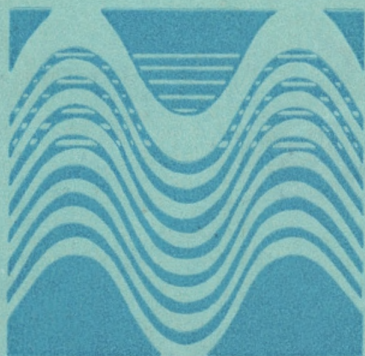


ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО БЕЛОРУССИИ



Министерство высшего и среднего специального образования БССР

Белорусский ордена Трудового Красного Знамени политехнический
институт

Республиканские межведомственные сборники

Водное хозяйство Белоруссии

Выпуск 7

Минск

"Высшая школа"

1977

338
862

Главный редактор
канд.техн.наук И.И. Шимко

Редакционный совет:

Г.В. Васильченко, Ф.П. Винокуров, П.Е. Лапчук, И.М. Лившиц,
И.В. Минаев, А.И. Мурашко, Г.А. Перышкин, В.П. Старинский,
И.В. Филиппович

В $\frac{30212 - 087}{M 304(05) - 77}$ 56 - 77

© Издательство "Высшая школа", 1977

ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСУШИТЕЛЬНЫХ И ОСУШИТЕЛЬНО-УВЛАЖНИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ С ОПТИМАЛЬНЫМИ ПАРАМЕТРАМИ

Осушение болот и заболоченных земель создает предпосылки для их интенсивного использования в сельском хозяйстве, получение же максимальных урожаев требует создания оптимального режима влажности почв. Установлено, что верхней границей влажности почвы следует считать предельную полевую влагоемкость (ППВ) или более высокую (в зоне капиллярной каймы), а нижней – влажность разрыва капилляров (или вблизи нее) (ВРК, по А.А. Роде). Границы оптимальной влажности зависят от вида сельскохозяйственных культур. В среднем для торфяных почв эти границы влажности имеют значения 75 и 80% от полной влагоемкости (ПВ) для полевых культур и несколько выше – для трав – 80 и 65% соответственно.

Мелиоративная система, которая способна постоянно удерживать в течение вегетационного сезона влажность в указанных пределах, будет способствовать получению высоких урожаев всех культур. Это не будет однако означать, что такая система вполне экономна в отношении расходования воды. В течение вегетационного сезона урожайность культур может не снижаться, если какое-то время влажность почвы будет меньше указанной границы, более того в случае переменной влажности можно получить максимальную урожайность [1]. В данном случае можно говорить о переменных границах оптимальной влажности. Однако полностью автоматизированных мелиоративных систем, управление которыми осуществляется датчиками влажности почвы для растений в любой момент времени, пока не существует. Управление мелиоративной системой упрощается, если предположить постоянными верхнюю и нижнюю границы оптимальной влажности почвы,

Влажность почвы в заданных пределах необходима от начала развития корневой системы до созревания урожая. Однако урожай зависит не только от вегетационного периода разви-

тия культуры, а от всего полевого сезона, в который включаются период весенних полевых работ, период сева, вегетации, уборки и вывоза урожая; полевой сезон длиннее вегетационного, но короче, чем теплый период для большинства культурных растений.

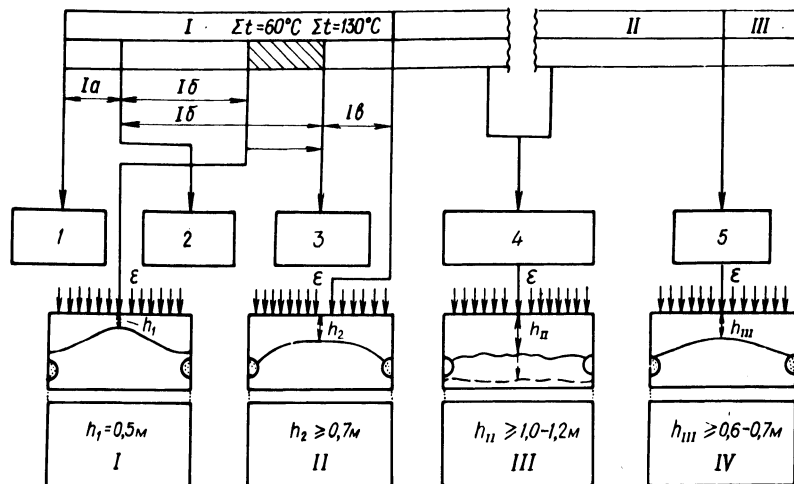


Рис. 1. Схема расчленения полевого сезона на периоды и подпериоды: 1 - дата устойчивого схода снега; 2 - начало предпосевного периода; 3 - начало посевного периода; 4 - вегетационный период; 5 - начало осеннего периода; I - устойчивое понижение УГВ (ϵ_{IA}); II - замедленное понижение УГВ (ϵ_{IB}); III - период глубокого стояния УГВ (ϵ_{II}); IV - период осеннего подъема УГВ (ϵ_{III}).

Началом полевого сезона можно считать устойчивую дату схода снега. По предложению А.И. Ивицкого [2] эта дата является исходной для назначения срока сева. Датой начала посевного периода можно считать календарную дату, к которой сумма положительных среднесуточных температур воздуха достигает 130°C . Выделяется также так называемый предпосевной период, начало которого можно найти, отсчитав 7-10 дней назад от даты начала посевного периода.

Таким образом, весь полевой сезон можно разделить на три резко различающихся периода по своим функциям в отношении формирования урожая культур: I - предпосевно-посевной период - от даты схода снега до конца весенних посевных работ; II - вегетационный период - период вегетации культур до начала уборки урожая; III - осенний уборочный период - период уборки и вывоза урожая (рис.1).

Рассмотрим первый период – предпосевно–посевной, Дли – тельность этого периода неодинакова для различных культур и определяется сроками посева (посадки) культур. Его специфическая особенность заключается в том, что в этот период в поле нет растений, а рассада еще без развитой корневой системы, за исключением озимых культур, которые имеют к этому времени слаборазвитую корневую систему, и трав. В первый период в основном происходит формирование запасов влаги в почве.

Предпосевно–посевной период разделяется на следующие подпериоды: Ia – послепагодковый (в работе [3] послепагодковым назван весь предпосевной период), который длится от даты схода снега до начала предпосевного; Ib – предпосевной – от конца послепагодкового до начала посевного; Iv – посевной.

Предпосевно–посевной период – наиболее важный для расчета мелиоративной системы, работающей в режиме сброса избыточной воды (осушение). Послепагодковый подпериод довольно короткий, в среднем 3 – 4 суток. Для некоторых условий этот подпериод выделять не требуется, поскольку отсутствует поверхностный сток (например, при малой степени разложения глубоководного торфа). Если этот подпериод выделяется, то в расчете ему отводится роль подготовительного для освобождения поверхности территории от слоя талой воды, а также освобождения придонной части каналов от снега, т.е. его следует считать подготовительным к устойчивому понижению уровня грунтовых вод. Уровень грунтовых вод (УГВ) устанавливается у поверхности земли или в непосредственной близости от нее. Однако при малоснежной зиме повторяющихся плюсовых температурах УГВ может находиться на достаточно большой глубине (50–60 см) [4, 5].

Предпосевной подпериод характеризуется устойчивым понижением УГВ. В этот подпериод идет снижение УГВ при временной инфильтрации весенних осадков в почву, причем снижение УГВ происходит при наиболее высоких напорах. К концу предпосевного периода и началу посевного необходимо такое понижение УГВ, при котором на полях беспрепятственно могла бы работать сельскохозяйственная техника. Такая глубина до УГВ в работе [3] названа “машинной” нормой осушения. Эта глубина должна быть не менее 50 см [5, 6, 7 и др.]. Это снижение УГВ должно произойти за 5–7 суток. Таким образом, после даты схода снега в течение 8–11 суток должен быть ликвидирован поверхностный сток, а УГВ понижен до

"машинной" нормы осушения, однако в расчете учитываются только 5-7 суток интенсивного понижения УГВ, поскольку первые 3-4 суток составляют подготовительный период освобождения от возможного поверхностного стока по неоттаявшей почве.

Что касается даты установления начала посевного периода для условий Белоруссии, то в работе [4, с. 28] В.Ф. Шебеко указывает, что дату начала посевного периода можно не фиксировать строго определенной датой гидрографа, как это имеет место в случае весеннего максимума. Тем не менее, для таких зерновых культур, как овес, ячмень ранние сроки более предпочтительны. Ранние сроки посева при благоприятных погодных условиях посевного периода приводят к наиболее высоким урожаям таких культур, как овес, ячмень [8]. В связи с этим желательно понизить УГВ за небольшой промежуток времени на глубину не менее 0,5 м с тем, чтобы начать в более ранние сроки весенние полевые работы.

Исследования [9-11] показывают, что в третьей декаде апреля уровень грунтовых вод должен находиться на глубине 0,7-0,8 м [7,12]. Разумеется, посев и посадка некоторых культур производится позже (например, картофеля) Однако в севообороте следует ориентироваться на более ранние сроки сева зерновых.

Дальнейшее снижение УГВ идет замедленно и неравномерно из-за малых напоров и проникновения атмосферных осадков, задерживающих или прекращающих на некоторое время снижение УГВ.

Второй период - вегетационный продолжается до начала осенних уборочных работ. В этот период глубокое положение УГВ (без шлюзования) сказывается на влажности корнеобитаемого слоя весьма ограничено.

В вегетационный период в годы засушливые и даже средние по осадкам возникают дефициты влажности в корнеобитаемом слое. Этот период в свою очередь можно разделить на периоды весьма важные в отношении формирования урожайности. Такое членение вегетационного периода предложено Г.И. Лашкевичем [13]. Это членение должно играть существенную роль при проектировании увлажнительных мероприятий на осушенных землях.

Третий период - период осенних уборочных работ - следует считать от даты начала уборки поздних культур, когда выпада-

ют осенние осадки, вызывающие подъем уровня грунтовых вод. Уборка ранних культур и озимых производится при достаточно низких УГВ.

Таким образом, в предпосевно-посевной период при расчете осушительных систем следует ориентироваться на культуры раннего сева, а в третий - на поздние, поскольку такой подход обеспечивает (без дополнительного увлажнения) равные возможности выращивания и сохранения хороших урожаев.

Членение полевого сезона на три периода позволяет сделать следующий вывод: урожайность культур при прочих равных условиях зависит от влажности почвы, но влажность почвы в первый и третий периоды обеспечивается уровнями грунтовых вод, а во второй - балансом приходных и расходных статей влаги. По этим причинам расчет параметров осушительных систем должен основываться на регулировании уровней грунтовых вод в первый и третий периоды и на непосредственном регулировании влажности почвы во второй период. При проектировании увлажнительных мероприятий первый и третий периоды (в качестве контроля) становятся граничными условиями для уравнения водного баланса поля на второй период. Покрытие дефицитов во второй период производится различными техническими средствами (шлюзование, дождевание) и обосновывается экономически.

В предпосевной подпериод когда преобладают наибольшие напоры по отношению к отметке заложения дрен, УГВ снижается устойчиво при одновременной инфильтрации весенних осадков. Снижение УГВ до 0,5 м от поверхности земли будем считать устойчивым водопонижением. Для расчета расстояний между дренами в этот подпериод необходимо применять формулы неустановившегося движения грунтовых вод [14,15]. Имея в виду случай подъема УГВ до поверхности земли в период снеготаяния время понижения необходимо принять равным 5 - 7 суткам.

В посевной подпериод при малых напорах снижение УГВ замедленное, часто прерываемое кратковременными подъемами УГВ (при интенсивном выпадении осадков). Расчет расстояний по формулам неустановившегося движения в это время не имеет смысла, поскольку понижение УГВ неустойчиво, а время понижения установить практически невозможно. Расчет расстояний между дренами (каналами) на этот подпериод следует производить по формулам установившегося движения при интенсивности инфильтрации ϵ_{IB} . Этот расчет следует полагать пове-

рочным, учитывая что УГВ в это время должен быть не выше 0,7 м.

Вторым поверочным расчетом следует считать расчет по формулам установившегося движения грунтовых вод в период осенних полевых работ. Обобщение С.Ф. Аверьянова [11], основанное на данных Н.Ф. Лебедевича [9] и А.И. Ивицкого [10], определяет положение УГВ на глубине менее 0,7–0,8 м. По времени этот расчет должен относиться к концу сентября, началу октября. Хотя в это время развитие корневой системы не лимитирует УГВ (период уборки), последний из-за осенних осадков должен находиться на достаточно большой глубине.

Расстояния между дренами (каналами) по формулам установившегося движения (весна, осень) будут различными из-за разных значений интенсивности инфильтрации осадков ($\varepsilon_{IV} \neq \varepsilon_{III}$). Эти расчеты должны производиться по формулам, учитывающим сопротивления в придренной зоне и в стыках (или перфорации) дрен [16]. Затем необходимо выбрать наименьшее расстояние, имея в виду наиболее неблагоприятный случай.

Расчет расстояний между дренами (каналами) на второй период по формулам не имеет смысла, так как при глубине закладки дрен от 0,9 до 1,5 м напоры в междуренье по отношению к отметке заложения дрен малы и кривая депрессии в большинстве случаев не имеет математически гладкой (выпуклой) формы [17]. Часто в этот период УГВ находится на глубине закладки дрен, а в отдельные засушливые годы ниже [18, 19], что подтверждается воднобалансовыми расчетами.

Во второй период подъем УГВ на высокие отметки практически исключен, несмотря на возможное выпадение осадков ливневого характера. Тем не менее, если ливневые осадки и могут поднять УГВ, то устойчивое понижение начинается обычно с отметок меньших, чем в предпосевной подпериод. Если принять рекомендации [20] понижать УГВ в течение четырех суток, то практически расстояния между дренами оказываются не менее рассчитываемых на предпосевной подпериод. Однако, если все-таки опасность подъема УГВ от ливневых осадков существует, то (в очень редких случаях) можно произвести поверочный расчет по формулам установившегося движения.

Изложенный порядок расчета осушительных систем применим и в том случае, когда начало полевого сезона устанавли-

ливается не по дате схода снега, а по температуре воздуха или почвы.

В данной схеме расчета мелиоративной системы тип водно-го питания учитывается при расчете расстояний между дренами.

Во второй период – (вегетационный) на мелкозалежных торфяниках (преимущественно [21–23] и на минеральных землях [24] необходимо увлажнение почвы. Способы увлажнения могут быть различны: предупредительное, увлажнительное шлюзование или дождевание.

Предупредительное шлюзование следует применять, очевидно, для замедления скорости снижения УГВ, начиная от глубины 0,5 м. Увлажнительное шлюзование имеет существенные недостатки: большой объем воды и инерционность увлажнения. Инерционность проявляется в медленном подъеме УГВ. Практически увлажнение этим способом можно осуществить 2 раза (редко 3) за период. Условия применения систем увлажнения, использующих элементы осушительной сети, описаны в работах [20–25].

Наиболее совершенным, но и дорогостоящим является увлажнение дождеванием. В условиях Белоруссии увлажнение дождеванием пока оправдано для орошения овощей, пастбищ и лугов [26].

Обнаружение дефицита влаги в корнеобитаемом слое (0,5 м) возможно в результате подекадного расчета по воднобалансовому методу на расчетный год. Первым граничным условием для воднобалансового расчета является начальная влажность корнеобитаемого слоя. Начало расчета следует отнести к концу предпосевного периода, когда УГВ опустится на глубину 0,5 м (подпериод 16). В это время влажность корнеобитаемого слоя с высокой степенью надежности можно считать равной предельной полевой влагоемкости (ППВ) (или наименьшей влагоемкости НВ). Подсчеты дефицитов влаги в корнеобитаемом слое по методике, предложенной В.Ф. Шебеко [4], позволяют определить режим увлажнения на вегетационный период. Подпитывание корнеобитаемого слоя со стороны грунтовых вод учитывается приходной статьей балансового уравнения и зависит от положения УГВ.

Таким образом, мелиоративная система гумидной зоны имеет два вида регулирования влажности – отвод избыточной воды и подачу недостающей.

Первый вид регулирования влажности почвы тесно связан со своевременным понижением УГВ. Если система запроектирована в точном соответствии с режимом понижения УГВ по периодам (I, II, III), но без увлажнения, то можно считать, что на мелиорируемой территории хорошо отрегулирован режим осушения почвы. На таких землях получают высокие урожаи только во влажные годы. Почве, обслуживаемой такой системой, можно приписать высший балл качественной оценки [27] на богарных землях.

Если мелиоративная система включает и способ увлажнения (дождеванием), то можно считать, что на этой территории полностью отрегулирован режим влажности почвы. Оценочный балл почвы при этом повышается. Например, торфяно-болотные маломощные почвы оцениваются по принятой в БССР методике в 74 балла, что соответствует средним многолетним урожаям зерновых культур 19 ц/га. Увлажнение увеличивает урожайность, следовательно, возрастает оценочный балл почвы. Это естественно, поскольку улучшение водного режима соответствует увеличению плодородия почвы.

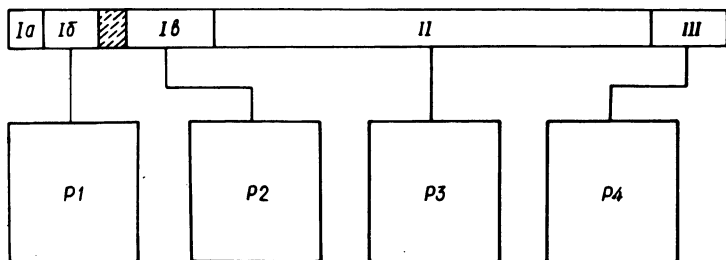


Рис. 2. Схема инженерного расчета мелиоративной системы по периодам: P1 - ϵ_{Ia} , $h=0,5$ м, $t=5-6$ сут; P2 - ϵ_{Ib} , $h=0,7$ м, $t=\infty$; P3 - режим увлажнения; P4 - ϵ_{III} , $h=0,6-0,7$ м, $t=\infty$.

Расчет элементов осушительно-увлажнительной мелиоративной системы по периодам представлен в виде схемы (на рис. 2). Согласно этой схеме необходимо произвести четыре вида расчетов: P1 - расчет расстояний между дренами (и других параметров) по формулам установившегося движения грунтовых вод; при интенсивности инфильтрации осадков ϵ_{Ia} в течение $t=5-7$ суток понизить УГВ на глубину $h_1 = 0,5$ м от поверхности земли; P2 - проверочный расчет расстояний между дренами по формулам установившегося движения при ϵ_{Ib} и $h_2 = 0,7$ м; P3 - расчет дефицитов влаги по балансовому ме-

тоту и определение режима орошения; Р4 – поверочный расчет расстояний между дренами по формулам установившегося движения при ϵ_{III} и $h_{III} = 0,6 - 0,7$ м.

Подъем УГВ в осенний период не должен препятствовать уборочным работам, однако за пределами срока уборки (в более поздний период) УГВ может подняться до глубины, меньшей 0,6 м. Если предположить, что подъем происходит с глубины 110 – 120 см до 60 см, то этот подъем на 50 – 60 см должен произойти (при работающем дренаже) за время t_{III} , т.е. за время уборки (и вывозки) урожая. Если это время можно установить достаточно точно, то такой вид расчета следует считать альтернативным к расчету по формулам установившегося движения. Такой расчет можно произвести по формулам С.Ф. Аверьянова [14] или А.Я. Олейника [15].

Отметим также, что в схеме расчета осушительной системы по периодам и подпериодам нормы осушения зависят от режима осушения и существенно сказываются на расчете только в предпосевной и осенний периоды.

Сравнение вариантов строительства систем с различными способами увлажнения возможно в том случае, если (при равном количестве продукции) параметры мелиоративных систем будут рассчитаны как оптимальные. Если же сравнивать одну систему с оптимальными параметрами, а другую с отклоняющимися от оптимальных, то сравнение вариантов не позволит выявить лучший из них.

При определении режима орошения существенную роль играет нижняя граница влажности. Установив, что оптимальный диапазон влажности находится в пределах 80 – 60% от ПВ (включая и травы), мы тем самым исключаем из рассмотрения вопрос о влажности почвы. Однако нижняя граница влажности может быть и иной. Если рассматривать весь диапазон влажности от коэффициента завядания (ВЗ – влажности завядания) до ППВ, то в отношении к культурам выделяют (А.А. Роде) три уровня: ППВ, ВЗР (влажность замедленного роста, примерно равная влажности разрыва капилляров – ВРК) и ВЗ (рис. 3). Режим орошения культуры зависит от принятой нижней границы влажности.

На рис.3 показано, как изменяется количество поливов и норма орошения в зависимости от того, какая влажность принята за нижнюю границу: два полива при влажности, близкой к ВЗ, и пять поливов при ВЗР. Нижняя граница оптимальной

влажности обычно устанавливается по урожайности культур; для мелкозалежных торфяников нижний предел влажности определен в работе [28] по урожайности трав. Полагая, что урожайность остается постоянной для диапазона влажностей ППВ-ВЗР, выделим еще два диапазона: ВЗР-УВ₁ и УВ₁-ВЗ (рис.3). Если принимать за нижнюю границу влажности не ВРЗ, а промежуточный уровень УВ₁ или близкий к ВЗ УВ₂, то будет изме-

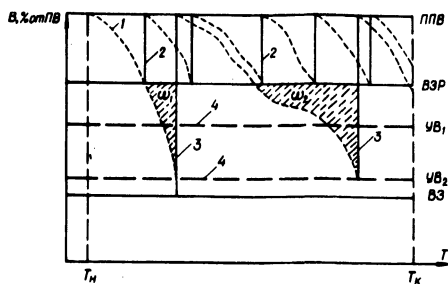


Рис. 3. Ход регулируемой влажности при различных границах увлажнения: 1 - изменение влажности почвы при поливах от начала (T_H) до конца (T_K) поливного периода; 2 - поливы при нижней границе влажности почвы; равной ВЗР; 3 - то же при влажности, близкой к ВЗ; 4 - промежуточные уровни влажности почвы.

няться режим орошения, урожайность культуры и затраты на орошение. Промежуточных уровней можно выделить несколько, однако для нешироких диапазонов влажности трудно получить достоверные данные об уменьшении урожайности.

Способы увлажнения также оказывают влияние на выбор нижней границы влажности почвы.

Технический расчет параметров осушительно-увлажнительной системы по периодам полевого сезона позволяет определять параметры технически возможные, а не экономически целесообразные. При техническом расчете поставленные задачи осушения и увлажнения могут быть решены при различных сочетаниях параметров (при различных расстояниях между дренами, глубине их закладки, уклонах, режимах орошения и т. д.). При совмещении технического расчета с экономическим можно найти единственный экономически целесообразный вариант в данных условиях и вычислить оптимальные параметры системы. Оптимизационные расчеты обычно основываются на отыскании таких параметров системы, при которых приведенные ежегодные издержки по системе будут минимальными.

Для расчета оптимальных параметров осушительно-увлажнительных систем можно записать функцию цели в следующем виде

$$\bar{P}_{\ominus} = \frac{\sum K_{oi} \eta_{oi}}{F_{oc}} + \frac{\sum K_{ок} \eta_{ок}}{F_{oc}} + \frac{\sum P_{оп}}{F_{oc}} + \frac{\sum K_{от} \eta_{от}}{F_{oc}} + \frac{\sum P_{oi}}{F_{oc}} + \frac{\sum y_{oj}}{F_{oc}}, \quad (1)$$

где \bar{P}_{\ominus} - удельные ежегодные затраты по осушительно-увлажнительной системе (на 1 га); $\sum K_{oi}$ - сумма капитальных вложений на устройство дренажа, зависящая от длины дрен и глубины их закладки; $\sum K_{ок}$ - сумма капитальных вложений на устройство всех видов проводящей сети каналов и коллекторов; $\sum P_{оп}$ - сумма всех видов эксплуатационных затрат по всем элементам осушительной сети; $(\eta_{oi} + E)$, $(\eta_{ок} + E)$ - доли амортизационных отчислений по всем элементам дренажа и проводящей сети; E - нормативный срок окупаемости капитальных вложений; $\sum K_{от}$ - сумма капитальных вложений на устройство всех элементов оросительной сети и поливной техники; $(\eta_{от} + E)$ - доли амортизационных отчислений по всем элементам оросительной сети и поливной техники и нормативный срок окупаемости; $\sum P_{oi}$ - сумма эксплуатационных затрат по всем элементам оросительной сети и поливной техники; F_{oi} - площадь осушения, зависящая от расстояний между дренами; общая площадь осушения должна совпадать с площадью орошения; $\sum y_{oj}$ - сумма функций, которые определяют ущербы (в денежном выражении) при изменении параметров системы.

Следует отметить, что в приведенные удельные затраты \bar{P}_{\ominus} входят только те капитальные вложения и эксплуатационные затраты, которые зависят от выбранных параметров эксплуатационной системы, оптимальные значения которых вычисляются.

Функция цели (1) может, однако, распасться на две или более функций, не зависящих друг от друга. Например, мелиоративная система включает следующие сооружения: материальный дренаж на пастбище и орошение пастбища ДМ "Фрегат", с забором воды из водохранилища, расположенного вне осушаемой территории. Очевидно, что в данном случае на территории размещено два типа мелиоративных сооружений со своими функциями - осушительной системы и оросительной. В этом случае расстояние между дренами совершенно не зависит от сооружений оросительной сети и вычисление этого расстояния следует производить только для осушительной сети.

Примером системы, для которой сохраняются все слагаемые функции (1), является система двойного регулирования влажности, осуществляемая материальным дренажем.

Рассмотрим сначала вопросы возможной оптимизации параметров только осушительной системы по периодам полевого сезона.

При понижении УГВ в предпосевной период до глубины 0,5 м по формулам неустановившегося движения рассчитывается расстояние между дренами. Если необходимо понизить УГВ за более короткий промежуток времени (меньше 5 – 7 суток), получаем меньшее расстояние между дренами. Тогда повысится надежность снижения УГВ и в очень влажные весенние месяцы, одновременно уменьшится вероятность запаздывания со сроком посевных работ. Однако уменьшение расстояния между дренами приведет к увеличению стоимости дренажа. Если при расчете брать большее количество дней, то получим большее расстояние между дренами и меньшую его стоимость. Но увеличение количества дней, принятых в расчете, увеличит вероятность запаздывания с началом сева и других полевых работ. Запаздывание же со сроком сева приводит к снижению урожайности культур раннего сева (овса, ячменя, яровой пшеницы и др.). Можно допустить некоторые снижения урожая, снизив тем самым стоимость дренажа. Однако здесь необходимо найти такой оптимальный вариант расстояний между дренами, чтобы приведенные затраты по дренажу были минимальными.

В этом случае формируется функция ущерба, определяющая стоимость потерянного урожая от запаздывания со сроком сева [29]. Функция ущерба суммируется с другими членами функции цели. Нахождение минимума затрат по функции цели позволяет найти оптимальное расстояние между дренами на предпосевной подпериод [30].

Функцию ущерба можно также записать и для периода осенних полевых работ. Учитывая, что нормальная работа на полях возможна при глубине УГВ 0,6 м от поверхности земли, предполагаем, что при меньшей глубине УГВ работа будет затруднена. Это оценивается как ущерб, связанный со снижением урожайности или с увеличением стоимости полевых работ. Допущение некоторого ущерба приведет к увеличению расстояний между дренами и снижению стоимости дренирования.

В вегетационный период возможно формирование функций ущерба по избытку (U_{31}) и по недостатку (U_{32}) увлажнения. Если принятое расстояние между дренами приводит к подтопле-

нию корневой системы культур, которое снижает урожайность, то возникает ущерб, который учитывается в денежной форме функцией U_{31} . Как правило, расстояния между дренами, принятые по расчету на весенний и осенний периоды, не создают таких подъемов УГВ в летний период, при которых происходит снижение урожаев от переувлажнений, поэтому функция U_{31} обычно равна нулю.

Для осушительно-увлажнительных систем функция U_{32} должна формироваться всегда. Собственно, функция ущерба (U_{32}) по недостатку влаги определяет расчет оптимальных параметров осушительно-увлажнительных систем. Эта функция ущерба будет учитывать снижение урожая (или балла бонитета почвы) за счет выхода кривой влажности почвы за оптимальные границы. На рис.3 показаны (заштрихованы) области выхода влажности за пределы оптимального диапазона (ППВ-ВЗР). Такие площади (ω_i) характеризуют продолжительность пониженной влажности и глубину недоувлажнения. Сумма этих площадей ($\sum \omega_i$) имеет связь с урожайностью, т.е. потеря урожайности есть функция суммы площадей ω_i . Эта зависимость коррелятивная, поскольку не учитывает критические периоды развития культур, в которые необходима оптимальная влажность почвы. Покрываются дефициты влажности почвы в результате проведения увлажнительных мероприятий и стоимость этих мероприятий определяет функцию ущерба для осушительно-увлажнительной системы.

Функции ущерба осушительно-увлажнительных систем зависят от промежуточных уровней влажности ($УВ_i$). Следовательно, при расчете оптимальных параметров осушительной системы по функции (1) затраты на увлажнительные мероприятия учитываются функциями ущербов.

Если элементы осушительной системы используются для увлажнения, то возможны такие объективные условия, при которых подъем УГВ не удовлетворяет требованиям регулирования влажности в заданном диапазоне. Это может происходить по нескольким причинам, главные из которых следующие: а) при двучленном строении геологического профиля подъем УГВ начинается из нижнего водоносного слоя в верхний, менее водопроницаемый; б) подъем начинается с относительно высоких отметок и происходит при значительно меньших напорах, чем осушение той же системой дрен; в) большое несовпадение величин водоотдачи (при понижении УГВ) и недостатка насыщения (при повышении УГВ).

В этом случае расчет может производиться по условиям увлажнения, а функции ущерба будут учитывать условия осушения. Функцию цели тогда можно использовать в записи (1), однако следует иметь в виду, что площадь F будет теперь вычисляться из условия увлажнения $F_{ув}$. Капитальные затраты по многим элементам осушительной и увлажнительной сети будут общими.

Системы двойного регулирования влажности должны производить увлажнение корнеобитаемого слоя достаточно быстро. Если это увлажнение производится медленно в течение многих дней, то ухудшается воздушный, температурный режимы почвы, в результате урожайность культур снижается. В связи со скоростью увлажнения можно сформировать функцию ущерба, выражающую потерю урожая от несвоевременного увлажнения и ухудшения режимов почвы.

Таким образом, функция цели (1) в общем случае выражает приведенные затраты по мелиоративной системе, а функции ущерба будут изменяться в зависимости от принципа, положенного в основу расчета – осушения или увлажнения.

Одной из функций ущерба может быть функция, учитывающая влияние осушенной территории на прилегающие земли. Эта функция выражает ущерб (например, потерю урожая) в связи с глубиной понижения УГВ на осушаемой территории. Ущерб будет зависеть от двух факторов: от глубины заложения дрена (h) и скорости снижения УГВ, поскольку скорость снижения сказывается на запасах влаги на прилежащих территориях. Так как скорость снижения УГВ определяется расстоянием между дренами (B), то функция ущерба зависит от двух (главных) переменных $Y_{I-II} = f(h, B)$ и выражает стоимость потерянного урожая (и других убытков) на прилежащих землях.

Ущерб несельскохозяйственного происхождения (от падения УГВ в колодцах, обмеления рек, появления развеваемых песков и др.) может зависеть и от параметров дренажа, и от общего (в годовом разрезе) снижения УГВ на осушаемой территории. При достаточном количестве данных возможно формирование функций ущербов несельскохозяйственного происхождения.

Возможно формирование функции ущерба по дефициту воды в речном бассейне, если дренажная вода не используется в данном бассейне, а безвозвратно сбрасывается за его пределы.

Если покрытие дефицитов влажности осуществлять путем проведения мелиоративных мероприятий, не имеющих отношения к параметру осушительной системы (например, к расстоянию между дренами), то расчет оптимальных параметров осушительной и оросительной систем (обслуживающих одну и ту же площадь) производится раздельно и минимальные затраты (при оптимальных параметрах) затем суммируются.

Р е з ю м е

Расчленение полевого сезона на периоды и подпериоды необходимо для обоснования расчета как осушительной сети, так и увлажнительных мероприятий на мелиоративной системе; помогает упорядочить расчет режима осушения и режима увлажнения.

Технико-экономический расчет оптимальных параметров может производиться из условий осушения и из условий увлажнения (в вегетационный период), а все изменения и особенности других периодов учитываются функциями ущерба.

Л и т е р а т у р а

1. Закржевский П.И., Шебеко В.Ф. Динамика влажности почвы и урожай. - "Вестник сельскохозяйственной науки", 1972, № 4. 2. Ивицкий А.И. Предпосевной период и предпосевно-посевной сток в условиях БССР. - "Труды ВНИИЕХ", т. 1. Минск, 1938. 3. Гейтман Б.Г., Писарьков Х.А. Осушение сельскохозяйственных земель. М.-Л., 1955. 4. Шебеко В. Ф. Гидрологический режим осушаемых территорий. Минск, 1970. 5. Шебеко В.Ф. Расчеты режима увлажнения при проектировании осушения заболоченных территорий. - В сб.: Увлажнение осушаемых земель. М., 1974. 6. Закржевский П.И. Начало посевного периода при мелиорации болот Белоруссии. - В сб.: Мелиорация и использование осушенных земель. Т.ХУ. Минск, 1967. 7. Свиклис П.Б. О нормах осушения избыточно-увлажненных земель. - В сб.: Режим осушения и методика полевых научных исследований. М., 1971. 8. Барсуков А.И., Новик И.Н., Моховиков Г.А. Сроки сева ячменя на торфяных почвах. - В сб.: Мелиорация мелкозалежных торфяников белорусского Полесья. Минск, 1972. 9. Лебедевич Н.Ф. Водный режим торфяно-болотных почв и урожай сельскохозяйственных культур. - "Труды Ин-та мелиорации, водного и болотного хозяйства". Т.5, Минск, 1954. 10. Ивицкий А.И. Исследование норм осушения болот. - "Труды БелНИИМиВХ." Минск, 1958.

11. Аверьянов С.Ф. Об осушении низинных болот. – "Научные записки МИИВХ", 1957, т.19.
12. Головкин Д.Г. Влияние режима осушения на основные факторы роста и развития сельскохозяйственных культур. – В сб.: Режим осушения и методика полевых научных исследований.
13. Лашкевич Г.И. Водопотребление культурных растений на торфяных почвах. – "Гидротехника и мелиорация", 1975, №4.
14. Аверьянов С. Ф. Расчет понижения и подъема грунтовых вод при осушении системой каналов (дрен). – "Гидротехника и мелиорация", 1957, №12.
15. Олейник А.Я. Неустановившаяся фильтрация в условиях работы несовершенных каналов и дрен. – В сб.: Мелиорация и водное хозяйство. Вып. 11. Киев, 1969.
16. Мурашко А.И. Горизонтальный пластмассовый дренаж (расчеты и строительство). Минск, 1973.
17. Шкиннис Ц.Н. Проблемы гидрологии дренажа. Л., 1974.
18. Маслов Б.С. Режим грунтовых вод переувлажненных земель и его регулирование. М., 1970.
19. Ивицкий А.И. О проектировании осушительно-увлажнительных систем на болотах Полесья. – В сб.: Увлажнение осушаемых земель. М., 1974.
20. Циприс Д.Б. Орошение в нечерноземной зоне. М., 1973.
21. Марков Е.С. Мелиорация пойм нечерноземной зоны. М., 1973.
22. Янголь А.М. Двустороннее регулирование влажности при осушении. М., 1970.
23. Зубец В.М. Реконструкция гидромелиоративных систем. Минск, 1966.
24. Зайдельман Ф.Р. Режим и условия мелиорации заболоченных почв. М., 1975.
25. Волковский П. А. Эксплуатация осушительных систем (пособие для разработки курсовых и дипломных проектов). М., 1971.
26. Лыч Г.М. Эффективность мелиорации. М., 1975.
27. Медведев А.Г. и др. Качественная оценка земель в колхозах и совхозах БССР. Минск, 1971.
28. Михальцевич А.И. и др. Нижний предел оптимальной для многолетних трав влажности мелкозалежных торфяников. – В сб.: Мелиорация мелкозалежных торфяников белорусского Полесья. Минск, 1972.
29. Минаев И.В. Технико-экономический расчет оптимальных параметров дренажа. – В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 1. Минск, 1971.
30. Минаев И.В. Проектирование дренажных систем с оптимальными параметрами. – "Гидротехника и мелиорация", 1974, №9.

К ВОПРОСУ О КОЛИЧЕСТВЕННОЙ ОЦЕНКЕ КАЧЕСТВА
ВОДНЫХ РЕСУРСОВ

Основными показателями качества водных ресурсов естественных водотоков являются: режимные характеристики водотоков; условия использования водных ресурсов (физико-географические, экономические и др.).

В работе рассматриваются качества водных ресурсов в их режимном аспекте. Таковыми являются зарегулированность стока в году и изменчивость его характеристик в многолетнем разрезе.

Возможность оценки выравниваемости стока в году является весьма важной для решения задач по использованию водных ресурсов при их естественном режиме, а также для водохозяйственных расчетов по регулированию стока. Особенно это имеет значение для сравнительной оценки качества водных ресурсов отдельных объектов.

Показатель, характеризующий ежегодные колебания естественной зарегулированности стока, может служить и критерием при типизации внутригодового режима маловодных, многоводных и средних по водности лет для водохозяйственного проектирования.

Показатели зарегулированности стока могут рассматриваться в границах годового цикла и в многолетней перспективе для суммарных величин стока (годового, сезонного и др.).

В большинстве физико-географические факторы, способствующие зарегулированности стока внутри года, влияют в том же направлении на характер колебаний суммарных величин стока из года в год.

При оценке зарегулированности годовых величин стока обычно за основу берут отношение стандарта к среднему арифметическому, т.е. коэффициент вариации.

Для оценки зарегулированности стока внутри года имеются предложения С.И.Рыбкина (1935), П.М.Дмитриевского (1940), Д.Л.Соколовского (1946), В.Л.Шульца (1949), Б.А.Аполлова (1952), Е.Мошони (1956), Л.Д.Лаврентьевой (1959), С.Н.Калачева (1960), Л.Н.Вознесенского и В.А.Баранова (1967), В.Д.Быкова, А.Н.Важнова, И.С.Федоровой (1970), И.М.Лившица (1970) [1 - 4, 15].

Для некоторых из предложенных оценок приведены обобщения закономерностей их территориального распределения, а также разработаны косвенные методы их определения при отсутствии непосредственных наблюдений (общие и для отдельных физико-географических районов). К ним относятся методы, предложенные В.Г.Андреяновым (1953), Ю.П.Бурнейкисом и Б.В. Гайлюшисом (1965), В.Н.Плужниковым и Л.В.Добролюбовой (1966), Л.Н.Вознесенским и В.А.Барановым (1967), В.Д. Быковым, А.Н.Важновым и И.С.Федоровой (1970), В.И.Бабкиным (1970), Б.М.Гончаронком (1970), И.М.Лившицем (1970,1972) [1-4, 7].

Особо следует отметить работу Д.И.Кочерина по классификации "урегулированности" режима рек СССР [8].

Следует указать, что косвенные методы оценки зарегулированности стока для неисследованных рек в данной работе не рассматриваются.

Имеющиеся предложения по численной оценке внутригодовой зарегулированности стока на основании стоковых данных можно разделить на две группы.

Первая группа базируется на соотношениях характерных ординат годового гидрографа или средней кривой обеспеченности суточных расходов ($\frac{\bar{Q}_{\text{мин}}}{\bar{Q}_{\text{год}}}$, $\frac{\bar{Q}_{\text{мак}}}{\bar{Q}_{\text{год}}}$, $\frac{\bar{Q}_{\text{мак}}}{\bar{Q}_{\text{мин}}}$ и др.). К пер-

вой группе можно также отнести показатели, предложенные Д.Л. Лаврентьевой [2]:

$$\frac{\bar{Q}_{\text{год}} - \bar{Q}_{\text{мин}}}{\bar{Q}_{\text{год}}} = 1 - \frac{\bar{Q}_{\text{мин}}}{\bar{Q}_{\text{год}}}, \quad (1)$$

$$\frac{365 - t}{365} = 1 - P(Q), \quad (2)$$

так как t - продолжительность избытка стока над средним (обеспеченность). Связь этих показателей с другими показана в табл. 1.

Вторая группа базируется на соотношении между отдельными частями площади гидрографа или кривой обеспеченности суточных расходов. В практике оценок гидроресурсов наибольшее распространение получила вторая группа, а именно характеристики $\bar{\varphi}_{\epsilon}$ и \bar{C}_r .

Таблица 1. Коэффициенты корреляции между характеристиками естественной зарегулированности стока

Характеристика естественной зарегулированности	$\frac{\bar{Q}_{\text{мин}}}{\bar{Q}_{\text{год}}}$	$\frac{\bar{Q}_{\text{мин}}}{\bar{Q}_{\text{макс}}}$	$\frac{\bar{Q}_{\text{мин}}}{\bar{Q}_{50}}$	$\frac{\bar{Q}_{0,84}}{\bar{Q}_{0,16}}$	$\frac{\bar{Q}_{0,75}}{\bar{Q}_{0,25}}$	$\frac{\bar{Q}_{\text{год}}}{\bar{Q}_{\text{макс}}}$	$\frac{Q_{\text{год}} - Q_{\text{мин}}}{Q_{\text{макс}} - Q_{\text{мин}}}$	$\frac{\bar{Q}_{0,5}}{\bar{Q}_{\text{макс}}}$	$\frac{\bar{Q}_{\text{мод}}}{\bar{Q}_{\text{год}}}$	P(Q)
	$\bar{\varphi}_{\xi}$	0,90	0,79	0,71	0,72	0,72	0,56	0,46	0,72	
$\frac{\bar{Q}_{0,5}}{\bar{Q}_{\text{год}}} = \bar{K}_{0,5}$	0,92	0,66	0,70	0,74	0,67	0,59	0,45	0,75	0,52	0,90

Примечание. Обозначение $P(\bar{Q})$ выражает обеспеченность среднегодового расхода, $\bar{Q}_{\text{мод}}$ - расход, обладающий наибольшей частотой (модальный).

Характеристика $\bar{\varphi}_{\xi}$ (коэффициент естественной зарегулированности стока) — это отношение площади гидрографа, расположенной ниже среднего расхода к общей его площади. Более удобно определять $\bar{\varphi}_{\xi}$ из кривой обеспеченности суточных расходов воды

$$\bar{\varphi}_{\xi} = \int_0^{1,0} P dk. \quad (3)$$

По мере увеличения равномерности распределения стока в году $\bar{\varphi}_{\xi}$ увеличивается и стремится к единице. Необходимо отметить, что значение $\bar{\varphi}_{\xi}$ практически не превосходит величины 0,90. Для рек с высокой естественной зарегулированностью (например, Свирь у п. Богачево, Нева у п. Петрокрепость) $\bar{\varphi}_{\xi} = 0,90$.

Для характеристики тех же свойств гидрографа или кривой обеспеченности суточных расходов часто применяют так называемый коэффициент внутригодовой неравномерности

$$\bar{d} = 1 - \bar{\varphi}_{\xi} \quad (4)$$

По данным Н.С.Калачева [2], коэффициент \bar{d} был рекомендован группой экспертов ООН по изучение водноэнергетических ресурсов Европы для всеобщего применения.

Вполне понятно, что характеристики внутригодовой зарегулированности, полученные на основе кривой обеспеченности суточных расходов, не являются исчерпывающими, так как не отражают существующие волны в календарном ходе стока. В связи с этим при различных типах режима календарного распределения стока мы можем получить одинаковые характеристики

статистического распределения. Например, р. Сочи у п. Пластинки (режим паводочный) при $F = 238 \text{ км}^2$ и р. Умба у п. Порог Паялка при $F = 6570 \text{ км}^2$ и озерности 14% имеют одинаковые значения $\bar{\varphi}_{\xi} = 0,72$. Это подтверждается данными Д.Л.Соколовского [9] по величине $\bar{\varphi}_{\xi}$ для 13 выделенных им зон СССР на основе типов режима рек по характеру кривых обеспеченности суточных расходов.

Высказанные замечания сохраняются и для ряда характеристик первой группы.

Таким образом, все характеристики естественной зарегулированности стока, полученные без учета хронологической последовательности расходов, в первую очередь могут применяться при сравнительном анализе режима рек, относящихся к одному и тому же типу внутригодового режима стока. В пределах каждого физико-географического района со свойственным ему типом (моделью) календарного распределения значение φ_{ξ} изменяется в зависимости от озерности, величины водосборной площади, заболоченности, лесистости и других природных факторов. Например, для р. Томи у п. Рубежи (бассейн р. Невы, $F = 1209 \text{ км}^2$, озерность 1%) φ_{ξ} равно 0,50, а для р. Невы у п. Петрокрепость ($F = 276\,000 \text{ км}^2$, озерность 17%) φ_{ξ} равно 0,90.

Подобные сопоставления можно сделать и для других физико-географических районов.

Характеристика C_r , предложенная П.М.Дмитриевским, представляет собой отношение полезного объема воображаемого водохранилища, необходимого для выравнивания годового стока, к объему среднего годового стока и названа коэффициентом неравномерности стока [4].

При одновершинном гидрографе $\bar{\varphi}_{\xi} = 1 - C_r$. При наличии нескольких вершин $\bar{\varphi}_{\xi} < (1 - C_r)$ в связи с учетом возможного восстановления объема водохранилища за счет регулярных избытков стока над средним. Это неравенство является существенным для некоторых горных рек и рек муссонного режима [3,4].

В большинстве коэффициент C_r не вносит существенных изменений в оценку внутригодовой зарегулированности стока по сравнению с коэффициентом $\bar{\varphi}_{\xi}$.

Проведенное нами исследование для 23 рек, протекающих в разных физико-географических зонах СССР, при площадях водосбора от 757000 до 445 км² показало, что отношение $\eta =$

$$= \frac{1 - C_r}{\bar{\varphi}_{\xi}}$$
 колеблется от 1,0 до 1,12. При этом для 22 гидро-

логических створов η не превосходит 1,08, а для 17 створов — 1,05.

Следует отметить, что при расчете объема воображаемого водохранилища годично-сезонного регулирования стока по гидрографам среднемесячных расходов (как это обычно проводится на практике) доля относительного объема стока на восстановление существенно уменьшается, приближаясь к нулю. Например, при подсчете φ_{ξ} для Колхидского района Причерноморской паводочной области, где число паводков в году достигает 20 и более (при длительности 6—8 дней), гидрограф среднемесячных расходов становится практически одномодальным.

Ко второй группе оценок зарегулированности стока в году можно также отнести показатели, выражающие отношения между объемами стока различных сезонов годового периода [1,10]. Так, в работе [1] в качестве параметров внутригодовой неравномерности стока рек Кавказа, исходя из генетических признаков, приняты два параметра:

$$\alpha = \frac{Q_{IY} - Q_{UI}}{Q_{VII} - Q_{IX}}, \quad (5)$$

$$\beta = \frac{Q_{IY} - Q_{IX}}{Q_X - Q_{III}}. \quad (6)$$

Годовой гидрограф расчленен на теплый (IY — IX) и холодный (X — III) календарные сезоны, а теплый сезон — на два периода (IY — UI и VII — IX), различающиеся по генезису и водности. Достоинством этих оценок является то, что они базируются на фрагментах календарной последовательности элементов стока, хотя и не дают исчерпывающей информации для водохозяйственных расчетов по регулированию стока водохранилищами.

Здесь же можно отнести и предложения С.Н. Калачева [2] по трансформации гидрографа в кривую распределения. Параметры этой кривой являются показателями неравномерности распределения стока во времени и по величине. Предложенный метод по статистической обработке совокупности расходов за годовой период заслуживает внимания, но требует разработки на многолетних материалах по рекам с различными типами режима.

На основе изложенного можно прийти к заключению, что коэффициент φ_{ξ} является рациональным, приближенным показателем

телем внутригодовой зарегулированности стока в пределах каждого однородного гидрологического режима с определенно выработанной моделью режима стока.

Анализ существующих способов. Между характеристиками равномерности внутригодового распределения стока первой и второй групп существует определенная связь, выражаемая существенными значениями коэффициентов корреляции.

Для 126 гидрологических пунктов Полесья и смежных территорий исследована связь между $\bar{\varphi}_\xi$ и характеристиками первой группы, рекомендованными в литературе [7]. Величины коэффициентов корреляции сведены в табл. 1.

Следует отметить, что характерные ординаты приняты по "средним" кривым обеспеченности суточных расходов. При этом взяты отношения низких величин стока к высоким, что более наглядно характеризует внутригодовую зарегулированность. Коррелятивная связь между $\bar{\varphi}_\xi$ и приведенными характеристиками первой группы везде статистически существенна. Выделяются весьма высокими коэффициентами корреляции с $\bar{\varphi}_\xi$ две характеристики, а именно. $\bar{Q}_{\text{мин}} / \bar{Q}_{\text{год}}$ и $P(Q)$. Это вполне понятно, так как исследованные связи относятся к рекам с преобладающим в году низким режимом (по Д. И. Кочерину) и значительной положительной асимметрией.

Следует отметить, что между показателями внутригодовой зарегулированности стока и коэффициентами вариации годового стока существует значащая отрицательная связь, так как они в основном зависят от одних и тех же факторов стока (площади водосбора, озерности, территориального расположения водосбора и др.).

Для Белоруссии и Верхнего Поднепровья $r_{\varphi_\xi C_v} = -0,60$ при числе членов $N = 119$.

Не отрицая положительных свойств коэффициента естественной зарегулированности стока $\bar{\varphi}_\xi$ мы считаем рациональным заменить его показателем $\bar{K}_{0,5} = \frac{\bar{Q}_{0,5}}{\bar{Q}_{\text{год}}}$. Этот показатель

легко определить по материалам ГУТМС как для среднего многолетнего периода, так и для годового (ресурсы поверхностных вод СССР, гидрологические ежегодники). Следовательно, значительно облегчается установление не только значения $\bar{K}_{0,5}$

по $\bar{Q}_{0,5}$ и $\bar{Q}_{\text{год}}$ ($\frac{\sum_{i=1}^n Q_{0,5i}}{n}$; $\frac{\sum_{i=1}^n Q_{\text{год}}}{n}$), но и параметров

распределения для ежегодных значений $k_{0,5} = \frac{Q_{0,5}}{Q_{\text{год}}}$, а именно $C_{\sqrt{k_{0,5}}}$ и $C_{S_{k_{0,5}}}$.

