

626
Б62

ISSN 0021-2548

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО

И

ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ
СТРОИТЕЛЬСТВО

Министерство высшего и среднего специального образования БССР

Белорусский ордена Трудового Красного Знамени
политехнический институт

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

РЕСПУБЛИКАНСКИЙ МЕЖВЕДОМСТВЕННЫЙ СБОРНИК

ВЫПУСК 14

Минск "Вышэйшая школа" 1985

УДК 626/628 (476)

В62

Главный редактор

В.П. Старинский, кандидат технических наук, доцент

Редакционный совет:

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

В сборнике рассматриваются вопросы совершенствования водного хозяйства городов, методики расчетов различных специальных гидротехнических сооружений и результаты исследований закономерностей динамики грунтовых и открытых потоков.

Предназначен для специалистов в области использования, охраны водных ресурсов и гидротехнического строительства.

Водное хозяйство и гидротехническое строительство

Выпуск 14

Зав. редакцией *А.Я. Канторович*. Редактор *А.С. Гликман*. Мл. редактор *Т.И. Крючкова*.
Худож. редактор *И.А. Демковский*. Техн. редактор *Г.А. Лакишик*. Корректоры *З.Б. Звонарева, Н.И. Бондаренко*. Оператор *А.И. Маль*.

ИБ № 1598

Сдано в набор 28.06.84 г. Подписано в печать 26.02.85 г. АТ 17078. Формат 60x90 1/16.
Бумага офсет. Гарнитура Пресс Роман. Печать офсет. Усл.-печ.л. 8.25. Усл. кр.-отт. 8,625.
Уч.-изд.л. 9,62. Тираж 743. экз. Зак. 5261. Цена 1 р. 50 к.

Издательство "Вышэйшая школа" Государственного комитета БССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 220048. Минск, проспект Машерова, 11.

Типография "Победа". Молодечно, ул. Тавлая, 11.

В 3301000000-031 158-85
М304 (05) - 85

© Издательство "Вышэйшая школа", 1985.

ОБЕЗВРЕЖИВАНИЕ ОСАДКОВ ГОРОДСКИХ СТОЧНЫХ ВОД МЕТОДОМ БИОТЕРМИЧЕСКОЙ ПЕРЕРАБОТКИ СОВМЕСТНО С ТВЕРДЫМИ БЫТОВЫМИ ОТХОДАМИ

Одной из важнейших проблем охраны окружающей среды являются удаление, обезвреживание и переработка бытовых отходов с целью их дальнейшей утилизации. С ростом городского населения она приобретает все большее значение [1]. Твердые бытовые отходы (ТБО) и осадки сточных вод (ОСВ) характеризуются высоким содержанием органического вещества, набором биофильных элементов, необходимых для роста и развития растений. Имеющиеся данные об использовании ТБО и ОСВ свидетельствуют о высокой агротехнической ценности этого сырья, положительном влиянии его на структуру, физико-химические, биологические, противозерозивные свойства почвы [2, 3]. В этой связи их можно рассматривать как вторичные ресурсы и сырье для производства органо-минеральных удобрений, что имеет не только экономическое, но и природоохранное значение, так как является одним из способов решения проблемы безотходного производства и включения отходов в естественный биологический круговорот веществ.

В настоящее время как в нашей стране, так и за рубежом ведутся поиск и разработка надежных в санитарно-эпидемиологическом отношении и экономичных технологических процессов и сооружений для утилизации ТБО и ОСВ.

Наиболее изучены методы и способы обработки осадков сточных вод для применения их в качестве удобрения. В последние годы разработан ряд новых технологических процессов и создано оборудование для механического обезвоживания и термической сушки осадков. Однако все они требуют значительных капиталовложений и топливно-энергетических ресурсов.

Среди методов обработки бытовых отходов наиболее рациональным является компостирование. При определенных условиях под воздействием микроорганизмов масса отходов начинает разлагаться, образуются новые вещества, в том числе и гумусоподобные, входящие в состав нового продукта — компоста, по своим свойствам близкого навозным компостам. Компостирование может быть определено как биологический процесс ускоренного превращения органического вещества в продукты, необходимые для развития жизни растений. В 1 г сухой массы ТБО и ОСВ находится от 1 до 10 млрд. микроорганизмов, которые в благоприятной питательной среде способны к быстрому размножению и интенсивному обмену веществ. Исследования, проводившиеся в СССР по определению химического состава ТБО, позволили установить в них (в % на сухое вещество) органического вещества 60–85 % (причем 30–40 % легко разлагаемого), азота 0,8–1,5, фосфора 0,4–0,6, калия 0,3–0,6 %.

ОСВ по своему составу представляют собой неоднородную массу с высоким содержанием коллоидных, жировых и волокнистых веществ, повышен-

ной влажностью и зольностью, пониженной пористостью. Как правило, осадки плохо отдают воду и трудно поддаются компостированию. Количество задерживаемого осадка городских станций аэрации составляет по объему от 0,5 до 1 % очищаемых сточных вод, в ряде случаев оно может достигать до 2,5–3 %. Влажность таких осадков колеблется от 94 до 98,5 %. Осадки, образующиеся при очистке сточных вод, требуют непрерывной обработки и удаления с территорий предприятий по очистке сточных вод. Для подготовки осадков к утилизации наиболее эффективным способом в настоящее время является их механическое обезвоживание и термическая обработка с целью обезвреживания, сокращения массы и объема. Для обеззараживания осадков применяются химические, термические методы, облучение гамма-лучами, обработка токами высокой частоты и др. Для осуществления процесса сушки требуется 100–110 м³ природного газа в расчете на 1 м³ испаряемой влаги либо соответствующее количество жидкого топлива, а также 20–30 кВт·ч электроэнергии, т.е. на термическую сушку 1 м³ осадка влажностью 80 % следует затратить в среднем 750 тыс. ккал тепла и около 20 кВт·ч электроэнергии [4].

Одним из наиболее экономичных способов обеззараживания осадков сточных вод является компостирование с применением различного рода наполнителей, а также в смеси с твердыми бытовыми отходами. В основе процесса совместной переработки твердых бытовых отходов и осадков сточных вод лежит использование принципа биотермического разложения органического вещества под влиянием сапрофитных аэробных микроорганизмов, способных выделять определенное количество энергии, часть — в виде тепла.

Вследствие недостаточной теплопроводности компостируемого материала температура биомассы может повышаться до 70 °С и губительно действовать на большинство болезнетворных микроорганизмов и яйца гельминтов.

Наряду с температурой важным обезвреживающим фактором являются антибиотические вещества, выделяемые микроорганизмами. Обладая бактерицидными свойствами, они способны подавлять развитие патогенной микрофлоры.

Экспериментальные исследования по совместной биотермической переработке ОСВ и ТБО проводились в 1982–1983 гг. на Минском опытном заводе по переработке бытовых отходов (МОЗПБО).

Технология обработки осадка на Минской станции аэрации предусматривает обезвоживание на вакуум-фильтрах смеси осадка первичных отстойников и уплотненного активного ила. В качестве коагулянта используется раствор хлорного железа и извести.

Исследования по совместной биотермической переработке ТБО и механически обезвоженных ОСВ (соотношение 2,2:1 – 2,5:1 по массе) проводились в одном из биобарабанов МОЗПБО, оборудованном принудительной системой аэрации. Изучались возможность такой переработки в существующих эксплуатационных условиях, необходимая продолжительность процесса, условия аэрирования, загрузки и выгрузки материала и его последующей переработки.

Характеристики ТБО и ОСВ, используемых в эксперименте, приведены в табл. 1 и 2.

Полученные данные морфологического состава показали, что в ТБО содержится большое количество пищевых отходов (29,0–39,6 % от общей мас-

Таблица 1

Морфологический состав ТБО, используемых в экспериментах

Компонент	% компонента к общей массе по сезонам		
	зима	лето	весна
Бумага	25,9	28,3	29,5
Пищевые отходы	39,6	38,4	29,0
Дерево	1,6	1,2	7,8
Текстиль	4,1	3,1	3,1
Кости	1,7	2,8	1,6
Металл	3,0	2,8	2,6
Кожа, резина	0,9	0,1	0,2
Стекло	5,8	4,9	3,6
Камни	1,9	2,7	4,1
Пластмасса	1,8	2,1	3,1
Отсев менее 16 мм	13,7	11,8	15,4

Таблица 2

Физико-химические свойства твердых бытовых отходов, осадка сточных вод и смеси из них

Показатели	Единица измерения	Зима			Лето			Весна		
		ТБО	ОСВ	ТБО+ОСВ	ТБО	ОСВ	ТБО+ОСВ	ТБО	ОСВ	ТБО+ОСВ
Влажность	% от общей массы	50-52	74-85	61,4	46-48	72-77	55	45-50	74-77	54
Органическое вещество	% на сухое вещество	60-65	48-54	51,78	60-65	42-49,8	57,2	48-52	40,7-42,2	47,9
Общий азот	"	1,1	2,72	1,48	1,12	2,0	1,31	0,81	2,18	1,22
C:N		28	19	23	27	23	21	30	10	20
pH		5,5-6,0	12,2-12,7	7,5	5,8-6,0	12,2-12,0	7,6	5,6-5,9	12,0-12,1	7,1
Плотность	кг/м ³	220	1000-1170	500	200	1000	450	210	1000	440

сы), что имеет важное значение для биотермического процесса ускоренного обезвреживания, так как в основном в их состав входит легкоразлагающаяся субстанция, являющаяся основным источником тепловыделения.

Соотношение бумага: пищевые отходы находится в оптимальных пределах — 1:1 — 1:1,6. Оно определяет свойства обезвреживаемой массы, как среды, благоприятной для развития микроорганизмов (наличие необходимых питательных элементов, влажность, отношение углерода к азоту, плотность, механическую структуру).

Результаты химических анализов (см. табл. 2) свидетельствуют о том, что содержание органического вещества и биофильных элементов в смеси ТБО и ОСВ находится на уровне, достаточном для интенсивного развития биотермического процесса.

В летнем и весеннем экспериментах влажность ТБО (46–48 и 45–50 %) несколько превышала установленные в результате многолетних экспериментальных исследований средние сезонные значения (36–39 %). Влажность ОСВ (72–77 %) находилась в пределах обычной при механическом обезвоживании на барабанных вакуум-фильтрах (70–80 %), смеси ТБО и ОСВ при принятом соотношении компонентов составляла 54–55 % и способствовала активной жизнедеятельности микроорганизмов.

Степень обезвреживания смеси бытовых отходов контролировалась систематическим измерением температуры обезвреживаемой массы в ходе ее биотермической переработки (рис. 1). Анализируя результаты этих замеров, не-

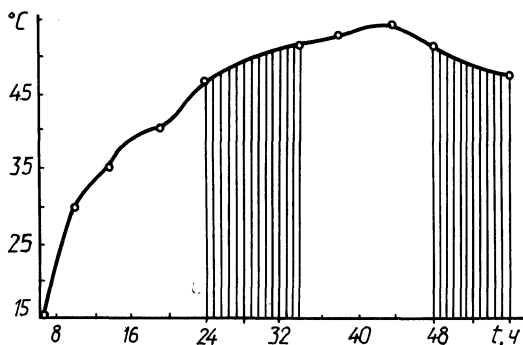


Рис. 1. Температурный график биотермического обезвреживания смеси ТБО и ОСВ при проведении весеннего эксперимента на МОЗПБО:

▤ — вращение барабана на малых оборотах.

обходимо отметить, что температурный порог обезвреживания имел место до 32 ч в цикле переработки.

После 48-часовой переработки смеси в биобарабанах получен практически обезвоженный компост: титр *Coli* равен 1, яйца гельминтов не обнаружены.

Так как биотермический процесс обезвреживания является аэробным, значительное нарастание температуры возможно только при достаточном обеспечении разлагаемой массы бытовых отходов кислородом воздуха. Кроме того, постоянная подача достаточного количества воздуха необходима для удаления газообразных продуктов, выделяемых микроорганизмами в процессе обмена веществ.

Следует отметить, что на начальных этапах биотермического процесса разложения органического вещества достаточно того воздуха, который содержится в неуплотненной массе бытовых отходов (около 4 л/кг материала). В процессе обезвреживания и переработки бытовых отходов осуществлялась принудительная подача воздуха.

В обезвреживаемую в биобарабанах смесь ТБО и ОСВ постоянно подавался подогретый воздух (зимой — до 20–22 °С, весной и летом до 55–59 °С) в количестве 0,3–0,4 м³/с, что составляет в среднем 0,8 м³/кг материала за цикл переработки.

Анализ полученных при проведении на Минском опытном заводе механизированной переработки бытовых отходов экспериментальных исследований показывает принципиальную возможность промышленного совместного обезвреживания и переработки твердых бытовых отходов и механически обезвоженного осадка сточных вод и позволяет сделать следующие выводы и дать практические рекомендации:

1. Добавление осадка сточных вод к твердым бытовым отходам при промышленном компостировании в биобарабанах не вызывает замедления процесса обезвреживания. Агрохимическая ценность компоста повышается за счет увеличения содержания азота и фосфора.

2. При влажности осадка сточных вод не более 75 % и твердых бытовых отходов не более 50 % возможна совместная переработка бытовых отходов в соотношении 30 к 70 % по массе. При более высокой влажности компонентов смеси необходимо производить корректировку соотношения таким образом, чтобы влажность не превышала 60 %.

3. Осуществление совместной переработки ОСВ и ТБО обеспечивает сокращение эксплуатационных затрат, экономию топлива и электроэнергии на термическую сушку осадка, повышает производительность заводов по выпуску компоста и снижает себестоимость продукции.

ЛИТЕРАТУРА

1. Б у к р е в Е.М. Анализ эффективности работы мусороперегрузочных станций в системе санитарной очистки городов. – В кн.: Науч. труды АКХ "Сбор и удаление твердых бытовых отходов". М., 1982, с. 5. 2. Т у р о в с к и й И.С. Обработка осадков сточных вод. – М., 1982, с. 173. 3. Б у к р е в а Т.Е., Р ы ш к о в а Л.Н. Совместное обезвреживание и переработка бытовых отходов и осадка сточных вод. – Обзор. информ. МГЦНТИ. Вып. 26, 1982, с. 21. 4. Т у р о в с к и й И.С., Д в и н с к и х Е.В., М а к с и м е н к о Ю.Л. Современное состояние и перспективы развития научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ по кондиционированию и утилизации в народном хозяйстве осадка, образующегося при очистке природных и сточных вод. – В кн.: Проблемы окружающей среды и природных ресурсов. М., 1983, № 6 (Приложение), с. 109.

УДК 628.179+628.221.2+628.315+628.36] (476)

П.Д.ГАТИЛЛО, В.Г. ОВСЯНИКОВ, канд-ты техн.наук,
А.Н.ОДИНЕЦ (БПИ), А.В.ВОРОБЬЕВ
(БФ ВНИИГалургии)

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ СИСТЕМЫ ВОДООБЕСПЕЧЕНИЯ СОЛИГОРСКОГО ПРОМЫШЛЕННОГО РАЙОНА ЗА СЧЕТ ПОВТОРНОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ СТОЧНЫХ ВОД

В условиях нарастания дефицитов воды считается целесообразным переводить водное хозяйство большинства промышленных предприятий на водооборот, а городские сточные воды после хорошей очистки использовать для подпитки оборотных систем технического водоснабжения и орошения сельскохозяйственных угодий [1]. В Белоруссии наибольшие потребности в воде возникают в районах Полесья [2, 3]. Здесь же наименьшая величина речного стока и наименее благоприятные условия для создания водохранилищ. Примером

может служить бассейн р. Случь, в среднем течении которой расположены предприятия калийной промышленности и г. Солигорск. (Выше по течению находится г. Случь, а ниже — г.п. Старобин.) В расчетной перспективе ожидается дефицит в несколько десятков миллионов кубометров воды, особенно в верхней и нижней частях бассейна [4] .

Ранее для предотвращения загрязнения р. Случь и созданного на ней водохранилища было рекомендовано по аналогии со стоком промбытовой канализации г. Солигорска подвергнуть очистке и направить в обход водохранилища также стоки промбытовой канализации г.Случь и дождевых канализаций обоих городов [5] . Однако дождевые канализации г.Случь, промплощадок калийных рудников и г.Солигорска, построенные по полной раздельной системе, продолжают сброс стоков безо всякой очистки и при неудачном к тому же расположении плотины (ниже города) загрязняют Солигорское водохранилище [6] .

В последние годы Белорусским филиалом ВНИИГалургии произведена разработка многих вопросов водоснабжения и канализации данного промрайона. На расчетном уровне снабжение водой питьевого качества будет производиться за счет расположенного на расстоянии более 30 км крупного водозабора подземных вод. Источником технической воды служит Солигорское водохранилище. Удельный вес этих источников в общей подаче воды составит, соответственно, 53,5 и 46,5 %.

Намечено развитие единой для всей правобережной части района промбытовой канализации, куда будут направляться бытовые стоки города и предприятий калийной промышленности, бытовые, загрязненные и условно чистые производственные стоки предприятий г. Солигорска. Стоки этой канализации перекачиваются через водораздел в бассейн р.Морочь и подвергаются здесь механической и полной биологической очистке в аэротенках и доочистке в аэрируемых прудах. На эту же станцию перекачиваются стоки г.п. Старобина и пшеницефабрики. В целом удельный вес хозяйственных вод оценивается в 88 %. После доочистки стоки направляются в канал Кривичский и далее по Лютенской канаве в р. Морочь.

Техническое водоснабжение калийных предприятий производится по оборотной схеме. Их стоки в промбытовую канализацию не попадают.

В связи с удаленностью дождевая канализация площадок рудников с дождевой канализацией города не связана. Промливневые стоки намечено направлять в пруды-отстойники для осветления и зарегулирования. Затем они будут отводиться на доочистку и техническое водоснабжение.

Чтобы предотвратить поступление поверхностного стока с территории г. Солигорска в водохранилище, намечено в конце каждого из трех основных коллекторов создать подземные емкости для зарегулирования стока с частных водосборов и насосные станции для перекачки его вместе с транзитным расходом на каждую последующую насосную станцию. Проработаны варианты полного и неполного перехвата стоков (последний проработан в связи с возражением Госстроя БССР против первого варианта). Главная насосная станция будет перекачивать стоки на площадку рядом со станцией аэрации, где создается отстойник-регулятор всего стока дождевой канализации города. Этот сток намечалось доочищать на торфяных фильтрах и сбрасывать в Кривичский канал.

Поскольку изложенные разработки исчерпывают все обычно применяемые меры водообеспечения, пока созреют условия для крупных перебросок стока из других бассейнов [3], необходимо использовать имеющиеся резервы. Такие внутренние резервы представляет в данном случае повторное использование сточных вод промрайона, тем более что вследствие маловодности ассимиляционные способности рек данного района совсем незначительны.

Могут быть выдвинуты два варианта использования сточных вод Солигорского промрайона: 1. Перевод технического водоснабжения промышленных предприятий на использование биологически очищенных и доочищенных сточных вод и направление оставшейся части стоков после биологической очистки в накопитель с последующим использованием для орошения сельскохозяйственных угодий. 2. Использование всех сточных вод после биологической очистки для орошения земель, продолжение технического водоснабжения промышленности из Солигорского водохранилища.

В обоих вариантах промливневые стоки дождевой канализации рудников после зарегулирования, отстоя и доочистки направляются для технического водоснабжения своих предприятий. Предприятия калийной промышленности недостающее количество, а другие предприятия — все необходимое количество технической воды получают из центрального технического водопровода.

Выдвинутые варианты прежде всего различаются источниками питания технического водопровода. У первого варианта могут быть два подварианта: 1а — для технического водоснабжения подаются прошедшие биологическую очистку и доочистку стоки дождевой канализации, а недостающее количество воды пополняется прошедшими биологическую очистку и доочистку стоками промбытовой канализации; 1б — в технический водопровод подаются биологически очищенные и доочищенные стоки исключительно промбытовой канализации.

Стоки, не попавшие в технический водопровод, направляются на орошение. На данной стадии изученности представляется предпочтительным подвариант а, с тем чтобы более богатые биогенными веществами стоки промбытовой канализации полнее использовать для орошения.

Поскольку количество стоков дождевой канализации, направляемых для повторного использования, а также качество воды в водохранилище зависят от параметров регулирующих емкостей дождевой канализации, были рассмотрены методика определения и предварительные значения этих параметров. На основе анализа данных плювиографических наблюдений за атмосферными осадками в г. Слуцке эти параметры определены по гидрографам стока в расчетный дождливый период, состоящий из двух дождей. Их гидрографы построены методом В.М. Молокова [7] с максимальными расходами, соответствующими интенсивности дождей с $p = 1$ год для первого и $p = 0,33$ года для второго дождя. Принято, что второй дождь выпадает на 1/2 суток после первого.

Полезная емкость прудов-отстойников на промливневой канализации рудуправлений принята в размере, необходимом для полного зарегулирования стока в расчетный дождливый период. Для обеспечения достаточно высокой степени осветления стоков дождевой канализации необходимо их отстаивание в течение 2–3 сут [8,9]. Поэтому расход сработки в данном случае принят та-

ким, чтобы опорожнение регулирующей емкости закончилось к концу 3-х сут после начала первого дождя (при этом учитываются расходы поступающих в промливневую канализацию условно чистых производственных стоков).

Мертвый объем рассматриваемых прудов должен обеспечить как прием выпадающих в осадок взвесей (за период между очередными чистками прудов), так и необходимое осветление стоков расчетного дождя, выпадающего при сработавшей регулирующей емкости.

Поскольку эти емкости располагаются в земляных прудах, регулирующая емкость может иметь возможно более значительную высоту призмы сработки, а мертвый объем располагаться ниже уровня грунтовых вод с тем, чтобы обойтись минимальной площадью земель, отчуждаемых под пруды.

Весной при дружном таянии снега и поступлении талых вод в течение нескольких дней подряд при указанной относительной низкой интенсивности сработки регулирующей емкости возможны переполнение прудов и сброс в водохранилище некоторой части талых вод. Но пройдя через пруд транзитом, эти воды подвергнутся значительному осветлению.

Принимая пропускную способность насосных станций в устьях основных коллекторов дождевой канализации г. Солигорска и их напорных трубопроводов в соответствии с [10] (что в данных условиях отвечает интенсивности дождя с $p = 0,045$ года), регулирующую емкость резервуаров-регуляторов устанавливаем по гидрографу первого дождя в виде площадки между линиями расходов $Q_p = 0,045$ и $Q_p = 0,1$. Этот последний расход принят с учетом рекомендаций [7, 11]. В связи с более существенной величиной расхода сработки ($Q_p = 0,045$) регулирующая емкость опорожняется еще до окончания первого дождя.

Для улучшения показателей работы резервуаров-регуляторов их конструкцию и схему работы целесообразно принять такими, как у применявшегося в зарубежной практике сооружения [7, рис. 6.6]. Мертвый объем у такого резервуара отсутствует. Его конструкция способствует самопроизвольной транспортировке к насосам осаждающих взвесей и предотвращению попадания в сбросной лоток всплывающих нефтепродуктов. При поступлении с водосбора расходы $Q \leq Q_{p=0,045}$ транзитом подаются на очистку. При расходах $Q > Q_{p=0,045}$ регулирующая емкость заполняется. После ее заполнения разность $Q - Q_{p=0,045}$ переливается через борт лотка, расположенного под толчком резервуара, и отводится в водохранилище. При такой схеме величина сбросов будет в целом меньше, чем в случае, если бы сброс происходил как только $Q > Q_{p=0,1}$.

На основании [7] следует ожидать, что на очистку будет перекачиваться не менее 0,9 среднегодового объема всех стоков дождевой канализации города. Пропуск всех стоков через резервуар способствует отстоя той части, которая идет на сброс. К тому же переполнение регулирующей емкости и сброс стоков происходят только при выпадении значительных дождей, во время которых загрязнения, смываемые с водосбора, разбавляются до концентраций, значительно меньших, чем при малых и средних дождях. Таким образом, все перечисленные факторы будут способствовать ограничению сброса загрязнений.

Для установления полезной емкости пруда-отстойника-регулятора всех стоков дождевой канализации г. Солигорска используется гидрограф подачи

к нему стоков главной станцией в расчетный дождливый период, а сама регулирующая емкость зависит от соотношения расходов поступающих и направляемых на биологическую очистку стоков.

Одним из условий повторного использования стоков является их очистка и доочистка. Во всех случаях должна быть обеспечена эпидемиологическая безопасность. Согласно [1, с. 119], для промышленного водоснабжения могут использоваться хозяйственные стоки, прошедшие полную биологическую очистку, доочистку на песчаных фильтрах и обеззараживание хлором. Обеспечить это вполне возможно.

Орошение сельскохозяйственных культур промышленными стоками допустимо в случаях, если они не содержат вредных для почвы, растений, животных и человека веществ и прошли механическую и биологическую очистку [12]. В данном случае вредных веществ не ожидается, а требования к очистке менее жесткие, чем при сбросе стоков в речную сеть.

Что касается удовлетворения технологических требований к качеству технической воды, то сопоставление данных показывает, что очищенные сточные воды содержат органических веществ меньше, чем воды Солигорского водохранилища. По общей жесткости и содержанию нитратов сточные воды должны подвергаться такой же обработке, что и используемые ныне речные воды. По содержанию железа некоторым потребителям необходимо их предварительное улучшение. Таким образом, использование для технического водоснабжения очищенных и доочищенных сточных вод вполне допустимо.

После анализа известных локальных и централизованных схем очистки стоков дождевой канализации [13] признано, что в данных условиях они не подходят из-за недостаточной степени очистки или усложнения эксплуатации и во всех случаях — из-за спорадического режима работы сооружений. Целесообразна совместная очистка стоков дождевой и промышленной канализаций, позволяющая достичь требуемого качества очистки стоков и обработки осадков дождевых и талых вод с применением интенсивных методов. Рекомендуемая схема приведена на рис. 1. Промышленный сток проходит механическую и биологическую очистку. Часть стока, направляемая на повторное использование в промышленности, подается на доочистку. Производить доочистку стоков, подаваемых на орошение, не требуется.

Сток дождевой канализации после конечного пруда-отстойника направляется в биокоагулятор. Туда же подается регенерированный активный ил из аэротенков. Смесь аэрируется в течение 20 мин, после чего поступает на разделение в отстойники. Затем она направляется на доочистку на песчаные фильтры, а уже оттуда — в систему технического водоснабжения.

С целью снижения регулирующей емкости конечного пруда целесообразно в ночное время подавать из него сток дождевых (и талых) вод также в аэротенки промышленной канализации, которые в это время работают с недогрузкой из-за снижения притока бытовых вод.

Наоборот, в периоды отсутствия стока в дождевой канализации через отстойники дождевой линии может быть пропущена часть промышленных стоков. При этом увеличиваются время отстаивания и эффект их осветления.

Переходя к анализу условий сельскохозяйственного использования сточных вод, следует отметить заманчивость направления всех стоков для водоснабжения уже построенных или намечаемых к созданию в данном и в сосед-

них речных бассейнах осушительно-увлажнительных систем на торфяных почвах, не располагающих гарантированными источниками воды. Это обеспечило бы оптимальную влажность почв, увеличило их противопожарную безопасность, снизило интенсивность минерализации органического вещества и повысило продуктивность этих почв. Однако при этом возникает необходимость производить многолетнее регулирование и транспортировку на дальние расстояния сточных вод, не допуская соприкосновения с речными водами.

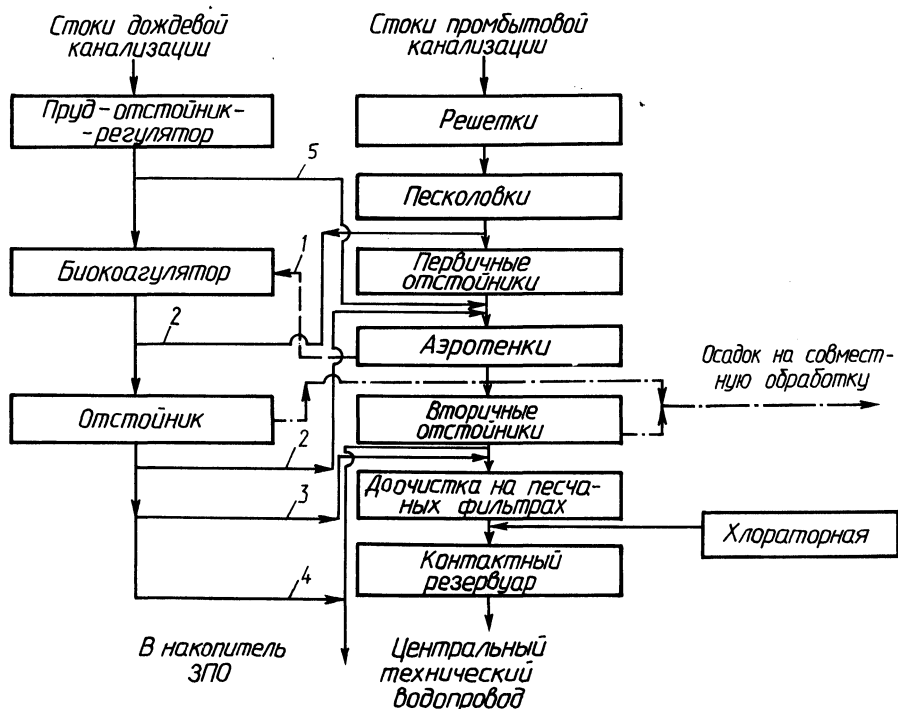


Рис. 1. Схема совместной очистки стоков промбытовой и дождевой канализаций :
 1 – регенерированный активный ил; 2 – промбытовые стоки в сухую погоду; 3 – для варианта использования поверхностных стоков для технического водоснабжения; 4 – для варианта использования поверхностных стоков для орошения земель; 5 – поверхностный сток в ночное время.

Необходимая емкость накопителя многолетнего регулирования нами определена графически по интегральным календарным кривым (ИКК) в координатах потребностей в воде для увлажнения торфяных почв и притока сточных вод (рис. 2). Исходные данные о потребностях в воде приняты по разработанным Белгипроводхозом обоснованиям регулирования стока рек Полесья. В частности, использованы установленные БелНИИМиВХ по методике [14] декадные потребности в подаче воды методом шлюзования для каждой из выращиваемых на мелиорируемых торфяных землях сельскохозяйственных культур. На этой основе нами определены значения необходимых де-

кадных подач воды (мм/га·дек) для севооборотов, намеченных для расчетного уровня. Для 37-летнего периода (1945—1981) установлены годовые значения необходимой подачи воды, построена эмпирическая и подобрана теоретическая кривые обеспеченности. Оказалось, что эмпирические значения изменяются от 0 до 237 мм. Норма равна 86 мм, а коэффициент изменчивости — $C_v = 0,75$. В качестве теоретической соответствует кривая обеспеченности трехпараметрического гамма-распределения с отношением $C_s/C_v = 1$. Расчет-

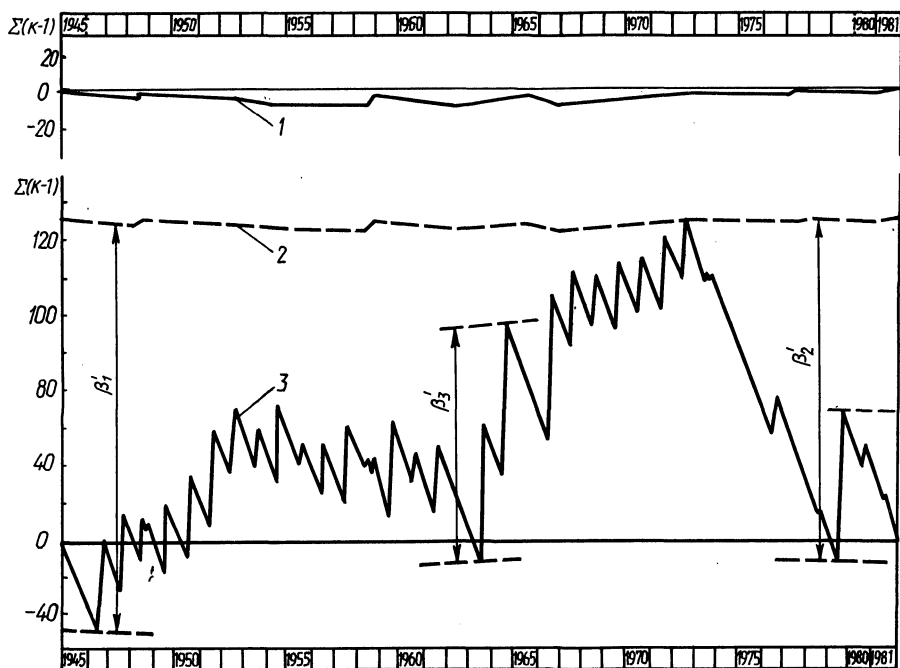


Рис. 2. Графические расчеты регулирующей емкости накопителя, питающего осушительно-увлажнительные гидромелиоративные системы:

1 — ИКК суммарного притока стоков; 2 — эквидистантная кривая к ИКК суммарного притока стоков; 3 — ИКК потребной подачи стоков.

ной можно принять характерную для гидромелиорации обеспеченность 10%. Подача этой обеспеченности равна 207 мм. В годы с более значительными потребностями они ограничивались до этого значения, и соответственно корректировались декадные значения. Календарный ряд декадных значений был выражен в модульных коэффициентах.

Внутригодовой режим поступления стоков промывочной канализации по декадам установлен исходя из годовой величины этих стоков и числа дней в каждой декаде [8—11]. Величина притока дождевых и талых вод с территории города определена на основе данных об атмосферных осадках и температуре воздуха на станции Слуцк. Учтены потери на испарение со снежного по-

крова. В остальном использована известная методика определения стока дождевых и талых вод. Учет сбросов из дождевой канализации в Солигорское водохранилище произведен путем умножения полученных значений на 0,9. Для каждой декады определена сумма стоков обеих канализаций. Эти суммы затем представлены в модульных коэффициентах, на основе которых построена ИКК поступления стоков.

Отметим, что среднегодовая величина суммарных стоков обеих канализаций составляет $23,9 \text{ млн. м}^3$ при отношении их стоков 9:1.

Если, пользуясь известной методикой, произвести графические построения (см. рис. 2), то могут быть определены варианты регулирующей емкости от $V_{\text{нак.1}} = \beta_1' \bar{W}_{\text{сум.дек}} = 219 \bar{W}_{\text{сум.дек}} = 6,08 \bar{W}_{\text{сум.год}} = 145,6 \text{ млн. м}^3$, обеспечивающей полное использование стоков и бесперебойное удовлетворение потребностей, до $V_{\text{нак.4}} = \beta_4' \bar{W}_{\text{сум.дек}} = 80,5 \bar{W}_{\text{сум.дек}} = 2,24 \bar{W}_{\text{сум.год}} = 53,6 \text{ млн. м}^3$, обеспечивающей использование стоков на 92 %, с перебоями в поставке воды в течение 30 % рассматриваемого 37-летнего периода.

Таким образом, изменчивость потребностей в увлажнении земель настолько значительна, что для более или менее полного использования стоков с целью надежного обеспечения оптимальной влажности требуется непомерно большая регулирующая емкость. В связи с тем что располагаемыми стоками можно обеспечить около 28 тыс. га земель, необходимо было бы транспортировать стоки на большие расстояния. Исходя из этого целесообразнее использовать стоки на сельскохозяйственных полях орошения (ЗПО), занимаемых под незаменяемые для таких условий травы [16].

Отметим, что в литературе имеются указания о целесообразности в целях удобрения норму орошения на ЗПО принимать на 40–50 % больше, чем в целях орошения, а также применять вневегетационные поливы, увеличивающие урожай трав еще примерно на 20 %. В зоне неустойчивого увлажнения допускается [12] для периода вегетации в зависимости от вида почв направлять от 500 до 200 мм стоков. Для вневегетационного периода рекомендуется [16] от 200 до 0 мм. В составе данных ЗПО могут оказаться легкие, средние минеральные и торфяные почвы. Для таких почв в упомянутых материалах Белгипроводхоза установленные по методике [15] нормы орошения трав чистой водой в году с атмосферными осадками 75 % обеспеченности составляют 205, 185 и 180 мм. Нами для периода вегетации средняя нагрузка принята 280 мм, а для вневегетационного периода — 130 мм, т.е. 410 мм для года в целом (по 40 мм в апреле и сентябре, по 50 мм в мае—августе и 130 мм в декабре).

Согласно варианту 1а (см. с. 9) использования сточных вод после вычета полной потребности в технической воде ($16,2 \text{ млн. м}^3$) на ЗПО в средний год направляется $9,1 \text{ млн. м}^3$ стоков (учитывая, что для технического водоснабжения используют $1,4 \text{ млн. м}^3$ стоков промливневой канализации рудников).

Следует отметить, что даже в наиболее влажные годы (например, в 1977 г. с годовой суммой осадков 768 мм) нагрузка на ЗПО увеличится примерно лишь на 35 мм против средней и составит около 445 мм, что значительно ниже, чем на некоторых ЗПО Подмосковья, где нагрузка стоков составляла 600–700 мм и при этом достигалась высокая урожайность трав [16].

Необходимая полезная емкость накопителя на ЗПО, установленная из расчета полного годового зарегулирования стоков во влажный год 5 % обеспеченности, составляет $3,1 \text{ млн. м}^3$, или 34 % среднегодового объема оросительной воды.

В расчете на каждый из 2,25 тыс. га орошаемой площади удельная регулирующая емкость ниже в 3,7 раза, чем для осушительно-увлажнительных систем, а в расчете на 1 млн. м³ оросительной воды — почти в 18 раз.

ЗПО рекомендуют располагать прежде всего на легких малопродуктивных в естественном состоянии почвах [12]. В БССР такими являются пустошные суходолы и внепойменные суходольные и низинные луга. Так, западнее Кривичского канала расположен крупный массив внепойменных лугов на водно-ледниковых песчаных отложениях [17]. Конкретное размещение предстоит выбрать вне зоны рудных полей с возможными просадками, с учетом качества почв, расстояний транспортировки стоков и условий дренирования речной сетью грунтовых вод с поступающими к ним фильтрующими из ЗПО стоками.

Учитывая, что стоки проходят механическую и полную биологическую очистку, подвергаются самоочищению в накопителе и почвенной доочистке на ЗПО, есть основание предполагать отсутствие в их дренажном стоке загрязнений, свойственных сточным водам промбытовой и дождевой канализаций.

Исходя из обычного содержания в биологически очищенных городских стоках общего азота, можно считать, что оно будет составлять не менее 27 % от предельно допустимого количества, поступающего разными путями в почву [17]. Орошение сточными водами постепенно поднимет плодородие ЗПО и по самым скромным подсчетам позволит получать не менее 350 ц/га зеленой массы трав в год, в том числе за счет эффектов орошения и удобрения, соответственно, 100 и 50 ц/га.

Таким образом, предлагаемые решения позволят оградить речную сеть от сброса со сточными водами остаточных загрязнений, высвободить для других целей 16,2 млн.м³/год воды Солигорского водохранилища (обеспеченностью 95 %), отказаться от доочистки в среднем 9,1 млн.м³/год сточных вод, превратить 2,25 тыс. га малоценных ныне угодий в богатые пастбища и сенокосы с высокой и устойчивой урожайностью, максимально снизить загрязнение Солигорского водохранилища (если соответствующие меры будут приняты и в г. Слуцке).

При дальнейших проработках предстоит уточнить многие вопросы, особенно связанные с малоизученными вопросами количества и режима стоков дождевой канализации, очистки стоков, наличия в дренажных водах ЗПО биогенных веществ, управления формирующей системой повторного использования стоков целого промышленного района.

ЛИТЕРАТУРА

1. Проблемы развития водного хозяйства СССР/Под ред. Т.С.Хачатурова. — М., 1981. — 266 с. 2. Буткевич Л.Д., Самойленко Г.П., Ковалев М.К. Использование водных ресурсов бассейнов рек Припять и Мухавец. — НТИ "Мелиорация и водное хозяйство". Минск, 1983, № 1, с. 16—18. 3. Гатилло П.Д. О схеме регулирования и территориального перераспределения речного стока Белоруссии. — В кн.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1982, вып. 12, с. 3—13. 4. Плужников В.Н., Эльпер В.Л., Юревич Р.А. Водохозяйственный баланс Солигорского промышленного района. — В кн.: Проблемы Полесья. Минск, 1982, вып. 8, с. 92—100. 5. Гатилло П.Д., Плужников В.Н., Правошинский Н.А. Мероприятия по охране от загрязнения р.Случь и Солигорского водохранилища. — В кн.: Вопросы водохозяйственного строительства. Минск, 1969, с. 16—44. 6. Н. Ды м. У проруби—Сов.Белорус

сия, 1982, 12 мая. 7. Молоков М.В., Шифрин В.Н. Очистка поверхностного стока с территорий городов и промышленных площадок. — М., 1977. — 104 с. 8. Особенности состава поверхностного стока с территории городов/А.А.Бухолдин, Э.И.Горяинов, А.В.Рокшевская и др. — В кн.: Проблемы охраны вод. Харьков, 1974, вып. 5, с. 61–69. 9. Климова В.Ф. Перспективы использования торфа для очистки поверхностного стока с городских территорий. — БелНИИНТИ Госплана БССР. Обзор. информ. — Минск, 1978.—32 с. 10. Временная инструкция по проектированию сооружений для очистки поверхностных сточных вод. СН 497–77. М., 1978. — 40 с. 11. Временные рекомендации по предотвращению загрязнения вод поверхностным стоком с городской территории (дождевыми, талыми и поливо-мочными водами). М., 1975. — 38 с. 12. Инструкция по проектированию сельскохозяйственных полей орошения. ВСН-11-28-76. — М., 1976. — 34 с. 13. Казарян В.А., Залетова Н.А., Арцимович П.М. Очистка поверхностного стока с территории больших городов. Обзор. информ. ГОСИНТИ. Вып. 20. М., 1980. — 24 с. 14. Методические указания и программы для ЭВМ по проектированию водного режима осушаемых земель на основе воднобалансовых расчетов. — Минск, 1980. — 67 с. 15. Михальцев А.И. Модификация формулы для расчета испарения с орошаемых площадей биоклиматическим методом. — В кн.: Конструкции и расчеты осушительно-увлажнительных систем. Минск, 1979, вып. 4, с. 16–21. 16. Орошение пастбищ и сенокосов сточными водами/Н.Г.Андреев, В.М.Новиков, М.П.Конардов и др. — М., 1977. — 112 с. 17. Растительный покров Белоруссии (с картой М. 1:1 000 000). — Минск, 1969. — 176 с.

УДК 556.047:556.18

В.В.ДРОЗД, канд.геогр.наук (ЦНИИКИВР),
Е.Е.ПЕТЛИЦКИЙ

ПРИМЕНЕНИЕ СТАТИСТИЧЕСКИХ КРИТЕРИЕВ К АНАЛИЗУ ОДНОРОДНОСТИ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ РЯДОВ

Статистическая обработка данных наблюдений предполагает применение однородной информации. Анализ однородности гидрологических рядов является неотъемлемым требованием при любом использовании данных наблюдений в условиях все возрастающего антропогенного нарушения водного режима.

Такой анализ выполняется в два этапа: первичный (графический) и статистический [1–5].

Существуют параметрические и непараметрические статистические критерии, используемые для оценки однородности ряда и существенности расхождений между выборками (совокупностями).

Параметрические критерии применяются в тех случаях, когда выборки имеют нормальное или близкое к нему распределение. Среди параметрических критериев широко известны критерии Стьюдента, хи-квадрат и др.

Непараметрические критерии используются в том случае, если распределение ряда отличается от нормального или оно неизвестно. Применение этих критериев основано на упорядоченности и ранжировании значений наблюдаемых величин или их разностей. Наиболее просты и эффективны критерии Колмогорова—Смирнова и Уилкоксона (Вилкоксона) [3].

Однако применение как одних, так и других критериев к гидрологическим рядам имеет ряд ограничений [6–8] (кроме отмеченного выше вида распределения):

Виды ограничений	Критерии	
	параметрические	непараметрические
Распределение ряда	Имеется	Не имеется
Случайность выборки	”	Имеется
Дисперсии (равенство)	”	Не имеется

Непараметрические критерии в общем случае имеют меньшую мощность, но для малых выборок они эффективнее параметрических при соблюдении упомянутых ограничений [6]. А так как в гидрологии чаще всего имеются малые выборки, то преимущество непараметрических критериев в этих условиях определено.