Для рек Белоруссии и смежных территорий [3,7,11] коэффициент корреляции между среднегодовыми значениями $\bar{k}_{0,5}$ и $\bar{\varphi}_{\xi}$ получен равным 0,99, и уравнение регрессии

$$\bar{\varphi}_{\xi} = 0,65 \bar{k}_{0,5} + 0,24, \quad (7)$$

$$\bar{k}_{0,5} = 1,54 \bar{\varphi}_{\xi} + 0,37. \quad (8)$$

Такая же связь между $\bar{k}_{0,5}$ и $\bar{\varphi}_{\xi}$ получена для рек Литовской ССР, Западной Сибири, Центрального Казахстана, Грузии, Словакии [7, 11] с параметрами уравнений, весьма близкими к параметрам уравнений (7) и (8).

Для ежегодных значений $k_{0,5}$ и φ_{ξ} вычисленные парные коэффициенты корреляции по 39 гидрологическим пунктам Полясья и смежных территорий оказались в пределах 0,79 – 0,99, в том числе по 25 пунктам — свыше 0,90.

Подобные результаты получены и Б.М. Гончаронком [6] при исследовании связи между годовыми значениями $k_{0,5}$ и d для 14 рек бассейнов Западной Двины, Немана и Днепра.

Большая теснота связи между $k_{0,5}$ и φ_{ξ} вполне понятна, так как при устойчивой модели (асимметричной) кривой обеспеченности суточных расходов тенденция сближения $\bar{Q}_{0,5}$ и $\bar{Q}_{\text{год}}$ выражает степень выравнивания стока внутри года, а следовательно, и величину φ_{ξ} . Отметим, что коэффициенты корреляции между $\bar{\varphi}_{\xi}$ и характеристиками зарегулированности стока первой группы почти совпадают с коэффициентами корреляции между $K_{0,5}$ и теми же характеристиками первой группы (табл.1).

Исследование "средних" кривых обеспеченности суточных расходов воды рек разных физико-географических районов показало, что, несмотря на различие режимов календарного распределения стока, статистическое распределение их имеет вполне устойчивую модель. При этом $\bar{Q}_{\text{год}} > \bar{Q}_{\text{мед}} > \bar{Q}_{\text{мод}}$ и частота повторения для интервалов низких расходов значительно больше, чем для высоких. Отклонения же высоких от среднего существенно больше отклонений низких расходов от среднего.

Таким образом, несмотря на генетическую разнородность суточных расходов воды, входящих в состав годового гидрографа, мы имеем некоторую аналогию с распределением случайных

величин по типу положительной асимметрии. Выравненность стока в году можно характеризовать не только отношением медианы (средней положения) к средней арифметической (аналитической средней), но и соотношением других видов "средних", в частности отношением средней геометрической \bar{Q}_h и средней гармонической \bar{Q} к средней арифметической \bar{Q}_g [7].

Нами исследована связь величин $\bar{\alpha}$ и $\bar{\beta}$ с $\bar{k}_{0,5}$ и \bar{r}_ξ , где

$$\bar{\alpha} = \frac{\bar{Q}_g}{\bar{Q}_a} = \frac{12 \sqrt{Q_I \cdot Q_{II} \cdot Q_{III} \cdot \dots \cdot Q_{XII}}}{\bar{Q}_a}, \quad (9)$$

$$\bar{\beta} = \frac{\bar{Q}_h}{\bar{Q}_a} = \frac{12}{\bar{Q}_a \left(\frac{1}{Q_I} + \frac{1}{Q_{II}} + \frac{1}{Q_{III}} + \dots + \frac{1}{Q_{XII}} \right)}. \quad (10)$$

Здесь $Q_I, Q_{II}, \dots, Q_{XII}$ — среднемесячные расходы; \bar{Q}_a — их средняя арифметическая (среднегодовой расход).

Из условия мажорантности средних [14] имеем

$$\bar{Q}_a > \bar{Q}_g > \bar{Q}_h \quad (11)$$

или

$$1 > \bar{\alpha} > \bar{\beta} \quad (11')$$

и только при полной выравненности расходов в году $1 = \bar{\alpha} = \bar{\beta}$.

Таким образом, для рек с непрерывным стоком значения $\bar{\alpha}$ и $\bar{\beta}$ всегда меньше единицы и убывают по мере увеличения неравномерности (по аналогии с \bar{r}_ξ и $\bar{k}_{0,5}$).

При перемежающемся стоке $\bar{\alpha}$ и $\bar{\beta}$ равны нулю ($\bar{Q}_g = \bar{Q}_h = 0$). Следует отметить, что показатели $\bar{\alpha}$ и $\bar{\beta}$ включают больший объем информации, чем $\bar{k}_{0,5}$ и \bar{r}_ξ , так как здесь могут быть использованы расходы в пределах всей годовой амплитуды их. Однако, как и предыдущие показатели, они не отражают последовательность чередования расходов в году.

Для 31 гидрологического пункта Полесья были исследованы связи между значениями $\bar{\alpha}$, $\bar{\beta}$, $\bar{k}_{0,5}$ и \bar{r}_ξ и получены следующие коэффициенты корреляции:

$$r(\bar{\alpha}, \bar{k}_{0,5}) = 0,89; \quad r(\bar{\beta}, \bar{k}_{0,5}) = 0,92;$$

$$r(\bar{\alpha}, \bar{r}_\xi) = 0,90; \quad r(\bar{\beta}, \bar{r}_\xi) = 0,92.$$

Вычисления производились для типового календарного распределения среднемесячных расходов в годы с нормальной водностью [2].

Практический интерес представляет и то, что для ежегодных значений α , β , $k_{0,5}$, φ_{ξ} существует также довольно тесная связь. Это проверено на материалах по некоторым рекам Белоруссии и других территорий.

Сопоставляя трудоемкость вычисления показателей внутригодовой зарегулированности, особенно на базе суточного гидрографа, можно прийти к выводу, что наиболее выгодной оценкой является коэффициент внутригодовой равномерности $k_{0,5} = \frac{Q_{0,5}}{Q_{\text{год}}}$ как для осредненного режима, так и для отдельных лет.

Необходимо остановиться на некоторых свойствах показателя $k_{0,5}$, важных для дальнейшего использования его в гидрологических и водохозяйственных расчетах. Исследование на материале ряда рек СССР показало возможность применения биномиальных кривых распределения для установления вероятных колебаний $k_{0,5}$.

При этом мы встречаемся здесь с задачей обобщения вариации двоякоограниченных распределений, так как практически величины $k_{0,5}$ имеют пределы, близкие к нулю и единице. В соответствии с методом С.Н.Крицкого и М.Ф.Менкеля [13] параметры σ и \bar{x} заменяются параметрами вспомогательной кривой, приводящей к возможности применения гамма-распределения с коэффициентом асимметрии C_S , функционально связанным с коэффициентом вариации C_V соотношением $C_S = 2C_V$.

Для территории Полесья и смежных районов вычислены параметры распределения $k_{0,5}$ и разработаны косвенные методы их расчета. Для других районов СССР вопросы исследования вариации $k_{0,5}$ являются предметом дальнейших исследований [7]. Следует отметить, что двоякоограниченными являются также распределения φ_{ξ} , α , β , но обобщения их связаны с громоздкими вычислениями.

Связь между $k_{0,5}$ и φ_{ξ} для разных районов СССР. Накопившиеся данные о рациональности применения характеристика

тики $k_{0,5} = \frac{Q_{0,5}}{Q_{\text{год}}}$ как показателя внутригодовой равномерности стока побудили авторов исследовать связь его с φ_{ξ} в масштабе территории СССР. В дальнейшем этот показатель будем называть показателем внутригодовой равномерности стока.

Для анализа связи между характеристиками $k_{0,5}$ и φ_{ξ} были использованы материалы всех опубликованных к 1974 г. спра-

Таблица 2. Коэффициенты корреляции, параметры формул и отношение значений $\bar{Y}_\xi = f(\bar{K}_{0,5})$, вычисленных по районным формулам и по формуле (12)

№ п/п	Район	Число пунктов	$\rho_{K_{0,5} Y_\xi}$	Параметры уравнения		Отношение районных значений \bar{Y}_ξ к $\bar{Y}_{\xi=0}$ при $K_{0,5}$ равном				
				a	b	0,10	0,25	0,50	0,75	0,90
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.	Кольский полуостров	63	0,92	0,72	0,14	0,65	0,76	0,89	0,95	0,99
2.	Карелия	91	0,96	0,58	0,28	1,02	1,01	1,00	0,99	0,99
3.	Северо-Запад	145	0,99	0,60	0,28	1,03	1,02	1,02	1,01	1,01
4.	Северный край	156	0,98	0,62	0,28	1,02	1,02	1,05	1,03	1,04
5.	Эст. ССР	86	0,96	0,64	0,26	0,97	0,99	1,02	1,03	1,04
6.	Латв. ССР	82	0,93	0,59	0,27	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
7.	Лит. ССР и Калининградская обл.	68	0,98	0,68	0,24	0,94	0,98	1,04	1,05	1,06
8.	Белоруссия и Верхн. Поднепровье	126	0,99	0,65	0,24	0,94	0,98	1,02	1,01	1,00
9.	Зап. Украина и Молдавия	104	0,98	0,64	0,26	0,99	1,00	1,05	1,04	1,05
10.	Сред. и Нижнее Поднепровье	121	0,97	0,72	0,23	0,91	0,98	1,07	1,00	1,10
11.	Бассейн Сев. Донца	27	0,97	0,67	0,23	0,91	0,94	1,02	1,03	1,04
12.	Донской район	78	0,99	0,77	0,18	0,79	0,88	1,02	1,08	1,09
13.	Крым	40	0,93	0,52	0,29	1,03	1,00	1,00	1,00	0,95
14.	Сев. Кавказ	149	0,96	0,77	0,18	0,79	0,88	1,02	1,08	1,09
15.	Зап. Закавказье	269	0,91	0,63	0,27	1,00	1,00	1,05	1,03	1,04
16.	Дагестан	38	0,89	0,63	0,24	0,91	0,95	1,00	1,00	1,01
17.	Вост. Закавказье	42	0,96	0,79	0,15	0,70	0,83	1,98	1,04	1,07
18.	Верхне-Волжский район	198	0,97	0,75	0,20	0,85	0,93	1,02	1,08	1,10
19.	Бассейн р.Тобол	96	0,98	0,64	0,23	0,88	0,93	1,00	1,00	1,00
20.	Бассейн р.Кама	174	0,96	0,50	0,30	1,06	1,01	1,00	0,95	0,94
21.	Бассейн р.Волги ниже г.Чебоксары	73	0,89	0,69	0,18	0,75	0,85	0,94	0,98	1,00
22.	Урало-Эмбинский район	35	0,93	1,02	0,12	0,67	0,89	1,14	1,24	1,30
23.	Бассейн озера Балхаш	94	0,96	0,44	0,44	1,39	1,34	1,18	1,06	1,02
24.	Бассейн р.Амударья	83	0,96	0,54	0,35	1,18	1,13	1,15	1,06	1,05
25.	Бассейн р.Иссык - Куль и р. Чу	78	0,85	0,49	0,38	1,31	1,19	1,13	1,03	1,02
26.	Бассейн р.Сырдарья	83	0,91	0,44	0,40	1,33	1,20	1,13	1,02	1,00
27.	Горный Алтай и Верхний Иртыш	68	0,99	0,57	0,28	1,03	1,00	1,02	1,00	0,99
28.	Средняя Обь	133	0,98	0,61	0,24	0,91	1,00	0,98	0,99	0,99
29.	Енисей	66	0,89	0,45	0,29	1,00	0,95	0,93	0,90	0,86
30.	Ангаро-Енисейский район	82	0,89	0,41	0,36	1,21	1,10	1,02	0,94	0,90
31.	Лено-Индигирский район	228	0,91	0,58	0,28	1,02	1,01	1,04	1,00	1,00
32.	Верхн. и Средн. Амур	77	0,94	0,54	0,26	1,00	0,96	0,94	0,89	0,86
33.	Приморье	111	0,94	0,41	0,32	1,09	1,00	0,96	0,89	0,86
34.	Северо-Восток	60	0,77	0,45	0,35	1,18	1,11	1,04	1,00	0,94

вочников "Ресурсы поверхностных вод СССР" (таблицы ординат средней кривой продолжительности суточных расходов воды) . Всего использовано 19 томов и 32 выпуска, при общем количестве гидрологических пунктов, равном 3182.

Исследование связи между $k_{0,5}$ и $\bar{\varphi}_{\xi}$ проводилось для отдельных физико-географических районов, в большинстве привязанных к крупным речным бассейнам. Исследование для каждого выпуска осуществлялось двумя этапами. Вначале устанавливалась теснота связи между $k_{0,5}$ и $\bar{\varphi}_{\xi}$, а затем уравнение связи. Теснота связи определялась по коэффициенту корреляции рангов ρ (Спирмена), не требующем трудоемких вычислений. Коэффициенты корреляции для 34 рядов получены в пределах 0,77 - 0,99. При этом для 31 парного ряда $\rho \geq 0,089$.

Параметры уравнений связи $y = ax + b$ вычислены способом наименьших квадратов. Правомерность применения прямой линейной зависимости подтверждена предварительным графическим анализом. Значения a , b и ρ приведены в табл.2.

Так как для преобладающего большинства парных рядов параметры уравнений получились близкими, то нами было сделано предположение о возможности нахождения общего уравнения $\bar{\varphi}_{\xi - 0} = f(k_{0,5})$ для всех пунктов исследуемых районов. Способом корреляционной решетки [14] объединены 3182 парные строки и для них вычислены коэффициент корреляции моментов произведений и уравнение регрессии. В результате получена зависимость

$$\bar{\varphi}_{\xi - 0} = 0,59 \bar{k}_{0,5} + 0,27 \quad (12)$$

при

$$\rho = 0,93.$$

Возможность применения общей зависимости (12) вместо локальных проверена следующим способом. Для некоторых значений $\bar{k}_{0,5}$ вычислены величины $\bar{\varphi}_{\xi}$ как по формулам для отдельных районов, так и по общей формуле (12) и взяты их отношения (табл. 2). Аргументами послужили значения $k_{0,5}$, равные 0,10; 0,25; 0,50; 0,75; 0,90 (в пределах практически встречающейся амплитуды $k_{0,5}$).

Как видно из табл. 2, отношения $\bar{\varphi}_{\xi}$, вычисленные по районным формулам, к $\bar{\varphi}_{\xi - 0}$, определенным по формуле (12), в основном близки к единице.

Выделяются районы оз. Балхаш, Сыр-Дарьи, Урало-Эмбинский. Тут для ряда использованных гидрологических пунктов на

характеристики естественной зарегулированности стока сказались: изъятие вод для целей орошения, невысокая точность гидрометрии, короткие периоды наблюдений.

Таким образом, вопрос о равноценности осредненных показателей внутригодовой зарегулированности стока $\bar{k}_{0,5}$ и \bar{r}_{ξ} убедительно доказан на значительном материале по рекам СССР.

Дальнейшей задачей является вычисление стандартов $\sigma_{k_{0,5}}$ для рек СССР и установление связи между параметрами кривых распределения вероятностей и физико-географическими факторами исследуемой территории.

На основании приведенных данных можно прийти к следующим выводам: для естественных водотоков отдельных физико-географических районов обнаруживается весьма тесная связь между показателем внутригодовой равномерности стока $k_{0,5}$ и коэффициентом естественной зарегулированности r_{ξ} . Тесная связь обнаруживается не только для многолетних показателей, но сохраняется и для отдельных годовых циклов;

общее уравнение связи $r_{\xi, -0} = f(k_{0,5})$, вычисленное для территории СССР, дает достаточно близкие результаты к частным уравнениям для отдельных районов;

установление величины $k_{0,5}$ на основе данных, публикуемых Гидрометеослужбой СССР, отличается простотой и нетрудоёмкостью, что является весьма важным при определении вероятных колебаний этого показателя в многолетней перспективе.

Резюме

Предлагается показатель внутригодовой размерности стока $k_{0,5}$, являющийся отношением медианного в году расхода к среднеарифметическому.

Показатель $k_{0,5}$ обнаруживает весьма тесную связь с показателем естественной зарегулированности стока $r_{\xi} = \int_0^1 pdk$. Определение нормы $k_{0,5}$ и параметров кривых вероятностей отличается сравнительной простотой и малой трудоёмкостью.

Л и т е р а т у р а

1. Быков В.Д., Важнов А.Н., Федорова И.С. Исследование закономерностей внутригодового распределения стока на примере рек Кавказа. - В кн.: Исследования и расчеты речного стока. М., 1970.
2. Калачев Н.С. Системы характеристик внутригодовой неравномерности стока рек. - В сб.: Проблемы гидроэнергетики и водного хозяйства. Вып. 1. Алма-Ата, 1963.
3. Лившиц И.М. Об оценке внутригодовой естественной заре-

гулированности стока в условиях Белоруссии. — В сб.: IV юбилейная республиканская конференция по вопросам метеорологии, гидрологии, агромикрোকлиматологии. Вильнюс, 1970. 4. Энергетические ресурсы СССР. Гидроэнергетические ресурсы. М., 1967. 5. Андреев В.Г. Внутригодовое распределение речного стока. Л., 1960. 6. Гончаров Б.М. Характеристики внутригодовой неравномерности стока рек Белоруссии. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 1. Минск, 1971. 7. Лившиц И.М. Внутригодовая естественная зарегулированность стока рек Полесской низменности. — В кн.: Международный симпозиум по гидрологии заболоченных территорий. Т.2. Минск, 1973. 8. Кочерин Д.И. Обеспеченность расходов в году и ее характеристика по реальным данным для рек СССР. — В сб.: Вопросы инженерной гидрологии. М. — Л., 1932. 9. Соколовский Д.Л. Речной сток. М., 1968. 10. Шульц В.Л. Реки Средней Азии. М., 1949. 11. Лившиц И.М. Расчет кривых суммарного стока. В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 1. Минск, 1971. 12. Лившиц И.М. Сезонное и месячное распределение стока на территории Полесья. — "Труды института мелиорации, водного хозяйства АН БССР", 1955, т. 6. 13. Крицкий С.Н., Менкель М.Ф. О двоякоограниченной кривой распределения вероятностей и применения ее к гидрологическим расчетам. — В сб.: Проблемы регулирования речного стока. Вып. 6. М., 1965. 14. Романовский В.И. Математическая статистика. М. — Л., 1938. 15. Mosonyi E. Wassekraftwerke. Band 1 (niederdruckanlagen), Budapest, 1956.

УДК 551 48

Н.П. Артемьева, И.М. Лившиц

ПОСТРОЕНИЕ ОБОБЩЕННЫХ МОДЕЛЕЙ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ВЕРОЯТНОСТЕЙ МИНИМАЛЬНОГО СТОКА РЕК ПОЛЕСЬЯ

Точность оценок параметров кривых распределения вероятностей, полученных на основании имеющихся рядов наблюдений, невелика. Значения нормы и стандартного отклонения могут быть вычислены с удовлетворительной для практики точностью. Коэффициент же асимметрии, рассчитанный по ряду наблюдений, весьма ориентировочно отражает характер распределения при низких значениях вариации ряда, а при высоких

значений становится возможной приближенная, хотя и грубая, оценка асимметрии распределения.

В последние годы в отечественной литературе освещались некоторые направления по привлечению дополнительной информации для получения более точных оценок характеристик кривых распределения вероятностей гидрологических рядов. Несмотря на кажущуюся общность пространственно - временного подхода к изучению распределения гидрологических величин, теоретические предпосылки всех направлений различны.

В основу методики объединенного анализа, разработанной Г.А. Алексеевым [1,2], положено предположение, что в однородном по условиям формирования районе эмпирические кривые распределения вероятностей исследуемой характеристики речного стока, полученные в разных створах наблюдений, являются реализациями одного и того же процесса, т.е. имеют одинаковый тип функции распределения и равные параметры. Реально существующие различия между эмпирическими кривыми объясняются случайными ошибками различного происхождения, причем для некоторых створов значительное отклонение (т.е. превышающее установленные пределы случайных колебаний) объясняется влиянием азональных факторов, не характерных для всего района. Таким образом, процесс формирования гидрологической характеристики в однородном физико-географическом районе описывается объединенной кривой распределения вероятностей, полученной на основе статистически однородного материала наблюдений в различных створах района.

Методика совместного анализа данных наблюдений, разработанная С.Н. Крицким и М.Ф. Менкелем [3,4] и реализованная Е.Г. Блохиновым [5], основана на использовании общности закономерностей колебаний стоковых характеристик гидрологически сходных бассейнов. Предполагается, что характеристики стока каждого из бассейнов, входящих в состав рассматриваемой группы, имеют общий тип функции распределения вероятностей, но параметры варьируют в силу неполной синхронности колебаний метеорологических факторов в каждом бассейне и различий в ландшафте и климате. Неполная синхронность колебаний метеозаэлементов порождает случайную составляющую, а различия в ландшафте и климате вызывают географическую составляющую изменчивости гидрологических характеристик. Использование общности закономерностей для множества объектов позволяет увеличить объем информации и повысить точность их расчета.

Таким образом, оба метода базируются на анализе закономерностей колебаний элементов водного режима во времени с привлечением дополнительной информации о характере их изменения в пространстве и имеют цель уточнения параметров временных кривых распределения вероятностей.

Совершенно по-иному выполняется пространственно-временной анализ при построении обобщенных кривых обеспеченности стоковых характеристик [6,7]. В основу этого анализа положена гипотеза "условной эргодичности", сформулированная для гидрологических процессов Г.П. Калининым [7]. Согласно гипотезе пространственная кривая распределения, построенная с учетом различий статистических параметров по нормированным разовым наблюдениям на реках достаточно большого района, совпадает с осредненной временной кривой, построенной также по нормированным наблюдениям на тех же реках. Пространственно-временной анализ для построения обобщенных кривых обеспеченности основных характеристик речного стока выполнен на огромном фактическом материале [6] и позволил выявить определенную связь между параметрами распределения, наблюдаемую в природных условиях.

В настоящей работе пространственно-временной анализ данных наблюдений по минимальному стоку рек Полесской низменности выполнялся согласно методике, разработанной Г.А. Алексеевым. Кроме того, была сделана попытка установить, как влияют на результаты объединенного анализа количество створов и продолжительность наблюдений в отдельных створах, привлекаемых к анализу.

По климатическим условиям и условиям подстилающей поверхности район Полесской низменности с некоторым приближением может считаться однородным физико-географическим районом.

В рассматриваемом районе для анализа были произвольно выбраны 40 пунктов наблюдений стационарной гидрологической сети, которые достаточно равномерно освещают территорию Полесской низменности. Площадь водосборов выбранных бассейнов изменяется от 118 до 120 000 км², продолжительность наблюдений колеблется от 11 до 83 лет (по 1967 г. включительно). Объединенный анализ выполняется для четырех характеристик минимального стока рек Полесья: среднесуточных минимумов летне-осенней и зимней межени и среднемесячных минимумов обеих межени.

Наименее жесткое и наиболее общее требование к вероятностным закономерностям изменения стоковых характеристик в однородном районе заключается в предположении об общности типа функции распределения.

Проверка этого предложения для минимального стока в Полесье осуществлялась с помощью различных статистических критериев [8], которые позволили установить, что эмпирические кривые распределения минимумов (суточных и месячных) обеих меженей для большей части предварительно намеченных створов хорошо аппроксимируются биномиальной кривой $C_S = 2C_V$. Заметное отклонение эмпирических кривых от теоретических кривых распределения было отмечено только для таких створов, как Уборть-Рудня (летние суточные минимумы), Тня-Броники (зимние суточные), Смолка-Суслов, Стоход-Любешов, Турья-Ковель (летние месячные; зимние месячные), Вырка-Сварыни (зимние месячные минимумы).

Окончательно для пространственно-временного анализа были отобраны створы, в которых эмпирические кривые распределения минимальных расходов воды не отклонялись значительно от биномиальной кривой. Для совокупности месячных минимумов летне-осенней межени, таким образом, было отобрано 37 створов, для совокупности месячных минимумов зимней межени - 37 створов; в совокупность суточных минимумов летне-осенней межени вошли 38 створов, зимних суточных минимумов - 37 створов.

Затем делается более жесткое предположение о характере эмпирических кривых распределения вероятностей в каждой совокупности, а именно: в однородном по условиям формирования стока районе эмпирические кривые распределения вероятностей исследуемой характеристики стока являются статистически однородными, т.е. имеют общий тип функции распределения и равные параметры. Это предположение, подлежащее проверке, является необходимым условием для того, чтобы совокупность эмпирических кривых распределений стоковой характеристики в различных створах можно было считать реализациями одного и того же процесса формирования стока в рассматриваемом районе.

Проверка статистической однородности проводилась для совокупностей модульных коэффициентов минимумов. Нормирование на среднюю величину минимального расхода в каждом створе наблюдений приводило к исключению неоднородности по средним значениям в каждой из четырех рассматриваемых со-

вокупностей. Весьма важным при этом является по возможности точное определение средней величины минимального расхода в каждом створе наблюдений. Поэтому был выполнен также анализ на выявление и исключение нерепрезентативных членов в каждом ряду наблюдений с помощью статистических критериев для выявления резко отклоняющихся членов [9]. В результате такого анализа в каждом имеющемся ряду наблюдений были исключены минимальные расходы, которые оказались статистически и генетически разнородными с остальными расходами ряда.

Эмпирическое распределение какой-либо характеристики случайного процесса, полученное по единственному и ограниченному ряду наблюдений в отдельном створе, является весьма приблизительной оценкой истинной кривой распределения, которая всегда остается неизвестной [1].

Условия статистической однородности (общность типа функции распределения и равенство параметров) должны выполняться для неизвестных истинных кривых распределения, приближенными оценками которых являются рассматриваемые эмпирические распределения.

Предполагается, что объединенные кривые распределения, построенные по большому числу точек, в какой-то мере устраняют возможные случайные ошибки, и из всех рассматриваемых эмпирических распределений ближе всего к истинным кривым распределения. Поэтому проверку гипотезы однородности эмпирических распределений рекомендуется проводить путем сравнения их с построенными объединенными кривыми распределения [1,2].

Математическая статистика располагает большим числом критериев для проверки однородности совокупности эмпирических распределений. В работе [10] обоснована непригодность для таких проверок критериев парного сравнения. Более надежные результаты можно ожидать от непараметрических критериев, разработанных для совокупности эмпирических распределений. Такими критериями являются критерий согласия А.Н. Колмогорова и критерий Г.А. Алексеева, которые основаны на сравнении отклонений эмпирических распределений от объединенной кривой с допустимыми при принятом уровне значимости. Надежность и удобство этих критериев объясняется тем, что они применимы к любому типу распределения, полностью используют информацию, которая содержится в эмпирических распределениях, не связаны с оценками их параметров, которые из-

ограниченности рядов могут содержать большие погрешности вычисления, позволяют устанавливать однородность (неоднородность) самого распределения, т.е. общность типа функции распределения и равенство параметров, в отличие от параметрических критериев, дающих возможность отдельной проверки равенства одного из параметров (например, критерий Стьюдента – для средних значений, критерий Фишера, Q – критерий – для дисперсий и т.п.).

Критерий Колмогорова [11] основан на определении вероятности появления максимального отклонения эмпирического распределения от теоретического, в качестве которого может быть принята объединенная кривая, если она получена по большому числу точек. Критерий Алексеева [2] основан на соответствии эмпирического и теоретического распределения эмпирических точек относительно средней кривой. Оба критерия позволяют работать при любом уровне значимости. Проверка однородности в настоящей работе проводилась при 5%-ном уровне значимости.

С помощью критерия Колмогорова сопоставляются интегральные функции распределения – эмпирическая $P_n(x)$ и теоретическая $P(x)$. В нашем случае в качестве теоретической рассматривается объединенная кривая распределения. Вероятность того, что максимальное отклонение эмпирического распределения от объединенной кривой

$$D = \max |P_n(x) - P(x)| \quad (1)$$

превосходит значение $\frac{\lambda}{\sqrt{n}}$, определяется по формуле

$$k(\lambda) = 1 - 2 \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i e^{-2i^2 \lambda^2} \quad (2)$$

при любом $\lambda > 0$. Вероятность неперевышения $k(\lambda)$ для различных значений $\lambda = D\sqrt{n}$ приводится в таблицах, содержащихся в [15]. Вычисленные значения $k(\lambda)$ сравниваются с критическим $k(\lambda) = 0,05$. Если вычисленные значения $k(\lambda)$ не превосходили критическое, то это означало, что осуществилось маловероятное событие, следовательно, расхождение между эмпирическим распределением и объединенной кривой следует признать значимым, появление такого расхождения нельзя объяснить случайными колебаниями. Если же найденное значение $k(\lambda)$ превышало критическое, то расхождение между сравниваемыми распределениями признавалось случайным.

По критерию Алексеева на основании свойств дискретного биномиального распределения определяются верхняя и нижняя $P\%$ -ные границы колебаний эмпирической вероятности превышения рассматриваемого значения $x = \text{const}$. При уровне значимости критерия 5%-ная верхняя и 95%-ная нижняя границы пределов колебаний эмпирических вероятностей определялись по таблице, приведенной в [2] для средней длины ряда, включенного в объединенную кривую в каждой совокупности.

Совокупность эмпирических распределений считается практически однородной, если за пределы 95%-ных границ попадет эмпирических точек не более, чем

$$k = N (1 - P), \quad (3)$$

где N – общее число эмпирических точек в рассматриваемой совокупности; P – принятый уровень надежности критерия.

Проверка практической однородности эмпирических распределений проводилась по обоим критериям путем сравнения индивидуальных эмпирических распределений минимумов с объединенными кривыми, построенными для каждой совокупности.

Вообще говоря, построение объединенной кривой распределения по эмпирическим кривым может производиться разными способами: 1) объединение всех эмпирических точек в один ранжированный ряд; 2) осреднение абсцисс эмпирических распределений, т.е. вероятностей превышения, соответствующих определенным значениям модульных коэффициентов; 3) осреднение ординат эмпирических кривых распределения, соответствующих определенным вероятностям превышения; 4) осреднение параметров эмпирических кривых распределения.

Из всех четырех способов построения объединенной кривой только первый отвечает самому смыслу объединения эмпирических распределений в единый статистический ряд и поэтому является наиболее предпочтительным при проведении подобных анализов. Из остальных способов ближе всего к первому второй, так как он при объединении равных по объему выборок совпадает с первым, а при объединении выборок неодинакового объема расхождение не может быть существенным. Два последних способа построения объединенных кривых отличаются от первых двух и приводят к практически совпадающим результатам [12].

В настоящей работе построение объединенных кривых осуществляется первыми тремя способами для каждой из четырех совокупностей.

Таблица 1

Способ построения объединенной кривой	Значимые отклонения эмпирических распределений от обобщенных			
	Летние минимумы		Зимние минимумы	
	месячные	суточные	месячные	суточные
Ранжирование эмпирических точек	1. Припять - Туров 2. Птичь - Кринка 3. Случь - Ленин	1. Припять - Туров 2. Птичь - Кринка 3. Горьнь - Горьнь	1. Птичь - Лучицы 2. Уборть - Краснобережье 3. Сгырь - Луцк 4. Бережанка - Рудня	1. Птичь - Лучицы 2. Уборть - Краснобережье 3. Сгырь - Луцк
Осреднение вероятностей превышения	1. Птичь - Кринка	1. Птичь - Кринка 1. Припять - Туров 3. Горьнь - Горьнь	1. Птичь - Кринка 2. Птичь - Лучицы 3. Словечна - Кузьмичи 4. Сгырь - Луцк 5. Бережанка - Рудня	1. Птичь - Лучицы 2. Уборть - Краснобережье
Осреднение ординат эмпирических кривых распределения	1. Птичь - Кринка 2. Случь - Ленин	1. Птичь - Кринка 2. Бобрик - Парохонск	1. Птичь - Кринка 2. Припять - Туров 3. Птичь - Лучицы 4. Словечна - Кузьмичи 5. Сгырь - Луцк 6. Бережанка - Рудня	1. Уборть - Краснобережье 2. Словечна - Кузьмичи

В рассматриваемых совокупностях значимо отклоняющимися от своих объединенных кривых, построенных различными способами, оказались эмпирические распределения практически в одних и тех же створах (табл.1). Однако результаты, полученные для объединенных кривых, построенных методом ранжирования эмпирических точек (первый способ), хорошо совпадают для совокупностей месячных и суточных минимумов обеих меженей, и поэтому являются более последовательными. Они также хорошо согласуются с результатами проверки однородности, полученными для кривых, построенных методом осреднения вероятностей превышения (второй способ).

Результаты анализа показали, что в районе Полесской низменности эмпирические распределения только зимних месячных минимумов оказались статистически неоднородными (число эмпирических точек, выходящих за пределы 95%-ных границ получилось существенно большим, чем допустимо по критерию Алексеева, а число эмпирических распределений, значимо отклонившихся от объединенной кривой, существенно больше, чем можно было бы ожидать при 5%-ном уровне значимости по критерию Колмогорова). Остальные совокупности оказались практически однородными по обоим критериям.

Оба критерия показали хорошо совпадающие результаты. Для тех эмпирических распределений, которые по критерию Колмогорова значимо отклонялись от объединенных кривых (или показали отклонение со сравнительно малой вероятностью появления), по критерию Алексеева получено наибольшее число точек, выходящих за допустимые границы.

Следует также отметить, что оба критерия дополняют друг друга и могут успешно использоваться одновременно. Критерий Алексеева дает возможность проводить проверку практической однородности всей совокупности эмпирических распределений, а критерий Колмогорова позволяет выявить те эмпирические распределения, которые являются неоднородными в рассматриваемой совокупности.

Статистические методы решают вопрос о практической однородности рассматриваемых эмпирических распределений формально, поэтому их показания должны дополняться генетическим анализом условий формирования минимумов в исследуемом районе. Такой анализ возможен, так как район Полесья хорошо изучен, опубликованы подробные сведения по оценке надежности и качества материалов по стоку, сделан анализ фак-

торов, осложняющих изучение и подсчет стока и приводящих к погрешностям в опубликованном материале по стоку [13,14].

Подсчет минимального стока рек Полесья часто осложняется особенностями гидрологических условий: малыми скоростями течения (ниже чувствительности гидрометрических приборов), сложностью учета стока при ледяном покрове и зимних вскрытиях, влиянием водной растительности и деформации русла [13].

Изучение эмпирических распределений модульных коэффициентов минимумов показало, что почти все точки, выходящие за пределы 95%-ных границ, находятся в нижней части эмпирических кривых распределения, т.е. в областях наименьших расходов, где в силу указанных причин измерение и подсчет стока может иметь наибольшие погрешности.

Как показали результаты анализа, выполненного объективными методами, эмпирические распределения зимних месячных минимумов являются наименее устойчивыми. Только для этой совокупности гипотеза об однородности эмпирических распределений не подтвердилась.

Помимо указанных факторов, осложняющих изучение стока, на отдельных реках трудности учета стока связаны с влиянием локальных местных факторов. Несмотря на тщательно проведенный анализ и внесенные исправления, в опубликованных данных по стоку имеются невязки по длине и между отдельными реками. Например, на р.Птичь у водпоста Кринка в межень происходит отток воды (до 20 – 25%) из р.Птичь в р.Свислочь по каналам, расположенным между постами Кринка и Русаковичи. Сток между этими постами плохо увязывается. Плохо увязывается сток по длине р.Ясельда на участке между постами у г.Береза и с.Сенин. Причины невязки стока на этих реках не установлены.

Как видно из табл.1, эмпирические распределения минимумов на р.Птичь у с.Кринка существенно отличаются от объединенных кривых во всех четырех совокупностях. Значительно отклонялись от объединенных кривых эмпирические распределения летних (суточных и месячных) минимумов р.Ясельда (у п. Береза), суточных минимумов обеих меженей р.Случь (у п. Новодворцы). Таким образом, отмеченная невязка стока по длине отдельных рек, заметно сказывающаяся на эмпирических распределениях минимумов в некоторых створах, выявляется при проведении объединенного анализа данных наблюдений.

На п.Краснобережье (по-старому Злодин) на р.Уборть и Андреевка на р.Оресса сказывается влияние лесосплавных плотин; на р.Словечно-Кузьмичи возможен подпор от р.Батьюля; на р.Случь-Новодворцы подсчет стока осложняется влиянием отводной канавы; на р.Бобрик-Парохонск измерение стока осложняется широкой поймой с протоками. Почти для всех перечисленных рек оба критерия показали заметное (хотя и не для всех рек значимое) отклонение эмпирических распределений от объединенных кривых.

Таким образом, результаты качественного и статистического анализа надежности материалов по минимальному стоку не противоречат друг другу. Значительное отклонение некоторых эмпирических распределений минимумов от объединенных кривых, установленное объективными методами, связано или с нарушениями естественного режима стока, или с неточностями гидрометрии и методик подсчета стока. Это дает основание считать полученные результаты практической однородности минимумов для большинства рассматриваемых рек достаточно надежными и обоснованными.

По результатам критерия Колмогорова из всех совокупностей были исключены эмпирические распределения минимумов, отклонения которых от объединенных кривых оказались значимыми. По оставшимся распределениям для каждой совокупности были построены уточненные объединенные кривые распределения и вычислены параметры по стандартным формулам.

Влияние корреляции на распределение выборочных параметров выражается в том, что рассеяние выборочных оценок параметров в совместно анализируемой совокупности при наличии связанности между рядами (пространственная корреляция) и между членами выборок (временная корреляция) меньше, чем для независимых случайных величин [4,10, 15].

Коэффициенты пространственной корреляции между рядами минимальных расходов вычисляются для рек, имеющих период наблюдений более 25 лет. Полученные значения коэффициентов межрядной корреляции показали, что как суточные, так и месячные минимумы на рассматриваемой территории являются в основном слабо связанными величинами. Средние значения коэффициентов межрядной корреляции для четырех анализируемых совокупностей приведены в табл.2.

Учет влияния межрядной корреляции на вычисленные параметры объединенных кривых проводился согласно рекомендациям [4].

Таблица 2

Коэффициенты корреляции	Месячные минимумы		Суточные минимумы	
	лето	зима	лето	зима
$r_{ср}$	0,29	0,15	0,12	0,00

Таблица 3

Параметры объединенных кривых	Месячные минимумы		Суточные минимумы	
	лето	зима	лето	зима
C_v	0,56	0,57	0,58	0,56
C_s	1,21	1,20	1,07	1,12
C_s/C_v	2,16	2,10	1,86	2,00
$\epsilon_{C_s}^n, \%$	957	844	950	905
$\epsilon_{C_s}, \%$	4,10	2,84	3,08	2,56
$\epsilon_{C_v}, \%$	11,2	13,1	17,5	13,3

Вычисленные коэффициенты временной корреляции между смежными членами рядов месячных минимумов летней и зимней меженок оказались в среднем равными, соответственно 0,21 и -0,11. Связь между смежными членами рядов суточных минимумов не определялась, но она едва ли может быть более чем для месячных минимумов.

Полученные значения коэффициентов внутрирядной корреляции учитывались при вычислении объемов эквивалентно независимой информации по формулам Г.А. Алексеева [15].

Вычисленные параметры построенных объединенных кривых распределения модульных коэффициентов минимумов, их относительные среднеквадратические ошибки и число членов в каждой совокупности, по которому определялись параметры, приведены в табл.3.

С помощью критерия согласия Колмогорова было установлено, что построенные объединенные кривые распределения модульных коэффициентов всех четырех исследованных совокупностей хорошо аппроксимируются теоретическими кривыми трехпараметрического гамма-распределения (кривые Крицкого и Менкеля) с параметрами, равными вычисленным.

Известный интерес может представить оценка влияния числа пунктов наблюдений и продолжительности наблюдений на результаты объединенного анализа. Для того чтобы ответить на этот вопрос, было построено несколько моделей. Моделирование

Таблица 4

Характеристика рядов	Исходный ряд	Ансамбли				
		I	II	III	IV	V
Число объединяемых створов	34	25	15	21	21	21
Общее число эмпирических точек	957	782	382	393	290	189
Средняя продолжительность наблюдений (лет)	28,2	31,2	25,4	18,8	13,8	9,0

объединенных рядов проводилось на примере совокупности летних месячных минимумов.

В качестве исходного ряда рассматривалась совокупность летних месячных минимумов, включающая 34 поста Белорусского и Украинского Полесья с полным периодом наблюдений. Остальные ансамбли строились по данным наблюдений постов Белорусского Полесья. В первый ансамбль вошли 25 створов наблюдений на реках Белорусского Полесья с полным периодом наблюдений. Во второй ансамбль включались данные наблюдений на одном створе каждой реки (всего 15 створов). В третий, четвертый и пятый ансамбль вошли данные наблюдений 21 створа Белорусского Полесья соответственно за последние 20, 15 и 10 лет (по 1967 г. включительно). Характеристики исходного ряда и моделируемых ансамблей приведены в табл. 4.

Объединенный анализ данных наблюдений в каждом моделируемом ансамбле проводился по следующей методике: для каждого ряда анализировалось содержание нерепрезентативных членов, строилась объединенная кривая методом ранжирования эмпирических точек, с помощью критерия Колмогорова проводилась проверка статистической однородности эмпирических распределений в каждом ансамбле и вычислялись коэффициенты межрядной корреляции.

Анализ на содержание нерепрезентативных членов в рядах минимальных расходов моделируемых ансамблей, выполненный с помощью статистических критериев, позволил выявить в некоторых рядах резко отклоняющиеся члены, которые исключались из дальнейшего анализа. Поэтому средняя продолжительность наблюдений в ансамблях 20-, 15- и 10-летия оказалась меньше указанных лет (табл. 4).

Было установлено, что рассматриваемые ансамбли эмпирических распределений минимумов практически однородны. В первом и во втором ансамблях заметное отклонение от своих

объединенных кривых отмечено в тех же створах, что и для исходного ряда (табл.1). В ансамблях 20-, 15- и 10-летия наиболее заметное (хотя и незначимое при 5%-ном уровне) отклонение от объединенных кривых получено в створах Ясельда-Берега, Птичь-Кринка и Чертень-Некрашевка, в которых существенно влияние местных аazonальных факторов. Эти три ансамбля отличаются от первых двух и исходного ряда тем, что в них меняются сами эмпирические распределения, т.е. рассматриваются ряды наблюдений за периоды 1948 - 1967, 1953 - 1967 и 1958 - 1967 гг. Тем не менее и в этих ансамблях заметно отклонялись от объединенных кривых эмпирические распределения, где особенно существенно влияние местных факторов, осложняющих измерение и подсчет стока.

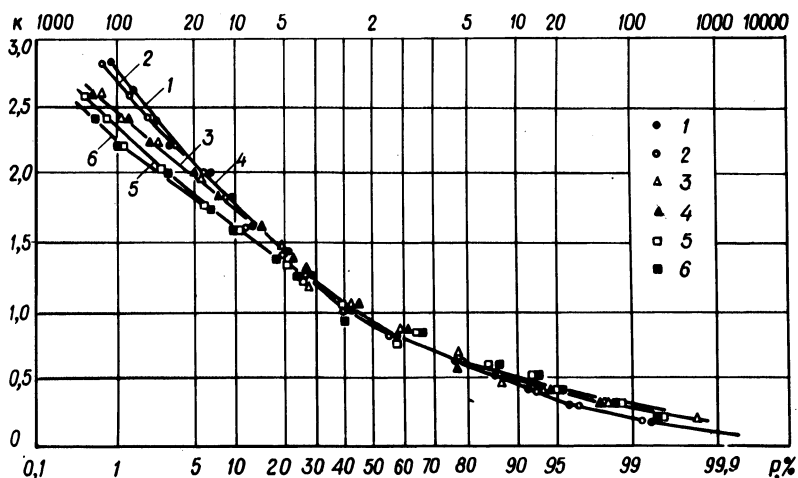


Рис. 1. Объединенные кривые распределения минимальных модульных коэффициентов для исходного ряда и моделируемых ансамблей: 1 - исходный ряд; 2-6 - соответственно I, II, III, IV, V моделируемые ансамбли.

Построенные объединенные кривые исходной совокупности и пяти моделируемых ансамблей практически полностью совпадают в нижней части, за исключением ветви при обеспеченностях менее 15% (рис.1). Основное различие построенных кривых заключается в амплитуде, или размахе, варьирования, причем размах варьирования имеет прямую связь с числом эмпирических точек, принятых к объединению, и со средней продолжительностью наблюдений в ансамбле. Отмеченный факт, вероятно может объясняться тем, что на территории Полесья десятилетие 1958 - 1967 гг., как показал анализ цикличности колебаний

Таблица 5

Параметры	Исходный ряд	Ансамбли				
		I	II	III	IV	V
C_v	0,58	0,58	0,52	0,58	0,52	0,54
C_s	1,21	1,27	1,00	1,13	1,05	0,84
C_s/C_v	2,16	2,27	1,82	2,02	2,02	1,56
$\epsilon_{C_v}, \%$	4,10	4,13	5,31	4,55	5,35	6,62

минимумов, для большей части рек характеризовалось устойчивой водностью. Модульные коэффициенты в ансамбле десяти-летних мало варьируют по абсолютной величине, в результате чего получена объединенная кривая с самой малой амплитудой варьирования. Двадцатилетие 1948 – 1967 гг. охватывает периоды как с повышенной, так и с пониженной водностью, амплитуды колебания модульных коэффициентов в каждом створе наблюдений больше и объединенная кривая идет круче.

Параметры объединенных кривых моделируемых ансамблей, вычисленные с учетом межрядной и внутрирядной корреляции, приведены в табл.5.

Совпадение параметров объединенных кривых в пределах точности расчета для всех моделируемых ансамблей и исходного ряда показывает, что объединенный анализ данных наблюдений по минимальному стоку в однородном физико-географическом районе приводит к получению устойчивых результатов, независимо от продолжительности наблюдений и числа объединяемых створов, хотя, безусловно, весьма желательным является включение в анализ створов (хотя бы одного) с длинным периодом наблюдений, освещающих несколько периодов с различной водностью.

Р е з ю м е

1. Построенные обобщенные модели распределения вероятностей минимального стока рек Полесья рекомендуются в качестве расчетных для неизученных и мало изученных рек района.

2. Сравнение нескольких моделей объединенных кривых, различающихся числом объединяемых створов и длиной рядов наблюдений, показало, что пространственное объединение данных наблюдений в однородном физико-географическом районе приводит к получению устойчивых и надежных результатов.

Л и т е р а т у р а

1. Алексеев Г.А. Объективные статистические методы расчета и обобщения параметров максимального дождевого стока. – В сб.: Международный симпозиум по паводкам и их расчетам. Л., 1969.
2. Алексеев Г.А. Объективные методы выравнивания и нормализации корреляционных связей. Л., 1971.
3. Крицкий С.Н., Менкель М.Ф. О методике совместного анализа наблюдений за стоком гидрологически сходных бассейнов. – "Труды ГГИ", 1970, вып.180.
4. Крицкий С.Н., Менкель М.Ф. Об оценке параметров распределения вероятностей по группе коррелятивно связанных гидрологических рядов. – "Труды ГГИ", 1970, вып.180.
5. Блохинов Е.Г. Распределение вероятностей величин речного стока. М., 1974.
6. Евстигнеев В.М. и др. Расчет речного стока по обобщенным кривым обеспеченности. М., 1975.
7. Калинин Г.П. Проблемы глобальной гидрологии. Л., 1968.
8. Артемьева Н.П. Применение статистических критериев для проверки гипотезы о законе распределения минимальных в году суточных расходов воды рек Полесья. – "Труды ГГИ", 1973, вып.196.
9. Артемьева Н.П., Лившиц И.М. Применение статистических критериев для исключения резко выделяющихся членов гидрологических рядов. – В сб. Водное хозяйство Белоруссии. Вып.2. Минск, 1972.
10. Румянцев В.А. Исследование однородности статистических характеристик гидрометеорологических элементов с учетом временной и пространственной корреляции. – "Труды ГГИ", 1973, вып. 196.
11. Митропольский А.К. Техника статистических вычислений. М., 1971.
12. Крюков В.Ф. Оценка разных способов конструирования генеральных совокупностей путем численных экспериментов. – "Труды ГГИ", 1973, вып.196.
13. Ресурсы поверхностных вод СССР. Т.5. Белоруссия в Верхнее Поднепровье. Ч.1. 2. Л., 1966.
14. Ресурсы поверхностных вод СССР. Основные гидрологические характеристики. Белоруссия и Верхнее Поднепровье. Т.5. Л., 1974.
15. Алексеев Г.А. Методы оценки случайных погрешностей гидрометеорологической информации Л., 1975.

И.В. Филиппович (канд.техн.наук)

НЕОБХОДИМОЕ УСЛОВИЕ ДЛЯ ИДЕНТИЧНОСТИ ФОРМУЛ
ПО РАСЧЕТУ РАСХОДА НЕПОДТОПЛЕННОГО
И ПОДТОПЛЕННОГО ВОДОСЛИВА С ШИРОКИМ ПОРОГОМ

Два корня h_3 и h_2 энергетического уравнения Д. Бернулли $H_0 = h + \frac{g^2}{2g\varphi^2 h^2}$, составленного для установившегося потока воды, представляют собой соответственно глубины бурного $F_{r(3)} > 1$ и спокойного $F_{r(2)} < 1$ потоков на пороге водослива [1]:

$$h_3 = \frac{H_0}{3} \left(1 + \cos \frac{\psi}{3} - \sqrt{3} \sin \frac{\psi}{3} \right) \quad - \text{глубина}$$

бурного потока на водосливе до момента его подтопления с нижнего бьефа;

$$h_2 = \frac{H_0}{3} \left(1 + \cos \frac{\psi}{3} + \sqrt{3} \sin \frac{\psi}{3} \right) \quad - \text{глубина}$$

спокойного потока на водосливе в момент его подтопления и подтопленного.

Принято, что поток ограничен снизу горизонтальной плоскостью сравнения, совпадающей с плоскостью, проходящей через горизонтальный порог водослива, а сверху неизменной до момента подтопления свободной поверхностью на участке между вертикальными сечениями в начале кривой спада перед водосливом и непосредственно на самом водосливе с широким порогом.