Общим ограничением использования статистических критериев к гидрологическим рядам является степень случайности. Имеются попытки снять это ограничение применительно к параметрическим критериям Стьюдента и Фишера [9]. Для этого разработаны поправочные коэффициенты к статистике Стьюдента при различной корреляции между смежными величинами ряда и между самими рядами. Однако на практике получить достоверные показатели корреляции для данного водосбора по группе других водосборов проблематично, так как процесс преобразования осадков в сток происходит на конкретном водосборе по своим закономерностям. Поэтому на практике чаще всего с наличием внутрирядной и межрядной корреляции приходится не считаться.

Далее необходимо выяснить, меняется ли изменчивость характеристик стока при антропогенном нарушении водного режима. Для этого привлекаются данные по ряду мелиорированных водосборов. Отбор данных выполнен по тем объектам, по которым отмечается нарушение однородности характеристик стока и имеются ряды наблюдений не менее 10 лет до и после мелиорации. Результаты анализа однородности рядов годового и минимального стока и, соответственно, коэффициентов изменчивости приведены в табл. 1.

Для анализа стока использован непараметрический критерий Уилкоксона при 0,05 уровне значимости. Однородность коэффициентов изменчивости оценена по F-критерию [8]. Как видно, при неоднородности рядов стока нарушается и однородность коэффициентов изменчивости. Отсюда можно заключить, что применение параметрических критериев к анализу однородности рядов стока и по этому ограничению неправомерно.

При анализе влияния вида распределения на эффективность статистических критериев получены выводы [1, 2] о том, что параметрические критерии более надежны для рядов, имеющих нормальное распределение или мало отличающееся от него, а непараметрические — для асимметричных. Это естественно и принято в математической статистике [6, 7].

Таким образом, в настоящее время широкое применение параметрических критериев к гидрологическим рядам ограничено неопределенностью введения поправок на внутрирядные связи и недостаточной их эффективностью для рядов с асимметричным распределением. Достоверность использования непараметрических критериев к проверке однородности рядов стока снижается и по ряду других причин, и в первую очередь вследствие ограниченного объема выборок и различия их по водности. Показано [2], что мощность критериев имеет обратную зависимость от изменчивости характеристик ряда и повышается при увеличении объема наблюдений.

Однородность рядов стока и коэффициентов изменчивости

Река	Пункт	Показатель	Период наблюдений		Нулевая гипотеза по критериям	
			до	после	сток	коэффициент изменчивости
Орлянка	Хоново	г	15	15	—	+
		м	15	15	—	—
Мерчанка	Ставок	г	11	12	—	+
		м	10	13	—	—
Оресса	Верхутино	г	16	18	—	—
		м	15	19	—	—
Чертьень	Некрашевка	г	21	15	—	+
		м	21	16	—	—
Мышанка	Березки	г	10	10	—	—
		м	10	10	—	+

П р и м е ч а н и я: 1. г, м — годовой и минимальный суточный сток летне-осенней межени, коэффициенты изменчивости. 2. Нулевая гипотеза (—) — отвергается, (+) — принимается.

Эффективность статистического анализа однородности гидрологических рядов снижается и при различии неоднородных выборок по водности [3–5]. При близкой водности достаточно использовать выводы при 0,05 уровне значимости. При различии водности, превышающей ошибки средних величин выборки, целесообразно принять уровень значимости 0,01 или 0,10 в зависимости от сочетания тенденции изменения и водности. Тенденция однозначного изменения гидрологических величин и водности предполагает уровень значимости 0,01, при различной их направленности — 0,10 [5].

Как уже отмечено, объективность применения непараметрических критериев в условиях ограниченной информации и различия водности выборок также снижается. В этой связи мы предложили дополнительно оценивать существенность нарушения однородности с помощью генетического анализа [3–5]. Суть его заключается в сопоставлении погрешности среднего значения выборки, относящейся к естественному режиму, и величины изменения гидрологической характеристики. Если средняя квадратическая погрешность среднего ненарушенной выборки превышает величину изменения, то ряд можно считать однородным, при обратном соотношении — неоднородным.

Следует отметить преимущества непараметрических критериев Уилкоксона для малых выборок и Колмогорова-Смирнова — для больших [2–5]. В работах [6, 10] отмечена также высокая эффективность критерия Уилкоксона, Манна, Уитни. Сравнительный анализ на массовом материале результатов проверки однородности рядов по этим критериям показал, что они дают практически одни и те же выводы.

Мощность статистических критериев увеличивается при росте объема выборки. Она возрастает при переходе от двустороннего критерия к одностороннему. Поэтому, зная тенденцию изменения стока или других гидрологиче-

ских характеристик, целесообразно применять односторонний критерий. Если же тенденция неизвестна или нет гарантии, что исследуемый метод имеет преимущества, то применяется двусторонний критерий. Это применимо, например, для анализа характеристик, имеющих дискретные значения, когда графический анализ выявления неоднородности невозможен или затруднен.

Неполная случайность рядов стока связана с наличием внутрирядной корреляции. Ввиду невозможности надежного учета этого целесообразно при анализе однородности рядов более строго подходить к выбору уровня значимости. Так, при достоверной высокой внутрирядной корреляции будет полезно для учета этого фактора принимать 0,01 уровень значимости вместо 0,05.

В заключение можно сделать выводы о том, что для анализа однородности рядов наиболее эффективно применение непараметрических критериев. Надежные результаты при этом могут быть получены с помощью рангового критерия Уилкоксона и Колмогорова—Смирнова. Для непрерывных временных рядов с известной тенденцией изменения следует применять односторонние критерии. Для учета внутрирядной корреляции при возможности надежного ее определения можно пользоваться более строгим — 0,01 уровнем значимости вместо 0,05.

При ограниченной информации и различии выборок, естественной и нарушенной по водности, объективности статистических критериев снижается. В этом случае при анализе неоднородности рядов целесообразно дополнительно использовать генетический анализ.

ЛИТЕРАТУРА

1. Д р о з д В.В. О некоторых вопросах статистической обработки подземного стока. — В кн.: Водные ресурсы и их использование. Минск, 1970, с. 74—81.
2. Д р о з д В.В. Статистическая проверка однородности рядов речного стока. — В кн.: Проблемы охраны и использования водных ресурсов. Харьков, кн. II, с. 33—40.
3. Д р о з д В.В. О проверке нарушения однородности гидрологических данных. — В кн.: Комплексное использование водных ресурсов. М., 1973, с. 233—240.
4. Д р о з д В.В. О статистическом анализе однородности данных наблюдений. — В кн.: Труды ВНИИГМИ. М., 1977, вып. 32, с. 79—84.
5. Анализ однородности гидрологических рядов: Метод. рекомендации. — Минск, 1977. — 36 с.
6. З а к с Л. Статистическое оценивание. — М., 1976. — 599 с.
7. М и т р о п о л ь с к и й А.К. Техника статистических вычислений. — М., 1971. — 576 с.
8. Р о ж д е с т в е н с к и й А.В., Ч е б о т а р е в А.И. Статистические методы в гидрологии. — Л., 1984. — 424 с.
9. Р о ж д е с т в е н с к и й А.В., С а х а р ю к А.В. Обобщение критериев однородности Стьюдента и Фишера на случай коррелированных во времени и пространстве гидрологических характеристик. — В кн.: Труды ГГИ. Л., 1981, вып. 282, с. 51—71.
10. Д р о з д В.В. Нарушение однородности рядов стока под влиянием антропогенных и природных факторов. — В кн.: Влияние хозяйственной деятельности на водный режим. М., 1982, с. 8—14.

ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОПРОБОВАНИЕ ЛУЧЕВОГО ВОДОЗАБОРА В РАЙОНЕ ЦНЯНСКО-СЛЕПЯНСКОЙ ВОДНОЙ СИСТЕМЫ

С целью водного благоустройства территории одного из городов Белоруссии и его окрестностей сооружена водная система, состоящая из ряда гидротехнических сооружений. Часть системы — наливное водохранилище — примыкает к одному из городских водозаборов, который более 50 лет эксплуатирует напорные воды межморенного днепровско-московского водоносного горизонта в условиях установившегося режима. Размещены они в пределах древней ложбины стока талых ледниковых вод среди конечно-моренного рельефа. Наполнение водохранилища осуществляется по напорному водоводу с расходом $1,5 \text{ м}^3/\text{с}$ из вышерасположенного регулируемого водохранилища. Режим наполнения регулярный, максимальные колебания уровня — $0,5 \text{ м}$.

Для определения фильтрационных потерь из наливного водохранилища и оценки формирования искусственно восполняемых запасов подземных вод проведены геолого-гидрогеологические изыскания (бурение, откачки и наливывы, лабораторные исследования, режимные наблюдения). Наиболее детально изучены покровные водноледниковые и конечно-моренные отложения, которые имеют повсеместное распространение. Последние преимущественно представлены гравийно-галечными отложениями и крупнозернистыми песками; подчиненное значение имеют средне- и мелкозернистые пески. Мощность отложений изменяется в значительных пределах ($1,5 \div 20,0 \text{ м}$). Преобладающая мощность составляет от 10 до 20 м. Здесь не выделяется единого по площади грунтового потока: он как бы разобщен "выступами" морены. Исследуемый район характеризуется зоной аэрации мощностью от 1,5 до 15,0 м. На развитие этой зоны оказала влияние эксплуатация межморенного водоносного горизонта, гидравлически взаимосвязанного с грунтовыми водами через опесчаненные участки моренных супесей.

Методом электрического моделирования установлено, что фильтрационные потери из водохранилища составляют $0,54 \text{ м}^3/\text{с}$ и за счет них формируется грунтовый поток до 15 м, который в свою очередь пополняет межморенный водоносный горизонт. При таких условиях постоянного восполнения эксплуатационных запасов подземных вод появляется возможность перехвата вновь создаваемых ресурсов за счет их каптажа, что позволяет комплексно использовать созданное водохранилище.

Наличие мощной зоны аэрации до заполнения водохранилища и благоприятные геоморфологические, а также гидрогеологические условия позволили рассмотреть вариант создания лучевого водозабора на выделяющемся возвышении (в радиусе до 55–60 м) в пределах водохранилища. Полученные в процессе исследований гидрогеологические параметры и материалы положены в основу проектирования осуществленного впервые в условиях Белоруссии лучевого водозабора производительностью $0,35 \text{ м}^3/\text{с}$ (30 тыс. $\text{м}^3/\text{сут}$). Дебит во-

дозабора определялся в зависимости от понижения уровня воды в водосборном колодце, длины, количества и глубины заложения дрен-лучей.

Рассмотрены девять вариантов. Анализ полученных материалов показал, что при неизменных гидрогеологических параметрах (коэффициенте фильтрации — 12,5 м/сут, мощности вновь создаваемого горизонта — 14,5 м, заглублении лучей под дно водохранилища — 5,0 м) основное влияние на дебит водозабора оказывает длина лучей. Количество лучей незначительно влияет на производительность. Наиболее оптимальным оказался водозабор, состоящий из 7 лучей (длина каждого 68 м). План водозабора представлен на рис. 1.

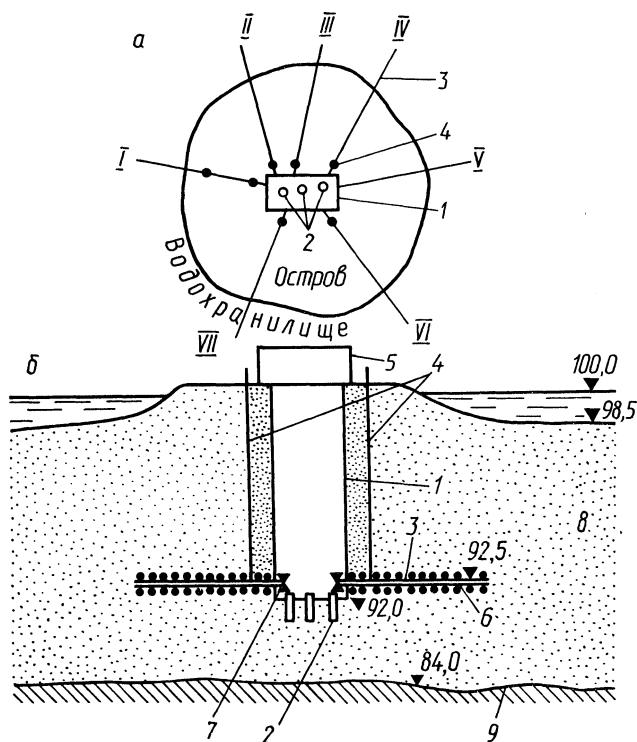


Рис. 1. I—VII — дрены-лучи. Лучевой водозабор: а — схема; б — разрез: 1 — водосборный колодец, 2 — скважины для установки насосов, 3 — дрена-луч, 4 — пьезометр над дренай, 5 — насосная станция, 6 — гравийная обсыпка дрен, 7 — задвижка на дрене, 8 — водовмещающие гравийно-галечные и песчаные отложения, 9 — водоупорные моренные супеси.

В 1980—1981 гг. до заполнения водохранилища на выделяющемся острове был сооружен вертикальный водоприемный колодец глубиной 10 м и сечением 5,7х7,2 м. В качестве дрен использованы каркасно-стержневые фильтры с просечным листом из нержавеющей стали диаметрами 0,273 и 0,325 м, скважностью до 17%. С учетом гравийной обсыпки наружные диаметры дрен

составили 0,623 и 0,675 м. Для укладки фильтров первоначально были вырыты открытым способом семь траншей, расположенных под разными углами друг к другу. Траншеи имеют уклон в сторону водосборного колодца и расположены на 0,5 м выше его дна. На дне колодца пробурены три скважины глубиной до 3 м для установки в них вертикальных насосов. Учитывая, что каждая секция фильтра состояла из рабочей части длиной 2,52 м и глухой — 0,38 м, длина каждого луча составила 78,3 м и позволила уложить в них 68 м фильтрующих дрен.

Визуальным обследованием стенок и дна траншей установлено, что конечно-моренные отложения, в пределах которых сооружен водозабор, представлены преимущественно гравийно-галечными отложениями и крупнозернистыми песками.

В шести траншеях при укладке дрен произведена однослойная гравийная обсыпка (фракция 0,005—0,02 м, толщина по контуру 0,35 м). Использована опалубка, позволявшая по всей длине создать равномерную обсыпку. В одной траншее при укладке дрен произведена двуслойная обсыпка. Первый слой (внутренний) толщиной 0,2 м состоит из фракций 0,005—0,02 м, второй (внешний) — из фракций 0,003—0,008 м (толщина 0,15 м). После укладки дрен с гравийной обсыпкой произведена засыпка траншей естественным грунтом из отвалов. Над каждой дренажной установкой по две наблюдательные скважины (в 2,5 м от водосборного колодца и в конце дрены). Дрены, введенные в водоприемный колодец, оборудованы задвижками.

Для "оживления" семи горизонтальных дрен-лучей, установления зависимости производительности водозабора от понижения в водоприемном колодце, изучения качественного состава искусственно формируемых запасов подземных вод и оценки возможного получения проектного расхода на водозаборе проводились откачки при различных режимах работы как водозабора в целом, так и его дрен-лучей в отдельности.

Исходя из предполагаемой параболической зависимости дебита от понижения, предусматривалось произвести откачку при работе всех дрен-лучей с расходом не менее 50—70 % от проектного (с учетом имеющегося насосного оборудования). Однако результаты испытаний показали, что при имевшемся насосном оборудовании максимальный дебит водозабора достигает только 32 % проектного расхода при понижении, равном 15 % от расчетного.

Проведенными пробными испытаниями установлено, что необходимые понижения (до 3,0 м) можно получить только при работе одной дрены-луча. В этом случае представляется возможным по трем точкам на отрезке до 3 м оценить характер изменения дебита каждой из семи отдельно работающих дрен и построить графическую зависимость, проэкстраполированную затем на большие понижения. В связи с этим откачки производились на три понижения при работе каждой дрены в отдельности и совместной работе четырех и семи дрен-лучей.

Опытные откачки осуществлялись при помощи насосов типа СНП 50/80 и "Андижанец". Дебит водозабора определялся по двум расходомерам диаметром 0,2 м, установленным на водосборной трубе. Сброс откачиваемых вод производился непосредственно в водохранилище. Одновременно с определением расходов осуществлялись замеры уровня воды в водоприемном колодце, а

также в пьезометрах. В период испытаний было прекращено заполнение водохранилища и оно постепенно опорожнялось. Водомерная рейка, установленная в водохранилище, позволяла снимать показания уровня воды. В эти же периоды измерялась температура откачиваемых подземных вод, воздуха и воды в водохранилище. Одновременно отбирались пробы воды из водохранилища и каптируемых подземных вод на изливе для химического и бактериологического анализов и установления изменения качественных показателей первых по пути фильтрации к каптажному сооружению.

Продолжительность опытных откачек при различных режимах работы водозабора регламентировалась ограниченностью времени и техническими причинами. Максимальные понижения поддерживались наиболее продолжительное время (от 18 до 24 ч), менее продолжительными были минимальные понижения (до 8–10 ч). При этом установлено, что стационарный режим наступал обычно через 4–6 ч. Первоначальный статический уровень корректировался с учетом поправок на величину опускания уровня воды в водохранилище (ежедневно уровень падал на 1–3 см). В течение 25 сут уровень упал на 0,33 м. При площади зеркала водохранилища 94 га фильтрационные потери (расходуемые на формирование вновь образуемого грунтового потока) ориентировочно определены в $0,35 \text{ м}^3/\text{с}$.

Анализ полученных материалов показывает, что как при работе каждого луча-дрены в отдельности, так и четырех или семи совместно наблюдается определенная закономерность: зависимость уменьшения удельного дебита от величины понижения (рис. 2). Установлено, что на отрезке понижения до 1,0 м уменьшение удельного дебита происходит незначительно (особенно при совместной работе четырех и семи дрен-лучей), а на участке до 2,5 м оно более интенсивно (рис. 2).

На начальном этапе испытаний каждой дрены в отдельности (на максимально достигнутых понижениях) откачиваемая вода была мутной, что свидетельствует о выносе глинистых частиц при формировании естественного гравийного фильтра вокруг каждого луча. Определено, что за счет оживления дрен-лучей получен прирост дебита водозабора. До прокачки каждого из лучей расход водозабора при совместной работе семи лучей составлял 175 и 260 $\text{м}^3/\text{ч}$ при понижениях в водосборном колодце 0,30 и 0,56 м. После "оживления" дрен при тех же понижениях дебит водозабора соответственно составил 201 и 316 $\text{м}^3/\text{ч}$ (см. рис. 2). За счет полученных срезов в пьезометрах, расположенных над дренами-лучами, установлено, что каждая из работающих дрен оказывает влияние на смежные, т.е. при совместной работе всех дрен-лучей за счет их взаимодействия расход каждой из них при одних и тех же понижениях будет уменьшаться. Об этом свидетельствуют также результаты сопоставления совместной работы четырех и семи дрен-лучей при одном и том же понижении (0,53 м), когда суммарный дебит четырех дрен составил около 80 % расхода всего водозабора.

Анализируя кривые рис. 2, можно установить, что характер изменения дебита в зависимости от понижения для каждой дрены одинаков на интервале от 0,1 до 2,6 м (дрена-луч I уложена в значительно лучших литологических условиях песчано-гравийных отложений, чем остальные дрены). При откачке из совместно работающих семи дрен-лучей также намечается тенденция к параболической зависимости изменения дебита от понижения (хотя на отрезке до

0,72 м это четко не проявляется). Поэтому при прогнозе производительности водозабора в целом можно допустить, что характер изменения дебита в зависимости от понижения останется таким же, как и при работе каждой дрены, но необходимо учитывать влияние взаимодействия лучей.

При определении коэффициента срезки общей производительности водозабора использованы фактические зависимости дебита от понижения в интервале до 0,72 м. Для этого с графиков каждой дрены (см. рис. 2) при определенном понижении снимаем расходы и суммируем их, считая, что при отсут-

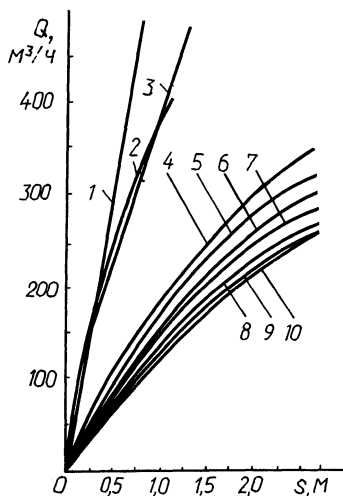


Рис. 2. Фактически полученная зависимость дебита дрен-лучей от понижения воды в сборном колодце лучевого водозабора:

1 — для совместно работающих дрен-лучей I, IV, VI, VII после прокачки каждой из них; 3 — для совместно работающих дрен-лучей I—VII до прокачки каждой из них; 4—10 — для отдельно работающих дрен-лучей.

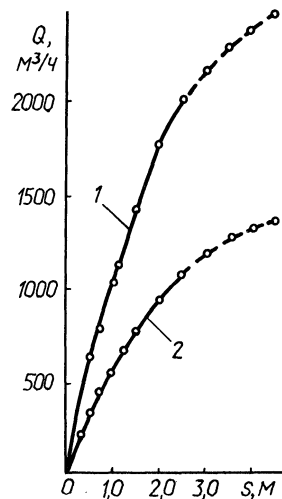


Рис. 3. Зависимость дебита лучевого водозабора от понижения воды в сборном колодце:

1 — кривая связи суммарного дебита отдельно работающих дрен-лучей; 2 — кривая связи для лучевого водозабора в целом для семи совместно работающих дрен-лучей; — — — фактически полученные значения, - - - - прогнозные.

ствии взаимодействия между дренами можно было бы получить соответствующую общую производительность водозабора. Однако при совместной работе всех дрен-лучей на этом понижении фактическая производительность водозабора составляет какую-то долю от суммарного расхода каждой отдельно работающей дрены. В связи с этим отношение фактически полученного дебита к суммарной производительности отдельно взятых дрен представляет коэффициент взаимовлияния. Анализ материалов показал, что с увеличением понижения он увеличивается незначительно (от 0,48 до 0,53). В качестве расчетного значения при дальнейших прогнозах производительности водозабора принят коэффициент 0,55 (с определенным запасом прочности), так как отсутствуют

сведения о расходе водозабора при совместной работе семи дрен-лучей на отрезке понижения от 0,7 до 2,5 м. Приведенные материалы свидетельствуют о том, что при работе лучевого водозабора с понижением 1; 1,5; 2; 2,5 м производительность его составит, соответственно, 546; 757; 933 и 1062 м³/ч (рис. 3).

Реально полученный дебит водозабора при имевшемся насосном оборудовании составил 10,2 тыс.м³/сут (34 % от проектного) при понижении уровня воды в колодце всего лишь на 0,72 м (10,2 % от расчетного). Произведенные расчеты показывают, что при понижении уровня воды в водоприемном колодце на 4,5 м (64 % от расчетного) производительность лучевого водозабора составит до 33 тыс.м³/сут и превысит проектный дебит на 10 %.

По химическому составу вода водохранилища гидрокарбонатно-кальциевая, с сухим остатком до 205 г/м³, умеренно жесткая, характеризуется незначительной цветностью и мутностью, в основном удовлетворяет требованиям ГОСТ 2874—73 "Вода питьевая" (за исключением незначительно повышенной окисляемости и содержания азотистых соединений). Последние показатели характеризуют загрязненность воды, что подтверждается результатами бактериологического анализа (коли-титр до 11,1). Результаты анализов подземных вод показали, что при фильтрации вод водохранилища по направлению к лучевому водозабору произошло улучшение каптируемых вод по некоторым показателям: цветность уменьшилась от 23—20° до 7—16°; мутность и взвешенные вещества снизились от 3,0 и 2,6 г/м³ до 0,8 и 0,6 г/м³; за счет пребывания воды в грунтах и выщелачивания солей произошло увеличение сухого остатка от 204 до 273 г/м³, общей жесткости от 3,3—3,6 до 4,6 мг/экв/л и коли-титра от 11 до 466 и более.

Таким образом, по химическому составу и бактериологическим показателям искусственно сформировавшиеся подземные воды в целом удовлетворяют требованиям ГОСТ 2874—73. Температура их на 2—3° ниже воды водохранилища.

Годовой экономический эффект от впервые внедренного в условиях Белоруссии лучевого водозабора, рассчитанный в соответствии с методикой определения экономической эффективности использования в народном хозяйстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений, составил 427 тыс.руб.

Для обоснования масштабов расширения водозабора предусмотрено заложение сети наблюдательных скважин как на самих дренах, удаленных на различном расстоянии от водоприемного колодца, так и между ними.

**РЕГУЛИРОВАНИЕ УРОВНЕЙ ВОДЫ В МЕЛИОРАТИВНЫХ КАНАЛАХ
ПРИ ПОМОЩИ ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ
С ВОДОСЛИВНОЙ СТЕНКОЙ**

Вопрос поддержания требуемого уровня режима в каналах имеет важное значение при эксплуатации мелиоративных систем. Нарекания на то, что именно мелиоративные мероприятия являются причиной обмеления малых рек, отчасти верны. Часто такие реки используются как магистральные каналы-водоприемники, водный режим которых должен удовлетворять лишь требованиям быстрейшего водоотведения. Спрявление и расчистка для этих целей русел рек приводит к уничтожению естественных запруд, увеличению уклонов и скоростей, возможному снижению меженных уровней воды до весьма незначительных.

Однако требования к уровням воды в малых реках-водоприемниках мелиоративных систем значительно изменяются в течение года, что обусловлено требованиями охраны природы и водного благоустройства территории, недопущения длительных затоплений поймы весной, исключения затопления в вегетационный период, ограничения колебаний уровней в межень, исключения потерь урожая во время его созревания, санитарного оздоровления территории и создания зон отдыха в весенне-летний период. Достичь этого необходимо с минимумом затрат, без постоянного присутствия эксплуатационного персонала и вместе с тем без аварийных ситуаций.

В некоторых случаях эти задачи можно решить применением одной или двух ниток труб водопропускного сооружения (при оснащении одной нитки водосливной стенкой, а другой — затвором). Гидравлический расчет в этом случае предусматривает совместную работу трубы и водосливной стенки [1]. Расчет водопропускного сооружения с затвором может быть произведен известными методами [2].

В данной работе предлагается методика расчета подобного сооружения с учетом соответствия изложенным требованиям. Расчетные периоды при проектировании сооружений мелиоративной сети — весеннее половодье, предпосевно-посевной период, летне-осенние паводки и межень [3].

Для примера возьмем данные о стоке Любошицкого канала в бассейне р.Гривды в створе с водосбором 222 км². Расчет расходов для каждого из периодов произведем по данным, приведенным в работе [4] (табл. 1).

Трубы-переезды и трубы-регуляторы на мелиоративной сети относятся к IV классу капитальности и должны рассчитываться на расход 1 %-ной обеспеченности $Q_{\max 1}$ [5]. Но часто эти трубы служат лишь для обеспечения переезда транспорта через каналы (помимо функций регулирования водного режима) и поэтому в практике проектных организаций их расчет производится на расход $Q_{\max 3}$ [6]. Допускается при этом превышение уровня воды над бровками канала в верхнем бьефе и даже затопление сооружения при применении обтекаемых сооружений. На расход же $Q_{\max 1}$ трубы-переезды и трубы-

регуляторы рассчитываются в том случае, если имеется комплекс гидротехнических сооружений IV класса (например, есть дамбы обвалования) и если превышение допустимых уровней воды перед трубами может повредить сооружениям или вывести их из строя.

В статье численный пример приводится для случая принятия в качестве расчетного максимального расхода весеннего половодья $Q_{\text{макс } 3}$.

Зададимся размерами реального канала. Глубина его в месте установки трубчатого водопропускного сооружения $H = 2,85$ м; уклон дна $i = 0,0021$, заложение откосов $m = 2,25$; ширина по дну $b = 1,5$ м. В соответствии с этими параметрами для расчетных расходов определены глубины воды за сооружением (см. табл. 1).

При проектировании водопропускных сооружений следует учесть такие факторы, как гидрологический режим объекта, топографические и геологические условия, хозяйственное использование воды канала (водозабор, противопожарные мероприятия, водопой и т.д.), требования охраны природы, рекреации, строительные и эксплуатационные условия, экономичность того или иного сооружения.

Наибольшее повышение уровней воды в канале наблюдается в половодье. Однако использование прилегающей к каналу территории и близлежащие гидросооружения ограничивают максимально допустимое затопление бровок канала. Кроме того, по условиям фильтрационной прочности и устойчивости грунтов под сооружением ограничивается максимальный напор на него. Так, трубчатые сооружения без шпунта на мелиоративных каналах могут воспринимать без нарушения нормальной эксплуатации перепады уровней порядка 2–2,5 м (в зависимости от пространственности сооружения, грунтов основания, конструктивных особенностей сооружения) [7–9].

По требованиям нормальной эксплуатации каналов мелиоративных систем, расходы $Q_{\text{макс } 10}$ и $Q_{\text{п } 10}$ должны пропускаться в бровках каналов, а $Q_{\text{пр-п } 10}$ — на 0,5–0,6 м ниже [3].

Необходимо установить, в каком диапазоне допускается колебание уровней воды в канале в меженный период. Анализ опубликованных работ указывает, что во избежание потерь урожая сельскохозяйственных культур, а также с целью предотвращения процессов переработки русел и исключения нарушения сложившегося экологического равновесия, колебание уровня воды в межень не должно быть значительным. Желательно, чтобы оно не превышало $\Delta H = (0,2–0,3)$ м [10–12].

При определении размеров водопропускных сооружений следует принимать расчетные расходы в сочетании с соответствующими им максимально допустимыми значениями перепадов уровней. При этом может оказаться, что наибольший диаметр трубчатого водопропускного сооружения требуется для пропуска не $Q_{\text{макс } 3}$, а $Q_{\text{макс } 10}$ (или же не $Q_{\text{макс } 1}$, а $Q_{\text{макс } 10}$). Исходя из этого, целесообразно размеры труб и водосливной стенки определять по $Q_{\text{макс } 10}$ с проверкой на $Q_{\text{макс } 3}$ (или $Q_{\text{макс } 1}$).

С учетом всех необходимых факторов расчет ведется в последовательности, изложенной ниже (расчетные зависимости приведены в работах [1, 2]).

Если целесообразно использовать водосливную стенку перед трубой, задаются величиной потерь напора $\Delta h_{\text{ст}}$, на которую понизится пьезометриче-

Расчетные расходы и глубины воды в канале

Расчетный расход	Обозначение	Величина расхода, м ³ /с	Глубина воды в НБ, м	Допустимый перепад на сооружении, м
Максимальный весеннего половодья	$Q_{\text{макс } 3}$	9,00	1,41	2,0
	$Q_{\text{макс } 10}$	6,56	1,23	1,64
Предпосевно-посевной на дату с $\Sigma t = 130$ °С	$Q_{\text{пр-п } 10}^{130}$	2,76	0,82	1,53
Максимальный дождевых паводков	$Q_{\text{п } 10}$	2,56	0,80	2,0
Минимальный летне-осенний суточный	$Q_{\text{мин сут } 90}$	0,009	0,05	$h_{\text{ст}} + \Delta H$
Сезонный летне-осенний	$Q_{\text{сез } 10}$	0,75	0,45	$h_{\text{ст}} + \Delta H$

ская линия потока после прохождения стенки. Для данных условий ее можно принять равной 0,5—0,6 м.

Затем по $Q_{\text{макс } 10}$ определяется требуемая площадь поперечного сечения трубы. При этом максимальный геометрический напор на сооружение ограничивается условиями пропуска воды в бровках, а также фильтрационной прочностью грунтов. Расчетный напор определяется путем вычитания из него $\Delta h_{\text{ст}}$.

Определяются количество и размеры труб, геометрический напор, при котором через сооружение пройдет расход $Q_{\text{макс } 3}$. Если сумма этого напора и потерь $\Delta h_{\text{ст}}$ окажется меньшей, чем напор, допускаемый по условиям затопления прилегающей территории и фильтрационной прочности грунтов, то размеры труб принимаются по $Q_{\text{макс } 10}$. В противном случае расчет поперечного сечения труб повторяем для расходов $Q_{\text{макс } 3}$. Высота стенки $h_{\text{ст}}$ принимается по минимальному уровню воды в межень, который должен поддерживаться в водотоке при пропуске расхода $Q_{\text{мин сут } 90}$. По максимальному расходу принятой обеспеченности и соответствующему напору находится $l_{\text{ст}}$ (длина водосливного фронта стенки).

После этого определяются диапазоны безнапорной и напорной работы сооружения и делаются проверки: пропуска второго максимального расхода весеннего половодья $Q_{\text{макс}}$, а также расходов $Q_{\text{сез } 10}$, $Q_{\text{п } 10}$ и $Q_{\text{пр-п } 10}$ при допустимых оговоренных ранее напорах.

Выполненный по указанной методике и для заданных условий (табл. 1) расчет подтверждает возможность применения двух вариантов сооружения (табл. 2), обусловленных различными требованиями к нему (например, необходимо поддерживать определенный запас воды в канале зимой).

Итак, если, например, в I варианте труба-регулятор состоит из двух ниток полукруглых труб высотой 0,8 м и на одной из них установлены затворы, например шандоры, а перед второй — стенка высотой 0,8 м и длиной 5,9 м, то

Параметры двух вариантов сооружений

Параметры	I вариант	II вариант
Тип сооружения	Труба-регулятор	Труба-регулятор
Количество ниток труб	Две	Одна
Форма поперечного сечения труб	Полукруглая	Полукруглая
Высота труб (в свету)	0,8 м	1,15 м
Тип затворов	На 1-й нитке-шандоры, на 2-й – водосливная стенка	Водосливная стенка
Высота стенки	0,8 м	0,8 м
Длина стенки	5,9 м	8,3 м
Форма стенки в плане	Треугольная, опора на портал	Треугольная, опора на портал
Превышение уровня воды над бровками канала при $Q_{\text{макс } 3}$	0,56 м	0,56 м

соблюдаются все условия пропуска расчетных расходов: в половодье работают обе трубы и пропускают максимальный расход $Q_{\text{макс } 10}$ при уровнях, не превышающих бровки, а $Q_{\text{макс } 3}$ – при превышении водой бровок на 0,56 м. На спаде половодья для обеспечения снижения на мелиорируемых угодьях уровня грунтовых вод до требуемой величины расходы воды проходят через обе нитки до тех пор, пока они не снизятся до допустимого значения. После этого затвор первой трубы опускается и она выключается из работы на весь меженьный период. В межень работает труба со стенкой, которая обеспечивает пропуск меженьных расходов с уровнями, не превышающими 30 см над стенкой. И лишь в расчетный паводок уровень может повышаться до бровок. При этом при эксплуатации не требуется постоянного присутствия обслуживающего персонала.

Во II варианте сооружение состоит из одной нитки полукруглых труб высотой 1,15 м, перед которой установлена стенка высотой 0,8 и длиной 8,3 м. Сооружение работает круглый год без участия обслуживающего персонала и поддерживает минимальный уровень воды в канале 0,8 м с повышением в допустимых пределах в расчетные периоды.

ЛИТЕРАТУРА

1. Г а т и л о С.П. Гидравлические характеристики трубчатого водосброса с водосливной стенкой на входе. – В кн.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1984, вып. 13, с. 80–83.
2. Г а т и л о С.П., Ф и л и п п о в и ч И.В. О целесообразности применения треугольной и полукруглой геометрических форм трубчатых водосбросов. – Докл. ВАСХНИЛ, 1981, № 1, с. 38–40.
3. СНиП II–52–74. Сооружения мелиоративных систем. Нормы проектирования. – М., 1975. – 25 с.
4. Ш е б е к о В.Ф. Гидрологический режим осушаемых территорий. – Минск, 1970. – 300 с. СН 435–72. Указания по определению расчетных гидрологических характеристик. – Л., 1972. – 20 с.
6. СН 200–62. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и

городских мостов и труб. — М., 1962. — 328 с. 7. Особенности функционирования и проектирования подземного контура сетевых мелиоративных сооружений/Ю.Ф.Буртыс, П.К.Черник, Г.П.Щитников, Н.Н.Кушнир. — В кн.: Мелиорация переувлажненных земель. Минск, вып. XXX, 1982, с. 24–33. 8. Д р о з д П.А., Б у р т ы с Ю.Ф. Фильтрационная устойчивость грунтов и подбор обратных фильтров для мелиоративных сооружений. — Минск, 1967. — 52 с. 9. Ч у г а е в Р.Р. Подземный контур гидротехнических сооружений. — Л., 1974. — 240 с. 10. К о в а л е в В.П., С т а ш к е в и ч П.П., Г о р д е е в В.А. Влияние двустороннего регулирования влажности почв на урожай сельскохозяйственных культур. — В кн.: Водооборотные системы в мелиорации и пути повышения эффективности их действия. Л., 1979, с. 36–42. 11. Методические рекомендации по оценке влияния мелиоративных систем на экологические комплексы мелиорированных и прилегающих территорий. — В кн.: Проблемы Полесья. Минск, 1982, вып. 8, с. 5–75. 12. Руководство по проектированию и изысканиям объектов мелиоративного и водохозяйственного строительства в Белорусской ССР (РПИ-80). Ч. II. Кн. 4. Разд. 10. Особенности мелиорации земель и водохозяйственного строительства в бассейнах малых рек. — Минск, 1981. — 36 с.

УДК 626.86

П.И.ЗАКРЖЕВСКИЙ, канд.техн.наук
(БелНИИМиВХ)

РАСЧЕТ СИСТЕМАТИЧЕСКОГО ДРЕНАЖА В ПРОНИЦАЕМОМ СЛОЕ НАД ОТНОСИТЕЛЬНЫМ ВОДОУПОРОМ ПРИ НАПОРНОМ И ИНФИЛЬТРАЦИОННОМ ПИТАНИИ

Многослойная толща водоносных комплексов, у которых верхний водопроницаемый слой расположен на слабопроницаемом основании (ниже находятся межморенные пески с напорными водами), весьма часто встречается на болотах в речных долинах Белоруссии. Такие гидрогеологические условия при осушении переувлажненных территорий являются сложными, отсутствие учета напорности приводит к существенным просчетам и неэффективности работы дренажа осушительных систем [1].

Существующие способы расчета параметров дренажа при грунтово-напорном питании болот предполагают постоянство интенсивности грунтово-напорного питания между дренами. Однако на междренях формируется кривая депрессии, поэтому указанного постоянства питания грунтовых вод напорными нет. Это обстоятельство необходимо учитывать при определении расстояния между дренами (рис. 1).

Различия фильтрационных характеристик слоев водоносного комплекса определяют пути фильтрации воды по слоям: напорные воды фильтруют вертикально; инфильтрационное питание поступает на поверхность грунтовых вод сверху вниз, а в насыщенной зоне над относительным водоупором горизонтального простирания происходит продольное перемещение воды к дренам. Величина расхода грунтовых вод в любом сечении на междренях в таких условиях определяется уравнением Дарси

$$Q = -Kh \cdot dh/dx, \quad (1)$$

где K — коэффициент фильтрации зоны грунтовых вод; h — мощность насыщенной зоны над относительным водоупором.

Изменение расхода грунтовых вод за счет инфильтрации и потока грунтово-напорных вод составит

$$q = \frac{dQ}{dx} = \frac{K_B(H-h)}{m_2} + \varepsilon, \quad (2)$$

где K_B — коэффициент фильтрации слабопроницаемой прослойки по вертикали; m_2 — мощность относительно водоупорного слоя; H — пьезометрический напор грунтово-напорных вод; ε — интенсивность инфильтрационного питания.

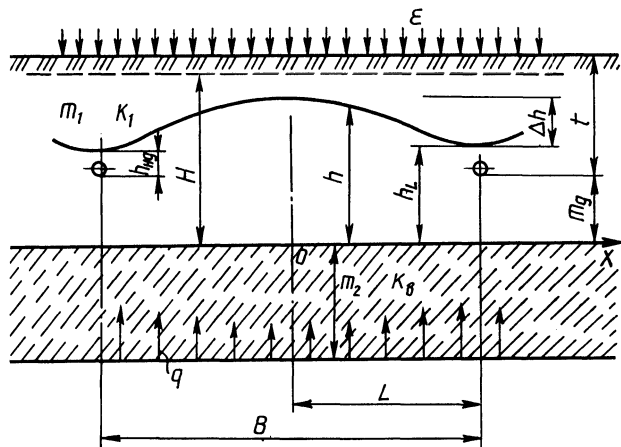


Рис. 1. Расчетная схема.

На середине междренья кривая депрессии имеет нулевой уклон. Поэтому расход грунтовых вод в этом сечении равен нулю:

$$Q|_{x=0} = 0. \quad (3)$$

Поступление воды за счет инфильтрации и грунтово-напорных вод на линии дрены

$$q_L = \frac{K_B(H-h_L)}{m_2} + \varepsilon, \quad (4)$$

где h_L — мощность насыщенной зоны над водоупором на линии дрены.

Сформировавшийся расход грунтовых вод от середины междренья должен поступить в дрену, т.е. равен ее водопримной способности

$$Q_{ср} = \frac{Kh_L(h_{нд} - h_{др})}{\Phi_{нд}}, \quad (5)$$

$H_{нд}$ — мощность насыщенного слоя над дренаем; $h_{др} = P/\gamma$ — напор, обусловленный давлением в дренае; $\Phi_{нд}$ — суммарное дополнительное фильтрационное сопротивление околдренной зоны.

Зависимости (1)–(4) формулируют поставленную задачу.

Дифференцированием (2) с подстановкой (1) получаем дифференциальное уравнение одностороннего притока воды к дрене

$$\frac{d^2 Q}{dx^2} - \frac{K_B Q}{m_2 Kh} = 0. \quad (6)$$

Из решения (6) при граничных условиях (3) и (4) преобразованием получена зависимость для расстояния между дренами

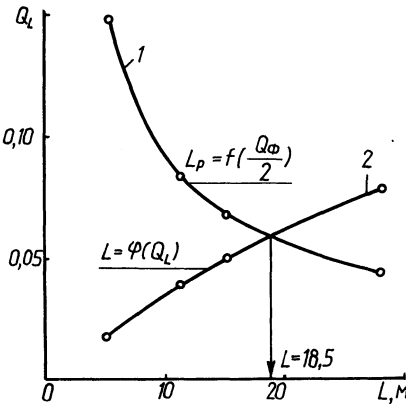
$$B = 2 \sqrt{\frac{m_2 T}{K_B} \ln \frac{Q_L + \Delta h \sqrt{\frac{TK_B}{m_2}}}{Q_L - \Delta h \sqrt{\frac{TK_B}{m_2}}}}, \quad (7)$$

где T – водопроницаемость насыщенной зоны над водоупором; Q_L – расход грунтовых вод, поступающий к дрене с одной стороны, от середины междренья, который определяется по зависимости

$$Q_L = \left[\frac{K_B(H - h_L)}{m_2} + \varepsilon \right] \cdot \frac{(1^2 \sqrt{\delta} L + 1)}{(1^2 \sqrt{\delta} L - 1)} \sqrt{\frac{m_2 T}{K_B}}, \quad (8)$$

где δ – параметр, $\delta = \sqrt{\frac{K_B}{m_2 T}}$

Зависимость (7) включает взаимосвязанные величины Q_L и Δh . Поэтому определение расстояния между дренами проводится графоаналитически. Расчет



выполняют следующим образом. Задаются уровнями воды на линии дрены $h_{i,L}$ и определяют соответствующие $\Delta h_i = h|_{x=0} - h_{i,L}$; $h|_{x=0}$ – уровень воды на середине междренья, соответствующий требуемой норме осушения. По принятой конструкции дрены и величинам $h_{i,L}$ определяют дополнительное фильтрационное сопротивление для однородной зоны над водоупором (по

Рис. 2. Графоаналитическое определение расстояния между дренами: 1 – приточность с поля к дрене; 2 – водопримная способность дрены.

А.И.Мурашко) и вычисляют водопримную способность дрены Q_ϕ по формуле (5). Поскольку в формуле (7) стоит односторонний приток, то в расчет берут $0,5Q_\phi$. Подставив его в (7), вычисляют B_i . Таких расчетов делают не-

сколько и строят график $L_i = \varphi(Q/2)$. Затем для полученных L_i по зависимости (8) вычисляют $Q_{L,i}$ и строят второй график $L_i = \varphi(Q_L)$ (рис. 2). Пересечение графиков определяет искомое решение.

П р и м е р. Определить расстояние между дренами при осушении переувлажненных земель, у которых первый водоносный слой имеет коэффициент фильтрации $K = 1,0$ м/сут, мощность $m_1 = 2,2$ м, мощность относительного водоупора $5,0$ м, его коэффициент фильтрации $K_B = 0,01$ м/сут. Пьезометрический напор находится на уровне с дневной поверхностью, инфильтрационное питание $\mathcal{E} = 0,002$ м/сут. Дрена уложена на глубине $1,0$ м ($d = 0,05$ м), защищена фильтром с $K_{\Phi} = 20$ м/сут, стыковой зазор $= 0,002$ м. Напор в дрене $h_{др} = 0,06$ м, норма осушения $b = 0,5$ м.

Расчет сводим в табл. 1 и 2.

На основании данных таблиц построены графики (рис. 2). Их пересечение определяет $L = 18,5$ м и соответствующее расстояние между дренами $B = 2L = 37$ м, что согласуется с расчетом по методике С.Ф.Аверьянова [1]: $B = 36,3$ м.

Полученные зависимости имеют и другой весьма важный аспект, связанный с методикой гидрогеолого-мелиоративного изучения дренированной территории.

Из формулы (7) с учетом $L = B/2$ следует:

$$\frac{K_B}{m_2} = \frac{T}{L^2} \left(\ln \frac{Q_L + \Delta h \sqrt{\frac{TK_B}{m_2}}}{Q_L - \Delta h \sqrt{\frac{TK_B}{m_2}}} \right)^2 \quad (9)$$

Это позволяет на основе сравнительно простых наблюдений за дренажным стоком и режимом уровней грунтовых вод на середине расстояния между дренами и на линии дрены определять по формуле (9) нормированный параметр перетекания грунтово-напорных вод K_B/m_2 . В этом случае можно не производить дорогостоящих и технологически сложных кустовых откачек. Однако при проведении гидрогеолого-мелиоративных наблюдений на территориях с дренажем необходимо вести наблюдения не только за режимом грунтовых вод, но и за дренажным стоком в одни и те же периоды.

Т а б л и ц а 1

Расчет L по водопримной способности дрены

h_L	$L_{нд}$	$H-h_L$	$Q_2/2$	Δh	T	$\sqrt{\frac{TK_B}{m_2}}$	L
1,330	1,070	0,870	0,0435	0,370	1,515	0,0550	27,81
1,372	1,129	0,828	0,0680	0,328	1,536	0,0554	15,08
1,400	1,172	0,800	0,0836	0,300	1,550	0,0557	11,26
1,472	1,293	0,728	0,1560	0,228	1,586	0,0563	4,94

Расчет притока Q_L к дрене по значениям L

L	$\sqrt{\delta}$	$2\sqrt{\delta} L$	$l^2\sqrt{\delta} L$	Q_L
27,81	0,0363	2,02	7,54	0,0785
15,08	0,0361	1,09	2,97	0,0503
11,26	0,0359	0,81	2,24	0,0384
4,94	0,0355	0,35	1,42	0,0173

ЛИТЕРАТУРА

1. А в е р ь я н о в С.Ф. О расчете осушительного действия горизонтального дренажа в условиях напорного питания. — В кн.: Научные записки МИИВХ. М., 1960, т. XXII, с. 3–73.

УДК 631.432:626.86

Г.А.ПИСЕЦКИЙ, канд.техн.наук
(БелНИИМивХ)

НЕСТАЦИОНАРНАЯ ПЛАНОВАЯ ФИЛЬТРАЦИЯ ВОДЫ К ГОРИЗОНТАЛЬНОМУ ДРЕНАЖУ В ДВУХСЛОЙНОМ ГРУНТЕ

В практике проектирования мелиоративных систем водоносная толща в большинстве случаев имеет неоднородно-слоистое строение, что исключает возможность использования схемы однородного по вертикали потока. Весьма характерной для водоносных отложений является схема двухслойного пласта, в котором проницаемость верхнего слоя значительно меньше проницаемости нижнего. При расчетах мелиоративного дренажа для таких условий приходится исходить из предпосылок перетекания (горизонтальная фильтрация в нижнем слое и вертикальная — в верхнем горизонте), учитывая гравитационный режим фильтрации в верхнем слое и упругую емкость в нижнем пласте. Питание грунтовых вод может происходить как с поверхности земли (осадки, испарение), так и с нижележащего напорного горизонта.

Указанные предпосылки были использованы при решении ряда задач неустановившейся фильтрации под действием регулирующей сети [1–3]. В мелиоративной практике такой случай встречается не всегда. Установлено, что на водный режим почв, подстилаемых хорошо проницаемым грунтом, существенное влияние оказывает и водопроводящая сеть [4].

В настоящей статье рассматривается случай планового течения воды в двухслойной среде, относительно которой принимаются указанные выше предпосылки. Неустановившаяся фильтрация в рассматриваемых условиях описывается следующей системой дифференциальных уравнений:

$$\left\{ \begin{aligned} \delta \frac{\partial z}{\partial t} &= K_B \frac{H-z}{z} + \varepsilon ; \\ \frac{\partial H}{\partial t} &= a \left(\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} \right) - \frac{k_B}{\mu} \left(\frac{H-z}{z} \right) + \frac{k_n}{m_n \mu} (H_0 - H), \end{aligned} \right. \quad (1)$$

где z — ордината свободной поверхности, отсчитываемая от подошвы покровного слоя; k_B , δ — коэффициенты, соответственно, фильтрации и водоотдачи верхнего слоя; ε — интенсивность инфильтрационного питания; H — напор в нижнем слое водоносного пласта; a — коэффициент пьезопроводности; μ — коэффициент упругой водоотдачи нижнего пласта; k_n , m_n — коэффициент фильтрации и мощность перемычки; H_0 — постоянный напор нижележащего горизонта. Остальные обозначения см. на рис. 1. Система уравнений (1) нелинейна. Для ее линейризации В.М.Шестаков предложил осреднять z в знаменателе правых частей уравнений системы [1] .

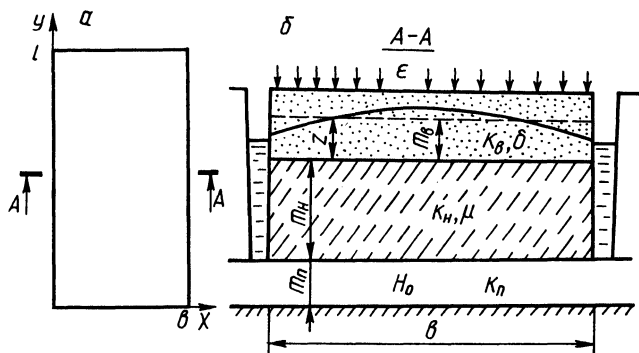


Рис. 1. Расчетная схема в плане (а) и разрезе (б) .

В линейризованной постановке систему уравнений (1) перепишем следующим образом:

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{\partial z}{\partial t} &= \alpha (H - z) + \frac{\varepsilon}{\delta} ; \\ \frac{\partial H}{\partial t} &= a \left(\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} \right) - \beta (H - z) + \beta_1 (H_0 - H), \end{aligned} \right. \quad (2)$$

где

$$\alpha = \frac{k_B}{\delta m_B} ; \quad \beta = \frac{k_B}{\mu m_B} ; \quad \beta_1 = \frac{k_n}{m_n \mu} ; \quad (3)$$

m_B — некоторое постоянное среднее значение величины $z(x,y,t)$.

Использование принятой схематизации и допущений оказывается вполне приемлемым, если границы области фильтрации совершенны [5] .

Будем решать систему уравнений (2) при следующих условиях:

$$\begin{aligned} z|_{t=0} &= z^0, \quad H|_{t=0} = H^0; \\ H|_{x=0} &= H|_{x=b} = H_1(y, t); \\ H|_{y=0} &= H|_{y=1} = H_2(x, t). \end{aligned} \quad (4)$$

Применим к системе (2) преобразование Лапласа. В результате получим

$$\begin{aligned} p\bar{z} - z^0 &= a(\bar{H} - \bar{z}) + \frac{\varepsilon}{\delta}; \\ p\bar{H} - H^0 &= a\left(\frac{\partial^2 \bar{H}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{H}}{\partial y^2}\right) - \beta(\bar{H} - \bar{z}) + \beta_1(\bar{H}_0 - \bar{H}_1). \end{aligned} \quad (5)$$

Из первого уравнения системы (5) находим

$$\bar{z} = \frac{a}{p+a}\bar{H} + \frac{\varepsilon}{\delta(p+a)} + \frac{z^0}{p+a} \quad (6)$$

и, подставляя его во второе уравнение (5), получим

$$a\left(\frac{\partial^2 \bar{H}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{H}}{\partial y^2}\right) - \gamma\bar{H} + \beta_1\bar{H}_0 + \frac{\beta\varepsilon}{\delta(p+a)} + H^0 + \frac{\beta z^0}{p+a} = 0, \quad (7)$$

$$\text{где } \gamma = p + \beta + \beta_1 - \frac{a\beta}{p+a}.$$

Для решения уравнения (7) применим конечное интегральное преобразование по y , которое осуществляется по формуле [6]

$$\tilde{H}(x, q, p) = \int_0^1 K(q, \eta) \bar{H}(x, \eta, p) d\eta, \quad (8)$$

где $K(q, \eta)$ — ядро интегрального преобразования. Для принятых условий (4) оно имеет вид

$$K(q, \eta) = \frac{\text{sh } q(1 - \xi)}{\text{sh } ql} \quad (9)$$

Уравнение (7) в результате применения преобразования (8) перейдет в обыкновенное дифференциальное уравнение

$$\frac{\partial^2 \tilde{H}}{\partial x^2} + \frac{q^2 a - \gamma}{a} \tilde{H} = -F(x, y, p), \quad (10)$$

где

$$F(x, q, p) = -\frac{1}{a} \left[aq \frac{\tilde{H}_2(1 - \text{ch } ql)}{\text{sh } ql} + \tilde{\omega}_1 + \beta_1 \tilde{H}_0 + \tilde{H}^0 + \right]$$

$$+ \frac{\beta \bar{z}^0}{p+a}], \quad \tilde{\omega}_1 = \frac{\beta \epsilon}{\delta (p+a)} .$$

Решение уравнения (10) при условиях $\tilde{H}|_{x=0} = \tilde{H}|_{x=b} = \tilde{H}_1$ может быть представлено в виде

$$\tilde{H}(x, p, q) = \frac{\tilde{H}_1 \sin \frac{b-x}{\sqrt{a}} \sqrt{aq^2 - \gamma} + \tilde{H}_1 \sin \frac{x}{\sqrt{a}} \sqrt{aq^2 - \gamma}}{\sin \frac{b}{\sqrt{a}} \sqrt{aq^2 - \gamma}} + \int_0^b R(x, p, q^2, \xi) F(x, \xi, p) d\xi , \quad (11)$$

$$R = \begin{cases} \frac{\sqrt{a}}{\sqrt{aq^2 - \gamma}} \frac{\sin \frac{\xi}{\sqrt{a}} \sqrt{aq^2 - \gamma} \sin \frac{1-x}{\sqrt{a}} \sqrt{aq^2 - \gamma}}{\sin \frac{1}{\sqrt{a}} \sqrt{aq^2 - \gamma}} \quad \xi \leq x , & (12) \\ \frac{\sqrt{a}}{\sqrt{aq^2 - \gamma}} \frac{\sin \frac{x}{\sqrt{a}} \sqrt{aq^2 - \gamma} \sin \frac{1-\xi}{\sqrt{a}} \sqrt{aq^2 - \gamma}}{\sin \frac{1}{\sqrt{a}} \sqrt{aq^2 - \gamma}} \quad \xi \geq x . & (13) \end{cases}$$

Формулы (11–13) дают решение поставленной задачи в области изображений по переменным t и u . Переход к оригиналу относительно q осуществляется по формуле обращения

$$\bar{H}(x, y, p) = \frac{1}{2\pi i} \int_{c-i\infty}^{c+i\infty} e^{qy} \tilde{H}(x, q, p) dq . \quad (14)$$

Этот интеграл вычисляется с помощью теории вычетов. Применив затем к полученному выражению обратное преобразование Лапласа, найдем искомое решение. Указанный переход удобнее всего осуществлять почленно. Ввиду сложности выкладок и громоздкости получающихся при этом результатов, проделаем подробный переход для первых двух слагаемых формулы (11), т.е. положим $F = 0$. В этом случае, согласно формуле обращения (14), получим

$$\bar{H}(x, y, p) = \int_0^1 d\eta \left[\frac{1}{2\pi i} \int_{c-i\infty}^{c+i\infty} e^{qy} K(q, \eta) x \right.$$

$$x \frac{\bar{H}_1 \sin \frac{b-x}{\sqrt{a}} \sqrt{aq^2 - \gamma} + \bar{H}_1 \sin \frac{x}{\sqrt{a}} \sqrt{aq^2 - \gamma}}{\sin \frac{b}{\sqrt{a}} \sqrt{aq^2 - \gamma}}. \quad (15)$$

Внутренний интеграл вычислим с помощью теоремы Коши о вычетах. Полюсы подынтегральной функции $K(q, \eta)$ находятся в точках

$$q_n = \frac{\pi n i}{1}, \quad q_{-n} = -\frac{\pi n i}{1}.$$

Вычеты в этих полюсах равны

$$\begin{aligned} \operatorname{Res}_{q = \frac{\pi n i}{1}} &= \frac{i}{1} e^{\frac{\pi n i y}{1}} \sin \frac{\pi n \eta}{1} \varphi_n(x); \\ \operatorname{Res}_{q = -\frac{\pi n i}{1}} &= \frac{i}{1} e^{-\frac{\pi n i y}{1}} \sin \frac{\pi n \eta}{1} \varphi_n(x), \end{aligned} \quad (16)$$

где

$$\varphi_n(x) = \frac{\bar{H}_1 \sin \frac{b-x}{\sqrt{a}} \sqrt{\frac{a\pi^2 n^2}{l^2} + \gamma} + \bar{H}_1 \operatorname{sh} \frac{x}{\sqrt{a}} \sqrt{\frac{a\pi^2 n^2}{l^2} + \gamma}}{\operatorname{sh} \frac{b}{\sqrt{a}} \sqrt{\frac{a\pi^2 n^2}{l^2} + \gamma}}.$$

Следовательно,

$$\bar{H}(x, y, p) = \frac{2}{1} \sum_{n=1}^{\infty} \sin \frac{\pi n y}{1} \int_0^1 \varphi_n(x) \sin \frac{\pi n \eta}{1} d\eta. \quad (17)$$

Остается перейти в полученной формуле к оригиналу относительно p . Для этого воспользуемся разложениями

$$\frac{\operatorname{sh} \frac{b-x}{\sqrt{a}} \sqrt{\frac{a\pi^2 n^2}{l^2} + \gamma}}{\operatorname{sh} \frac{b}{\sqrt{a}} \sqrt{\frac{a\pi^2 n^2}{l^2} + \gamma}} = \frac{2a}{b} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\pi m}{b} \sin \frac{\pi m x}{b} \frac{1}{\gamma + \sigma}; \quad (18)$$

$$\frac{\operatorname{sh} \frac{x}{\sqrt{a}} \sqrt{\frac{a\pi^2 n^2}{l^2} + \gamma}}{\operatorname{sh} \frac{b}{\sqrt{a}} \sqrt{\frac{a\pi^2 n^2}{l^2} + \gamma}} = \frac{2a}{b} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\pi m}{b} (-1)^{m+1} \sin \frac{\pi m x}{b} \frac{1}{\gamma + \sigma},$$

где

$$\sigma = a\pi^2 \left(\frac{m^2}{b^2} + \frac{n^2}{l^2} \right).$$

Подставив зависимость (18) в формулу (17), найдем

$$\begin{aligned} \bar{H}(x, y, p) &= \frac{8a\pi}{lb^2} \sum_{n=1}^{\infty} \sin \frac{\pi n y}{l} \int_0^{\infty} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2m+1}{\gamma + \sigma} \bar{H}_1(\eta, p) x \\ & \times \sin \frac{(2m+1)\pi x}{b} \sin \frac{\pi n \eta}{l} d\eta. \end{aligned} \quad (19)$$

Так как

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma + \sigma} &= \frac{p + \alpha}{p^2 + (\alpha + \beta + \beta_1 + \sigma)p + (\beta_1 + \sigma)\alpha} \doteq \frac{1}{\alpha_1 - \alpha_2} [(\alpha_1 + \alpha_2)e^{\alpha_1 \tau} - \\ & - (\alpha_2 + \alpha)e^{\alpha_2 \tau}], \end{aligned}$$

то, согласно теореме о свертке функций, имеем

$$\begin{aligned} H(x, y, t) &= \frac{8a\pi}{lb^2} \int_0^t \int_0^t \sum_{m=0}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2m+1}{\alpha_1 - \alpha_2} \sin \frac{\pi n y}{l} H_1(\eta, t - \tau) \sin \frac{2m+1}{b} \pi x \\ & \times \sin \frac{\pi n \eta}{l} [(\alpha_1 + \alpha_2)e^{\alpha_1 \tau} - (\alpha_2 + \alpha)e^{\alpha_2 \tau}] d\eta d\tau, \end{aligned}$$

где α_1, α_2 — корни полинома

$$p^2 + (\alpha + \beta + \beta_1 + \sigma)p + (\beta_1 + \sigma)\alpha = 0.$$

Они действительны и отрицательны.

Найденное решение является оригиналом первых двух слагаемых формулы (11), т.е. соответствует случаю $F = 0$. Оригиналы от остальных слагаемых ($H_1 = 0, F \neq 0$) находятся аналогичным образом. Общее выражение по распределению напора в нижнем слое определяется как сумма указанных частных решений. Для краткости изложения, а также ввиду того что наибольший практический интерес представляет положение уровня грунтовых вод на массиве, приводить выражение по определению функции $H(x, y, t)$ не будем. Для нахождения функции $Z(x, y, t)$ необходимо в уравнение связи (6) подставить значение $H(x, y, p)$ (часть этого выражения дается в формуле (19)) и выполнить обратное преобразование Лапласа. В результате найдем выражение для функции $Z(x, y, t)$ в виде

$$\begin{aligned}
Z(x,y,t) = & \frac{8a\pi\alpha}{lb^2} \sum_{n=1}^{\infty} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2m+1}{a_1 - a_2} \sin \frac{\pi y}{l} \sin \frac{(2m+1)\pi x}{b} \int_0^t \int_0^t H_1(\eta, t-\tau) x \\
& \times (e^{-a_1\tau} - e^{-a_2\tau}) \sin \frac{\pi n \eta}{l} d\tau d\eta + \frac{8a\pi\alpha}{bl^2} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(2n+1)}{a_1 - a_2} \sin \frac{\pi m x}{b} \int_0^t \int_0^t H_2(\xi, t- \\
& - \tau) \sin \frac{\pi m \xi}{b} [e^{a_1\tau} - e^{a_2\tau}] d\tau d\xi + \frac{16\alpha}{\pi^2} \sum_{m,n=0}^{\infty} \frac{\sin \frac{\pi(2n+1)y}{l} \sin \frac{\pi(2m+1)x}{b}}{(2m+1)(2n+1)} x \\
& \times \left\{ \beta_1 H_0 \left(\frac{1}{a_1 a_2} + \frac{e^{a_1 t}}{a_1(a_1 - a_2)} + \frac{e^{a_2 t}}{a_2(a_2 - a_1)} \right) + \frac{\beta \varepsilon}{\delta} \left[\frac{1}{a_1 a_2 a} - \frac{e^{-at}}{a(a+a_1)(a+a_2)} + \right. \right. \\
& + \frac{e^{a_1 t}}{a_1(a_1+a)(a_1-a_2)} + \frac{e^{a_2 t}}{a_2(a_2+a)(a_2-a_1)} \left. \right] + \frac{H^0(e^{a_1 t} - e^{a_2 t})}{a_1 - a_2} + \\
& + \beta Z^0 \left(\frac{e^{a_1 t}}{(a_1 - a_2)(a_1 + a_2)} + \frac{e^{a_2 t}}{(a_2 - a_1)(a_2 + a)} + \frac{e^{-at}}{(a+a_1)(a+a_2)} \right) \left. \right\} + \\
& + \frac{\varepsilon}{\delta a} (1 - e^{-at}) + Z^0 e^{-at} .
\end{aligned}$$

Решение (20) получено при самых общих предположениях об изменении напоров на границах области фильтрации. Для дальнейших разработок и практического использования полученных результатов необходимо рассмотреть наиболее характерные режимы работы водопроводящей и регулирующей сети.

ЛИТЕРАТУРА

1. Шестаков В.М. Неустановившаяся фильтрация в двухслойной среде. - Изв. АН СССР. Сер. Механика и машиностроение, 1963, № 6, с. 93-96.
2. Олейник А.Я. Неустановившийся приток грунтовых вод к систематическому горизонтальному дренажу в двухслойном грунте. - В кн.: Динамика сплошной среды: Новосибирск, 1969, вып. 2, с. 123-125.
3. Машарипов Р., Сулейманов З. Неустановившаяся фильтрация к горизонтальному дренажу в условиях двухслойного пласта. - В кн.: Вопросы вычислительной и прикладной математики. Ташкент, 1973, вып. 22, с. 56-62.
4. Ивцки й А.И. Место и роль закрытого дренажа в системе осушительных мелиораций. - В кн.: Проблемы мелиорации. Минск, 1974, с. 64-68.
5. Нумеров С.Н., Барсегян Р.М. О дополнительных фильтрационных сопротивлениях несовершенных скважин и дренажных траншей при фильтрации жидкости в многослойных горизонтальных пластах. - В кн.: Труды координац. совещ. по гидротехнике. М., 1966, вып. 25, с. 76-91.
6. Иванов А.В., Лыков А.В. Конечные интегральные преобразования и их применение к решению задач теплопроводности. - В кн.: Сб. работ молекулярной физики и массообмена ЭНИН АН СССР. М., 1957, с. 84-106.

А.Ф.АВДОНЬКИН, канд.техн.наук (БПИ),
 К.Ф.ЗЕЙДАЛЬ (БелНИИрыбпроект),
 В.К.СВИСТУНОВ, канд.техн.наук (БПИ)

РАСЧЕТ СТРУЙНОГО РЫБОНАСОСА С КОЛЬЦЕВЫМ СОПЛОМ

Для отвода молоди рыбы от сеток рыбозащитных устройств наиболее целесообразно применять струйные насосы с кольцевым соплом (рис. 1). Проведенные исследования показывают, что если насосы правильно спроектированы и тщательно изготовлены, то они не оказывают заметного травмирующего действия на молодь рыбы. Рыбонасос обычно устанавливают между рыбозащитным устройством и каналом для транспортировки молоди рыбы в водоем (рис. 2). Рыбонасос приводится в действие потоком воды, отбираемой от основного насоса водозаборного сооружения или от вспомогательного насоса, если напор, развиваемый основным насосом, недостаточен для работы струйного насоса [1] .

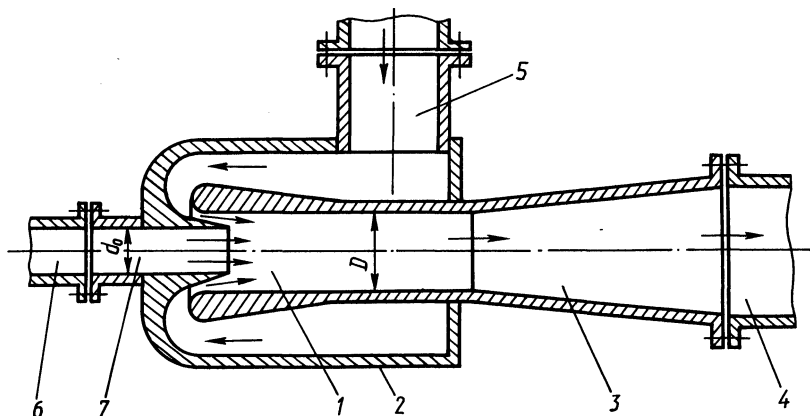


Рис. 1. Принципиальная схема струйного рыбонасоса:

1 — камера смешения; 2 — корпус; 3 — диффузор; 4 — канал для транспортирования смеси вода—молодь рыбы; 5 — патрубок; 6 — рыбозабор; 7 — всасывающий патрубок.

При расчете струйного насоса простейшей конструкции могут быть использованы зависимости, полученные для проектирования эжекторных грунтозаборов [2] :

$$h = \frac{\frac{2}{k} + \frac{2}{1-k} q^2 - \frac{1 + \xi_0}{(1-k)^2} q^2 - (1 + \xi) (1 + q)^2}{\frac{1 + \xi_1}{k^2} - \frac{1 + \xi_0}{(1-k)^2} q^2} ; \quad (1)$$

$$\eta = q \frac{h}{1-h},$$

где

$$h = \frac{H_2}{H_1}; \quad q = \frac{Q_0}{Q_1}; \quad k = \frac{w_1}{w}; \quad w = w_0 + w_1; \quad w_1 = kw;$$

H_1 — напор воды перед соплом; H_2 — напор, развиваемый струйным насосом; h — относительный напор; Q_0 — расход подсасываемой воды; Q_1 — расход воды через сопло; q — относительный расход; w_1 — площадь поперечного се-

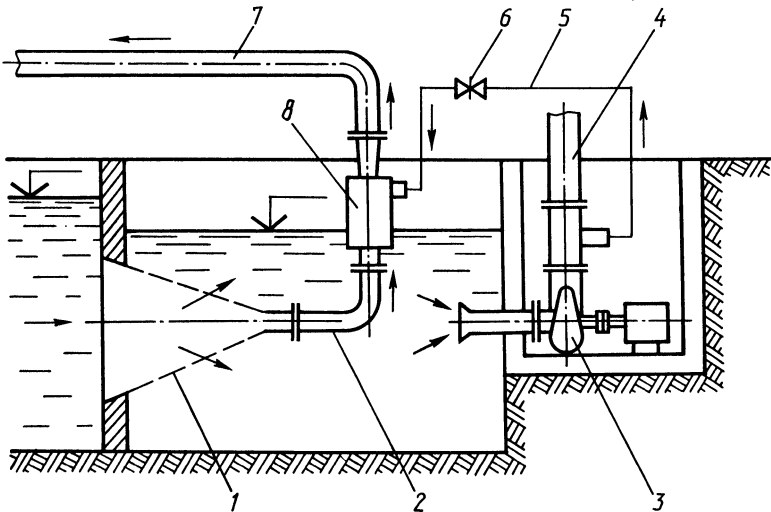


Рис. 2. Водозаборная установка:

1 — фильтр; 2 — рыбоотвод; 3 — основной насос; 4 — напорный водоотвод; 5 — трубопровод для питания струйного насоса; 6 — задвижка; 7 — канал для транспортировки смеси вода-молодь рыбы; 8 — струйный насос.

чения сопла; w — площадь поперечного сечения камеры смещения; w_0 — площадь поперечного сечения всасывающего патрубка; ξ_0 — коэффициент сопротивления всасывающего патрубка; ξ_1 — коэффициент сопротивления сопла; ξ — общий коэффициент сопротивления камеры смешения и диффузора; η — коэффициент полезного действия насоса.

Для проектирования струйного насоса, работающего в оптимальном режиме, можно использовать более простую зависимость для определения величины h [2] :

$$h^* = k^* = \frac{b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}, \quad (3)$$

где

$$a = (1 + \xi)(1 + q)^2;$$

$$b = (1 + \xi)(1 + q)^2 - (1 - \xi_0)q^2 + (1 - \xi_1);$$

$$c = 1 - \xi_1.$$

Тогда

$$\eta^* = q \frac{b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a - b + \sqrt{b^2 - 4ac}} ; \quad (4)$$

$$w_1 = k^* w .$$

Формулы (3) и (4) приемлемы для средне- и низконапорных струйных насосов, у которых $k = 0 \div 0,5$. Для расчета величины w можно использовать зависимость [2]

$$H_1 = \frac{(1 + \xi_1) Q^2}{2q(k^* w)^2} - \frac{(1 + \xi_0) Q^2}{2q[(1 - k^*) w]^2} , \quad (5)$$

где Q — расход воды через камеру смешения.

Определение основных геометрических размеров струйного насоса производится по формулам:

$$D = \sqrt{\frac{4w}{\pi}} ; \quad (6)$$

$$w_1 = kw ; \quad (7)$$

$$w_0 = w - w_1 ; \quad (8)$$

$$w = w_0 + w_1 ; \quad (9)$$

$$d_0 = \sqrt{\frac{4(w - w_1)}{\pi}} ; \quad (10)$$

$$\delta = \frac{(D - d_0)^{\pi}}{2} ,$$

где D — внутренний диаметр камеры смешения; d_0 — внутренний диаметр всасывающего патрубка; δ — ширина сопла; $L = (4 - 6) D$ — длина камеры смешения.

Формула (6) справедлива для случая, когда толщина стенки S всасывающего патрубка равна 0. Поскольку в реальном насосе $S = 1 \div 5$ мм, то после определения d_0 следует задаться величиной S и произвести уточненный расчет D . Справедливость зависимостей (1) и (2) была проверена на опытной установке, включающей СНП 50/80, струйный насос, трубопровод, подающий воду в сопло насоса, трубопровод для отвода подсосываемой воды или смеси вода—рыба, манометры, расходомеры. Опытный струйный насос имел следующие характеристики: $d_0 = 0,13$ м; $D = 0,15$ м; $L = 0,8$ м; $k = 0,243, 0,30, 0,366$. Оптимальный энергетический режим работы рыбонасосной установки наблюдался при $k = 0,3$.

На рис. 3 представлены зависимости вида $h = f(q)$ при различных значениях k . Отклонение величин, рассчитанных по формуле (1), от опытных данных при $k = 0,3$ не превышает 6,8 %.

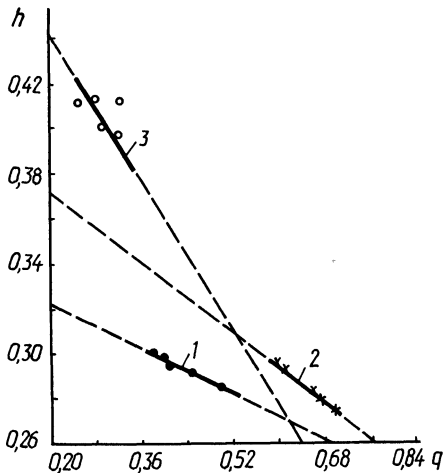
Пример.

Рассчитать основные параметры струйного насоса, обеспечивающего отвод $0,1 \text{ м}^3/\text{с}$ смеси вода—молодь рыбы из полости конического фильтра рыбозащитного устройства при следующих условиях:

насос должен развивать напор, равный $0,6 \cdot 10^5 \text{ н/м}^2$ (6 м);

концентрация молоди рыбы в воде не превышает 10 %;

плотность рыбы равна плотности воды.



Практика перекачивания рыбы струйными насосами [3] показала, что если концентрация рыбы в воде не превышает 20 %, то присутствие рыбы в воде практически не влияет на энергетические характеристики струйного насоса, рассчитанные по формулам, полученным для перекачивания воды без твердой фазы.

Чтобы определить, при каком значении q насос работает в оптимальном режиме, рассчитаем по формуле (4) величину η при значениях $q = 0,8; 1,0;$

Рис. 3. График $h = f(q)$:
при $k = 0,243$ (1); $k = 0,3$ (2); $k = 0,366$ (3).

1,2 и следующих значениях коэффициентов сопротивлений: $\xi_0 = 0,1; \xi_1 = 0,2; \xi = 0,2$. При указанных выше значениях q получены следующие значения η : 0,282; 0,281; 0,285. Так как максимальный КПД $\eta = 0,285$ имел место при $q = 1,2$, то, подставляя его значение в формулу $Q_1 = Q_0/q$, получим $Q_1 = 0,083 \text{ м}^3/\text{с}$. Величина относительного напора, определенного по формуле (3), равна $h^* = k^* = 0,19$.

Тогда $H_1 = H_2/h^* = 32,0 \text{ м}$ и $Q = 0,183 \text{ м}^3/\text{с}$.

Площадь камеры смещения w находим из зависимости (5): $w = 1,85 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$. Далее определяем D по формуле (6): $D = 0,153 \text{ м}$. Находим площадь поперечного сечения сопла w_1 , по (7): $w_1 = 0,0352 \text{ м}^2$, затем w_0 по (8): $w_0 = 0,015 \text{ м}^2$. По формулам (9, 10) $d_0 = 0,141 \text{ м}$. Длина камеры смещения $L = 5D = 0,765 \text{ м}$. Скорость воды во всасывающем патрубке насоса $v_0 = 6,67 \text{ м/с}$; при истечении из сопла — $v_1 = 23,5 \text{ м/с}$; в камере смещения — $v = 9,88 \text{ м/с}$. Коэффициент полезного действия насоса

$$\eta = \frac{Q_0 H_2}{Q_1 (H_1 - H_2)} = 0,285.$$

Итак, требуемый по условиям работы струйный насос имеет следующие теоретические характеристики: $H_1 = 32, H_2 = 6 \text{ м}$; $Q_0 = 0,1, Q_1 = 0,083 \text{ м}^3/\text{с}$; $D = 0,153, d_0 = 0,141 \text{ м}$; $\delta = 0,012 \text{ м}$; $L = 0,765 \text{ м}$; $\eta = 0,285$. Действительные характеристики насоса определяются в результате уточненного расчета.

Струйный насос, имеющий диаметр всасывающего патрубка 0,15 м, может перекачивать живую рыбу с длиной тела до $0,3 \div 0,35$ м, не наноя ей травм.

Процент травмирования рыбы, отводимой струйным насосом от рыбозащитных устройств, не превышает 3—4.

ЛИТЕРАТУРА

1. П е т р а ш к е в и ч В.В. Исследование конических многосекционных рыбозаградителей: Автореф. дис. ... канд. техн.наук. — М., 1978, с. 22. 2. М у с т а ф и н Х.Т. Расчет эжектора на воде и гидросмеси. — В кн.: Нерудные строительные материалы. Тольятти, 1968, вып. 24, с. 16—20. 3. Т е р е н т ь е в А.В., М и л л е р Б.Н., Ч е р н и г и н Н.Ф. Гидравлическая механизация в рыбной промышленности. — М., 1956, с. 300.

УДК 627.824.7.012.4 — 33

Н.В.СУРМА (БПИ)

ИССЛЕДОВАНИЕ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ОСРЕДНЕННОГО ДАВЛЕНИЯ НА БОКОВЫХ ПОВЕРХНОСТЯХ ПЛИТ КРЕПЛЕНИЙ НИЖНЕГО БЪЕФА

Мощность крепления, т.е. толщина плит как водобоя, так и рисбермы, зависит от условий сопряжения бьефов, характера их обтекания, вида подстилающего слоя и других факторов. В зависимости от зон, где располагаются крепление и его конструкции, действующие силы будут различными и по значению, и по количеству.

Из гидродинамики известно [1—4], что главный вектор нормальных и касательных сил, действующих на находящееся в потоке тело, раскладывается на подъемную силу и силу сопротивления. Аналогичные силы будут действовать и на плиты креплений.

Как известно, сила сопротивления состоит из составляющей главного вектора всех касательных сил, действующих на поверхность тела, и из составляющей главного вектора гидродинамических давлений, действующих по поверхности тела: $P_{гор} = P_{тр} + P_{дав}$, где $P_{тр}$ — сила сопротивления трения (составляющая главного вектора касательных сил), а $P_{дав}$ — сила сопротивления давлений (составляющая главного вектора сил гидродинамических давлений).

В свою очередь сила сопротивления трения $P_{тр} = P_{тр1} + P_{тр2} + P_{тр3}$, где $P_{тр1}$ — сила сопротивления трения технически гладкой поверхности тела; $P_{тр2}$ — дополнительное сопротивление, вызванное только общей шероховатостью тела; $P_{тр3}$ — дополнительное сопротивление, вызванное только местной шероховатостью тела.

Сила сопротивления давления

$$P_{дав} = P_{дав1} + P_{дав2} + P_{дав3} + P_{дав4},$$

где $P_{\text{дав}_1}$ — сила сопротивления формы или вихревого сопротивления; $P_{\text{дав}_2}$ — сила индуктивного сопротивления; $P_{\text{дав}_3}$ — сила волнового сопротивления и $P_{\text{дав}_4}$ — составляющая силы инерционного сопротивления.

Так как невозможно точно определить составляющие силы сопротивления, действующей на плиты креплений, в инженерной практике их суммируют и выражают в долях от скоростного напора при соответствующем коэффициенте пропорциональности [5].

В задачу исследований входило: уточнить распределение осредненного давления по высоте плиты в зависимости от параметров потока (скорости, глубины и др.) и ширины шва между плитами. Опыты проводились в гидравлическом лотке с горизонтальным дном (размер проточной части 200 x 16 x x 40 см). На дно лотка укладывались плиты из оргстекла (15,9x15,9x2,4 см). На всех поверхностях плиты в продольном направлении были просверлены отверстия, позволяющие измерять давление в 20 точках с помощью присоединенных к ним пьезометров. Ширина между плитами изменялась от 0,2 до 2,4 см [5]. Швы между плитами находились на расстоянии $x = 7,0-23,2$ см от щита опытного водослива. Давления определялись в случае "отогнанного прыжка". Данные опытов приведены в табл. 1. Давления на стенки шва не со-

Т а б л и ц а 1

Значения давлений в швах между плитами

δ / t и x	Показания пьезометров, см						Глубина потока, см	Средняя скорость, см/с
	стенка шва							
	в*	с*	н*	в	с	н		
0,125 7,0 см	2,6	2,8	2,7	2,5	2,7	2,6	2,80	37,31
	1,9	2,1	2,0	1,8	2,0	1,9	1,90	69,62
	2,5	2,2	2,0	1,8	2,1	2,0	1,70	108,38
	2,6	2,6	2,4	2,5	2,6	2,3	1,65	159,13
	2,9	3,0	2,6	2,7	2,9	2,6	1,60	174,05
0,125 23,2 см	2,4	2,5	2,4	2,6	2,6	2,6	2,70	37,31
	1,9	2,0	2,0	2,1	2,1	2,1	2,10	69,62
	1,9	2,0	1,9	2,1	2,1	2,1	1,90	108,38
	2,3	2,3	2,3	2,6	2,4	2,4	1,75	159,13
	2,4	2,5	2,5	2,7	2,6	2,6	1,70	174,05
0,333 7,0 см	2,8	3,0	2,9	2,7	2,9	2,8	3,00	36,12
	2,2	2,6	2,3	2,0	2,4	2,2	1,70	105,34
	2,5	2,9	2,7	2,4	2,7	2,6	1,70	121,08
	3,0	3,6	3,8	3,0	3,2	3,6	1,70	146,63
0,958 7,0 см	2,2	2,4	2,3	2,1	2,3	2,3	2,40	33,13
	1,5	1,7	1,7	1,6	1,3	1,6	2,80	91,42
	1,5	1,7	1,7	1,6	1,5	1,5	1,65	122,80
	1,5	1,7	1,4	1,7	1,4	1,5	1,60	176,38
	1,6	1,8	1,4	1,9	1,5	1,6	1,60	185,97

* в, с, н — верхние, средние и нижние устья пьезометров.

ответствовали гидростатическому. Значения коэффициентов давления были получены делением разности в давлениях $P_1 - P_2$ на величину скоростного напора $\alpha v^2/2g$. Изменения коэффициентов давления по глубине шва приведены на рис. 1. (Знак плюс указывает на то,

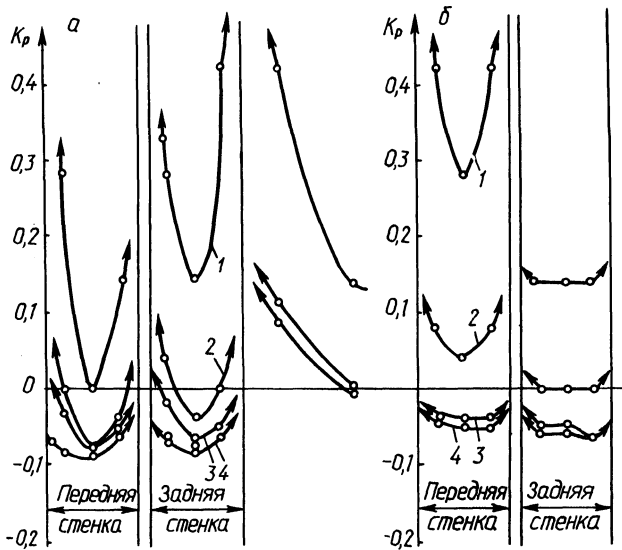
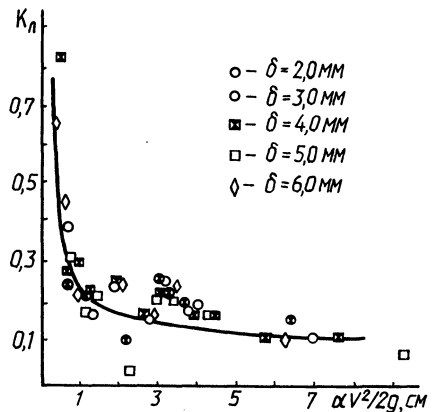


Рис. 1. Значения коэффициентов давления:
а — при $x = 7,0$ см и б — при $x = 23,2$ см ($\delta/t = 0,125$); $V =$
 $= 0,37$ м/с (1); $0,70$ (2); $1,08$ (3); $1,74$ м/с (4).

что давление в данной точке по глубине шва меньше гидростатического, а знак минус — что больше). Как следует из рис.1, давление на передней стенке шва выше, чем на задней. Полученные результаты в основном согласуются с данными [6], однако имеется отличие в численных значениях, обусловленных движением воды через заднюю стенку шва.

Рис. 2. Значения коэффициента лобового сопротивления в зависимости от скоростного напора и ширины шва между плитами.



Опытным путем установлено, что в швах между плитами образуется, как правило, одиночный трехмерный вихрь, который и обуславливает наряду с другими факторами распределение давлений на стенки шва. Форма эпюр давления в большинстве своем имеет вид криволинейной трапеции. Образование двух вихрей по глубине шва, как это приведено в [6], нами не замечено.

Распределение коэффициентов горизонтального осредненного гидродинамического давления в зависимости от скоростного напора и относительной ширины шва имеет вид гиперболы (рис. 2). По данным Ю.П.Правдивца [7], значение коэффициента сопротивления для плоских плит равно 0,102. Такое значение можно принимать при скоростях потока $V \geq 1,3$ м/с. При $V < 1,3$ м/с значение коэффициента сопротивления следует определять по рис.2.

ЛИТЕРАТУРА

1. Патрашев А.Н. Гидродинамика. — М., 1953. — 720 с. 2. Александров В.Л. Техническая гидромеханика. — М.—Л., 1946. — 432 с. 3. Рейнольдс А.Дж. Турбулентные течения в инженерных приложениях. — М., 1979. — 408 с. 4. Динамика сплошных сред в расчетах гидротехнических сооружений/Под ред. В.М.Ляхтера и Ю.С.Яковлева. — М., 1976. — 392 с. 5. Левкевич Е.М., Сурма Н.В. Распределение давлений в швах плит крепления. — В кн.: Мелиорация и гидротехника в БССР. Горки, 1981, вып. 72, с. 147—148. 6. Чхен П. Отрывные течения. — М., 1972, т. 2. — 280 с. 7. Правдивец Ю.П. Конструирование гибких защитных покрытий рисберм и откосов. — Энергетическое строительство, 1976, № 6, с. 61—64.

УДК 627.824

П.М.БОГОСЛАВЧИК (БПИ)

ИССЛЕДОВАНИЕ ТРАНСПОРТИРУЮЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПОТОКА ПРИ РАЗМЫВЕ ПЛОТИН ИЗ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

Перелив воды через гребень — одна из причин разрушений грунтовых плотин. Перелив возможен при катастрофических паводках, выходе из строя водосборных сооружений, при аварии выше расположенной плотины и т.д. Интерес к исследованию этого вопроса вызван также получившей в последнее время распространение идеей включения в напорный фронт гидроузлов резервных размываемых водосбросов [1].