Корень $h_1 = \frac{H_0}{3} \left(1 - 2 \cos \frac{\psi}{3} \right)$ представляет ту часть энергии (потенциальной), которую следует прибавить к сумме $h_3 + h_2$, чтобы получить напор H_0 с учетом скорости подхода [1], т.е.

$$- h_1 = H_0 - (h_3 + h_2).$$

Для неподтопленного водослива с широким порогом расходы, вычисленные для указанных выше глубин h_1, h_2, h_3 по известной формуле $q = \varphi h \sqrt{2g(H_0 - h)}$, будут одинаковы, т.е. $q_3 = q_2 = q_1$.

Подставляя вместо h значения h_3, h_2 и h_1 , запишем:

$$q_3 = \varphi \frac{H_0}{3} (1 + \cos \frac{\psi}{3} - \sqrt{3} \sin \frac{\psi}{3}) \sqrt{2g \left[H_0 - \frac{H_0}{3} (1 + \cos \frac{\psi}{3} - \sqrt{3} \sin \frac{\psi}{3}) \right]},$$

$$q_2 = \varphi \frac{H_0}{3} (1 + \cos \frac{\psi}{3} + \sqrt{3} \sin \frac{\psi}{3}) \sqrt{2g \left[H_0 - \frac{H_0}{3} (1 + \cos \frac{\psi}{3} + \sqrt{3} \sin \frac{\psi}{3}) \right]},$$

$$q_3 = \varphi \frac{H_0}{3} (1 - 2 \cos \frac{\psi}{3}) \sqrt{2g \left[H_0 - \frac{H_0}{3} (1 - 2 \cos \frac{\psi}{3}) \right]}$$

Приравняем правые части равенств, сократив их соответственно на $\frac{H_0}{3} \sqrt{2g \frac{H_0}{3}}$. Получим $\varphi (1 - 2 \cos \frac{\psi}{3}) \sqrt{2(1 + \cos \frac{\psi}{3})} =$
 $= \varphi (1 + \cos \frac{\psi}{3} - \sqrt{3} \sin \frac{\psi}{3}) \sqrt{2 - \cos \frac{\psi}{3} + \sqrt{3} \sin \frac{\psi}{3}} =$
 $= \varphi (1 + \cos \frac{\psi}{3} + \sqrt{3} \sin \frac{\psi}{3}) \sqrt{2 - \cos \frac{\psi}{3} - \sqrt{3} \sin \frac{\psi}{3}}.$

Избавимся от радикалов, для чего возведем равенство в квадрат.

Сделав преобразования, получим

$$\left(\frac{q_3}{\frac{H_0}{3} \sqrt{2g \frac{H_0}{3}}} \right)^2 = 2 \varphi^2 (1 - 3 \cos \frac{\psi}{3} + 4 \cos^3 \frac{\psi}{3}),$$

$$\left(\frac{q_2}{\frac{H_0}{3} \sqrt{2g \frac{H_0}{3}}} \right)^2 = 2 \varphi^2 \left(1 - 3 \cos \frac{\psi}{3} + 4 \cos^3 \frac{\psi}{3} \right),$$

$$\left(\frac{q_1}{\frac{H_0}{3} \sqrt{2g \frac{H_0}{3}}} \right)^2 = 2 \varphi^2 \left(1 - 3 \cos \frac{\psi}{3} + 4 \cos^3 \frac{\psi}{3} \right).$$

Для неподтопленного водослива $q_3 = q_2 = q_1 = m H_0 \sqrt{2g H_0}$.

Подставив значение расхода в любую из формул и сделав преобразования, получим

$$2 \varphi^2 \left(1 - 3 \cos \frac{\psi}{3} + 4 \cos^3 \frac{\psi}{3} \right) = 27 m^2$$

или

$$\varphi^2 \left(1 - 3 \cos \frac{\psi}{3} + 4 \cos^3 \frac{\psi}{3} \right) = 13,5 m^2,$$

$$\text{откуда } 1 - 3 \cos \frac{\psi}{3} + 4 \cos^3 \frac{\psi}{3} = \frac{13,5 m^2}{\varphi^2}$$

и

$$\cos \psi = \frac{13,5 m^2}{\varphi^2} - 1.$$

Поскольку косинус изменяется в пределах $1 \leq \cos \psi \leq -1$, можно записать соотношение между коэффициентами расхода m и скорости φ , которое должно строго выполняться с тем, чтобы расходы, вычисляемые по формулам неподтопленного и подтопленного водосливов, были одни и те же. Указанное соотношение будет

$$0 \leq \frac{m}{\varphi} \geq 0,3849.$$

Существующих в связи с этим двух противоположных мнений — какая из двух формул водослива с широким порогом более достоверна — не должно быть. Обе формулы совершенно идентичны, если параметры, входящие в них, вычислены правильно.

Важным в связи с этим будет достоверность теоретических зависимостей, связывающих между собой коэффициенты расхода

m и скорости φ [2, 3]. Такие зависимости для неподтопленного и подтопленного водослива уже получены и приведены в работе [1].

Проведенные исследования дают основания утверждать, что указанное соотношение между коэффициентами расхода и скорости для одного и того же водослива в каждом конкретном случае его состояния и работы (конструкция, величина напора, сжатие, условия, влияющие на подтопление со стороны нижнего бьефа, различная шероховатость и др.) должно также соблюдаться.

Резюме

Установлено, что при отношениях коэффициентов расхода m к коэффициенту скорости φ , лежащих в пределах от 0 до 0,3849, расход, подсчитанный по формуле неподтопленного и подтопленного водослива с широким порогом, один и тот же.

Литература

1. Филиппович И.В. Количественные зависимости между гидравлическими элементами движения на водосливе с широким порогом. - В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 2, Минск, 1972. 2. Березинский А.Р. Пропускная способность водослива с широким порогом. М., 1950. 3. Агроскин И.И., Дмитриев Г.Т., Пикалов Ф.И. Гидравлика. М. - Л., 1954.

УДК 626.823 + 532,53

В.А. Пенькевич

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ДАВЛЕНИЙ НА КОМБИНИРОВАННОМ ВОДОСЛИВЕ

При гидравлическом расчете комбинированного водослива [1] весьма важно знать характер распределения давлений как на водосливной поверхности непосредственно, так и на вертикальных боковых поверхностях, отделяющих среднюю секцию от крайних.

Комбинированный водослив образуется из водослива исходного профиля, средней части которого придается менее полное очертание. Исходный профиль (крайние секции) полностью или

частично описывается по координатам Кригера - Офицерова и может быть безвакуумным или с небольшим вакуумом. Средняя часть (секция) является более вакуумной и описывается по координатам Н.П. Розанова [2]. Доля средней секции в ширине водосливного отверстия может быть различной и оценивается

параметром $K = \frac{b_{\text{ср}}}{b}$, где $b_{\text{ср}}$ - ширина средней секции; b - ширина водосливного отверстия.

На оголовке средней секции комбинированного водослива при пропуске расхода возникает пониженное давление, вследствие чего единичный расход на ней выше, чем на ограничивающих крайних секциях. Взаимовлияние секций друг на друга обуславливает как распределение единичных расходов, так и давлений, которые могут оказаться недопустимыми по кавитационным условиям или по обеспечению устойчивой работы водослива в период пропуски паводка.

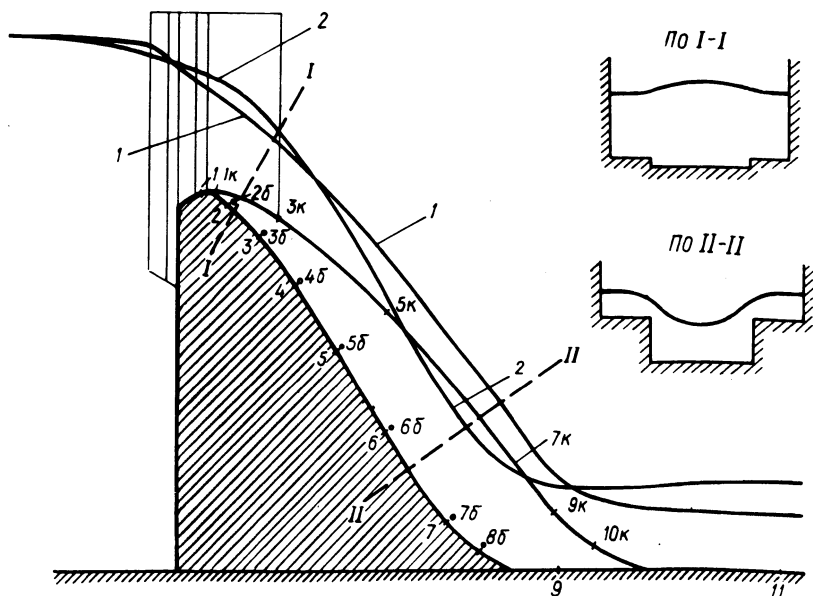


Рис. 1. Комбинированный водослив. Кривые свободной поверхности потока на крайней секции (1) и средней (2): 1, 1к, 2, 2б и т.д. - номера пьезометров.

Изучение указанных вопросов велось на модели водослива (рис. 1), которая имела следующие основные характеристики: $H_{\text{проф}} = 15,0$ см, $b = 32,0$ см, $b_{\text{ср}} = 15,6$ см, $r_{\text{ф}} = 4,17$ см,

$\alpha = 3,0$. Опыты проводились на водосливах исходного и комбинированного профилей для условий плоской задачи и на водосливе комбинированного профиля для условий пространственной задачи. Более полные данные о модели приведены в [1].

Для исследования величин и характера распределения давлений модель водослива была оборудована пьезометрами, установленными по сливной грани средней (№ 1 – 9) и крайней правой (№ 1к, 3к, 4к, 5к, 7к, 9к, 10к) секций и в основании боковой грани крайней секции (№ 2б – 8б). Несколько пьезометров было установлено на водобое (№ 11, другие на рис. 1 не показаны).

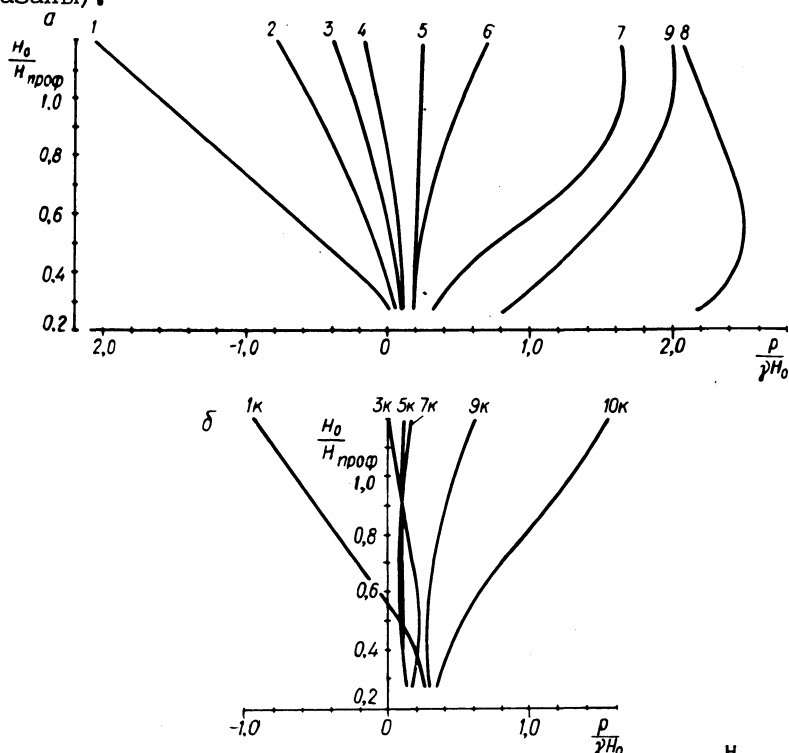


Рис. 2. Кривые распределения относительных давлений в зависимости от $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}$ в различных точках водосливной поверхности средней (а) и крайней (б) комбинированного водослива при плоской задаче: 1, 2, 3, ... - номера пьезометров.

При проведении опытов в диапазоне относительных напоров $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}} = 0,3 \div 1,15$ фиксировались осредненные давления по

всем пьезометрам. По вертикалям над каждым пьезометром при помощи мерной иглы измерялись глубины переливающегося потока, необходимые для построения кривой его свободной поверхности. Кривые свободной поверхности потока на крайней и средней секциях комбинированного водослива при профилирующем напоре в случае пространственной задачи приведены на рис. 1.

Кривые распределения относительных давлений в точках установки пьезометров на водосливной грани комбинированного водослива (параметр $K = 0,488$) в зависимости от $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}$ в

условиях плоской задачи для средней секции приведены на рис. 2, а, для крайней секции — на рис. 2, б. Каждая кривая построена по 17 — 22 опытным точкам.

В опытные данные давлений для пьезометров, расположенных на гребне водослива (№ 1, 1к), введена масштабная поправка по формуле Н.П. Розанова [2].

Анализ кривых, приведенных на рис. 2, показывает, что при профилирующем напоре на гребне оголовка в средней секции (пьезометр 1) возникает значительный вакуум, составляющий $1,6 H_{\text{проф}}$, а в крайней секции (пьезометр 1к) — существенно меньший, равный $0,65 H_{\text{проф}}$.

На оголовке средней секции ниже гребня водослива (пьезометры 2, 3 и 4) также наблюдается вакуум, но значительно меньший, чем на гребне — $(0,2 - 0,6) H_{\text{проф}}$, уменьшающийся по мере удаления от гребня. В крайней секции у пьезометра 3к образуется уже небольшое $(0,06 H_{\text{проф}})$ положительное давление.

Вакуум на гребне водослива уменьшается пропорционально напору и исчезает в крайней секции при $H_0 / H_{\text{проф}} = 0,58$, а в средней секции при $H_0 / H_{\text{проф}} = 0,30$. Уменьшение напора приводит к уменьшению вакуума и в зоне пьезометров 2, 3, 4 средней секции, но менее интенсивно, чем на гребне. В крайней секции у пьезометра 3к при $H_0 < H_{\text{проф}}$ образуется положительное давление до $0,2 \times H_0$.

При увеличении напора вакуум на оголовке комбинированного водослива в зоне пьезометров 1 — 4 и 1к — 3к возрастает, наиболее интенсивно на гребне средней секции.

На прямолинейном участке водосливной грани средней секции (пъезометры 5,6) давления всегда положительные и возрастают с увеличением напора. На крайней секции (пъезометры 5к, 7к) давления также всегда положительные, практически постоянные, равные $0,1 \gamma H_0$.

На сопрягающем участке водослива с водобоем как в средней, так и в крайней секциях давления значительно возрастают, достигая (в средней секции) значений $2 \gamma H_0$ и более.

По опытным данным были построены кривые распределений относительных давлений в зависимости от $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}$ и для других случаев: для исходного профиля в плоской, для комбинированного водослива в пространственной и для боковых граней в плоской и пространственной задачах. Графики для названных случаев в статье не приводятся, но при оценке степени изменения давлений эти данные использованы.

Характер распределения давлений в основании боковой грани следующий. На криволинейном участке ниже гребня (пъезометры 2б - 4б) возникает вакуум, уменьшающийся с уменьшением напора и удалением от гребня водослива. Начиная от пъезометра 5б и ниже давления всегда положительные, достигают на участке сопряжения с водобоем (пъезометры 7б, 8б) значений $2 \gamma H_0$ и более.

На оголовке водослива исходного профиля в условиях плоской задачи вакуум составляет $0,28 H_{\text{проф}}$ и исчезает при

$\frac{H_0}{H_{\text{проф}}} = 0,75$. На водосливной грани давления примерно постоянны, положительны и равны $(0 - 0,2) \gamma H_0$.

Для пространственной задачи на оголовке комбинированного водослива вакуум значительно меньше, чем для плоской, и составляет $1,10 H_{\text{проф}}$ на средней и $0,46 H_{\text{проф}}$ на крайней секциях. Исчезает вакуум при $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}$, равном соответственно $0,4$ и $0,6$. В остальной части средней и крайней секций, а также у основания боковой грани характер распределения давлений в зависимости от напора такой же, как и для плоской задачи.

Сопоставление кривых относительных давлений $\frac{P}{\gamma H_0} = f\left(\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}\right)$

в различных точках водосливной грани вodosлива исходного и комбинированного профилей плоской задачи выявило следующие особенности.

В комбинированном профиле на оголовке крайней секции при всех напорах давления на $(0,20 - 0,35) \gamma H_0$ меньше по сравнению с исходным профилем. Это произошло вследствие влияния вакуума со стороны средней, более вакуумной, секции. Ниже оголовка давления остались положительными, но уменьшились на $(0,04 - 0,10) \gamma H_0$, а на участке сопрягающего радиуса - на $(0,6 - 1,0) \gamma H_0$. На середине водосливной поверхности (пъезометр 5к) давления, наоборот, увеличились на $(0,1 - 0,2) \gamma H_0$. Ниже гребня водослива (пъезометр 3к) при $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}} > 1,15$ образуется вакуум. В нижнем бьефе давления увеличились на $(0,10 - 0,25) \gamma H_0$.

Переход от плоской задачи к пространственной в комбинированном водосливе характеризуется в средней секции увеличением давлений по всему диапазону напоров: на гребне на $(0,2 - 0,6) \gamma H_0$, а в средней части водосливной поверхности на $(0,06 - 0,15) \gamma H_0$. В крайней секции на гребне водослива давления увеличиваются и зависят от $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}$, а ниже гребня уменьшаются на $(0,02 - 0,06) \gamma H_0$. На участке сопрягающего радиуса давления уменьшились на $(0,3 - 0,7) \gamma H_0$, а в нижнем бьефе - увеличились примерно на $0,1 \gamma H_0$.

Давления у основания боковой грани комбинированного водослива по сравнению с давлениями по оси средней секции для плоской и пространственной задач на оголовке и ниже его на $(0,04 - 0,10) \gamma H_0$ меньше.

На рис. 3 представлен график распределения относительных давлений на вакуумном (А), исходном (Б) и комбинированном (В, Г) профилях для плоской задачи при $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}} = 1,0$. Ось абс-

чис представляет собой проекцию водосливной поверхности, на которой отмечены (в выбранном масштабе) точки расположения пьезометров.

Данные для построения кривой относительных давлений на оголовке вакуумного водослива взяты из [2] для $\frac{H_0}{r \dot{\phi}} = 3,6$ и $\alpha = 3$. Поскольку на напорной грани исследованного комбинированного водослива не были установлены пьезометры, относительные давления здесь соответствуют кривой для вакуумного водослива.

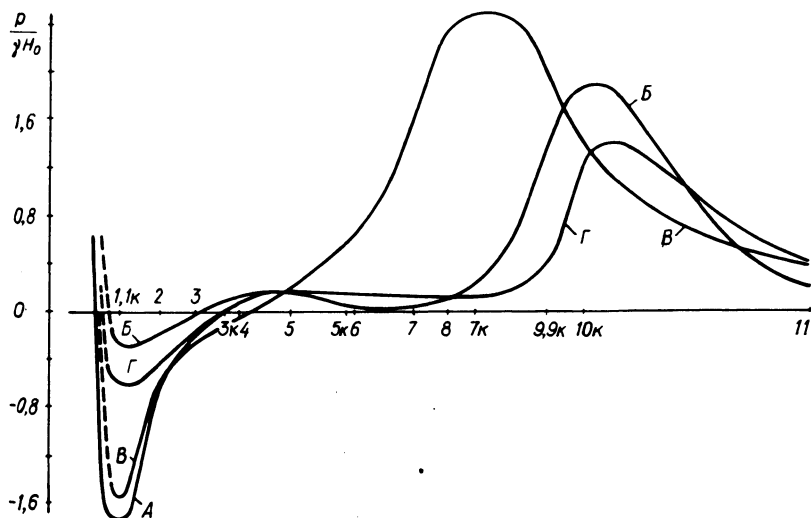


Рис. 3. Кривые распределения относительных давлений на проекции профиля водослива при плоской задаче и $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}} = 1,0$: А - вакуумный водослив (данные Н.П. Розанова); Б - водослив исходного профиля; В - комбинированный водослив, средняя секция; Г - комбинированный водослив, крайняя секция.

Анализ кривых относительных давлений (рис. 3) показывает, что на гребне и в непосредственной близости от него в средней секции комбинированного водослива (кривая В) давления несколько меньше, чем в вакуумном водосливе (кривая А). У пьезометров 2,3 и вблизи пьезометра 5 давления совпадают, а у пьезометра 4 отличаются незначительно.

Резюме

Экспериментальные исследования показали, что на оголовке комбинированного водослива вакуум в средней секции уменьша-

ется по сравнению с вакуумным профилем, а в крайней — увеличивается по сравнению с безвакуумным профилем Кригера — Офицерова. Пространственность задачи заметно увеличивает давления в средней секции лишь на гребне водослива, а в крайней — на гребне и на участке сопрягающего радиуса.

Л и т е р а т у р а

1. Пенькевич В.А., Филиппович И.В. Пропускная способность комбинированного водослива. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 4. Минск, 1974. 2. Розанов Н.П. Вакуумные водосливные плотины с боковым сжатием. М., 1958.

УДК 627.83:532.55.001.24

И.В. Филиппович (канд. техн. наук)

О КОЭФФИЦИЕНТЕ КОРИОЛИСА ДЛЯ СЕЧЕНИЯ, ОПРЕДЕЛЯЮЩЕГО РАСХОД НА ВОДОСЛИВЕ С ШИРОКИМ ПОРОГОМ

Коэффициент кинетической энергии (Кориолиса), представляющий собой корректив при исчислении удельной кинетической энергии по средней скорости и зависящий от распределения местных скоростей в сечении, определяется по формуле [1]:

$$\alpha = 1 + 3 \frac{\int_{\omega} \Delta U^2 d\omega}{v^2 \omega} + \frac{\int_{\omega} \Delta U^3 d\omega}{v^3 \omega}, \quad (1)$$

где v — средняя скорость потока в сечении, полученная, как частное от деления расхода Q потока на площадь его живого сечения ω , принимаемого плоским.

Определение коэффициента α по зависимости (1) представляет известные трудности, связанные с большим количеством вычислений, а также измерений. Для водослива с широким порогом коэффициент Кориолиса α можно вычислить по формулам, полученным исходя из следующих положений.

Сравнивая для неподтопленного водослива критические глубины, выражаемые формулой (1)

$$h_k = \frac{2}{3} H_0 \sqrt[3]{\varphi^2},$$

и формулой для русла прямоугольного сечения $h_k = H_0 \sqrt[3]{2 \alpha m^2}$, получим

$$\alpha = \frac{1}{m \sqrt{6,75}} \quad (2)$$

или, учитывая, что для неподтопленного водослива $0,385 \geq m \geq 0,272$ и $\varphi = \sqrt{m \sqrt{6,75}}$ [2] находим

$$\alpha = \frac{1}{\varphi^2} \quad (3)$$

При коэффициенте расхода водослива $m = 0,385$ или при коэффициенте скорости $\varphi = 1$ (идеальный водослив) коэффициент α , определяемый по соответствующим формулам (2) и (3), равен единице.

Для реального неподтопленного водослива, как это видно из формул (2) и (3), коэффициент α всегда больше единицы.

Резюме

Коэффициент Кориолиса для сечения, определяющего расход на водосливе с широким порогом, однозначно определяется коэффициентом расхода m или коэффициентом скорости φ .

Литература

1. Справочник по гидравлическим расчетам. Под ред. П.Г. Киселева. М., 1972. 2. Филиппович И.В. Количественные зависимости между гидравлическими элементами движения на водосливе с широким порогом. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 2. Минск, 1972.

УДК 626.24

С.Р. Медведев (проф.), В.У. Яблонский (канд. техн. наук)

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ПОПЕРЕЧНЫХ СОСТАВЛЯЮЩИХ СКОРОСТЕЙ В СУДОХОДНЫХ КАНАЛАХ ПРИ ЗАБОРЕ ИЗ НИХ ВОДЫ

В ряде случаев забор воды для различного рода водопотребления производится непосредственно из судоходных каналов, где нет течения или наблюдается небольшое течение с малыми продольными скоростями, появляющимися при шлюзовании.

При заборе воды в канале возникают поперечные скорости, которые могут привести к свалу судов. Величина этих поперечных скоростей на поверхности потока не должна превышать определенную величину (порядка 0,15 м/с). Для выполнения этого условия водозабор необходимо располагать на некотором расстоянии от уреза воды в канале, а подвод потока к водозабору осуществлять по постепенно сужающемуся каналу.

Чтобы определить положение оголовка водозабора или насосной станции относительно уреза воды в канале, прибегают к лабораторным исследованиям [1].

В настоящей статье предлагается приближенный способ расчета, который может быть рекомендован при предварительном эскизном проектировании.

В основу предлагаемого способа положена возможность замены работы насоса или трубы водозабора гидродинамической моделью стока. При этом вода рассматривается как идеальная жидкость, а вертикальный профиль скорости принимается в виде прямоугольника, высота которого примерно равна 0,8 поперечной скорости. Вследствие этого расчетная скорость равна

$$v_p = 0,8 v_{\text{пов}}.$$

Принятые допущения позволяют расслоить поток на горизонтальные плоскости, отстоящие друг от друга на единицу глубины, а расход каждой такой полосы на один сток $Q_{\text{ст}}$ будет

$$Q_{\text{ст}} = \frac{Q_{\text{тр}}}{h},$$

где $Q_{\text{тр}}$ - расход одной трубы водозабора или насоса; h - глубина (предполагается, что дно судоходного канала и водоприемника расположены в одной горизонтальной плоскости). Этот расход принимаем за мощность (обильность) одного стока.

Скорость частицы жидкости на полуокружности радиуса R равна

$$v = \frac{Q_{\text{ст}}}{\pi R}.$$

Подставляя вместо v расчетную скорость, получим

$$0,8 v_{\text{пов}} \leq \frac{Q_{\text{тр}}}{h \pi R},$$

откуда радиус влияния стока (этот радиус назовем расчетным и обозначим R_p):

$$R_p = \frac{Q_{\text{тр}}}{0,8 \pi h v_{\text{пов}}}$$

Все изложенное относится к изолированному стоку.

Однако стоки оказывают влияние на все частицы жидкости. Поэтому определив расчетный радиус R_p , надлежит проверить скорости в точках, расположенных на общей касательной.

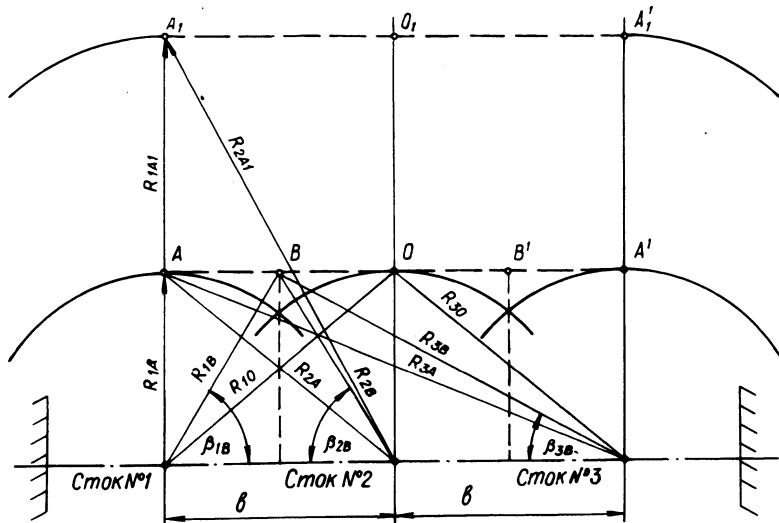


Рис. 1. Расчетная схема к определению поперечных составляющих скоростей.

Рассмотрим частный случай – возьмем три стока (рис. 1). В данном случае ввиду симметрии можно ограничиться вычислением скорости в точках А, В, О или О, В', А'. Если результаты расчета покажут, что суммарные поперечные скорости (по отношению к оси канала, из которого забирается вода) меньше $0,8 v_{\text{пов}}$, то вычисленную величину R_p оставляют. В противном случае при получении скоростей, больших $0,8 v_{\text{пов}}$, расчет повторяют для другого значения радиуса, например R_{1a1} .

Если обозначить стоки индексами 1, 2, 3, ..., n (i), а точки индексами А, В, О, ..., j, то радиусы влияния стоков, например, на точку А, будут:

от стока № 1 - R_{1a} ;

$$\begin{aligned} \text{от стока № 2} - R_{2a} &= \sqrt{R_{1a}^2 + b^2} = R_{1a} \sqrt{1 + \frac{b^2}{R_{1a}^2}} = \\ &= R_{1a} \sqrt{1 + \gamma^2}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{от стока № 3} - R_{3a} &= \sqrt{R_{1a}^2 + (2b)^2} = R_{1a} \sqrt{1 + \frac{4b^2}{R_{1a}^2}} = \\ &= R_{1a} \sqrt{1 + 4\gamma^2}; \end{aligned}$$

.....

$$\begin{aligned} \text{от стока № } n - R_{na} &= \sqrt{R_{1a}^2 + [(n-1)b]^2} = \\ &= R_{1a} \sqrt{1 + \frac{(n-1)^2 b^2}{R_{1a}^2}} = R_{1a} \sqrt{1 + (n-1)^2 \gamma^2}, \end{aligned}$$

где $\gamma = \frac{b}{R_{1a}}$.

Синусы углов между осью и радиусами влияния стоков на точку А будут:

$$\sin \beta_{1a} = 1,0;$$

$$\sin \beta_{2a} = \frac{R_{1a}}{R_{2a}} = \frac{R_{1a}}{R_{1a} \sqrt{1 + \gamma^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \gamma^2}};$$

$$\sin \beta_{3a} = \frac{R_{1a}}{R_{3a}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 4\gamma^2}};$$

.....

$$\sin \beta_{na} = \frac{1}{\sqrt{1 + (n-1)^2 \gamma^2}}.$$

Таким образом, поперечные скорости (по отношению к судовой ходному каналу), вызываемые влиянием стоков, в точке А равны:

$$v_{1a} = \frac{Q_{\text{тр}}}{h \pi R_{1a}} \sin \beta_{1a} = \frac{Q_{\text{тр}}}{h \pi R_{1a}};$$

$$v_{2a} = \frac{Q_{\text{тр}}}{h \pi R_{2a}} \sin \beta_{2a} = \frac{Q_{\text{тр}}}{h \pi R_{1a} \sqrt{1 + \gamma^2}} \times$$

$$\times \frac{1}{\sqrt{1+\gamma^2}} = \frac{Q_{\text{тр}}}{h\pi R_{1a}(1+\gamma^2)};$$

$$v_{3a} = \frac{Q_{\text{тр}}}{h\pi R_{3a}} \sin \beta_{3a} = \frac{Q_{\text{тр}}}{h\pi R_{1a}\sqrt{1+4\gamma^2}} \frac{1}{\sqrt{1+4\gamma^2}} =$$

$$= \frac{Q_{\text{тр}}}{h\pi R_{1a}(1+4\gamma^2)};$$

$$v_{na} = \frac{Q_{\text{тр}}}{h\pi R_{na}} \sin \beta_{na} = \frac{Q_{\text{тр}}}{h\pi R_{1a}\sqrt{1+(n-1)^2\gamma^2}} \times$$

$$\times \frac{1}{\sqrt{1+(n-1)^2\gamma^2}} = \frac{Q_{\text{тр}}}{h\pi R_{1a}[1+(n-1)^2\gamma^2]}.$$

Полная поперечная скорость в точке А:

$$v_A = \sum v_{iA} = \frac{Q_{\text{тр}}}{h\pi R_{1A}} \left\{ 1 + \frac{1}{1+\gamma^2} + \frac{1}{1+4\gamma^2} + \frac{1}{1+9\gamma^2} + \dots + \right.$$

$$\left. + \frac{1}{[1+(n-1)^2\gamma^2]} \right\}.$$

Аналогичным образом можно получить значения поперечных скоростей и в любых других точках.

В общем виде расчетная зависимость для поперечной составляющей скорости записывается так:

$$v_{ij} = \frac{Q_{\text{тр}}}{h\pi} \sum \frac{\sin \beta_{ij}}{R_{ij}}.$$

Рассмотрим конкретный пример. Водозабор состоит из трех труб, которые должны обеспечить пропуск максимального расхода $Q_{\text{макс}} = 46,0 \text{ м}^3/\text{с}$; ширина между осями труб $b = 5,3 \text{ м}$; глубина воды в судоходном канале, откуда производится забор

воды, равна $h = 4,5$ м; допускаемая для судоходства поперечная поверхностная скорость в канале не должна превышать величину $v_{\text{пов}} = 0,15$ м/с. Необходимо определить поперечные скорости в судоходном канале и минимальное удаление водозабора от уреза воды.

Расход одной трубы

$$Q_{\text{1тр}} = \frac{Q_{\text{макс}}}{3} = \frac{46,0}{3} \approx 15,33 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Радиус влияния изолированного стока

$$R_p \geq \frac{Q_{\text{тр}}}{0,8\pi h v_{\text{пов}}} = \frac{15,33}{0,8 \cdot 3,14 \cdot 4,5 \cdot 0,15} \geq 9,1 \text{ м}.$$

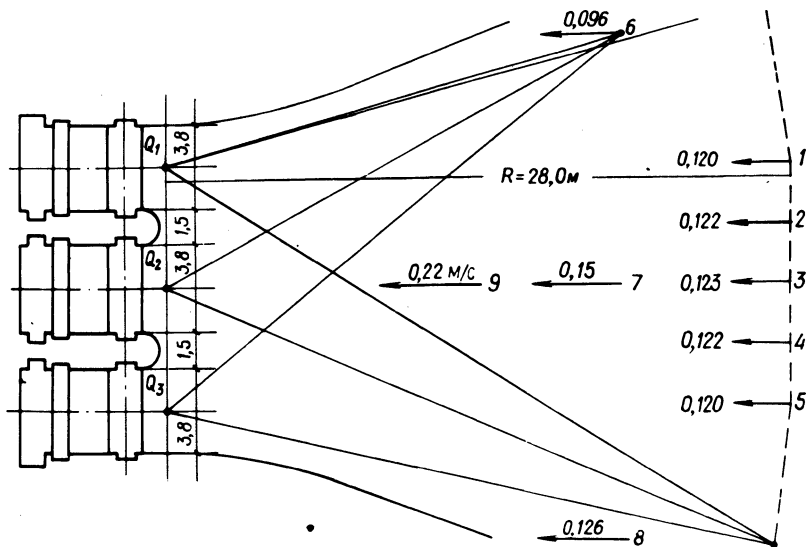


Рис.2. Поперечные скорости (м/с) в судоходном канале при заборе расхода $Q = 46,0$ м³/с ($h = 4,5$ м).

Так как стоки оказывают взаимное влияние на все точки жидкости, удаление водозабора от уреза воды в канале должно быть большим, чем найденное значение R_p . Для нахождения этого расстояния подсчитываем значения поперечных скоростей при различном удалении водозабора от уреза воды в канале.

Как видно из рис. 2, при удалении водозабора от уреза воды на расстояние $R = 28,0$ м поперечные скорости в судоход-

ном канале не превысили величину $v_{\text{пов}} = 0,15$ м/с. Это удаление и следует признать минимальным при заборе из канала максимального расхода $Q_{\text{макс}} = 46,0$ м³/с.

Р е з ю м е

Предлагается приближенный способ расчета поперечных скоростей, основанный на допустимости замены работы насоса или трубы водозабора гидродинамической моделью стока.

Л и т е р а т у р а

1. Ронжин И.С. Изучение плана течений открытого потока методом ЭГДА. - "Труды Гидропроекта", сб. 11. М., 1964.

УДК 532.542.4; 518.3

В.Б. Хейнман (канд. техн. наук), Г.Е. Иткина, Я.И. Матвеева

НОМОГРАММЫ ДЛЯ ВЫЧИСЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА СОПРОТИВЛЕНИЯ ТРЕНИЮ ПО ДЛИНЕ ТРУБОПРОВОДА (формула Н.З. Френкеля)

Для определения коэффициента гидравлического трения (коэффициента Дарси) предложен ряд формул, учитывающих зависимость его от размеров поперечного сечения трубы, шероховатости стенок и числа Рейнольдса. Одной из них является формула Н.З. Френкеля для турбулентного движения в промышленных шероховатых и гладких трубах:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left[\frac{\Delta}{3,7 d} + \left(\frac{6,81}{Re} \right)^{0,9} \right]. \quad (1)$$

Однако нахождение коэффициента λ по формуле (1) связано с большой вычислительной работой.

Нами построены номограммы из выравненных точек, дающие возможность одним наложением линейки находить значения λ по заданным значениям $\frac{\Delta}{d}$ и Re .

Для удобства построения номограммы, с учетом того, что при больших значениях Re существенное влияние на значение коэффициента λ оказывает отношение $\frac{\Delta}{d}$, нами построены две номограммы. Одна номограмма (рис.1) построена для значений

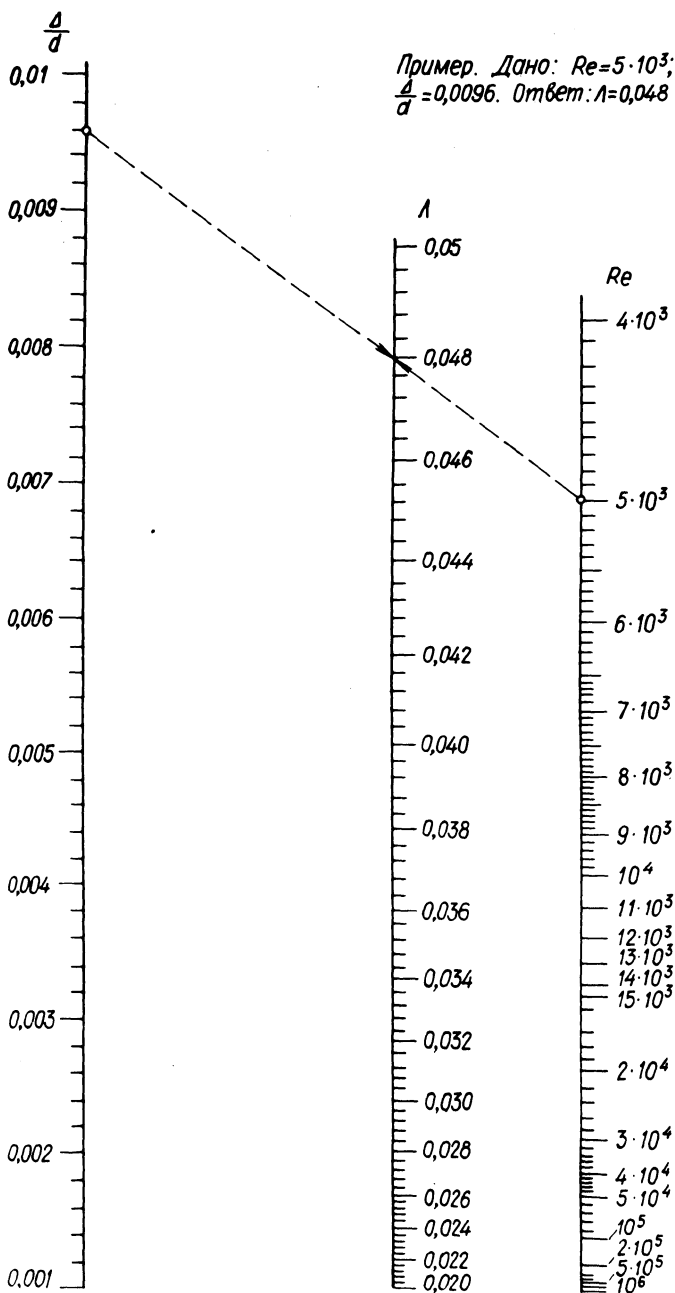


Рис. 1.

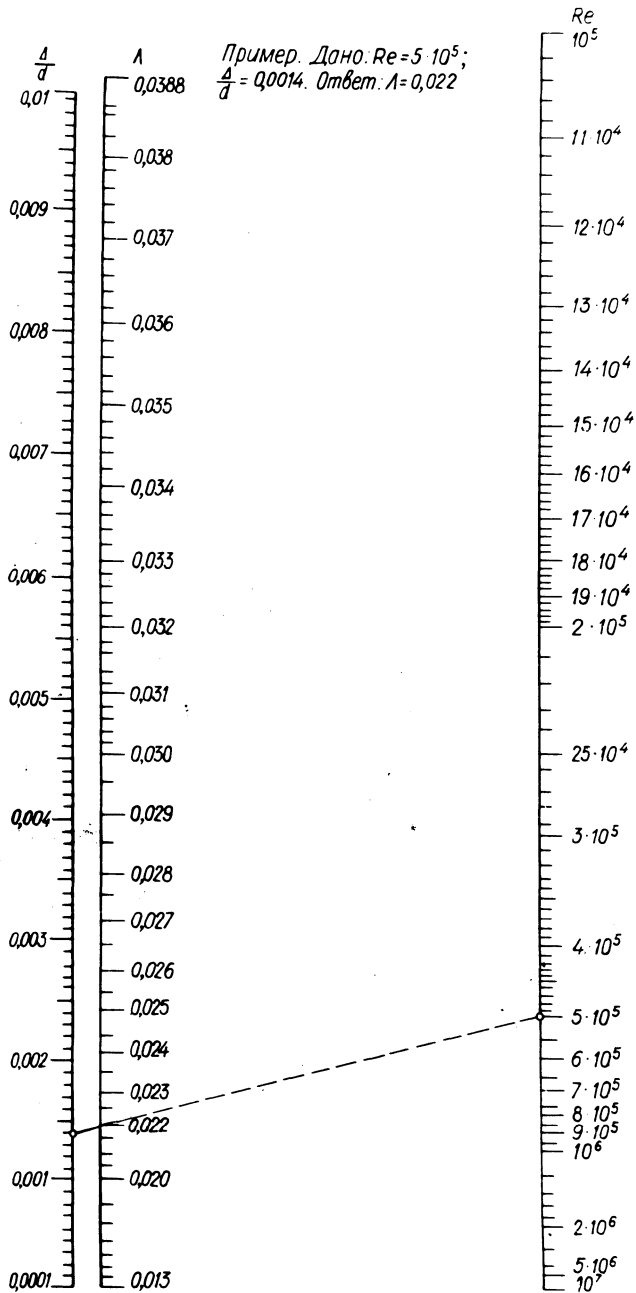


Рис.2.

чисел Рейнольдса в пределах $4 \cdot 10^3$ до 10^6 . Вторая номограмма (рис.2) построена для диапазона $10^5 < Re < 10^7$.

При построении номограммы использовались данные для λ и Re , приведенные Н.З. Френкелем [1]. Значения внутреннего диаметра d труб промышленных трубопроводов соответствуют действующим ГОСТам и приведены в соответствии ГОСТом 5525 - 50 для чугунных водопроводных труб.

Для построения номограммы формула (1) преобразована к виду

$$10^{-\frac{1}{2\sqrt{\lambda}}} = \frac{1}{3,7} \left(\frac{\Delta}{d} \right) + \left(\frac{6,81}{Re} \right)^{0,9} \quad (2)$$

Таблица 1

Координаты	Шкала	Шкала	Шкала
x	0	100	62,5
y	$10^5 \left(\frac{1}{3,7d} - 27 \cdot 10^{-5} \right)$	$6 \cdot 10^4 \left[\left(\frac{6,81}{Re} \right)^{0,9} - 2 \cdot 10^{-5} \right]$	$375 \cdot 10^2 \left(10^{-\frac{1}{2\sqrt{\lambda}}} - 29 \cdot 10^{-5} \right)$

Таблица 2

Координаты	Шкала	Шкала	Шкала
x	0	100	6
y	$10^5 \left(\frac{1}{3,7d} - 3 \cdot 10^{-5} \right)$	$16 \cdot 10^5 \left[\left(\frac{6,81}{Re} \right)^{0,9} - 3 \cdot 10^{-6} \right]$	$94118 \left(10^{-\frac{1}{2\sqrt{\lambda}}} - 33 \cdot 10^{-6} \right)$

Таблица 3

Неподвижная плоскость		
Координаты	Поле (Re, d)	Поле (Δ, d)
x	$-10^4 \left(\frac{6,81}{Re} \right)^{0,9} - 10$	$10^4 \frac{\Delta}{3,7d}$
y	$10^4 \frac{1}{d}$	$10^4 \frac{1}{d}$
Транспарант		
Координаты	Фиксированная точка	Шкала
x	0	$10^4 \cdot 10^{-\frac{1}{2\sqrt{\lambda}}} + 10$
y	0	0

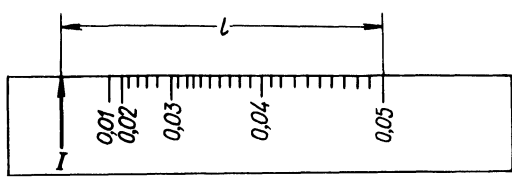
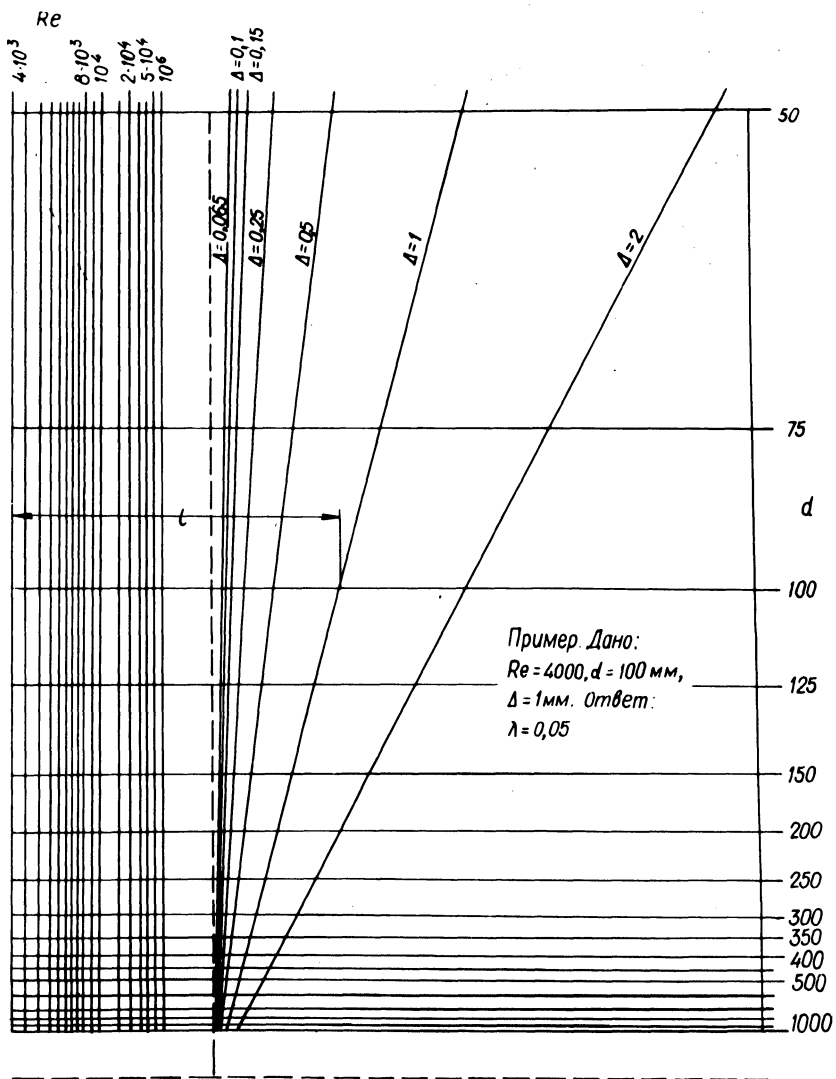


Рис. 3.

Формула (2) является канонической формулой вида

$$f_3 = f_1 + f_2,$$

опускающей построение номограммы из выравненных точек.

Уравнения элементов номограмм приведены в табл.1,2, а номограммы на рис.1,2. Правила пользования указаны на номограммах.

Пример. Дано $Re = 5 \cdot 10^3$, $\frac{\Delta}{d} = 0,096$. Найти λ .

На номограмме (рис.1) на шкале $\frac{\Delta}{d}$ берем точку с пометкой 0,096, а на шкале $Re = 5 \cdot 10^3$. Прикладываем край линейки к этим точкам. Линейка пересекает шкалу λ в точке с пометкой 0,048. Следовательно, $\lambda = 0,048$.

Для формулы (1) также построена номограмма с транспарантом в виде линейки, которой можно пользоваться и как циркульной номограммой. Номограмма дает возможность находить значения λ по заданным значениям Δ, d, Re .

Формула (1) при этом приводится к канонической форме вида

$$f_{12} + f_3 = f_{14},$$

для которой разработана Г.С. Хованским [2] методика построения номограмм [2].

Уравнение элементов номограммы приведены в табл.3, а номограмма на рис.3. Правила пользования показаны на номограмме.

Пример. Дано $Re = 4 \cdot 10^3$, $d = 100$ мм, $\Delta = 1$ мм. Найти λ .

На номограмме (рис.3) помещаем одну ножку циркуля в точку поля (Re, d) , соответствующую значениям $Re = 4 \cdot 10^3$, $d = 100$, а вторую ножку в точку поля (Δ, d) , соответствующую значениям $\Delta = 1$, $d = 100$. Не меняя расстояния между ножками, поместим одну ножку в фиксированную точку 1 транспаранта, вторая точка попадает в точку с пометкой 0,05. Следовательно, $\lambda = 0,05$.

Р е з ю м е

Приведены сконструированные авторами номограммы для расчета коэффициента сопротивления трению по формуле Френкеля. Номограммы дают возможность заменить громоздкие расчеты простыми механическими операциями. Точность номограмм достаточна для их использования на практике.

Л и т е р а т у р а

1. Френкель Н.З. Гидравлика. М., 1956. 2. Хованский Г.С. Методы номографирования. М., 1964.

О РАСЧЕТЕ ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ С УЧЕТОМ ИЗМЕНЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ЧАСОВОЙ НЕРАВНОМЕРНОСТИ ВОДОПОТРЕБЛЕНИЯ ПО ОТДЕЛЬНЫМ ЛИНИЯМ

Многолетней практикой эксплуатации водопроводных сетей установлено, что коэффициенты часовой неравномерности водопотребления по отдельным линиям не одинаковы. Они зависят от числа обслуживаемых линиями жителей, увеличиваются с уменьшением последних и наоборот [1 - 4]. Однако в расчетах водопроводных сетей до последнего времени эта особенность работы линий не учитывалась. Допускалось, что все элементы сети работают с одним и тем же коэффициентом часовой неравномерности. Это существенно упрощало расчет, но не соответствовало действительному характеру их работы. В результате имели место случаи частого нарушения надежности в подаче воды потребителям. Поэтому в новом СНиПе [4] в порядке уточнения расчетов водопроводных сетей и приближения их к действительным условиям работы указано на необходимость учета при проектировании систем подачи и распределения воды характера изменения коэффициентов неравномерности водопотребления по всем элементам. Конкретные рекомендации по решению данной задачи содержатся в работах М.М. Андрияшева [1], Л.Ф. Мошнина [3]. Но возможны и некоторые другие способы решения этой задачи. В частности, практический интерес может представлять способ, основанный на соответствующей корректировке узловых расходов сети при их традиционном методе расчета, вытекающий из самой сущности работы водопроводных сетей.