Основным вопросом при расчете любого процесса размыва является выбор формулы транспортирующей способности потока. Для решения данного вопроса применительно к размывам грунтовых плотин были проведены лабораторные исследования. В лотке со стеклянными стенками отсыпалась модель плотины. Вода с постоянным расходом подавалась в бак и оттуда — в лоток, в котором была установлена модель. Уровень воды в верхнем бьефе поднимался, и в некоторый момент времени (исходный) начинался перелив через модель и ее размыв. Процесс размыва фотографировался через стеклянную стенку лотка с нанесенной на нее масштабной сеткой, что позволило затем установить мгновенные профили размывной плотины в определенные моменты времени. Одновременно с помощью пьезометра измерялся уровень воды в верхнем бьефе, по изменению которого определялся средний за некоторый промежуток времени расход через размываемую модель [2].

Было проведено пять серий опытов: первые четыре в лотке шириной 10 см, пятая — в лотке шириной 32 см. Размеры моделей в поперечном сечении: ширина по гребню $b = 20$ см, высота $p = 40$ см, заложение верхового и

низового откосов 1:2,0. В первой серии модели отсыпались из песка с крупностью фракций $d = 0,25-0,50$ мм, средним диаметром частиц $d_{50} = 0,35$ мм, средней гидравлической крупностью $w = 0,037$ м/с, плотностью $\rho_p = 1,61-1,68$ г/см³; во второй серии, соответственно, $d = 0,5-1,0$ мм, $d_{50} = 0,75$ мм, $w = 0,078$ м/с, $\rho_p = 1,59-1,62$ г/см³; третьей — $d = 0,1-0,5$ мм, $d_{50} = 0,30$ мм, $w = 0,030$ м/с, $\rho_p = 1,65-1,71$ г/см³, коэффициент неоднородности $d_{60}/d_{10} = 3,3$; в четвертой и пятой — $d = 0,1-1,0$ мм, $d_{50} = 0,38$ мм, $w = 0,045$ м/с, $\rho_p = 1,69-1,74$ г/см³, $d_{60}/d_{10} = 3,4$.

Общая картина процесса размыва во всех опытах не отличалась от описанной ранее [2-3]. Здесь же в аспекте поставленной задачи необходимо отметить следующее. Размыв начинается сразу же с началом перелива. В первые несколько секунд, когда толщина переливающегося слоя предельно мала, процесс размыва происходит путем постепенного переотложения вымытых частиц грунта и носит дискретный характер. Затем с увеличением расходов и глубин эта картина достаточно быстро изменяется. Примерно с пятой секунды и до конца осуществляется интенсивный размыв модели почти равномерно по всей длине, как бы параллельными слоями (рис. 1). Транспорт твердого стока на этой фазе происходит во взвешенном состоянии. Вымытые частицы грунта при этом выносятся в нижний бьеф, не откладываясь в пределах размываемого массива. Из этого следует, что транспортирующая способность потока в данном случае характеризуется расходом взвешенных наносов.

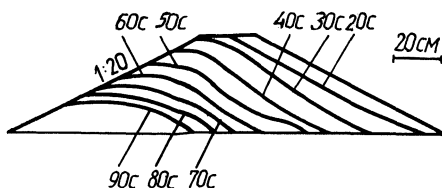


Рис. 1. Размыв модели плотины из песка крупностью 0,25-0,5 мм в лотке шириной 10 см.

В речной гидравлике существует много формул для расчета транспорта взвешенных наносов. Необходимо выбрать наиболее приемлемую для условий размыва плотин. Для этого были выполнены расчеты по следующим, на наш взгляд, наиболее применительным для данного случая, формулам.*

Формула В.Н. Гончарова [4]:

$$q_s = 1,2(1 + \varphi_0) dv_0 \left(\frac{v}{v_0}\right)^{4,33}, \quad (1)$$

где

$$v_0 = \lg \frac{8,8h}{d_s} \sqrt{\frac{2g(\rho_p - \rho) d}{3,5\rho}}. \quad (1')$$

Формула Б.И. Студеничкинова [5]:

$$q_s = 0,2 \left[\left(\frac{v}{v_0}\right)^2 - 1 \right]^{1,5} q, \quad (2)$$

* Следует отметить, что формулы (1) и (2) получены авторами без разделения частиц на взвешенные и влекомые. Остальные являются формулами расхода взвешенных наносов.

где

$$v_0 = 1,15 \sqrt{g} (hd)^{0,25}. \quad (2')$$

Формула К.И. Россинского [6]:

$$q_s = \frac{0,00475}{wh} v^3 q. \quad (3)$$

Формула И.И.Леви [7]:

$$q_s = \frac{0,006d^{1,6}}{w^4} \cdot \frac{v^4}{h^{1,6}} q. \quad (4)$$

Формула А.Н.Гостунского [8]:

$$q_s = 3,3 \cdot 10^3 \frac{v^3}{C^3 h w} q. \quad (5)$$

Формула С.Х.Абальянца [9]:

$$q_s = 0,018 \frac{v^3}{wh} q. \quad (6)$$

В формулах (1)–(6): q_s – удельный расход твердого стока; φ_0 – параметр турбулентности; d – средний диаметр частиц грунта; d_5 – диаметр крупной фракции, доля которой равна 5 %; v_0 – неразмывающая скорость; v – средняя скорость потока; h – глубина потока, м; ρ_p , ρ – плотность грунта и воды; w – средневзвешенная гидравлическая крупность частиц грунта; C – скоростной коэффициент Шези; q – удельный расход воды.

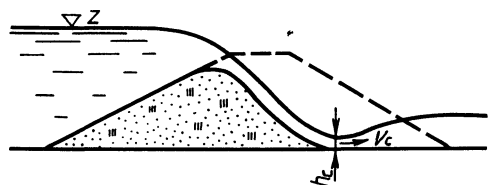


Рис. 2. Расчетная схема для определения транспортирующей способности потока при размыве плотины.

Для транспорта твердого стока за расчетное было принято сжатое сечение за размываемой плотиной (рис. 2). Это позволило сравнить расчетные данные, полученные по (1)–(6), с опытными значениями расхода наносов, который определялся величиной деформации профиля модели плотины по формуле $q_s^{оп} = \Delta V / \Delta t \rho_p$, где ΔV – величина смытого за промежуток времени $\Delta t = t_n - t_{n-1}$ объема грунта, определяемая по фотоснимкам мгновенных профилей размываемой плотины в моменты времени t_n и t_{n-1} ; ρ_p – плотность грунта модели плотины.

Необходимая для расчета по (1)–(6) глубина в расчетном сечении $h = h_c$ определялась как средняя за время Δt из уравнения

$$q = \varphi h_c \sqrt{2g(z - h_c)}, \quad (7)$$

где q – средний за время Δt удельный расход через размываемую плотину; z – средняя за время Δt отметка уровня верхнего бьефа относительно дна лотка; φ – коэффициент скорости, который был принят равным 0,95 [10, табл. 9–10].

Средняя за время Δt скорость в расчетном сечении определялась как

$$v = v_c = q/h_c. \quad (8)$$

Сопоставление опытных и вычисленных по формулам (1)–(6) значений величины расхода наносов в различные моменты времени размыва моделей плотин по пяти опытам (по одному из каждой серии) приведены в табл. 1.

Т а б л и ц а 1

Сопоставление экспериментальных и вычисленных значений расхода наносов

№ серии	Экспериментальные данные						Значения q_s , кг/с/дм по формулам		
	t , с	q , м ³ /с/дм	z , м	h_c , м	v_c , м/с	q_s , кг/с/дм	В.Н.Гончарова	Б.И.Студеничкина	К.И.Росинского*
1	15-30	0,0005	0,41	0,002	2,50	0,694	25,0	1,41	0,501
	30-40	0,0025	0,41	0,009	2,78	0,992	11,7	2,53	0,766
	40-50	0,007	0,41	0,026	2,69	1,050	7,1	3,52	0,654
	50-60	0,010	0,39	0,038	2,63	0,771	5,1	3,53	0,597
	60-70	0,015	0,37	0,058	2,59	0,725	3,5	3,55	0,576
	70-80	0,020	0,34	0,082	2,44	0,381	2,5	3,12	0,366
	80-90	0,022	0,30	0,095	2,32	0,380	1,8	2,69	0,261
2	25-35	0,001	0,41	0,004	2,50	0,608	14,3	0,929	0,237
	35-45	0,005	0,41	0,019	2,63	0,900	4,66	1,685	0,291
	45-55	0,014	0,40	0,056	2,50	0,860	2,08	1,740	0,238
	55-65	0,015	0,37	0,061	2,46	0,758	1,86	1,650	0,223
	65-75	0,017	0,35	0,072	2,36	0,792	1,34	1,481	0,189
	75-90	0,022	0,31	0,098	2,24	0,588	0,91	1,317	0,154
3	20-30	0,0007	0,41	0,003	2,33	0,766	28,3	1,449	0,467
	30-40	0,0015	0,42	0,006	2,50	0,886	25,7	2,127	0,618
	40-50	0,004	0,41	0,016	2,50	1,112	24,0	2,684	0,618
	50-60	0,0072	0,41	0,028	2,57	0,747	22,1	3,460	0,691
	60-70	0,0136	0,39	0,055	2,47	0,623	11,4	3,503	0,590
	70-80	0,017	0,36	0,071	2,39	0,486	5,5	3,278	0,517
4	20-30	0,0025	0,42	0,009	2,77	0,881	14,289	2,797	0,623
	30-40	0,004	0,42	0,015	2,67	0,816	8,013	2,744	0,535
	40-50	0,009	0,42	0,033	2,73	1,034	6,131	3,686	0,585
	50-60	0,014	0,40	0,052	2,69	0,602	4,777	3,835	0,553
	60-70	0,018	0,38	0,069	2,61	0,572	3,610	3,679	0,490
	70-80	0,018	0,36	0,071	2,53	0,396	3,060	3,277	0,433
	80-90	0,020	0,32	0,080	2,50	0,312	2,764	3,198	0,412
5	15-25	0,0006	0,41	0,002	3,00	1,007	34,142	2,638	0,855
	25-35	0,004	0,41	0,015	2,67	0,924	9,214	3,270	0,537
	35-46	0,0062	0,39	0,024	2,58	0,791	6,140	2,705	0,465
	46-55,5	0,007	0,36	0,027	2,59	0,830	5,806	2,822	0,476
	55,5-66	0,007	0,33	0,028	2,50	0,514	4,855	2,467	0,410

*Расчеты по формулам (4)–(6) в таблицу не включены.

Из нее следует, что в опытах серий 1, 3, 4, 5, где средний диаметр составлял, соответственно, 0,35, 0,30 и 0,38 мм, наиболее близкие к опытным данным результаты получены по формуле К.И.Россинского. В опытах серии 3, где средний диаметр частиц грунта был 0,75 мм, наилучшую сходимости дает формула С.Х. Абальянца. Поскольку эти две формулы имеют одинаковую структуру, можно предположить, что формула транспортирующей способности потока при размыве песчаных плотин имеет такую же структуру:

$$q_s = A v^3 / wh \cdot q \quad (9)$$

Величина коэффициента А зависит от крупности частиц грунта. Например, в опыте серии 1 она принимает значение порядка 0,004÷0,007, в опыте же серии 2 — 0,015÷0,020.

Таким образом, на основании сравнения опытных и расчетных данных (см. табл. 1) получен общий вид формулы транспорта твердого стока при размыве моделей плотин из песчаных грунтов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Филиппович И.В., Богославчик П.М. Водосброс по типу размываемой вставки. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, вып. 12, с. 96–100.
2. Богославчик П.М., Филиппович И.В. Динамика размыва плотины из местных материалов при переливе воды. — Изв. вузов СССР. Сер. Энергетика, 1982, № 3, с. 88–93.
3. Богославчик П.М., Филиппович И.В. К расчету размыва однородной плотины из песчаных грунтов при переливе воды через гребень. — Изв. вузов СССР. Сер. Энергетика, 1983, № 2, с. 100–105.
4. Гончаров В.Н. Динамика русловых потоков. — Л., 1962. — 374 с.
5. Студеничкин Б.И. Размывающая способность потока и методы русловых расчетов. — М., 1964. — 184 с.
6. Лапшенков В.С. Прогнозирование русловых деформаций в бьефах речных гидроузлов. — Л., 1979. — 239 с.
7. Левин И.И. Динамика русловых потоков. — М.–Л., 1957. — 252 с.
8. Указания по расчету заилиения водохранилищ при строительном проектировании. — Л., 1973. — 55 с.
9. Абальянц С.Х. Движение взвесей в открытых потоках. — В кн.: Труды САНИИРИ. Ташкент, 1958, вып. 96, с. 3–141.
10. Справочник по гидравлическим расчетам/Под ред. П.Г.Киселева. — М., 1974. — 313 с.

УДК 627.5

Е.М.ЛЕВКЕВИЧ, канд.техн.наук (БПИ)

ИССЛЕДОВАНИЕ БЕРЕГОЗАЩИТНОГО ДЕЙСТВИЯ ПОДВОДНЫХ ВОЛНОЛОМОВ ТИПА ТОНКОЙ СТЕНКИ

Для защиты берегов водохранилищ и верховых откосов земляных плотин от размыва волнами наряду с устройством на их поверхности различного ряда покрытий (креплений) применяются волноломы, гасящие энергию волн и тем самым уменьшающие величину их воздействия на откос [1–4].

Широкое распространение на морях и крупных водоемах получили подводные волноломы типа порогов или дамб, которые к настоящему времени изучены наиболее полно [1–3]. Наряду с этим находят применение для защиты откосов низконапорных дамб и плотин подводные волноломы типа тонких

стенки [2, 4]. Для того чтобы они могли служить надежным средством защиты, их размеры и место установки должны быть выбраны с расчетом наибольшего берегозащитного эффекта.

В связи с ограниченностью применения берегозащитных подводных волноломов как средства защиты верховых откосов и недостаточной изученностью вопросов, связанных с их проектированием, нами были проведены специальные лабораторные исследования.

Опыты проводились в волновом лотке размером 12,0 x 0,4 x 0,32 м, оборудованном волнопродуктором типа качающегося щита, который обеспечивал получение волн высотой до 10,0 см и длиной до 150,0 см. Исследования проводились на размываемой модели, представляющей откос земляного сооружения с заложением 1:5, выполненный из среднезернистого песка ($d_{10} = 0,2$ мм, $d_{50} = 0,5$ мм). На откосе устанавливались модели волноломов типа тонких стенок. Модель волнолома представляла собой металлическую пластинку длиной 32 см и требуемой по условиям опыта высотой, которая прикреплялась к стенкам лотка.

Опытные волноломы устанавливались на откосе в соответствии с рекомендациями [3, 4], а также в местах, где гашение волн на откосе было наибольшим (определенных нами экспериментальным путем на неразрываемой модели [5]) при различных волновых режимах. Заглубление верха волноломов под уровень во всех опытах составляло половину высоты волны — 2,8 см. Расстояние между рядами волноломов на основании тех же опытов принималось равным $1,25m_{\text{в}}$ (m — коэффициент откоса, $h_{\text{в}}$ — высота волны).

Каждый опытный откос подвергался воздействию регулярных волн до тех пор, пока не вырабатывался профиль динамического равновесия. В процессе переформирования откоса через определенные промежутки времени регистрировались координаты характерных точек профиля. Измерение элементов волн производилось электросигнальным и осциллографическим методами, элементов профиля откоса в процессе размыва — по сетке на стеклянной стенке лотка.

Все опыты велись при одном волновом режиме: высота исходной волны 5,6 см, длина — 80,0 см при глубине воды 30,0 см. Всего было проведено 7 опытов: один с неукрепленным откосом и 6 с различными схемами установки волноломов (рис. 1). В результате были получены профили откосов на различных стадиях размыва, а также профили динамического равновесия, которые в сочетании с визуальными наблюдениями дали возможность качественно оценить берегозащитные свойства волноломов при разных схемах установки их на откосе.

Опыты показали, что волноломы в виде однорядных или двурядных незаглубленных стенок либо стенок с незначительным заглублением в откос при любой схеме установки практически не защищают последний от размыва, так как вихри, образующиеся за стенкой при обрушении волны и скатывании ее с откоса, подмывают основные стенки. Спустя некоторое время, под стенкой образуется щель, через которую движущаяся со значительной скоростью вода интенсивно выносит продукты размыва. В итоге стенки "зависают" над откосом и не оказывают никакого защитного действия (см. рис.1, б, г).

Эффективное действие волноломов как берегозащитных устройств возможно только в случае заглубления их в откос на глубину, исключающую под-

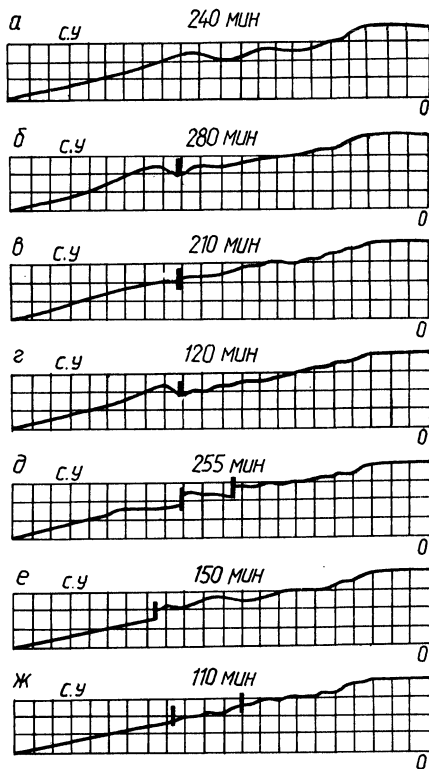


Рис. 1. Профили динамического равновесия откосов при различных схемах установки волноломов:

а — неукрепленный откос; б — одиночная заглубленная [4] и в — одиночная незаглубленная стенка [4]; г — два ряда незаглубленных стенок [4] и д — два ряда заглубленных стенок [4]; е — одиночная заглубленная стенка [5]; ж — два ряда заглубленных стенок [5].

мыв основания (рис.1, д,е,ж). Опыты показали, что величина заглубления должна быть равной $0,5h_B$.

Для оценки эффективности берегозащитного действия волноломов в табл.1 приведены данные о характеристиках профилей динамического равновесия, образовавшихся при размыве неукрепленного откоса и откосов с волноломами, установленными по различным схемам.

Из данных таблицы следует, что по количественным характеристикам наилучший берегозащитный эффект достигается при применении волноломов типа двурядной стенки, устанавливаемых по рекомендациям, полученным в результате исследований,

проведенных нами [5] и Гидрорыбпроектом [4]. Были выданы рекомендации по рациональному размещению подводных волноломов на откосе и их конструкции, которые могут быть применены в условиях малых водохранилищ.

Подводные волноломы как средство активной защиты берегов водохранилищ и откосов от размыва наиболее эффективны в случаях, когда колебания уровней в безледный период незначительны (пруды-охладители ТЭЦ, рыбоводные пруды). Количество рядов волноломов определяется из условия гашения расчетной волны до размеров, не представляющих опасности для размыва откоса (10—20 см) и гашения на каждом ряду волнолома 50 % высоты волны. Волноломы устанавливают на глубине больше критической (глубина разрушения волны), считая от расчетного уровня воды. Заглубление верха однорядного волнолома под расчетный уровень принимается равным 0,5 высоты расчетной волны.

Для случая, когда устанавливаются два или три ряда волноломов, заглубление верха волнолома под расчетный уровень для первого ряда (считая от акватории со стороны подхода волны) принимается в зависимости от расчетной высоты волны, а каждого последующего — от погашенной волны на предыдущем ряду (величина коэффициента гашения — 0,5). При двух или трех рядах стенок расстояние между ними принимается равным $1,25mh_B$.

**Характеристики профилей динамического равновесия
при различном расположении волноломов**

№ п/п	Тип модели и схема установки волноломов	Характеристики размыва			
		абсолютные значения		сравнение с не- уклонным откосом	
		объем вымыва- того грун- та, см ²	рассто- яние от начала уреза до об- рыва, см	объем вымыва- того грун- та, см ²	рассто- яние от начала уреза до об- рыва, см
1	2	3	4	5	6
1.	Неукрепленный откос	257	40	—	—
2.	Одиночная незаглубленная стенка [4]	146	32	$\frac{111}{0,57}$	$\frac{-8}{0,8}$
3.	Одиночная заглубленная стенка [4]	60	43	$\frac{197}{0,23}$	$\frac{+3}{1,07}$
4.	Два ряда незаглубленных стенок [4]	107	28	$\frac{150}{0,42}$	$\frac{-12}{0,7}$
5.	Два ряда заглубленных стенок [4]	68	40	$\frac{189}{0,27}$	$\frac{0}{1}$
6.	Одиночная заглубленная стенка (БПИ) [5]	140	42	$\frac{117}{0,54}$	$\frac{+2}{1,05}$
7.	Два ряда заглубленных стенок (БПИ) [5]	50	30	$\frac{207}{0,19}$	$\frac{-10}{0,70}$

П р и м е ч а н и е. В графах 5, 6 представлена разность (числитель) и отношение (знаменатель) характеристик размыва.

Волноломы не исключают возможности возникновения небольших местных деформаций откоса на участке между стенкой и урезом воды, особенно при колебаниях уровня. Поэтому низ волноломов необходимо заглублять в грунт на половину высоты погашенной волны.

На рис. 2 представлены типы подводных волноломов, которые могут найти применение на малых водохранилищах. Они могут выполняться из дерева, железобетона и местных материалов, быть однорядными и двухрядными. Для надежной работы должны быть обеспечены следующие условия: общая устойчивость стенок, их грунто- и водонепроницаемость, заглубление грунтопроницаемой части стенки под поверхность откоса на глубину, равную 0,2–0,3 высоты стенки или до 0,5 высоты волны.

В заключение необходимо отметить, что способ защиты откоса от размыва, тип и конструкция берегозащитных устройств определяются местными условиями, путем сравнения технико-экономических показателей вариантов.

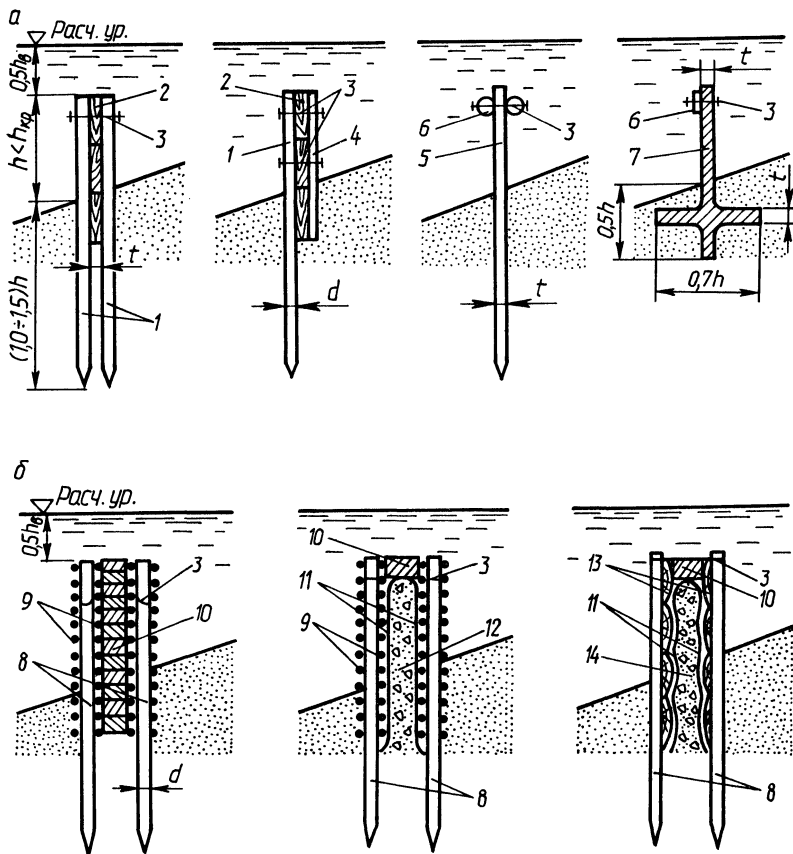


Рис. 2. Простейшие типы подводных волноломов для защиты берегов и откосов земляных плотин и дамб малых водохранилищ:

а — одиночные стенки; б — двухрядные стенки. 1 — свайки $d = 8-10$ см через $1,0-1,5$ м; 2 — доски $t = 3,5-4,0$ см; 3 — стяжка из стального прутка $\varnothing 10,0$ мм или проволоки $\varnothing 3,0-4,0$ мм; 4 — прижимной брус; 5 — шпунтины деревянные $4,0$ см; 6 — сжимной брус; 7 — железобетонный элемент $t = 3,5-4,0$ см, длиной $2,0-2,5$ м; 8 — колья $d = 8,0$ см через $1,0-1,5$ м; 9 — хворост; 10 — кладка из дрена; 11 — синтетическая пленка $t = 1,0-1,5$ мм; 12 — гравий или щебень; 13 — доски необрезные (горбыли); 14 — песок.

ЛИТЕРАТУРА

1. Б о ж и ч П.К., Д ж у н к о в с к и й Н.Н. Морское волнение и его действие на сооружения и берега. — М., 1949, с. 336. 2. П ы ш к и н Б.А. Динамика берегов водохранилищ. — Киев, 1973, с. 413. 3. Г у г н я е в Я.Э. Проектирование пологих откосов, подверженных действию волн. — М., 1959. — 37 с. 4. Типовой проект 413-7. Дамбы рыбоводных прудов. Гидрорыбпроект. — М., 1961, с. 16. 5. Л е в к е в и ч Е.М., Б у д н и к В.Д., Д о м н и ч В.М. Лабораторные исследования подводного волнолома. Материалы докладов XIV юбилейной студенческой научно-технической конференции вузов республик Прибалтики, БССР и Калининградской обл. — В кн.: Строительство и сантехника. Каунас, 1968, с. 22.

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМАЦИИ БЕРЕГОВ, СЛОЖЕННЫХ ГРУНТАМИ С ПОВЫШЕННОЙ СТЕПЕНЬЮ НЕОДНОРОДНОСТИ

Большинство известных экспериментальных работ по изучению влияния волн на разрушение откоса выполнено в условиях плоской задачи. В работах [1–3] исследования проводились на откосе, сложенном однородными несвязными песчаными грунтами. В результате уточнены форма профиля "равновесия" и интенсивность процесса переработки. Другими авторами [4, 5] исследовано формирование профиля откоса, сложенного галечниковыми грунтами.

Целью данной работы явилось изучение механизма разрушения профиля берега, сложенного несвязными грунтами с повышенной неоднородностью.

Эксперименты проводились в волновом лотке (12,0 м x 0,3 м x 0,7 м) на модели откоса с исходным коэффициентом $m = 3$. Высота волны в экспериментах была постоянной: $h_B = 0,08$ м, длина $\lambda_B = 1,02$ м, относительная длина волны $h_B/\lambda_B = 12$, глубина в лотке $H_B = 0,35$ м, период $\tau = 0,8$ с и относительная глубина воды $H/\lambda_B = 0,35/1,02 = 0,343$. Волновой лоток оборудован волнопродуктором типа "качающийся щит".

В качестве основных материалов для моделей служили отсортированный среднезернистый песок с $d_{50} = 0,05$ см, а также гравелистые включения, которые добавлялись в различных пропорциях.

Продолжительность опытов в зависимости от состава грунта составляла от 30 до 350 мин. Длительность той или иной серии опытов обуславливалась интенсивностью размыва и достижением профиля размыва стадии "равновесия", при которой профиль и коэффициент откоса берега, достигнув предельной величины, впоследствии не изменялись.

Изменение профиля модели откоса во времени регистрировалось промерами, фотографированием и графическим наложением контура на миллиметровку. Регистрация контура профиля осуществлялась через определенные промежутки времени: $T = 3, 5, 10, 15, 30, 45, 60, 90, 120, 150, 180, 210, 240, 270, 300, 330, 360$ мин. Это позволило получить совмещенные профили берегового откоса, по которым определялись все элементы профиля (рис. 1).

Исследовалось разрушение волновым потоком модели откоса, выполненного из песчано-гравелистой смеси с различным содержанием гравелистых фракций: с однокомпонентными включениями гравия в песчаный грунт и многокомпозиционными гравелистыми смесями. Количество вводимой гравелистой смеси в откос подбиралось таким образом, чтобы величина средне-взвешенного диаметра (свзв), определяемого по формуле [3] $d_{свзв} = \sum d_i P_i / 100$ (где d – диаметр i -й фракции, P_i – вес фракций), оставалась постоянной и близкой к величине $d_{50} = 0,05$ м, определенной крупности. Такой подход позволил при постоянной величине $d_{свзв}$ варьировать значениями неоднородности грунта, характеризующимися коэффициентом неоднородности грунта [6] $S_0 = d_{60}/d_{10}$, где d_{60} – диаметр частиц, со-

держание которых более 60 %, d_{10} — диаметр частиц, содержание которых менее 10 %.

Состав грунта, укладываемого в откос, контролировался посредством отбора проб и последующего анализа гранулометрического состава. Плотность укладываемого грунта доводилась до естественной путем увлажнения.

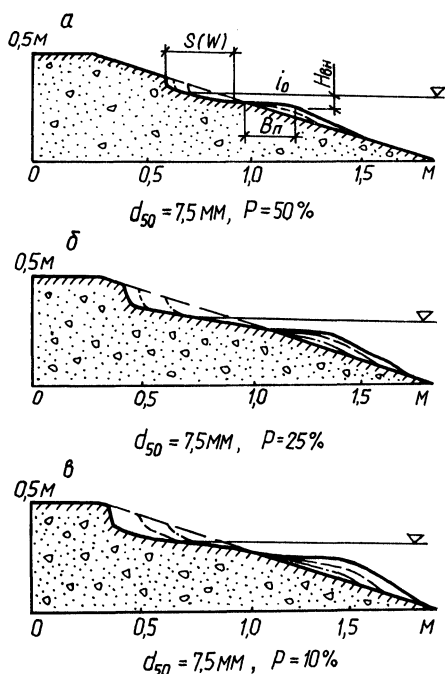


Рис. 1. Зависимость формы профиля равновесия от однородности грунта.

В то же время соотношение между отдельными элементами профиля изменяется.

Сравнивая профили откосов на различной стадии переработки, можно отметить: по мере возрастания неоднородности грунта откоса, а также концентрации-содержания гравелистых частиц в смеси, величина переработки S , а соответственно, и объема грунта, вымытого из первоначального откоса W , уменьшается (табл. 2). Это объясняется тем, что по мере возрастания крупности частиц, слагающих откос, а также их неоднородности замедляется процесс деформации откоса. В случае, когда откос сложен грунтом, имеющим малый коэффициент неоднородности и, соответственно, малый коэффициент фильтрации, вся энергия волны, которая осталась после ее разрушения, передается на поверхность откоса и воздействует на слагающие его частицы. По мере возрастания крупности и количества частиц, слагающих откос, увеличивается его фильтрующая способность. В результате часть волнового потока вскатывается вверх по откосу и как бы "впитывается" в его верхний слой, не вызывая перемещения в продольном направлении. Кроме того, одни и те же

Всего было выполнено 18 серий опытов с различным составом грунта в откосе и количеством гравелистой смеси в нем (табл. 1).

Развитие профиля откоса под действием волнения происходило по абразивно-аккумулятивной схеме с образованием характерных, наблюдаемых в натуральных условиях элементов: клифа (обрыва), пляжа, подводной отмели и т.д. Результаты опытов представлены в табл. 2, в которой для каждого типа песчано-гравийной смеси приведены значения деформации откоса, характеризующиеся величиной S . Анализ данных показал, что внесение включений в состав размываемого грунта различной крупности резко изменяет динамику и механизм процесса размыва.

На рис. 1 представлены профили откоса на ряде стадий переработки, сложенные из грунтов различной неоднородности. Из рисунка следует, что общий характер деформаций откоса сохраняется для всех типов грунтов.

Характеристика материала грунта откоса

Номер опыта	Тип смеси	Фракционный состав, мм	d_{50} мм	S_0 каждой фракции
1	Однокомпонентная	(0,1 ÷ 0,25)	0,17	1,25
4		(1,0 ÷ 2,0)	1,5	1,78
6		(5,0 ÷ 10,0)	7,5	2,31
1	Двухкомпонентная	(0,1 ÷ 0,2 и 1,0 ÷ 2,0)	0,85	1,63
5		(2,0 ÷ 5,0 и 10,0 ÷ 15,0)	8,0	2,66
9	Трехкомпонентная	(10,0 ÷ 15,0 и 15,0 ÷ 20,0)	15,0	2,10
2		(0,1 ÷ 0,25, 1,0 ÷ 2,0 и 2,0 ÷ 5,0)	2,57	1,77
2		(2,0 ÷ 5,0, 5,0 ÷ 10,0, 10,0 ÷ 15,0 и 15,0 ÷ 20,0)	10,2	1,95

Таблица 2.

Величина деформации откоса модели

Номер опыта	d_{50} , мм	S_0	Величина размыва, см			Тип смеси
			концентрация включений, %			
			10	25	50	
5	3,5	4,0	—	41,0	33,0	Однокомпонентная
6	7,5	4,4	46,5	40,0	37,0	
7	12,5	5,1	35,0	30,0	24,5	
4	5,5	5,7	38,0	34,5	28,0	Двухкомпонентная
6	10,5	6,3	24,5	21,0	17,0	
9	15,0	6,6	27,5	24,5	21,0	Трехкомпонентная
2	18,7	6,9	29,0	26,0	22,0	
2	10,2	7,8	27,0	23,0	20,0	

волновые скорости способны произвести больший размыв в грунтах с меньшей неоднородностью.

По-разному протекает процесс переработки откосов во времени. Это видно на совмещенных графиках изменения отдельных характеристик профиля откосов, сложенных с различной степенью неоднородности (рис. 2). Наиболее интенсивно процесс переработки протекает на начальной стадии.

За период, соответствующий примерно 1/4 периода полного переформирования, выносятся до 75 % грунта с поверхности откоса. Характерной особенностью процесса является то, что в течение начальной стадии устанавливаются постоянными основные элементы профиля: уклон отмели (I), глубина на внешнем краю отмели ($H_{вн}$). Уклон отмели в начале разрушения откоса крутой. Постепенно уменьшаясь, он становится стабильным для данного состава

грунтов. Дальнейший размыв происходит главным образом за счет переработки берегового обрыва.

Сравнение профилей равновесия, полученных при размыве откоса, сложенного однородным грунтом из среднезернистого песка, и экспериментальных — с повышенной неоднородностью показало:

1) на профиле равновесия при повышенной неоднородности отсутствуют вал и ложбина;

2) абразионная часть отмели при наличии крупнозернистых включений в грунт в процессе переработки самоупрочняется посредством покрытия поверхности крупнозернистыми частицами.

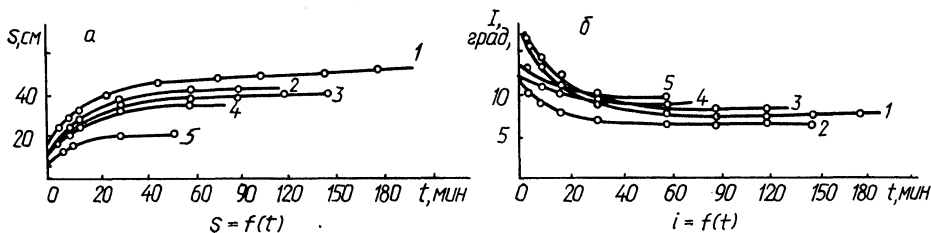


Рис. 2. Изменение характеристик профиля во времени при различном коэффициенте неоднородности:

$d_{50} = 3,5$ мм (1); 7,5 мм (2); 10,5 мм (3); 12,3 мм (4); 15,5 мм (5).

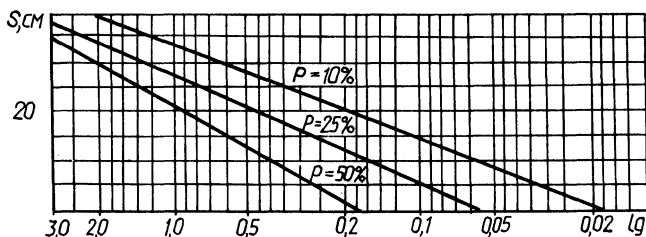


Рис. 3. Расчет деформации откоса при равновесии по коэффициенту неоднородности грунта.

При анализе опытных данных было установлено, что между основными параметрами профиля — S , W , характеризующими деформации откоса, и неоднородностью состава грунта существует обратная зависимость (рис. 3).

Параметры профиля S , W в зависимости от коэффициента неоднородности грунта откоса можно рассчитать по формулам (для модели)

$$S = \frac{1}{b_1} \left(1 - \frac{1}{a_1} \lg \frac{d_{60}}{d_{10}} \right); \quad W = \frac{1}{b_2} \left(1 - \frac{1}{a_2} \lg \frac{d_{60}}{d_{10}} \right),$$

где показатель степени $a = F(d_{свзв})$. Коэффициенты b_1 и a_1 зависят от концентрации крупнозернистых фракций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ц а й т ц \Е.С. Действие волн на откос из несвязных грунтов: Автореф. канд. дис.... канд. техн. наук. — Киев, 1958. — 20 с. 2. М а к с и м ч у к В.Л. Основы динамики пляжевого процесса: Автореф. дис. ... докт. техн. наук. — М., 1975. — 40 с. 3. П ы ш к и н Б.А. Динамика берегов водохранилищ. — Киев, 1970. — 351 с. 4. М а л ь ц е в В.П. Экспериментальные исследования динамики профиля галечного пляжа. — В кн.: Вопросы гидравлики прибрежной зоны водоемов. М., 1976, вып. 99, с. 64–77. 5. Я р о с л а в ц е в Н.А. Исследования динамики галечного пляжа. — Водные ресурсы, 1981, № 5, с. 77–81. 6. Основания гидротехнических сооружений, СНиП II-16-76. — М., 1977, с. 193.

УДК 551.466.61

А.И.ДОБРОЛЮБОВ, канд.техн.наук
(ИТК АН БССР)

О ПЕРЕНОСЕ ЖИДКОСТИ ОДИНОЧНОЙ ПОВЕРХНОСТНОЙ ВОЛНОЙ

Задача о волновых движениях жидкости относится к числу сложных и окончательно нерешенных задач гидромеханики. Особенно сложными являются решения в "дифференциальной" постановке этой задачи, т.е. нахождение скоростей и траекторий отдельных частиц жидкости. "Интегральный" подход к решению этой задачи, когда объектом поиска служат осредненные характеристики (скорости, расходы) волнового движения, является более результативным с точки зрения практических выводов и в то же время, как правило, требует менее сложного математического аппарата [1] .

Далее решается задача нахождения осредненных во времени и по сечению скоростей и расходов жидкости, осуществляемых бегущими (прогрессивными) волнами на поверхности водоема. Показано, что бегущие одиночные волны, независимо от глубины водоема, переносят воду в направлении своего движения. Причем объем переносимой воды равен объему гребня волны, а движение частиц воды носит шаговый ("эстафетно-последовательный") характер.

Рассмотрим рис.1, на котором изображена движущаяся одномерная (плоская) одиночная волна на поверхности открытого водоема постоянной ширины B . Покажем, что такая волна, переместившись вдоль поверхности воды на расстояние L , переносит на то же расстояние воду в количестве, равном объему выпуклой части волны (заштрихованная часть на рис. 1). Для этого используем прием из литературы [2], Свяжем с движущейся волной подвижную K' -систему координат $x'oy'$, ось x' которой совпадает с осью x неподвижной K -системы $хоу$. K' -система движется вдоль оси x со скоростью \tilde{v} волны. Поэтому волна (но не жидкость!) неподвижна относительно K' -системы. Считаем жидкость идеальной, т.е. лишенной вязкости и несжимаемой. Рассмотрим движение жидкости относительно K' -системы как стационарный поток жидкости в жестком неподвижном закрытом канале переменного поперечного сечения. Верхняя жесткая стенка ("крыша") канала имеет волнообразную форму, дно — гладкое. Очевидно, что расход относительно K' -системы в спокойной (недеформированной волной) части этого канала будет $Q = S_0 \tilde{v}$, где

$S_0 = Bh_0$ — сечение рассматриваемой части канала. Этот расход ввиду стационарности потока постоянен в любом сечении канала, что дает возможность вычислить горизонтальную осредненную по сечению скорость v'_x воды относительно K' -системы в любом поперечном сечении $S_x = Bh_x$ канала:

$$v'_x = -\frac{Q}{S_x} = -\frac{S_0 \tilde{v}}{S_x} = -\frac{Bh_0 \tilde{v}}{Bh_x} = -\frac{h_0 \tilde{v}}{h_x}.$$

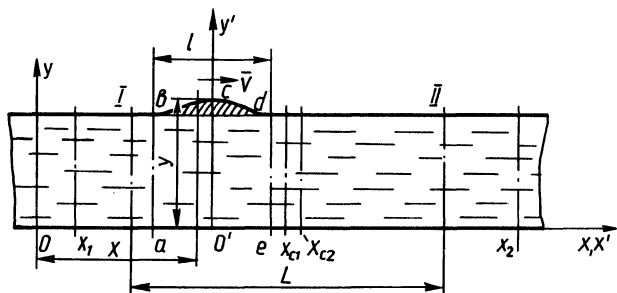


Рис. 1. Расчетная схема для нахождения массопереноса одиночной поверхностной волны.

Для нахождения скорости v_x воды относительно неподвижной K -системы придадим K' -системе обратную скорость, равную $-\tilde{v}$, тем самым сделав последнюю неподвижной. Теперь жидкость в неподвижном канале получит скорость, равную сумме переносной и относительной скоростей:

$$v_x = \tilde{v} - \frac{h_0 \tilde{v}}{h_x} = \tilde{v} \left(1 - \frac{h_0}{h_x}\right). \quad (1)$$

Это выражение дает значение мгновенных, осредненных по сечению горизонтальных скоростей в неподвижном канале (см. рис. 1), по поверхности которого со скоростью \tilde{v} движется одиночная выпуклая волна. Из (1) следует, что скорость горизонтального переноса воды на участке волны (где $h_x > h_0$) положительна, а на спокойных участках канала вне волны (где $h_x = h_0$) равна нулю.

Из этого же выражения следует, что мгновенный расход Q_x (объем, перемещаемый в единицу времени) в сечении S_x

$$Q_x = v_x S_x = \tilde{v} \left(1 - \frac{h_0}{h_x}\right) Bh_x = \tilde{v} B (h_x - h_0).$$

Найдем массу (объем) воды, переносимой в горизонтальном направлении одиночной волной. Очевидно, что массоперенос (расход) воды на спокойной части канала равен нулю, так как здесь $v_0 = 0$. Объем Q , переносимый волной длиной l за время T прохождения волны по данному сечению S_x (массоперенос волны):

$$\tilde{Q} = \int_0^T Q_x dt = \tilde{v}B \int_0^T (h_x - h_0) dt .$$

Так как $x = \tilde{v}t$ и $dt = dx/\tilde{v}$, то

$$\begin{aligned} \tilde{Q} &= \tilde{v}B \int_0^1 (h_x - h_0) dx / \tilde{v} = B \int_0^1 (h_x - h_0) dx = B \left(\int_0^1 h_x dx - \right. \\ &\left. - \int_0^1 h_0 dx \right) = B(S(abcde) - S(abde)) = B\Delta S = \Delta V . \end{aligned} \quad (2)$$

Здесь $S(abcde)$ и $S(abde)$ — площади сечений $abcde$ и $abde$, соответственно, (рис. 1); ΔS — площадь сечения гребня волны (заштрихована); ΔV — объем жидкости, заключенный в волновой части (гребне).

Изложенный метод нахождения скоростей и величин переносов жидкости применим при условии, что недеформированные участки (участки вне волны) слоя жидкости неподвижны. Это условие соблюдается в случае отсутствия внешних тангенциальных сил (ветра, атмосферного давления, сил инерции и т.п.), действующих на жидкость. В случае идеальной жидкости, когда отсутствует "гребковое" действие движущихся в жидкости твердых тел, а сопротивление движению жидкости в канале любой формы равно нулю, эти условия также соблюдаются, что делает правомочным прием, заключающийся в сообщении каналу переносного движения относительно жидкости. Этим приемом мы пользовались при выводе формул (1) и (2).

В реальных водоемах, когда, кроме волнового движения, может происходить перемещение воды под действием ветра, атмосферных перепадов давления, действия соседних течений, найденные волновая скорость и массоперенос могут рассматриваться как скорость и массоперенос собственно волнового движения. Последнее является компонентой сложного движения, когда переносное движение осуществляется под действием других (неволновых) факторов.