Так, если при расчете сети ее узловые расходы принять без учета изменения коэффициента часовой неравномерности K_i по линиям, то вследствие $K_i > K_1$ (K_1 - коэффициент часовой неравномерности водопотребления в точке питания сети) сумма всех узловых расходов и сосредоточенных отборов сети всегда будет больше ее подачи. Это серьезное нарушение первого закона Кирхгофа и базировать на нем расчет сети нельзя. Значит, узловые расходы сети необходимо откорректировать таким образом, чтобы они учитывали фактическую неравномерность работы всех ее линий и одновременно удовлетворяли требованиям закона Кирхгофа.

Остановимся на некоторых особенностях работы водопроводных сетей. Отметим, что наличие различных коэффициентов часовой неравномерности водопотребления из их линий, превышающих значение этого коэффициента в точке питания сети, не означает, что из сети в отдельные моменты времени воды отбирается больше, чем подается. Водопроводная сеть не обладает столь большой регулирующей способностью, чтобы обеспечить такой режим ее работы. Раздача воды ею производится неравномерно, но со смещением максимумов во времени. Например, если из данной группы линий в настоящее время отбираются повышенные расходы воды, соответствующие расчетному значению K_1 , то естественно, что в других линиях в это же время неизбежно будут отбираться другие, меньшие расходы воды. Баланс же подачи и расхода воды для сети в целом сохраняется всегда. При этом линии с меньшим числом потребителей всегда будут работать с большей неравномерностью водопотребления, и наоборот. Это должно учитываться при выборе диаметров труб отдельных участков сети.

При гидравлическом расчете сети дополнительно следует учитывать и сложившуюся ситуацию с распределением отборов по всем ее элементам, т.е. должен рассматриваться какой-то вполне определенный режим работы сети.

Естественно, что практический интерес всегда будет представлять тот режим, который создает самую неблагоприятную ситуацию для условий отбора воды потребителями. Например, при рассмотрении условий работы сети в период максимума водоразбора наиболее неблагоприятной окажется ситуация, когда путевые расходы, соответствующие расчетной величине K_1 , будут отбираться из концевых, а несколько меньшие их значения — из начальных участков сети. Таким образом, более полная загрузка сети распространится на большую часть ее элементов и центр водоразбора сдвинется ближе к концевым участкам, что усложнит условия подачи воды потребителям. При повышенном отборе воды в начале сети и несколько уменьшенном в ее концевых элементах центр водоразбора сместится ближе к началу сети и этим облегчит ее работу. Отсюда для обеспечения высокой надежности водообеспечения потребителей в период максимального водопотребления в основу расчета сети необходимо положить первый вариант схемы распределения отборов воды. Для минимального водоразбора самым невыгодным явится случай, когда большие удельные отборы будут иметь место в начале сети, а меньшие — на ее концевых участках.

Изложим предлагаемый способ расчета сети с учетом различия коэффициентов часовой неравномерности водопотребления ее линий. В качестве примера рассмотрим случай максимального водоразбора сети. Остальные случаи могут рассчитываться по аналогии с данным.

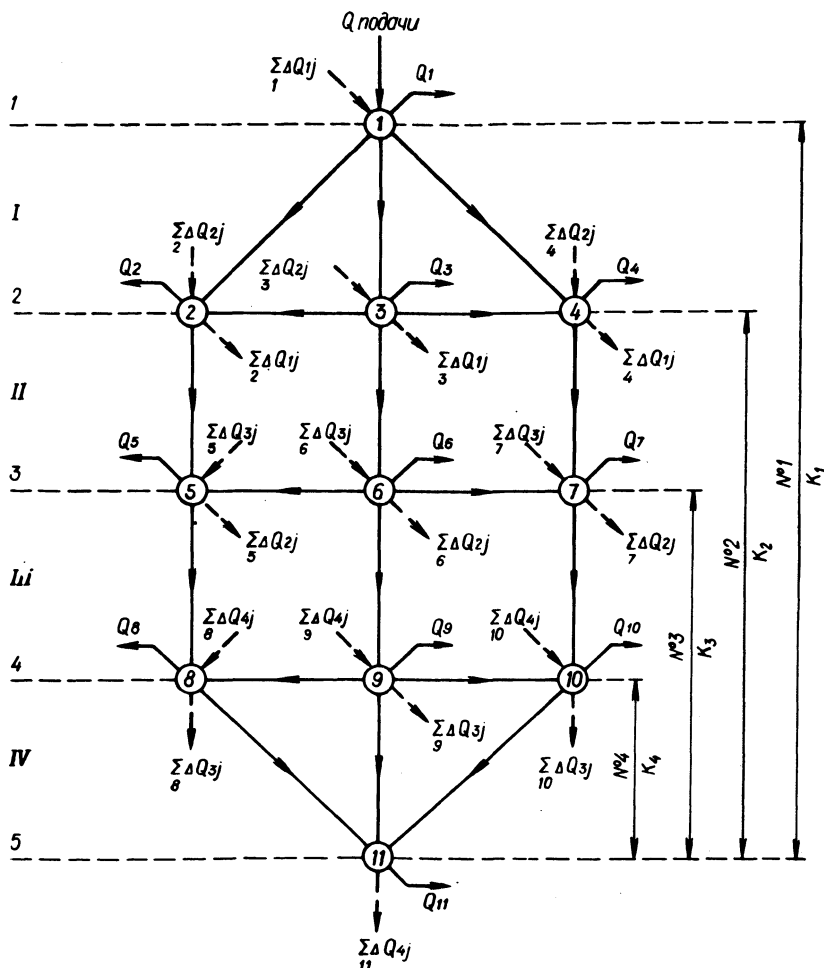


Рис.1. Расчетная схема сети (1-5 - линии зон; I - IV - зоны).

Пусть необходимо рассчитать представленную на рис.1 водопроводную сеть с учетом изменения коэффициентов часовой неравномерности водопотребления в ее линиях. Выделим в сети зоны с одинаковым диапазоном изменения коэффициента K . Для этого проведем через смежные узловые точки ряд линий, соот-

ветствующих различным значениям числа обслуживаемых жителей N_i и величинам коэффициента часовой неравномерности водопотребления K_i . Присвоим номера рассматриваемым зонам в соответствии с номерами их верхних (начальных) ограничивающих линий. Тогда расчетные расходы воды в элементах любой зоны сети для выбора диаметров их труб будут равны

$$\begin{aligned} Q_{ij} &= \eta_{ij} Q_i = \eta_{ij} (Q_{\text{Тр } i} + d_i Q_{\text{Пут } i}) = \\ &= \eta_{ij} \frac{\omega}{24} (N_{i+1} K_{i+1} + d_i \Delta N_i \bar{K}_i) = \\ &= \eta_{ij} \frac{\omega}{24} \left[N_{i+1} K_{i+1} + d_i \Delta N_i \left(K_i + \frac{\Delta K_i}{2} \right) \right], \end{aligned} \quad (1)$$

где η_{ij} - коэффициенты распределения расчетного расхода воды рассматриваемой i -й зоны сети по j -м элементам в доли от единицы; ω - принятая величина нормы водопотребления населением города в расчетные сутки; $Q_{\text{Тр } i}$ - транзитный расход воды для рассматриваемой зоны, равный $\frac{\omega}{24} N_{i+1} K_{i+1}$;

$Q_{\text{Пут } i}$ - путевой расход воды для этой зоны, равный $\frac{\omega}{24} \Delta N_i \bar{K}_i$; α_i - известный из практики расчета водопроводных сетей коэффициент, приводящий равномерную раздачу воды вдоль линий к эквивалентному расчетному расходу воды и равный 0,5 для начальных и 0,58 для концевых линий; ΔN_i и ΔK_i - приращения числа жителей и коэффициента часовой неравномерности водопотребления в пределах рассматриваемой зоны; \bar{K}_i - среднее значение коэффициента часовой неравномерности водопотребления этой зоны: $N_i, N_{i+1}, K_i, K_{i+1}$ - число жителей и коэффициенты часовой неравномерности водопотребления соответственно для верхней и нижней границ рассматриваемой зоны сети.

Принимая $\Delta N_i \Delta \bar{K}_i = N_i - N_{i+1}$ и отбрасывая произведение $\eta_{ij} \frac{\omega}{24} \alpha_i \Delta N_i \frac{\Delta K_i}{2}$ как величину второго порядка малости по сравнению с остальными членами выражения (1), получим

$$Q_{ij} = \eta_{ij} \frac{\omega}{24} \left[N_{i+1} K_{i+1} + \alpha_i (N_i - N_{i+1}) K_i \right]. \quad (2)$$

Эту зависимость с некоторым допущением можно преобразовать к более удобному виду

$$Q_{ij} = \eta_{ij} \frac{\omega}{24} \bar{N}_i K_i = 0,5 \eta_{ij} \frac{\omega}{24} K_i (N_i + N_{i+1}), \quad (3)$$

где \bar{N}_i – средняя величина расчетного числа жителей для элементов рассматриваемой зоны.

Расчеты показывают, что величины Q_{ij} , полученные по этой зависимости, незначительно (не более 1%) отличаются от Q_{ij} , полученных по зависимости (1). Поэтому ею можно пользоваться во всех расчетах водопроводных сетей.

По найденным расчетным расходам воды подбирают требуемые диаметры труб соответствующих водопроводных линий и приступают к гидравлическому расчету сети. Эту операцию начинают, как и обычно, с подготовки сети к расчету. Однако она в данном случае приобретает некоторую особенность. Так, из рис.1 видно, что с ростом i в пределах каждой выделенной зоны сети происходит определенное приращение коэффициента часовой неравномерности водопотребления и соответствующее увеличение удельных расходов воды. Если для всей сети в точке ее питания коэффициент часовой неравномерности составляет величину K_1 , а соответствующий ему удельный расход равен q_1 , то для любой ее зоны средние значения величин \bar{K}_i и \bar{q}_i соответственно будут равными

$$\bar{K}_i = \frac{K_i + K_{i+1}}{2} = K_1 + \frac{\Delta K_i}{2}, \quad (4)$$

$$\bar{q}_i = q_1 \frac{\bar{K}_i}{K_1}. \quad (5)$$

Среднее приращение к величине q_1 удельного расхода в зоне составит

$$\Delta \bar{q}_i = \bar{q}_i - q_1 = q_1 \left(\frac{\bar{K}_i}{K_1} - 1 \right). \quad (6)$$

Это значит, что при переменных коэффициентах часовой неравномерности водопотребления в каждой из выделенных зон водопроводных сетей происходит как бы увеличение удельного расхода воды на величину $\Delta \bar{q}_i$ дополнительно к удельному расходу, полученному при среднем значении K_1 для всех элементов сети. Будем считать, что этот удельный расход образуется от пропуска по элементам рассматриваемой зоны некоторых дополнительных расходов воды, равных

$$\Delta Q_{ij} = \eta_{ij} \alpha_i \Delta \bar{q}_i \Sigma l_i, \quad (7)$$

где α_i можно принять равным 0,5, а $\sum 1_k$ — представить суммой длин линий рассматриваемой зоны. При этом участки линий, расположенных на смежных зонах, принимаются половинными. Величины же η_{ij} принимаются в соответствии с принятым ранее потокораспределением.

Поскольку рассматриваемые дополнительные расходы для верхних границ зон положительны, а для нижних — отрицательны, то их пропуск по линиям соответствующих зон не нарушает закона Кирхгофа как для сети в целом, так и для ее отдельных элементов. Они лишь увеличивают фактическую загрузку этих элементов. Этим самым обеспечивается возможность учета заданного изменения коэффициентов часовой неравномерности водопотребления по линиям сети при соблюдении закона Кирхгофа для всех узлов и сети в целом. А это значит, что предлагаемый подход к решению рассматриваемой задачи может быть положен в основу расчета сетей с учетом новых требований СНиП П-31-74. Он, действительно, сводится лишь к определенной корректировке применявшегося ранее способа определения их узловых расходов воды.

Чтобы выявить направление этой корректировки и дать конкретные предложения по ее осуществлению, рассмотрим, как трансформируются обычные узловые расходы сетей в результате проведения всех дополнительных расходов ΔQ_{ij} в элементах рассматриваемых зон. Учитывая, что среднее приращение удельного расхода воды $\Delta \bar{q}_i$ каждой последующей зоны больше предыдущей, отрицательные величины дополнительных расходов воды в начальных и средних узлах сети в большинстве случаев будут большими, чем положительные. Что же касается конечных узлов, то у них будут только дополнительные положительные расходы ΔQ_{ij} . Это приводит к уменьшению узловых расходов в начальных и средних узлах и к увеличению их в конечных. Происходит, таким образом, определенная трансформация обычной схемы распределения узловых расходов сетей в направлении сдвига центра водоразбора к конечным участкам. При этом обеспечивается учет заданного изменения величины K_i по линиям сети с соблюдением условия $Q_{\text{подачи}} = \sum Q_{\text{узел}} + \sum Q_{\text{соср}}$.

Это условие всегда обеспечивается в том случае, если узловые расходы для сети определять по формуле

$$Q_{\text{узел } k} = 0,5 q_1 \sum_K 1_k - \sum_K \Delta Q_{ij} + \sum_K \Delta Q_{(i-1)j}, \quad (8)$$

где $Q_{\text{уэл. } k}$ - расчетные значения узлового расхода воды в k -ом узле; $\sum_k l_k$ - сумма длин всех линий, примыкающих к рассматриваемому узлу; ΔQ_{ij} - дополнительные поправки расходов воды в элементах узла, примыкающих со стороны i -й зоны сети; $\Delta Q_{(i-1)j}$ то же, но в элементах узла, примыкающих со стороны $i-1$ -й зоны.

Значения расходов ΔQ_{ij} и $\Delta Q_{(i-1)j}$ определяются по формуле (7). Скорректированные узловые расходы сети можно найти также и по более простой зависимости

$$Q_{\text{уэл. } k} = 0,5 \sum_k l_k (q_1 - \Delta \bar{q}_i + \Delta \bar{q}_{(i-1)}) \quad (9)$$

С учетом этих расходов дальнейший расчет сети может производиться известными в практике способами.

Р е з ю м е

Рассматривается методика учета изменения коэффициента часовой неравномерности водопотребления в линиях водопроводных сетей с учетом требований СНиП-П-31-74. В основу методики положен способ корректировки узловых расходов сети в соответствии с числом жителей, обслуживаемых подходящими к узлам линиями.

Л и т е р а т у р а

1. Андрияшев М.М. Расчет водопроводных сетей с учетом коэффициентов часовой неравномерности водопотребления. - "Водоснабжение и санитарная техника", 1974, № 11.
2. Гейнц В. Г. О нормах и коэффициентах неравномерности хозяйственно-питьевого водоснабжения. - "Водоснабжение и санитарная техника", 1969, № 10.
3. Мошнин Л.Ф. Расчет водопроводных сетей при переменном коэффициенте часовой неравномерности водопотребления. - "Водоснабжение и санитарная техника", 1974, № 11.
4. СНиП-П-31-74, М., 1975.

УДК 624.131.67 : 556.3

В.П. Старинский (канд. техн. наук)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ И УЧЕТ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ФИЛЬТРОВ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ВОДОЗАБОРНЫХ СКВАЖИН

В настоящее время с целью получения подземной воды для различных потребителей ежегодно вводится в эксплуатацию несколько десятков тысяч водозаборных скважин. В этих условиях

большое значение приобретают вопросы правильного проектирования и расчета этих сооружений и их элементов. Особое значение имеет правильный учет гидравлического сопротивления фильтров скважин. Несмотря на то, что по данному вопросу имеются достаточно обширные исследования [1 - 7], общепринятой методики определения сопротивления фильтра при проектировании скважин пока не существует, что вносит известную субъективность в расчеты водозаборных сооружений. Вместе с тем, основываясь на материалах проведенных исследований и существующей теории движения воды в пористых и трещиноватых средах, можно получить вполне приемлемую, на наш взгляд, методику определения этой величины. В частности, если фильтр скважины представить в виде системы концентрических слоев определенной проницаемости, а протекающий через него поток воды осесимметричным, то для любой цилиндрической поверхности радиусом r этого фильтра можно написать, что

$$Q = 2\bar{n} r l v_r, \quad (1)$$

где Q - дебит скважин; r - радиус рассматриваемой цилиндрической поверхности фильтра; v_r - средняя скорость движения воды через эту поверхность; l - длина рабочей части фильтра.

Скорость движения воды в фильтре v_r переменна вдоль радиуса. Ее величина определяется проницаемостью материала слоев фильтра и значением действующего в нем гидравлического градиента. Зависимость между этими элементами определяется характером движения воды в фильтре. При ламинарном движении она, как известно, линейна, при турбулентном же степенная. Поскольку большинство фильтров скважин работают в области турбулентного движения воды, то в дальнейшем будем считать, что

$$v_r = D i_r^n, \quad (2)$$

где D - параметр, характеризующий собой проницаемость слоя фильтра; i_r - гидравлический градиент в рассматриваемой поверхности фильтрации; n - показатель степени, меньший единицы.

Если представить i_r как dh/dr , то выражение (1) можно написать в виде

$$Q = 2\bar{n} r l D \left(\frac{dh}{dr} \right)^n. \quad (3)$$

После некоторого преобразования и разделения переменных оно может быть представлено в виде

$$(2\bar{n}lD)^{\frac{1}{n}} dh = Q^{\frac{1}{n}} \frac{dr}{r^{\frac{1}{n}}} \quad (4)$$

или

$$(2\bar{n}lD)^m dh = Q^m \frac{dr}{r^m}, \quad (5)$$

где

$$m = \frac{1}{n} > 1.$$

Интегрируя это выражение в пределах от h_1 до h_2 для переменной dh и от r_1 до r_2 для переменной dr , получим

$$(2\bar{n}lD)^m (h_1 - h_2) = Q^m \left(\frac{1}{(m-1)r_2^{m-1}} - \frac{1}{(m-1)r_1^{m-1}} \right) \quad (6)$$

или

$$\Delta h (2\bar{n}lD)^m = \frac{Q^m}{m-1} \left(\frac{1}{r_2^{m-1}} - \frac{1}{r_1^{m-1}} \right). \quad (7)$$

Откуда потери напора в фильтре равны

$$\Delta h = \frac{\left(\frac{1}{r_2^{m-1}} - \frac{1}{r_1^{m-1}} \right)}{(m-1)(2\bar{n}lD)^m} Q^m. \quad (8)$$

Здесь $\Delta h = h_1 - h_2$ представляет собой разницу уровней воды на внешнем и внутреннем контурах фильтра, выделенных соответственно радиусами r_1 и r_2 ($r_1 > r_2$).

Из полученной зависимости следует, что коэффициент гидравлического сопротивления рассматриваемого слоя фильтра равен

$$\psi = \frac{\left(\frac{1}{r_2^{m-1}} - \frac{1}{r_1^{m-1}} \right)}{(m-1)(2\bar{n}lD)^m}. \quad (9)$$

Естественно, что если фильтр скважины состоит из k слоев, то коэффициент его суммарного гидравлического сопротивления будет равен

$$\psi = \sum_{i=1}^k \frac{c_i \left(\frac{1}{r_2^{m-1}} - \frac{1}{r_1^{m-1}} \right)}{(m-1)(2\bar{n}lD_i)^m} =$$

$$= \frac{1}{(m-1)(2\bar{n})} \sum_{i=1}^k \frac{\left(\frac{1}{r_{i2}^{m-1}} - \frac{1}{r_{i1}^{m-1}} \right)}{D_i^m}, \quad (10)$$

где r_{i1} , r_{i2} - соответственно внутренний и наружный радиусы рассматриваемых слоев фильтра; D_i - проницаемость рассматриваемых слоев фильтра; c_i - коэффициент, учитывающий возрастание сопротивления фильтра при контакте между его отдельными слоями.

В качестве рассматриваемых слоев фильтра принимается не только его обсыпка, но и сам каркас с сеткой, проволочной обмоткой и т.д. При этом их параметры D_i представляются как проницаемость некоторой эквивалентной пористой среды, которая обеспечивает те же потери в слое. Величины же r_{i1} и r_{i2} принимаются в соответствии с их действительными размерами. Коэффициент c_i для обычных контактирующихся слоев обсыпки ориентировочно можно принимать равным 1,2; - 1,5, а при контакте обсыпки с сеткой или с проволочной обмоткой на каркасе - 1,5; - 2,0. В остальных случаях величина этого коэффициента требует дополнительного исследования.

Полученная зависимость для определения коэффициента гидравлического сопротивления фильтра справедлива для всех режимов движения в нем потока, при которых $m > 1$. В случае работы фильтра в квадратичной области сопротивлений, где $m = 2$, она приобретает вид

$$\psi = \frac{1}{4\bar{n}^2 l^2} \sum_{i=1}^k \frac{c_i (r_{i1} - r_{i2})}{r_{i1} r_{i2} D_i^2} = \frac{1}{4\bar{n}^2 l^2} \sum_{i=1}^k \frac{c_i \delta_i}{r_{i\text{ср}}^2 D_i^2}, \quad (11)$$

где δ_i - толщина отдельных слоев фильтра; $r_{i\text{ср}}$ - их средний радиус.

При ламинарном движении потока воды $m = 1$ и зависимость (10) непригодна для определения коэффициента гидравлического сопротивления фильтров скважин. Поэтому данный случай должен быть рассмотрен отдельно. Если в основу решения задачи положить известный закон Дарси, то получим, что

$$v_r = D I_i = D \frac{dh}{dr}. \quad (12)$$

Тогда зависимость (1) представится как

$$Q = 2\bar{n}rID \frac{dh}{dr} . \quad (13)$$

После разделения переменных и интегрирования (12) в выбранных ранее пределах соответственно для dh и dr получим

$$2\bar{n}DI(h_1 - h_2) = Q \ln(r_1 - r_2), \quad (14)$$

откуда

$$\Delta h = h_1 - h_2 = \frac{\ln \frac{r_1}{r_2}}{2\bar{n}ID} Q. \quad (15)$$

Из выражения (15) следует, что в случае ламинарного движения потока воды через фильтр скважины его коэффициент гидравлического сопротивления должен определяться по формуле

$$\psi = \frac{\ln \frac{r_1}{r_2}}{2\bar{n}ID} . \quad (16)$$

Для многослойного фильтра этот коэффициент будет равен

$$\psi = \frac{1}{2\bar{n}I} \sum_{i=1}^k \frac{c_i \ln \frac{r_{i1}}{r_{i2}}}{D_i} . \quad (17)$$

Чтобы использовать полученные зависимости для конкретных расчетов при проектировании водозаборных скважин, рассмотрим методику определения параметра D_i . Как уже упоминалось, этот параметр характеризует проницаемость слоев фильтра. Поэтому его можно определить на основе данных различных исследователей, занимающихся вопросами фильтрации и сопротивления проницаемых пород. В частности, на основании данных Е.А. Замарина [8] о турбулентной фильтрации в пористых средах получаем

$$D_i = 1,73 \left(\frac{d_i}{90} \right)^m , \quad (18)$$

где d - средний диаметр частиц рассматриваемого i -го слоя фильтра, см; m - показатель степени, равный

$$m = \frac{0,8 + 2d_i}{0,8 + d_i} . \quad (19)$$

На основании данных, полученных С.В. Избашем [8] для крупнозернистых обсыпок фильтра, можно принять, что

$$D_i = \varepsilon \left(20 - \frac{14}{d_i} \right) d_i^{m-3} \nu^{m-2}, \quad (20)$$

где ε - пористость материала слоя фильтра; ν - коэффициент вязкости воды, $\text{см}^2/\text{с}$; d_i - тот же средний диаметр частиц фильтрующей породы, см ; m - показатель степени, равный

$$m = 2 - \frac{0,34}{d_i^2}. \quad (21)$$

В случае ламинарного режима работы фильтра параметр D_i можно определить по одной из приведенных в [8] формул авторов. В частности, для песчаных слоев или обсыпок фильтра можно использовать зависимость Хазена [8], которая имеет вид

$$D = 0,75 c d^2 (0,70 + 0,03t), \quad (22)$$

где c - коэффициент, принимаемый равным 0,80 для плотных песков, 1,55 - для песков средней плотности и 2,0 - для песков из округленных частиц примерно одинакового диаметра; d - так называемый действующий диаметр частиц слоя, см , определяемый по методике отдельных авторов, изложенный в [8]; t - температура воды, $^{\circ}\text{C}$.

Е.А. Замарин [8] для этих же целей рекомендует использовать зависимость вида

$$D = \frac{8 \gamma^2 \varepsilon^3 d^2}{(1 - \varepsilon)^2}, \quad (23)$$

где ε - пористость материала; $\gamma = (1,275 - 1,5) \varepsilon$. Остальные величины прежние.

В отдельных случаях для определения D_i может быть использована также и формула В.С. Истоминой [8], имеющая вид

$$D = 0,078 \varepsilon d_0^2, \quad (24)$$

где d_0 - средний диаметр пор обсыпки, мм .

Особо важное значение имеет правильное определение проницаемости отдельных видов каркасов фильтров. Ее можно найти, используя конкретные данные, приведенные в работе В. С. Алексеева и Е.А. Никольской [1]. В частности, анализ этих данных показывает, что проницаемость различных фильтров в

первую очередь зависит от их скважности и может быть представлена выражением вида

$$D = \beta \eta^{\alpha}, \quad (25)$$

где D – проницаемость фильтра, м/с; β – коэффициент, зависящий от конструктивных особенностей фильтра; η – скважность фильтра; α – показатель степени, зависящей от типа и конструктивных особенностей фильтра.

Величины этих коэффициентов, полученные нами на основе использования приведенных в [1] данных, для некоторых типов фильтров содержатся в табл.1.

Используя данные табл.1, можно по зависимостям (9), (10), (11), (16) и (17) определить коэффициенты гидравлического сопротивления фильтров. В случае покрытия фильтров антикоррозийными материалами методом напыления расчетную проницаемость фильтра следует уменьшить на 10%.

Необходимо отметить, что в практике гидрогеологических расчетов водозабора подземных вод и их скважин обычно пользуются не рассмотренным видом коэффициента гидравлического

Таблица 1

№ п/п	Типы фильтров	Значения параметров	
		β	α
1	2	3	4
1	Каркасно-проволочные фильтры с горизонтальными шелями	0,65	1,20
2	Фильтры-каркасы с вертикальными шелями из штампованных материалов или пластмассовых с фрезерованными отверстиями	0,105	1,00
3	Пластмассовые фильтры с горизонтальными фрезерованными отверстиями	0,003	0,30
4	Фильтры-каркасы из штампованных материалов с мостообразными отверстиями для отклонения гравия. Скважность определяется по площади боковых отверстий	0,045	0,70
5	Фильтры-каркасы из штампованных материалов с мостообразными отверстиями для отклонения гравия. Скважность определяется по общей площади отверстия	0,187	1,00
6	Шелевые фильтры с ребристой водоприемной поверхностью. Шели вертикальные	0,400	1,40
7	Шелевые фильтры с ребристой водоприемной поверхностью. Шели горизонтальные	0,130	1,00
8	Сетчатые фильтры из сеток квадратного плетения. Сетки киперного и галунного плетения к использованию не рекомендуются ввиду их большей плотности	0,105	1,00

сопротивления фильтров, а так называемым коэффициентом безразмерного сопротивления ξ_{ϕ} , входящим в знаменатель зависимостей

$$Q = \frac{2 \bar{n} K M S}{N + \xi_1 + \xi_{\phi}}, \quad Q = \frac{\bar{n} K (2h_0 - S) S}{N + \xi_1 + \xi_{\phi}} = \frac{2 \bar{n} K (h_0 - \frac{S}{2}) S}{N + \xi_1 + \xi_{\phi}}, \quad (26)$$

для определения дебитов соответственно напорных и безнапорных скважин. Поэтому интерес представляют собой зависимости, устанавливающие взаимосвязь между коэффициентами ψ и ξ_{ϕ} . Найдем их из условия, что потери напора в фильтре, определенные с помощью коэффициентов ψ и ξ_{ϕ} , должны быть равными между собою.

Из выражения (26), в частности, видно, что для напорных скважин потери напора в фильтре, выраженные через коэффициент ξ_{ϕ} из условия

$$S = S_{\text{пл}} + S_{\text{нес}} + \Delta h_{\phi} = \frac{N + \xi_1 + \xi_{\phi}}{2 \bar{n} K M} Q,$$

равны

$$\Delta h_{\phi} = \frac{\xi_{\phi}}{2 \bar{n} K M} Q. \quad (27)$$

С другой стороны, для турбулентного и ламинарного режимов движения воды в фильтре эти же потери могут быть представлены выражениями (8) и (15). Приравнивая их, получим, что для ламинарного режима движения воды в фильтрах напорных скважин

$$\xi_{\phi} = 2 \bar{n} K M \psi = \frac{K M}{1} \sum_{i=1}^k \frac{c_i \ln \frac{r_{i1}}{r_{i2}}}{D_i}, \quad (28)$$

для турбулентного

$$\xi_{\phi} = 2 \bar{n} K M \psi Q^{m-1} = \frac{2 \bar{n} K M}{(m-1)(2 \bar{n} l)} \sum_{i=1}^k \frac{c_i \left(\frac{1}{r_{i2}^{m-1}} - \frac{1}{r_{i1}^{m-1}} \right)}{D_i^m}, \quad (29)$$

и для турбулентного в области квадратичных сопротивлений

$$\xi_{\phi} = 2 \bar{n} K M \psi Q = \frac{K M Q}{2 \bar{n} l^2} \sum_{i=1}^k \frac{c_i \delta_i}{r_{i \text{ср}}^2 D_i}. \quad (30)$$

Здесь K - коэффициент фильтрации пород водоносного пласта; M - мощность пласта; Q - дебит скважины.

Зависимости (28) - (30) можно использовать также и для определения коэффициента ξ_{ϕ} фильтров безнапорных скважин. В этом случае вместо мощности M напорного пласта подставляется мощность безнапорного, равная $M = h_0 - \frac{S}{2}$. Кроме того, учитывается, что рабочая длина фильтра безнапорных скважин переменна и зависит от S . Поэтому вместо значения l в выражениях (28) - (30) для напорных скважин представляется соответствующая ей величина $l' = l_0 - S$ для безнапорных скважин, где l_0 - рабочая длина фильтра, соответствующая нулевому понижению уровня воды в скважинах.

Таким образом, при наличии полной характеристики фильтра скважины и показателя режима движения через него фильтрационного потока всегда можно определить гидравлическое сопротивление фильтра и установить влияние его на работу скважины уже на стадии ее проектирования. Это в значительной мере повышает достоверность назначения параметров водозаборных сооружений и улучшает проектирование скважин. Вместе с тем анализ зависимости для определения ξ_{ϕ} показывает, что в случае турбулентного движения воды через фильтр его коэффициент ξ_{ϕ} зависит не только от характеристик фильтра, но и от величины расхода протекающей через фильтр воды. Это говорит о необходимости производить расчет дебитов скважин методом последовательного приближения, корректируя каждый раз и величину ξ_{ϕ} в соответствии с полученным значением дебита скважины.

Р е з ю м е

Рассматривается расчетный способ определения и учета в практике проектирования водозаборных скважин гидравлического сопротивления их фильтров. Рекомендуемые расчетные зависимости получены путем рассмотрения гидравлических особенностей работы фильтров и обработки литературных данных о проницаемости фильтровых каркасов и их обсыпок.

Л и т е р а т у р а

1. Алексеев В.С., Никольская Е.А. Зарубежный опыт конструирования и расчета фильтров скважин на воду. - В сб.: Инженерная геология. Гидрогеология. Т.2. М., 1972. 2. Аравин В.И., Нумеров С.Н. Теория движения жидкостей и газов в

недеформируемой пористой среде. М., 1953. 3. Бочеввер Ф. М., Алексеев В.С. Оценка сопротивления водозаборных скважин по опытным и эксплуатационным откачкам. - "Разведка и охрана недр", 1965, №3. 4. Васильев В.А., Шульгин Д.Ф. О работе фильтра буровой скважины. - "Механика и машиностроение", 1961, №1. 5. Веригин Н.Н. Кальматаж призабойной зоны скважины. - "Журн. прикладной механики и технической физики", 1964, №2. 6. Гаврилко В.М. Фильтры водозаборных, водопонижительных и гидрогеологических скважин. М., 1968. 7. Грикевич Э.А. Исследование гидравлического сопротивления фильтра. - "Изв. АН Латв. ССР", 1967, №12. 8. Киселев П.Г. Справочник по гидравлическим расчетам. М. - Л., 1957.

УДК 627.131:532.51.001.5

Н.Н. Хлапук, А.Ф. Дмитриев (канд. техн. наук)

К ВОПРОСУ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ МАКСИМАЛЬНОЙ ГЛУБИНЫ МЕСТНОГО РАЗМЫВА В НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТАХ (ПЛОСКАЯ ЗАДАЧА)

В настоящее время существует множество рекомендаций по расчету местных размывов, предложенных для различных условий и пределов применения. Нами детально проанализированы формулы, приведенные в работах [1 - 6, 8 - 11], полученные авторами для условий плоской задачи данного режима сопряжения бьефов, горизонтального прямоугольного призматического русла и несвязных грунтов.

Были приняты одинаковые для всех формул гидравлические условия: сжатое сечение донного гидравлического прыжка с глубиной h_1 бралось за начало отсчета длины крепления l_k ; коэффициент затопления прыжка $n_3 = 1,0$, длина его l_n определялась по зависимости

$$l_n = 5(h'' - h_1), \quad (1)$$

где h'' - вторая сопряженная глубина прыжка.

Неразмывающие скорости потока в условиях равномерного режима движения U_0 и соответствующие им нормальные глубины H_0 находились по методике В.С. Кнороза [7].

Формулы приводились к общему виду

$$H_p = k_p H_0, \quad (2)$$

где H_p - глубина воды в месте максимального размыва; k_p - корректив размывающей способности потока.

Для различных удельных расходов ($q = 1, 2, 3 \text{ м}^2/\text{с}$), чисел Фруда, отнесенных к сжатому сечению прыжка ($Fr_1 = 5, 10, 20$), относительных длин крепления ($l_k/l_n = 1, 0; 1, 2; 1, 4; 1, 8; 2, 2; 2, 6; 3, 0$) и средних диаметров размываемого грунта ($d = 0, 5; 1, 0; 1, 5; 2, 0 \text{ мм}$) устанавливались максимальные глубины размывов по формулам указанных авторов.

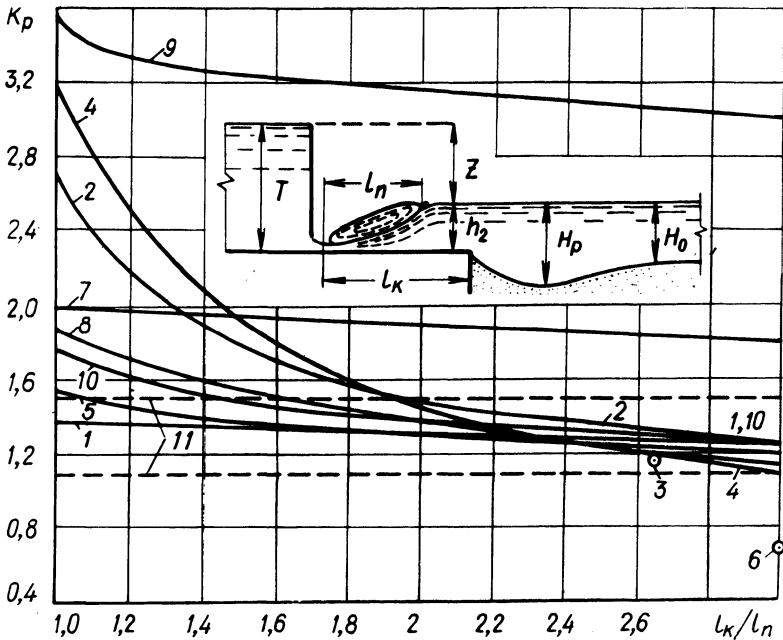


Рис. 1. Зависимости $k_p = f(l_k/l_n)$ при $Fr_1 = 20, q = 3 \text{ м}^2/\text{с}, d = 1 \text{ мм}$ по формулам: 1 - Вызго [9], 2 - Кумина, 3 - Беляшевского, 4 - Базиловича, 5 - Дмитриева, 6 - Россинекти, 7 - Вызго [4], 8 - Леви, 9 - Сулежменова, 10 - Поповой, 11 - Датца.

Вычисления производились на ЭВМ "Минск-32". Результаты вычислений представлены в виде графиков зависимостей $k_p = f(l_k/l_n)$, $k_p = f(Fr_1)$ и $k_p = f(q)$, построенных во всем диапазоне изменения величины q , l_k/l_n и Fr_1 .

На рис. 1 представлен график $k_p = f(l_k/l_n)$ для значений $Fr_1 = 20$, $q = 3 \text{ м}^2/\text{с}$, $d = 1,0 \text{ мм}$. Как видно, зависимости М.С. Вьзго I и II дают линейное и незначительное изменение максимальной глубины размыва в зависимости от длины крепления. Поэтому по формуле (1) глубина размыва для небольших длин крепления значительно занижена, а по формуле (2) для больших длин крепления — завышена. Введение в зависимость (2) вместо H_0 величины $\sqrt{q/z_c}$ неоправданно, поскольку величина размыва в этом случае уже не зависит от грунта основания (z_c — перепад уровней в верхнем и нижнем бьефах, отнесенный к сжатому сечению).

Величина корректива размывающей способности потока, полученная по зависимости Д.И. Кумина и В.А. Базилевича [1,8], при малых длинах крепления ($l_k \leq 2l_n$) значительно выше, чем величина, определенная по формулам других авторов (за исключением формулы К.А. Сулейменова). Интенсивность снижения величины k_p с увеличением l_k/l_n будет также выше, чем у других исследователей. Это объясняется тем, что Кумин Д.И. и Базилевич В.А. свои опыты проводили в условиях жесткой модели, а величина корректива размывающей способности потока определялась в створе, совпадающем с концом крепления. На размываемой модели величина k_p , определенная в том же створе, что и на жесткой модели русла, относится не к концу крепления, а к зоне максимальной глубины воронки размыва, отстоящей от крепления на расстоянии длины верхового откоса воронки размыва.

В.А. Базилевич [1] не предлагает зависимости для корректива размывающей способности потока; нами принято за величину k_p отношение актуальной расчетной донной скорости в потоке к повышенной турбулентности к этой же скорости в равномерном потоке, для которых им получены зависимости.

По формуле К.А. Сулейменова [11] получают намного большие значения максимальной глубины размыва, чем по формулам других авторов. Это объясняется тем, что введение в корректив размывающей способности коэффициента, учитывающего свойства грунта совместно с нормальной глубиной, привело к суммированию величин, зависящих от одного и того же фактора.

Зависимость К.И. Россинского [10] представлена на рис. 1 точкой 6, поскольку в нее не входит длина крепления. Макси-

мальная глубина размыва получается меньше нормальной глубины потока, т.е. $k_p < 1$. Следовательно, эта зависимость дает заниженный результат даже при очень большой длине крепления.

В формуле И.В. Дитца [12] величина корректива размывающей способности потока k_p задана в пределах от 1,1 до 1,5 вне зависимости от длины крепления (на рис. 1 зона изменения k_p ограничена пунктирными линиями). Автор не указывает конкретные пределы изменения величины k_p , что создает определенные трудности при пользовании этой зависимостью.

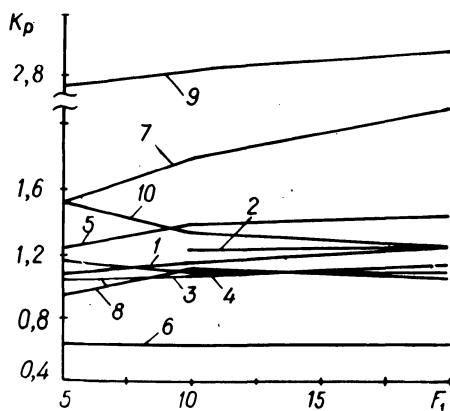


Рис.2. Зависимости $k_p = f(Fr_1)$ при $q = 2,0 \text{ м}^2/\text{с}$, $l_k = 3 l_{\text{п}}$, $d = 1,5 \text{ мм}$. Обозначения такие же, как на рис. 1.

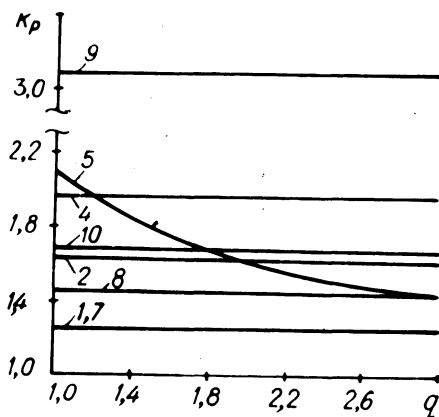


Рис.3. Зависимости $k_p = f(q)$ при $Fr_1 = 10$, $l_k = 1,4 l_{\text{п}}$, $d = 1,5 \text{ мм}$. Обозначения такие же, как на рис. 1.

На рис. 2 представлен график $k_p = f(Fr_1)$, построенный для значений $q = 2 \text{ м}^2/\text{с}$, $l_k / l_{\text{п}} = 3,0$ и $d = 1,5 \text{ мм}$. Зависимости, построенные для всех исследованных диапазонов изменяемых величин q , $l_k / l_{\text{п}}$, d , позволяют сделать следующие выводы.

Формулы М.С. Вызго и особенно К.А. Сулейменова дают завышенные значения корректива размывающей способности потока.

По зависимости К.С. Поповой с увеличением числа Фруда величина k_p уменьшается для всех исследованных значений q , $l_k / l_{\text{п}}$ и d .

По формуле К.И. Россинского величина корректива размывающей способности не зависит от числа Фруда (на графике горизонтальная прямая). Это объясняется тем, что формула не учитывает повышенную турбулентность в потоке, т.е. не отображает физическую сущность явления местного размыва.

Величина корректива размывающей способности, полученная по формуле И.И. Леви, при длине крепления $l_k / l_{\Pi} \leq 2,2$ с увеличением числа Фруда возрастает, при $l_k / l_{\Pi} > 2,2$ уменьшается.

Величина k_p , определенная по зависимости В.А. Базилевича, при увеличении числа Фруда при одних значениях q , l_k / l_{Π} и d возрастает, при других уменьшается, или вначале увеличивается, а затем уменьшается.

Увеличение k_p при возрастании Fr_1 получается по формуле А.Ф. Дмитриева. Только при $q = 3 \text{ м}^2/\text{с}$ происходит повышение, а затем незначительное уменьшение величины k_p с увеличением числа Фруда.

На рис. 3 приводится график зависимости $k_p = f(q)$, построенный для значения $l_k / l_{\Pi} = 1,4$, $d = 1,5 \text{ мм}$. Как видно, величина корректива размывающей способности потока, определенная по рассмотренным формулам, за исключением формулы А.Ф. Дмитриева [6], не зависит от величины удельного расхода. По формуле А.Ф. Дмитриева величина k_p с увеличением q уменьшается. Это объясняется тем, что в [6] рассматривалась схема истечения через водослив с тонкой стенкой, при которой увеличение удельного расхода при постоянном значении T сопровождается снижением числа Фруда и длины прыжка, что приводит к уменьшению корректива размывающей способности потока.

Таким образом, между результатами, полученными по приведенным формулам, наблюдается значительное расхождение, что объясняется следующим:

а) применением модельного материала с различным d , что изменяет для каждого случая соотношение сил, действующих при размыве; б) длительностью проведения опытов (у разных исследователей она колеблется от 6 до 240 ч); в) неодинаковой схемой истечения; г) диапазоном изменения влияющих на размыв параметров; д) трудностью в составлении обобщающей зависимости, учитывающей большое количество факторов.

Следует отметить, что структура исследованных зависимостей недостаточно совершенна, а вопрос о прогнозировании глубины местного размыва изучен еще недостаточно полно, о чем свидетельствуют значительные расхождения между данными, полученными по расчетным зависимостям, и опытными. До получения более точных формул по определению глубины воронки размыва, на наш взгляд, для практического применения можно рекомендовать зависимости И.И. Леви, Д.И.Кумина, К.С. Поповой, а для схемы истечения через водослив с тонкой стенкой — зависимость А.Ф. Дмитриева.

Выполненный анализ позволяет наметить программу дальнейших исследований местного размыва: 1) наиболее перспективным является применение легкоподвижных материалов в качестве грунта модели, так как моделирование песком не позволяет полностью учитывать в эксперименте доли размыва, происходящего за счет взвешивания частиц грунта; 2) исследование скоростной структуры потока без воронки местного размыва и при наличии воронки, а также в процессе ее образования; 3) изучение влияния формирования воронки местного размыва на изменение скоростной структуры потока.

Р е з ю м е

Сопоставляются результаты исследования местных размывов в несвязных грунтах, выполненные различными авторами.

Л и т е р а т у р а

1. Базілевич В.О. Розрахунок кріплення русла в нижньому б'єфі водозливних гребель за актуальними швидкостями. — В сб.: "Гідралічні дослідження і розрахунки. Київ, 1963.
2. Беляшевский Н.Н., Пивовар Н.Г., Колонтыренко И.И. Расчеты нижнего бьефа за водосбросными сооружениями на скальных основаниях. Киев, 1973.
3. Вызго М.С. О местном размыве за горизонтальным креплением и падающей струей. — "Гидротехническое строительство", 1954, № 5.
4. Вызго М.С. Эксплуатационные мероприятия, прогнозы и способы уменьшения местных размывов за гидротехническими сооружениями. Ташкент, 1966.
5. Гунько Ф.Г., Попова К.С., Климова М.М. Местные размывы русел в нижних бьефах водосбросов. Л., 1974.
6. Дмитриев А.Ф. Определение глубины воронки размыва в нижнем бьефе лесосплавных плотин. — В сб.: Первоначальный сплав древесины. М., 1972.
7. Кнороз В.С. Неразмывающая скорость для несвязных грунтов и факторы, ее определяющие. —

"Изв. ВНИИГ", т.59. 8. Кумин Д.И. Гидравлический расчет крепления в нижнем бьефе водосбросов. М. - Л., 1956. 9. Леви И.И. Движение речных потоков в нижних бьефах гидротехнических сооружений. М. - Л., 1955. 10. Россинский К.И. Местный размыв речного дна в нижних бьефах крупных гидротехнических сооружений. - В сб.: Проблемы регулирования речного стока. Вып. 6. М., 1956. 11. Сулейменов К.А. Влияние свойств несвязного грунта на размыв за горизонтальным креплением различной шероховатости. - "Изв. АН Каз. ССР. Серия энергетическая", 1962, вып. 2 (22). 12. Diétz J. W. Modellversuche über die Kolkbildung. - "Die Bau-technik", 1973, N 5 und N 7.

УДК. 627.43

Ф.И. Емельянов (канд. техн. наук)

ОПЫТ ЗАМЫВА КАМЕННО-НАБРОСНЫХ ПЛОТИН ПЕСКОМ

Строительство плотин во многих случаях связано с необходимостью замыва и заполнения пустот каменной наброски песчаным грунтом. Это производится с целью создания такого профиля плотины или части его, который бы по фильтрационным свойствам приближался к свойствам песка, а по устойчивости - к каменной наброске.

Показательным является замыв каменной призмы, которая служит основанием верхового клина глинистого понура (рис.1). Ввиду такого положения призмы к качеству ее замыва были предъявлены довольно строгие требования: поры каменной наброски следует тщательно заполнять во избежание просадок, а фильтрация воды через призму не должна превышать фильтрацию в песке. Объем каменной отсыпки - 450 тыс.м³. Призма отсыпана из отборной горной массы, крупностью камней более 150 мм. Количество мелкой фракции каменного материала размером 5 - 20 мм составило 0,8%, а размером 5 - 80 мм - 4,1%, что несколько ниже, чем требовалось по техническим условиям (соответственно 2 и 5%). Высота отсыпки призмы - 9 м, а на участке откоса - 19 м. При такой высоте отсыпки в нижней части вследствие естественной сегрегации отложились более крупные камни, а сверху поры между камнями оказались за-

полненными мелкими фракциями, утрамбованными автотранспортом при подвозке материала. Вскрытие поверхностного уплотненного слоя было произведено перед началом замыва путем выборки шурфов размером около 1х1 м и глубиной 1,4 м в шахматном порядке с шагом 10 м.

Для производства замыва призмы в правобережной ее части до отсыпки камня был построен бетонный колодец с отверстиями в стенах для сбора осветленной воды и откачки ее за пределы плотины.

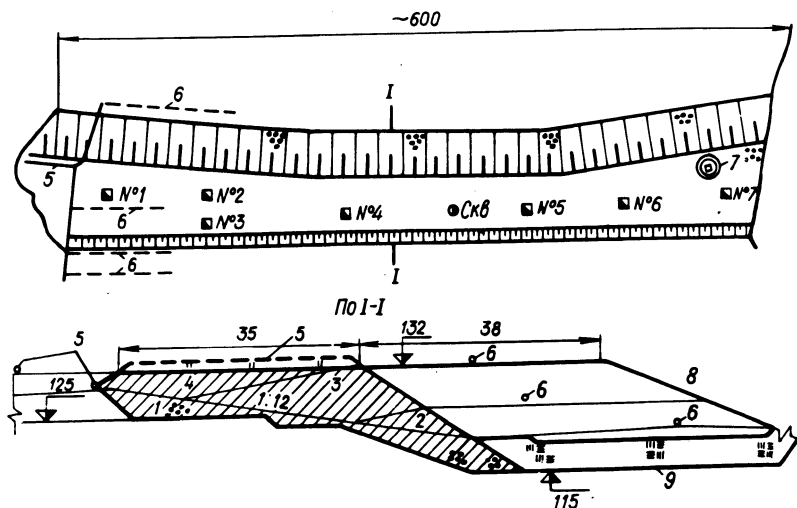


Рис. 1. Схема замыва каменной призмы: 1, 2, 3, 4 – очередность (слои) замыва; 5 – магистральный пульповод; 6 – положения рабочих пульповодов поэтапного замыва; 7 – узел откачки осветленной воды; 8 – резерв песка; 9 – участок понура.

Колодец был оборудован насосной установкой типа 20 Р - 11 и насосами 8 НДВ, смонтированных на двух понтонах. Замыв призмы производился в четыре этапа (рис. 1). Первый — слой намыва производился до выхода песка на низовом откосе призмы на высоту 6 - 7 м. Вышедший за пределы призмы песчаный клин был затем удален, и на границе с первым слоем замыва была уложена часть глинистого понура плотины. Второй и третий слой замыва камня были намыты одновременно с созданием вдоль призмы резерва песка, используемого затем для возведения других частей плотины. Призма резерва песка одновременно служила площадкой для образования уклонов и направления пульпы в каменную наброску. Если бы резерв песка не требовался, то необходимо было бы намыть песчаную приз-

му шириной по гребню не менее 10 м с тем, чтобы направить пульпу в каменную наброску. Четвертый слой намывался сверху через шурфы. Намыв всех слоев производился от левого берега к колодцу, участками длиной по 50–60 м по мере готовности фронта работ. Отверстия в стенках колодца перекрывались по мере выхода сквозь них песка.

Замыв осуществлялся земустановкой типа 2ОР-11 производительностью $3600 \text{ м}^3/\text{ч}$ пульпы при напоре 54 м, являвшейся одновременно четвертой ступенью системы перекачивающих станций, подающих песок из карьера, расположенного за 8 км от строительства.

Основной объем замыва (слои 1, 2, 3) производился с выпуском пульпы через боковые, менее засоренные поверхности, что обеспечивало хорошее поступление песка при значительных уклонах.

Расход пульпы на выходе из пульповода составлял $1 \text{ м}^3/\text{с}$ при концентрации пульпы 15%. Откос замыва по точкам выпуска пульпы и выхода песка в поперечном сечении призмы для слоя 1 формировался заложением 1:12. Для замыва использовался донный песок следующей характеристики: средний диаметр $d_{50} = 0,26 \text{ мм}$, коэффициент фильтрации при объемном весе $1,6 \text{ т}/\text{м}^3$ $K_{\phi} = 17 \text{ м}/\text{сут}$.

Объем песка замыва определялся по объему разработанного грунта в карьере на основании геодезических замеров с учетом поправки на унос до 3% мелкозема с осветленной водой и некоторого (до 3%) разуплотнения песка в намыве против карьерной плотности и составил 158 тыс. м³.

Принимаем коэффициент разрыхления скалы при добыче камня в карьере равным 1,4. Тогда объем пор в каменной призме составит: $450 \times 0,4 = 180 \text{ тыс. м}^3$. Таким образом, теоретически примерно около 12% пустот каменной наброски остались не заполненными. Среднее содержание песка в каменной призме составило 35,2%.

После замыва призмы были произведены исследования по качеству замыва, особенно верхнего слоя, поры которого были заполнены мелкими частицами (каменного материала). С этой целью на поверхности призмы были выработаны семь шурфов глубиной 1,6 – 2,7 м и пройдена одна скважина на глубину 8,45 м (рис. 1). Визуальный осмотр стенок шурфов показал чередование материала. Сверху выделялся слой толщиной 0,5 – 0,8 м уплотненной горной массы с большим количеством мел-

ких фракций, практически непроницаемый для донного песка, ниже – слой толщиной 0,8 – 1,2, состоявший из горной массы, частично замыйтой песком и мелкоземом, часть пор оказалась незаполненной. Ниже этого слоя прослеживается сегрегированный камень, где чистые не забитые мелочью поры полностью были замты песком. Но и в этом слое имелись отдельные пустоты, не замтытые и не заполненные другим материалом.

Такие пустоты образовались в результате создания сводов из мелких и пылеватых частиц над более крупными камнями еще при отсыпке горной массы. При достаточной энергии потока при замыыве большинство таких сводов разрушается и качество замыыва улучшается, но полностью этого достигнуть, по-видимому, невозможно. Не замтытые сферы и отдельные пустоты наблюдались во всех шурфах на различных глубинах.

Влияние энергии потока на качество замыыва было установлено на экспериментальной установке путем замыыва песком камня в лотке размером 1х1х2 м (рис. 2).

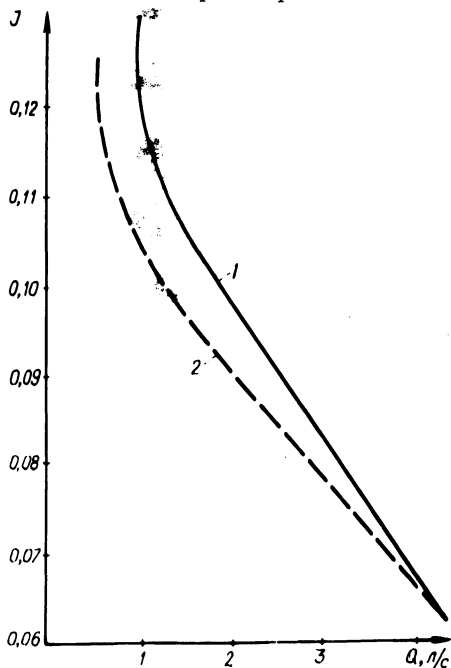


Рис.2. Зависимость влияния расхода пульпы на уклон песка при гидродинамическом способе замыыва: 1 – концентрация пульпы 10%; 2 – концентрация пульпы 5%.

Опыты подтверждают, что с увеличением расхода пульпы уклоны отложения песка уменьшаются, транспортирующая способность потока возрастает, а заполнение пор происходит более интенсивно и с наибольшей сплошностью. Одновременно бы-

ло установлено, что концентрация пульпы при значительных уклонах на качество замыва особого влияния не оказывает.

Энергию потока в любом сечении замываемого массива камня можно характеризовать величиной удельной энергии

$$\Theta_y = \gamma q v, \quad (1)$$

где Θ_y - удельная энергия потока; γ - объемный вес пульпы (в среднем равен $1,15 \text{ т/м}^3$); q - единичный расход пульпы; v - скорость потока. При этом

$$q = \frac{Q}{b}, \quad (2)$$

где Q - общий расход потока пульпы; b - ширина замываемой призмы.

Скорость равномерной турбулентной фильтрации, согласно (4), выражается формулой

$$v = c_\phi m \sqrt{DI}, \quad (3)$$

где m - пористость наброски; D - диаметр камня; I - уклон; c_ϕ - скоростной множитель.

По данным экспериментальных исследований [1], для округлых фракций камня (см)

$$c_\phi = 20 - \frac{14}{D}.$$

Для неоднородного каменного материала $c_\phi \approx 17,4$.

Используя приведенные зависимости для наших условий и параметров производства работ, получаем

$$q = \frac{1}{35} = 0,029 \text{ м}^2/\text{с},$$

$$v = 17,4 \cdot 0,4 \sqrt{0,3 I} = 7 \sqrt{0,3 I}.$$

Объективным показателем качества замыва призмы будем считать коэффициент фильтрации, определенный по всем шурфам методом налива воды через установленные трубы диаметром 500 - 800 мм с изоляцией пространства между трубой и стенками шурфов пластичной глиной. При этом участки призмы, где коэффициент фильтрации $k_\phi \leq 20 \text{ м/сут}$ (значение коэффициента фильтрации донного песка), замыты качественно, а при $k_\phi >$

> 20 будет замыв низкого качества. Среднее значение уклона для формулы (3) определится как отношение разности отметок выпуска пульпы и уровня приема осветленной воды в колодце к расстоянию между этими уровнями, т.е.

$$I = \frac{H}{L}, \quad (5)$$

где H – разность отметок выпуска пульпы и приема осветленной воды в колодце; L – расстояние от места выпуска пульпы до колодца.

В качестве расчетных значений расстояний L принимаем расстояния от узла приема и откачки осветленной воды до шурфов, где определялись коэффициенты фильтрации, чтобы установить в этих сечениях энергию потока, при которой производился замыв каменной наброски.

Результаты расчетов и значения коэффициентов фильтрации, определенные в шурфах замьтой каменной наброски, приведены в табл. 1.

Приведенные в табл. 1 значения коэффициентов фильтрации характеризуют водопроницаемость 3 и 4-го слоев, замыв которых производился в условиях движения потока пульпы полностью в наброске, причем уклон потока, а следовательно, и его энергия зависели от расстояния места выпуска пульпы до выхода воды в колодец. По мере удаления места выпуска пульпы от колодца за счет подпора кривой стока воды, создаваемого сопротивлением обтекания камня, энергия потока снижалась (при постоянном расходе), уменьшалось и воздействие на продвижение песка в мелкие поры и разрушение сводов мелкозема над камнями, уклон отложения песка в порах увеличивался.

Из табл. 1 также видно, что наиболее благоприятные (оптимальные) условия замыва оказались при удельной энергии по-

Таблица 1

Номер шурфа	L , м	H , м	I	v , м/с	q , $\frac{T}{м \cdot с}$	\mathcal{E}_y , $\frac{T}{с^2}$	k_f , м/сут
1	520	14	0,026	0,61	0,033	0,020	500
2	435	14	0,032	0,68	"	0,022	167
3	430	14	0,032	0,68	"	0,022	500
4	300	14	0,046	0,77	"	0,025	6,6
Скв	230	14	0,061	0,98	"	0,032	2
5	180	14	0,077	1,12	"	0,037	20,6
6	80	6,5	0,081	1,19	"	0,039	6,4
7	20	3,5	0,17	1,48	"	0,048	250

тока в пределах порядка $0,02 - 0,035 \frac{T}{c}$. Энергии потока

меньше этих пределов оказывается недостаточно для преодоления преград и замыва пор. При удельной энергии потока выше указанных пределов происходит размыв песка и вынос его водой.

Таким образом, в данном случае можно предполагать, что отсутствие регулирования расхода пульпы для изменения энергии потока в зависимости от удаления мест замыва от колодца определяло качество замыва каменной наброски. С поверхности некачественно замытых участков пришлось убирать камень толщиной слоя 2,5 - 3 м и проводить повторный замыв сверху.

Распределение энергии потока пульпы при замыве каменной призмы (№ 2) было улучшено установкой водобросного колодца, расположенного не с краю призмы, а на ее середине. Замыв производился от обоих берегов к середине плотины, где был оставлен не засыпанный камнем зумпф для сбора осветленной воды.

Резюме

Концентрация пульпы при больших уклонах на качество замыва особого влияния не оказывает. Качественный замыв происходит при подаче пульпы через боковую поверхность. Отсыпку каменных плотин, подлежащих замыву, следует производить на всю высоту с последующей уборкой верхнего уплотненного слоя.

Л и т е р а т у р а

1. Избаш С.В., Слиссский П.М., Смоляк А.И. Гидравлические основы замыва каменной наброски песком. - " Гидротехническое строительство", 1961, № 4.

УДК 627.417.4

Е.М. Левкевич (канд. техн. наук), Г.П. Сапожников

ИЗ ОПЫТА ЭКСПЛУАТАЦИИ КРЕПЛЕНИЙ ВЕРХОВЫХ ОТКОСОВ ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН И БЕРЕГОВ ВОДОХРАНИЛИЩ БССР

На территории Белорусской ССР имеется большое число искусственных водоемов [1, 2], в том числе более 60 водохранилищ различного назначения [2], прудов рыболовных хозяйств.

В большинстве это небольшие искусственные водоемы с площадью зеркала до 3,0 км², однако имеется несколько сравнительно крупных (Вилейское, Солигорское, Любанское и др.).

Нами проведены обследования откосов земляных плотин и укрепленных берегов ряда водоемов на территории БССР, результаты которых дают возможность сделать выводы об опыте эксплуатации некоторых типов креплений, подвергающихся действию волн.

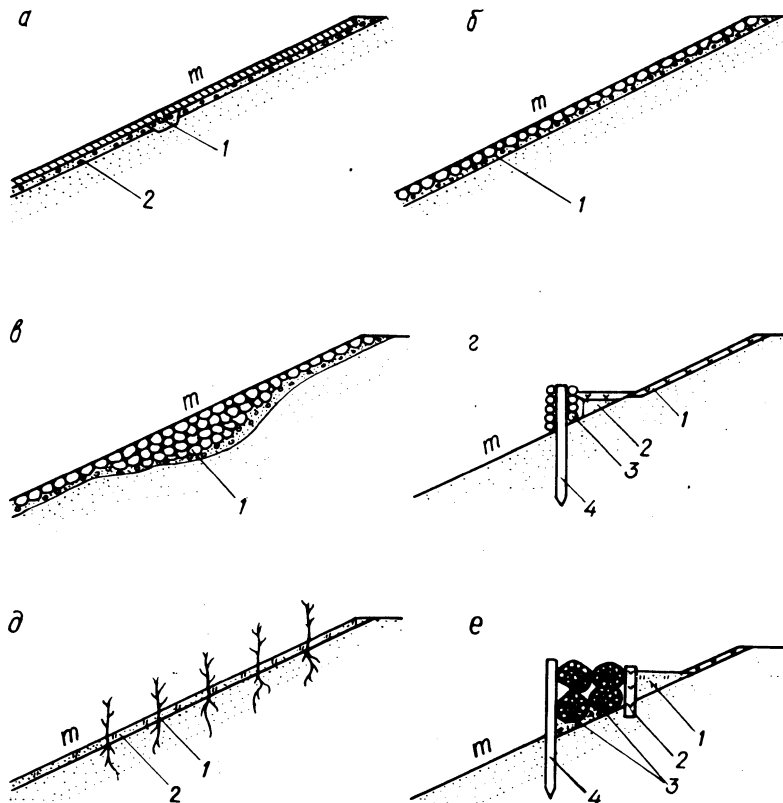


Рис.1. Типы креплений откосов земляных плотин и берегов на водохранилищах БССР: а - железобетонные монолитные и сборно-монолитные плиты (1 - деформационный шов; 2 - железобетон); б - каменное мощение (1 - камень (мощение)); в - каменная наброска (1 - камень); г - плетневое (1 - посев трав; 2 - грунт; 3 - плетень; 4 - колья); д - древесно-растительные насаждения (1 - ивовые хлысты; 2 - растительный грунт).

Создание водохранилищ требует обычно сооружения плотин, производства на отдельных участках берегоукрепительных работ и ряда других защитных мероприятий в зоне затопления и

подтопления. В республике это в большинстве случаев однородные плотины из мелкозернистого или среднезернистого песка или плотины из песков с глинистым экраном и креплением верхового откоса защитными покрытиями.

Для защиты верховых откосов плотин и дамб, а также берегов водохранилищ применяются различные типы креплений (рис.1), из которых некоторые эксплуатируются более 20 лет.

Устройство креплений производилось в соответствии с рекомендациями и нормами, действовавшими в период проектирования и строительства, обобщенные сведения о которых имеются в литературе [3 - 6].

Бетонные и железобетонные покрытия применялись в виде плит монолитных, бетонируемых на месте (плотины на водохранилищах Вилейском, Вяча, Волковичи, берега Лепельского водохранилища), и сборно-монолитных (плотины на водохранилищах Любанском, Солигорском).

Монолитные крепления выполнены из плит толщиной до 20 см на слое гравия толщиной 10-15 см. Плиты разрезаны температурно-осадочными швами по всей высоте откоса. При достаточно высоких плотинах (Вилейское водохранилище) имеются и горизонтальные швы. Расстояние между вертикальными швами от 5 до 10 м. При наличии горизонтальных швов расстояние между ними равно расстоянию между вертикальными.

Сборно-монолитные крепления (рис.1,а) выполнены из отдельных плит размерами в плане 4,0 x 1,75 м (Солигорское водохранилище) с омоноличиванием швов между ними. Толщина плит 15-20 см. Слой гравийной подготовки - до 20 см.

Каменное мощение (рис.1,б) устраивалось в виде одиночной или двойной мостовой на слое гравия или крупнозернистого песка толщиной 15-20 см.

Каменная наброска (рис.1,в) в качестве защитного покрытия специально не применялась. На некоторых водоемах она появилась в результате ремонта разрушенного волнами каменного мощения (Осиповичское водохранилище), при котором местные разрушения мостовой заполнились камнем размером до 30 см.

Плетневые крепления (рис.1,г), широко применяемые на дамбах рыбоводных прудов, выполняются однорядными высотой до 50 см. Пазухи засыпаются местным грунтом, поверху отсыпается растительный грунт и сеется трава.

Древесно-растительные насаждения (рис.1,д) являются также распространенным способом защиты берегов и откосов дамб рыбоводных прудов. Конструкция крепления типовая, посадка ив-

Таблица 1

Номер п/п	Наименование водоема	Назначение	Год ввода в эксплуатацию	Глубина (средняя, макс.), м	Тип сооружения	Тип крепления	Наибольшая длина на разгон, м	Высота волн при скорости ветра, м/с		
								18	22	28
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Бассейн р. Днепр										
1.	Заславльское в-ще	Регулирование стока, энергетика, благоустройство	1957	<u>3,5</u> 8,0	плотина	Мошенье, монолитные плиты	5,0	0,92	1,12	1,48
2.	Криницы "	Благоустройство	1975	1,5	"	Монолитные	1,0	0,46	0,54	0,70
3.	Дрозды "	"	Отр-ся	2,0	"	"	0,5	0,46	0,54	0,72
4.	ТЭЦ-2 (р.Свислочь)	Энергетика	1950	2,0	"	Мошенье	1,5	0,56	0,64	0,84
5.	Осиповичское в-ще	"	1953	<u>1,5</u> 8,5	"	Мошенье, наброска	1,5	0,47	0,55	0,67
6.	Вяча "	Благоустройство	1966	4,0	"	Монолитные	0,8	0,63	0,63	0,98
7.	Качинка "	Орошение	-	2,0	"	"	0,25	0,41	0,49	0,72
8.	Волковичи "	Благоустройство	1967	<u>3,3</u> 9,0	"	"	1,2	0,64	0,76	0,94
9.	Солигорское "	Регулирование стока	1968	2,5	"	Сборномонолитные	10,0	0,76	0,86	1,10
10.	Любанское "	"	1966	1,7	"	Монолитные	3,0	0,72	0,85	1,12
11.	Рыбхоз "Любань" пруд	Рыбоводство	1966	2,5	Дамбы	Плетневое, растительные насаждения	2,0	0,65	0,76	0,97
12.	Рыбхоз "Волма"	Рыбоводство	до 1940	1,5	"	Фашины	1,5	0,42	0,58	0,82

Продолжение

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
13.	Рыбхоз "Волма"	Рыбоводство	до 1940	1,5	Дамбы	Плетневое, растительные насаждения	1,7	0,48	0,56	0,68
14.	" " "Белое" пруд	"	"	2,0	"	Растительные насаждения	0,7	0,48	0,56	0,68
15.	" " "Тремля" "	"	"	2,0	"	Плетень	1,0	0,51	0,62	0,73
16.	" " "Соколово"	"	"	2,0	"	"	1,5	0,56	0,64	0,84
17.	" " "Быгень" "	"	"	1,5	"	"	0,8	0,44	0,52	0,69
18.	" " "Кр.Слюбода" пруд	"	1974	3,0	"	Сборно-монолитные	0,5	0,84	0,98	1,28
Бассейн р. Неман										
1.	"Вилейка" в-ше	Регулирование стока	1973	5,0	Плотина	Монолитные	10,0	0,98	1,46	1,88
2.	"Удранка" "	Благоустройство	1975	2,5	"	"	0,8	0,53	0,65	0,92
3.	Рыбхоз "Вилейка" пруд	Рыбоводство	до 1940	2,0	Дамбы, берега	Растительные насаждения	0,7	0,48	0,56	0,68
4.	" " "	"	"	2,0	"	Плетень	0,5	0,46	0,54	0,66
Бассейн р. Зап. Двина										
1.	Лепельское в-ше	Энергетика	1953	<u>4,0</u> 2,7	Берега	Монолитные	3,5	0,75	0,88	1,13
2.	Войковское "	Регулирование стока, энергетика	1952	2,5	Плотина	Мошение, монолитные	2,9	0,72	0,84	1,10

няка производится хлыстами. Имеются единичные случаи крепления фашинной кладкой (рис.1,е). Крепление выполнено из фашин диаметром до 30 см, удерживаемых кольями, забитыми в грунт.

На обследованных объектах условия эксплуатации креплений были нормальные, т.е. волновые воздействия не превышали расчетных. Большинство креплений работало в условиях переменного уровня воды.

Характеристики водоемов и данные об условиях эксплуатации обследованных креплений приведены в табл.1.

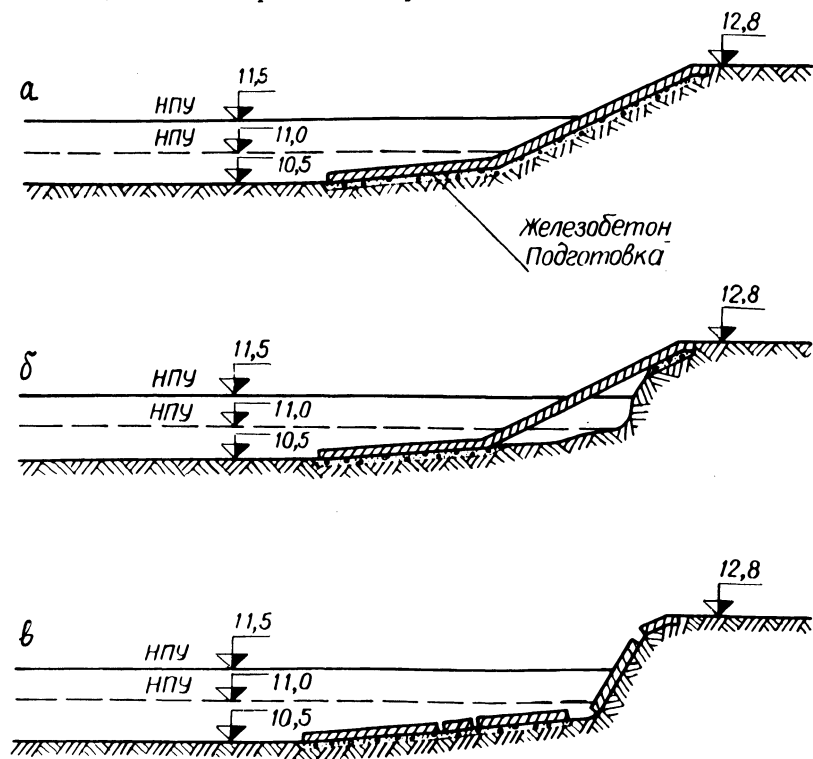


Рис.2. Схема разрушения монолитного железобетонного крепления берега Лепельского водохранилища: а - проектные и построенные в 1964 г.; б - начало разрушения; в - конечная стадия разрушения.

Бетонные и железобетонные крепления, которые были применены при сооружении некоторых водохранилищ (табл.1), за время эксплуатации зарекомендовали себя как надежные средства защиты откосов от волнового воздействия. Тем не менее в отдельных случаях наблюдалось повреждение этих достаточно

прочных креплений. Так, на плотине Любанского водохранилища через 6 – 7 лет эксплуатации под плитами в зоне уреза образовались пустоты глубиной до 0,8 м. На Лепельском озере построенное монолитное крепление из плит толщиной 10 см полностью вышло из строя (рис.2) из-за плохого уплотнения швов и недостаточно качественной подготовки под плитами, что при-

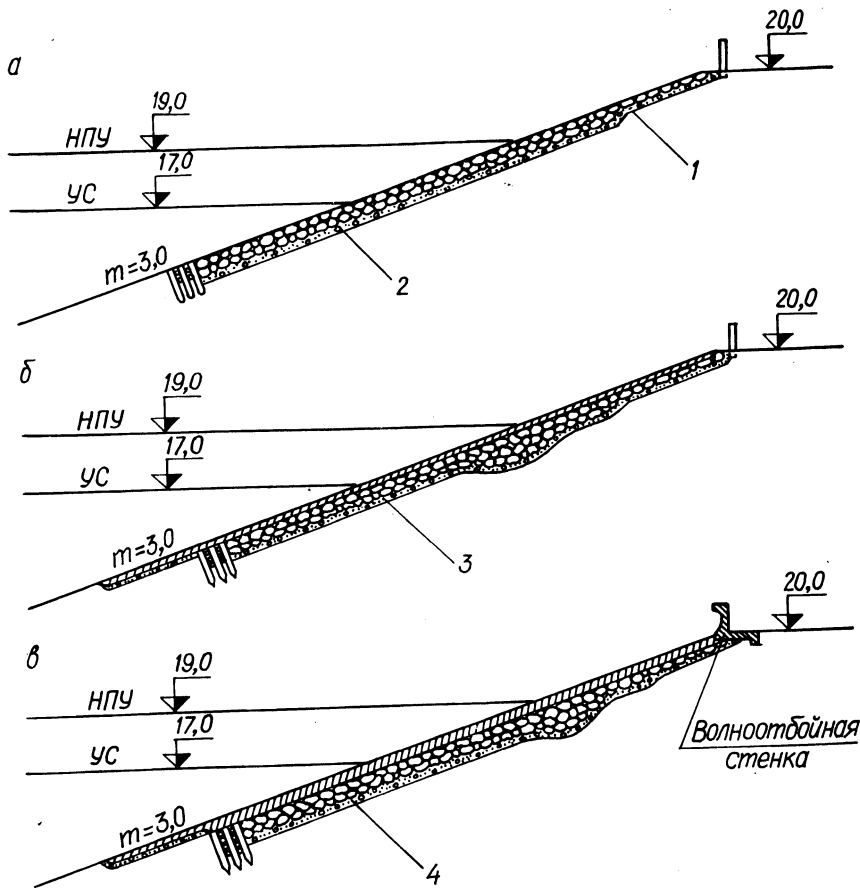


Рис.3. Крепление верхнего откоса плотины Заславьского водохранилища: а - проектные и построенные в 1857 г.; б - реконструкция 1958 г.; в - реконструкция 1973 г.; 1 - оди-
 ночная мостовая (0,25 м), гравий (0,15 м); 2 - двойная мостовая (0,4 м), гравий 0,15 м;
 3 - бетон (0,1 - 0,15 м), камень (0,4 м), гравий (0,15 м); 4 - бетон (0,2 м), камень (0,4 м),
 гравий (0,15 м).

вело к полному выносу грунта из-под них и последующему раз-
 рушению. На других водохранилищах (Вяча, Качинка, Волковичи)
 бетонные покрытия хорошо себя зарекомендовали.

Обследование каменных покрытий типа мостовой показало, что при небольших разгонах, не превышающих 0,6 км, каменные крепления находятся в хорошем состоянии и являются надежной защитой от волнового воздействия. Примером может служить плотина Лепельского водохранилища, длина разгона волны у которой составляет 0,4 км. В случае более значительных разгонов такие крепления неустойчивы и разрушаются. Так, на Заславльском водохранилище (рис.3) откосы плотины были закреплены двойной каменной мостовой с крупностью камня до 30 см. В течение 3 - 4 лет это крепление разрушилось. Ремонт его путем каменной наброски не дал ожидаемого эффекта, поэтому в 1972 г. было уложено массивное бетонное покрытие толщиной 0,3 м (в некоторых местах до 0,5 м), которое служит надежной защитой от волнового воздействия.

Аналогичное явление произошло на плотине Войковского водохранилища, откосы которой были закреплены одиночной каменной мостовой из камня диаметром 10 - 30 см без подготовки. Использование бетона (слой толщиной до 10 см) для ремонта разрушенного крепления не дало положительного результата. На плотине Осиповичского водохранилища было применено каменное одиночное мощение из камня диаметром 25 - 35 см на подготовке из гравия. Крепление разрушалось; места разрушения заполнялись наброской из камня диаметром до 30 см. В настоящее время это крепление, толщина которого в зоне уреза доходит до 1,0 м, работает удовлетворительно.

Плетневые крепления (однорядные) широко применяются на прудах рыбхозов (табл.1). Обследование показало, что через плетень происходит вынос частиц грунта, а при сработке прудов - загнивание и разрушение материала плетня. На всех обследованных прудах плетневое крепление полностью вышло из строя.

Фашинная кладка использована на дамбах рыбхоза "Волма" при ремонте плетневого крепления. Обследование показало, что в условиях переменного уровня воды в прудах фашины подвержены гниению и разрушению. Кроме того, происходит размыв грунта основания и вынос его частиц.

Крепления древесно-растительными насаждениями довольно широко применены на прудах рыбхозов (табл.1). Обследование показало, что, несмотря на незначительные величины разгонов, эти крепления не являются надежным средством защиты от волн. Так, были обнаружены волнопробойные ниши, обрушение грунта, а также насаждений. В дальнейшем растительность то-

нула, откос обнажился и подвергался неослабленному воздействию волн. Это явление особенно хорошо заметно на прудах рыбхозов "Белое", "Вилейка", "Альба". Хорошо зарекомендовавшихся растительных креплений обнаружено не было.

Таким образом, обследование креплений на ряде гидротехнических объектов показало следующее:

наиболее надежными являются монолитные и сборно-монолитные железобетонные крепления откосов; при возможных осадках земляных сооружений необходимо, чтобы отдельные части креплений работали независимо; в этих случаях более приемлемыми могут быть крепления из сборных плит. Применение сборных плит позволит работы по устройству креплений сделать более индустриальными;

крепление каменным мощением возможно при условии устройства его на небольших водоемах;

крепления плетневые, древесно-растительными насаждениями, а также фашинами не обеспечивают надежной защиты от волнового воздействия; их применения следует избегать, заменяя железобетонными или каменными.

ввиду большой стоимости бетона необходимо вести исследования по изысканию путей снижения стоимости железобетонных креплений, в частности за счет уменьшения толщины плит, слоя подготовки под плитами.

Резюме

Для защиты откосов, подвергающихся воздействию волн, наиболее надежным способом является устройство на их поверхности покрытий из железобетона или при небольших разгонах волн из камня. Необходимо вести исследования по удешевлению существующих типов креплений и изысканию новых более дешевых, но надежных способов защиты.

Литература

1. Базыленко Г.М. Искусственные водоемы Белоруссии. - "Вестник БГУ им. В.И. Ленина". Серия II, №1 (7), 1971. 2. Шимко К.И. и др. К созданию кадастра водохранилищ (на примере водохранилищ БССР). - В сб.: Вопросы водохозяйственного строительства. Минск, 1968. 3. Справочник по гидротехнике. М., 1955. 4. Пышкин Б.А. Динамика берегов водохранилищ. Киев, 1973. 5. Шайтан В.С. Проектирование креплений земляных откосов на водохранилищах. М., 1962. 6. Типовые проекты сооружений прудов и водоемов. Ч 2. разд.3. Крепления откосов земляных насыпных плотин высотой до 150 м. Л., 1954.

К ВОПРОСУ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СВАЙ РАВНОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

В гидротехническом и особенно в мелиоративном строительстве весьма актуальны проблемы долговечности и надежности строящихся сооружений: каналов, водохранилищ, водосбросов, плотин и пр. В условиях слабых оснований долговечность и надежность сооружений часто радикально обеспечивается применением свай. Как показывает практика строительства, применение свай в условиях пойменных и болотных территорий для искусственных оснований и свайных фундаментов технико-экономически эффективно. Учитывая, что освоение осушенных земель требует создания развитой сети дорог и мостов через мелиоративные каналы, применение свай в перспективе рассматриваемой отрасли хозяйства должно возрасти. Поэтому вопросы строительства на сваях гидромелиоративных сооружений приобретают актуальное значение.

Технико-экономическая эффективность применения свайных фундаментов существенно зависит от рациональности использования несущей способности свай как по материалу, так и по грунту. С данной точки зрения наиболее целесообразны сваи равной несущей способности, для которых объем материала и все виды производственных затрат на изготовление, транспортировку и погружение будут наименьшими.

Однако в практике проектирования этому вопросу не уделяется должного внимания и, как правило, сваи применяют без учета выполнения требования о равной их несущей способности по материалу и по грунту. Поэтому в большинстве случаев собственная прочность висячих свай оказывается значительно недоиспользованной.

Несущая способность сваи по материалу зависит от ее размеров, марки бетона, способа армирования, количества и класса арматуры. Нормами проектирования [1] методика расчета по условию сопротивления материала с достаточной полнотой не раскрывается, дается лишь ссылка, что такой расчет производят в соответствии с нормами проектирования бетонных и железобетонных [2] или деревянных конструкций.

Но СНиП [2] также не дает никаких указаний по расчету свай на прочность и раскрытие трещин. Формулой (32) этих

норм нельзя воспользоваться, так как не известен коэффициент m для свай, забитой в грунт, и работающей в весьма специфических условиях.

Приведенные в [3, 4] формулы противоречат друг другу и не отвечают принципам проектирования конструкций по предельным состояниям.

Нами предложена формула для определения несущей способности железобетонной сваи, учитывающая не расчетные, а нормативные характеристики материалов и коэффициенты однородности и условий работы:

$$P = m (k_{\text{б}} F_{\text{б}} R_{\text{пр}}^{\text{H}} + k_{\text{а}} F_{\text{а}} R_{\text{а}}^{\text{H}}), \quad (1)$$

где m - коэффициент условий работы для забивных свай, $m = 0,70$; $k_{\text{б}}$ - коэффициент однородности бетона, принимаемый по [2, табл.30], $k_{\text{б}} = 0,6$; $F_{\text{б}}$ - площадь поперечного сечения сваи; $R_{\text{пр}}^{\text{H}}$ - нормативные сопротивления бетона осевому сжатию по [2, табл. 29]; $k_{\text{а}}$ - коэффициент однородности арматуры по [2, табл.32]; $F_{\text{а}} = 0,9$; $F_{\text{а}}$ - площадь поперечного сечения продольной арматуры.

Таким образом, по предложенной формуле, отвечающей принципам расчета конструкций по предельным состояниям, несущая способность сваи по материалу существенно увеличивается.

Несущая способность сваи по грунту основания зависит не только от размеров сваи, но и от вида и состояния грунтов, в которые она забита. Указанную несущую способность забивной свай определяют по формуле (5) СНиП [1]

$$P = km (FR^{\text{H}} + u \sum_{i=1}^n f_i^{\text{H}}). \quad (2)$$

Как показал анализ формулы (2), величины R^{H} и f_i^{H} возрастают почти линейно с увеличением длины сваи. Поэтому нормативные сопротивления грунта R^{H} и f_i^{H} можно выразить через угловые коэффициенты k и $k_{\text{б}}$ уравнений прямых. Тогда уравнение (2) можно представить в виде

$$P = km (P_{\text{о}} + P_{\text{б}}) = km (k_{\text{о}} l + P_{\text{о}}^1 + k_{\text{б}} l - P_{\text{б}}^1). \quad (3)$$

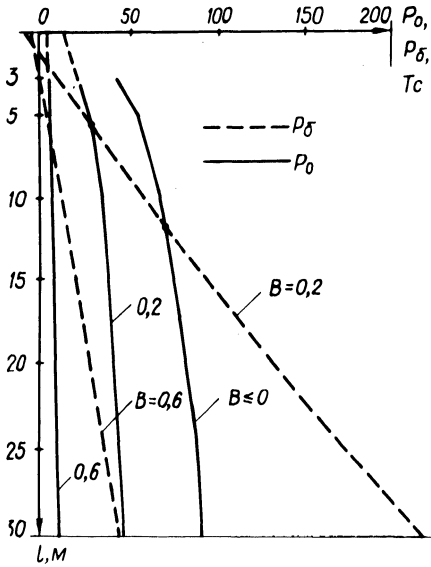


Рис.1. Зависимость несущей способности свай сечением 25 x 25 см от длины l по острию P_0 (сплошные линии) и по боковой поверхности P_6 (штриховые).

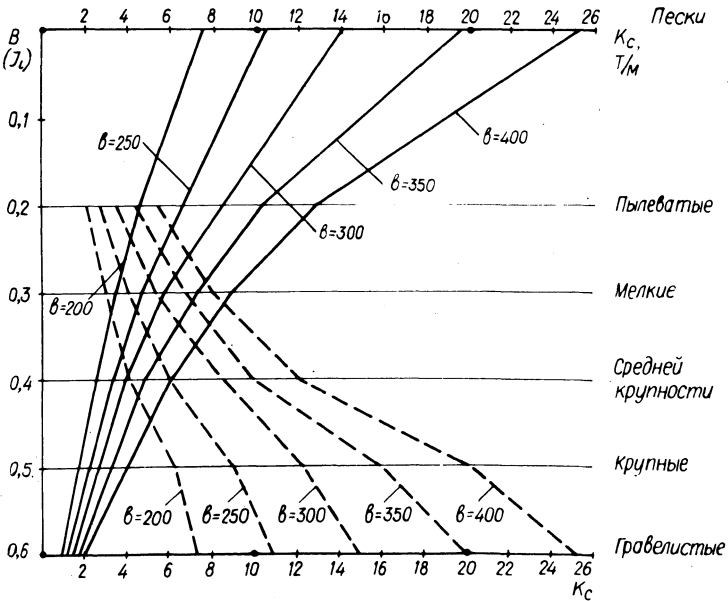


Рис.2. Определение коэффициента несущей способности свай K_c .

Учитывая, что прямые P_0 и P_6 на оси отсекают примерно равные, но противоположно направленные отрезки P'_0 и P'_6 (рис. 1), для приближенных подсчетов несущей способности свай по грунту, с целью определения свай равной несущей способности, можно написать формулу

$$P_{\Gamma} = k_{\Gamma} l, \quad (4)$$

где k_{Γ} - коэффициент несущей способности свай длиной ≥ 5 м, т/м (рис. 2); l - длина свай, м.

Сваи равной несущей способности по материалу P_M и по грунту P_{Γ} можно определить из равенства правых частей уравнений (1) и (4).

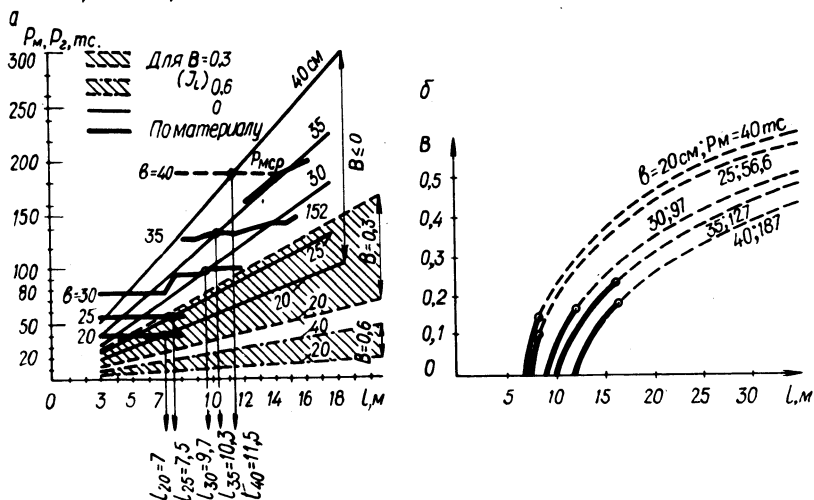


Рис.3. Определение свай равной несущей способности (а) и длин равнонесущих свай разных сечений (б).

На рис. 3, а показана несущая способность квадратных забивных свай длиной до 20 м, забитых в глинистые грунты разной консистенции. Точки пересечения прямых P_{Γ} и P_M определяют длины свай равной несущей способности.

Как видно из рис. 3, а, равнонесущие сваи можно получить только в случае забивки их в твердые глинистые грунты или в плотные пески. Для других грунтов несущая способность свай по материалу значительно выше несущей способности по грунту.

Длину равнонесущей сваи можно определить по формуле, полученной в результате решения уравнений (1) и (4):

$$l_p = \frac{m (k_b F_b R_{пр}^H + k_a F_a R_a^H)}{k_c} \quad (5)$$

Из рис. 3, б, построенного по формуле (5) для различных свай и разной консистенции грунтов, видно, что практически равнонесущие сваи можно использовать только в начальном диапазоне длин L , ограниченном технологическими условиями изготовления и транспортировки свай.

В связи с этим представляется весьма рациональным в гидротехническом и гидромелиоративном строительстве при наличии слабых болотных и пойменных отложений шире применять составные сваи [5], позволяющие резко увеличить длины равнопрочных свай и сократить объемы и стоимость свайных оснований и фундаментов.

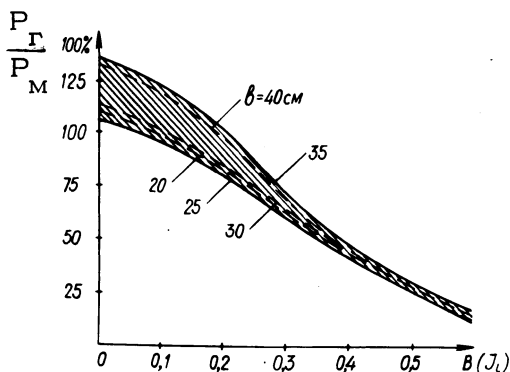


Рис. 4. Использование прочности материала свай разных сечений в зависимости от консистенции глинистых грунтов B : $P_{Г}$ — несущая способность свай по грунту основания; $P_{М}$ — то же по материалу ствола свай.

Использование прочности материала свай при наибольших изготавливаемых длинах только для твердых глинистых грунтов и соответствующих им песчаных близко к 100% и резко падает для менее качественных грунтов. При $B = 0,6$ несущая способность свай по материалу используется примерно на 15%. Зависимость отношения

отношения $\frac{P_{Г}}{P_{М}}$ от консистенции грунтов для свай

разных сечений и максимально изготавливаемых длин изображена на рис. 4.

Р е з ю м е

Сваи равной несущей способности по материалу ствола и по грунту основания существенно снижает расход материала, стоимость и трудоемкость искусственных оснований и фундаментов, особенно в условиях слабых грунтов и пойменно-болотных отложений территории Белоруссии.

Л и т е р а т у р а

1. Строительные нормы и правила. Свайные фундаменты. Нормы проектирования. СНиП П-Б. 5-67. М., 1968.
2. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. СНиП П-В. 1-62. М., 1962.
3. Справочник проектировщика. Основания и фундаменты. Л.-М., 1964.
4. Журнаджи В.А., Николаев В.В. Механика грунтов, основания и фундаменты. М., 1967.
5. Светинский Е.В., Остров В.И. Новые конструкции составных железобетонных свай. В сб.: Основания, фундаменты и подземные сооружения. Вып.2. М., 1967.

УДК 532.537:626.17

А.П. Русецкий (канд.техн.наук)
В.К. Свистунов (канд.техн.наук)

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ СКОРОСТЕЙ СРАБОТКИ УРОВНЕЙ НА УСТОЙЧИВОСТЬ ПЕСЧАНЫХ ОТКОСОВ

В условиях переменных уровней на мелиоративных объектах работают магистральные каналы польдерных систем, ловчие каналы наливных водохранилищ, водоподводящие каналы на осушительно-увлажнительных системах. Переменные уровни в этих каналах создаются искусственно путем откачки воды насосными станциями. Скорость снижения уровней в них при эксплуатации находится в весьма широких пределах. Например, в устье магистрального канала польдерной системы "Месятичи" в 1973 г. скорость изменялась в пределах от 1,5 до 38,4 см/ч. При высокой скорости снижения воды в каналах возникает опасность нарушения устойчивости их откосов. Вслед за снижением горизонтов воды в каналах происходит снижение уровней грунтовых вод в прилегающем грунте, но с меньшей скоростью. В результате в приоткосной зоне возрастают градиенты напоров фильт-

рациональных потоков и увеличиваются скорости фильтрации, вызывающие в определенных условиях разрушение откосов. Деформации откосов, отмечаемые многими авторами [1 - 6], образуются за счет оплывания грунта, пришедшего в зоне высачивания в разжиженное состояние, и последующих возникновений оползней. Существует ряд способов определения профилей каналов по физико-механическим свойствам грунтов с учетом гидродинамического давления, но для обеспечения устойчивости при интенсивном колебании уровней воды в водотоке необходимы дополнительные расчеты. Поэтому разработка мероприятий по созданию устойчивого профиля каналов актуальна и своевременна.

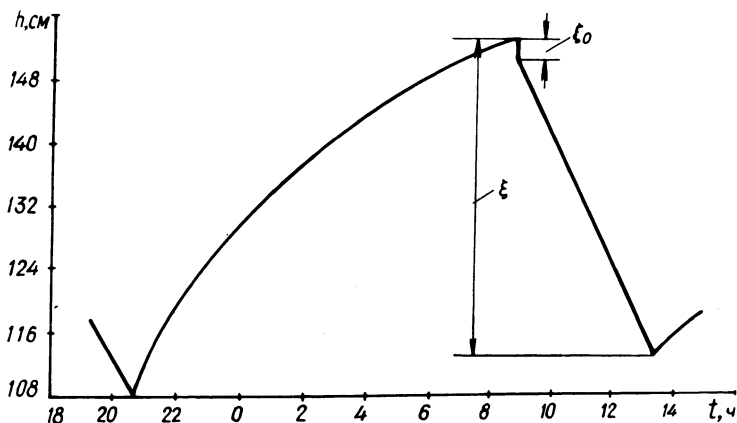


Рис.1. Изменение уровня воды в устье магистрального канала (объект "Выгоноши")

В работе приводятся результаты полевых, лабораторных и теоретических исследований устойчивости каналов, подверженных интенсивному воздействию колеблющихся горизонтов воды в них. В качестве критерия оценки устойчивости откосов каналов, находящихся в данных условиях, может быть применена допустимая скорость снижения горизонтов [7], которая взаимосвязана со свойствами грунтов. Под допустимой скоростью $i_{доп}$ понимается такая скорость, превышение которой вызывает нарушение устойчивости откосов. Тогда проверка устойчивости откосов может осуществляться путем сравнения реальной скорости снижения горизонтов с допустимой. Реальная скорость снижения горизонтов зависит от конкретных условий работы каналов.

На польдерных системах при сбросе воды насосной станцией в магистральном канале возникает неустановившееся движение. После включения насосов в магистральном канале образуется отрицательная волна, распространяющаяся вверх по каналу. В устье магистрального канала в момент включения насосов происходит мгновенное снижение горизонтов на величину высоты фронта волны τ_0 (рис. 1). Если сток воды в канал меньше производительности включенных насосов, в дальнейшем происходит постепенное снижение горизонтов до уменьшения или прекращения откачки. Характер постепенного снижения уровней в магистральных каналах польдерных систем близок к линейному (рис. 1) и скорость снижения практически можно считать постоянной.

Скорость снижения уровней в устье магистральных каналов польдерных систем может определяться с точностью до 14% по нашей формуле:

$$i = \frac{6(Q_{н.ст} - Q_{ст})}{(2B_{А ср} + B_i)L_0} - \frac{\tau_0}{\Delta t}, \quad (1)$$

где $Q_{н.ст}$ - расход насосной станцией; $Q_{ст}$ - расход стока с водосборной площади; L_0 - длина выклинивания фронта волны; τ_0 - высота фронта волны в устье магистрального канала; Δt - время перемещения фронта волны от насосной станции до створа его выклинивания; $B_{А ср}$ - средняя ширина свободной поверхности воды в устье магистрального канала за время Δt ; B_i - ширина свободной поверхности воды в магистральном канале в створе выклинивания фронта волны (на расстоянии L_0 от насосной станции).

Длина выклинивания фронта волны приближенно определяется эмпирической формулой:

$$L_0 = 1470 h_0, \quad (2)$$

где h_0 - глубина воды в устье магистрального канала, м.

Формула (2) получена при $h_0 = 0,73 - 1,94$ м, уклоне дна канала $0,0001 \leq J \leq 0,0003$, коэффициентах шероховатости русла $n = 0,030 - 0,035$, высоте фронта волны $\tau_0 = 1,5 - 2,4$ см.

Для определения высоты фронта волны τ_o и времени его перемещения до выклинивания Δt могут применяться формулы [8]:

$$\tau_o = \frac{Q_{н.ст} - Q_{ст}}{B_A c_o} , \quad (3)$$

$$\Delta t = \frac{L_o}{c} , \quad (4)$$

$$c_o = \sqrt{gh_{cp}} - v_o , \quad (5)$$

$$\bar{c} = \frac{c_o + c_i}{2} , \quad (6)$$

где B_A - ширина свободной поверхности воды в устье магистрального канала в момент включения насосов; c_o - скорость распространения волны в устье магистрального канала; h_{cp} - средняя глубина в сечении, для которого определяется скорость распространения волны; c_i - скорость распространения волны на расстоянии L_o от насосной станции (определяется по формуле (5) при своих исходных данных); v_o - скорость течения воды в канале.

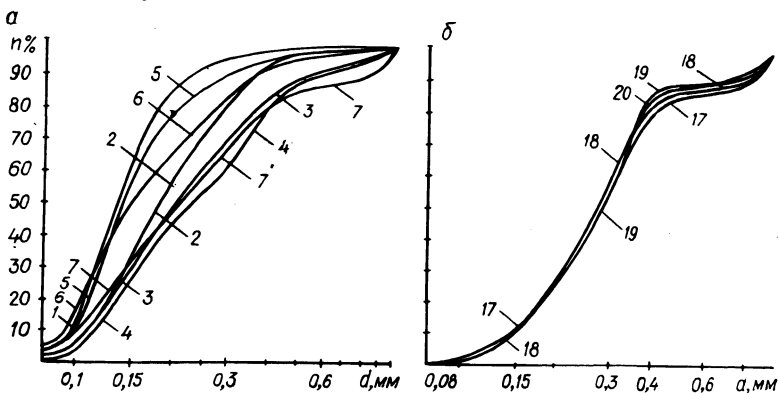


Рис.2. Интегральные кривые гранулометрического состава грунта: а - откосов существующих каналов; б - модельного откоса.

Скорость снижения уровней, определяемая уравнением (1), относится к месту забора воды и имеет наибольшее значение по сравнению со скоростями в других сечениях. Поэтому, если

она окажется меньше допустимой скорости снижения, то как в устье, так и в других сечениях при тех же грунтах канал будет устойчив.