Описанный характер волнового движения свидетельствует о том, что одиночная выпуклая волна, движущаяся по водной поверхности, переносит воду дискретным (импульсным, или шаговым) способом. В дискретном характере переноса воды выпуклой волной, непрерывно движущейся в одном направлении, можно убедиться следующим образом. Перекроем канал (см. рис. 1) поперечными перегородками в точках x_1 и x_2 , тем самым предотвратив в нем сквозное движение воды. Тем не менее при перемещении волны из положения I в положение II вдоль канала произойдет, в соответствии с вышеприведенными зависимостями, перемещение воды объемом $\Delta V = B\Delta S$. Факт переноса воды движущейся выпуклой волной можно также доказать непосредственно по данным рис. 1. Когда гребень волны в положении I, центр тяжести водной массы на участке $x_1 - x_2$ находится в точке x_{c1} . Когда волна переместилась вправо, в положение II, центр тяжести, очевидно, также переместится вправо, в некоторое положение x_{c2} .

Из факта горизонтального переноса воды в канале (см. рис. 1), произведенного лишь волновой частью, приходим к заключению, что в канале во время движения волны может иметь место один из двух типов перемещения частиц жидкости:

а) частицы воды, заключенные в гребне волны (заштрихованная часть на рис. 1), движутся вместе с гребнем со скоростью движения волны \tilde{v} , а остальная часть воды остается неподвижной (здесь все происходит таким образом, как если бы движущийся гребень волны отвердел, но продолжал движение по поверхности воды с прежней скоростью \tilde{v});

б) частицы воды, заключенные в гребне волны, непрерывно обновляются (замещаются) частицами из остальной массы воды, находящейся вне гребня. В этом случае объем движущегося гребня волны является постоянным по величине, но переменным по составу.

Оба типа движения эквивалентны друг другу с точки зрения переносимой ими массы воды, однако они весьма различны по характеру движения частиц воды. Путем наблюдений и несложных экспериментов можно убедиться в том, что в реальных условиях имеет место лишь второй (б) тип движения, сопровождающийся непрерывным "последовательно-эстафетным" обменом водой между гребнем волны и остальной частью водоема. Выпуклая относительно поверхности водоема волна вбирает в себя частицы воды в области своего переднего фронта, переносит их на некоторое расстояние и затем высвобождает эти частицы в области своего заднего фронта, где частицы воды переходят из гребня в основную массу водоема и сохраняют там состояние покоя. Каждая частица воды поверхностного слоя водоема, таким образом, совершает тяговое горизонтальное перемещение в направлении движения волны. Траектории частиц воды мы здесь рассматривать не будем, так как их характер в данном случае не влияет на объем переносимой воды.

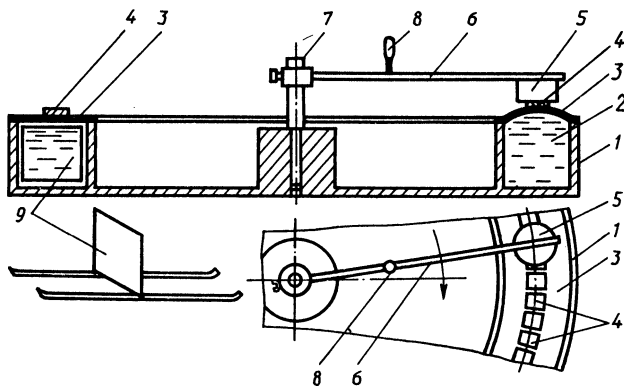


Рис. 2. Схема прибора, демонстрирующего волновой массоперенос и дискретный (импульсный) характер движения жидкости.

Описанное явление переноса воды выпуклой волной и дискретный (шаговый) характер движения частиц воды можно подтвердить экспериментально несколькими способами. Один из экспериментов, проведенный автором, описан ниже. Круговой корпус 1 (рис. 2), выполненный из прозрачного материала (оргстекла), содержит круговой канал 2 прямоугольного сечения, который до краев заполнен водой. На поверхности воды натянута тонкая резиновая мем-

брана 3, герметично прикрепленная к корпусу 1. К внешней поверхности мембраны 3 прикреплены (приклеены) пластинки 4 из ферромагнитного материала. Постоянный магнит 5, прикрепленный к подвижному стержню 6, связанному с подвижной относительно корпуса осью 7, можно при помощи рукоятки 8 перемещать по круговой траектории над ферромагнитными пластинками. Пластинки, притягиваясь к магниту, образуют подвижную выпуклость (выпуклую волну) на резиновой мембране и водной поверхности в канале 2. В канале 2 находится подвижная легкая перегородка-индикатор 9, которая приходит в движение вместе с частицами воды в данном сечении канала.

Прибор работает следующим образом. Вращением при помощи рукоятки 8 оси 7 стержень 6 с прикрепленным к нему магнитом 5 приходит в круговое движение, приводя в движение в свою очередь выпуклую волну вдоль поверхности воды. Индикатор 8 при этом указывает направление и характер движения частиц воды в канале. Результаты проведенного эксперимента показали, что во время движения волны над индикатором 9 последний совершает движение в направлении движения волны, а в остальное время находится в покое. Тем самым доказывается существование шагового переноса воды движущейся выпуклой волной.

Шаговый характер перемещения частиц воды в открытых водоемах выпуклой одиночной волной (называемой иногда волной перемещения), был описан в литературе. Например: "Две характерные особенности отличают волны перемещения от обычных колебательных волн ... Во-первых, форма такой волны целиком расположена выше уровня спокойной воды. Это значит, что волна имеет только гребень и не имеет ложбины. Во-вторых, при прохождении формы волны происходит действительное перемещение частиц воды. Предмет, плавающий на поверхности, будет отнесен волной перемещения на большее расстояние вперед и затем остановится на месте, не совершая при этом никакого движения в обратном направлении, что имело место в случае колебательной волны" [3]. Массоперенос, осуществляемый одиночной морской волной, деформированной на мелководье прибрежной зоны, рассмотрен в работе [4].

В заключение отметим, что описанные выводы о переносе вод выпуклой бегущей волной могут послужить основанием для выдвижения гипотезы о западном переносе вод в тропической зоне Мирового океана под действием прогрессивных приливных волн, которые можно рассматривать как одиночные волны планетарного масштаба, движущиеся в субширотном западном направлении [5].

ЛИТЕРАТУРА

1. Ч у г а е в Р.Р. Гидравлика. — Л., 1982, с. 10.
2. Д о б р о л ю б о в А.И. О перемещении слоя деформируемого тела под действием движущейся локальной деформации. — Докл. АН БССР, 1981, т. 25, № 6, с. 522—525.
3. Б а с к о м В. Волны и пляжи. — Л., 1966, с. 171.
4. М у н к В. Теория одиночных волн и ее применение к зоне прибоа. — В кн.: Основы предсказания ветровых волн, зыби и прибоа. М., 1951, с. 403—449.
5. Д о б р о л ю б о в А.И. О волновом переносе массы деформируемых тел и жидкостей. — Докл. АН БССР, 1983, т. 27, № 7, с. 624—627.

О НЕКОТОРЫХ ЗАКОНОМЕРНОСТЯХ ПЕРЕНОСА ТЕПЛА, КОНЦЕНТРАЦИЙ ПРИМЕСЕЙ И КОЛИЧЕСТВ ДВИЖЕНИЙ ТУРБУЛЕНТНЫМИ ПОТОКАМИ

Известна закономерность изменения теплоотдачи на стенках каналов с дискретной турбулизацией потока при вынужденной конвекции. Последняя заключается в том, что в определенном диапазоне соотношений размеров и расположений турбулизаторов рост теплоотдачи выше роста гидравлического сопротивления по сравнению с аналогичным гладким каналом [1] .

В статье на основе этой закономерности и существования математической аналогии между уравнениями теплопроводности, диффузии и движения в турбулентном потоке показывается возможность существования общей закономерности изменения переноса тепла, примесей и количеств движения в определенных условиях.

Уравнение турбулентной теплопроводности имеет следующий вид [2] (при вертикальном расположении оси y):

$$\frac{d\theta}{dt} = \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(A \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(A \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(A \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) \right], \quad (1)$$

где $\frac{d\theta}{dt} = \frac{\partial \theta}{\partial t} + v_x \frac{\partial \theta}{\partial x} + v_y \frac{\partial \theta}{\partial y} + v_z \frac{\partial \theta}{\partial z}$; θ — температура; ρ — плотность воды; A — коэффициент турбулентного обмена; t — время; v_x, v_y, v_z — соответствующие составляющие вектора осредненной во времени скорости; x, y, z — координаты прямоугольной системы.

По А.В.Караушеву [2] , теплопередача на граничной поверхности потока определяется соотношением

$$q_0 = \pm q \sigma A_{гр} \left(\frac{\partial \theta}{\partial n} \right)_{гр}, \quad (2)$$

где q_0 — расход тепла через единицу граничной поверхности потока; σ — теплостойкость воды.

Знак плюс принимается для притока тепла, а минус — для оттока. Индекс "гр" означает, что рассматриваемая величина соответствует величине на граничных поверхностях.

Учитывая соотношение (2), можно считать, что дифференциальное уравнение (1) описывает взаимосвязь между теплоотдачей граничных поверхностей потока, осредненными скоростями и распределением температур в турбулентном потоке.

В той же системе координат общее уравнение турбулентной диффузии приводится к виду [2]

$$\frac{ds}{dt} = \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(A \frac{\partial s}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(A \frac{\partial s}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(A \frac{\partial s}{\partial z} \right) \right] - \frac{uds}{\partial y}, \quad (3)$$

где

$$\frac{ds}{dt} = \frac{\partial s}{\partial t} + v_x \frac{\partial s}{\partial x} + v_y \frac{\partial s}{\partial y} + v_z \frac{\partial s}{\partial z};$$

s — концентрация растворимого или взвешенного вещества; u — гидравлическая крупность частиц.

Для раствора, а также взвеси весьма мелких частиц или частиц, имеющих удельный вес воды, когда можно считать $u = 0$, из (2) имеем [2]:

$$\frac{ds}{dt} = \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(A \frac{\partial s}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(A \frac{\partial s}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(A \frac{\partial s}{\partial z} \right) \right]. \quad (4)$$

Сравнивая уравнение (1) с уравнением (4), находим, что они аналогичны, и при аналогичных начальных и граничных условиях должны иметь аналогичные решения.

Расход вещества через единицу граничной поверхности потока равен [2]

$$q_s = -\frac{1}{\rho} A_{\text{гр}} \left(\frac{\partial s}{\partial n} \right)_{\text{гр}}. \quad (5)$$

Если на граничной поверхности происходит поступление раствора взвеси весьма мелких частиц или частиц, имеющих удельный вес воды, то соотношение (5) при определенных условиях подобно соотношению (2).

Между независимыми переменными θ из уравнения (1) и s из уравнения (3) должно существовать в рассматриваемом случае полное подобие.

Тогда при соблюдении указанных условий по аналогии с известной закономерностью [1, 3] должна иметь место закономерность изменения переноса раствора, взвеси весьма мелких частиц или частиц, имеющих удельный вес воды, на стенках каналов с дискретной турбулизацией потока при вынужденной конвекции. Эта закономерность заключается в том, что в определенном диапазоне соотношений размеров и расположений турбулизаторов рост такого переноса больше роста гидравлического сопротивления по сравнению с аналогичным гладким каналом [4].

Дифференциальное уравнение турбулентного движения в рассматриваемой системе координат по оси x имеет вид

$$\frac{dv_x}{dt} = X - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(A \frac{\partial v_x}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(A \frac{\partial v_y}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(A \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) \right], \quad (6)$$

где

$$\frac{dv_x}{dt} = \frac{\partial v_x}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_x}{\partial z};$$

X — составляющая ускорения силы тяжести по оси x ; P — давление.

При условии $X - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} = 0$ из уравнения (6) получим

$$\frac{dv_x}{dt} = \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(A \frac{\partial v_x}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(A \frac{\partial v_y}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(A \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) \right]. \quad (7)$$

Осредненный перенос количества движения через площадки, имеющие нормалью ось y , равен [2]

$$q_{xy} = -A \left(\frac{\partial v_x}{\partial y} + \frac{\partial v_y}{\partial x} \right). \quad (8)$$

На граничной поверхности, нормальной оси y , соотношение (8) имеет вид

$$q_y = -A_{\text{гр}} \left(\frac{\partial v_x}{\partial n} \right)_{\text{гр}}, \quad (9)$$

где $\partial v_x / \partial n = \partial v_x / \partial y$ в рассматриваемом случае.

Аналогичные соотношения можно получить для других осей.

Сравнивая уравнения (7) с (1) и (9) с (2), находим, что эти зависимости идентичны, если

$$\frac{\partial \theta}{\partial n}; \frac{\partial \theta}{\partial t}; \frac{\partial \theta}{\partial x}; \frac{\partial \theta}{\partial y}; \frac{\partial \theta}{\partial z},$$

из (2) и (1), соответственно, аналогичны $\partial v_x / \partial n$; $\partial v_x / \partial t$; $\partial v_x / \partial x$; $\partial v_x / \partial y$; $\partial v_x / \partial z$ из (9) и (7) при тех же начальных и граничных условиях. При этом необходимо иметь в виду, что параметр θ в уравнении (1) независим, в то время как v_x в (7) таким параметром не является, поэтому эти зависимости только частично подобны.

Однако в пределах сделанных допущений при выводе рассматриваемых уравнений и зависимостей, а также в пределах принятых условий можно полагать существование зависимости изменения переноса количеств движений на стенках каналов с дискретной турбулизацией потока при вынужденной конвекции. Последняя заключается в том, что в определенном диапазоне соотношений размеров и расположений турбулизаторов рост переноса количеств движений выше роста гидравлического сопротивления по сравнению с аналогичным гладким каналом.

Отсюда общая закономерность изменения переноса тепла, концентраций примесей и количеств движений на стенках каналов с дискретной турбулизацией потока при вынужденной конвекции в определенном диапазоне соотношений размеров и расположений турбулизаторов. Для такой закономерности изменение теплоотдачи на стенках каналов является частным случаем, т.е. согласно ей изменение переноса тепла, концентраций примесей больше роста гидравлического сопротивления по сравнению с аналогичным гладким каналом.

ЛИТЕРАТУРА

1. Откр. 242 (СССР). Закономерность изменения теплоотдачи на стенках каналов с дискретной турбулизацией потока при вынужденной конвекции/Э.К.Калинин, Г.А.Дрейцер, С.А.Ярхо и др. — Оpubл. в Б.И., 1981, № 35. 2. Караушев А.В. Проблемы динамики естественных водных потоков. — Л., 1960. — 391 с. 3. Калинин Э.К., Дрейцер Г.А. Комплексное исследование теоретических и практических проблем интенсификации теплообмена в трубчатых теплообменных аппаратах с однофазными и двухфазными теплоносителями. — В кн.: Тепло-массо-перенос — VI: Материалы к VI Всесоюз. конф. по тепло- и массообмену. Минск, 1980, т. I, ч. 1, с. 100—117. 4. Кочин Н.Е., Кибель И.А., Розе Н.В. Теоретическая гидромеханика. 4-е изд., перераб. и доп. — М., 1963. — 727 с.

УДК 532.543

В.П.РОГУНОВИЧ, Э.А.ВОЙТЕХОВСКАЯ, канд-ты техн.наук,
С.А.БАМПИ, А.А.ОСИПОВИЧ, Л.И.ШЕХУРДИНА (ЦНИИКИВР)

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ВОДНОГО РЕЖИМА ВОДОТОКА ПРИ НЕРАВНОМЕРНОМ И НЕУСТАНОВИВШЕМСЯ ДВИЖЕНИЯХ

Экспериментальные исследования движения воды выполнялись в нижнем бьефе паводкового водосброса Любанского гидроузла на р.Орессе. В задачу исследований входило измерение скоростей и уровней в створах водотока в различные моменты времени.

Русло реки на экспериментальном, почти прямолинейном участке имело близкую к трапециевидальной форму сечения, ширина по верху колебалась в пределах 16—18 м, продольный уклон поверхности воды при установившемся движении составлял 0,000034. Измерение уровней воды и скоростей производилось в трех гидрометрических створах (табл. 1), расположенных на расстоянии 169, 554 и 714 м от водосброса.

Таблица 1

Размеры поперечных сечений гидрометрических створов
при установившемся движении

Вертикаль	1	2	3	4	5	6	7
Створ 1							
Расстояние от уреза воды, м	0	3,2	6,2	8,2	10,2	13,2	16,5
Глубина воды на вертикали, м	0	0,755	0,835	0,905	0,885	0,865	0
Створ 2							
Расстояние от уреза воды, м	0	2,65	5,65	7,65	9,65	12,65	16,15
Глубина воды на вертикали, м	0	0,68	0,77	0,75	0,70	0,69	0
Створ 3							
Расстояние от уреза воды, м	0	4,4	7,3	9,3	11,3	14,3	18,2
Глубина воды на вертикали, м	0	0,85	0,87	0,95	0,93	0,92	0

Выполнению непосредственных измерений предшествовала топографическая съемка участка в пределах 2 км, включающая измерение шести поперечных сечений русла, нивелирование отметок свободной поверхности воды при установившемся движении, разбивку теодолитного хода.

При неустановившемся движении попуски расходов создавались открытием затвора на высоту до 20 см. Процесс открытия — закрытия затвора продолжался 728 с. Из-за недостаточного количества измерительной аппаратуры и обслуживающего персонала не представлялось возможным выполнить измерения одновременно в трех гидromетрических створах. Поэтому был принят следующий порядок измерений.

Вся измерительная аппаратура — 25 первичных преобразователей для регистрации скоростей и рейка для измерения уровней — устанавливалась в створе 1. В створах 2 и 3 устанавливались только уровенные рейки. Сначала измерялось распределение скоростей в створе 1, а уровней — во всех трех створах при установившемся движении воды. Затем открытием затвора производился попуск расходов. Во время прохождения волны попуска выполнялась регистрация показаний всех приборов, установленных в створе 1, и уровней в двух остальных створах. При идентичных условиях весь процесс измерений последовательно повторялся в створах 2 и 3.

Измерение скоростей в гидromетрическом створе производилось одновременно в 25 точках сечения. Одна скоростная вертикаль располагалась на оси потока, остальные — по обе стороны от оси на 2 и 5 м.

При установившемся движении расположение датчиков соответствовало рекомендациям для пятиточечного способа измерения расходов воды. Донные датчики устанавливались на расстоянии 1,5 см от дна, а поверхностные — на 2,5 см от поверхности воды. При неустановившемся движении два верхних датчика были размещены выше уровня воды, соответствующего установившемуся движению, чтобы по мере прохождения волны после попуска расхода зафиксировать значения скоростей по всей глубине потока.

Для измерения уровней воды при неустановившемся движении в гидromетрических створах устанавливались рейки с миллиметровыми делениями, показания с которых снимались визуально и фотографировались во времени.

Для измерения скоростей использовались микровертушки [1] с диаметром лопастных винтов 15 мм. Измерительные приборы, т.е. 25 счетчиков для регистрации скорости и секундомер для фиксирования времени прохождения волны попуска через гидromетрические створы, были смонтированы на одной панели. Это позволило для одновременной регистрации показаний всех приборов во времени применить фотографирование. Общая продолжительность записи процесса составила около 1 ч.

Показания приборов расшифровывались с использованием градуировочных зависимостей. Данные по измерению скоростей, снятые с фотографий, заносились в бланки для последующего машинного счета на ЭВМ. Для этого была разработана программа, позволяющая осреднить несколько измерений в различных количествах точек (от одной до пяти) на вертикали, вычислить местные и средние скорости на вертикалях, расход и среднюю скорость потока.

Эпюры скоростей описывались интерполяционным кубическим сплайном

$$S(x) = m_{i-1} \frac{(x_i - x)^2(x - x_{i-1})}{h_{i-1}^2} - m_i \frac{(x - x_{i-1})^2(x_i - x)}{h_{i-1}^2} +$$

$$+ y_{i-1} \frac{(x_i - x)^2[2(x - x_{i-1}) + h_{i-1}]}{h_{i-1}^3} + y_i \frac{(x - x_{i-1})^2[2(x_i - x) + h_{i-1}]}{h_{i-1}^3}. \quad (1)$$

Т а б л и ц а 2

**Распределение продольных скоростей в гидрометрических створах
при установившемся движении**

Номер вертикалей									
1		2		3		4		5	
h, м	v, м/с	h, м	v, м/с	h, м	v, м/с	h, м	v, м/с	h, м	v, м/с
Створ 1									
0,104	0,168	0,025	0,110	0,134	0,108	0,025	0,090	0,025	0,063
0,432	0,142	0,120	0,131	0,522	0,142	0,130	0,114	0,126	0,121
0,740	0,085	0,820	0,083	0,890	0,050	0,510	0,100	0,498	0,093
0,755	0	0,835	0	0,905	0	0,700	0,120	0,684	0,082
						0,885	0	0,865	0
Средние скорости на вертикалях									
0,157		0,222		0,125		0,105		0,095	
Площадь живого сечения 11,18 м ² ; средняя скорость в сечении 0,135 м/с									
Створ 2									
0,141	0,252	0,025	0,246	0,025	0,267	0,025	0,146	0,143	0,101
0,549	0,115	0,159	0,247	0,155	0,236	0,145	0,188	0,690	0
0,680	0	0,467	0,158	0,455	0,256	0,565	0,162		
		0,621	0,169	0,735	0,151	0,685	0,112		
		0,770	0	0,750	0	0,700	0		
Средние скорости на вертикалях									
0,176		0,188		0,258		0,163		0,088	
Площадь живого сечения 9,22 м ² ; средняя скорость в сечении 0,163 м/с									
Створ 3									
0,175	0,137	0,025	0,162	0,025	0,216	0,025	0,155	0,189	0,126
0,835	0,037	0,179	0,191	0,195	0,170	0,191	0,180	0,920	0
0,850	0	0,527	0,121	0,575	0,171	0,563	0,160		
		0,701	0,135	0,765	0,124	0,749	0,150		
		0,870	0	0,950	0	0,930	0		
Средние скорости на вертикалях									
0,100		0,144		0,156		0,157		0,111	
Площадь живого сечения 12,72 м ² ; средняя скорость в сечении 0,121 м/с.									
Расход воды в реке при установившемся движении Q = 1,5 м ³ /с									

Средняя скорость на вертикали на основании экспериментальных данных определялась следующим образом:

$$v = \frac{\sum_{i=2}^k \int_{x_{2i-1}}^{x_{2i}} S(x_2) dx_2}{h_0}, \quad (2)$$

где m_{i-1} и m_i — коэффициенты сплайна, определяемые по методике [2]; x_2 — ордината точки; k — количество точек на вертикали, через которые проходит сплайн $S(x_2)$, включая донную и поверхностную скорости; h_0 — глубина на вертикали.

При определении средней скорости на вертикали вместо x_i и x_{i-1} в выражении (1) подставляются x_{2i} и x_{2i-1} — заглубления датчиков скорости, а вместо u_i и u_{i-1} скорости, соответственно в i -й и $i-1$ -й точке, $h_{i-1} = x_i - x_{i-1}$.

Для определения расхода воды вычислялась площадь, ограниченная сплайном $S(x_3)$, проходящим через средние значения скоростей на вертикалях с учетом их глубин:

$$Q = \sum_{i=2}^n \int_{x_{3i-1}}^{x_{3i}} S(x_3) H(x) dx_3, \quad (3)$$

где x_3 — абсцисса точки; n — количество вертикалей в сечении, через которые проходит сплайн $S(x_3)$, включая урезы воды. Сплайн $S(x_3)$ аналогичен (1),

Т а б л и ц а 3.

Изменение глубины h , средней в сечении скорости v и расхода Q в характерные моменты времени в гидрометрических створах

Створ 1				Створ 2				Створ 3			
t, с	h, м	v, м/с	Q, м ³ /с	t, с	h, м	v, м/с	Q, м ³ /с	t, с	h, м	v, м/с	Q, м ³ /с
0	0,905	0,135	1,510	0	0,750	0,163	1,500	0	0,950	0,121	1,540
188	0,965	0,330	3,868	250	0,777	0,228	2,195	299	0,958	0,146	1,882
256	1,000	0,312	3,795	267	0,784	0,260	2,595	330	0,977	0,230	3,042
281	1,012	0,402	5,158	295	0,792	0,291	2,872	372	0,988	0,243	3,277
294	1,019	0,438	5,673	320	0,802	0,345	3,460	412	1,003	0,290	3,982
301	1,021	0,431	5,588	336	0,807	0,368	3,716	461	1,022	0,327	4,596
327	1,023	0,436	5,735	362	0,817	0,415	4,252	517	1,040	0,330	4,746
340	1,038	0,448	5,952	390	0,830	0,430	4,490	577	1,057	0,354	5,192
364	1,046	0,512	6,845	465	0,856	0,448	4,852	640	1,064	0,378	5,588
392	1,056	0,490	6,639	570	0,883	0,362	4,096	779	1,042	0,231	3,328
442	1,070	0,508	6,996	603	0,885	0,312	3,202	932	1,027	0,183	2,587
514	1,071	0,511	7,037	630	0,883	0,263	2,690	1026	0,990	0,144	1,948
538	1,066	0,478	6,531	734	0,853	0,212	2,071	1158	0,983	0,132	1,761
554	1,062	0,439	5,992	783	0,838	0,172	1,648	1213	0,981	0,170	2,272
583	1,053	0,402	5,423	995	0,799	0,141	1,145	1280	0,980	0,138	1,838
615	1,045	0,371	4,954	1342	0,781	0,133	0,919	1502	0,975	0,107	1,415
737	1,017	0,246	3,183	1492	0,777	0,154	1,059	1974	0,967	0,112	1,456
814	1,002	0,116	1,174	—	—	—	—	2198	0,964	0,090	1,176
880	0,991	0,151	1,515	—	—	—	—	—	—	—	—
901	0,988	0,150	1,500	—	—	—	—	—	—	—	—

где x_j и x_{i-1} заменяется на x_{3i} и x_{3i-1} — расстояния до i -й и $(i-1)$ -й вертикалей, а u_i , u_{i-1} — средние значения скоростей на i -й и $(i-1)$ -й вертикалях, вычисленные по (2).

На урезах значения средних скоростей принимались равными нулю; $H(x)$ — прямая, проведенная через точки (x_{3i}, h_{0i}) и (x_{3i-1}, h_{0i-1}) .

В результате экспериментальных исследований получено распределение осредненных продольных и средних в сечении скоростей в трех гидрометрических створах при установившемся движении (табл. 2), а также значения средних в сечении продольных скоростей, расходов и глубин при неустановившемся движении в тех же створах (табл. 3).

Таким образом, в результате выполненных исследований получены экспериментальные данные по распределению продольных осредненных скоростей в гидрометрических створах естественного водотока и средних по сечению при неравномерном и неустановившемся движениях воды, а также данные изменения уровней и расходов при прохождении волны попуска в створах. Они могут быть использованы для оценки математических моделей движения, применяемых при прогнозировании уровней и расходов в проектируемых и существующих водотоках для обоснования многих инженерных решений, принимаемых при создании водохозяйственных систем, а также в других случаях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Приборы для измерения скоростей движения воды/ В.П.Рогуневич, А.А. Осипович, В.Ф.Янголь, Л.П.Каравай. — В кн.: Гидротехника и мелиорация. М., 1978, № 5, с. 68–70.
2. Стечкин С.Б., Субботин Ю.Н. Сплаины в вычислительной математике. — М., 1976, с. 83–95.

УДК 532.5013

А.Л.АЗАНОВИЧ (ЦНИИКИВР)

МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ В РЕКЕ ОРЕССЕ ДЛЯ УЛУЧШЕНИЯ УПРАВЛЕНИЯ ЕЕ ВОДНЫМ РЕЖИМОМ

Река Оресса протекает по территории Минской области БССР и впадает в реку Птичь. Строительство водохранилища около г.п. Любань обеспечило регулирование ее стока. Ниже Любанского водохранилища с целью выращивания товарной рыбы был создан рыбхоз "Любань". Полезная емкость его составляет 35 млн.м³. Площадь зеркала — 2250 га. Средняя глубина водохранилища 3 м; прудов — 2 м. В состав рыбоводного хозяйства входят 211 прудов. Самыми крупными прудами являются нагульные (общая заливная площадь 2046,7 га, т.е. 84 % от общей заливной площади прудов рыбоводного хозяйства, полезная емкость 33,76 млн.м³)*.

* Вследствие этого при расчете водного режима р. Орессы в первом приближении влиянием оставшихся прудов рыбхоза можно пренебречь. В дальнейшем под словом "пруды" понимаются только нагульные.

Для заполнения прудов построена сеть водопроводящих каналов. Забор воды из водохранилища в каналы для питания прудов производится двумя водозаборами в виде шлюзов-регуляторов с отверстием по 10 м каждый. Опорожнение прудов осуществляется при помощи башенных водоспусков.

Существующий режим сброса воды в р. Орессу из нагульных прудов (рис. 1) выбран с учетом требований к ведению рыбоводного хозяйства, регламентирующих сезонность и сроки опорожнения прудов, и не учитывает условия пропуска расходов рекой Орессой. В результате опорожнения рыбоводных прудов происходит подтопление пойменных сельскохозяйственных угодий ниже рыбхоза, что может нанести значительный ущерб. (Следует отметить, что опорожнение прудов осуществляется в сентябре-октябре, т.е. в период уборки урожая картофеля.)

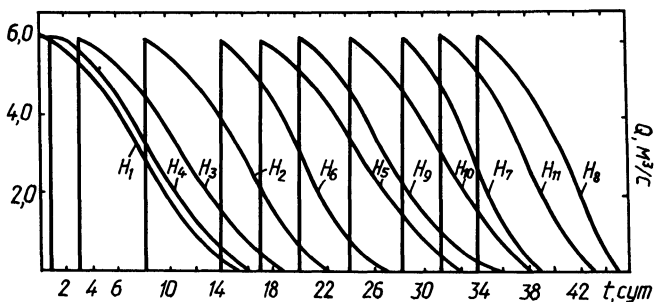


Рис. 1. Режим опорожнения $Q = f(t)$ для 11 прудов.

Контроль за сбросными расходами в рыбхозе не производился, поэтому для построения зависимости $Q = f(t)$ использовалась стандартная методика расчета пропускной способности башенных водоспусков. По существующим срокам опорожнения прудов (44 сут) была получена суммарная зависимость $Q = f(t)$ для 11 прудов (см. рис. 1). Анализ ее показывает, что в отдельные периоды суммарные сбросные расходы составляют $17 \text{ м}^3/\text{с}$, пропустить которые русло Орессы не в состоянии, что и приводит к затоплению участков поймы ниже Любанского рыбхоза.

Целью данной работы является выбор таких режимов сброса воды в р. Орессу из рыбоводных прудов Любанского рыбхоза, которые, с одной стороны, удовлетворят требования ведения рыбоводного хозяйства и с другой — уменьшат затопление нижележащих территорий, что сведет к минимуму ущерб, причиняемый сельскому хозяйству.

Предварительная оценка показала, что русло Орессы способно пропускать расходы в пределах $8\text{--}12 \text{ м}^3/\text{с}$. Поэтому выбирались такие графики опорожнения, чтобы максимальные расходы не превышали соответственно 8, 10 и $12 \text{ м}^3/\text{с}$. Производились расчеты водного режима р. Орессы и оценка площадей затопления.

Для расчетов в качестве исходного использовано обобщенное уравнение неравномерного, плавного изменяющегося движения воды [1] :

$$x_{2_{i+1}} = x_{2_i} + \frac{1 + \xi}{2g} \left(\frac{\alpha_i Q_i^2}{A_i^2} - \frac{\alpha_{i+1} Q_{i+1}^2}{A_{i+1}^2} \right) + \frac{1}{2 \cos \theta} \left(\frac{Q_i^2}{K_i^2} + \frac{Q_{i+1}^2}{K_{i+1}^2} \right) \cdot [\Delta x_1 + (x_{2_{i+1}} - x_{2_i} - x_{20_{i+1}} + x_{20_i}) \operatorname{tg} \theta],$$

где $x_{2_{i+1}}$ — отметка свободной поверхности в $i + 1$ -м створе; x_{2_i} — отметка свободной поверхности в i -м створе; Q_{i+1} , Q_i — расходы в $i + 1$ -м и i -м створах; θ — угол наклона дна реки между $i + 1$ -м и i -м створами к горизонту.

Большинство коэффициентов уравнения — морфометрические и гидравлические характеристики водотока. Они определяются для различных уровней характерных сечений водотока до непосредственного решения уравнений, т.е. расчета водного режима [1]. В результате для каждого характерного сечения в зависимости от уровней вычисляется таблица коэффициентов уравнений. Таблицы упорядочиваются по расстоянию, образуя некоторую систему — так называемую математическую модель водотока. Коэффициенты в таблицах — параметры модели водотока [2].

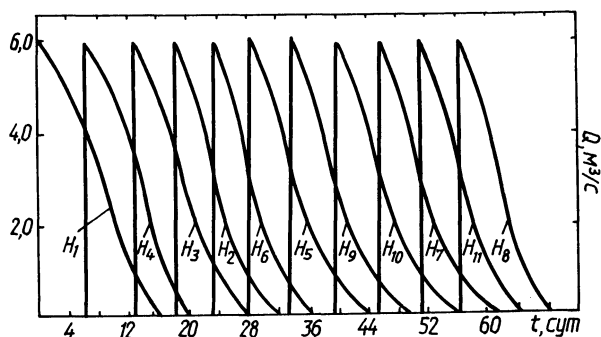


Рис. 2. Уточненный режим опорожнения $Q = f(t)$ для 11 прудов.

Характерные сечения по р. Орессе выбирались с учетом известных гидравлических требований. Они назначались: в местах сужения и расширения потока, перегиба продольного уклона и значительного изменения коэффициента шероховатости. Мосты и резкие сужения задавались тремя сечениями.

Информация о характерных сечениях двух видов — морфометрическая и гидравлическая. Сведения о геометрии сечения были получены на основе топографического материала. Гидравлическая информация (локальные по участкам периметра характерного сечения коэффициенты шероховатости) задавалась по известным таблицам [3, 4].

Таким образом, была создана математическая модель участка р. Орессы Любанского водохранилища (длина 15 км, среднее расстояние между характерными сечениями 1 км).

Используя математическую модель неравномерного плавно изменяющегося движения [2], выполнены расчеты водного режима участка р. Орессы для

максимальных расходов 8, 10 и 12 м³/с и определены соответствующие площади затопления поймы (рис. 2). Установлено, что при Q = 8 м³/с затопление нижележащих сельскохозяйственных угодий минимально — 10 % всей площади поймы. Время опорожнения прудов при этом расходе незначительно превышает нормативное и составляет 66 сут. При Q = 10 м³/с затопление угодий охватывает 16 % всей площади поймы, время опорожнения прудов — 52 сут, при Q = 12 м³/с эти показатели равны, соответственно, 25 % и 43 сут. Поэтому рекомендуется принять график сбросов, при котором максимальный суммарный расход составляет 10 м³/с.

Выбранный режим сброса воды из рыбоводных прудов Любанского рыбхоза удовлетворяет требованиям ведения рыбного хозяйства и обеспечивает при сбросах минимум площадей затопления пойменных сельскохозяйственных угодий.

Следует отметить, что русло р. Орессы деформируется, и расходы, проходящие через водоспуски, медленно изменяются. Поэтому для уточнения полученных результатов необходимо выполнить достаточно детальную съемку поймы, оперативное измерение сбросных расходов и расчет неустановившегося движения воды на участке реки.

ЛИТЕРАТУРА

1. Станкевич А.П. Уточнение коэффициентов шероховатости для систем водотоков бассейна р. Припять. — В кн.: Проблемы Полесья. Минск, 1982, вып. 8, с. 149–155. 2. Математическая модель системы водотоков бассейна р. Припять в естественном состоянии и при обваловании/В.П.Рогуневич, Ю.И.Вап, С.А.Бампи, Ф.Д.Шнипов. — Там же, с. 75–92. 3. С р и б н ы й Н.Ф. Формула средней скорости течения рек и их гидравлическая классификация по сопротивлению движению. — В кн.: Исследование и комплексное использование водных ресурсов. М., 1960. 4. Ч о у В.Т. Гидравлика открытых каналов. — М., 1969. — 463 с.

УДК 532.517.4

Ф.Д.ШНИПОВ (ЦНИИКИВР)

К РАСЧЕТУ ТРЕХМЕРНОГО ПОЛЯ ОСРЕДНЕННЫХ СКОРОСТЕЙ В ОДНОРОДНЫХ ПО ДЛИНЕ ПОТОКАХ ТРАПЕЦЕИДАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

В прямолинейных однородных по длине потоках некруглого поперечного сечения, помимо продольных, существуют поперечные компоненты осредненной скорости [1, 7, 8]. Причиной поперечных течений являются турбулентные напряжения, в основном нормальные компоненты. Небольшие по абсолютному значению поперечные компоненты осредненной скорости (3÷10 % от средней по сечению) играют важную роль во многих процессах: интенсифицируют перемешивание, тепло- и массообмен, влияют на распределение продольных скоростей и гидравлические сопротивления, увеличивают касательные напряжения в окрестности углов сечения, во взвешенных потоках создают дефициты взвешенных наносов в области повышенных касательных напряжений,

однообразно транспортируют в поперечном сечении донные насосы и тем самым способствуют деформациям земляных русел водотоков и т.д.

В статье представлены основные положения расчета трехмерного поля осредненных скоростей в однородных по длине потоках трапецидального поперечного сечения.

При решении задачи в качестве исходных использованы уравнения турбулентного движения, полученные в [1] из уравнений Рейнольдса:

$$\left\{ \begin{aligned} & (K + \nu) \Delta^2 \psi + \left(2 \frac{\partial K}{\partial x_3} - \frac{\partial \psi}{\partial x_2} \right) \frac{\partial}{\partial x_3} \Delta \psi + \left(2 \frac{\partial K}{\partial x_2} + \frac{\partial \psi}{\partial x_3} \right) \frac{\partial}{\partial x_2} \Delta \psi = \\ & = \frac{\partial^2}{\partial x_2 \partial x_3} (\overline{V'_3 V'_3} - \overline{V'_2 V'_2}); \\ & (K + \nu) \Delta \overline{V}_1 + \left(\frac{\partial K}{\partial x_3} - \frac{\partial \psi}{\partial x_2} \right) \frac{\partial}{\partial x_3} \overline{V}_1 + \left(\frac{\partial K}{\partial x_2} + \frac{\partial \psi}{\partial x_3} \right) \frac{\partial}{\partial x_2} \overline{V}_1 = -F_1, \end{aligned} \right. \quad (1)$$

где \overline{V}_1 — продольная осредненная скорость; ψ — функция тока поперечной циркуляции; K — скалярный кинематический коэффициент турбулентной вязкости; ν — кинематический коэффициент физической вязкости; $\overline{V'_i V'_i}$ — нормальные турбулентные напряжения; $F_1 = g \cdot i_0$; i_0 — уклон дна; x_1, x_2, x_3 — соответственно, продольная, вертикальная и горизонтальная оси координат.

После подстановки турбулентных напряжений $\overline{V'_i V'_i}$, вычисленных с помощью полуэмпирических зависимостей, расчет по которым удовлетворительно согласуется с экспериментальными данными [1], система (1) все же остается незамкнутой, так как в нее входят три неизвестные функции: ψ, K, \overline{V}_1 . В подобных случаях, как правило, пытаются замкнуть (1) посредством гипотезы о распределении кинематического коэффициента турбулентной вязкости. Но ввиду слабой изученности характера его изменения выдвигание гипотезы, удовлетворительно подтверждаемой экспериментальными данными, даже в простейшем случае плоского потока, затруднительно [2]. В потоках ограниченных размеров задача значительно усложняется. Поэтому представляется целесообразным, используя способ, предложенный в [3] для прямоугольных каналов, разработать метод расчета кинематического коэффициента турбулентной вязкости в потоках трапецидального поперечного сечения.

Пренебрегая в первом приближении инерцией поперечного осредненного движения $\frac{\partial \psi}{\partial x_i}$, второе уравнение системы (1) дополняется полуэмпирической зависимостью для продольной скорости \overline{V}_1 [4], расчет по которой в большей части потока удовлетворительно согласуется с экспериментальными данными [5], и для уравнения в частных производных первого порядка относительно K

$$\frac{\partial \overline{V}_1}{\partial x_3} \cdot \frac{\partial K}{\partial x_3} + \frac{\partial \overline{V}_1}{\partial x_2} \cdot \frac{\partial K}{\partial x_2} = -F_1 - (K + \nu) \Delta \overline{V}_1. \quad (2)$$

формулируется задача Коши.

Сложные выражения для коэффициентов и свободного члена уравнения (2) не позволяют получить его аналитического решения. Поэтому разработан

и реализован на ЭВМ метод численного решения (2). В результате получено распределение по трапецидальному сечению кинематического коэффициента турбулентной вязкости.

Вычисленные значения K позволяют замкнуть первое уравнение системы (1) и получить для расчета поперечных компонентов осредненной скорости дифференциальное уравнение в частных производных четвертого порядка:

$$\Delta^2 \psi + \frac{2}{K_1} \cdot \frac{\partial K}{\partial x_2} \cdot \frac{\partial}{\partial x_2} \Delta \psi + \frac{2}{K_1} \frac{\partial K}{\partial x_3} \frac{\partial}{\partial x_3} \Delta \psi = \frac{1}{K_1} \times$$

$$\times \frac{\partial^2}{\partial x_2 \partial x_3} a_1 K \left(\frac{\partial \bar{V}_1}{\partial x_2} - \frac{\partial \bar{V}_1}{\partial x_3} \right), \quad (3)$$

где $K_1 = K + \nu$ — кинематический коэффициент суммарной вязкости; эмпирическая постоянная $a_1 = \text{const}$.

Аналогичное уравнение для расчета поперечных течений получено в [1]. Воспользуемся методом решения уравнения (3), изложенным в [1]. Введением вихря скорости $\Delta \psi = W$ заменяем (3) распадающейся системой двух уравнений в частных производных второго порядка:

$$\begin{cases} \Delta W + d(x_2, x_3) \frac{\partial W}{\partial x_2} + c(x_2, x_3) \frac{\partial W}{\partial x_3} = f(x_2, x_3); \\ \Delta \psi = W, \end{cases} \quad (4)$$

где

$$d(x_2, x_3) = \frac{2}{K_1} \cdot \frac{\partial K}{\partial x_2}; \quad c(x_2, x_3) = \frac{2}{K_1} \cdot \frac{\partial K}{\partial x_3};$$

$$f(x_2, x_3) = \frac{1}{K_1} \frac{\partial^2}{\partial x_2 \partial x_3} a_1 K \left(\frac{\partial \bar{V}_1}{\partial x_2} - \frac{\partial \bar{V}_1}{\partial x_3} \right),$$

для которых ставятся задачи Дирихле: в области, ограниченной пристенным слоем, осью симметрии и свободной поверхностью, найти функцию W , удовлетворяющую первому уравнению системы (4) и принимающую на границе $W|_{\Gamma} = 0$. Затем находим функцию ψ , удовлетворяющую второму уравнению системы (4) и принимающую на границе $\psi|_{\Gamma} = 0$.

После решения поставленных задач и получения значений функции тока ψ замыкается второе уравнение системы (1) и для расчета во втором приближении продольной скорости ставится смешанная задача: в области, ограниченной стенками, осью симметрии и свободной поверхностью, найти функцию V_1 , удовлетворяющую уравнению

$$\Delta \bar{V}_1 + \frac{1}{K_1} \left(\frac{\partial K}{\partial x_3} - \frac{\partial \psi}{\partial x_2} \right) \frac{\partial}{\partial x_2} \bar{V}_1 + \frac{1}{K_1} \left(\frac{\partial K}{\partial x_2} + \frac{\partial \psi}{\partial x_3} \right) \frac{\partial}{\partial x_3} \bar{V}_1 = -F_1 \quad (5)$$

и принимающую на жесткой поверхности $\bar{V}_1|_{\Gamma_1} = 0$, на оси симметрии и свободной поверхности — $\frac{\partial \bar{V}_1}{\partial n}|_{\Gamma_2} = 0$, где n — нормаль к соответствующей границе.

Краевые условия, назначаемые из физических соображений, являются приближенными и должны быть уточнены при последующих итерациях.