Полевыми опытами и опытами, проведенными в лаборатории русловых процессов и регулирования рек БелНИИМиВХ на крупномасштабных моделях откосов в диапазоне $m = 1,6 - 5,0$, установлена допустимая интенсивность снижения уровней воды в канале из условий недеформируемости откосов, сложенных среднезернистыми и мелкозернистыми песками. Механический состав грунтов показан на рис. 2. Среднезернистый песок (рис. 2, б) имел следующие физико-механические характеристики: ко-

эффициент неоднородности $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 2,0 - 2,5$, объемная мас-

са $\delta = 1,6 \text{ г/см}^3$, плотность $\gamma = 2,67 \text{ г/см}^3$, коэффициент внутреннего трения водонасыщенного грунта $f = 0,61$, структурное сцепление погруженного в воду грунта ненарушенной структуры $c = 0,002 \text{ г/см}^2$; расчетный диаметр зерен грунта, больше которого в гранулометрическом составе 10% по массе $d_{10} = 0,05 \text{ см}$, средневзвешенный диаметр $d_{\text{ср.взв}} = 0,038 \text{ см}$,

коэффициент фильтрации $K = 9 - 14 \text{ м/сут}$. Если откосы каналов сложены такого рода грунтом, то необходимо назначать соответствующую интенсивность сброса уровня воды в канале глубиной 2,0 - 2,5 м (табл. 1).

Мелкозернистый кварцевый песок характеризовался следующими свойствами: $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 1,7$, $\delta = 1,51 \text{ г/см}^3$, $\gamma = 2,65 \text{ г/см}^3$, $f = 0,532$, $c = 0,005 \text{ г/см}^2$, $d_{10} = 0,045 \text{ см}$,

$d_{\text{ср.взв}} = 0,036 \text{ см}$, $K = 2 - 7 \text{ м/сут}$. При эксплуатации каналов, проложенных в таких грунтах и работающих в условиях переменных уровней и незакрепленных откосов, необходимо устанавливать скорости снижения горизонтов воды в канале, не превышающие допустимые (табл. 2).

При выпуске воды через отверстие подпорного сооружения наблюдается определенная зона выклинивания грунтового потока на откосе. Эта зона может возрастать к подошве откоса в зависимости от интенсивности сброса воды из канала и дости-

Таблица 1. Рекомендуемая интенсивность снижения уровня воды в каналах глубиной 2,0–2,5 м, проложенных в среднезернистых песках

Коэффициент заложения откоса	1,6	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	Примечание
Интенсивность снижения уровня воды в канале $i_{\text{доп}}$, см/ч	$\frac{6,5}{50,0}$	$\frac{10,0}{60,0}$	$\frac{18,0}{70,0}$	$\frac{28,0}{80,0}$	$\frac{35,0}{160,0}$	$\frac{40,0}{260,0}$	Скорость падения уровня в приоткосной зоне равна 6 – 25 см/ч

Допустимая высота высачивания $a_{\text{доп}}$, см

4,0	5,0	8,0	13,0	18,0	21,0
-----	-----	-----	------	------	------

Примечание: В табл. 1 и 2 в числителе указана интенсивность снижения уровня воды по всей высоте канала глубиной 2,0–2,5 м, в знаменателе – при сбросе воды ступенями по 30–40 см.

Таблица 2. Рекомендуемая интенсивность снижения уровня воды в каналах глубиной 2–2,5 м, проложенных в мелкозернистых песках

Коэффициент заложения откоса	1,9	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0	Примечание
Интенсивность снижения уровня воды в канале $i_{\text{доп}}$, см/ч	$\frac{8,6}{14,0}$	$\frac{8,8}{15,0}$	$\frac{9,3}{17,0}$	$\frac{11,0}{30,0}$	$\frac{14,0}{70,0}$	$\frac{15,0}{190,0}$	$\frac{23,0}{214,0}$	Скорость падения уровня в приоткосной зоне равна 8,3 – 18,0 см/ч

Допустимая высота высачивания $a_{\text{доп}}$, см

2,3	3,0	4,5	7,0	9,3	13,0	17,2
-----	-----	-----	-----	-----	------	------

гать такой величины, при которой начнется оплывание разжиженного фильтрационным потоком грунта. Опытами в лаборатории на моделях откосов в натуральную величину установлено, что для различных коэффициентов откоса зона высачивания $a_{\text{доп}}$, при которой не будет наблюдаться в начальный период деформаций (оплывание в нижней части) откоса, сложенного среднезернистыми или мелкозернистыми песками, должна быть не более величин, указанных в табл. 1 и 2. Отметим, что эти величины следует понимать, как кратковременно наблюдаемые при выклинивании фильтрационного потока. При длительном высачивании грунтовых вод на такой высоте может произойти концентрация выклинившегося потока в отдельные ручейки, которые

повлекут за собой деформацию откоса. В действительности же, если придерживаться при сбросе воды приведенных допустимых величин высот высачивания и остановиться на каком-то уровне воды в канале при достигнутой допустимой величине $a_0^{\text{доп}}$, то сразу же будет наблюдаться уменьшение зоны выклинивания из-за снижения уровня грунтовых вод в приоткосном клине при постоянном горизонте воды в канале.

Для польдерных систем при откачке воды из канала режим работы насосов желательно назначать таким, чтобы срабатываемый горизонт воды в канале не повлек за собой деформацию откоса из-за отставания уровня грунтовых вод, ибо при быстрых откачках воды высота высачивания может достигнуть такой величины, при которой неизбежно оплывание откосов канала.

Остановимся на методике расчета интенсивности снижения уровней воды в канале глубиной более 2,5 м при определенных скоростях падения уровня грунтовых вод в приоткосной зоне (табл. 1 и 2). Пусть необходимо определить допустимую из условий устойчивости откосов интенсивность снижения уровня воды в канале глубиной 3,5 м с коэффициентом заложения откосов $m = 2,5$, проложенном в мелкозернистом песке, характеристики которого идентичны приведенным.

Сначала определим время, в течение которого уровень воды в канале опустится с отметки 3,5 м до подошвы откоса при предполагаемой скорости снижения 10 см/ч:

$$t = \frac{H_1}{i_1} = \frac{350}{10} = 35,0 \text{ ч.}$$

Затем определим, на какую высоту опустится уровень грунтовых вод в приоткосной зоне при интенсивности снижения $i_2 = 8,5$ см/ч за такое же время $t = 35,0$ ч:

$$H_2 = i_2 t = 8,5 \cdot 35,0 = 297 \text{ см.}$$

Определим напор или перепад уровней воды в канале и приоткосной зоне:

$$H = H_1 - H_2 = 350 - 297 = 53 \text{ см.}$$

В примере рассматриваем условия работы канала для наиболее неблагоприятного сочетания факторов воздействия на откос. При мгновенном стационарном состоянии фильтрационного по-

тока (имеется ввиду неблагоприятный случай неустановившейся фильтрации) высота высачивания не зависит от грунта, а только от геометрических параметров откоса и напора. Поэтому представляется возможным определить a_0 из табл. 5 [7] по одной из проанализированных в ней формул, например, формуле В.М. Шестакова, результаты которой наиболее согласуются с опытными величинами высот высачивания.

Для этого определим отношение $\frac{L}{H}$:

$$\frac{L}{H} = \frac{800}{53} = 15,0.$$

Величина $L = 8,0$ м принята для расчетной схемы, когда вода стоит за насыпью (кавальером). Это самый неблагоприятный случай работы канала.

Интерполяцией для $\frac{L}{H} = 15,0$ и $m = 2,5$ определяем высоту высачивания при $H = 1$ м, которая равна $a_0 = 0,10$ м. Для $H = 0,53$ м $a_0 = 0,053$ м. Сравниваем полученную высоту выклинивания с допустимой для данного грунта, которую берем из табл. 2. Так, по табл. 2 $a_{\text{доп}} = 4,5$ см. Делаем вывод, что с интенсивностью $i = 10,0$ см/ч нельзя снижать горизонт воды в канале на полную глубину. Необходимо назначать для данного грунта несколько меньшую интенсивность или подсчитать, на какую высоту можно опускать уровень с такой интенсивностью, ниже которой сброс воды нежелателен из-за возрастания высот высачивания свыше допустимых. Делается эта операция подбором.

Если необходимо установить интенсивность снижения уровня воды в канале, проходящем в грунте, физико-механические характеристики которого отличаются от приведенных, то определяют допустимые зоны высачивания для конкретного коэффициента заложения откоса, при которых данный грунт не будет оплывать. Затем рассчитывают интенсивность спада горизонтов воды по приведенной методике.

Р е з ю м е

Для нормального функционирования мелиоративных систем двустороннего действия необходимо задавать определенную интенсивность снижения горизонтов воды в каналах.

Л и т е р а т у р а

1. Пузыревский Н.П. Фундаменты. М., 1984.
2. Покровский Г.И. К расчету устойчивости грунтов на откосе. — "Гидротехническое строительство", 1955, № 4.
3. Герасеванов Н.М., Польшин Д.Е. Теоретические основы механики грунтов и их практическое применение. М., 1948.
4. Фандеев В.В. Определение сил при расчете устойчивости откосов земляных плотин. — "Гидротехническое строительство". 1947, № 1.
5. Володько И.Ф. Устойчивость песчаных откосов против фильтрующего через них потока грунтовой воды. — "Изв. АН СССР, Сер. геолог"., 1940, вып. 5.
6. Чугаев Р.Р. Земляные гидротехнические сооружения. Теоретические основы расчета. М., 1967.
7. Свистунов В.К. Устойчивость откосов каналов, находящихся под воздействием переменного гидрологического режима. — "Научно-техническая информация по мелиорации и водному хозяйству, 1974, № 7.
8. Чертоусов М.Д. Гидравлика. М.-Л., 1962.

УДК 631.43:624.13

П.К. Черник (канд. техн. наук),
Я.М. Шупилов (канд. техн. наук),
А.П. Рубан, А.С. Титов

РЕЗУЛЬТАТЫ НАБЛЮДЕНИЙ ЗА СОСТОЯНИЕМ БОЛОТНЫХ ГРУНТОВ В ОСНОВАНИИ ДАМБ

При проектировании плотин и дамб на болотах всегда возникает вопрос о возможности использования в основании болотных грунтов. Удаление их и посадка сооружения на минеральное дно болота связаны с большими производственными трудностями, вызывают значительное удорожание строительства и в ряде случаев при больших глубинах болота практически трудно осуществимы.

Использование болотных грунтов в качестве естественного основания сооружения ставит перед инженером серьезные задачи по выбору наиболее рациональной методики их инженерно-геологического изучения. Не менее важным является правильное определение вида болотных грунтов, особенностей изменения их физико-механических свойств в процессе уплотнения, а

также изучение опыта строительства, накопленного при возведении и эксплуатации различных сооружений на этих грунтах.

На основании изучения физико-механических свойств болотных отложений, а также опыта строительства земляных плотин и дамб П.А. Дрозд в соответствии с разработанной им строительно-мелиоративной классификацией распределил разнообразные болотные грунты на три типа [1, 2].

Пользуясь данной классификацией по основным свойствам грунтов, можно оценить устойчивость их в основании сооружений и принять ту или иную схему возведения сооружения. Однако при практическом использовании классификации, предложенной П.А. Дроздом, следует иметь в виду, что границы раздела грунтов по типам, хотя и обоснованы большим экспериментальным материалом и опытом строительства, весьма условны. Поэтому при решении вопроса о возможности использования болотных грунтов в качестве основания сооружений необходимо детальное изучение не только физических, но и механических свойств болотных напластований.

В данной статье приведены результаты исследований физико-механических свойств болотных грунтов и наблюдений за их состоянием в основании дамб, потерпевших аварию из-за ошибок, допущенных при их проектировании и строительстве.

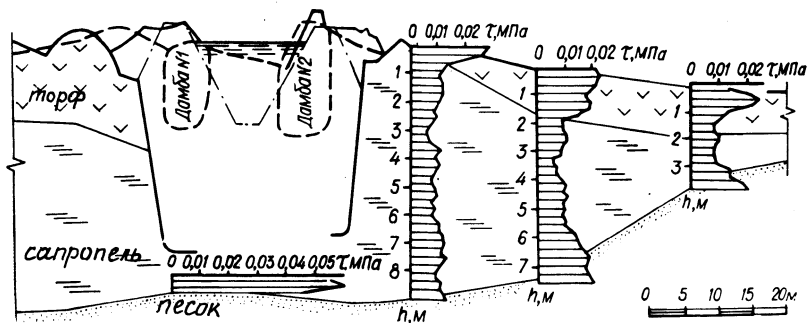


Рис.1. Поперечный профиль дамб и болота на аварийном участке.

Пруды биологической очистки сточных вод на одном из объектов Могилевской области были расположены на болоте. Подводящие и отводящие каналы запроектированы в полувыемке-полунасыпи. Откосы насыпи ($m = 2,5$) сопрягались непосредственно с откосом канала без берм. На рис. 1 проектный профиль канала нанесен штрих-пунктирной линией. Отсыпку песчаных насыпей (дамб) предусматривалось производить непо-

средственно на торфяное основание. Глубина торфа по трассам дамб, как правило, не превышала 2 м и только на одном участке достигала 7,5 м.

Строительство дамб №1 и №2 было начато в 1968 г. В первой половине года при отрывом канале дамбы были отсыпаны на высоту 2,5 – 3 м. В осенний период 1968 г. была продолжена отсыпка дамб, но даже незначительные подсыпки их на участке с глубоким торфяником вызвали провал дамб с выпором болотных грунтов.

При обследовании дамб на аварийном участке были пробурены скважины и отобраны монолиты болотных грунтов из основания дамб и на прилегающем массиве.

В результате бурения установлено, что на аварийном участке длиной около 200 м по трассе дамб №1 и №2 при изысканиях была допущена ошибка в определении типа болотных грунтов. На этом участке мощность торфа оказалась не 7,5 м, а в пределах 1 – 2 м; ниже до глубины 7,5 м обнаружены сапропели.

Поперечный профиль дамб и болота по данным бурения в декабре 1968 г. на аварийном участке показан на рис. 1 (штриховая линия).

Учитывая тот факт, что в основании дамб еще оставался слой сапропелей с чрезвычайно низкой несущей способностью, решить вопрос о возможности использования их в качестве оснований можно было лишь после детального изучения физико-механических свойств отобранных монолитов. Так как определение параметров механических свойств для сапропелей – длительный процесс, а объект необходимо было вводить в эксплуатацию, то комиссия, расследовавшая причины аварии, приняла решение о необходимости их удаления путем выдавливания оставшейся части сапропелей из основания и посадке дамб №1 и №2 на аварийном участке на минеральное дно. По данным бурения, были уточнены объемы необходимой досыпки.

Сапропели на обследованном участке характеризовались чрезвычайной пестротой. Физические характеристики их колебались в очень больших интервалах. Так, коэффициент пористости для сапропелей в массиве изменялся от 5,2 до 18, а влажность от 261 до 1278%. В отдельных точках массива величина коэффициента пористости достигала 24 и влажность 1490%. Физические характеристики болотных грунтов для одной из скважин, пробуренной на прилегающем к дамбам массиве, приведены в табл.1.

Определение сдвиговых характеристик образцов сапропеля показало, что коэффициент внутреннего трения не превышает

Таблица 1

Глубина отбора образцов, см	Вид грунта	Влажность, %	Зольность, %	Коэффициент пористости
1	2	3	4	5
50	торф осоково-древесный, R=45-50%	507	13,8	8,6
130	" осоковый, R=50%	720	8,4	12,0
230	" древесно-осоковый, R>50%	647	9,5	10,7
330	сапрпель	339	66,5	7,0
430	"	261	68,9	6,0
530	"	741	32,2	14,6
630	"	1278	18,4	18,0

0,26, а сцепление 0,012 МПа. Из приведенных данных видна чрезвычайная сложность геологических условий в районе строительства, что характеризуют такие грунты в естественном состоянии, как очень слабое основание.

Результаты испытания отобранных образцов сапрпеля естественной структуры штампами диаметром 5 см показали, что прочность их невысокая и находится в пределах 0,005 - 0,015 МПа. Уплотнение образцов вызывает их значительное упрочнение.

В 1971 г. было проведено повторное бурение в тех же створах, что и в 1968 г., так как характер погружения дамб в болотное отложение и определение фактического профиля их в погруженной зоне представляло практический интерес. На рис. 1 поперечный профиль дамб по результатам бурения 1971 г. показан сплошной линией. Как можно видеть, обе дамбы не были посажены на минеральное дно. Это можно объяснить недостаточной интенсивностью подсыпки грунта в тело дамбы после аварии. Слой болотных грунтов под дамбой №1 составил 1,8 м и под дамбой № 2 - 2,8 м. Погружение насыпей происходило без растекания их и даже не с вертикальными откосами, а в форме трапеции с меньшей низовой стороной. Анализ физических характеристик грунтов, отобранных из-под дамб, показал, что они значительно уплотнились. Так, коэффициент пористости слоя сапрпеля с зольностью порядка 30% под дамбой № 2 уменьшился с 14,6 до 9, а под дамбой №1 при зольности 73-78% - с 5,5 до 2,3.

Кроме бурения и отбора проб для определения физических характеристик, было произведено изучение прочностных свойств слабых грунтов на массиве и под насыпями в полевых условиях

сдвигомером-крыльчаткой СК-8 (конструкция Калининского политехнического института). Результаты полевых испытаний показали, что структурное сцепление сапропелей находится в пределах 0,005 – 0,01 МПа по всей толщине болотных грунтов, за исключением придонного сильно озоленного слоя, где оно достигает 0,02 МПа (рис. 1). Прочность сапропелей в зоне возможного влияния выпора и на массиве практически не отличается. Под дамбой № 1 прочность слоя сапропеля возросла в 6,8 – 7,6 раза и находилась в пределах 0,037 – 0,067 МПа.

Анализ приведенных материалов показал, что условия и режим загрузки оснований, представленных болотными грунтами, приобретают важное значение. Так, в начальный период отсыпки ширина насыпи была меньше мощности болотных грунтов в основании, что соответствовало условиям плоской задачи уплотнения. Такое нагружение основания и наличие канала, прорезавшего верхний слой торфа, создавало благоприятные условия для выпора более слабых озерных отложений. Величина нагрузки, при которой произошло резкое погружение насыпи с выпором сапропеля, соответствовала 0,047–0,063 МПа. Анализ физических характеристик образцов, отобранных в основании дамб и на массиве, показал, что заметного увеличения плотности болотных грунтов к моменту аварии не произошло, хотя высота дамб достигала 3 – 4 м.

После резкого погружения (провала) насыпей соотношение их размеров с мощностью оставшегося слоя слабых грунтов изменилось и создались условия, близкие к одномерной задаче уплотнения без заметного отжатия болотных грунтов в стороны.

В дальнейшем подсыпку грунта в дамбы производили бессистемно и с большой интенсивностью. Однако даже при такой технологии отсыпки весь слой болотных грунтов из основания не был выдавлен. Под дамбой № 1 остался слой толщиной 1,8 м сильно уплотненного сапропеля, который в настоящее время обеспечивает устойчивую работу дамбы. Под дамбой № 2 слой сапропеля составлял 2,8 м с плотностью меньшей, чем под дамбой № 1. До настоящего времени на дамбе № 2 наблюдается заметная осадка.

Полученные данные свидетельствуют о том, что даже такие слабые озерные отложения, как сапропели, коэффициенты пористости которых достигают 18 – 24, способны уплотняться и упрочняться под действием нагрузки и служить в качестве оснований земляных сооружений. В таких случаях важное значе-

ние приобретает вопрос режима загрузки болотных грунтов, так как изменение их структурных свойств существенно зависит не только от величины действующей нагрузки, но и от скорости ее роста.

При потере устойчивости не происходит полного выдавливания болотных грунтов из-под сооружения, а происходит практически мгновенное погружение сооружения на некоторую величину с выдавливанием болотных отложений в стороны. В достигнутом новом состоянии обеспечивается устойчивость основания за счет взвешивания сооружения, возросших сил трения по боковым поверхностям подземной части сооружения и уменьшения соотношения толщины болотных грунтов к ширине сооружения, когда зона с максимальными касательными напряжениями сдвигается в подстилающие их минеральные грунты. В новом состоянии происходит дальнейшая осадка сооружения за счет уплотнения болотных грунтов в основании.

Потеря устойчивости основания, как правило, происходит в процессе строительства и не носит катастрофического характера, так как в данном случае всегда имеется возможность исправить допущенные в процессе изучения грунтов и при проектировании ошибки. Для этого можно рекомендовать уменьшить интенсивность загрузки основания или устраивать пригрузочные бермы.

Р е з ю м е

Рассмотрен вопрос о возможности использования в основании дамб болотных грунтов с коэффициентом пористости до 18.

Л и т е р а т у р а

1. Дрозд П.А. Строительно-мелиоративная классификация болотных грунтов. - В сб.: Мелиорация и использование осушенных земель. Т. 19. Минск, 1971. 2. Методические указания по проектированию и строительству земляных плотин и дамб на болотах. Минск, 1971.

ВЛИЯНИЕ УЧАСТКА НАВИСАНИЯ ГРУНТОВОГО ПОТОКА НА РАБОТУ ПРИДАМБОВОЙ НЕСОВЕРШЕННОЙ ДРЕНЫ

При проектировании дренажей, защищающих территории от подтопления, необходимым условием является поддержание на них уровня грунтовых вод на заданной глубине. Если при работе над дренай образуются не учтенный в существующих методах расчета участки нависания грунтового потока, то это приводит к подъему кривой депрессии и, следовательно, к подтоплению защищаемой территории.

С.Ф. Аверьянов указывает на три фактора [1], которые, действуя порознь или совместно, могут привести к образованию нависания грунтовых вод над дренай: 1) наличие подпора в дренай, когда давление в ней $p > p_{\text{атм}}$; 2) наличие дополнительных сопротивлений на вход воды в дренай; 3) недостаточность размера дренай ($D < D_{\text{кр}}$).

Если водоприемная способность дренай принята достаточной и гидравлический расчет выполнен при работе ее не полным сечением, то первых два фактора отсутствуют. Таким образом, причиной появления нависания остается недостаточный диаметр дренай.

При симметричном двустороннем притоке в закрытую несовершенную дренай имеется ряд гидромеханических [2, 3, 4] и эмпирических [5, 6] решений для определения величины участка нависания (h_0). Во всех этих решениях участок нависания явно или неявно представлен в виде функции только приведенного фильтрационного расхода

$$q_r = \frac{q}{k},$$

где q – удельный фильтрационный расход дренай (на 1 п.м.); k – коэффициент фильтрации грунта.

Задачей исследований явилось изучение участка нависания для более общего случая: при несимметричном боковом притоке вследствие неодинаковых напоров на контурах питания (H_1 и H_2 на рис. 1) и разных расстояний (l_1 и l_2) до них от дре-

ны, при различном расстоянии от оси дрены до водоупора (t) и изменении диаметра дрены.

Для решения поставленной задачи принята схема придамбовой несовершенной дрены, которая часто встречается в практике водохозяйственного строительства в случае защиты территории от затопления и подтопления при создании водохранилищ.

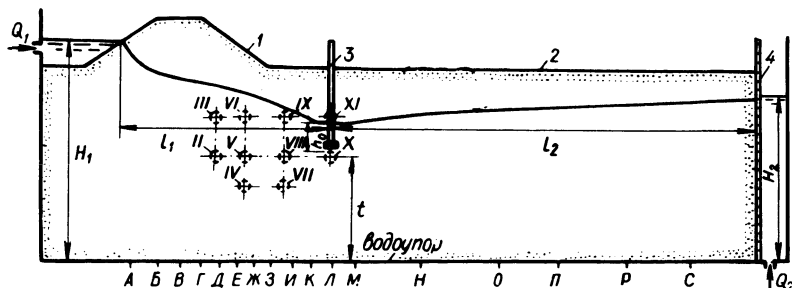


Рис. 1. Схема опытной установки: А, Б, ... С - вертикали установки пьезометров; II, III, ..., XI - места установки дрены; 1 - ограждающая дамба; 2 - защищаемая территория; 3 - перфорированная трубка; 4 - водопроницаемая сетка.

Оборудованная по этой схеме в фильтрационном лотке ($600 \times 100 \times 50 \text{ см}^3$) опытная установка (рис. 1) представляет собой ограждающую дамбу, придамбовую дренажную трубку и защищаемую территорию. Тело дамбы и защищаемая территория отсыпаны из мелкозернистого песка (средний диаметр $d_{50} = 0,27 \text{ мм}$) с коэффициентом фильтрации $k = 0,0064 \text{ см/с}$. Боковая стенка фильтрационного лотка оборудована 102 пьезометрами, расположенными на 17 вертикалях (А, Б, В, ..., С), и 10 патрубками (II, III, ..., XI) для установки дрены. В качестве дрены последовательно устанавливались мелкопористые бетонные трубофильтры, основные характеристики которых приведены в табл. 1.

Крупность заполнителя для трубофильтров и их коэффициент фильтрации приняты в соответствии с имеющимися критериями подбора дренажа из трубофильтров [7, 8]:

$$5 \leq \frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 15, \quad 30 \leq \frac{k_{\text{тр}}}{k} \leq 300,$$

обеспечивающими условия достаточной водопримной способности дренажа, отсутствия механической суффозии грунта и минимальной кольматации трубофильтров.

Вода из напорного бака подавалась на контуры питания, постоянство уровней которых обеспечивается при помощи уста-

Таблица 1

Номер п/п	Основные характеристики трубофильтров					
	внешний диаметр D, см	внутренний диаметр d, см	длина l, см	крупность заполнителя мм	средний диаметр заполнителя D 50, мм	коэффициент фильтрации к _{тр} , см/с
1	5,2	2,0	50	2-3	2,5	1,56
2	6,8	3,5	50	2-3	2,5	1,43
3	7,9	5,0	50	2-3	2,5	1,211

новленных там водосливных воронок. Они могли перемещаться в вертикальном направлении для задания различных уровней H_1 и H_2 . Ординаты кривой депрессии определились для каждой вертикали по показаниям шести пьезометров (один донный и пять боковых). Определение величины участка нависания при помощи пьезометров в большинстве случаев оказалось невозможным из-за резкого изменения напоров фильтрационного потока в придренной области и недостаточного количества пьезометров. Поэтому измерение отметки уровня грунтовых вод над дренажной производилось при помощи установленной над ней перфорированной медной трубки диаметром 1,5 см и электросигнализатора. Трубку, закрытую с одной стороны пробкой с расширенным резиновым кольцом и обвернутую защитной сеткой для предотвращения заиливания, помещали над поверхностью дрены на слое песка минимальной толщиной 2 см. Устанавливать трубку непосредственно на поверхность дрены было нельзя, так как это вызывало сосредоточенную фильтрацию в дренаж вдоль стенок трубки и местное понижение уровня грунтовых вод, что значительно уменьшало (до 30 - 50%) величину участка нависания. При таком замере участка нависания не учитывалась сплошная зона капиллярного поднятия.

В состав электросигнализатора входила измерительная игла, подключенная к элементу питания и сигнальному прибору (электрорадиодинамометр). При касании измерительной иглой поверхности воды в перфорированной трубке происходило замыкание электрической цепи, при этом срабатывало сигнальное устройство.

Фильтрационный расход, поступающей в дренаж, а также расходы отдельно со стороны контуров питания измерялись объемным способом.

При установленном режиме фильтрации снимались показания пьезометров, измерялись расходы и уровни на контурах, величина участка нависания и температура воды. Для каждого

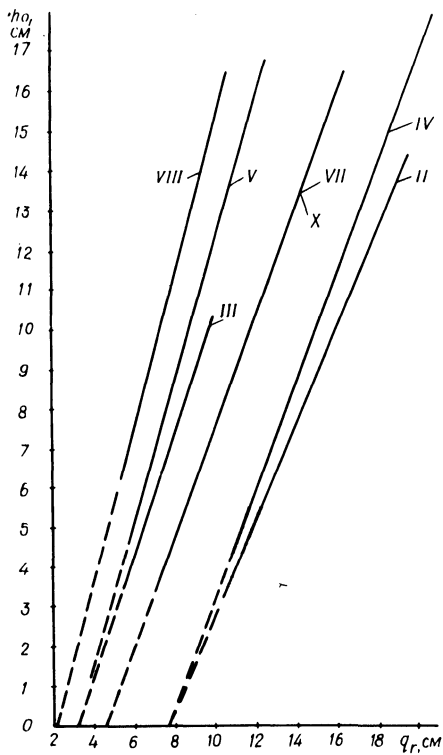


Рис.2. Графики зависимости $h_0 = f(q_r)$ (для трубофилтра №2).

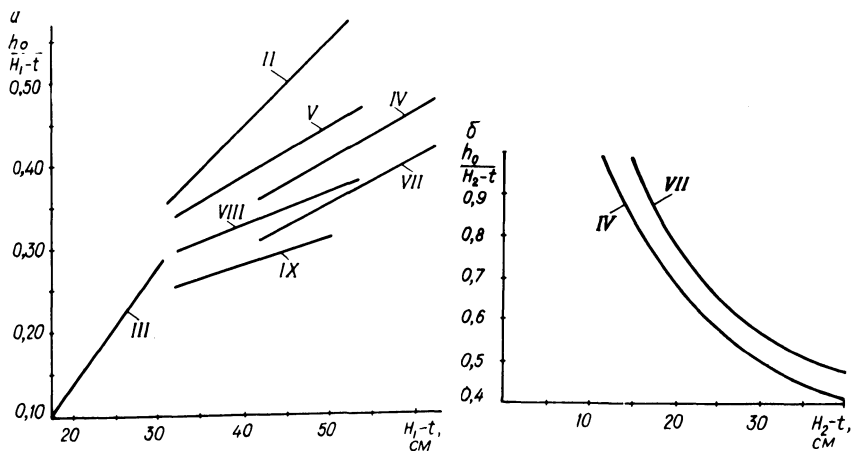


Рис.3. Зависимости $\frac{h_0}{H_1 - t} = f(H_1 - t)$ для трубофилтра №1 при $H_2 = \text{const}$ (а) и $\frac{h_0}{H_2 - t} = f(H_2 - t)$ для трубофилтра №1 при $H_1 = \text{const}$ (б). Римскими цифрами обозначено местоположение соответствующих дрен.

места установки дрены проводилась серия опытов при различных величинах напоров H_1 и H_2 , после чего дрена переставлялась на новое место.

Как показали опыты, в пределах одного местоположения дрены величина участка нависания аналогично [2, 3] полностью определяется величиной приведенного расхода. Всякое изменение при этом напоров H_1 и H_2 ведет к изменению фильтрационного расхода, величина которого и определяет участок нависания. В отличие от зависимостей, полученных в [2, 3], в опытах участок нависания появляется при наличии некоторого начального расхода, на что указывает пересечение оси абсцисс всеми прямыми (рис. 2). Каждая прямая характеризует зависимость $h_0 = f(q_r)$ для определенного места установки дрены. Таким образом, наличие ряда прямых показывает, что величина участка нависания зависит от местоположения дрены (т. е. от l_1, l_2 и t).

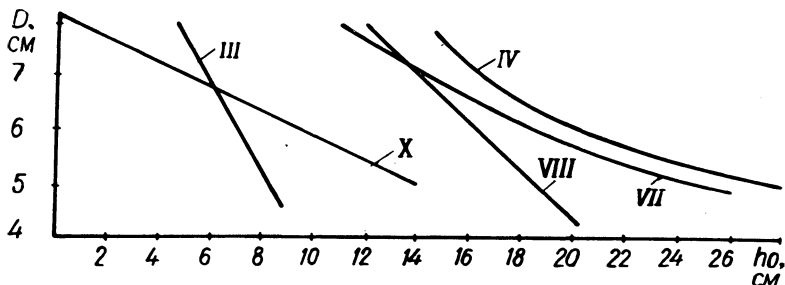


Рис. 4. Зависимости $h_0 = f(D)$ при $H_1 = \text{const}$ и $H_2 = \text{const}$.

Необходимость учета участка нависания при проектировании защитных дренажей видна из рис. 3, характеризующего величину участка нависания относительно заглубления дрены под уровни на контурах питания, которая достигает соответственно 95 и 55% их величины. Появление такого участка нависания ведет к значительному подъему кривой депрессии на защищаемой территории (со стороны H_2). В этом случае для поддержания уровня грунтовых вод на защищаемой территории на заданной глубине необходимо дополнительное заглубление дрены или увеличение ее диаметра, что уменьшает величину участка нависания (рис. 4). Следовательно, существует такой диаметр дрены, названный В.В. Ведерниковым [2] критическим, при котором нависания грунтового потока над дренаем не будет. Величина критического диаметра зависит от приведенного расхода дрены [2],

а также и от ее местоположения. Это подтверждается наличием ряда зависимостей $h_0 = f(D)$, а также их различным характером (в виде прямых и криволинейных зависимостей).

Р е з ю м е

При работе придамбовой несовершенной дрены возможно нависание над ней грунтового потока, что приводит к подтоплению защищаемой территории. Величина участка нависания зависит от приведенного расхода, диаметра дрены и ее местоположения. Ликвидация участка нависания связана либо с дополнительным заглублением дрены, либо с увеличением ее диаметра.

Л и т е р а т у р а

1. Аверьянов С.Ф. Горизонтальный дренаж при борьбе с засолением орошаемых земель. М., 1959. 2. Ведерников В.В. Теория фильтрации и ее применение в области ирригации и дренажа. М.-Л., 1939. 3. Полубаринова - Кочина П.Я. Теория движения грунтовых вод. М., 1952. 4. Хомовская Е.Д. Гидромеханическое решение задачи о притоке грунтовых вод к водосборной трубе при наличии весьма мощного водопроницаемого слоя. - "Труды ГГИ", 1937, вып. 6. 5. Михайлов Г.И. О суммарных сопротивлениях некоторых конструкций горизонтальных дрен. - "Экспресс-информация ЦБНТИ, сер. 2. Сушение и осушительные системы", 1972, вып. 3. 6. Дубовик Г.И. Разгрузочная приоткосная дрена как один из способов обеспечения устойчивости откосов осушительных каналов. - "Науч.-техн. инфор. Мелиорация и водное хозяйство", 1972, № 12. 7. Сборные дренажи из пористых бетонных блоков. Временные указания по проектированию и изготовлению. М.-Л., 1960. 8. Жуковский М.П. Дренажные пористые трубы в мелиоративном строительстве. - В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 5. Минск, 1975.

П.И. Закржевский (канд. техн. наук), Г.И. Афанасик (канд. техн. наук), О.Р. Армоник, Н.Г. Холодок, Н.К. Вахонин

РЕШЕНИЕ ЗАДАЧИ О РАСПРЕДЕЛЕНИИ НАПОРОВ ПО ДЛИНЕ ДРЕНЫ И В МЕЖДРЕННОМ ПРОСТРАНСТВЕ В УСЛОВИЯХ НЕУСТАНОВИВШЕЙСЯ ФИЛЬТРАЦИИ

При заборе воды из горизонтального дренажа насосной установкой необходимо решать двумерную задачу неустановившейся фильтрации с неопределенным в явном виде граничным условием на дрене. Задачи такого типа аналитическими методами обычно не разрешимы, поэтому их решения возможно получить на моделях или численными методами на ЭВМ.

Существующие методы фильтрационных расчетов осушительно-увлажнительных систем в своем подавляющем большинстве основаны на решении уравнения Буассинеса при граничных условиях первого рода, когда задается изменение напора в дрене, и третьего рода, когда приток воды в дренаж (канал) задается законом, аналогично закону Ньютона для теплообмена [1]

$$q(\tau) = \alpha(-h_d + h_\phi), \quad (1)$$

где α — коэффициент водообмена между дреной и окружающей средой; h_d — напор в дрене; h_ϕ — фиктивный напор под дреной.

Коэффициент водообмена α для дрены вычисляется по выражению

$$\alpha = \frac{\sum k_{\phi i} m_i}{\sum \Phi}, \quad (2)$$

где $k_{\phi i}$, m_i — коэффициент фильтрации и мощность i -го пласта; $\sum \Phi$ — дополнительное фильтрационное сопротивление, учитывающее несовершенство вскрытия пласта и конструкции дрены, вычисляемое по формулам [2,3,4].

Для условий работы дрены полным сечением (при откачке воды из дренажной системы грунтового водохранилища) невозможно задать функцию изменения напора или притока к дрене в зависимости от длины и времени. Поэтому граничное условие над дреной можно получить из дифференциального уравнения движения жидкости переменной массы [5] в виде

$$\frac{dh}{dy} = \frac{2\alpha_0}{g\omega^2} Q \frac{dQ}{dy} + \frac{Q^2}{K} \quad (3)$$

и уравнения приточности к дрене

$$T \frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=0} = \alpha \left[h(\tau, y) - h_d(\tau, y) \right]; \quad (4)$$

где Q - расход в дрене на расстоянии y от устья дрены; K - расходная характеристика трубопровода, вычисленная для условий равномерного движения; α_0 - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения скоростей по живому сечению трубопровода ω ; $T = \sum_1^l k_{\phi i} m_i$ - проводимость пласта; x, y - координаты системы с началом в устье дрены.

Из соотношения (4) можно найти напор для координаты $(0, y)$ в любой момент времени τ :

$$h(\tau, 0, y) = h_d(\tau, y) + \frac{T}{\alpha} \frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=0}. \quad (5)$$

Полагая $\frac{\partial Q}{\partial y} = T \frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=0}$, из соотношения (3) находим величину

$$h_d(\tau, y) = h_0(\tau) + \int_0^y \left[\frac{2\alpha_0}{g\omega^2} \left(Q_0 - \int_0^y T \frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=0} dy \right) x + T \frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=0} + \left(\frac{Q_0}{k} - \int_0^y \frac{T}{k} \frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=0} dy \right)^2 \right] dy, \quad (6)$$

где $Q_0, h_0(\tau)$ - расход и напор в устье дрены (начальные условия).

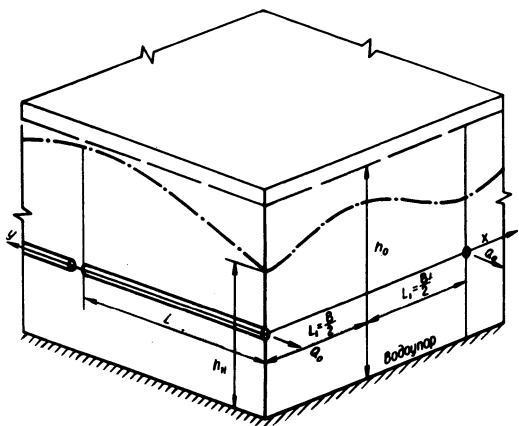


Рис.1. Расчетная схема.

Остальные граничные условия формулируются с учетом расположения дрен в системе, при этом вследствие переменности $h(\tau, 0, y)$ в общем виде придется решать двумерную зада-

чу. Для случая расположения дрен (рис.1) задача формулируется так:

$$\frac{\partial h}{\partial \tau} = \frac{T}{\delta} \left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right), \quad (7)$$

$$h(0, x, y) = h_0, \quad (8)$$

$$h(\tau, 0, y) = h_0 + \frac{T}{\alpha} \frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=0} + \int_0^y \left[\frac{2\alpha_0}{g\omega^2} (Q_0 - \int_0^y T \frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=0} dy) T \frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=0} + \left(\frac{Q_0}{k} - \int_0^y \frac{T}{k} \frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=0} dy \right)^2 \right] dy, \quad (9)$$

$$\frac{\partial h}{\partial y} \Big|_{y=0} = 0, \quad (10)$$

$$\frac{\partial h}{\partial y} \Big|_{y=L} = 0, \quad (11)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=L} = 0. \quad (12)$$

Для случая дренажа с выводом устья в дно канала, когда задан только напор над устьем дрена, задача, описываемая уравнением (7), решается со следующими граничными условиями:

$$h(\tau, x, 0) = h_0(\tau), \quad (13)$$

$$h(\tau, 0, y) = h_0(\tau) + \frac{T}{\alpha} \frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=0} + \int_0^y \left[\frac{2\alpha_0}{g\omega^2} \left(\int_0^L T \frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=0} dy \right) T \frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=0} + \left(\int_0^L \frac{T}{k} \frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=0} dy \right)^2 \right] dy, \quad (14)$$

$$\frac{\partial h}{\partial y} \Big|_{y=L} = 0, \quad (15)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=L_1} = 0. \quad (16)$$

Задачу (7)–(12) можно решить методом конечно-разностной аппроксимации, ибо сложный вид граничного условия (9) не позволяет использовать аналитические методы решения, хотя h_0 , T , α , α_0 , g , ω , k входят, как константы. В конечных разностях при явной схеме задача (7)–(12) приобретает вид

$$\frac{h_{e,k}^{p+1} - h_{e,k}^p}{\tau} = \frac{T}{\delta} \left(\frac{h_{e+1,k}^p - 2h_{e,k}^p + h_{e-1,k}^p}{h_x^2} + \frac{h_{e,k+1}^p - 2h_{e,k}^p + h_{e,k-1}^p}{h_y^2} \right), \quad (7')$$

$$e = \overline{2, N}, \quad k = \overline{2, M}, \quad h_{e,k}^1 = h_0, \quad e = \overline{1, N+1}, \\ k = \overline{1, M+1}, \quad (8')$$

$$h_{1,k}^{p+1} = h_0 + \frac{T}{\alpha} \left(\frac{h_{2,k}^{p+1} - h_{1,k}^{p+1}}{h_x} \right) + \\ + h_y \sum_{j=1}^k \left\{ \frac{2\alpha_0}{g\omega^2} \left[Q_0 - h_y \sum_{i=1}^j T \left(\frac{h_{2,i}^p - h_{1,i}^p}{h_x} \right) \times \right. \right. \\ \left. \left. \times T \left(\frac{h_{2,j}^p - h_{1,j}^p}{h_x} \right) + \left[\frac{Q_0}{k} - \sum_{i=1}^j \frac{T}{k} \left(\frac{h_{2,i}^p - h_{1,i}^p}{h_x} \right) \right]^2 \right] \right\}, \quad (9')$$

$$k = \overline{1, M+1},$$

$$h_{e,2}^{p+1} - h_{e,1}^{p+1} = 0,$$

$$h_{e,M+1}^{p+1} - h_{e,M}^{p+1} = 0, \quad e = \overline{1, N+1},$$

$$h_{N+1,k}^{p+1} - h_{N,k}^{p+1} = 0, \quad (12') \quad k = \overline{1, M+1}, \quad p = 1, 2, 3.$$

где τ - шаг по времени; h_x, h_y - шаги по осям x, y . При этом $h_x = \frac{L}{N}$, $h_y = \frac{L}{M}$

Формулы (7') - (12') дают возможность рассчитывать значения (τ, x, y) в узлах сетки последовательно слой за слоем, при выполнении условия $\tau < \frac{1}{2} \frac{\delta}{T} \left(\frac{1}{\frac{1}{2} h_x^2} + \frac{1}{\frac{1}{2} h_y^2} \right)$, обеспечива-

ющего устойчивость схемы, точность аппроксимации $O(\tau + h_x^2 + h_y^2)$ [6].

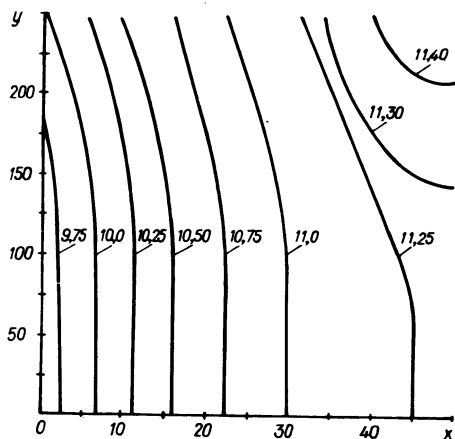


Рис.2. Гидроэогибсы после 16 ч работы насоса.

В соответствии с изложенным выполнен расчет напоров в грунте по длине дрены и междренном пространстве дрены ($\phi = 0,2$ м, $L = 250$ м), уложенной на глубину 3,0 м в однородном мелкозернистом песке мощностью 12 м с коэффициентом фильтрации 10 м/сут, водоотдачей $\delta = 0,1$. Вода откачивается насосной установкой с постоянным дебитом 10 л/с. Уровень в начальный момент горизонтален $H = 12$ м, начальный напор, определяемый высотой всасывания насоса, $H = 3,0$ м.

Расчет выполнен на ЭВМ ЕС-1020. Результаты расчета приведены на рис.2 для половины площади междренного пространства. Как видно, переменность давления по длине дрены, присущая гидравлике трубопроводов с переменной массой, формирует плановую неравномерность распределения напоров на осушаемой площади. В общем случае полученный результат соответствует общефизическим представлениям о таком процессе.

Таким образом, полученное решение позволяет выполнить расчеты дренажа либо с заданным расходом и напором, либо с заданным напором на устье и неопределенными в явном виде граничными условиями по длине дрены.

Р е з ю м е

Приводится решение задачи в численном виде о распределении напоров по длине дрены и в междренном пространстве в условиях неустановившейся фильтрации.

Л и т е р а т у р а

1. Васильев С.В. и др. Методы фильтрационных расчетов гидромелиоративных систем. М., 1970. 2. Мурашко А.И. Горизонтальный пластмассовый дренаж. Минск, 1973. 3. Олейник Н.Я., Насиковский В.П. Методы расчета мелиоративного дренажа в неоднородно-слоистых грунтах. (пособие для расчетов), Киев, 1970. 4. Эфендиев Н.Т. Конструктивные особенности горизонтального трубчатого дренажа. Автореф. канд. дис. М., 1963. 5. Петров Г.А. Гидравлика переменной массы. Харьков, 1964. 6. Самарский А.А. Введение в теорию разностных схем. М., 1971.

УДК 628 . 367

И.В. Минаев (канд. техн. наук)

АППРОКСИМАЦИЯ ФУНКЦИИ ЦЕЛИ ПРИ РАСЧЕТЕ ОПТИМАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ДРЕНАЖЕЙ

При расчете оптимальных параметров дренажа (горизонтального или вертикального) необходимо составить функцию цели $\bar{P}_3 = f(x_1, x_2, \dots)$, выражающую величину приведенных затрат в зависимости от переменных x_1, x_2, \dots , в качестве которых обычно выступают линейные размеры: расстояние между дренами или скважинами, глубина заложения дрен или скважин и т.д. Как уже отмечалось в работе [1], среди многих параметров, влияющих на приведенные затраты, выделяются один или два, имеющие наибольшее значение для снижения этих затрат. Большинство задач, рассмотренных к настоящему времени, по рас-

чету оптимальных параметров дренажей касаются одной переменной [2,3], обычно наиболее важной.

При решении задач по определению одного оптимального параметра математическим методом используется дифференцирование функции цели. Взятие производной по одной перемешанной с приравниванием ее нулю возможно, однако, для весьма малого числа практически важных случаев. Дело в том, что при расчете дренажей для различных гидрогеологических условий (расчетных схем) необходимо использовать довольно сложные для дифференцирования формулы, которые дают производную функцию более сложную, чем первообразная. Некоторые расчетные формулы [4 - 6] включают графики и таблицы; в этом случае дифференцирование как метод или исключается или требует аппроксимации (замены) табличных и графических данных эмпирическими формулами. С математической точки зрения это означает, что в функции цели, представляющей собой сумму функций (и их произведений), необходимо некоторые из них заменить другими, более простыми, дающими те же значения на ограниченном отрезке изменения переменной. Такой прием, когда часть слагаемых функций (или все они) заменяются аппроксимирующими, вполне приемлем. Он позволяет затем достаточно эффективно использовать расчеты на ЭЦВМ по очень простым программам. Необходимо только указать способ вычисления коэффициентов аппроксимирующих функций [7].

В некоторых случаях аппроксимация функций-слагаемых в функции цели приводит к простым, но чрезвычайно громоздким выражениям. В связи с этим возникает задача аппроксимации не отдельных слагаемых, а самой функции цели каким-либо подходящим математическим выражением.

Параметры сооружений (в том числе дренажей различного назначения) могут быть только положительными величинами и, кроме того, могут принимать значения не на всей числовой оси от 0 до $+\infty$, а в весьма ограниченных пределах, так как глубины дренажей и расстояния колеблются в относительно узких пределах. В связи с этим при аппроксимации функции цели весьма удобно изменение переменной отнести к отрезку оси абсцисс $[0,1; 0,9]$ с шагом h , т.е. вычислять равноотстоящие ординаты. Это приведение реальных пределов изменения переменной к отрезку $[0,1; 0,9]$ производится по весьма простым переходным формулам [1,8].

Геометрические изображения функции цели от одной переменной обычно включают одну точку минимума (изменяя пределы

реальных переменных, всегда можно выделить участок кривой, содержащей только одну экстремальную точку). Такие кривые можно аппроксимировать различными функциями. В табл.1 приводится набор функций, с помощью которых можно аппроксимировать практически любую функцию цели с одной экстремальной точкой. Задача заключается в том, чтобы вычислить коэффициенты этих функций для условий конкретной задачи. В первых двух строках табл.1 записаны многочлены, в последних четырех – сложные показательные функции. Аппроксимация много-

Таблица 1. Аппроксимирующие функции

Номер п/п	Функции	Ограничения
I	$y_n = a_n x^n + a_{n-1} x^{n-1} + \dots + a_1 x + a_0$	$n \leq 7$
II	$y_n = A_{-1}(a_{-1} - x)^{n_1} + A_0 + A_{+1}(a_{+1} + x)^{n_2}$	$n_1 \neq n_2$
III	$y_n = \sum_1^{n_1} \frac{A_{-n_1}}{x^{n_1}} + A_0 + \sum_1^{n_2} A_{n_2} x^{n_2}$	$ n_1 \geq n_2 $
IV	$y_n = \frac{A_{-n}}{(a_{-1} + x)^{n_1}} + A_0 + A_{+1}(a_{+1} + x)^{n_2}$	$ n_1 \geq n_2 $
V	$y_n = \sum_1^{n_1} \frac{A_{-(n-1)}}{x^{n_1}} + \frac{A_{-1}}{(a_{-1} + x)} + A_0 + A_{+1}(a_{+1} + x) + \sum_1^{n_2} A_{+(n-1)} x^{n_2}$	$ n_1 \geq n_2 $
VI	$y_n = \sum_1^{n_1} \frac{A_{-n_1}}{x^{n_1}} + A_0 + \frac{A_{+1}}{(a_{+1} - x)^{n_2}}$	$n_1 \leq n_2$
VII	$y_n = \frac{A_{-1}(1-x)}{a_{-1} + x} + A_0 + \sum_1^{n_2} A_{+n_2} x^{n_2}$	$ n_1 \neq n_2 $
VIII	$y_n = ax^b e^{cx^n}$	$a > 0; b < 0;$ $c > 0; b < n$
IX	$y_n = \frac{A_{-1} e^{cx}}{(a_{-1} + x)^{n_1}} + A_0 + A_{+1}(a_{+1} + x)^{n_2}$	$ n_1 \geq n_2 $
X	$y = ae^{bx} + ce^{dx^n}$	$a > 0; c > 0;$ $b < 0; d < 0$ $n < b.$
XI	$y = A_{-1} x^{-1} e^{cx} + A_0 + \sum_1^n A_{+n} x^n$	$c > 0$

членами наиболее проста, однако при высоких степенях многочлена возникает задача нахождения единственного корня, которая сопровождается длительными вычислениями по проверке всех корней для выбора подходящего. По этой причине аппроксимацию многочленами не следует производить при показателе степени $n > 7$.