При решении задач Дирихле для уравнений (4) краевые условия задаются на границе пристенного слоя, толщина которого в общем случае зависит от локального касательного напряжения, размеров шероховатости и является величиной, переменной по периметру. Но при приближенном решении задачи погрешность расчетов в области, не слишком близкой к границам, будет небольшой, если толщину пристенного слоя принять постоянной и равной среднему значению, определяемому по локальным δ (или локальным значениям коэффициента шероховатости). Однако следует отметить, что при вычислении коэффициентов уравнений (4), (5) используются локальные значения δ и тем самым учитывается влияние на скоростную структуру потока его изменение по периметру. Из вида уравнений (4), (5) и выражений для коэффициентов следует, что аналитическое решение поставленных задач затруднительно. Поэтому целесообразно использование численных методов.

Решения уравнений (4), (5) отыскиваются на прямоугольной сетке с неравномерным шагом. Точка сгущения его — угол сечения. Шаг сетки изменяется по следующему закону:

1. Вертикальная ось x_2 :

$$x_2(j) = \delta \cdot j \cdot e^{h(j-1)}, j = \overline{1, N};$$

$$x_2(N+1) = H_0,$$

где $h = \frac{1}{N-1} \cdot \ln \frac{H_0 - \varepsilon}{N - \delta}$; N — количество расчетных слоев при $\delta \leq x_2 \leq H_0 - \varepsilon$; H_0 — максимальная глубина; δ — толщина пристенного слоя.

2. Горизонтальная ось x_3 :

а) дно:

$$x_3(1) = 0;$$

$$x_3(I) = \frac{B - \varepsilon}{H_0 - \delta} [H_0 - \delta (N_1 - I + 1) e^{B(N_1 - I)}] + \varepsilon ; I = \overline{2, N_1},$$

где $B = \frac{1}{N_1 - 2} \cdot \ln \frac{H_0}{(N_1 - 1)\delta}$; N_1 — количество расчетных слоев.

б) откос:

$$x_3(I) = m \cdot \delta \cdot (I - N_1 + 1) e^{h(I - N_1)} + B_0 - \delta / \sin(\arctg m); I = \overline{N_1, N_2},$$

где m — коэффициент заложения откоса; B_0 — полуширина по дну; $N_2 = N + N_1 - 1$.

Таким образом, область решения покрыта сеткой, узлы которой плотно располагаются у угла сечения и у жестких границ и менее плотно — у свобод-

ной поверхности и оси симметрии. Поставленные задачи для уравнений (4) и (5) аппроксимированы разностными на сетке с использованием пятиточечного шаблона типа "крест". Погрешность аппроксимации — $O(h^2)$.

После замены производных в дифференциальных уравнениях конечно-разностными отношениями значений искомой функции в узлах принятой сетки получим систему разностных уравнений:

$$B_{i,j} W_{i,j-1} + Q_{i,j} W_{i-1,j} - R_{i,j} W_{i,j} + A_{i,j} W_{i+1,j} + E_{i,j} W_{i,j+1} = f_{i,j}, \quad (6)$$

где $A_{i,j}$, $B_{i,j}$, $E_{i,j}$, $Q_{i,j}$, $R_{i,j}$ — коэффициенты, вычисляемые через параметры сетки, и коэффициенты дифференциальных уравнений.

Система скалярных уравнений (6) сводится к системе трехточечных векторных уравнений, для которых разработан экономичный метод решения — метод матричной прогонки [6]. Воспользуемся им, причем все дальнейшие выкладки приведем для задачи Дирихле, а для смешанной задачи укажем лишь отличия.

Обозначим $\vec{W}_j = (W_{j,2}, W_{j,3}, \dots, W_{j,M_j})$ — вектор искомой функции на j -м слое, компонентами которого являются значения функции во внутренних узлах сетки (M_j — количество внутренних узлов). Тогда система трехточечных векторных уравнений примет вид

$$\begin{aligned} C_1 \vec{W}_1 - P_1 \vec{W}_2 &= \vec{F}_2, \quad j = 1; \\ -\theta_j \vec{W}_{j-1} + C_j \vec{W}_j - P_j \vec{W}_{j+1} &= \vec{F}_j, \quad 2 \leq j \leq N; \\ -\theta_{N+1} \vec{W}_N + C_{N+1} \vec{W}_{N+1} &= \vec{F}_{N+1}, \quad j = N+1, \end{aligned} \quad (7)$$

где C_j — квадратная трехдиагональная матрица размерностью $M_j \times M_j$; θ_j ; P_j — в общем случае прямоугольные матрицы специального вида размерностью, соответственно, $M_j \times M_{j-1}$ и $M_j \times M_{j+1}$.

Элементами матриц — коэффициентов векторных уравнений (7) являются коэффициенты разностных уравнений (6).

Рекуррентные соотношения, определяющие прогоночные коэффициенты, с учетом граничных условий первого рода имеют вид

$$\begin{aligned} \alpha_2 &= 0, \quad \vec{\beta}_2 = 0; \\ \alpha_{j+1} &= (C_j - \theta_j \alpha_j)^{-1} \cdot P_j, \quad j = 2, 3, \dots, N; \\ \vec{\beta}_{j+1} &= (C_j - \theta_j \alpha_j)^{-1} (\vec{F}_j + \theta_j \vec{\beta}_j), \quad j = 2, 3, \dots, N+1. \end{aligned} \quad (8)$$

Решение задачи (7) найдется в виде

$$\vec{W}_{N+1} = \vec{\beta}_{N+2} = 0;$$

$$\vec{W}_j = \alpha_{j+1} \vec{W}_{j+1} + \vec{\beta}_{j+1}, \quad j = N, N-1, N-2, \dots, 1,$$

где α_j — матрица размерности $M_j \times M_{j+1}$; $\vec{\beta}_j$ — вектор размерности M_j .

При решении смешанной задачи для уравнения (5) в вектор неизвестных, кроме того, входит значение функции в граничном узле на оси симметрии по-

тока. Прогоночные коэффициенты a_2 , $\vec{\beta}_2$ аналогичны (8), так как на жесткой границе поставлено условие первого рода. Вектор $\vec{\beta}_{N+2} = \vec{W}_{N+1}$ имеет вид

$$\vec{\beta}_{N+2} = (E - E a_{N+1})^{-1} (-E \vec{\beta}_{N+1}),$$

где E — единичная матрица.

Таким образом, поставленные краевые задачи для уравнений (4) и (5) могут быть решены численными методами. В результате в узлах сетки будут получены значения функции тока ψ , вычислено распределение по трапециевидальному сечению поперечных компонентов осредненной скорости $\bar{V}_3 = \frac{\partial \psi}{\partial x_2}$, $\bar{V}_2 = \frac{\partial \psi}{\partial x_3}$, а также рассчитано распределение продольной осредненной скорости \bar{V}_1 с учетом влияния поперечных составляющих.

ЛИТЕРАТУРА

1. Р о г у н о в и ч В.П. Исследование трехмерного поля осредненных скоростей в однородных по длине потоках: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. — Минск, 1971. — 28 с.
2. Ш н и п о в Ф.Д. Обобщение исследований по распределению на средней вертикали кинематического коэффициента турбулентной вязкости. — В кн.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1982, вып. 12, с. 67–73.
3. Р о г у н о в и ч В.П. Распределение суммарной вязкости в потоке прямоугольного сечения. — В кн.: Проблемы использования водных ресурсов. Минск, 1971, с. 139–155.
4. Р о г у н о в и ч В.П., О с и п о в и ч А.А., Ц а ц у к Г.С. Распределение продольного компонента осредненной скорости в однородных по длине потоках трапециевидального сечения. — В кн.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1980, вып. 10, с. 109–117.
5. О с и п о в и ч А.А., Б о г д а н о в и ч М.И. Экспериментальная проверка модели распределения продольных скоростей в трапециевидальном канале. — В кн.: Моделирование речных потоков. М., 1982, с. 100–103.
6. С а м а р с к и й А.А., Н и к о л а е в Е.С. Методы решения сеточных уравнений. — М., 1978. — 589 с.
7. B r u n d r e t t E., V a i n e s W.D. The production and diffusion of vorticity in duct flow. — J.Fluid Mech., 1964, vol. 19, p. 375–394.
8. E i n s t e i n H.A., L i H. Secondary currents in straight channels. — Transact. Amer. Geoph. Union, 1958, vol. 36., N 6, p. 1085–1088.

УДК 626.824

М.И.БОГДАНОВИЧ (ЦНИИКИВР)

АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ НЕРАВНОМЕРНОСТИ И НЕСТАЦИОНАРНОСТИ ДВИЖЕНИЯ НА РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОДОЛЬНЫХ ОСРЕДНЕННЫХ СКОРОСТЕЙ

Основным из преимуществ сокращенного способа определения расходов воды [1] является его высокая оперативность, достигаемая путем непосредственного измерения средней скорости потока \bar{v} в точке живого сечения, координаты которой рассчитываются заранее по методике, разработанной для случая равномерного движения. Применение этого способа для неравномерных и нестационарных потоков требует анализа отличий распределения скоростей в названных и равномерном потоках, особенно в области расположения

изотахи \bar{v} . В случае несущественных отличий методика расчета координат точек измерения средней скорости потока, использующаяся при равномерном движении, может применяться и при других видах движения. В противном случае необходимо оценить возможные погрешности в определении v , вызываемые неравномерностью и нестационарностью.

Э.В. Залуцкий [2, 3] с помощью фотосъемки выполнил исследование полей скоростей в плоских потоках с высокой степенью неравномерности. Как видно из рис. 1, в диапазоне $0 < h/N < 0,37$ при ускоренном движении, по

сравнению с равномерным, наблюдается увеличение местных скоростей, достигающее при h/N , близких нулю, 25%. При $0,37 < h/N < 1$ местные скорости равномерного потока выше, чем неравномерного. При замедленном движении наблюдается противоположная картина изменения эпюры. Рис. 1 показывает, что при всех видах движения на глубине $h = 0,37 N$, отношение $v/\bar{v} = 1$, где v — осредненная местная скорость.

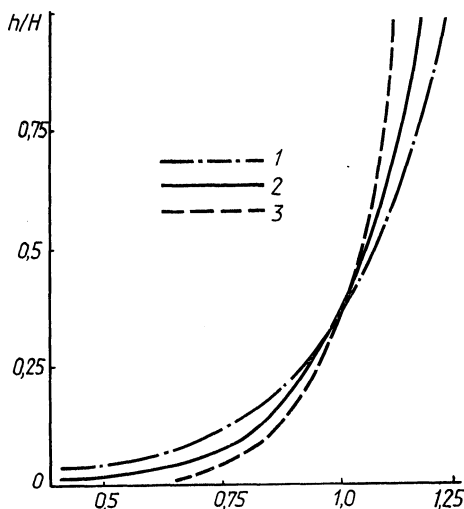


Рис. 1. Распределение скоростей, по Э.В.Залуцкому:

1 — в замедленном потоке; 2 — в равномерном; 3 — в ускоренном.

В статье [4] представлены результаты исследования неплоского потока с невысокой степенью неравномерности и указывается, что поле скоростей незначительно (в пределах точности измерений) отличается от такового в равномерных потоках. Результаты исследований скоростной структуры [2—4] неравномерных прямолинейных потоков показывают, что неравномерность движения не влияет на расположение изотахи средней скорости.

Экспериментальные исследования кинематической структуры неустановившихся открытых потоков являются довольно сложной и трудоемкой задачей, требующей тщательно разработанной методики, совершенной измерительной аппаратуры. Этим можно объяснить малочисленность подобных исследований.

Г.Ф.Федоров [5] с помощью кино съемки выполнил исследования скоростной структуры неустановившихся потоков в зеркальном лотке длиной 8 м и шириной 0,7 м. На их основании сделан вывод о том, что в неустановившемся ускоренном потоке происходит существенное, по сравнению с равномерным потоком, изменение распределения скоростей. При высокой интенсивности изменения уровня и большом значении соотношения высоты волны к глубине потока эпюра приобретает форму, при которой скорости возрастают от поверхности ко дну.

Н.Н.Федоров [6] выполнил анализ данных по распределению скоростей,

полученных в результате известных исследований неустановившегося движения на р. Тверце. Рассматривались эпюры осредненных местных скоростей на двух соседних вертикалях для параметров нестационарности $N = (1/v^2) (\partial q/\partial t) = 0,012 \div 0,017$. Анализ эпюр показывает, что при прохождении волны попуска в первые моменты времени эпюра скоростей не претерпевает значительных изменений. В дальнейшем она перестраивается от вида характерного для одного установившегося движения до вида, характерного для другого. При этом в поверхностных и придонных слоях потока значения скоростей могут отклоняться от начальных на 25 %. Из работ Г.Ф.Федорова и Н.Н.Федорова можно сделать вывод, что эпюры скоростей при нестационарном движении претерпевают значительные изменения. Однако анализ соотношений $v_{\text{пов}}/\bar{v}$ и $v_{\text{дон}}/\bar{v}$ не позволяет проследить за изменением распределения скоростей в основной толще потока, в том числе и в области изотакси средней скорости потока.

А.Н.Шабрин [7, 8] в лабораторных условиях выполнил исследование скоростной структуры плоских неустановившихся потоков с параметрами нестационарности $N = 0,0007 \div 0,44$, превышающими N , характерные для суточного регулирования [10]. Осреднение мгновенных скоростей, полученных с помощью фотосъемки, производилось по ансамблю. В работах [7, 8] отмечается, что для параметров $N \leq 0,2$ не обнаружено существенного различия в распределении скоростей равномерного и нестационарного потоков [8]. Как видно из рис. 2, при $h/H = 0,37 \div 0,4$ в ускоренном потоке скорости немного выше, а в диапазоне $0 < h/H < 0,37 \div 0,4$ — ниже, чем в равномерном. Замедленное движение дает обратную картину изменения скоростей. Как и в случае неравномерного движения, расположение изотакси средней скорости при равномерном, ускоренном и замедленном движении остается постоянным.

В литературе [5—8] приведены противоречивые выводы относительно изменений распределения скоростей в нестационарных открытых потоках по сравнению с равномерными. В работе [10] высказано предположение о том, что в исследованиях Г.Ф.Федорова параметры нестационарности были на порядок выше, чем в работах [6—8], и это обусловило получение результатов, отличающихся от данных Н.Н.Федорова и А.Н.Шаблина. М.С.Грушевский [11] указывает на недостаточно высокую точность измерений, результаты которых использовались Н.Н.Федоровым. Наиболее достоверные, по нашему мнению, выводы о распределении скоростей и расположении изотакси средней скорости потока в условиях суточного регулирования можно было бы сделать по результатам экспериментальных исследований А.Н.Шаблина. Однако потоки за водорегулирующими сооружениями могут отличаться от плоских. И поэтому необходимо дать оценку изменениям в распределении скоростей неустановившихся пространственных потоков.

Для этой цели воспользуемся данными, полученными в натуральных условиях [9]. Исследования выполнялись при равномерном и неустановившемся движении ($N = 0,001 \div 0,224$) в двух гидрометрических створах, отстоящих от водосброса на 169 и 554 м. Скорости измерялись с помощью микровертушек одновременно в 25 точках на 5 скоростных вертикалях. Сравнение эпюр скоростей на трех по стрелю вертикалях при равномерном и нестационарном движении (рис. 3) показывает, что вывод А.Н.Шаблина [8] о незначительном изменении эпюр скоростей требует уточнения, так как отклонения скоростей

у поверхности достигают 20 %. Вместе с тем в придонной части потока отклонения невелики. Например, в точке, где $v/\bar{v} = 1$, при ускоренном движении они составляют 3–4 %, при замедленном — 5–6 %.

Таким образом, выполненный анализ показал, что в неравномерных потоках, по сравнению с равномерными, в области изотакси средней скорости не наблюдается существенных отличий в распределении скоростей.

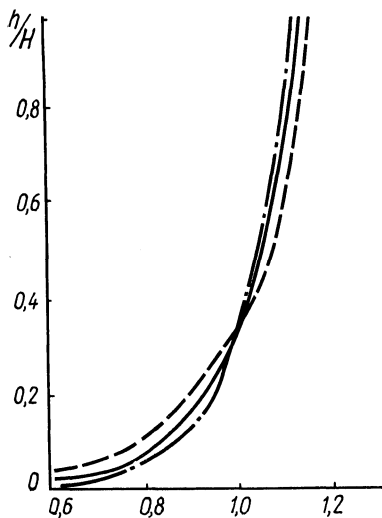


Рис. 2. Распределение скоростей в плоском неустановившемся потоке, по А.Н.Шабрину; обозначения см. на рис. 1.

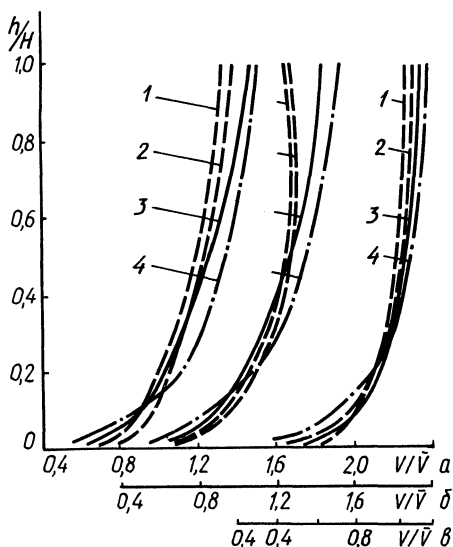


Рис. 3. Распределение скоростей на вертикалях неплоского неустановившегося потока:
1 — ускоренное движение ($N = 0,068$);
2 — ускоренное движение ($N = 0,018$);
3 — равномерное движение; 4 — замедленное движение ($N = -0,0195$); а, б, в — вертикали № 1, 2, 3.

Для нестационарных неплоских потоков аналогичного вывода сделать нельзя. Непосредственное измерение средней скорости в нестационарных неплоских потоках с $N = 0,018-0,0195$, выполненное в точке живого сечения с координатами, рассчитанными по методике, разработанной применительно к равномерному движению, может привести к ошибкам 3–4 % при ускоренном движении и 5–6 % — при замедленном.

ЛИТЕРАТУРА

1. Богданович М.И. Разработка сокращенного способа определения расходов воды. — В кн.: Проблемы изучения, охраны и рационального использования водных ресурсов: Тез. докл. Всесоюз. конф. М., 1983, с. 68–70.
2. Залуцкий Э.В. Скоростная структура ускоренного турбулентного плоского потока в гидравлически гладком русле. — В кн.: Исследование по прикладной гидродинамике. Киев, 1965, с. 216–225.

3. З а л у ц к и й Э.В. О потерях энергии в турбулентных неравномерных открытых потоках. — В кн.: Исследование турбулентных одно- и двухфазных потоков. Киев, 1966, с. 45–54. 4. О с и п о в и ч А.А., Ш н и п о в Ф.Д. Экспериментальное исследование распределения продольных осредненных скоростей в каналах трапецеидального сечения. — В кн.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1981, вып. 11, с. 135–140. 5. Ф е д о р о в Г.Ф. Изучение кинематики волны попуска. — В кн.: Труды ЦНИИЭВТ. М., 1960, вып. 19, с. 83–95. 6. Ф е д о р о в Н.Н. Влияние неустановившегося движения воды на распределение осредненных скоростей по вертикали. — В кн.: Труды ГГИ. М., 1965, вып. 121, с. 52–63. 7. Ш а б р и н А.М. Швдкїсна структура відкритих потоків при неусталеному русі. — Доповіді АН УРСР, 1963, № 11, с. 1448–1451. 8. Ш а б р и н А.Н. Исследование скоростной структуры неустановившегося открытого потока: Автореф. дис. ... канд.техн.наук. — Киев, 1964. — 17 с. 9. Экспериментальное исследование переноса примесей в натуральных условиях/ В.П.Рогуневич, Э.А.Войтеховская, С.А.Бампи, М.И. Богданович. — В кн.: Водоотведение, очистка и использование природных и сточных вод. Минск, 1985, с.54–60. 10. Р о з о в с к и й И.Л., Е р е м е н к о Е.В., Б а з и л е в и ч В.А. Неустановившееся движение водного потока ниже гидроэлектростанций и его влияние на русло. — Киев, 1967. — 276 с. 11. Г р у ш е в с к и й М.С. Неустановившееся движение воды в реках и каналах. — Л., 1982. — 289 с.

УДК 532.543

А.П.СТАНКЕВИЧ (ЦНИИКИВР)

РАСЧЕТ НЕРАВНОМЕРНОГО ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ В СИСТЕМАХ ВОДОТОКОВ С ПРОТОКАМИ

Основной задачей неравномерного движения в открытых руслах является построение кривой свободной поверхности. При расчетах достаточно больших объектов применение ЭВМ весьма целесообразно. В настоящее время созданы эффективные алгоритмы и пакеты программ для расчета неравномерного движения в водотоках [1, 2]. Наряду с этим практика выдвигает вопрос о расчете неравномерного движения жидкости в системе водотоков, включая протоки. При расчетах проток возникает задача определения в них расходов воды при разветвлении потока.

Подобная задача для расчетов неустановившегося движения воды решается в [5] с помощью метода параметрической прогонки. Однако он основан на том, что исходные уравнения неустановившегося движения аппроксимируются системой линейных разностных уравнений. В то же время неравномерное движение описывается нелинейным уравнением. Поэтому наиболее эффективно применение итерационного метода.

В качестве исходного взято одномерное дискретное уравнение неравномерного движения жидкости с переменным расходом [2]

$$z_{i+1} = z_i + \frac{1 + \xi}{2g} \left(\alpha_i \frac{Q_i |Q_i|}{\omega_i^2} - \alpha_{i+1} \frac{Q_{i+1} |Q_{i+1}|}{\omega_{i+1}^2} \right) + \frac{1}{\beta_1} \left(\frac{Q_i |Q_i|}{K_i^2} + \frac{Q_{i+1} |Q_{i+1}|}{K_i^2} \right) (x_{i+1} - x_i + \beta\beta_2), \quad (1)$$

где

$$\beta = z_{i+1} - z_{0i+1} - (z_i - z_{0i});$$

$$\beta_1 = \frac{2(x_{i+1} - x_i)}{\sqrt{(x_{i+1} - x_i)^2 + (z_{0i+1} - z_{0i})^2}}; \beta_2 = \frac{z_{0i+1} - z_{0i}}{x_{i+1} - x_i};$$

i — номер расчетного узла водотока; z_i — отметка свободной поверхности воды в i -м узле; z_{0i} — отметка дна; Q_i — расход воды; ω_i — площадь поперечного сечения водотока; K_i — модуль расхода; $\xi = -1$, если $Q_j/\omega_j < Q_{j+1}/\omega_{j+1}$, в противном случае $\xi = 0$; α_i — корректив кинетической энергии; x_i — расстояние от постоянного начала, на которой находится i -й расчетный узел.

Входящие в уравнение гидравлические и морфометрические параметры водотока определим и представим в виде табличных функций, зависящих от глубины водотока [3]. Уравнение (1) является нелинейным алгебраическим относительно z_{i+1} , поскольку неизвестны не только z_{i+1} , но и ω_{i+1} и K_{i+1} , зависящие от него. Поэтому для решения уравнения (1) был применен метод последовательных решений. Таким образом, задав уровень воды в начале водотока, можно определить уровни воды во всех расчетных узлах водотока. Параметры водотока ω и K в его промежуточных узлах интерполируются с помощью кубических сплайнов [4].

Рассмотрим построение кривой свободной поверхности воды в системе водотоков с проточными участками на модельном примере, представленном на рис. 1.

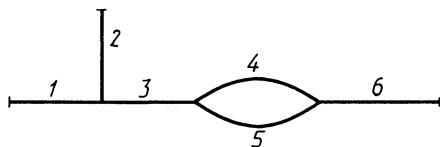


Рис. 1. Схема модельной системы водотоков.

Пронумеруем последовательно участки системы в таком порядке, в каком необходимо вести расчет от участка к участку. Таким образом, получим одномерный комплекс, состоящий из 6 участков, схематизирующий данную систему водотоков. Далее составим для комплекса матрицу инцидентности [5]. Она будет состоять из 6 векторов, каждый из которых соответствует одному участку. В вектор войдут величины x^{+j} , x^{-j} , z^{+j} , z^{-j} , Q^{+j} , Q^{-j} , где j — номер участка; "—" — означает принадлежность к левой границе участка; "+" — принадлежность к правой; z — уровень свободной поверхности воды; Q — расход воды.

Считаем заданным только z^1 , т.е. уровень воды в начале системы водотоков. Кроме того, имеем в узлах слияния следующие соотношения инцидентности:

$$1. z^{+1} = z^{+2} = z^{-3}; z^{-4} = z^{-5} = z^{+3}; z^{+5} = z^{+4} = z^{-6};$$

$$2. Q^{-3} = Q^{+1} + Q^{-2}; Q^{+3} = Q^{-4} = Q^{-5}; Q^{-6} = Q^{+4} = Q^{+5}.$$

На каждом участке расчет кривой свободной поверхности происходит единообразно, согласно вышеописанному методу для одного водотока. Задача состоит в определении Q^j и z^j . На первом участке z^{-1} и Q^{-1} заданы, поэтому на нем построение кривой свободной поверхности воды не вызывает затруднений. Для расчета второго участка используем условие $z^{+2} = z^{+1}$, при расчете третьего $-Q^{-3} = Q^{+1} + Q^{-2}$ и $z^{-3} = z^{+1}$. При переходе к построению кривой свободной поверхности воды для четвертого и пятого участков необходимо определить расходы Q^{-4} и Q^{-5} . Применим метод последовательных итераций. В качестве начального приближения $Q_0^{-4} = Q_0^{-5} = Q^{+3}/2$. Для нахождения Q_{s+1}^{-4} , где s — номер итерации, используем уравнение

$$Q_{s+1}^{-4} = Q_s^{-4} \frac{h_s^{+5}}{h_s^{+4}}, \quad h - \text{глубина воды. Условие окончания итераций} - \text{выполнение}$$

неравенства $|z_s^{+5} - z_s^{+4}| < \varepsilon$, где ε — заданная точность, причем $Q_{s+1}^{-5} = Q^{+3} - Q_{s+1}^{-4}$. Таким образом, после завершения итерационного процесса имеем уровни и расходы воды во всех расчетных узлах для 4-го и 5-го участков. Используя далее соотношения $Q^{-6} = Q^{+4} + Q^{+5}$ и $z^{-6} = z^{+4}$, рассчитаем последний участок системы водотоков. Аналогично можно построить кривую свободной поверхности воды в системе водотоков произвольной формы строения.

По данному алгоритму была составлена программа на алгоритмическом языке ФОРТРАН-IV. Время расчета кривой свободной поверхности для системы водотоков суммарной длины 100 км для ЕС ЭВМ-1020 составляет 6 мин. Результаты расчетов выводятся на печать в табличном и графическом виде, причем, помимо уровней воды и расходов, печатаются и средние скорости потока в расчетных узлах. Это позволяет определить места, где скорость потока выходит за критические пределы, т.е. движение воды приводит к размыву русла. Программа применялась при расчетах неравномерного движения воды в системе водотоков рек Припять и Западный Буг.

ЛИТЕРАТУРА

1. К о й д а К.Н. Пакет прикладных программ "Сож" для численного решения задач неравномерного движения на ЕС ЭВМ. — В кн.: Численные методы в гидравлике. Телави, 1980, с. 46–48.
2. С т а н к е в и ч А.П. Уточнение коэффициентов шероховатости для систем водотоков бассейна р. Припять. — В кн.: Проблемы Полесья. Минск, 1982, вып. 8, с. 149–155.
3. Р о г у н о в и ч В.П., В а п Ю.И. Определение параметров математической модели водотока в случае неправильных форм поперечных сечений. — В кн.: Изучение и использование водных ресурсов. М., 1980, с. 99–104.
4. З а л у ж н ы й Г.И., С т а н к е в и ч А.П. Особенности вычисления по интерполяционным сплайнам функции расхода и вектора площадей поперечного сечения открытых русел. — В кн.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1979, вып. 9, с. 123–128.
5. В о е в о д и н А.Ф., Ш у г р и н С.М. Численные методы расчета одномерных систем. — Новосибирск, 1981. — 201 с.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВОДООТДАЧИ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПО ДАННЫМ ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА

При проведении балансовых и фильтрационных исследований весьма актуальной является проблема оценки способности почвогрунтов отдавать или вмещать воду при изменении уровней грунтовых вод (УГВ). В мелиоративной гидрогеологии и почвоведении емкостные параметры принято учитывать посредством коэффициента водоотдачи при опускании и недостатка насыщения при подъеме уровней грунтовых вод [1–2].

Для определения коэффициента водоотдачи, который в общем случае является переменной величиной, зависящей от капиллярных свойств грунтов, скорости снижения УГВ, физического состояния зоны аэрации и других факторов, обычно применяют метод высоких колонн и тензиометрический метод в лабораторных и метод опытных откачек из скважин в полевых условиях. И в том и в другом случаях количественная оценка емкостных параметров приводит к необходимости постановки длительных (до месяца и более) опытов и откачек [3–5].

Основная цель проведенных опытов состояла в исследовании возможности получения интерполяционной формулы для коэффициента водоотдачи, которая бы позволяла более полно по сравнению с имеющимися учитывать и использовать информацию, полученную при анализе гранулометрического состава песчаных грунтов.

Ниже приводятся методика и результаты экспериментов по оценке предельных значений коэффициента водоотдачи μ_n песчаных грунтов в функции от характерного диаметра d_{10} и коэффициента неоднородности $U = d_{60}/d_{10}$.

Коэффициент водоотдачи определяли в тензиометре по общепринятой методике [3]. Объем грунта в опытах составлял не менее 170–200 см³, высота образца – 1,8–2,2 см. Для более полного удаления воздуха из водонасыщенного образца грунт загружался на увлажненную поверхность послойно и тщательно перемешивался. В целях обеспечения пористости грунтов, близкой к природной, уложенный грунт равномерно уплотнялся при давлении на поверхности порядка 10–12 кПа. Во избежание испарения с поверхности тензиометра образцы сверху плотно укрывались полиэтиленовой пленкой. Исследуемые грунты доводились до полного насыщения путем капиллярного подпитывания снизу вверх. Объем вытекшей воды на каждой ступени разрежения фиксировался с точностью до 0,01 г взвешиванием на электрических весах. Опыт заканчивали при вакуумметрическом давлении порядка 2–3 м. При заполнении тензиометров использовалась свежая, дважды дистиллированная вода.

Для обоснования необходимой повторности опытов, обеспечивающих определение μ_n с требуемой точностью и надежностью, была выполнена серия методических опытов с однородным среднезернистым песком ($d_{10} = 0,2$ мм, $U = 2,5$). На рис. 1 приведен график накопленных частостей для выборочных значений μ_n , полученных в 33 методических опытах. Анализ данных с исполь-

зованием критерия Колмогорова показал, что гипотеза о принадлежности выборки нормальному закону распределения не отвергается при доверительной вероятности $P \geq 0,95$. Повторность опытов была принята равной трем, поскольку по данным методического опыта установлено, что погрешность оценки среднего значения μ_{Π} в этом случае не превышает 10 %.

Реализован композиционный, симметричный, ротатбельный, симплексно-суммируемый план на шестиугольнике, включающий восемь опытов [6]. Данный план позволяет более детально исследовать один из факторов (на пяти уровнях).

При назначении уровней варьирования факторов исходили из результатов исследований А.И.Мурашко и Е.Г.Сапожникова [7], согласно которым для большинства песчаных грунтов, распространенных на территории БССР, коэффициент неоднородности U не превышает 10, а диаметр фракций составляет 0,4 мм и меньше.

Рис. 1. График накопленных частот выборочных значений коэффициента предельной водоотдачи μ_{Π} для однородного среднезернистого песчаного грунта ($d_{10} = 0,2$ мм; $U = 2,5$; $n = 33$).

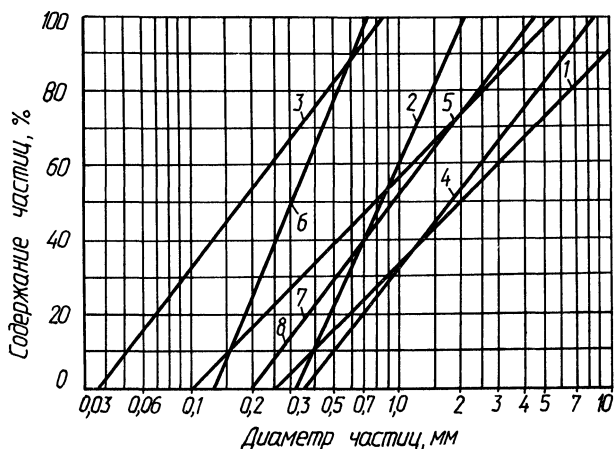
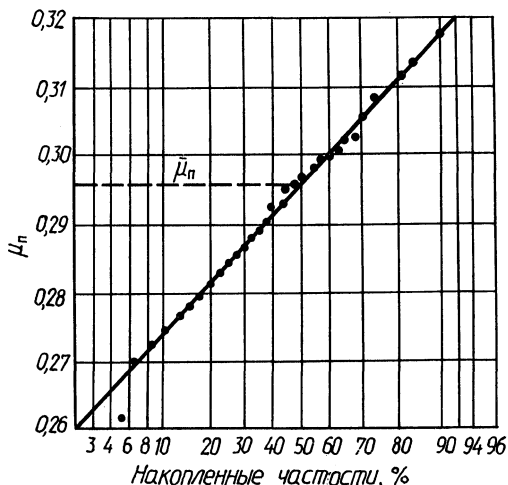


Рис. 2. Кривые гранулометрического состава исследуемых песчаных смесей.

В опытах были использованы отмытые песчаные смеси. При приготовлении фракций применяли набор сит с диаметром отверстий 0,05; 0,09; 0,125; 0,315; 0,50; 0,710; 1,25; 1,6; 2,0; 3,0; 5,0 мм. Смеси готовились в соответствии с кривыми гранулометрического состава, приведенными на рис. 2, в зависимости от d_{10} и U . Параметр формы частиц ϕ исследуемых песчаных смесей определялся в соответствии с рекомендациями [8] и составил $1,43 < \phi < 1,56$, что позволило отнести их к категории слабоокатанных.

Принятые уровни варьирования факторов и результатов опытов по определению μ_{Π} приведены в табл. 1.

Среднее значение $\bar{\mu}_u$ и дисперсию параллельных опытов $S^2(\bar{\mu}_u)$ определяли по формулам:

$$\bar{\mu}_u = \frac{1}{r} \sum_{v=1}^r \mu_{u,v}; \quad s^2(\bar{\mu}_u) = \frac{1}{r-1} \sum_{v=1}^r (\mu_{u,v} - \bar{\mu}_u)^2,$$

где r — повторность опытов; $r = 3$.

Для определения возможности проведения регрессионного анализа по критерию Кохрена рассчитывались однородности дисперсий параллельных опытов

$$G_p = \frac{s^2(\bar{\mu}_u^{\text{макс}})}{\sum_{u=1}^8 s^2(\bar{\mu}_u)} = \frac{6,33 \cdot 10^{-4}}{22,09 \cdot 10^{-4}} = 0,287.$$

Расчетное значение критерия G_p сравнивали с табличным для степеней свободы $f_1 = r - 1$ и $f_2 = N$.

Поскольку $G_p < G_{\Gamma} = 0,516$ [9], гипотеза об однородности дисперсий параллельных опытов не отвергается при $\alpha \leq 0,05$ (α — уровень значимости).

Т а б л и ц а 1

Уровни варьирования факторов и результаты экспериментов

№ опыта	d_{10} , мм	$U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$	$x_1 = \frac{d_{10} - 0,27}{0,22}$	$x_2 = \frac{U - 5}{3}$	$\mu_{u,1}$	$\mu_{u,2}$	$\mu_{u,3}$	$\bar{\mu}_u$	$S^2(\bar{\mu}_u) \cdot 10^{-4}$
1	0,38	7,6	+0,5	-0,866	0,216	0,221	0,234	0,224	0,86
2	0,38	2,4	+0,5	-0,866	0,263	0,254	0,282	0,266	2,04
3	0,05	5	-1	0	0,157	0,182	0,158	0,166	2,00
4	0,49	5	+1	0	0,201	0,246	0,204	0,217	6,33
5	0,16	7,6	-0,5	+0,866	0,217	0,200	0,183	0,200	2,89
6	0,16	2,4	-0,5	-0,866	0,296	0,258	0,294	0,283	4,57
7	0,27	5	0	0	0,230	0,213	0,195	0,213	3,06
8	0,27	5	0	0	0,219	0,228	0,217	0,221	0,34
									$\Sigma = 22,09 \cdot 10^{-4}$

П р и м е ч а н и е. Далее в тексте принятое буквенное обозначение для предельного значения коэффициента водоотдачи μ_{Π} употребляется без нижнего индекса "п".

Дисперсия воспроизводимости и ошибка эксперимента соответственно составили

$$S^2(\bar{\mu}_u) = \frac{1}{N} \sum_{u=1}^N s^2(\bar{\mu}_u) = \frac{22,09 \cdot 10^{-4}}{8} = 2,76 \times 10^{-4};$$

$$S(\bar{\mu}_u) = \sqrt{s^2(\bar{\mu}_u)} = \sqrt{2,76 \times 10^{-4}} = 1,66 \times 10^{-2}.$$

Для принятого плана эксперимента коэффициенты полинома второго порядка находили по формулам [6]

$$b_0 = 0,5 \cdot \sum_{u=1}^N \bar{\mu}_u + (-0,5) \cdot \sum_{u=1}^k \sum_{u=1}^N x_{ui}^2 \cdot \bar{\mu}_u;$$

$$b_{ii} = (-0,5) \cdot \sum_{u=1}^N \bar{\mu}_u + 0,667 \sum_{u=1}^N x_{ui}^2 \cdot \bar{\mu}_u + 0,333 \sum_{u=1}^k \sum_{u=1}^N x_{ui}^2 \cdot \bar{\mu}_u;$$

$$b_i = 0,333 \sum_{u=1}^N x_{ui} \cdot \bar{\mu}_u;$$

$$b_{ij} = 1,333 \sum_{u=1}^N x_{ui} \cdot x_{uj} \cdot \bar{\mu}_u.$$

Матрица эксперимента и результаты промежуточных расчетов по определению коэффициентов уравнения регрессии приведены в табл. 2.

Проверка статистической значимости коэффициентов выполнялась с помощью критерия Стьюдента при доверительной вероятности $P = 0,95$. Критическое значение $t_{\alpha/2}$ выбирали для числа степеней свободы $N(r-1) = 8(3-1) = 16$ и $P = 0,95$ [9]. После исключения статистически незначимого коэффициента b_{12} уравнение регрессии в кодированных переменных приняло вид

$$\bar{\mu}_p = 0,216 + 0,018x_1 - 0,036x_2 + 0,0235x_1^2 + 0,0468x_2^2, \quad (1)$$

где $\bar{\mu}_p$ – расчетное значение коэффициента предельной водоотдачи.

Т а б л и ц а 2.

Матрица эксперимента и результаты промежуточных расчетов

№ опыта	x_1	x_2	$x_1 x_2$	x_1^2	x_2^2	$\bar{\mu}_u$	$x_1 \bar{\mu}_u$	$x_2 \bar{\mu}_u$	$x_1 x_2 \bar{\mu}_u$	$x_1^2 \bar{\mu}_u$	$x_2^2 \bar{\mu}_u$
1	0,5	0,866	0,433	0,25	0,75	0,224	0,1120	0,1939	0,0969	0,0560	0,1680
2	0,5	-0,866	-0,433	0,25	0,75	0,266	0,1330	-0,2304	-0,1152	0,0665	0,1995
3	-1	0	0	1	0	0,166	-0,1660	0	0	0,1660	0
4	1	0	0	1	0	0,217	0,2170	0	0	0,217	0
5	-0,5	0,866	-0,433	0,25	0,75	0,200	-0,1600	0,1732	-0,0866	0,0500	0,1500
6	-0,5	-0,866	0,433	0,25	0,75	0,283	-0,1415	-0,2451	0,1225	0,0708	0,2123
7	0	0	0	0	0	0,213	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0,221	0	0	0	0	0
$\Sigma = 1,790 \quad +0,0545 \quad -0,1084 \quad 0,0176 \quad 0,6263 \quad 0,7308$											

Проверка адекватности уравнений

№ опыта	μ_u	Все коэффициенты		Без коэффициента b_{12}	
		$\mu_{p,u}$	$(\mu_{p,u} - \bar{\mu}_u)^2 \cdot 10^{-5}$	μ'_p	$(\mu'_{p,u} - \bar{\mu}'_u)^2 \cdot 10^{-5}$
1	0,224	0,233	8,1	0,223	0,1
2	0,266	0,275	8,1	0,286	10
3	0,166	0,176	10	0,176	10
4	0,217	0,212	2,5	0,212	2,5
5	0,200	0,195	2,5	0,205	2,5
6	0,283	0,278	2,5	0,268	22,5
7	0,213	0,216	0,9	0,216	0,9
8	0,221	0,216	2,5	0,216	2,5
			$\Sigma = 37,1 \cdot 10^{-5}$	$\Sigma = 8,1 \cdot 10^{-4}$	

Результаты расчетов μ_p по (1) приведены в табл. 3.

После раскодирования переменных x_1 и x_2 уравнение (1) приводится к виду

$$\mu_p = 0,346 + 0,332d_{10} - 0,064U - 0,463d_{10}^2 + 0,0052U^2. \quad (2)$$

В табл. 3 результаты расчетов по (2) с учетом всех коэффициентов ($\mu_{p,u}$) и без учета незначимого коэффициента b_{12} ($\mu'_{p,u}$) сопоставлены с результатами, полученными в опытах.

Адекватность полученного уравнения регрессии (2) оценивали с помощью F-критерия для степеней свободы $f_{ад} = N - \lambda$ и $f_E = N(r-1)$, где λ — число значимых коэффициентов уравнения.

Дисперсию адекватности рассчитывали по формуле

$$S_{ад}^2 = \frac{r \cdot \sum_{i=1}^N (\mu_p - \bar{\mu}_u)^2}{N - \lambda - 1},$$

где λ — число значимых коэффициентов в уравнении регрессии.

При учете всех членов в уравнении регрессии

$$S_{ад}^2 = \frac{3 \cdot 37,1 \cdot 10^{-5}}{8 - 6 - 1} = 11,13 \cdot 10^{-4}.$$

В этом случае расчетное значение критерия Фишера F_p составляет

$$F_p = S_{ад}^2 / S^2(\bar{\mu}_u) = 11,13 \cdot 10^{-4} / 2,76 \cdot 10^{-4} = 4,03;$$

$F_p < F_T = 4,86$ (при $f_1 = r - 1, f_2 = N; P = 0,975$). Аналогично без учета незначимого коэффициента b_{12} имеем $S_{ад}^2 = 12,15 \cdot 10^{-4}$, $F'_p = 4,4$. Следовательно, гипотеза об адекватности модели при принятом уровне значимости не отвергается.

Для облегчения расчетов по формуле (2) на рис. 3 приведена номограмма.

Расчетная зависимость (2) позволяет более полно по сравнению с имеющимися формулами учитывать полезную информацию, полученную при анализе гранулометрического состава песчаных грунтов. Ее применение наиболее

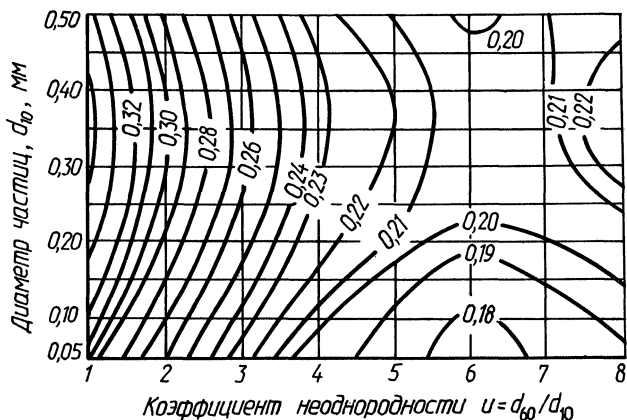


Рис. 3. Номограмма для определения коэффициента предельной водоотдачи $\mu_{П}$ песчаных грунтов в функции от d_{10} и U .

целесообразно для ориентировочной оценки водовместимости дренируемых песчаных грунтов, а также при проведении водобалансовых расчетов.

ЛИТЕРАТУРА

1. А в е р ь я н о в С.Ф. Фильтрация из каналов и ее влияние на режим грунтовых вод. — М., 1982. — 288 с.
2. Н о с о в а О.Н. Расчет водоотдачи песчаных грунтов. — М.-Л., 1962. — 116 с.
3. А ф а н а с и к Г.И., Л у н д и н К.П. Методические указания по определению водно-физических свойств почвогрунтов мелиорируемых земель. — Минск: БелНИИМВХ, 1973. — 82 с.
4. П о п о в О.В., Ч е р н а я Ф.Ф. Расчеты изменений запасов подземных вод при гидрологических исследованиях (метод. пособие). — Л., 1974. — 48 с.
5. Щ е р б а к о в Г.А. Прогноз изменения уровня режима дренируемых территорий на основе учета баланса влаги в зоне аэрации. — В кн.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, вып. 13, 1983, 116–125 с.
6. Б р о д с к и й В.З. Таблицы планов эксперимента для факторных полиномиальных моделей: Справочник. — М., 1982. — 752 с.
7. М у р а ш к о А.И., С а п о ж н и к о в Е.Г. Защита дренажа от заиления. — Минск, 1978. — 126 с.
8. Р у м я н ц е в О.А., П а в ч и ч М.П., М е л е н т ь е в В.А. Рекомендации по определению параметра формы частиц песчаных грунтов (ПОЧ-82). — Л.: ВНИИГ, 1982. — 26 с.
9. Х и м м е л ь б л а у Д. Анализ процессов статистическими методами /Пер. с англ. — М., 1973. — 958 с.

ИССЛЕДОВАНИЕ КОЛЬМАТАЦИИ ТРУБОФИЛЬТРОВ, ИЗГОТОВЛЕННЫХ НА ПЕСЧАНОМ ЗАПОЛНИТЕЛЕ

В нашей стране накоплен значительный опыт проектирования и строительства дренажей из трубофильтров, изготовленных на гравийном и щебеночном заполнителе. Однако применять такие трубофильтры для дренирования мелкозернистых песков, широко распространенных на территории Белоруссии, можно только с одновременным устройством одно- или двухслойной песчаной обсыпки в виде обратного фильтра, предотвращающей суффозию грунта в дренах [1, 2]. Однако такая конструкция лишена тех основных достоинств, которыми обладают дренажи из трубофильтров. Полностью отказаться от фильтрующих обсыпок в мелкозернистых песках можно, применяя трубофильтры на песчаном заполнителе [3, 4].

Вопросы кольматации пористого бетона на гравийно-щебеночном заполнителе изучены достаточно подробно [1, 5, 6]. Значительно меньше подобных исследований выполнено для пористого бетона на песчаном заполнителе [3, 4]. Основной целью этих работ было определение допустимых границ соотношения начального коэффициента фильтрации пористого бетона ($k_{\text{тр}}^0$) и мелкозернистого песка (k) из условия "оптимальной кольматации фильтра" (т.е. минимальных потерь напора потока на фильтре). Исследования проводились на приборе Дарси. Фильтрационный поток двигался сверху вниз, вызывая равномерную кольматацию всей площади образца.

В реальных условиях фильтрационный поток поступает в трубофильтр через всю его боковую поверхность, кольматация которой происходит неравномерно. Визуальный осмотр поверхности и поперечных срезов всех проработавших в грунте трубофильтров показал, что они имеют неодинаковую по боковой поверхности степень кольматации. Закольматированной оказались верхняя и боковая части поверхности трубофильтров (примерно 2/3 площади) и значительно меньше — нижняя.

Настоящие исследования проводились на опытной установке (рис. 1). В фильтрационный лоток 70 x 50 x 150 см устанавливался исследуемый трубофильтр и засыпался грунт. Вода подавалась в боковые отсеки, соединенные между собой патрубком, постоянный уровень воды в которых поддерживался специальным сливным отверстием.

Принятая методика исследований основывалась на современной теории, которая рассматривает общую кольматацию фильтра, состоящую из:

- 1) внешней (контактной) кольматации — наложение частиц грунта на поверхность трубофильтра и образование вокруг пор устойчивых микросводов;
- 2) внутренней (остаточной) — отложение частиц грунта в порах фильтра и уменьшение его водопроницаемости.

Продолжительность, интенсивность и степень общей кольматации трубофильтров в опытах характеризовались изменением фильтрационного расхода. Сразу после установки трубофильтра и заполнения боковых отсеков водой до постоянной отметки измерялся начальный (максимальный) расход. В те-

чение первых двух часов работы расход измерялся через каждые 10 мин, а в дальнейшем — 1–2 раза в сутки. Опыт продолжался до полной стабилизации расхода, после чего трубофильтр извлекался из грунта. На опытной установке, описанной в [7], измерялся его расчетный (конечный) коэффициент фильтрации ($k_{\text{тр}}^p$). Температура воды в течение опытов была постоянной — 19 °С.

Было проведено две серии опытов. В первой серии изучалась работа трубофильтра, изготовленного на песчаном заполнителе крупностью 2÷3 мм, в отсортированной песчаной обсыпке. Опыты начинались с обсыпкой крупностью 1–2 мм, затем 0,5÷1 и 0,25÷0,5 мм. В конце каждого опыта трубофильтр тщательно промывался (в него подавалась вода под давлением в течение 2–3 ч) и проверялось восстановление начального коэффициента фильтрации.

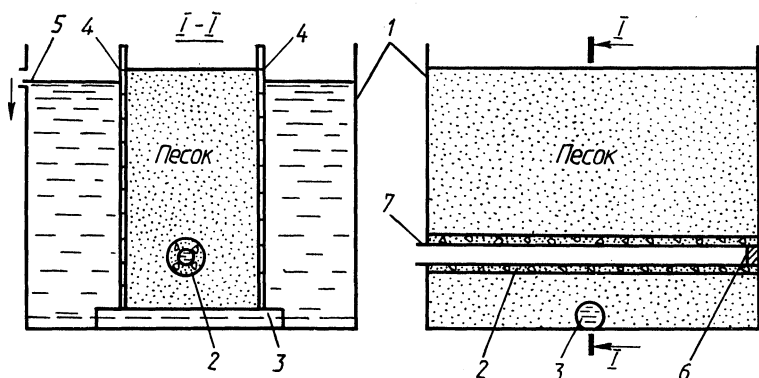


Рис. 1. Схема кольматационной установки:
1 — лоток; 2 — исследуемый трубофильтр; 3 — соединительный патрубок;
4 — водонепроницаемые перегородки; 5, 7 — водосливные отверстия; 6 — резиновая пробка.

Во второй серии изучалась работа трубофильтров, изготовленных на песчаном заполнителе фракций 2÷3 мм, 1÷2, 0,5÷1 мм и их смесях, в естественном мелкозернистом песке, гранулометрический состав которого приведен в табл. 1.

В отличие от первой серии, с одним и тем же грунтом поочередно работали все трубофильтры.

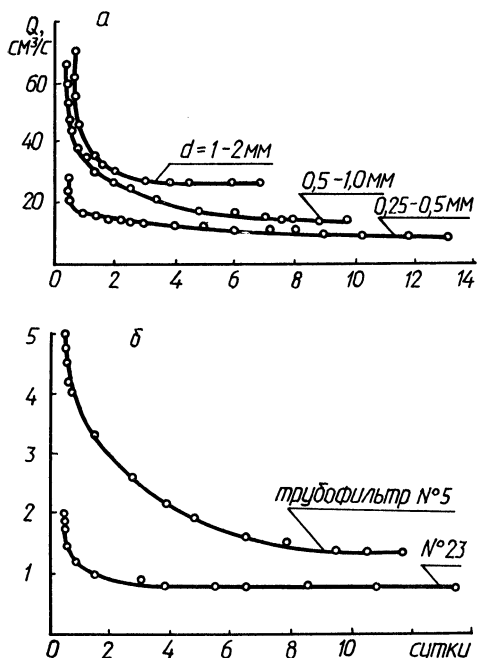
На рис. 2 приведены графики изменения фильтрационного расхода во времени, которые характеризуют общую кольматацию трубофильтров. Качественно этот процесс протекал одинаково и при работе трубофильтров, и в однород-

Т а б л и ц а 1

Гранулометрический состав исследуемого грунта

Диаметр фракций, мм	> 2,0	2÷1	1÷0,5	0,5÷0,25	0,25÷0,10	< 0,10
Содержание, %	1,04	4,18	12,4	32,2	46,4	3,78

ной обсыпке, и в естественном грунте. Водопроницаемая способность трубофильтров, максимальная в начальный момент работы, постепенно снижалась до определенного значения и в дальнейшем оставалась неизменной. Наиболее интенсивно процесс кольтматации протекал в течение первого часа работы трубофильтра, когда происходило формирование вокруг его пор микросводов из частиц контактируемого грунта. В дальнейшем процесс кольтматации резко замедлялся, а по истечении нескольких суток вообще прекращался. Максимальная продолжительность его не превышала 10–12 сут.



В результате отложения мелких частиц грунта в порах трубофильтров водопроницаемость их значительно снижалась. В табл.2 приведены результаты измерений расчетного (после кольтматации) коэффициента фильтрации трубофильтров.

В обеих сериях степень внутренней кольтматации возрастала с увеличением соотношения крупности частиц заполнителя и грунта. Но если в первой серии опытов коэффициент фильтрации трубофильтров уменьшался максимально в

Рис. 2. Графики изменения фильтрационного расхода трубофильтров во времени:

а — при работе в однородной песчаной обсыпке; б — в естественном мелкозернистом песке.

5 раз, то во второй, при том же соотношении D_{50}/d_{50} (средних диаметров заполнителя и грунта), — в 10–15 раз. Несмотря на значительное снижение (более чем в 30 раз) водопроницаемости трубофильтров, коэффициент фильтрации их всегда был больше, чем у грунта ($k = 0,0064 \text{ см/с}$). Минимальное соотношение ограничивалось:

$$k_{\text{тр}}^p/k \geq 5, \quad (1)$$

что соответствовало минимально допустимому соотношению коэффициентов фильтрации дренируемого несвязного грунта и фильтра из сыпучих и структурных материалов [8].

По данным табл. 2 построены графики (рис. 3), по которым, зная начальный коэффициент фильтрации трубофильтра и гранулометрический состав заполнителя и грунта, можно определить значение расчетного коэффициента фильтрации. Оба графика построены по трем опытными точкам и одной теоре-

Результаты кольматационных исследований грубофильтров

Номер серии опытов	Контактирующий грунт	D_{50}/d_{50}	D_{10}/d_{10}	$k_{тр}^o$, см/с	$k_{тр}^p$, см/с	$k_{тр}^o/k_{тр}^p$	Среднее значение $k_{тр}^o/k_{тр}^p$
1	Фракция 1–2 мм	1,67	2,06	0,941	0,5530	1,71	1,71
	0,5 ÷ 1,0 мм	3,33	3,89	0,941	0,2470	3,81	3,81
	0,25 ÷ 0,50 см	6,67	8,08	0,941	0,1820	5,17	5,17
2	Мелкозернистый песок	10,0	18,0	1,430	0,0417	34,3	32,1
		10,0	18,0	1,212	0,0405	29,9	
	"	8,0	10,2	0,802	0,0416	19,3	18,8
		8,0	10,2	0,746	0,0405	18,4	
	"	6,0	5,34	0,380	0,0358	10,6	10,5
		6,0	5,34	0,380	0,0365	10,4	

тической, полученной из анализа граничных условий. Внутренняя кольматация будет равна нулю ($K_{тр}^p = K_{тр}^o$) в том случае, если все частицы грунта больше размера пор фильтра.

Второй границей области применения графиков будет некоторое критическое значение межслойного коэффициента $m = D_{50}/d_{50}$, при котором еще отсутствует механическая суффозия грунта (по данным [5, 6, 9, 10] $m \sim 25$).

С началом суффозии графики должны приобрести уже нисходящий характер, асимптотически приближаясь к значению $k_{тр}^o = k_{тр}^p$, что соответствует полному выносу частиц без отложения их в порах фильтра, т.е. отсутствию внутренней кольматации.

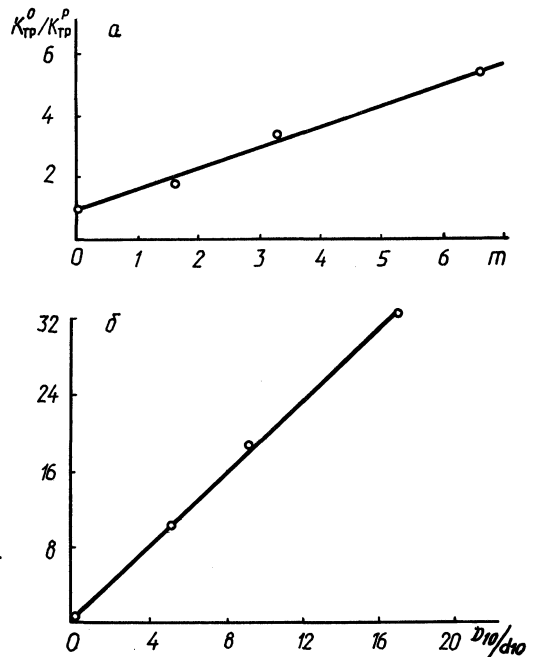


Рис. 3. Графики изменения коэффициента фильтрации трубофильтров вследствие внутренней кольматации: а — при работе в однородной песчаной обсыпке; б — в естественном мелкозернистом песке.

Во всех проведенных опытах не было зафиксировано выноса частиц грунта через поры трубофильтров. Записывая в аналитическом виде уравнения прямых, построенных на рис. 3, и решая их относительно $k_{тр}^p$, получаем зависимости для определения расчетного значения коэффициента фильтрации трубофильтров:

а) при работе в отсортированной песчаной обсыпке

$$k_{тр}^p = \frac{k_{тр}^o}{1 + 0,644m} ; \quad (2)$$

б) при работе в естественных грунтах

$$k_{тр}^p = \frac{k_{тр}^o}{1 + 1,74 \frac{D_{10}}{d_{10}}} . \quad (3)$$

Таким образом, полученные зависимости (1)–(3) позволяют подбирать трубофильтры с достаточной водопримемной способностью, которые могут работать в мелкозернистых песках без дополнительных фильтрующих обсыпок.

ЛИТЕРАТУРА

1. Барекян А.Ш., Челышев А.К., Снегирев И.А. Работоспособность дренажных труб из пористого бетона. – Гидротехника и мелиорация, 1968, № 4, с. 80–86.
2. Дегтярев Б.М., Ляпидевский Б.В. Использование для дренажей трубофильтров из пористого бетона. – Пром. строительство, 1969, № 9, с. 16–17.
3. Жуковский М.П. Исследование пористых труб для устройства горизонтального дренажа в мелиоративном строительстве: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Минск, 1972. – 16 с.
4. Цветкова Н.А. Фильтры из пористого бетона для оснований из мелких заиленных песков и супесей. – В кн.: Вопросы гидротехники. Ташкент, 1965, вып. 27, с. 87–98.
5. Николодышев И.С. Исследование фильтра из пористого бетона. – Гидротехника и мелиорация, 1953, № 10, с. 36–45.
6. Дренажи и фильтры из пористого бетона/А.Д.Осипов, И.С.Ронжин, В.С.Панфилов, А.П.Вошинин. – М., 1972. – 112 с.
7. Шимко К.И., Круглов Г.Г. К методике определения коэффициента фильтрации мелкопористых трубофильтров. – В кн.: Водное хозяйство Белоруссии. Минск, 1975, вып. 5, с. 3–10.
8. Мурашко А.И., Сапожников Е.Г. О применении деталей-фильтров при строительстве дренажа. – Гидротехника и мелиорация, 1978, № 1, с. 69–73.
9. Михневич Э.И. Фильтрационные свойства пористого бетона как материала крепления откосов. – В кн.: Труды БелНИИМивХ. Минск, 1969, т. XVII, с. 75–84.
10. Опыт эксплуатации вертикального дренажа из пористого бетона на Цимлянском гидроузле/А.П.Вошинин, И.С.Ронжин, С.А.Коткова, М.П.Мальшев. – В кн.: Труды Гидропроекта. М., 1972, сб. 23, с. 107–118.

ДЕЙСТВИЕ ПОЛОСОВОЙ МГНОВЕННОЙ НАГРУЗКИ НА ВОДОНАСЫЩЕННОЕ ОСНОВАНИЕ ПРИ ДВУХ СЛУЧАЯХ ГРАНИЧНЫХ УСЛОВИЙ

При определении гидродинамических напряжений в массиве водонасыщенного грунта, возникающих вследствие приложения к его поверхности какой-либо нагрузки, пользуются решениями теории линейно деформируемой среды.

Напряжения, действующие в любой точке грунтовой массы, находятся в предположении наличия как внешней заданной нагрузки P , так и объемных сил S от фильтрационного потока, составляющие которых [1] :

$$S_x = \gamma_{взв} - \gamma_0 \frac{\partial H}{\partial x} ; \quad (1)$$

$$S_y = -\gamma_0 \frac{\partial H}{\partial y} ; \quad (2)$$

$$S = \gamma_{взв} - \gamma_0 \text{grad } H , \quad (3)$$

где H — напор в какой-либо точке; γ_0 — удельный вес воды; S_x, S_y — составляющие объемной силы, которые определяются формулами (1–3); $\gamma_{взв}$ — объемный вес грунта с учетом взвешивания.

Таким образом, выражая уравнения равновесия в напряжениях и добавляя соответствующие уравнения совместности, в случае плоской деформации получим для определения напряжений в скелете грунта следующие уравнения:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} - \gamma_{взв} + \gamma_0 \frac{\partial H}{\partial x} = 0 ;$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \gamma_0 \frac{\partial H}{\partial y} = 0 ;$$

$$\nabla^2 (\sigma_x + \sigma_y) = - \frac{1}{1-\nu} \nabla^2 H ,$$

где $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ — компоненты напряжения; ν — коэффициент Пуассона.

Приложение мгновенной нагрузки в каком-либо месте поверхности грунтовой массы вызывает появление в последней поля напоров [2] .

Под быстрым нагружением водонасыщенных оснований следует понимать не только мгновенное приложение нагрузки, но и ее действие даже в течение значительного промежутка времени, исчисляемого днями, неделями, даже месяцами. Это относится к слабофильтрующим грунтам, в которых процесс передачи нагрузки на грунтовую воду происходит весьма медленно [1] .

В начальный момент приложения мгновенной нагрузки напорная функция должна удовлетворять уравнению Лапласа:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} = 0, \quad (4)$$

где $H = \frac{P_0}{\gamma_0}$; P_0 — мгновенно приложенная нагрузка.

Для определения функции напора H полагаем, что изменение водосодержания некоторого элементарного объема в течение бесконечно малого промежутка времени dt равно уменьшению объема элемента $dx \cdot dy \cdot dz$ и пренебрежимо мало.

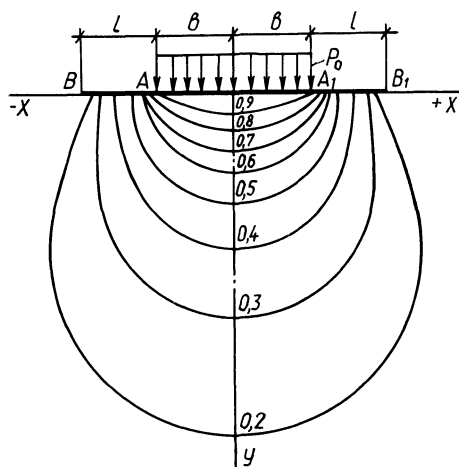


Рис. 1. Распределение избыточных напоров в начальный момент приложения равномерно распределенной нагрузки (при учете водонепроницаемых участков).

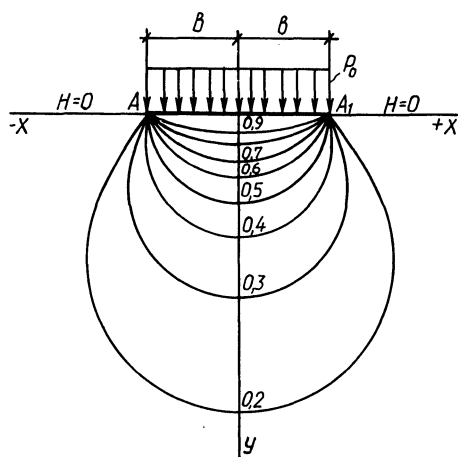


Рис. 2. Распределение избыточных напоров в начальный момент приложения равномерно распределенной нагрузки.

Решение уравнения (4) зависит от предполагаемых граничных условий и его можно находить как аналитически, так и экспериментально — по методу электрогидродинамической аналогии (ЭГДА) [3]. Чтобы обосновать применение метода ЭГДА для условий, где нет аналитического решения (рис. 1), и установить необходимые и достаточные размеры модели, была проведена серия опытов, решавших экспериментально уравнение (4), которое имеет точное аналитическое решение со следующими граничными условиями (рис. 2).

Во всех точках при $y = 0$

- 1) внутри участка AA_1 функция напора принимает значение P_0/γ_0 ;
- 2) вне участка AA_1 $H = 0$;

В бесконечно удаленных точках функция H и ее производная обращаются в нуль.

Была составлена модель размером $15b \times 15b$ (где $2b$ – ширина полосы равномерно распределенной нагрузки) и произведено сравнение полученной ЭГДА картины распределения избыточных напоров с результатами, полученными по формуле Н.М.Герсеванова [2]:

$$\frac{H\gamma_0}{P_0} = \frac{1}{\pi} \left[\arctg \left(\frac{y}{x-b} \right) - \arctg \left(\frac{y}{x+b} \right) \right].$$

В табл. 1 приведены экспериментальные и теоретические значения избыточных начальных напоров внутри полуплоскости при $x = 0$. Погрешность составляет не более 5 %. Это позволяет утверждать, что выбранные размеры модели можно применять для инженерных расчетов с достаточной степенью точности. Уменьшение размеров модели резко влияет на распределение напоров. Следовательно, рекомендуемые нами размеры модели должны быть не менее $15b \times 15b$.

В инженерной практике встречаются случаи, когда поверхность основания покрыта глиной, твердой и полутвердой, тяжелыми суглинками, которые считаются водонепроницаемыми. В этой связи рассмотрим случай, когда поверхность грунта на отдельных участках BA, B_1A_1 водонепроницаема (рис. 1). Для нахождения избыточных напоров мы составили модель из электропроводной бумаги размерами $15(b+1) \times 15(b+1)$ с рядом граничных условий. Во всех точках при $y = 0$

- 1) внутри участка AA_1 функция напора принимает значение P_0/γ_0 ;
- 2) внутри участков BA, A_1B_1 $\partial H/\partial y = 0$;
- 3) вне участка BB_1 $H = 0$.

В бесконечно удаленных точках производная функции H обращается в нуль.

Полученные на ЭГДА линии равных избыточных напоров (рис. 1) сравнили с данными рис. 2 (когда вся поверхность грунта водонепроницаема) с целью выявления влияния водонепроницаемых участков BA, A_1B_1 на характер распределения начальных избыточных напоров.

Т а б л и ц а 1

Распределение избыточных начальных напоров
под центром равномерно распределенной полосовой нагрузки

у, см	у/б	$H\gamma_0/P_0$ теор.	$H\gamma_0/P_0$ на ЭГДА	Погрешность, %
0,3	0,15	0,9050	0,9	0,55
0,6	0,3	0,8145	0,8	1,81
1,0	0,5	0,7048	0,7	0,68
1,4	0,7	0,6112	0,6	1,86
1,9	0,95	0,5163	0,5	3,25
2,7	1,35	0,4058	0,4	1,45
3,9	1,95	0,30166	0,3	0,55
6,5	3,25	0,1900	0,2	4,9

Распределение равных избыточных напоров при двух случаях

$\frac{H\gamma_0}{P_0}$	Координаты равных избыточных напоров, у/в		Приращение, %
	вся поверхность водопроницаема	часть поверхности водонепроницаема	
0,9	0,15	0,25	66,66
0,8	0,3	0,5	66,66
0,7	0,5	0,8	60,0
0,6	0,7	1,1	57,14
0,5	0,95	1,45	52,63
0,4	1,35	2,05	51,85
0,3	1,95	2,95	51,28
0,2	3,25	4,45	36,92

Из рис. 1 установлено:

область распространения напоров расширяется по сравнению с первым случаем (см. рис. 2);

особые точки A, A_1 на рис. 1 превращаются в отрезки прямых;

глубина распределения избыточных напоров увеличивается по мере возрастания длины водонепроницаемых участков BA, A_1B_1 .

При сравнении первого и второго случая обнаружено, что глубина распределения одинаковых избыточных напоров отличается на 50 % и более (табл. 2).

В таблице приведены данные для сравнения глубины распределения равных напоров для двух рассматриваемых случаев при $x = 0$. Установлено, что значения эти разные.

Из всего вышесказанного следует необходимость учета влияния водонепроницаемых участков на характер распределения начальных избыточных напоров и в конечном счете — на определение напряжений, протекание осадок и устойчивость оснований.

ЛИТЕРАТУРА

1. С о б о л е в с к и й Ю.А. Водонасыщенные откосы и основания. — Минск, 1975. — 400 с.
2. Г е р с е в а н о в Н.М. Собр. соч. Т. II. — М., 1948. — 376 с.
3. Д р у ж и н и н Н.И. Метод электрогидродинамической аналогии и его применение при исследовании фильтрации. — М.-Л., 1956. — 346 с.

РАСЧЕТ НАПРЯЖЕНИЙ И НАПОРНОЙ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ ФУНКЦИИ В АНИЗОТРОПНОМ ВОДОНАСЫЩЕННОМ ОСНОВАНИИ В НАЧАЛЬНЫЙ ПЕРИОД ПРИЛОЖЕНИЯ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ

Распределение фильтрационных напряжений при плоском напряженном состоянии в изотропном водонасыщенном основании в начальный период приложения внешней полосовой нагрузки с одинаковыми коэффициентами фильтрации в горизонтальном и вертикальном направлениях исследовано Н.М.Герсевановым [1], а с различными коэффициентами фильтрации — Ю.А.Соболевским [2].

В настоящей работе исследуем напряженное состояние при плоской деформации анизотропного по механическим свойствам водонасыщенного основания с различными коэффициентами фильтрации в горизонтальном и вертикальном направлениях в начальный период приложения внешней нормальной нагрузки. Наиболее ярким примером естественной механической и фильтрационной анизотропии являются ленточные глины. Примером искусственно создаваемой анизотропии основания может служить насыпь, отсыпаемая и трамбуемая слоями. Решаем задачу в общем виде для произвольной нагрузки, а затем рассмотрим частные случаи нагрузки. Конечные формулы данной работы могут служить базой для получения формул последующего периода деформирования, происходящего при изменении элементарного объема водонасыщенного основания.

Пусть на ортотропное водонасыщенное основание, занимающее область $y \geq 0$ с главными направлениями, параллельными и перпендикулярными плоскости $y = 0$, в начальный период действует нормальная нагрузка $P(x)$ (рис.1).

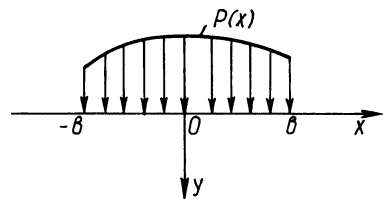


Рис. 1. Схема загрузки ортотропного водонасыщенного основания произвольной нагрузкой.

Уравнения равновесия скелета водонасыщенного грунта имеют вид [1]:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \gamma \frac{\partial H}{\partial x} = 0; \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \gamma \frac{\partial H}{\partial y} = 0, \end{cases} \quad (1)$$

где γ — объемная масса воды; H — напорная фильтрационная функция.

Уравнения обобщенного закона Гука для ортотропного тела в случае плоской деформации [3] :

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{E_x} [(1 - \mu_{xz}^2)\sigma_x - (\mu_{xy} + \mu_{xz}\mu_{zy})\sigma_y]; \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{1}{E_y} [(1 - \mu_{yz}^2)\sigma_y - (\mu_{yx} + \mu_{zx}\mu_{yz})\sigma_x]; \quad \varepsilon_z = 0; \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{1}{G} \tau_{xy};\end{aligned}\quad (2)$$

$$\sigma_z = \mu_{zx} \sigma_x + \mu_{zy} \sigma_y ,$$

где E_x, E_y — модули деформаций по главным направлениям x, y ; $G_{xy} = G$ — модуль сдвига, характеризующий изменение углов между главными направлениями x, y ; $\mu_{xy}, \mu_{yx}, \mu_{xz}, \mu_{zx}, \mu_{zy}, \mu_{yz}$ — коэффициенты Пуассона; u, v — соответственно горизонтальные и вертикальные смещения точек основания.

Уравнение неразрывности деформации :

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} + \frac{\partial \varepsilon_x}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y} . \quad (3)$$

Уравнение напорной фильтрационной функции для ортотропного основания имеет вид [4] :

$$K_x \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} = 0 \quad \text{или} \quad n^2 \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} = 0, \quad (4)$$

где $n^2 = K_x/K_y, K_x, K_y$ — коэффициенты фильтрации, соответственно, в горизонтальном и вертикальном направлениях.

Сложим первое и второе уравнения системы (2), получим

$$\begin{aligned}\varepsilon_x + \varepsilon_y &= \left(\frac{1 - \mu_{xz}^2}{E_x} - \frac{\mu_{yx} + \mu_{zx}\mu_{yz}}{E_y} \right) \sigma_x + \left(\frac{1 - \mu_{yz}^2}{E_y} - \right. \\ &\left. - \frac{\mu_{xy} + \mu_{xz}\mu_{zy}}{E_x} \right) \sigma_y .\end{aligned}\quad (5)$$

Если к горизонтальной поверхности ортотропного водонасыщенного основания приложить внешнюю нагрузку $P(x)$, то, как показал Н.М.Герсеванов [1], в начальный период она передается целиком на грунтовую воду. В начальный момент приложения нагрузки содержание воды в любом элементарном объеме водонасыщенного основания не отличается от водосодержания до приложения внешней нагрузки. Поэтому, если пренебречь сжатием защемленного в

воде воздуха, то в начальный момент времени грунтовый скелет может испытывать только деформации изменения формы, но не объема, т.е. $\epsilon_x + \epsilon_y = 0$ [5]. В этом случае уравнение (5) преобразуется в

$$\left(\frac{1 - \mu_{xz}^2}{E_x} - \frac{\mu_{yx} + \mu_{zx}\mu_{yz}}{E_y} \right) \sigma_x + \left(\frac{1 - \mu_{yz}^2}{E_y} - \frac{\mu_{xy} - \mu_{xz}\mu_{zy}}{E_x} \right) \sigma_y = 0 \quad (6)$$

или $\sigma_x + \nu^2 \sigma_y = 0,$

где
$$\nu^2 = \frac{E_x(1 - \mu_{yz}^2) - E_y(\mu_{xy} + \mu_{xz}\mu_{zy})}{E_y(1 - \mu_{xz}^2) - E_x(\mu_{yx} + \mu_{zx}\mu_{yz})}.$$

Так как поверхность грунта совпадает с поверхностью покрывающей ее воды, то до приложения внешней нагрузки напор H во всей массе грунта равен нулю. После приложения нагрузки во всех точках поверхности на участке $[-b, b]$ напор H мгновенно повышается до $P(x)/\gamma$, так как вся нагрузка передается на воду.

Граничные условия на поверхности $y = 0$ и на бесконечной глубине $y = \infty$ имеют вид

$$\sigma_x|_{y=0} = 0, \quad \sigma_y|_{y=0} = 0, \quad H|_{y=0} = \begin{cases} \frac{P(x)}{\gamma}, & \text{при } -b \leq x \leq b \\ 0, & \text{при } |x| > b \end{cases} \quad (7)$$

$$\sigma_x|_{y=\infty} = \sigma_y|_{y=\infty} = \tau_{xy}|_{y=\infty} = H|_{y=\infty} = 0. \quad (8)$$

Принимая во внимание (6), уравнения (1)–(2) можно записать следующим образом:

$$-\nu^2 \frac{\partial \sigma_y}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \gamma \frac{\partial H}{\partial x} = 0;$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \gamma \frac{\partial H}{\partial y} = 0; \quad (1')$$

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = - \frac{(1 - \mu_{xz}^2)\nu^2 + \mu_{xy} + \mu_{xz}\mu_{zy}}{E_x} \sigma_y;$$

$$\epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{1 - \mu_{yz}^2 + (\mu_{yx} + \mu_{zx}\mu_{yz})\nu^2}{E_y} \sigma_y, \quad \epsilon_z = 0; \quad (2')$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{1}{G} \tau_{xy}; \quad \sigma_z = (-\nu^2 \mu_{zx} + \mu_{zy}) \sigma_y.$$

Исключая из уравнения неразрывности (3) с помощью уравнений (2') и (1') деформации, найдем

$$\frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} + m^2 \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial x^2} = \Upsilon \gamma \frac{\partial^2 H}{\partial x^2}, \quad (3')$$

где

$$m^2 = \frac{1 - \mu_{yz}^2 + (\mu_{yx} + \mu_{zx}\mu_{yz})\nu^2}{E_y} - \frac{\nu^2}{2G};$$

$$\frac{1}{2G} - \frac{(1 - \mu_{xz}^2)\nu^2 + \mu_{xy} + \mu_{xz}\mu_{zy}}{E_x}$$

$$\Upsilon = \frac{n^2 - 1}{2G \left[\frac{1}{2G} - \frac{(1 - \mu_{xz}^2)\nu^2 + \mu_{xy} + \mu_{xz}\mu_{zy}}{E_x} \right]}$$

Применяя к решению задачи (1)–(8) метод интегрального преобразования Фурье [6]

$$\tilde{f}(s) = \int_{-\infty}^{\infty} f(x)e^{isx} dx, \quad (9)$$

получим

$$i\nu^2 s \bar{\sigma}_y(s, y) + \frac{d\bar{\tau}_{xy}(s, y)}{dy} - is\gamma \bar{H}(s, y) = 0;$$

$$-is\bar{\tau}_{xy}(s, y) + \frac{d\bar{\sigma}_y(s, y)}{dy} + \gamma \frac{d\bar{H}(s, y)}{dy} = 0; \quad (10)$$

$$\frac{d^2 \bar{\sigma}_y(s, y)}{dy^2} - m^2 s^2 \bar{\sigma}_y(s, y) = -\Upsilon \gamma s^2 \bar{H}(s, y); \quad (11)$$

$$-n^2 s^2 \bar{H}(s, y) + \frac{d^2 \bar{H}(s, y)}{dy^2} = 0; \quad (12)$$

$$\bar{\sigma}_x(s, 0) = 0, \quad \bar{\sigma}_y(s, 0) = 0, \quad \bar{H}(s, 0) = \begin{cases} \frac{\bar{P}(s)}{\gamma}, & \text{при } -b \leq x \leq +b \\ 0, & \text{при } |x| > b \end{cases}; \quad (13)$$

$$\bar{\sigma}_x(s, \infty) = \bar{\sigma}_y(s, \infty) = \bar{\tau}_{xy}(s, \infty) = 0. \quad (14)$$

Таким образом, интегральное преобразование Фурье (9) свело решение задачи (1)–(8) к виду (10)–(14).

Общий интеграл уравнения (12) имеет вид

$$\bar{H} = C e^{nsy} + D e^{-nsy} \quad (15)$$

Теперь уравнение (11) выражается следующим образом:

$$\frac{d^2 \bar{\sigma}_y}{dy^2} - m^2 s^2 \bar{\sigma}_y = -\gamma \Upsilon s^2 (C e^{nsy} + D e^{-nsy}). \quad (16)$$

Общий интеграл уравнения (16) будем искать методом вариации произвольных постоянных Лагранжа. Общий интеграл однородного уравнения, соответствующего (16):

$$\bar{\sigma}_y = A e^{msy} + B e^{-msy}, \quad (17)$$

где A, B – пока произвольные функции y .

Согласно методу Лагранжа, функции A и B определяются из системы

$$e^{msy} \frac{dA}{dy} + e^{-msy} \frac{dB}{dy} = 0;$$

$$mse^{msy} \frac{dA}{dy} - mse^{-msy} \frac{dB}{dy} = -\gamma \Upsilon s^2 (C e^{nsy} + D e^{-nsy}).$$

Отсюда получим Υ

$$2e^{msy} \frac{dA}{dy} = -\frac{\gamma \Upsilon}{m} s(C e^{nsy} + D e^{-nsy})$$

или

$$A = A_1(s) - \frac{\gamma \Upsilon}{2m} s [C f e^{-(m-n)sy} dy + D f e^{-(m+n)sy} dy] =$$

$$= A_1(s) - \frac{\gamma \Upsilon}{2m} s \left[-\frac{C}{(m-n)s} e^{-(m-n)sy} - \frac{D}{(m+n)s} e^{-(m+n)sy} \right] =$$

$$= A_1(s) + \frac{\gamma \Upsilon}{2m(m^2 - n^2)} [C(m+n)e^{-(m-n)sy} + D(m-n)e^{-(m+n)sy}];$$

и

$$2e^{-msy} \frac{dB}{dy} = \frac{\gamma \Upsilon}{m} s(C e^{nsy} + D e^{-nsy})$$

или

$$\frac{dB}{dy} = \frac{\gamma \Upsilon}{2m} s [C e^{(m+n)sy} + D e^{(m-n)sy}];$$

$$B = B_1(s) + \frac{\gamma \Upsilon}{2m} s [C f e^{(m+n)sy} dy + D f e^{(m-n)sy} dy] =$$

$$= B_1(s) + \frac{\gamma \Upsilon}{2m} s \left[\frac{C}{(m+n)s} e^{(m+n)sy} + \frac{D}{(m-n)s} e^{(m-n)sy} \right] =$$

$$= B_1(s) + \frac{\gamma \Upsilon}{2m(m^2 - n^2)} [C(m-n)e^{(m+n)sy} + D(m+n)e^{(m-n)sy}].$$

Вводя значения А и В в (17), найдем общий интеграл уравнения

$$\bar{\sigma}_y = A_1(s)e^{msy} + B_1(s)e^{-msy} + \frac{\gamma \Upsilon}{m^2 - n^2} (Ce^{nsy} + De^{-nsy}). \quad (18)$$

Граничные условия $\bar{\sigma}_y(s, \infty) = 0$ и $\bar{H}(s, \infty) = 0$ дают $A_1 = 0$ и $C = 0$. Поэтому уравнения (18) и (15) примут вид

$$\bar{\sigma}_y = B_1(s)e^{-msy} + \frac{\gamma \Upsilon}{m^2 - n^2} De^{-nsy}; \quad (19)$$

$$\bar{H} = De^{-nsy} \quad (20)$$

Граничные условия $\bar{\sigma}_y(s, 0) = 0$ и $\bar{H}(s, 0) = \frac{\bar{P}(s)}{\gamma}$ дают

$$B_1(s) = -\frac{\gamma \Upsilon}{m^2 - n^2} D \quad \text{и} \quad D = \frac{\bar{P}(s)}{\gamma}, \quad B_1(s) = -\frac{\Upsilon}{m^2 - n^2} \bar{P}(s).$$

Уравнения (19) и (20) примут окончательный вид:

$$\bar{\sigma}_y = \frac{\Upsilon}{m^2 - n^2} \bar{P}(s)(e^{-nsy} - e^{-msy}); \quad (21)$$

$$\bar{H} = \frac{\bar{P}(s)}{\gamma} e^{-nsy}. \quad (22)$$

Из второго уравнения системы (10), вводя (21) и (22), найдем

$$\begin{aligned} \bar{r}_{xy} &= \frac{1}{is} \left(\frac{d\bar{\sigma}_y}{dy} + \gamma \frac{d\bar{H}}{dy} \right) = -\frac{i}{s} \left[\frac{\Upsilon}{m^2 - n^2} \bar{P}(s)(m e^{-msy} - n e^{-nsy}) - \right. \\ &\quad \left. - \gamma \frac{\bar{P}(s)}{\gamma} n e^{-nsy} \right] = -\frac{i\bar{P}(s)}{m^2 - n^2} [m\Upsilon e^{-msy} - n\Upsilon e^{-nsy} - n(m^2 - \\ &\quad - n^2)e^{-nsy}]; \\ \bar{r}_{xy} &= \frac{i\bar{P}(s)}{m^2 - n^2} [-m\Upsilon e^{-msy} + n(\Upsilon + m^2 - n^2)e^{-nsy}]. \quad (23) \end{aligned}$$

Из первого и второго уравнений системы (2') легко выразить трансформанты смещений точек основания через трансформанты напряжений

$$\bar{u} = \frac{1}{is} \frac{(1 - \mu_{xz}^2)\nu^2 + \mu_{xy} + \mu_{xz}\mu_{zy}}{E_x} \bar{\sigma}_y;$$

$$\bar{v} = -\frac{1}{s^2} \frac{(1 - \mu_{xz}^2)\nu^2 + \mu_{xy} + \mu_{xz}\mu_{zy}}{E_x} \frac{d\bar{\sigma}_y}{dy} + \frac{i}{sG} \bar{\tau}_{xy}.$$

По теореме обращения [6], $f(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} f(s)e^{-ixs} ds$. Учитывая, что $\bar{P}(s) = \int_{-\infty}^{\infty} P(\xi)e^{is\xi} d\xi$, имеем

$$\sigma_y = \frac{1}{2\pi} \frac{\Gamma}{m^2 - n^2} \int_{-\infty}^{\infty} (e^{-nsy} - e^{-msy})e^{-ixs} ds \int_{-\infty}^{\infty} P(\xi)e^{is\xi} d\xi; \quad (24)$$

$$\sigma_x = -\nu^2 \sigma_y, \quad \sigma_z = (-\nu^2 \mu_{zx} + \mu_{zy}) \sigma_y;$$

$$\tau_{xy} = \frac{1}{2\pi} \frac{i}{m^2 - n^2} \int_{-\infty}^{\infty} [n(\Gamma + m^2 - n^2)e^{-nsy} - m\Gamma e^{-msy}]e^{-ixs} ds \int_{-\infty}^{\infty} P(\xi)e^{is\xi} d\xi; \quad (25)$$

$$H = \frac{1}{2\pi\gamma} \left[\int_{-\infty}^{\infty} e^{-nsy} e^{-ixs} ds \int_{-\infty}^{\infty} P(\xi)e^{is\xi} d\xi + 2P(\xi) \kappa \pi \right].$$

Делая перестановку порядка интегрирования в (24)–(25), получим

$$\sigma_y = \frac{\Gamma}{\pi(m^2 - n^2)} \int_{-\infty}^{\infty} P(\xi)d\xi \int_0^{\infty} (\bar{e}^{nys} - e^{-mys})\cos(x - \xi)s ds; \quad (26)$$

$$\sigma_x = -\nu^2 \sigma_y, \quad \sigma_z = (-\nu^2 \mu_{zx} + \mu_{zy}) \sigma_y;$$

$$\tau_{xy} = \frac{1}{\pi(m^2 - n^2)} \int_{-\infty}^{\infty} P(\xi)d\xi \int_0^{\infty} [-m\Gamma e^{-mys} + n(\Gamma + m^2 - n^2)e^{-nys}] \times$$

$$\times \sin(x - \xi)s ds;$$

$$H = \frac{1}{\pi\gamma} \left[\int_{-\infty}^{\infty} P(\xi)d\xi \int_0^{\infty} e^{-nys} \cos(x - \xi)s ds + P(\xi) \kappa \pi \right], \quad (27)$$

где $\kappa = 1$ для $-b \leq x \leq +b$ и $\kappa = 0$ для $|x| > b$ при $y = 0$; $\kappa = 0$ для $x^2 - b^2 + n^2 y^2 > 0$, $\kappa = 1$ для $x^2 - b^2 + n^2 y^2 \leq 0$ при $y > 0$.

Взяв в (26)–(27) квадратуры по переменной s [7], получим решение задачи (1)–(8) для произвольной нормальной нагрузки $P(\xi)$ в однократных интегралах:

$$\sigma_y = \frac{\Gamma}{\pi(m^2 - n^2)} \int_{-\infty}^{\infty} P(\xi) \left[\frac{ny}{n^2 y^2 + (x - \xi)^2} - \frac{my}{m^2 y^2 + (x - \xi)^2} \right] d\xi;$$

$$\sigma_x = -\nu^2 \sigma_y, \quad \sigma_z = (-\nu^2 \mu_{zx} + \mu_{zy}) \sigma_y; \quad (28)$$

$$\tau_{xy} = \frac{1}{\pi(m^2 - n^2)} \int_{-\infty}^{\infty} P(\xi) [n(\Gamma + m^2 - n^2) \frac{x - \xi}{n^2 y^2 + (x - \xi)^2} - m\Gamma \frac{x - \xi}{m^2 y^2 + (x - \xi)^2}] d\xi ;$$

$$H = \frac{1}{\pi\gamma} \left[\int_{-\infty}^{\infty} P(\xi) \frac{ny}{n^2 y^2 + (x - \xi)^2} d\xi + P(\xi) \times \pi \right]. \quad (29)$$

Формулы (28)–(29) удовлетворяют граничным условиям (7)–(8) и уравнениям равновесия (1).