При аппроксимации существенное значение имеет выбор количества узлов интерполяции [9]. Можно ограничиться в любом случае девятью узлами интерполяции: $x_2 - x_1 = x_3 - x_2 = \dots = x_9 - x_8 = h$, где $h = 0,1$ - шаг интерполяции на отрезке $[0,1; 0,9]$. Возможно использование и меньшего количества ординат, однако выбор количества ординат связан с точностью аппроксимации. Возможное количество ординат, используемых для аппроксимации, приводится в табл. 2.

Для аппроксимации функциями из табл. 1 можно применять разработанный нами метод на основе конечных разностей [8,9]; конечные разности на восьми и девяти ординатах приведены в табл. 3.

Применение метода покажем вначале на примере вычисления частного вида функции $1Y$ (табл.1). Предположим, что в результате подсчетов по функции цели $\bar{P}_9 = f(x)$ получены девять равноотстоящих значений ординат; абсциссы приведены к отрезку $[0,1; 0,9]$ (табл.4). Необходимо подобрать аппроксимирующую функцию, вычислить ее коэффициенты и найти точку минимума.

Таблица 2. Возможный выбор числа ординат для аппроксимации функции цели

Кол-во ординат	Узлы интерполяции на числовой оси									Примечания
Девять	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	Шаг h
Восемь	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8		Для вспомога- тельных рас- четов
Пять	0,1		0,3		0,5		0,7		0,9	Шаг 2h
Четыре	0,1		0,3		0,5		0,7			Для вспомога- тельных рас- четов
Семь		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8		Для вспомога- тельных рас- четов
Три	0,1				0,5				0,9	Шаг 4h Для вспомога- тельных рас- четов

Таблица 3. Конечные разности на девяти и восьми ординатах

Степень многочлена	Конечная разность	Многочлен
0	$(y_2 - y_1) + (y_3 - y_2) + (y_4 - y_3) + \dots + (y_9 - y_8) = 0$	$y_0 = a_0$
"	$(y_2 - y_1) + (y_3 - y_2) + (y_4 - y_3) + \dots + (y_8 - y_7) = 0$	"
1	$7y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - y_5 - y_6 - y_7 - 29y_8 + 28y_9 = 0$	$y_1 = a_0 + a_1x$
"	$6y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - y_5 - y_6 - 22y_7 + 21y_8 = 0$	"
2	$6y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - y_5 - y_6 - 113y_7 + 203y_8 - 91y_9 = 0$	$y_2 = a_0 + a_1x + a_2x^2$
"	$5y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - y_5 - 71y_6 + 125y_7 - 55y_8 = 0$	"
3	$5y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - y_5 - 211y_6 + 545y_7 - 475y_8 + 140y_9 = 0$	$y_3 = a_0 + \dots + a_3x^3$
"	$4y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - 106y_5 + 265y_6 - 225y_7 + 65y_8 = 0$	"
4	$4y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - 225y_5 + 741y_6 - 939y_7 + 541y_8 - 119y_9 = 0$	$y_4 = a_0 + \dots + a_4x^4$
"	$3y_1 - y_2 - y_3 - 85y_4 + 265y_5 - 323y_6 + 181y_7 - 39y_8 = 0$	"
5	$3y_1 - y_2 - y_3 - 141y_4 + 545y_5 - 883y_6 + 741y_7 - 319y_8 + 56y_9 = 0$	$y_5 = a_0 + \dots + a_5x^5$
"	$2y_1 - y_2 - 36y_3 + 125y_4 - 190y_5 + 153y_6 - 64y_7 + 11y_8 = 0$	"
6	$2y_1 - y_2 - 49y_3 + 203y_4 - 385y_5 + 413y_6 - 259y_7 + 89y_8 - 13y_9 = 0$	$y_6 = a_0 + \dots + a_6x^6$
"	$y_1 - 7y_2 + 21y_3 - 35y_4 + 35y_5 - 21y_6 + 7y_7 - y_8 = 0$	"
7	$y_1 - 8y_2 + 28y_3 - 56y_4 + 70y_5 - 56y_6 + 28y_7 - 8y_8 + y_9 = 0$	$y_7 = a_0 + \dots + a_7x^7$

Таблица 4. Значения ординат функции цели

x_i	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
y_{oi}	10,4	9,1	8,6	8,643	9,1	9,9	11,0	12,373	14
Номер узла интерполяции	1	2	3	4	5	6	7	8	9

Предположим в функции 1У (табл. 1), что показатель степени $n_2 = 2$. Тогда функция 1У запишется в виде

$$y = \frac{A_{-1}}{(x + a_{-1})^{n_1}} + A_0 + A_{+1}(x + a_{+1})^2. \quad (1)$$

Для вычисления коэффициентов функции (1) используем несимметричные конечные разности [9] на девяти и восьми ординатах (табл.3). Предположим вначале, что $n_1 = 1$ и представим функцию (1) в виде

$$y_0 - \frac{A_{-1}}{(x+a_{-1})} = A_0 + A_{+1}(x+a_{+1})^2. \quad (2)$$

Разность ординат $y_{2i} = y_{0i} - \frac{A_{-1}}{(x+a_{-1})}$ позволяет записать многочлен второй степени

$$y_2 = A_0 + A_{+1}(x+a_{+1})^2. \quad (2')$$

Для многочлена второй степени справедливы несимметричные конечные разности (НКР) на девяти и восьми ординатах

$$6y_{21} - y_{22} - y_{23} - y_{24} - y_{25} - y_{26} - 113y_{27} + 203y_{28} - 91y_{29} = 0, \quad (3)$$

$$5y_{21} - y_{22} - y_{23} - y_{24} - y_{25} - 71y_{26} + 125y_{27} - 55y_{28} = 0. \quad (4)$$

Вместо ординат y_{2i} в НКР (3) подставим разность ординат

$$6\left(y_{01} - \frac{A_{-1}}{x_1+a_{-1}}\right) - \left(y_{02} - \frac{A_{-1}}{x_2+a_{-1}}\right) - \dots - 113\left(y_{07} - \frac{A_{-1}}{x_7+a_{-1}}\right) + 203\left(y_{08} - \frac{A_{-1}}{x_8+a_{-1}}\right) - 91\left(y_{09} - \frac{A_{-1}}{x_9+a_{-1}}\right) = 0. \quad (5)$$

Из выражения (5) получаем формулу для вычисления коэффициента A_{-1} :

$$A_{-1} = \frac{6y_{01} - y_{02} - \dots - 113y_{07} + 203y_{08} - 91y_{09}}{6 \frac{1}{x_1+a_{-1}} - \frac{1}{x_2+a_{-1}} - \dots - 113 \frac{1}{x_7+a_{-1}} + 203 \frac{1}{x_8+a_{-1}} - 91 \frac{1}{x_9+a_{-1}}} \quad (6)$$

Однако в формуле (6) неизвестен дополнительный коэффициент a_{-1} . Для вычисления этого коэффициента применим следующий прием, возможный только при использовании несимметричных конечных разностей. Запишем выражение, аналогичное (5), и выразим относительно коэффициента A_{-1} для НКР на восьми ординатах:

$$A_{-1}^* = \frac{5y_{01} - y_{02} - \dots - 71y_{06} + 125y_{07} - 55y_{08}}{5 \frac{1}{x_1 + a_{-1}} - \frac{1}{x_2 + a_{-1}} - \dots - 71 \frac{1}{x_6 + a_{-1}} + 125 \frac{1}{x_7 + a_{-1}} - 55 \frac{1}{x_8 + a_{-1}}} \quad (7).$$

Если бы ординаты y_{0i} были вычислены по формуле (1) с числовыми коэффициентами, то коэффициенты в выражениях (6) и (7) были бы равны: $A_{-1}^* = A_{-1}^*$. Предположим, что формула (2) является аппроксимирующей с достаточно высокой степенью для ординат y_{0i} (табл. 4). Тогда можно приравнять правые части выражений (6) и (7) на основании равенства коэффициентов A_{-1}^* и A_{-1}^* . Приравняв правые части, получим выражения:

$$\beta_{9-8}^{(3)} = \frac{6y_{01} - y_{02} - y_{03} - y_{04} - y_{05} - y_{06} - 113y_{07} + 203y_{08} - 91y_{09}}{5y_{01} - y_{02} - y_{03} - y_{04} - y_{05} - 71y_{06} + 125y_{07} - 55y_{08}} \quad (8)$$

$$\gamma_{9-8}^{(3)} = \frac{6 \frac{1}{(x_1 + a_{-1})^1} - \frac{1}{(x_2 + a_{-1})^1} - \dots - 113 \frac{1}{(x_7 + a_{-1})^1} +}{5 \frac{1}{(x_1 + a_{-1})^1} - \frac{1}{(x_2 + a_{-1})^1} - \dots - 71 \frac{1}{(x_6 + a_{-1})^1} +} +$$

$$+ 203 \frac{1}{(x_8 + a_{-1})^1} - 91 \frac{1}{(x_9 + a_{-1})^1} \quad (9)$$

$$+ 125 \frac{1}{(x_7 + a_{-1})^1} - 55 \frac{1}{(x_8 + a_{-1})^1}$$

Показатели аппроксимации $\beta_{9-8}^{(3)}$ и $\gamma_{9-8}^{(3)}$ равны только в том случае, если $A_{-1}^* = A_{-1}^*$, т.е. для самой функции (по которой вычислены ординаты y_{0i}) или при высокой степени аппроксимации ординат, вычисленных по другой функции.

Вычисление значения $\beta_{9-8}^{(3)}$ по (8) однозначно, поскольку ординаты y_{0i} заданы; показатель $\gamma_{9-8}^{(3)}$ зависит от значений коэффициента a_{-1} . Поскольку предполагается равенство $\beta_{9-8}^{(3)} = \gamma_{9-8}^{(3)}$, то (при $n_1 = 1$) можно получить многочлен относительно a_{-1} восьмой степени. Вычисление восьми корней и от-

деление нужного в расчете настолько усложняет расчеты, что делает более удобным графическое построение. Задаваясь значениями a_{-1} (при различных значениях n_1), можно построить график зависимости $\gamma_{9-8}^{(3)} = f(a_{-1})$, а затем, полагая $\beta_{9-8}^{(3)} = \gamma_{9-8}^{(3)}$, по графику вычислить значение a_{-1} (рис. 1).

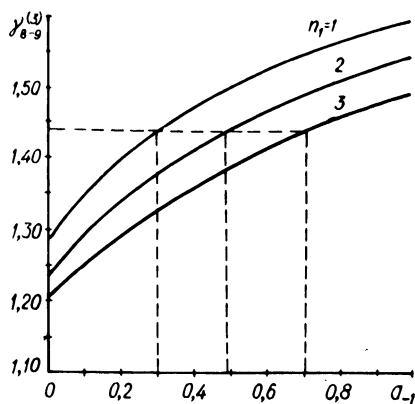


Рис.1. Зависимости $\gamma_{9-8}^{(3)} = f(a_{-1}, n_1)$.

Если изменять степень n_2 , то необходимо изменять и НКР в соответствии со степенью n_2 . Таким образом, степень мы заранее принимаем, а степень n_1 может быть найдена в результате вычислений и графического построения.

На рис. 1 приведены графики для функции $\gamma_{9-8}^{(3)} = f_1(a_{-1}, |n_1|)$, где n_1 было принято равным 1, 2, 3. Очевидно, что выражение (8) справедливо для всех значений n_1 , поскольку конечная разность многочлена (2) не изменялась. График для определения коэффициента a_{-1} (рис.1) был построен по значениям, вычисленным по формуле (9).

По формуле (8) для значений ординат из табл.4 получено $\beta_{9-8}^{(3)} = 1,435$. Проводя линию, параллельную оси абсцисс, на графике (рис.1) для $\beta_{9-8}^{(3)} = \gamma_{9-8}^{(3)} = 1,435$ получаем следующие значения для дополнительного коэффициента a_{-1} : при $n_1 = 1$,

$a_{-1} = 0,3$; при $n_1 = 2$, $a_{-1} = 0,49$; при $n_1 = 3$, $a_{-1} = 0,7$.

Подставив в формулу (6) значение коэффициента a_{-1} (для $n_1 = 1$), вычисляем коэффициент: $A_{-1} = 3,6$. Если в формуле (6) изменить показатель степени в соответствии с уравнением (1) и положить равным $n_1 = 2$, а затем $n_1 = 3$, то получим следующие значения коэффициента: $A_{-1} = 2,124$, $A_{-1} = 2,716$.

Вычислим остальные коэффициенты функции (1). Теперь, когда известны коэффициенты A_{-1} и a_{-1} , можно найти разность ординат

$$y_{2i} = y_{0i} - \frac{A_{-1}}{(x + a_{-1})^{n_1}}, \quad (10)$$

где $n_1 = 1, 2, 3$.

Далее представим многочлен (2') в виде

$$y_{3i} = y_{2i} - A_{+1} (x_i + a_{+1})^2 = A_0. \quad (11)$$

Справа стоит постоянный коэффициент и для него справедлива конечная разность первого порядка (табл. 3):

$$(y_{32} - y_{31}) + (y_{33} - y_{32}) + (y_{34} - y_{33}) + \dots + (y_{39} - y_{38}) = 0. \quad (12)$$

Подставим вместо y_{3i} в (12) разность ординат из (11) и найдем выражение для коэффициента A_{+1} :

$$A_{+1} = \frac{(y_{22} - y_{21}) + (y_{23} - y_{22}) + (y_{24} - y_{23}) + \dots}{\left[(x_2 + a_{+1})^2 - (x_1 + a_{+1})^2 \right] + \left[(x_3 + a_{+1})^2 - (x_2 + a_{+1})^2 \right] + \dots} + \frac{(y_{29} - y_{28})}{\left[(x_9 + a_{+1})^2 - (x_8 + a_{+1})^2 \right]}. \quad (13)$$

Аналогичное выражение можно записать для коэффициента на восьми ординатах

$$A_{+1}^* = \frac{(y_{22} - y_{21}) + (y_{23} - y_{22}) + \dots}{\left[(x_2 + a_{+1})^2 - (x_1 + a_{+1})^2 \right] + \left[(x_3 + a_{+1})^2 - (x_2 + a_{+1})^2 \right] + \dots} +$$

$$+ \frac{(y_{28} - y_{27})}{\left[(x_8 + a_{+1})^2 - (x_7 + a_{+1})^2 \right]} \cdot \quad (14)$$

Приравняем коэффициенты A_{+1} и A_{+1}^* и запишем отношения

$$\beta_{9-8}^{(1)} = \frac{(y_{22} - y_{21}) + (y_{23} - y_{22}) + \dots + (y_{29} - y_{28})}{(y_{22} - y_{21}) + (y_{23} - y_{22}) + \dots + (y_{28} - y_{27})}, \quad (15)$$

$$\begin{aligned} \delta_{9-8}^{(1)} &= \frac{\left[(x_2 + a_{+1})^2 - (x_1 + a_{+1})^2 \right] + \left[(x_3 + a_{+1})^2 - (x_2 + a_{+1})^2 \right] + \dots}{\left[(x_2 + a_{+1})^2 - (x_1 + a_{+1})^2 \right] + \left[(x_3 + a_{+1})^2 - (x_2 + a_{+1})^2 \right] + \dots} + \\ &+ \frac{\left[(x_9 + a_{+1})^2 - (x_8 + a_{+1})^2 \right]}{\left[(x_8 + a_{+1})^2 - (x_7 + a_{+1})^2 \right]} = \frac{(x_9^2 - x_1^2) + 2a_{+1}(x_9 - x_1)}{(x_8^2 - x_1^2) + 2a_{+1}(x_8 - x_1)} = \beta_{9-8}^{(1)} \end{aligned}$$

Поскольку величину $\beta_{9-8}^{(1)}$ можно вычислить, то, преобразуя выражение (16), находим значение коэффициента a_{+1} :

$$a_{+1} = \frac{\beta_{9-8}^{(1)}(x_8^2 - x_1^2) - (x_9^2 - x_1^2)}{2 \left[(x_9 - x_1) - \beta_{9-8}^{(1)}(x_8 - x_1) \right]} \quad (17)$$

или, подставляя значения абсцисс, получаем

$$a_{+1} = \frac{0,63 \beta_{9-8}^{(1)} - 0,80}{1,6 - 1,4 \beta_{9-8}^{(1)}} \quad (18)$$

В табл. 5 приведены значения разности ординат при $n_1 = 1, 2, 3$ (три верхние строки). Подставляя все значения y_{2i} (при $n_1 = 1, 2, 3$) в формулы (15) и (18), получаем три значения коэффициента a_{+1} : при $n_1 = 1$; $a_{+1} = 0,1$; при $n_1 = 2$; $a_{+1} = 0,016$; при $n_1 = 3$; $a_{+1} = -0,0122$.

Коэффициент A_{+1} вычисляется по формуле (13) для всех значений n_1 : при $n_1 = 1$ $A_{+1} = 10$; при $n_1 = 2$ $A_{+1} = 10,418$; при $n_1 = 3$ $A_{+1} = 10,56$.

Таблица 5. Значения ординат функций (20), (21), (22)

x	0	0,1	0,2	0,3	0,4
$y_{21}(n_1=1)$	-	1,4	1,9	2,6	3,5
$y_{21}(n_1=2)$	-	4,301	4,641	5,198	5,963
$y_{21}(n_1=3)$	-	6,260	6,060	6,272	6,803
$y_{01}(20)$	13,10	10,4	9,1	8,6	8,643
$y_{02}(21)$	13,005	10,398	9,104	8,601	8,642
$y_{03}(22)$	12,710	10,399	9,111	8,603	8,641

Значения коэффициента A_0 находятся по сумме ординат

$$y_{3i} = y_{0i} - \frac{A_0 - 1}{(x_i + a_{-1})} - A_{+1}(x_i + a_{+1})^2, \quad (19)$$

$$A_0 = \frac{\sum_{i=1}^9 y_{3i}}{9} .$$

Для различных значений n_1 получены следующие средние значения коэффициента A_0 : при $n_1 = 1$ $A_0 = 1$; при $n_1 = 2$ $A_0 = 4,159$; при $n_1 = 3$ $A_0 = 5,013$.

Таким образом, для аппроксимации данных табл.4 получены три функции:

$$y_{01} = \frac{3,6}{(x + 0,3)} + 1 + 10 (x + 0,1)^2, \quad (20)$$

$$y_{02} = \frac{2,123}{(x + 0,49)^2} + 4,159 + 10,418 (x + 0,016)^2, \quad (21)$$

$$y_{03} = \frac{2,716}{(x + 0,7)^3} + 5,013 + 10,560 (x - 0,0122)^2. \quad (22)$$

Значения ординат, подсчитанные по аппроксимирующим функциям, приведены в табл. 5 (три последние строки). В табл. 5 также даны значения аппроксимирующих функций при $x = 0$ и $x = 1,5$ (первая и последние графы). Как видно, все функции позволяют говорить о высокой степени аппроксимации на выбранном отрезке изменения переменной $[0,1; 0,9]$ и только за пределами этого отрезка появляется различие в значениях ординат.

Для отыскания точки минимума следует предпочесть функцию (20) (при $n_1 = 1$), как наиболее простую из трех.

0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,5
4,6	5,9	7,4	9,1	11	-
6,934	8,113	9,50	11,097	12,901	-
7,610	8,689	9,966	11,492	13,240	-
9,1	9,9	11,0	12,373	14,0	28,60
9,089	9,899	11,000	12,372	13,999	28,639
9,087	9,897	11,002	12,371	13,998	29,192

Возьмем производную по x от функции (1) (при $n_1 = 1$) и приравняем ее нулю

$$2A_{+1}(x + a_{+1}) = \frac{A_{-1}}{(x + a_{-1})^2} \cdot \quad (23)$$

Из выражения (23) надо найти значение x_{\min} . В результате алгебраических преобразований получаем следующее кубическое уравнение

$$x^3 + x^2(2a_{-1} + a_{+1}) + xa_{-1}(a_{-1} + 2a_{+1}) + (a_{-1}^2 a_{+1} - \frac{A_{-1}}{2A_{+1}}) = 0. \quad (24)$$

Поскольку в уравнении (24) все коэффициенты известны, то можно найти все три корня этого уравнения. Наиболее просто это выполнить с помощью графического построения. Можно, однако, воспользоваться методом подбора. Для этого представим (23) в виде

$$x_{\min} = \sqrt{\frac{A_{-1}}{2A_{+1}(x + a_{+1})}} - a_{-1} \cdot \quad (25)$$

Задавая произвольным значением x , вычисляем x_{\min} ; затем берем это значение в качестве x , снова вычисляем правую часть (25) и т.д. до тех пор, пока не получится равенство $x_{\min} = x$. В результате такого приближенного подсчета для функции (21) получено $x_{\min} = 0,317$.

Разумеется, при вычисленных девяти ординатах только уточняется нахождение точки минимума. Однако можно воспользоваться и меньшим числом ординат, например пятью, вычислен-

ными по функции цели, тогда это уточнение будет более существенным результатом расчета.

Метод вычисления одного оптимального параметра заключается в следующем. Для некоторой расчетной схемы дренажа формируется функция цели. Пользуясь конкретными (типичными) для этой схемы условиями, вычисляют несколько ординат по функции цели. Для них подбирается аппроксимирующая функция. Тогда можно сказать, что полученная аппроксимирующая функция соответствует функции цели (для ограниченного предела изменения параметра). Если изменять некоторые постоянные величины в функции цели (коэффициент фильтрации, глубину до водоупора и т.д.), которые не влияют на ее производную, можно сказать, что аппроксимирующая функция (записанная с буквенными коэффициентами) соответствует функции цели. Поэтому при расчете другого объекта, отличающегося только значениями постоянных величин (коэффициентом фильтрации, глубиной до водоупора и т.д.), можно считать верной найденную аппроксимирующую функцию, записанную с буквенными коэффициентами.

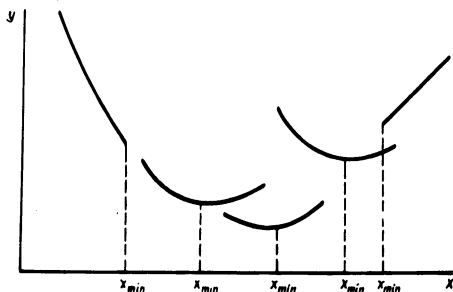


Рис.2. Смещение точки оптимума функции цели в зависимости от выбора отрезка изменения переменной.

Для нового объекта, следовательно, остается справедливой и прежняя функция цели (но с иными коэффициентами).

Вычисляя несколько ординат по функции цели (например, пять), можно вычислить все коэффициенты аппроксимирующей функции и, используя ее, найти точку минимума или оптимальный параметр. Изменение постоянных параметров в функции цели приводит к перемещению кривой (рис.2), но не изменяет ее производную, поэтому аппроксимирующая функция остается справедливой для достаточно широкого диапазона изменения этих параметров. Коэффициенты же аппроксимирующей функции надо вычислять в каждой задаче.

При аппроксимации функций существенную роль играет точность вычислений, поэтому рекомендуется пользоваться клавишными электрическими машинами.

Оценка же точности аппроксимации производится вычислением корреляционного отношения. В данной работе корреляционное отношение не вычисляется, поскольку округление значений u_{02} и u_{03} приводит к точным значениям u_{01} , т.е. к значениям функции цели.

Р е з ю м е

Предложенный способ аппроксимации позволяет вычислять оптимальный параметр (основной) мелиоративной системы (осушительной или осушительно-увлажнительной).

Л и т е р а т у р а

1. Минаев И.В. Техничко-экономический расчет параметров вертикального дренажа методом аппроксимации. - В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 2, Минск, 1972. 2. Канцибер Ю.А., Климов А.И., Морозова Г.М. Определение междренних расстояний при проектировании осушительных систем с использованием экономических показателей оптимальности. - В сб.: Осушение и использование мелиорируемых земель Калининской области. М., 1974. 3. Барон В.А., Якубов Х. Техничко-экономический расчет оптимальных глубин и диаметров скважин вертикального дренажа. - В сб.: Вопросы гидротехники, Вып. 17. Ташкент, 1964. 4. Аверьянов С.Ф. Расчет понижения и подъема грунтовых вод при осушении системой каналов (дрен). - "Гидротехника и мелиорация", 1957, № 12. 5. Олейник А.Я., Насиковский В.П. Расчет несовершенного дренажа в однородном грунте при неустановившемся режиме фильтрации. - В сб.: Мелиорация и водное хозяйство. Вып. 10. Киев, 1969. 6. Васильев С.В. и др. Методы фильтрационных расчетов гидромелиоративных систем. М., 1970. 7. Крылов В.И., Бобков В.В., Монастырский П.И. Вычислительные методы высшей математики. Т. 1. Минск, 1972. 8. Минаев И.В. Использование несимметричных конечных разностей для расчета оптимальных параметров дренажа. - В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 5. Минск, 1975. 9. Минаев И.В. Формулы для вычисления коэффициентов некоторых функций, применяемых в мелиорации. - В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 6. Минск, 1976.

В.А. Злотник, М.Г. Мурашко (канд.техн.наук),
В.С. Усенко (докт.техн.наук)

ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ВОДОЕМОВ НА НЕУСТАНОВИВШИЙСЯ РЕЖИМ ГРУНТОВЫХ ВОД

Нелинейное уравнение Буссинеска описывает нестационарные процессы геофильтрации в сложных гидрогеологических условиях. Именно поэтому столь широко осуществляется разработка аналитических [1, 2], аналоговых [3] и численных методов [4 - 6, 13 - 15] его решения.

Совершенствование ЭВМ и их математического обеспечения позволяет в настоящее время численным методам конкурировать с аналоговыми в целом ряде задач. Универсальность, обоснованность численных методов, возможность обработки больших объемов информации продемонстрировали эффективность использования ЭВМ в геофильтрационных расчетах [4 - 6, 13 - 15]. Непрерывное пополнение фонда таких алгоритмов и программ позволяет многократно использовать их в расчетах.

Рассмотрим приложение разностных схем - одного из численных методов [7] - к решению задачи об учете влияния водоемов на неустановившийся режим грунтовых вод. Постановка такого рода задачи в простейшем случае осуществлена С.Ф. Аверьяновым [9].

Исследуем неустановившийся режим фильтрации, обусловленный работой водозабора, состоящего из ряда скважин и ряда бассейнов, сооруженных для восполнения запасов подземных вод. Одномерная геофильтрация происходит на профиле общей длины L , сложенном грунтами с разными гидрогеологическими характеристиками. Коэффициенты фильтрации $k(x)$, водоотдачи $\mu(x)$ и отметки ложа водоупора $b(x)$ претерпевают в точках ξ_j разрывы, а между ними принимают постоянные значения: $j = \overline{0, n_\xi}$,

$$\left. \begin{aligned} k(x) &= k_j, \\ \mu(x) &= \mu_j, \\ b(x) &= b_j, \end{aligned} \right\} \xi_j < x \leq \xi_{j+1}, \xi_{n_\xi} = L. \quad (1)$$

Пусть ряд скважин имеет на профиле координату w , а левый и правый края ряда бассейнов - координаты l и r (рис.1).

На этом профиле находится совершенный канал (с координатами берегов $x = a$ и $x = c$ и шириной $s = c - a$), в основном определяющий динамику геофильтрации.

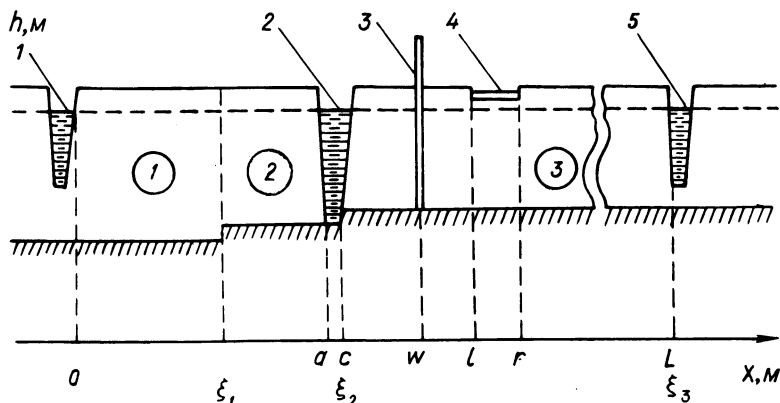


Рис.1. Расчетная схема задачи: 1,5 - каналы с заданным уровнем; 2 - водоем (канал) с изменяющимся уровнем; 3 - ряд скважин; 4 - ряд бассейнов. В кружках - номера зон с однородным сложением грунтов.

Численное моделирование таких условия часто встречается в задачах искусственного восполнения запасов подземных вод или расчетах мелиоративной гидрогеологии. Для этих целей используется уравнение Буссинеска относительно уровней грунтовых вод $h(x, t)$, имеющее в данном случае вид [11, 12]

$$\mu(x) \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{a}{ax} (k(x)(h-b(x)) \frac{\partial h}{\partial x}) + \left\{ E(t)\omega(x, l, r) - Q(t)\delta(x-w) \right\} \quad (2)$$

в областях $0 < x < a$ и $c < x < L$. При этом на берегах канала выполняется условие непрерывности

$$h(a, t) = h(c, t) \quad (3)$$

и баланса

$$-k(h-b) \frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=a} + k(h-b) \frac{\partial h}{\partial x} \Big|_{x=c} = s \frac{\partial h}{\partial t} \Big|_{x=a} + q(t). \quad (4)$$

Здесь $\delta(\xi)$ - функция Дирака [13]; $\omega(x, l, r)$ - функция, равная единице при x , лежащем в интервале $[l, r]$, и равная

нулю в других точках [11]; $Q(t)$ – дебит ряда скважин на единицу длины ряда; $E(t)$ – интенсивность инфильтрации ряда бассейнов; $q(t)$ – поверхностный отбор воды из канала на единицу его длины.

Начальное и граничные условия имеют вид

$$h(x, 0) = h_0(x), h(0, t) = H_1, h(L, t) = H_2, \quad (5)$$

где $h_0(x)$ – известная функция (начальный уровень грунтовых вод); H_1 и H_2 – постоянные уровни грунтовых вод, существующие на левой и правой границах профиля за счет естественных факторов.

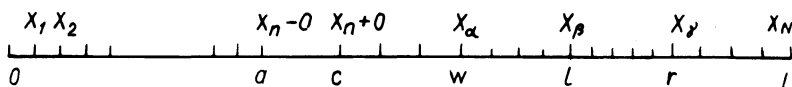


Рис.2. Обозначения узлов сетки разностной схемы.

Разностная схема для численного определения $h(x, t)$ получается следующим образом. На отрезках $[0, a]$ и $[c, L]$ строится сетка с неравномерным шагом (рис.2) так, чтобы ее узлы x_i располагались в точках $x=0, a, c, w, l, r, L$, а также во всех узлах ξ_j разрывов коэффициентов $k(x), \mu(x), b(x)$. Для удобства в вычислениях и сокращения обозначений для точек $x = a$ и $x = c$ вводится один вспомогательный узел сетки x_n . В силу того что значения искомой функции в этих точках совпадают, удобно считать, что они имеют один общий номер узла n и являются левым и правым предельным значением координаты вспомогательного узла x_n : $x_n - 0 = a, x_n + 0 = c$. Итак, узлы сетки имеют вид: $x_i, i=0, 1, \dots, n-1, n, n+1, \dots, N; x_0 = 0, x_N = L, x_n - 0 = a, x_n + 0 = c$. Пусть точке ряда скважин соответствует узел x_α , левому краю ряда бассейнов – x_β , правому – x_γ . Шаг неравномерной сетки: $h_i = x_i - x_{i-1}, i=1, 2, \dots, n-1, n+2, \dots, N; h_n = a - x_{n-1}, h_{n+1} = x_{n+1} - c$. Вводятся промежуточные шаги: $h_i = 0,5 (h_i + h_{i+1}), i=1, \dots, N-1$. Для времени t также вводится сетка с шагом τ_j , так что $t_0 = 0, t_j = t_{j-1} + \tau_j, j=1, 2, \dots$

В узлах пространственно-временной сетки функция $h(x_i, t_j)$ аппроксимируется сеточной функцией H_i^j , которая удовлетворяет уравнению вида

$$\rho_i \frac{H_i^{j+1} - H_i^j}{\tau_{j+1}} = \frac{1}{h_i} \left\{ a(H_i^j) \frac{H_{i+1}^{j+1} - H_i^{j+1}}{h_{i+1}} - a(H_{i-1}^j) \frac{H_i^{j+1} - H_{i-1}^{j+1}}{h_i} \right\} + \varphi_i, \quad i \neq 0, n, N, \quad (6)$$

$$\rho_i = 0,5 (\mu(x_i - 0) h_i + \mu(x_i + 0) h_{i+1}) / h_i, \quad (7)$$

$$a(H_i^j) = 0,5 k(x_i + 0) \left\{ (H_i^j + H_{i+1}^j) - 2b(x_i + 0) \right\}, \quad (8)$$

$$\varphi_i = E(\bar{t}) \Omega_{i\beta\gamma} - Q(\bar{t}) \delta_{i\alpha} / h_\alpha, \quad (9)$$

$$\bar{t} = t_j + 0,5 \tau_{j+1}, \quad (10)$$

$$\delta_{i\alpha} = \begin{cases} 1, & i = \alpha, \\ 0, & i \neq \alpha, \end{cases} \quad \Omega_{i\beta\gamma} = \begin{cases} 0, & 0 < i < \beta, \\ 0,5 h_{\beta+1} / h_\beta, & i = \beta, \\ 1, & \beta < i < \gamma, \\ 0,5 h_{\gamma-1} / h_\gamma, & i = \gamma, \\ 0, & \gamma < i < N. \end{cases} \quad (11)$$

(Использован тот факт, что точки разрывов ξ_j лежат в узлах сетки.)

Граничные условия для сеточной функции H_i^j имеют вид

$$H_0^j = H_1, \quad H_N^j = H_2. \quad (12)$$

Условие баланса (4) аппроксимируется в n -м узле сетки также уравнением (6), где

$$\rho_n = 0,5 (\mu(a-0) h_n + \mu(c+0) h_{n+1}) / h_n + s / h_n, \quad (13)$$

$$\varphi_n = -q(\bar{t})/h_n + E(\bar{t}) \Omega_{n\beta\gamma} - Q(\bar{t}) \delta_{n\alpha} / h_n, \quad (14)$$

а коэффициенты $a(H_n^j)$ и $a(H_{n-1}^j)$ вычисляются по формуле (8) с учетом значений $x_{n\pm 0}$. Таким образом, уравнения (6) и (12) с учетом соотношений (7) - (11), (13) - (14) образуют систему из $N+1$ линейных уравнений относительно H_i^{j+1} , если известны H_i^j , $i = 0, 1, \dots, N$. Отталкиваясь от начального условия

$$H_i^0 = h_0(x_i), \quad i = \overline{0, N}, \quad (15)$$

можно определить все H_i^j , $j = 1, 2, \dots$.

Решение системы разностных уравнений (6) - (15) осуществляется с помощью метода прогонки [7] в силу ее линейности относительно H_i^{j+1} при заданных H_i^j .

Очевидно, что схема допускает рассмотрение произвольного числа каналов, т.е. условий вида (3) - (4), а также произвольного числа рядов бассейнов и скважин. На ее основе можно получить алгоритмы, позволяющие вести расчет с большим разнообразием гидрогеологических условий, режимов работы сооружений, начальных данных.

В качестве примера можно привести результат одного расчета взаимосвязи подземных и поверхностных вод. Рассмотрим геофильтрацию под влиянием водозабора, состоящего из ряда скважин и ряда инфильтрационных бассейнов в окрестности бессточного водоема (рис. 1). На концах профиля ($x=0$ и $x=L = 2000$ м) поддерживается в силу естественных факторов по-

Таблица 1

i	$\xi_i, \text{ м}$	$k_i, \frac{\text{м}}{\text{сут}}$	μ_i	$b_i, \text{ м}$
1	500	30	0,2	30
2	1000	40	0,3	31
3	2000	50	0,2	32

стоянный УГВ: $H_1 = H_2 = 60,5$ м. В начале расчета этот УГВ существует во всех точках профиля.

Профиль сложен неоднородными грунтами, данные о которых приведены в табл. 1.

На профиле находится водоем (канал) шириной 25 м, левый берег которого имеет координату $a = 975$ м. Поверхностный сток из водоема отсутствует, причем в условиях (3) и (4) $q(t) = 0$.

Координата ряда скважин 1100 м. Ширина инфильтрационного бассейна 20 м, левый берег имеет координату $l = 1180$ м.

Надо найти УГВ и уровень в канале на 8- и 15-е сутки работы инфильтрационного водозабора, если в течение первых 8 суток работают только скважины с дебитом на единицу длины ряда $20 \text{ м}^2/\text{сут}$, а затем к ним присоединяется ряд бассейнов с интенсивностью инфильтрации $1 \text{ м}/\text{сут}$.

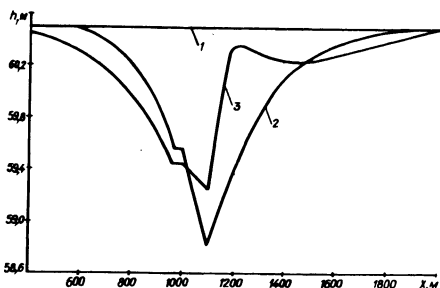


Рис.3. Уровни грунтовых вод: 1 - в начале процесса инфильтрации; 2 - 8-е сутки; 3 - 15-е сутки.

На рис. 3 показаны начальные УГВ, а также УГВ, рассчитанные на 8- и 15-е сутки. Водоем в силу конечности ширины и отсутствия поверхностного стока в него не имеет постоянного уровня. Это вызывает необходимость учета понижения уровня в канале. Графики показывают компенсирующее действие инфильтрационных бассейнов, восстанавливающее УГВ в районе скважин и уменьшающее скорость понижения уровня в водоеме (горизонтальный отрезок на графике).

Р е з ю м е

Исследуется влияние водоемов на неустановившийся режим грунтовых вод. Построена разностная схема для уравнения Гюссинеска с дополнительным балансовым условием на границах канала и пласта.

Л и т е р а т у р а

1. Бочеввер Ф.М. и др. Основы гидрогеологических расчетов. М., 1969.
2. Шестаков В.М. Динамика подземных вод. М., 1973.
3. Жернов И.Е., Шестаков В.М. Моделирование фильтрации подземных вод. М., 1971.
4. Шаманский В.Е. Численное решение задач фильтрации грунтовых вод на ЭЦВМ. Киев, 1969.
5. Абуталиев Ф.Б. и др. Методы математического моделирования гидрогеологических процессов. М., 1972.
6. Бочеввер Ф.М. и др. Рекомендации по применению ЭВМ для фильтрационных расчетов. М., 1971.
7. Самарский А.А. Введение в теорию разностных схем. М., 1971.
8. Самарский А.А., Гулин А.В. Устойчивость разностных схем. М., 1973.
9. Аверьянов С.Ф. Фильтрация из каналов и ее влияние на режим грунтовых вод. - В сб.: Влияние оросительных систем на режим грунтовых вод. М., 1956.
10. Тихонов А.А., Самарский А.А. Уравнения математической физики. М., 1966.
11. Злотник В.А., Мурашко М.Г., Усенко В.С. К описанию фильтрации вблизи берегового водозабора, состоящего из произвольно-го числа скважин и бассейнов. - В сб.: Гидромеханика. Вып. 33. Киев, 1976.
12. Злотник В.А., Мурашко М.Г., Усенко В.С. О применении разностной схемы к описанию фильтрации при наличии сосредоточенных и распределенных источников. - В сб.: Комплексное использование водных ресурсов. Вып. 3. М., 1975.
13. Neuman Sh., Witherspoon P. Variational principles for confined and unconfined flow of ground water. - "Water Resour. Res.", 1970, v. 6, N 5.
14. Remson J., Hornberger G., Molz F. Numerical methods in subsurface hydrology with an introduction to the finite element method. N.-Y., 1971.
15. Verruijt A. Theory of ground water flow. N.-Y., 1970.

УДК 551.49:631.62:628:113

В. С. Усенко (докт. техн. наук)

К РАСЧЕТУ ВЕРТИКАЛЬНОГО СИСТЕМАТИЧЕСКОГО ДРЕНАЖА И ПРОГНОЗНЫХ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ ЗАПАСОВ ПОДЗЕМНЫХ ВОД ПРИ НАЛИЧИИ ИНФИЛЬТРАЦИОННОГО ПИТАНИЯ

При расчете вертикального систематического дренажа и прогнозной оценке эксплуатационных запасов подземных вод обычно рассматривают действие одиночной скважины в изолиро-

ванном пласте, имеющем в плане форму прямоугольника, который приводится к равновеликому по площади кругу. Большинство расчетных схем, используемых в практических расчетах, не учитывают действие инфильтрационного питания с поверхности земли или притока из ниже расположенных пластов. Здесь предлагаются зависимости, учитывающие такое питание.

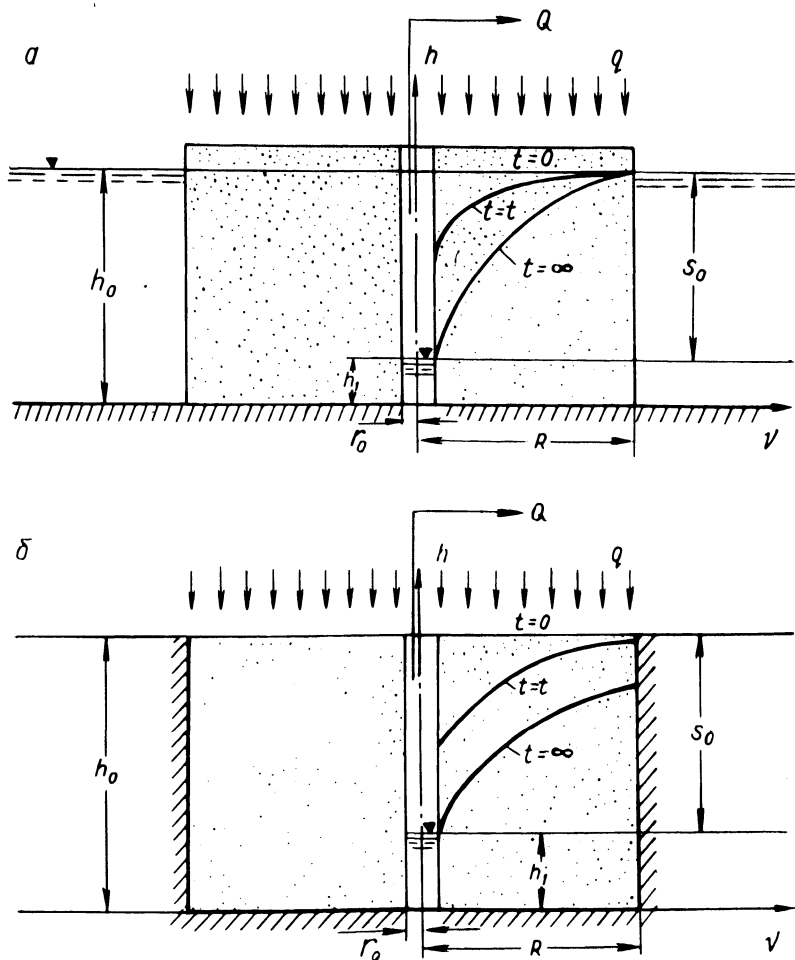


Рис. 1. Расчетные схемы водопритока к скважинам для открытого пласта (а) и изолированного (б).

Осесимметричная фильтрация с учетом инфильтрационного питания описывается уравнением [1]

$$\frac{\partial h}{\partial t} = a \left(\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} \right) + \frac{q}{\delta}, \quad (1)$$

где h - напор; $a = \frac{m}{\delta}$ - коэффициент урвнeпpовoднoсти, а для напорных пластов - коэффициент пьезопроводности ($m = k h_{cp}$, k - коэффициент фильтрации, h_{cp} - средняя мощность потока грунтовых вод); δ - коэффициент водоотдачи; q - интенсивность инфильтрационного питания; r - радиальная координата; t - время.

Уравнение (1) для понижений уровня грунтовых вод $s = h_0 - h$ можно переписать для безразмерных координат и параметров в виде

$$\frac{\partial s}{\partial \bar{t}} = \frac{\partial^2 s}{\partial \bar{r}^2} + \frac{1}{\bar{r}} \frac{\partial s}{\partial \bar{r}} - \eta, \quad ,$$

где $\bar{t} = \frac{t}{\tau}$; $\tau = \frac{\delta R^2}{kh_{cp}}$; $\bar{r} = \frac{r}{R}$; $\eta = \frac{qR^2}{kh_{cp}}$; R -

радиус пласта.

Последнее уравнение подстановкой $s = s^* - \eta \bar{t}$ приводит к виду

$$\frac{\partial s^*}{\partial \bar{t}} = \frac{\partial^2 s^*}{\partial \bar{r}^2} + \frac{1}{\bar{r}} \frac{\partial s^*}{\partial \bar{r}}. \quad (3)$$

Теперь для нахождения решений, соответствующих схемам, представленным на рис. 1, можно воспользоваться общим решением Маскета [2,3]. Рассмотрим отдельно четыре разных случая.

1. Для схемы, приведенной на рис. 1,а, когда на обоих контурах пласта заданы напоры, общее решение Маскета имеет вид

$$s^* = \pi \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\mu_n^2 I_0(\mu_n \bar{r}_0) u(\mu_n \bar{r}) e^{-\mu_n^2 \bar{t}}}{I_0^2(\mu_n \bar{r}_0) - I_0^2(\mu_n)} \left[\frac{\pi}{2} I_0(\mu_n \bar{r}_0) \times \right. \\ \left. \times \int_{\bar{r}_0}^1 \bar{r} g(\bar{r}_0) u(\mu_n \bar{r}) d\bar{r} - I_0(\mu_n) \int_0^{\bar{t}} f_1(\lambda) e^{\mu_n^2 \lambda} d\lambda + \right. \\ \left. + I_0(\mu_n \bar{r}_0) \int_0^{\bar{t}} f_2(\lambda) e^{\mu_n^2 \lambda} d\lambda \right], \quad (4)$$

где $u(\mu_n \bar{r}) = Y_0(\mu_n) I_0(\mu_n \bar{r}) = I_0(\mu_n) Y_0(\mu_n \bar{r})$;

μ_n - корни уравнения (5) при $\bar{r} = \bar{r}_0$, $\bar{r}_0 = r_0 / R$;
 I_0 , Y_0 - символы функции Бесселя первого и второго рода нулевого порядка; $g(\bar{r})$, $f_1(\bar{t})$ и $f_2(\bar{t})$ - функции, задающие напоры (понижения) в начальный момент времени ($t = 0$) и соответственно на контуре скважины и пласта.

Значение корней приведено в табл. 1*.

Найдем вид решения уравнения (4) для следующих предельных условий

$$\left. \begin{aligned} 1) t=0, r_0 \leq r \leq R, h=h_0, s=0, s^* = g(\bar{r}) = 0; \\ 2) t>0, r=r_0, h=h_1, s=h_0-h_1=s_0, s^* = f_1(\bar{t}) = s_0 + \eta \bar{t}; \\ 3) t>0, r=R, h=h_0, s=0, s^* = f_2(\bar{t}) = \eta \bar{t}. \end{aligned} \right\} (6)$$

Подставляя значение этих предельных условий в (4) и интегрируя, получим

$$s = s_0 \left(\varphi_1 - \frac{\eta}{s_0} \varphi_2 \right), \quad (7)$$

$$\text{где } \varphi_1 = \pi \sum_{n=1}^{\infty} A_n (1 - e^{-\mu_n^2 \bar{t}}), \quad \varphi_2 = \pi \sum_{n=1}^{\infty} \frac{A_n - A_n^0}{\mu_n^2} (1 - e^{-\mu_n^2 \bar{t}}),$$

$$A_n = \frac{I_0(\mu_n \bar{r}_0) I_0(\mu_n) U(\mu_n \bar{r})}{I_0^2(\mu_n \bar{r}_0) - I_0^2(\mu_n)}, \quad A_n^0 = - \frac{I_0^2(\mu_n \bar{r}_0) u(\mu_n \bar{r})}{I_0^2(\mu_n \bar{r}_0) - I_0^2(\mu_n)}, \quad (8)$$

$$\pi \sum_{n=1}^{\infty} A_n = \ln \bar{r} / \ln \bar{r}_0.$$

Дебит скважины можно вычислить из следующего выражения

$$Q = -2\pi k h_{cp} r_0 \frac{\partial s}{\partial r} \Big|_{r=r_0}, \quad \left(\frac{\partial h}{\partial r} = - \frac{\partial s}{\partial r} \right). \quad (9)$$

* В составлении программы принимал участие И.Д.Трухан.

Таблица 1. Корни характеристических уравнений

Номер схемы	Номер корня	$\bar{F}_0 = 0,1$	0,08	0,01	0,005	0,001	0,0005	0,0001
$u(\mu_n \bar{F}_0) = I_0(\mu_n \bar{F}_0) Y_0(\mu_n) - Y_0(\mu_n \bar{F}_0) I_0(\mu_n) = 0$								
I	1	3,3139	2,9506	2,3009	2,7418	2,6548	2,6297	2,5871
	2	6,8575	6,2398	6,0108	5,9265	5,8089	5,7768	5,7235
	3	10,3774	9,5136	9,2142	9,1087	9,0678	8,9901	8,8968
	4	13,8864	12,7779	12,4113	12,2868	12,1251	12,0833	12,0170
	5	17,3896	16,0363	15,6043	15,4618	15,2811	15,2355	15,1641
	6	20,8883	19,2908	18,7942	18,6341	18,4360	18,3868	18,3109
$u(\mu_n \bar{F}_0) = I_0(\mu_n \bar{F}_0) Y_1(\mu_n) - Y_0(\mu_n \bar{F}_0) I_1(\mu_n) = 0$								
II	1	1,1026	0,8435	0,7166	0,6607	0,5687	0,5394	0,4857
	2	4,9788	4,4832	4,2899	4,2163	4,1108	4,0812	4,0317
	3	8,5542	7,8120	7,5463	7,4507	7,3202	7,2850	7,2277
	4	12,0867	11,1000	10,7663	10,6500	10,4989	10,4590	10,3954
	5	15,6028	14,3717	13,9719	13,8381	13,6666	13,6228	13,5538
	6	19,1107	17,6346	17,1700	17,0185	16,8289	16,7814	16,7076
$u(\mu_n \bar{F}_0) = I_1(\mu_n) Y_1(\mu_n \bar{F}_0) - Y_1(\mu_n) I_1(\mu_n \bar{F}_0) = 0$								
III	1	2,4481	2,4088	2,4052	2,4049	2,4048	2,4048	2,4048
	2	5,7257	5,5409	5,5224	5,5206	5,5201	5,5200	5,5200
	3	9,0955	8,7034	8,6595	8,6551	8,6537	8,6537	8,6537
	4	12,5099	11,8803	11,8022	11,7942	11,7916	11,7915	11,7915
	5	15,9489	15,0673	14,9479	14,9352	14,9310	14,9309	14,9309
	6	19,4027	18,2623	18,0957	18,0773	18,0713	18,0711	18,0748
$u(\mu_n \bar{F}_0) = I_0(\mu_n) Y_1(\mu_n \bar{F}_0) - Y_0(\mu_n) I_1(\mu_n \bar{F}_0) = 0$								
IV	1	3,9409	3,8421	3,8328	2,8319	3,8317	3,8317	3,8317
	2	7,3305	7,0491	7,0194	7,0165	7,0156	7,0155	7,0155
	3	10,7483	10,2412	10,1815	10,1754	10,1735	10,1734	10,1734
	4	14,1886	13,4350	13,3373	13,3271	13,3238	13,3237	13,3236
	5	17,6433	16,6334	16,4912	16,4759	16,4708	16,4706	16,4706
	6	21,1073	19,8386	19,6447	19,6233	19,6181	19,6159	19,6158

Дифференцируя (7) по \bar{r} и принимая во внимание следующее равенство [2]

$$u'(\mu_n \bar{r}_0) = -\frac{2}{\pi \bar{r}_0} \frac{I_0(\mu_n)}{I_0(\mu_n \bar{r}_0)},$$

находим

$$Q = 2\pi k h_{cp} s_0 \left(\psi_1 - \frac{\eta}{s_0} \psi_2 \right), \quad (10)$$

$$\text{где } \psi_1 = 2 \sum_{n=1}^{\infty} B_n (1 - e^{-\mu_n^2 \bar{t}}) = \frac{1}{\ln \bar{r}_0} - 2 \sum_{n=1}^{\infty} B_n e^{-\mu_n^2 \bar{t}},$$

$$\psi_2 = 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{B_n - B_n^0}{\mu_n^2} (1 - e^{-\mu_n^2 \bar{t}}), \quad B_n = \frac{I_0^2(\mu_n)}{I_0^2(\mu_n \bar{r}_0) - I_0^2(\mu_n)},$$

$$B_n^0 = \frac{I_0(\mu_n) I_0(\mu_n \bar{r}_0)}{I_0^2(\mu_n \bar{r}_0) - I_0^2(\mu_n)}. \quad (11)$$

Для возможного практического использования зависимостей (7) и (10) входящие в них функции протабулированы. Они приводятся в табл. 2 (функция ψ) и на рис. 2 (функция Ψ).

2. Обращаясь к схеме рис. 1, б для случая, когда на контуре скважины задан напор, а на контуре пласта - нулевой расход (изолированный пласт), запишем общее решение Маскета для рассматриваемого случая

$$s^* = \pi \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\mu_n^2 I_0(\mu_n \bar{r}_0) u(\mu_n \bar{r}) e^{-\mu_n^2 \bar{t}}}{I_0^2(\mu_n \bar{r}_0) - I_1^2(\mu_n)} \left[\frac{\pi}{2} I_0(\mu_n \bar{r}_0) \times \right.$$

Таблица 2. Значение функций φ_1 и φ_2

r_0	t	$\varphi_1 = \pi \sum_{n=1}^{\infty} A_n (1 - e^{-\mu n^2 t})$					$\varphi_2 = \pi \sum_{n=1}^{\infty} \frac{A_n - A_n^0}{\mu^2 n} (1 - e^{-\mu n^2 t})$					
		r					r					
		0,05	0,1	0,3	0,5	0,7	0,05	0,1	0,3	0,5	0,7	
0,03	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
	0,01	0,295	0,026	0,017	0,000	0,003	0,007	0,010	0,010	0,010	0,010	
	0,02	0,372	0,037	0,022	0,002	0,005	0,013	0,020	0,020	0,019	0,019	
	0,04	0,436	0,105	0,046	0,004	0,010	0,023	0,037	0,039	0,033	0,033	
	0,06	0,468	0,149	0,072	0,013	0,013	0,032	0,053	0,054	0,045	0,045	
	0,08	0,488	0,180	0,094	0,024	0,017	0,039	0,067	0,068	0,054	0,054	
	0,10	0,503	0,203	0,113	0,035	0,020	0,046	0,079	0,079	0,062	0,062	
	0,20		0,341	0,132	0,091	0,028	0,066	0,115	0,113	0,086	0,086	
	0,01	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
		0,01	0,227	0,012	0,009	0,001	0,006	0,008	0,009	0,010	0,010	0,010
0,02		0,296	0,015	0,012	0,001	0,011	0,016	0,020	0,020	0,019	0,019	
0,04		0,358	0,063	0,027	0,003	0,021	0,029	0,038	0,039	0,033	0,033	
0,06		0,391	0,096	0,044	0,009	0,029	0,041	0,055	0,055	0,045	0,045	
0,08		0,412	0,120	0,060	0,017	0,037	0,052	0,070	0,069	0,055	0,055	
0,10		0,428	0,139	0,075	0,025	0,044	0,062	0,083	0,081	0,063	0,063	
0,20			0,233	0,098	0,063	0,066	0,094	0,127	0,118	0,088	0,088	
0,30			0,288	0,117	0,068	0,079	0,111	0,145	0,135	0,100	0,100	
0,50			0,304	0,131	0,072	0,086	0,121	0,158	0,146	0,107	0,107	
0,005	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
	0,01	0,189	0,009	0,007	0,001	0,007	0,009	0,010	0,010	0,010	0,010	
	0,02	0,251	0,011	0,009	0,001	0,013	0,017	0,020	0,020	0,019	0,019	
	0,04	0,308	0,051	0,021	0,003	0,024	0,031	0,039	0,039	0,033	0,033	
	0,06	0,338	0,079	0,035	0,008	0,035	0,045	0,056	0,055	0,045	0,045	
	0,08	0,359	0,100	0,049	0,014	0,044	0,057	0,071	0,069	0,055	0,055	
	0,10	0,374	0,117	0,061	0,021	0,053	0,068	0,085	0,081	0,063	0,063	
	0,20		0,200	0,084	0,053	0,080	0,104	0,131	0,119	0,089	0,089	
	0,30		0,245	0,100	0,054	0,096	0,125	0,151	0,138	0,101	0,101	
	0,50		0,261	0,113	0,063	0,106	0,137	0,165	0,151	0,110	0,110	

Продолжение

		0,05	0,1	0,3	0,5	0,7	0,05	0,1	0,3	0,5	0,7
0,001	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,01	0,148	0,133	0,009	0,004	0,001	0,008	0,009	0,009	0,010	0,010
	0,02	0,193	0,180	0,007	0,005	0,001	0,015	0,018	0,020	0,020	0,019
	0,04	0,233	0,226	0,035	0,013	0,002	0,029	0,034	0,039	0,039	0,033
	0,06	0,257	0,251	0,056	0,024	0,005	0,042	0,049	0,057	0,065	0,045
	0,08	0,272	0,269	0,073	0,034	0,010	0,054	0,063	0,073	0,069	0,055
	0,10	0,283	0,282	0,085	0,042	0,015	0,065	0,076	0,087	0,082	0,063
	0,20			0,145	0,063	0,038	0,102	0,119	0,137	0,122	0,090
	0,30			0,182	0,075	0,041	0,124	0,144	0,159	0,142	0,103
	0,50			0,195	0,086	0,048	0,138	0,161	0,177	0,157	0,113
0,0005	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,01	0,133	0,117	0,005	0,003	0,001	0,008	0,009	0,010	0,010	0,010
	0,02	0,116	0,160	0,006	0,005	0,001	0,018	0,018	0,020	0,020	0,019
	0,04	0,215	0,202	0,031	0,012	0,002	0,030	0,035	0,039	0,039	0,033
	0,06	0,236	0,225	0,050	0,021	0,005	0,044	0,050	0,056	0,055	0,045
	0,08	0,251	0,241	0,065	0,030	0,009	0,057	0,065	0,073	0,061	0,055
	0,10	0,261	0,253	0,077	0,038	0,013	0,068	0,078	0,088	0,082	0,063
	0,20			0,130	0,057	0,034	0,108	0,123	0,138	0,123	0,090
	0,30			0,164	0,068	0,037	0,132	0,150	0,162	0,144	0,104
	0,50			0,177	0,078	0,044	0,148	0,168	0,181	0,159	0,114
0,0001	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,01	0,109	0,091	0,003	0,002	0,000	0,008	0,009	0,010	0,010	0,010
	0,02	0,145	0,126	0,004	0,003	0,001	0,016	0,018	0,020	0,020	0,019
	0,04	0,178	0,161	0,025	0,009	0,002	0,032	0,036	0,039	0,039	0,033
	0,06	0,197	0,181	0,040	0,016	0,004	0,047	0,052	0,057	0,055	0,045
	0,08	0,210	0,195	0,052	0,023	0,007	0,061	0,068	0,074	0,070	0,055
	0,10	0,219	0,205	0,061	0,030	0,010	0,074	0,082	0,089	0,082	0,063
	0,20		0,207	0,105	0,046	0,027	0,118	0,131	0,141	0,124	0,091
	0,30		0,221	0,120	0,058	0,035	0,142	0,157	0,168	0,145	0,104
	0,50			0,144	0,064	0,036	0,164	0,171	0,187	0,162	0,115

$$\times \int_{r_0}^{\bar{r}} \bar{r} g(\bar{r}) u(\bar{r}) d\bar{r} - I_1(\mu_n) \int_0^{\bar{t}} f_1(\lambda) e^{\mu_n^2 \lambda} d\lambda - \frac{I_0(\mu_n \bar{r}_0)}{\mu_n} \int_0^{\bar{t}} f_2(\lambda) \times e^{\mu_n^2 \lambda} d\lambda \quad (12)$$

где $U(\mu_n \bar{r}) = Y_1(\mu_n) I_0(\mu_n \bar{r}) - I_1(\mu_n) Y_0(\mu_n \bar{r})$, (13)

I_1, Y_1 - символы функций Бесселя первого и второго рода первого порядка.

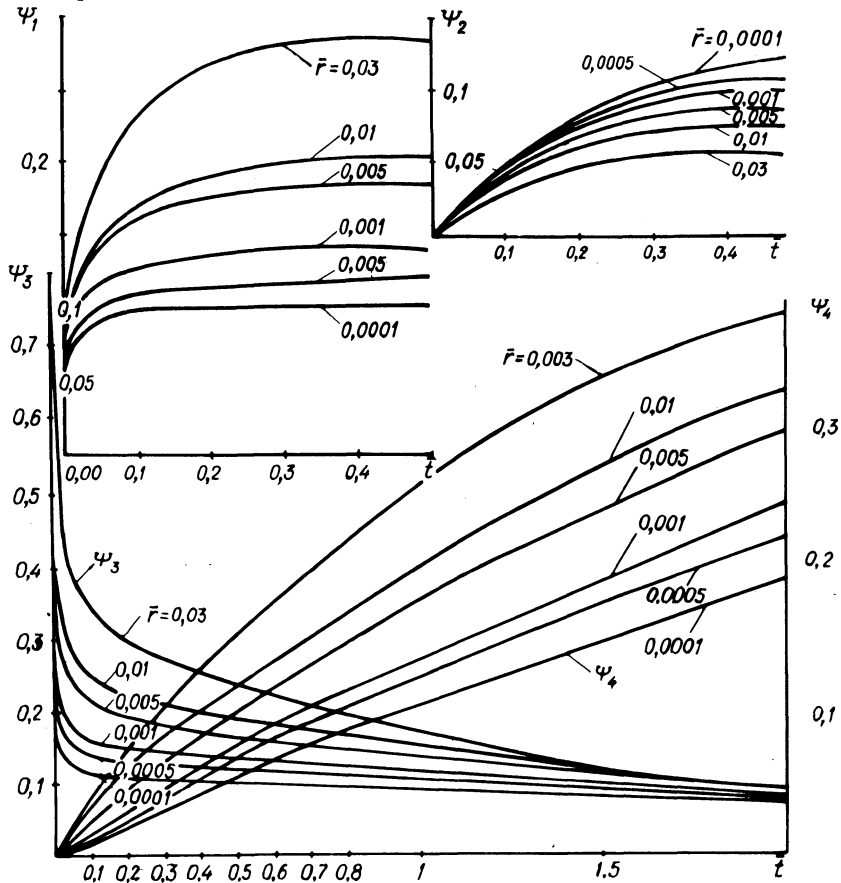


Рис.2. Графики функций дебита скважин.

Корни μ_n находятся из уравнения (13) Они приведены в табл. 1.

Найдем вид решения (12) при следующих предельных условиях:

$$\left. \begin{aligned} 1) t=0, r_0 \leq r \leq R, \quad h=h_0, \quad s=0, s^* = g(\bar{r})=0; \\ 2) t>0, r=r_0, h=h_1, \quad s=s_0, \quad s^* = f_1(\bar{t})=s_0 + \eta \bar{t}; \\ 3) t>0, r=R, \quad \frac{\partial h}{\partial r} = 0, \frac{\partial s}{\partial r} = 0, \quad s^* = f_2(\bar{t})=0. \end{aligned} \right\} (14)$$

Подставляя (14) в (12), получаем

$$s = s_0 \left[1 - \left(\varphi_3 + \frac{\eta}{s_0} \varphi_4 \right) \right], \quad (15)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{где } \varphi_3 = \pi \sum_{n=1}^{\infty} c_n e^{-\mu_n^2 \bar{t}}, \quad \varphi_4 = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{c_n}{\mu_n^2} (1 - e^{-\mu_n^2 \bar{t}}), \\ c_n = - \frac{I_0(\mu_n \bar{r}_0) I_1(\mu_n) u(\mu_n \bar{r})}{I_0^2(\mu_n \bar{r}_0) - I_1^2(\mu_n)}, \quad \pi \sum_{n=1}^{\infty} c_n = 1. \end{aligned} \right\} (16)$$

Дебит скважины для этого случая по формуле (9) с учетом (15) и (16) находится из выражения

$$Q = 2\pi kh_{cp} s_0 \left(\varphi_3 + \frac{\eta}{s_0} \varphi_4 \right), \quad (17)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{где } \varphi_3 = 2 \sum_{n=1}^{\infty} D_n e^{-\mu_n^2 \bar{t}}, \quad \varphi_4 = 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{D_n}{\mu_n^2} (1 - e^{-\mu_n^2 \bar{t}}), \\ D_n = \frac{I_1^2(\mu_n)}{I_0^2(\mu_n \bar{r}_0) - I_1^2(\mu_n)}, \quad \varphi_4 / t = \infty = 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{D_n}{\mu_n^2} = 1/2. \end{aligned} \right\} (18)$$

Таблица 3. Значения функций φ_3 и φ_4

\bar{r}_0	\bar{t}	$\varphi_3 = \pi \sum_{n=1}^{\infty} c_n e^{-\mu^2 \bar{t}}$						$\varphi_4 = \pi \sum_{n=1}^{\infty} \frac{g_n}{\mu^2 n} (1 - e^{-\mu^2 \bar{t}})$					
		\bar{r}						\bar{r}					
		0,05	0,1	0,3	0,5	0,7	1,00	0,05	0,1	0,3	0,5	0,7	1,00
0,03	0,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,01	0,268	0,616	0,980	1,00	1,000	1,000	0,013	0,029	0,014	0,010	0,006	0,006
	0,02	0,231	0,539	0,934	0,994	1,000	1,000	0,019	0,042	0,029	0,019	0,014	0,013
	0,04	0,203	0,475	0,865	0,971	0,996	1,000	0,028	0,059	0,054	0,039	0,029	0,026
	0,06	0,189	0,444	0,822	0,945	0,986	0,997	0,032	0,071	0,074	0,057	0,045	0,041
	0,08	0,180	0,423	0,791	0,922	0,974	0,983	0,036	0,080	0,091	0,075	0,061	0,056
	0,10	0,174	0,409	0,767	0,903	0,962	0,985	0,039	0,089	0,106	0,091	0,076	0,071
	0,20	0,156	0,367	0,694	0,829	0,897	0,929	0,052	0,121	0,174	0,165	0,156	0,151
	0,30	0,144	0,340	0,644	0,771	0,836	0,867	0,063	0,145	0,233	0,231	0,230	0,224
	0,50	0,124	0,294	0,557	0,668	0,725	0,752	0,082	0,191	0,334	0,356	0,358	0,364
	0,70	0,108	0,252	0,483	0,580	0,629	0,652	0,101	0,237	0,422	0,461	0,472	0,482
	1,00	0,088	0,206	0,391	0,468	0,507	0,572	0,120	0,282	0,522	0,600	0,621	0,624
1,50	0,061	0,144	0,274	0,328	0,358	0,399	0,151	0,355	0,661	0,766	0,802	0,811	
2,00	0,043	0,101	0,182	0,221	0,249	0,253	0,173	0,407	0,759	0,882	0,928	0,942	
0,01	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,01	0,553	0,553	1,000	0,990	1,000	1,000	0,020	0,025	0,010	0,006	0,006	0,005
	0,02	0,499	0,778	0,962	0,997	1,000	1,000	0,030	0,039	0,022	0,016	0,012	0,011
	0,04	0,453	0,646	0,914	0,982	0,997	1,000	0,043	0,057	0,043	0,032	0,025	0,023
	0,05	0,430	0,614	0,881	0,965	0,991	1,000	0,053	0,071	0,060	0,047	0,039	0,035
	0,06	0,415	0,593	0,857	0,949	0,984	0,999	0,060	0,082	0,076	0,062	0,052	0,048
	0,10	0,404	0,577	0,837	0,934	0,974	0,996	0,068	0,093	0,090	0,077	0,066	0,061
	0,20	0,372	0,531	0,778	0,878	0,928	0,995	0,095	0,133	0,153	0,143	0,134	0,130
	0,30	0,351	0,502	0,736	0,833	0,882	0,991	0,118	0,166	0,210	0,203	0,200	0,195
	0,50	0,317	0,452	0,663	0,751	0,796	0,951	0,160	0,228	0,311	0,319	0,317	0,320
	0,70	0,286	0,408	0,599	0,678	0,718	0,737	0,204	0,290	0,401	0,421	0,426	0,431
	1,00	0,245	0,350	0,513	0,581	0,616	0,632	0,251	0,359	0,515	0,562	0,573	0,573
1,50	0,189	0,271	0,397	0,449	0,476	0,483	0,329	0,469	0,667	0,745	0,768	0,773	
2,00	0,147	0,209	0,307	0,348	0,368	0,378	0,389	0,555	0,802	0,887	0,919	0,927	

Продолжение

		0,05	0,1	0,3	0,5	0,7	1,00	0,05	0,1	0,3	0,5	0,7	1,00
	0,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,01	0,645	0,827	0,993	1,000	1,000	1,000	0,020	0,023	0,009	0,007	0,005	0,005
	0,02	0,593	0,765	0,971	0,998	1,000	1,000	0,030	0,035	0,020	0,014	0,011	0,010
	0,04	0,546	0,708	0,931	0,986	0,998	1,000	0,044	0,053	0,038	0,029	0,023	0,021
	0,06	0,522	0,678	0,902	0,972	0,993	0,999	0,055	0,067	0,054	0,043	0,036	0,033
	0,08	0,506	0,657	0,881	0,958	0,987	0,995	0,064	0,078	0,069	0,057	0,048	0,045
	0,10	0,494	0,642	0,864	0,945	0,979	0,992	0,072	0,089	0,082	0,070	0,061	0,057
0,005	0,20	0,460	0,598	0,811	0,897	0,940	0,959	0,104	0,131	0,142	0,132	0,124	0,120
	0,30	0,438	0,570	0,773	0,857	0,900	0,920	0,130	0,167	0,197	0,189	0,186	0,181
	0,50	0,401	0,522	0,708	0,785	0,824	0,843	0,180	0,233	0,296	0,300	0,297	0,290
	0,70	0,368	0,478	0,649	0,720	0,756	0,773	0,231	0,299	0,385	0,399	0,401	0,406
	1,00	0,322	0,419	0,569	0,631	0,663	0,678	0,290	0,377	0,501	0,538	0,546	0,545
	1,50	0,259	0,337	0,458	0,508	0,533	0,545	0,388	0,501	0,670	0,725	0,745	0,746
	2,00	0,208	0,271	0,368	0,408	0,428	0,438	0,463	0,601	0,806	0,876	0,901	0,908
	0,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,01	0,763	0,886	0,996	1,000	1,000	1,000	0,017	0,018	0,007	0,006	0,005	0,005
	0,02	0,717	0,889	0,980	0,999	1,000	1,000	0,027	0,029	0,018	0,012	0,010	0,009
	0,04	0,676	0,793	0,952	0,991	0,999	1,000	0,041	0,045	0,031	0,024	0,020	0,019
	0,06	0,653	0,768	0,931	0,980	0,995	1,000	0,052	0,058	0,045	0,037	0,031	0,029
	0,08	0,638	0,750	0,915	0,970	0,991	0,998	0,062	0,069	0,058	0,048	0,042	0,039
	0,10	0,627	0,737	0,902	0,961	0,985	0,995	0,070	0,079	0,070	0,060	0,053	0,050
0,001	0,20	0,594	0,699	0,860	0,924	0,956	0,971	0,108	0,122	0,123	0,115	0,108	0,105
	0,30	0,573	0,674	0,830	0,894	0,926	0,941	0,137	0,159	0,173	0,168	0,162	0,158
	0,50	0,536	0,631	0,777	0,837	0,868	0,883	0,198	0,229	0,268	0,265	0,262	0,262
	0,70	0,502	0,591	0,728	0,785	0,814	0,827	0,255	0,298	0,351	0,358	0,358	0,360
	1,00	0,456	0,537	0,661	0,712	0,738	0,751	0,328	0,386	0,467	0,489	0,492	0,491
	1,50	0,388	0,457	0,562	0,606	0,628	0,639	0,448	0,526	0,540	0,676	0,687	0,688
	2,00	0,330	0,388	0,478	0,516	0,554	0,543	0,550	0,646	0,788	0,835	0,851	0,856

Продолжение

		0,05	0,1	0,3	0,5	0,7	1,00	0,05	0,1	0,3	0,5	0,7	1,00
	0,00	1,000	1,000	1000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,01	0,792	0,901	0,996	1,000	1,000	1,000	0,016	0,016	0,007	0,006	0,005	0,004
	0,02	0,750	0,858	0,983	0,999	1,000	1,000	0,026	0,027	0,015	0,011	0,009	0,009
	0,04	0,711	0,816	0,958	0,992	0,999	1,000	0,039	0,042	0,029	0,023	0,019	0,018
	0,06	0,690	0,793	0,939	0,983	0,996	0,999	0,050	0,054	0,042	0,034	0,030	0,028
	0,08	0,676	0,777	0,924	0,974	0,992	0,998	0,060	0,065	0,054	0,046	0,040	0,037
0,0005	0,10	0,665	0,765	0,912	0,965	0,987	0,995	0,068	0,075	0,066	0,057	0,050	0,047
	0,20	0,633	0,728	0,874	0,932	0,961	0,974	0,104	0,117	0,117	0,109	0,103	0,090
	0,30	0,613	0,705	0,846	0,904	0,933	0,947	0,136	0,154	0,165	0,158	0,154	0,150
	0,50	0,578	0,664	0,798	0,853	0,881	0,893	0,196	0,224	0,255	0,254	0,250	0,251
	0,70	0,545	0,627	0,753	0,805	0,831	0,843	0,258	0,294	0,339	0,343	0,343	0,345
	1,00	0,499	0,574	0,690	0,737	0,762	0,773	0,334	0,383	0,453	0,471	0,474	0,472
	1,50	0,432	0,496	0,596	0,638	0,658	0,668	0,459	0,527	0,628	0,656	0,665	0,666
	2,00	0,373	0,429	0,516	0,551	0,569	0,578	0,567	0,652	0,776	0,816	0,830	0,834
	0,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,01	0,839	0,924	0,997	1,000	1,000	1,000	0,014	0,014	0,006	0,005	0,004	0,004
	0,02	0,804	0,889	0,987	0,999	1,000	1,000	0,023	0,023	0,012	0,010	0,009	0,008
	0,04	0,770	0,854	0,967	0,994	0,999	1,000	0,035	0,037	0,026	0,020	0,018	0,017
	0,06	0,752	0,834	0,952	0,986	0,997	0,999	0,046	0,048	0,037	0,031	0,027	0,025
	0,08	0,739	0,821	0,940	0,979	0,994	0,998	0,055	0,058	0,048	0,041	0,036	0,034
0,0001	0,10	0,730	0,810	0,930	0,972	0,990	0,996	0,063	0,067	0,058	0,051	0,046	0,043
	0,20	0,701	0,778	0,898	0,945	0,968	0,979	0,099	0,108	0,106	0,098	0,093	0,090
	0,30	0,682	0,758	0,874	0,922	0,946	0,957	0,131	0,144	0,150	0,143	0,133	0,136
	0,50	0,650	0,722	0,834	0,879	0,903	0,914	0,193	0,213	0,234	0,231	0,228	0,228
	0,70	0,620	0,689	0,795	0,839	0,861	0,871	0,254	0,282	0,313	0,315	0,314	0,315
	1,00	0,578	0,641	0,741	0,782	0,802	0,812	0,335	0,372	0,423	0,436	0,437	0,435
	1,50	0,513	0,571	0,658	0,695	0,713	0,722	0,468	0,519	0,593	0,615	0,621	0,621
	2,00	0,458	0,507	0,585	0,617	0,634	0,641	0,585	0,650	0,744	0,774	0,784	0,786

Значения функций φ и ψ даны в табл. 3 и на рис. 2.

3. Третий случай предусматривает задание на контуре пласта постоянного напора, а на контуре скважины постоянного дебита (рис. 1, а). Предельные условия для этого случая записываются в таком виде:

$$\left. \begin{aligned} 1) t=0, \quad r_0 \leq r \leq R, \quad h=h_0, \quad s=s_0, s^*=g(\bar{r})=0; \\ 2) t>0, \quad r=r_0, \quad r \frac{\partial s}{\partial r} = \frac{Q}{2\pi kh_{cp}}, \quad r \frac{\partial s^*}{\partial r} = f_1(\bar{t}) = -\frac{Q}{2\pi kh_{cp}}; \\ 3) t>0, \quad r=R, \quad h=h_0, \quad s^* = f_2(\bar{t}) = \gamma \bar{t}. \end{aligned} \right\} (19)$$

Для этого случая общее решение

$$s^* = \pi \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\mu_n^2 I_0(\mu_n) u(\mu_n \bar{r}) e^{-\mu_n^2 \bar{t}}}{I_0^2(\mu_n \bar{r}_0) - I_1^2(\mu_n)} \left[\frac{\pi}{2} I_0(\mu_n) \int_{r_0}^1 \bar{r} g(\bar{r}) \times \right. \\ \left. \times u(\mu_n \bar{r}) d\bar{r} - \frac{I_0(\mu_n)}{\mu_n \bar{r}_0} \int_0^{\bar{t}} f_1(\lambda) e^{\mu_n^2 \lambda} d\lambda - \right. \\ \left. - I_1(\mu_n \bar{r}_0) \int_0^{\bar{t}} f_2(\lambda) e^{\mu_n^2 \lambda} d\lambda \right], \quad (20)$$

где

$$u(\mu_n \bar{r}) = Y_1(\mu_n \bar{r}_0) I_0(\mu_n \bar{r}) - I_1(\mu_n \bar{r}_0) Y(\mu_n \bar{r}), \quad (21)$$

а корни этого уравнения отыскиваются при $r=1$, причем $u'(\mu_n r_0) = 0$.

Подставляя в (20) предельные условия (21), найдем

$$s = \frac{Q}{2\pi kh_{cp} \bar{r}_0} \left(\varphi_5 - 2\bar{r}_0 \frac{Q_0}{Q} \varphi_6 \right), \quad (22)$$

$$\varphi_5 = \pi \sum_{n=1}^{\infty} E_n (1 - e^{-\mu_n^2 \bar{t}}), \quad \varphi_6 = \pi \sum_{n=1}^{\infty} \frac{E_n}{\mu_n} \frac{I_1(\mu_n \bar{r}_o)}{I_0(\mu_n)} \times$$

$$\times (1 - e^{-\mu_n^2 \bar{t}}), \quad (23)$$

$$E_n = \frac{1}{\mu_n} \frac{I_0^2(\mu_n) u(\mu_n \bar{r})}{I_0^2(\mu_n \bar{r}_o) - I_1^2(\mu_n)}, \quad Q_o = \pi R^2 q.$$

Для надежного табулирования функций φ_5 и φ_6 требуется высокая точность определения корней μ_n и машинного счета самих функций. Нами составлена программа для подсчета этих функций, но точность их оказалась недостаточной. Поэтому предлагается приближенный алгоритм для определения φ_5 и φ_6 .

Для рассматриваемого случая функция понижения напора при $t \rightarrow \infty$ имеет следующий вид (3)

$$s = \frac{q}{2k h_{cp}} \left(R^2 \ln R/r - \frac{R^2 - r^2}{2} \right) + \frac{Q^*}{2\pi k h_{cp}} \ln R/r,$$

где Q^* - транзитный приток воды в скважину с периферии пласта.

Преобразуем эту зависимость следующим образом:

$$s = \frac{Q}{2\pi k h_{cp} r_o} \left[\bar{r}_o \ln \frac{1}{\bar{r}} - 2\bar{r}_o \frac{Q_o}{Q} \frac{(1 - \bar{r}^2)}{4} \right],$$

где $Q = Q^* + q\pi R^2$ - дебит скважины, формируемый за счет внутреннего и внешнего питания.

Из последней зависимости находим, что для стационарной фильтрации

$$\varphi_5 = \bar{r}_o \ln \frac{1}{\bar{r}}, \quad \varphi_6 = \frac{1 - \bar{r}^2}{4}$$

Если в расчетах по формулам (22) и (23) ограничиться первыми членами рядов, то приближенно можно найти

$$\varphi_5 = \bar{r}_o \ln \frac{1}{\bar{r}} (1 - e^{-\mu_1^2 \bar{t}}), \quad \varphi_6 = \frac{1 - \bar{r}^2}{4} (1 - e^{-\mu_1^2 \bar{t}}),$$

где значения μ_1 берутся из табл. 1 для соответствующего \bar{r}_0 .

4. Для последнего случая (рис. 1, б), когда на обоих контурах пласта заданы расходы, общее решение Маскета имеет вид

$$s^* = \frac{2}{1 - \bar{r}_0^2} \int_0^{\bar{t}} [f_2(\lambda) - f_1(\lambda)] d\lambda + \frac{2}{1 - \bar{r}_0^2} \int_{\bar{r}_0}^1 \bar{r} g(\bar{r}) u(\mu_n \bar{r}) d\bar{r} +$$

$$+ \pi \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\mu_n^2 I_1(\mu_n \bar{r}_0) u(\mu_n \bar{r}) e^{-\mu_n^2 \bar{t}}}{I_1^2(\mu_n \bar{r}_0) - I_1^2(\mu_n)} \left[\frac{\pi}{2} I_1(\mu_n \bar{r}_0) \right] \times$$

$$\times \int_{\bar{r}_0}^1 \bar{r} g(\bar{r}) u(\mu_n \bar{r}) d\bar{r} + \frac{I_1(\mu_n)}{\mu_n \bar{r}_0} \int_0^{\bar{t}} f_1(\lambda) e^{-\mu_n^2 \lambda} d\lambda - \frac{I_1(\mu_n \bar{r}_0)}{\mu_n} \int_0^{\bar{t}} f_2(\lambda) e^{-\mu_n^2 \lambda} d\lambda,$$

где $u(\mu_n \bar{r})$ определяется видом (13), а корни μ_n находятся из выражения

$$I_1(\mu_n) Y_1(\mu_n \bar{r}_0) - Y_1(\mu_n) I_1(\mu_n \bar{r}_0) = 0. \quad (25)$$

Подставляя в (24) следующие предельные условия

$$\left. \begin{aligned} 1) t = 0, r_0 \leq r \leq R, h = h_0, s = 0, s^* = g(\bar{r}) = 0; \\ 2) t > 0, r = r_0, r \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{Q}{2\pi kh_{cp}}, r \frac{\partial s}{\partial r} = -\frac{Q}{2\pi kh_{cp}}, \\ r \frac{\partial s^*}{\partial r} = f_1(\bar{t}) = -\frac{Q}{2\pi kh_{cp}}; \\ 3) t > 0, r = R, \frac{\partial h}{\partial r} = 0, r \frac{\partial s}{\partial r} = 0, r \frac{\partial s^*}{\partial r} = f_2(\bar{t}) = 0, \end{aligned} \right\} (26)$$

получим с учетом $\eta = \frac{qR^2}{kh}$, $Q_0 = \pi R^2 q$

$$s = \frac{Q}{2\pi kh_{cp} \bar{r}_o} \left[\varphi_7 + 2\bar{r}_o \left(\frac{1}{1-\bar{r}^2} - \frac{Q_o}{Q} \right) \varphi_8 \right], \quad (27)$$

где

$$\left. \begin{aligned} \varphi_7 &= -\pi \sum_{n=1}^{\infty} \sigma_n (1 - e^{-\mu_n^2 \bar{t}}), \quad \varphi_8 = \bar{t}, \\ \sigma_n &= \frac{1}{\mu_n} \frac{I_1(\mu_n \bar{r}_o) I_0(\mu_n) u(\mu_n \bar{r})}{I_1^2(\mu_n \bar{r}_o) - I_0^2(\mu_n)}. \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

Выражение (27) может быть приближенно аппроксимировано следующим видом [2]

$$s = \frac{Q}{2\pi kh_{cp}} \left[\ln \frac{0,47}{r} + 2\bar{t} \left(1 - \frac{Q_o}{Q} \right) \right]. \quad (29)$$

Полученные расчетные зависимости для понижений уровня грунтовых вод в пластах и дебитов скважин в совокупности с таблицами и графиками значений, входящих в них функций, позволяют производить фильтрационные расчеты дренажных и водозаборных систем (скважин) для большого круга расчетных схем.

Резюме

Рассмотрены схемы расчета вертикального систематического дренажа и прогнозных эксплуатационных запасов подземных вод с учетом инфильтрационного питания с поверхности земли.

Литература

1. Аверьянов С.Ф., Усенко В.С. Способ расчета систематического вертикального дренажа. - В кн.: Управление поверхностными и подземными водными ресурсами и их использо-

вание. М., 1961. 2. Маскет М. Течение однородных жидкостей в пористой среде. М.-Л., 1949. 3. Усенко В.С. Приближенный расчет осесимметричной фильтрации при наличии инфильтрационного и радиального питания. - ИФЖ, 1960. № 3.

СО Д Е Р Ж А Н И Е

- Минаев И.В. Принципы проектирования осушительных и осушительно-увлажнительных систем с оптимальными параметрами 3
- Лившиц И.М., Кулешова Л.В. К вопросу о количественной оценке качества водных ресурсов. 19
- Артемьева Н.П., Лившиц И.М. Построение обобщенных моделей распределения вероятностей минимального стока рек Полесья 31
- Филиппович И.В. Необходимое условие для идентичности формул по расчету расхода неподтопленного и подтопленного водослива с широким порогом. 47
- Пенькевич В.А. Распределение давлений на комбинированном водосливе 50
- Филиппович И.В. О коэффициенте Кориолиса для сечения, определяющего расход на водосливе с широким порогом . . . 57
- Медведев С.Р., Яблонский В.У. К определению поперечных составляющих скоростей в судоходных каналах при заборе из них воды 58
- Хейнман В.П., Иткина Г.Е., Матвеева Я.И. Номограммы для вычисления коэффициента сопротивления трению по длине трубопровода (формула Н.З. Френкеля). 64
- Старинский В.П. О расчете водопроводных сетей с учетом изменения коэффициента часовой неравномерности водопотребления по отдельным линиям. 70
- Старинский В.П. Определение и учет гидравлического сопротивления фильтров при проектировании водозаборных скважин 76
- Хлапук Н.Н., Дмитриев А.Ф. К вопросу прогнозирования максимальной глубины местного размыва в несвязных грунтах (плоская задача). 85

Емельянов Ф.И. Опыт замыва каменно-набросных плотин песком 91

Левкевич Е.М., Сапожников Г.П. Из опыта эксплуатации креплений верховых откосов земляных плотин и берегов водохранилищ БССР 97

Ситников М.А. К вопросу проектирования свай равной несущей способности 106

Русецкий А.П., Свистунов В.К. Исследование влияния скоростей сработки уровней на устойчивость песчаных откосов 111

Черник П.К., Шупилов Я.М., Рубан А.П., Титов А.С. Результаты наблюдений за состоянием болотных грунтов в основании дамб 119

Круглов Г.Г. Влияние участка нависания грунтового потока на работу придамбовой несовершенной дрены 125

Закржевский П.И., Афанасик Г.И., Армоник О.Р., Холодок Н.Г., Вахонин Н.К. Решение задачи о распределении напоров по длине дрены и в междренном пространстве в условиях неустановившейся фильтрации 131

Минаев И.В. Аппроксимация функции цели при расчете оптимальных параметров дренажей 136

Злотник В.А., Мурашко М.Г., Усенко В.С. Численное исследование влияния водоемов на неустановившийся режим грунтовых вод 150

Усенко В.С. К расчету вертикального систематического дренажа и прогнозных эксплуатационных запасов подземных вод при наличии инфильтрационного питания 156

Водное хозяйство Белоруссии

Вып. 7

Редактор Н.М. Латышева
Мл. редактор И.В. Бирюкова
Худ. редактор В.Т. Лапицкий
Техн. редактор Л.И. Жук
Корректор З.Б. Боборыко
График Н.В. Журавлева
Оператор П.Я. Фридман

ИБ 352

АТ 06072. Подписано к печати 3/1-1977 г. Бумага 60x90 1/16.
Печ. л. 11,5 Уч.-изд.л. 11,23 Тип. зак.5532 Изд. № 76-92 .
Тираж 550 экз. Цена 1руб.70 коп.

Издательство "Вышэйшая школа" Государственного комитета
Совета Министров БССР по делам издательств, полиграфии и
книжной торговли. Редакция межведомственных сборников и за-
казной литературы. 220600. Минск, ул. Кирова, 24.
Типография "Победа" Государственного комитета Совета Ми-
нистров БССР по делам издательств, полиграфии и книжной
торговли. Молодечно, Привокзальный пер., 11.

РЕФЕРАТЫ

УДК 626.862

Принципы проектирования осушительных и осушительно-увлажнительных систем с оптимальными параметрами. Минаев И.В. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып.7, с. 3 - 18.

Классифицировано и обосновано расчленение полевого сезона на периоды и подпериоды с целью обоснованного расчета мелиоративных систем по периодам. Предлагается производить четыре вида инженерного расчета мелиоративной системы, три из которых направлены на регулирование уровня грунтовых вод и один на регулирование влажности корнеобитаемого слоя почвы. Для расчета оптимальных параметров мелиоративной системы предложена функция цели, выражающая ежегодные затраты от оптимизируемых параметров системы. Функция цели включает функции ущербов, отражающие особенности каждого периода полевого сезона. - Ил. 3. Библ. 30.

УДК 551.482.215.73 (476)

К вопросу о количественной оценке качества водных ресурсов. Лившиц И.М., Кулешова Л.В. "Водное хозяйство Белоруссии". 1977, вып. 7, с.19 - 31.

Обосновывается практическое значение оценки внутригодовой естественной зарегулированности стока. Рассматриваются имеющиеся предложения по этой оценке и их возможная классификация. Изучается теснота связи между различными показателями внутригодовой зарегулированности стока. На основе анализа их свойств предлагается новый "показатель внутригодовой равномерности стока". Обосновывается рациональность его применения.

Приведен общий коэффициент корреляции и уравнение связи для всей изучаемой территории и показана практическая возможность применения общего уравнения. Обосновывается целесообразность применения нового показателя в отношении прос-

тоты его вычисления и установления параметров кривых распределения. - Табл..2. Библ. 15.

УДК 551.48

Построение обобщенных моделей распределения вероятностей минимального стока рек Полесья. Артемьева Н.П., Лившиц И.М. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 31 - 46.

Для построения обобщенных моделей кривых обеспеченностей летних и зимних минимумов (суточных и месячных) использованы стоковые ряды по 37 гидрологическим пунктам Полесья.

Проверка однородности четырех совокупностей эмпирических распределений модульных коэффициентов минимумов проведена с помощью непараметрических критериев А.Н. Колмогорова и Г.А. Алексеева. Сделан анализ возможных способов объединения эмпирических кривых и выбран наиболее рациональный способ их обобщений.

Параметры объединенных кривых распределения модульных коэффициентов минимумов вычислялись с учетом междурядной и внутрирядной корреляции. Проведена практическая оценка полученных безразмерных моделей распределения вероятностей и их параметров. - Ил. 1. Табл. 5. Библ. 15.

УДК 627.83:532.55.001.24

Необходимое условие для идентичности формул по расчету расхода неподтопленного и подтопленного водослива с широким порогом. Филиппович И.В. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 47 - 50.

Для водослива с широким порогом определено необходимое условие, при котором расчетные формулы расхода неподтопленного и подтопленного водосливов приводят к одинаковому результату. - Библ. 3.

УДК 626.823 + 532, 53

Распределение давлений на комбинированном водосливе. Пенькевич В.А. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 50 - 57.

Приводятся опытные значения давлений в характерных точках водосливной поверхности комбинированного водослива при различных напорах, а также уровни свободной поверхности потока.

Даются кривые распределения давлений по водосливной поверхности комбинированного водослива. Оценивается влияние конструкции комбинированного водослива и пространственности задачи на распределение давлений. – Ил. 3. Библ. 2.

УДК 627.83 : 532.55.001.24

О коэффициенте Кориолиса для сечения, определяющего расход на водосливе с широким порогом. Филиппович И.В. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 57 – 58

Предлагается зависимость для определения коэффициента Кориолиса на водосливе с широким порогом. – Библ. 2.

УДК 626.24

К определению поперечных составляющих скоростей в судовых каналах при заборе из них воды. Медведев С.Р., Яблонский В.У. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 58 – 64.

В ряде случаев забор воды для различного рода водопотребления производится непосредственно из судовых каналов, где нет течения или наблюдается небольшое течение с малыми продольными скоростями, возникающими при шлюзовании. При заборе воды в канале возникают поперечные скорости, которые могут привести к свалу судов.

Предлагается приближенный способ расчета поперечных скоростей, основанный на допустимости замены работы насоса или трубы водозабора гидродинамической моделью стока. По значениям поперечных скоростей можно выбрать положение водозабора относительно уреза воды в канале. – Ил. 2. Библ. 1.

УДК 532.542.4; 518.3

Номограммы для определения коэффициента сопротивления трению по длине трубопровода (формула Н.З. Френкеля). Хейнман В.Б., Иткина Г.Е., Матвеева Я.И. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 64 – 69.

Приводятся построенные авторами номограммы по формуле Н.З. Френкеля для определения коэффициента сопротивления трению по длине трубопровода. Номограммы дают возможность заменить громоздкие вычисления по формуле механическими операциями. Номограммы обладают достаточной для технических расчетов точностью. – Ил. 3. Табл. 3. Библ. 2.

УДК 628.152.

О расчете водопроводных сетей с учетом изменения коэффициента часовой неравномерности водопотребления по отдельным линиям. Старинский В.П. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 70 – 76.

Излагается методика учета изменения коэффициентов часовой неравномерности водопотребления в линиях водопроводных сетей при их расчете. – Ил. 1. Библ. 4.

УДК 624.131.67:556.3

Определение и учет гидравлического сопротивления фильтров при проектировании водозаборных скважин. Старинский В.П. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 76 – 85.

Излагается методика определения коэффициентов гидравлического сопротивления фильтров водозаборных скважин и их учета при проектировании водозаборных устройств. Для установления определяющих сопротивление фильтров характеристик приводятся соответствующие показатели и расчетные зависимости. – Табл. 1. Библ. 8.

УДК 627.131:532.51.001.5

К вопросу прогнозирования максимальной глубины местного размыва в несвязных грунтах (плоская задача). Хлапук Н.Н., Дмитриев А.Ф. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 85 – 91.

Приводится сопоставление результатов исследований местных размывов в несвязных грунтах различных авторов. На основании выполненного анализа предлагается программа дальнейших исследований местных размывов. – Ил. 3. Библ. 12.

УДК 627.43

Опыт замыва каменно-набросных плотин песком. Емельянов Ф.И. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 91 - 97.

Изложен производственный опыт создания малофильтрующих каменных набросок путем замыва пор песком. Установлены некоторые закономерности процесса и факторы на них влияющие. - Ил. 2. Табл. 1. Библ. 1.

УДК 627.417.4

Из опыта эксплуатации креплений верховых откосов земляных плотин и берегов водохранилищ БССР. Левкевич Е.М., Сапожниксв Г.П. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 97 - 105.

Приводятся данные о наличии креплений верховых откосов и берегов, встречающихся на водоемах БССР. Дается описание их современного состояния, а также анализируются причины разрушения креплений. Делаются некоторые выводы о возможности применения различных креплений. - Ил. 3. Табл. 1. Библ. 6.

УДК 624. 154.3

К вопросу проектирования свай равной несущей способности. Ситников М.А. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 106 - 111.

Рассматриваются методы определения несущей способности свай по материалу ствола и по грунту основания с выводом уточненных и упрощенных формул.

Показывается важность проектирования свай равной несущей способности и дается метод определения равнонесущих свай с построением соответствующих графиков. - Ил. 4. Библ. 5.

УДК 532.537:626.17

Исследование влияния скоростей сработки уровней на устойчивость песчаных откосов. Русецкий А.П., Свистунов В.К. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7. с. 111 - 119.

Приводятся результаты полевых, лабораторных и теоретических исследований устойчивости каналов, подверженных интенсивному воздействию колеблющихся горизонтов воды в них. — Ил. 2. Табл. 2. Библ. 8.

УДК 631.43:624.13

Результаты наблюдений за состоянием болотных грунтов в основании дамб. Черник П.К., Шупилов Я.М., Рубан А.П., Титов А.С. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 119 – 124.

Приводятся результаты исследований физико – механических свойств болотных грунтов и наблюдений за их состоянием в основании дамб, потерпевших аварию из-за ошибок, допущенных при изысканиях.

На основании приведенных результатов исследований рассмотрен вопрос о возможности использования в основании дамб болотных грунтов с коэффициентом пористости до 18. — Ил. 1. Табл. 1. Библ. 2.

УДК 626.86+626.212

Влияние участка нависания грунтового потока на работу придамбовой несовершенной дрены. Круглов Г.Г. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 125 – 130.

Обосновывается необходимость учета нависания грунтового потока при проектировании защитных дренажей. Приводятся результаты лабораторных исследований участка нависания грунтового потока над придамбовой несовершенной дренай, расположенной в однородном безнапорном пласте ограниченной мощности при несимметричном боковом притоке. — Ил. 4. Табл. 1. Библ. 8.

УДК 631.6:551.49+627.841

Решение задачи о распределении напоров по длине дрены и в междренном пространстве в условиях неустановившейся фильтрации. Закржевский П.И., Афанасик Г.И., Армоник О.Р., Холодок Н.Г., Вахонин Н.К. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 131 – 136.

Приводится математическая постановка фильтрационной задачи о распределении напоров по длине дрены в междренном пространстве в условиях неустановившейся фильтрации, сформулированы начальные и граничные условия при постоянном заборе воды из дренажа и заданном напоре на устье. Составлен алгоритм и произведен расчет для условного примера. – Ил. 2. Библ. 6.

УДК 628.367

Аппроксимация функции цели при расчете оптимальных параметров дренажей. Минаев И.В. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 136 – 149.

Излагается метод аппроксимации функции цели, выражающей приведенные затраты по мелиоративной системе. С помощью аппроксимированной функции цели находится наиболее важный параметр системы, от которого зависят приведенные затраты. Дается пример расчета. – Ил. 2. Табл. 5. Библ. 9.

УДК 556. 3/5:532.546

Численное исследование влияния водоемов на неустановившийся режим грунтовых вод. Злотник В.А., Мурашко М.Г., Усенко В.С. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 150 – 156.

Рассмотрена задача оценки взаимосвязи подземных и поверхностных вод (фильтрация к совершенному каналу конечной ширины под влиянием работы инфильтрационного водозабора). Для ее исследования построена разностная схема для уравнения Буссинеска с дополнительным балансовым условием на границах канала и пласта. Излагается метод решения и построенный на его основе алгоритм. Приводится пример расчета. – Ил. 3. Табл. 1. Библ. 15.

УДК 551.49:631.62:628.113

К расчету вертикального систематического дренажа и прогнозных эксплуатационных запасов подземных вод при наличии инфильтрационного питания. Усенко В.С. "Водное хозяйство Белоруссии", 1977, вып. 7, с. 156 – 172.

Даны расчетные зависимости для функций напоров и дебитов скважин для схем, учитывающих сработку вековых запасов, водопритока с периферии пласта и инфильтрационного питания с поверхности земли.

Полученные в виде рядов бесселевых функций расчетные зависимости протабулированы. Приведены корни характеристических уравнений, таблицы и графики функций, используемые в расчетах эксплуатационных запасов и вертикального дренажа. — Ил. 2. Табл. 3. Библ. 3.