Рассмотрим частные случаи формул (28)–(29) для следующих законов распределения нагрузки $P(x)$: 1) равномерно распределенной $P(\xi) = P_0$ (рис. 2, а); 2) сосредоточенной P (рис. 2, б); 3) треугольной $P(\xi) = \frac{P_0}{2b} \xi$ (рис. 2, в); 4) трапециoidalной $P(\xi) = P_0 + 1\xi$ (рис. 2, г) и 5) параболической $P(\xi) = P_0 \left(1 - \frac{\xi^2}{b^2}\right)$ (рис. 2, д).

Подставляя значения вышеуказанных нагрузок в формулы (28)–(29), интегрируя и выполняя простейшие преобразования, найдем распределение напряжений и фильтрационного напора в этих случаях загрузки.

С л у ч а й 1. Равномерно распределенная нагрузка $P(\xi) = P_0$ (рис. 2, а):

$$\sigma_y = \frac{\Gamma P_0}{\pi(m^2 - n^2)} \left(\operatorname{arctg} \frac{2kby}{x^2 - b^2 + n^2 y^2} - \operatorname{arctg} \frac{2mby}{x^2 - b^2 + m^2 y^2} \right);$$

$$\sigma_x = -\nu^2 \sigma_y; \quad \sigma_z = (-\nu^2 \mu_{zx} + \mu_{zy}) \sigma_y; \quad (30)$$

$$\tau_{xy} = \frac{P_0}{2\pi(m^2 - n^2)} \left[m\Gamma \ln \frac{m^2 y^2 + (x-b)^2}{m^2 y^2 + (x+b)^2} - n(\Gamma + m^2 - n^2) \times \right.$$

$$\left. x \ln \frac{n^2 y^2 + (x-b)^2}{n^2 y^2 + (x+b)^2} \right];$$

$$H = \frac{P_0}{\pi\gamma} \left(\operatorname{arctg} \frac{2byn}{x^2 - b^2 + n^2 y^2} + \pi \right). \quad (31)$$

Для изотропного водонасыщенного основания при $\nu = 1$ и $n \rightarrow 1$ формулы (30)–(31) примут вид

$$\sigma_y = - \frac{2bP_0 y(x^2 - y^2 - b^2)}{\pi[(x^2 + y^2 - b^2)^2 + 4b^2 y^2]}, \quad \sigma_x = -\sigma_y, \quad \sigma_z = 0; \quad (30')$$

$$\tau_{xy} = \frac{4bP_0 xy^2}{\pi[(x^2 + y^2 - b^2)^2 + 4b^2 y^2]} ;$$

$$H = \frac{P_0}{\pi\gamma} \left(\operatorname{arctg} \frac{2by}{x^2 - b^2 + y^2} + \kappa \pi \right). \quad (31')$$

Решения (30') – (31') были получены другим математическим методом Н.М. Герсевановым [1].

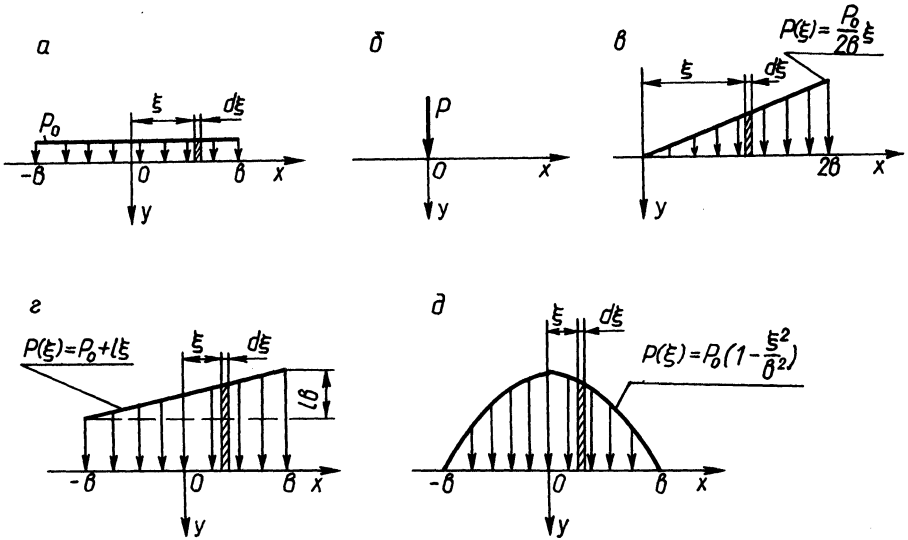


Рис. 2. Частные случаи загрузки ортотропного водонасыщенного основания:
 а – равномерно распределенная нагрузка; б – сосредоточенная; в – треугольная; г – трапециoidalная; д – параболическая нагрузка.

С л у ч а й 2. Сосредоточенная нагрузка P (рис. 2, б):

$$\sigma_y = \frac{\Upsilon P}{\pi(m^2 - n^2)} \left(\frac{ny}{x^2 + n^2y^2} - \frac{my}{x^2 + m^2y^2} \right), \quad \sigma_x = -\nu^2 \sigma_y,$$

$$\sigma_z = (-\nu^2 \mu_{zx} + \mu_{zy}) \sigma_y;$$

$$\tau_{xy} = \frac{Px}{\pi(m^2 - n^2)} \left[\frac{n(\Upsilon + m^2 - n^2)}{n^2y^2 + x^2} - \frac{m\Upsilon}{m^2y^2 + x^2} \right];$$

$$H = \frac{P}{\pi\gamma} \left(\frac{ny}{x^2 + n^2y^2} + \kappa' \pi \right),$$

где $\kappa' = 1$ для $x = 0, y = 0$ и $\kappa' = 0$ для $|x| > 0, y > 0$.

С л у ч а й 3. Треугольная нагрузка $P(\xi) = \frac{P_0}{2b} \xi$ (рис. 2, в):

$$\sigma_y = \frac{\Upsilon P_0}{2\pi(m^2 - n^2)b} \left\{ x \left[\operatorname{arctg} \frac{2nby}{n^2y^2 + (x-2b)x} - \operatorname{arctg} \frac{2mby}{m^2y^2 + (x-2b)x} \right] + \right. \\ \left. + \frac{y}{2} \left[n \ln \frac{n^2y^2 + (x-2b)^2}{n^2y^2 + x^2} - m \ln \frac{m^2y^2 + (x-2b)^2}{m^2y^2 + x^2} \right] \right\}; \\ \sigma_x = -\nu^2 \sigma_y, \quad \sigma_z = (-\nu^2 \mu_{zx} + \mu_{zy}) \sigma_y; \\ \tau_{xy} = \frac{P_0}{2\pi(m^2 - n^2)b} \left\{ \frac{x}{2} \left[m \Upsilon \ln \frac{m^2y^2 + (x-2b)^2}{m^2y^2 + x^2} - n(\Upsilon + m^2 - n^2) x \right. \right. \\ \left. \left. + \ln \frac{n^2y^2 + (x-2b)^2}{n^2y^2 + x^2} \right] + y \left[n^2(\Upsilon + m^2 - n^2) \operatorname{arctg} \frac{2nby}{x(x-2b) + n^2y^2} - \right. \right. \\ \left. \left. - m^2 \Upsilon \operatorname{arctg} \frac{2mby}{x(x-2b) + m^2y^2} \right] + 2b(m-n) [\Upsilon - n(m+n)] \right\}; \\ H = \frac{P_0}{2\pi\gamma b} \left[\frac{ny}{2} \ln \frac{n^2y^2 + (x-2b)^2}{n^2y^2 + x^2} - x \operatorname{arctg} \frac{2nby}{n^2y^2 + (x-2b)x} + \alpha \pi x \right].$$

С л у ч а й 4. Трапецидальная нагрузка $P(\xi) = P_0 + l\xi$ (рис. 2, г):

$$\sigma_y = \frac{\Upsilon}{\pi(m^2 - n^2)} \left\{ (P_0 + lx) \left(\operatorname{arctg} \frac{2nby}{x^2 - b^2 + n^2y^2} - \operatorname{arctg} \frac{2mby}{x^2 - b^2 + m^2y^2} \right) + \right. \\ \left. + \frac{ly}{2} \left[n \ln \frac{(x-b)^2 + n^2y^2}{(x+b)^2 + n^2y^2} - m \ln \frac{(x-b)^2 + m^2y^2}{(x+b)^2 + m^2y^2} \right] \right\}; \\ \tau_{xy} = \frac{1}{\pi(m^2 - n^2)} \left\{ \frac{P_0 + lx}{2} \left[m \Upsilon \ln \frac{m^2y^2 + (x-b)^2}{m^2y^2 + (x+b)^2} - n(\Upsilon + m^2 - n^2) x \right. \right. \\ \left. \left. + \ln \frac{n^2y^2 + (x-b)^2}{n^2y^2 + (x+b)^2} \right] + l \left[y(n^2(\Upsilon + m^2 - n^2) \operatorname{arctg} \frac{2nby}{n^2y^2 + x^2 - b^2} - \right. \right. \\ \left. \left. - m^2 \Upsilon \operatorname{arctg} \frac{2mby}{m^2y^2 + x^2 - b^2} \right) + (x-2b)(m-n)(n(m+n) - \Upsilon) \right] \right\}; \\ H = \frac{1}{\pi\gamma} \left[(P_0 + lx) \left(\operatorname{arctg} \frac{2nby}{x^2 - b^2 + n^2y^2} + \alpha \pi \right) + \frac{nly}{2} \ln \frac{(x-b)^2 + n^2y^2}{(x+b)^2 + n^2y^2} \right].$$

С л у ч а й 5. Параболическая нагрузка $P(\xi) = P_0 \left(1 - \frac{\xi^2}{b^2}\right)$ (рис. 2, д):

$$\sigma_y = \frac{\Gamma P_0}{\pi(m^2 - n^2)b^2} \left\{ (x^2 - b^2 - m^2 y^2) \operatorname{arctg} \frac{2mby}{x^2 - b^2 + m^2 y^2} - (x^2 - b^2 - n^2 y^2) x \right. \\ \left. + \operatorname{arctg} \frac{2nby}{x^2 - b^2 + n^2 y^2} + xy \left[m \ln \frac{(x-b)^2 + m^2 y^2}{(x+b)^2 + m^2 y^2} - n \ln \frac{(x-b)^2 + n^2 y^2}{(x+b)^2 + n^2 y^2} \right] + \right. \\ \left. + 2(m-n)by \right\};$$

$$\sigma_x = -\nu^2 \sigma_y, \quad \sigma_z = (-\nu^2 \mu_{zx} + \mu_{zy}) \sigma_y;$$

$$\tau_{xy} = \frac{P_0}{\pi(m^2 - n^2)b^2} \left\{ m \Gamma \frac{b^2 - x^2 + m^2 y^2}{2} \ln \frac{m^2 y^2 + (x-b)^2}{m^2 y^2 + (x+b)^2} - 2bx(m-n) [\Gamma - \right. \\ \left. - n(m+n)] - n(\Gamma + m^2 - n^2) \frac{b^2 - x^2 + n^2 y^2}{2} \ln \frac{n^2 y^2 + (x-b)^2}{n^2 y^2 + (x+b)^2} + 2xy [m^2 \Gamma \right. \\ \left. + \operatorname{arctg} \frac{2mby}{m^2 y^2 + x^2 - b^2} - n^2 (\Gamma + m^2 - n^2) \operatorname{arctg} \frac{2nby}{n^2 y^2 + x^2 - b^2} \right\};$$

$$H = \frac{P_0}{\pi \gamma b^2} \left[(b^2 - x^2 + n^2 y^2) \operatorname{arctg} \frac{2nby}{x^2 - b^2 + n^2 y^2} - nxy \ln \frac{(x-b)^2 + n^2 y^2}{(x+b)^2 + n^2 y^2} - \right. \\ \left. - 2nby + (b^2 - x^2) \pi \right].$$

На основании вышеприведенных формул можно вычислить распределение напряжений, смещений и фильтрационного напора в любой точке основания и построить соответствующие эпюры.

ЛИТЕРАТУРА

1. Герсеванов Н.М. Основы динамики грунтовой массы. — М., 1937. — 241 с.
2. Соболевский Ю.А. Водонасыщенные откосы и основания. — Минск, 1975. — 398 с.
3. Лехницкий С.Г. Теория упругости анизотропного тела. — М.-Л., 1950. — 299 с.
4. Мироненко В.А., Шестаков В.М. Основы гидрогеомеханики. — М., 1974. — 295 с.
5. Флорин В.А. К вопросу о гидродинамических напряжениях в грунтовой массе. — М., 1938. — 81 с.
6. Снеддон И.Н. Преобразование Фурье. — М., 1955. — 667 с.
7. Градштейн И.С., Рыжик И.М. Таблицы интегралов сумм, рядов и произведений. — М., 1963. — 1100 с.

В.В.ИВАШЕЧКИН, Б.В.САБАДАХ, канд.техн.наук,
Д.А.КОЗЛОВ, канд.техн.наук (БПИ)

ГАЗОДИНАМИЧЕСКАЯ УСТАНОВКА ДЛЯ ОЧИСТКИ ФИЛЬТРОВ ВОДОЗАБОРНЫХ СКВАЖИН ВЗРЫВОМ ВОДОРОДНО-КИСЛОРОДНОЙ СМЕСИ

В настоящее время количество пробуренных в СССР водозаборных скважин, предназначенных для целей водоснабжения, непрерывно увеличивается в связи с быстрым ростом промышленного, водохозяйственного и городского строительства. В БССР, водоснабжение которой в основном базируется на подземных водах, широко производятся буровые работы как с целью изыскания новых водозаборов, так и с целью использования уже разведанных запасов.

При роторном бурении с использованием глинистого раствора фильтры скважин и прилегающие породы могут засоряться частичками глины, образующими твердый осадок. При эксплуатации водозаборных скважин их производительность может снижаться в результате кольматации фильтров и прифильтровых зон. И в первом и во втором случае с целью интенсификации водоотбора необходимо провести комплекс мероприятий, направленных на очистку скважинных фильтров и прилегающих пород от кольматанта.

В БССР для освоения вновь пробуренных и восстановления производительности эксплуатирующихся скважин применяют гидроимпульсные методы декольматации фильтров и прифильтровых зон. Они основаны на передаче фильтрующей поверхности энергии в виде ударных волн и гидропотока знакопеременного направления (без разрушения элементов самого фильтра). В Белоруссии эксплуатируются установки для очистки фильтров электрогидравлическим способом, который основан на импульсном выделении электрической энергии в виде искрового разряда между электродами разрядника, устанавливаемого внутри фильтра [1] .

ЭГ — установка представляет собой комплекс оборудования весом около 3 т, смонтированного на базе грузового автомобиля ЗИЛ-157 К. В целом эти установки характеризуются эффективной работой при очистке фильтров. Однако высокие весогабаритные показатели, значительная стоимость, наличие опасных для жизни высоких напряжений (порядка 50×10^3 В) не позволяют их широко применять на объектах народного хозяйства. Достаточно сказать, что в СССР в 1980 г. эксплуатировалось всего 10 подобных установок с возможностью обработки не более 100 скважин в год каждая и максимальной энергией в импульсе 20 кДж.

Кафедрой "Гидравлика" Белорусского политехнического института разработана и опробована в промышленных условиях газодинамическая установка для регенерации фильтров скважин с помощью взрыва водородно-кислородной смеси, которая устраняет недостатки, присущие ЭГ-установкам, и предназначена для обработки скважин диаметром до 400 мм [2] .

На рис. 1 приведена принципиальная схема газодинамической установки, состоящей из устройства для очистки фильтров, системы электрического пи-

тания и управления. Устройство включает в себя газогенератор кислородно-водородной смеси 1 с размещенными в его полости электродами 2, крайние из которых подключены к разноименным полюсам источника тока постоянно-

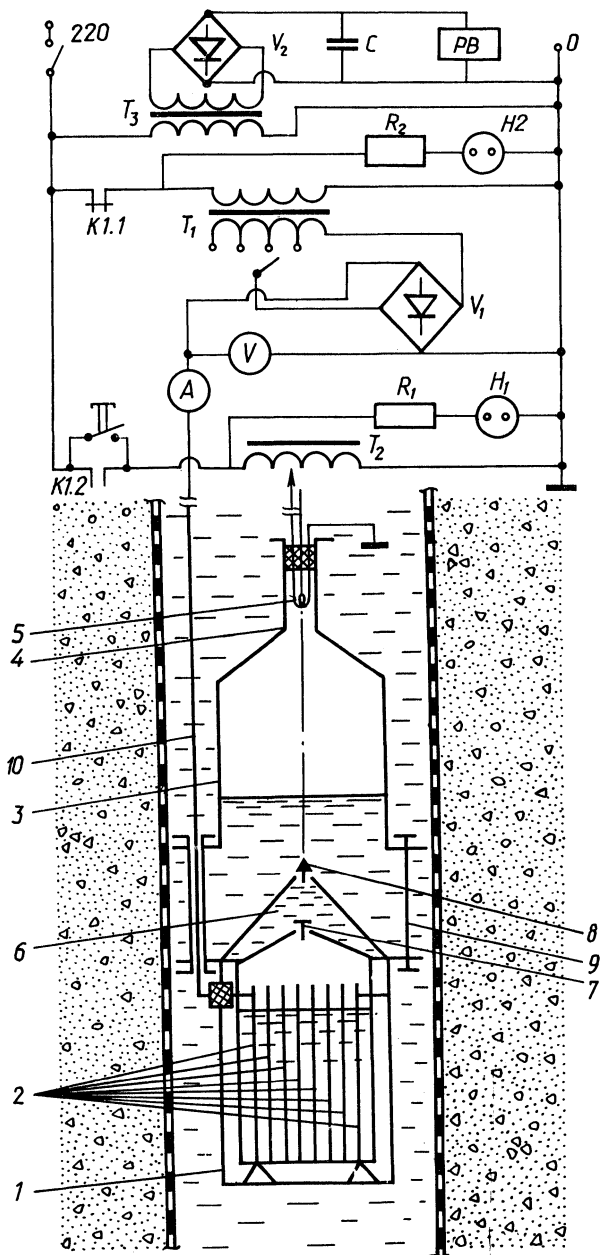


Рис. 1. Принципиальная схема газодинамической установки для регенерации фильтров скважин с помощью взрыва водородно-кислородной смеси.

го напряжения, а также взрывную камеру 3 с разгонной трубкой 4 и свечой поджига 5. Взрывная камера 3 соединена с газогенератором 1 через предохранительный затвор 6 конической формы, имеющий обратные клапаны 7 и 8. Взрывная камера жестко связана с газогенератором посредством болтов 9, один из которых полый и служит для пропуска кабеля 10.

Газогенератор предназначен для получения водородно-кислородной смеси стехиометрического состава 2:1 путем электролиза воды, находящейся в составе щелочного электролита, заполняющего полость газогенератора. Взрывная камера предназначена для накопления и взрыва водородно-кислородной смеси, поступающей сюда из газогенератора. Разгонная трубка служит для разгона нормального горения водородно-кислородной газовой смеси до детонационных скоростей, что позволяет использовать в газодинамической установке второй режим химического превращения — детонацию. Предохранительный затвор исключает возможность проскока детонации из взрывной камеры в газогенератор.

При подготовке устройства к работе газогенератор наполняется щелочным раствором КОН 20 % концентрации, взрывная камера жестко крепится болтами к газогенератору. Затем устройство на кабеле опускается в зону очищаемого фильтра вручную или с помощью лебедки. При подаче постоянного напряжения на крайние электроды газогенератора они начинают работать как монополярные, а все промежуточные как биполярные. Причем каждый промежуточный одной стороной работает как катод, а противоположный — как анод. На анодах выделяется в виде пузырьков кислород, а на катодах — водород. Кислород и водород в соотношении 1:2, барботируя через слой электролита, поступают в верхнюю часть газогенератора.

По мере накопления взрывчатой смеси давление в газогенераторе повышается, что приводит к открытию клапана и поступлению газовой смеси в полость предохранительного затвора. Далее взрывчатая смесь через клапан попадает во взрывную камеру с разгонной трубкой, откуда постепенно вытесняет воду в ствол скважины между болтами. После достижения заданного объема газовой смеси во взрывной камере электроды обесточиваются, и напряжение подается на свечу поджига, которая поджигает газовую смесь в верхней части разгонной трубки. Нормальное горение газовой смеси на участке, определяемом длиной разгонной трубки, переходит в детонацию, которая сопровождается образованием в газовой смеси ударной волны. Фронт детонации без разрушения переходит в объем взрывной камеры. В последней происходит детонация смеси. Детонационная волна, падая на границу раздела газ—вода, возбуждает в жидкости ударную волну, которая, отражаясь от конического предохранительного затвора, воздействует на фильтр и вызывает его очистку. Сопровождающий ударную волну гидропоток знакопеременного направления вымывает разрушенные осадки в ствол скважины.

При взрыве образуются водяные пары, которые, охлаждаясь, превращаются в воду. Следовательно, взрывная камера не требует специальной продувки от продуктов взрыва, и при поступлении свежих порций водородно-кислородной смеси из газогенератора можно осуществлять процесс полной очистки всего фильтра без подъема устройства на поверхность. При работе газогенератора расходуется только дистиллированная вода, входящая в состав щелочного

электролита. Расход ее незначителен и составляет 0,100 кг для получения $0,186 \text{ м}^3$ газовой смеси, приведенной к нормальным условиям.

На рис. 1 показана схема системы электрического питания и управления устройством для очистки фильтров, позволяющая осуществлять работу как в автоматическом, так и в ручном режимах.

Структурно схема состоит из 3 контуров:

1) контура питания газогенератора, содержащего трансформатор T_1 , выпрямитель V_1 и амперметр А;

2) контура питания свечи накаливания, включающего трансформатор T_2 ;

3) контура питания реле времени РВ, включающего трансформатор T_3 , выпрямитель V_2 , конденсатор С и реле времени РВ, управляющего контактами $K_{1.1}$ и $K_{1.2}$.

Система электрического питания и управления позволяет осуществлять процесс электролиза за данное время при отключенной свече поджига; при ее включении электроды газогенератора обесточиваются.

Длительность электролиза и длительность поджига регулируются в широких пределах с помощью реле времени РВ. Сила тока электролиза регулируется трансформатором T_1 , а накал свечи поджига — трансформатором T_2 .

Производительность газогенератора можно регулировать путем изменения плотности тока на его электродах при постоянном напряжении, которое не превышает безопасного напряжения при работе в сырых помещениях.

Мощность импульса газодинамической установки можно изменять в широких пределах путем накопления различных количеств газовой смеси в рабочей камере.

Мощность импульса при взрыве $0,001 \text{ м}^3$ кислородно-водородной смеси при нормальных условиях, подсчитанная по уравнению реакции водорода с кислородом с учетом диссоциации молекул водорода и водяных паров, равна 4,64 кДж.

Газодинамическая установка прошла испытания на водозаборах г. Минска. Все обработанные скважины были оборудованы проволочными фильтрами диаметром 0,250—0,300 м на перфорированном трубчатом каркасе с гравийной обсыпкой. Средняя глубина скважин $33 \div 71$ м, глубина установки фильтров $30 \div 60$ м, длина их рабочей части $10 \div 23$ м.

Последовательность операций при обработке скважин включала в себя следующий перечень: опробование скважины перед обработкой, подготовку газодинамической установки к работе, поинтервальную обработку взрывами в режиме детонации через 0,50 м, опробование скважины с целью оценки результатов обработки.

Спуск устройства осуществлялся с помощью лебедки на каротажных кабелях. Масса спускаемого устройства составляла 25 кг, масса системы электрического питания и управления, в состав которой входил бытовой сварочный трансформатор ТД-101, — 30 кг.

Мощность импульсов регулировалась путем изменения количества подрываемой водородно-кислородной смеси во взрывной камере общим объемом $0,001 \text{ м}^3$. Расположение фильтров на глубине более 30 м позволяло запастись в камере не менее $0,004 \text{ м}^3$ газовой смеси, приведенной к нормальным условиям.

Максимальная производительность используемого в работе газогенератора кислородно-водородной смеси в комплекте с трансформатором ТД-101 составляла 0,001 м³/мин, что давало возможность осуществлять взрывы мощностью 18 кДж с интервалом в 4 мин.

В принципе же применение более мощного трансформатора с газогенератором, соответствующим ему по площади электродов, позволит повысить производительность работ при очистке фильтров. Применение газогенератора, по своим параметрам потребления электроэнергии близкого к промышленному, даст возможность затрачивать 14,1 кВт на получение 0,001 м³/с кислородно-водородной смеси.

В табл. 1 приведены данные об эффективности восстановления производительности скважин г.Минска с помощью газодинамической установки. Обработка скважин позволила увеличить их удельный дебит по сравнению с дебитом до обработки в 1,55—2,22 раза.

Таким образом, разработанная газодинамическая установка выгодно отличается от используемой в настоящее время электрогидравлической установки простотой конструкции, значительно меньшими весогабаритными показателями, низкой себестоимостью и безопасностью в эксплуатации.

При работе в фильтрах, установленных на значительных глубинах, для

Т а б л и ц а 1

Результаты обработки артезианских скважин г.Минска

Объект	Производительность до восстановления, м ³ /ч	Производительность после восстановления, м ³ /ч	Прирост восстановления, м ³ /ч	Удельный дебит, м ³ /ч		Увеличение удельного дебита, раз	Продолжительность прострелочных работ, ч
				перед обработкой	после обработки		
"Боровляны", станция № 5, скважина № 6	25,0	42,0	17,0	1,4	2,4	1,71	2,5
"Зеленовка", станция № 3, скважина № 21	60,0	65,5	5,5	4,3	8,2	1,91	2,5
"Камвольный комбинат", скважина № 13	31,0	46,0	15,0	2,7	4,2	1,55	1,0
"Новинки", станция № 1, скважина № 20	75,4	84,0	8,6	5,4	12,0	2,22	1,5
Водонасосная станция № 1, скважина № 17	31,0	60,0	29,0	—	—	—	1,5
Водонасосная станция № 5, скважина № 29	14,0	25,0	11,0	—	—	—	1,5

очистки которых необходимы импульсы высокой мощности, газодинамическая установка позволяет получать их путем увеличения времени электролиза, накапливая необходимое количество газовой смеси.

Испытания газодинамической установки в промышленных условиях позволили увеличить удельный дебит обрабатываемых скважин в среднем в 1,9 раза по сравнению с удельным дебитом до обработки.

ЛИТЕРАТУРА

1. Романенко В.А. Электрофизические способы восстановления производительности водозаборных скважин. — Л., 1980. — Л., 1980. — 79 с. 2. А.с. 977712. (СССР) Устройство для очистки фильтровой трубы скважины/Козлов Д.А., Ивашечкин В.В., Матвейко Н.П. — Оpubл. в Б.И., 1982, № 44, с. 122.

УДК 532.528:666.972

И.В.КАРПЕНЧУК, И.В.ПОВОРОТНЫЙ,
А.В.КАРПЕЧЕНКО (БПИ)

АКТИВАЦИЯ ВОДЫ ЗАТВОРЕНИЯ БЕТОННОЙ СМЕСИ ГИДРОДИНАМИЧЕСКОЙ КАВИТАЦИЕЙ

В последнее время при приготовлении бетонных смесей с целью повышения их характеристик находят применение безреагентные методы активации составляющих компонентов. Наиболее известны и используются в промышленности и научных исследованиях электрогидравлическая, магнитная, фотохимическая обработки материалов [1]. Специфические свойства жидких сред позволяют применять к ним методы воздействия, которые невозможно использовать для твердых веществ и газов.

Наряду с приведенными методами активации в различных технологических процессах используются устройства, где основным фактором воздействия является кавитация [2].

Возникновение кавитации связано с флуктуациями плотности среды. Адиабатические флуктуации плотности — случайные локальные сгущения в жидкости при распространении в ней продольных звуковых волн (акустическая кавитация). Кроме того, адиабатические флуктуации плотности возникают в тех случаях, когда векторы скоростей движения нескольких частиц вещества случайно направлены к центру малого объема жидкости (сжатие), либо от центра (разрежение), в результате чего в жидкости периодически образуются и схлопываются каверны [1]. Плотность среды значительно меняется: от плотности насыщенного пара до плотности жидкости. Постоянное возникновение и разрушение каверн приводит к непрерывным фазовым превращениям вещества по схеме жидкость—пар—жидкость. Схлопывание каверн сопровождается распространением сферических волн в жидкости, пульсациями давления аналогично действию микровзрывов.

Таким образом, при возникновении и развитии кавитации жидкость подвергается многостороннему воздействию. Появление дефектов в квазекристаллической структуре жидкой фазы вызывает изменение ее свойств [1].

Авторами данной статьи проводились исследования воздействия гидродинамической кавитации на изменение электропроводности воды, используемой для затворения бетонной смеси. Опыты осуществлялись на кавитационной установке, представленной на рис. 1. В состав ее входят гидравлический насос 1 с регулируемой подачей от тиристорного электропривода, кавитирующий элемент 7, дроссели 4, 9, гидробак 10, предохранительное устройство 2, предназначенное для ограничения давления в гидрелиниях системы, гидроаккумулятор 3. Параметры кавитационного течения регистрировались при помощи манометров 5, 8 и вакуумметра 6. В качестве кавитирующего элемента использовалось устройство, выполненное по типу трубы Вентури с углами конусности конфузора $\alpha_k = 25^\circ$ и диффузора $\alpha_d = 8,5^\circ$, диаметром узкого сечения $d_c = 4,3$ мм. Контрольный объем воды (200 л) подвергался кавитационной обработке при расходе через кавитирующий элемент $Q = 1,06; 1,17$ л/с и параметре кавитации $K = 0,125;$

тор 3. Параметры кавитационного течения регистрировались при помощи манометров 5, 8 и вакуумметра 6. В качестве кавитирующего элемента использовалось устройство, выполненное по типу трубы Вентури с углами конусности конфузора $\alpha_k = 25^\circ$ и диффузора $\alpha_d = 8,5^\circ$, диаметром узкого сечения $d_c = 4,3$ мм. Контрольный объем воды (200 л) подвергался кавитационной обработке при расходе через кавитирующий элемент $Q = 1,06; 1,17$ л/с и параметре кавитации $K = 0,125;$

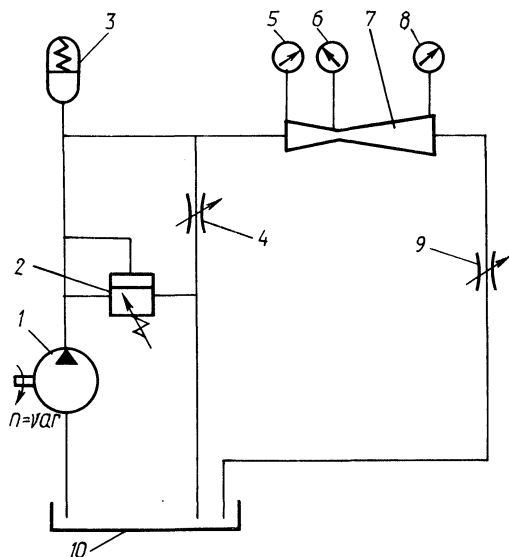


Рис. 1. Гидравлическая схема стенда высокого давления.

0,140. Параметр кавитации определялся как P_2/P_1 , где P_2 — давление на выходе кавитирующего устройства; P_1 — давление на входе в него.

Через каждые 5 мин работы установки из бака 10 брались пробы воды, и кондуктометрическим методом [3] при помощи моста переменного тока P5058 определялась ее электропроводность (рис. 2).

Для определения влияния обработки кавитацией воды затворения на прочность бетона приготавливались стандартные бетонные образцы на активированной и обычной воде. В процессе приготовления образцов было отмечено увеличение подвижности (осадки конуса) бетонной смеси, затворенной в воде, обработанной кавитацией. Ее уплотнение осуществлялось на вибростоле и центрифуге; набор прочности образцов происходил в воде и в пропарочных камерах в соответствии с требованиями [4, 5]. Результаты сравнительных испытаний стандартных бетонных образцов на сжатие представлены в табл. 1.

Эксперименты показали, что в случае применения воды затворения, обработанной кавитацией, прочность образцов возрастает в среднем на $12 \div 14\%$, а подвижность бетонной смеси — на 67% .

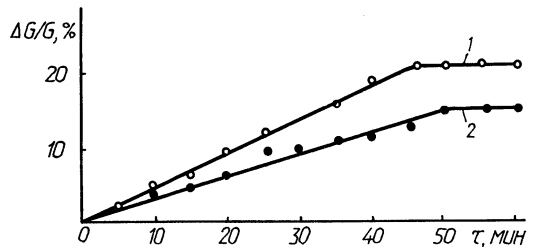
Для определения времени, в течение которого обработанная вода сохраняет приобретенные свойства, приготавливались стандартные образцы на активированной воде через сутки после ее обработки. Их испытания показали, что увеличения прочности, а также подвижности бетонной смеси не происходило.

Изменение характеристик бетонной смеси и стандартных образцов при кавитационной обработке воды

Вид бетона	Но-мер образ-ца	Уплотнение на вибростоле				Но-мер образ-цов	Уплотнение на центрифуге	
		$R_{сж}$, МПа	$\Delta R_{сж}/R_{сж}$, %	ОК, см	$\Delta ОК/ОК$, %		$R_{сж}$, МПа	$\Delta R_{сж}/R_{сж}$, %
Бетон, пригото-вленный на обыч-ной воде	1	29,4	—	3	—	1	31,1	—
	2	29,5	—	3	—	2	34,9	—
	3	28,7	—	3	—	3	32,1	—
Среднее значение		29,2	—	3	—		32,0	—
Бетон, пригото-вленный на воде, обработанной кавитацией	1	33,5	15	5	67	1	37,7	18
	2	32,7	12	5	67	2	35,5	11
	3	32,2	10	5	67	3	36,6	14
Среднее значение		32,8	12	5	67		36,6	14

Рис. 2. Изменение электропроводности воды в зависимости от времени обработки контрольного объема:

1 — о — $Q = 1,16$ л/с, $K = 0,125$;
 2 — ● — $Q = 0,95$ л/с, $K = 0,14$.



Анализ результатов проведенных экспериментов позволяет сделать следующие выводы:

1. Кавитационная обработка воды затворения бетонной смеси повышает прочность бетона на сжатие на 12÷14 %.

2. Использование воды, обработанной кавитацией, более чем на 50 % увеличивает пластичность бетонной смеси, что позволяет значительно сократить сроки укладки и энергозатраты на ее уплотнение.

3. Для кавитационной обработки воды не требуется сложного и дорогостоящего оборудования по сравнению с другими методами активации.

ЛИТЕРАТУРА

- Шахпаронов М.И. Механизмы быстрых процессов в жидкостях. М., 1980. — 352 с.
- Козлов Д.А., Карпенчук И.В. Возникновение и развитие кавитации в устройствах типа трубки Вентури при высоких статических давлениях. — В кн.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1982, вып. 12, с. 82–92.
- Унифицированные методы анализа вод/Под ред. Ю.Ю.Лурье. — М., 1973. — 376 с.

4. ГОСТ 10180–78. Бетоны. Методы определения прочности на сжатие и растяжение: Введ. 01.01.81. – В кн.: Бетон и железобетонные изделия, с. 78–102. 5. ГОСТ 10181–76. Бетоны. Методы определения подвижности и жесткости: Введ. 01.01.77. – Там же, с.108–125.

УДК 628.143.001.2

В.П.СТАРИНСКИЙ, канд.техн.наук (БПИ)

О НАЗНАЧЕНИИ ДИАМЕТРА РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНЫХ ЛИНИЙ ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ

Известно, что при проектировании водопроводных сетей диаметры распределительных линий технико-экономически не обосновываются, а назначаются из условия обеспечения возможности пропуски по ним расчетных пожарных расходов воды. При этом минимальные значения диаметров этих линий рекомендуется принимать равными 100 или 75 мм, соответственно, для водопроводов городских населенных пунктов и промышленных предприятий, объединенных с противопожарным водопроводом, и сельских населенных пунктов [1, 2]. Несмотря на кажущуюся простоту и ясность этих рекомендаций, они являются все же недостаточными. В частности, в них отсутствуют указания относительно принятия расчетной схемы отбора воды из распределительных линий сети в период пожара, которая оказывает существенное влияние на величину диаметра линий, а также указания по учету места расположения распределительных линий в сети и условий обеспечения их напорами от магистральных линий.

В связи с изложенным попытаемся рассмотреть этот вопрос более подробно. На рис.1 показана одна из наиболее вероятных расчетных схем отбора воды из распределительной линии, предусматривающая сосредоточенный отбор на линии расчетного пожарного расхода воды $Q_{\text{пож}}$ и равномерно распределенный по линии отбор q на хозяйственно-питьевые нужды населения. При этом учитываются возможные снижения напоров в узлах магистральных линий из-за интенсификации работы сети в период пожаротушения.

Принимая во внимание, что в общем случае распределительная линия не горизонтальна и в своих концах имеет неравные напоры ($I_{\text{л}} \neq 0$ и $H_1 \neq H_2$), условие подачи воды перечисленным потребителям при необходимости поддержания в линии у очага пожара минимально допустимого напора (10 м) представится следующей системой равенств:

$$\begin{aligned} \Delta h_{1\text{п}} &= z_1 + \xi_{1\text{п}} H_1 - (z_1 - I_{\text{л}} l_1 + 10) = \xi_{1\text{п}} H_1 + I_{\text{л}} l_1 - 10 = \\ &= H_{1\text{п}} + I_{\text{л}} l_1 - 10; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta h_{2\text{п}} &= z_2 + \xi_{2\text{п}} H_2 - (z_2 + I_{\text{л}} l_2 + 10) = \xi_{2\text{п}} H_2 - I_{\text{л}} l_2 - 10 = \\ &= H_{2\text{п}} - I_{\text{л}} l_2 - 10; \end{aligned}$$

$$Q_y = Q_{\text{узл}} + Q_{\text{пож}} = 0,5(l_1 + l_2)q + Q_{\text{пож}}$$

где z_1 и z_2 — отметки поверхности земли в начале и конце распределительной линии; l_1 и l_2 — расстояние от начала и конца этой линии до места отбора из нее воды на нужды пожаротушения; l — общая длина линии; $I_{\text{л}}$ — геометрический уклон линии; H_1 и H_2 — напоры в начале и конце линии при их расчетном режиме работы в момент подачи потребителям максимального хозяйственно-питьевого расхода воды; $H_{1\text{п}}$ и $H_{2\text{п}}$ — эти же напоры в период пожаротушения; $\xi_{1\text{п}}$ и $\xi_{2\text{п}}$ — коэффициенты снижения напоров H_1 и H_2 в момент тушения пожара.

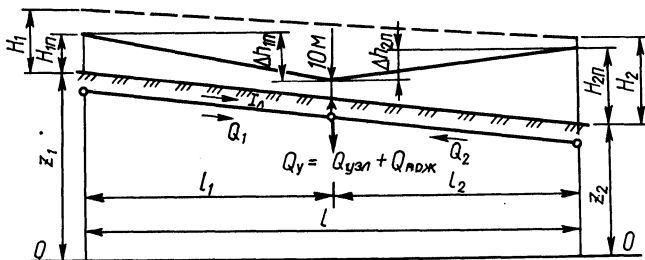


Рис. 1. Схема напоров в распределительной линии сети при расчетном отборе из нее воды в период пожаротушения.

Если выразить $\Delta h_{1\text{п}}$ и $\Delta h_{2\text{п}}$ через определяющие их величины, используя приведенные в [3] зависимости, получим

$$\Delta h_{1\text{п}} = \frac{c}{d^m} l_1 Q_1^\beta \quad \text{и} \quad \Delta h_{2\text{п}} = \frac{c}{d^m} l_2 Q_2^\beta, \quad (1)$$

где c — коэффициент, характеризующий гидравлические свойства используемых труб; d — искомый диаметр распределительной линии; m — показатель степени, определяющий величину коэффициента гидравлического сопротивления труб; Q_1 и Q_2 — расчетные расходы воды на выделенных участках рассматриваемой распределительной линии; β — показатель степени при Q в гидравлической характеристике линии.

Из выражений (1) следует, что

$$Q_1 = \left(\frac{\Delta h_{1\text{п}} d^m}{c l_1} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad \text{и} \quad Q_2 = \left(\frac{\Delta h_{2\text{п}} d^m}{c l_2} \right)^{\frac{1}{\beta}}$$

Поскольку $Q_1 + Q_2 = Q_y = 0,5q_l + Q_{\text{пж}}$, можно записать, что

$$0,5q_l + Q_{\text{пж}} = \left[\left(\frac{\Delta h_{1\text{п}}}{c l_1} \right)^{\frac{1}{\beta}} + \left(\frac{\Delta h_{2\text{п}}}{c l_2} \right)^{\frac{1}{\beta}} \right] m^{\frac{m}{\beta}}$$

Отсюда искомый диаметр распределительной линии, способный пропустить к очагу пожара расчетный пожарный расход воды $Q_{\text{пж}}$, должен быть равен

$$d = \left[\frac{c(0,5ql + Q_{\text{пож}})}{\frac{\Delta h_{1\text{п}}}{1} \frac{1}{\beta} + \frac{\Delta h_{2\text{п}}}{1} \frac{1}{\beta}} \right]^{\beta/m} = \left[\frac{c(0,5ql + Q_{\text{пож}})}{\frac{1}{I_1^\beta} + \frac{1}{I_2^\beta}} \right]^{\beta/m} =$$

$$= \left(\frac{c(0,5ql + Q_{\text{пож}})}{\left(\frac{H_{1\text{п}} + I_{\text{п}} I_1 - 10}{I_1} \right)^{1/\beta} + \left(\frac{H_{2\text{п}} - I_{\text{п}} I_2 - 10}{I_2} \right)^{1/\beta}} \right)^{\beta/m}, \quad (2)$$

где I_1 и I_2 – гидравлические уклоны в линии на ее участках l_1 и l_2 .

Из выражения (2) следует, что требуемая величина диаметра распределительных линий сети из условия обеспечения пропуска по ним расчетных пожарных расходов воды зависит не только от величины последних, но и от условий работы линий, а также от места их расположения в сети. Поэтому в каждом отдельном случае для этих линий необходимо искать то сочетание величин $H_{1\text{п}}$, $H_{2\text{п}}$, l_1 и l_2 , при котором диаметр получается наибольший.

Решить эту задачу можно из условия, что при максимуме d первые производные от выражения (2) по величинам $H_{1\text{п}}$, $H_{2\text{п}}$, l_1 и l_2 должны быть равны нулю, а вторые – отрицательными. Но использование этого метода анализа трудоемко. Поэтому попытаемся решить задачу несколько иным путем. Например, используем то обстоятельство, что при обычных условиях работы водопроводных сетей наиболее трудной является задача подачи воды в точки распределительных линий, расположенные на середине их длины. Кроме того, пренебрежем влиянием $I_{\text{п}}$ на d ввиду его малости. Тогда при $I_{\text{п}} = 0, l_1 = l_2 = 1:2$ и $\Pi_{1\text{п}} = \Pi_{2\text{п}} = \Pi_{\text{п}}^0$ получим:

$$d = \left[\frac{c(0,5ql + Q_{\text{пож}})}{2 \left(\frac{\Pi_{\text{п}}^0 - \Pi_{\text{п}}}{1} \right)^{1/\beta}} \right]^{\beta/m} = \left[\frac{c(0,5ql + Q_{\text{пож}})}{2 I_{\text{п}}^{1/\beta}} \right]^{\beta/m},$$

где $I_{\text{п}}$ – предельно допустимый для данной линии гидравлический уклон в период пожаротушения (в обеих половинах линии); $\Pi_{1\text{п}}$, $\Pi_{2\text{п}}$ и $\Pi_{\text{п}}^0$ – пьезометрические отметки в начале и конце линии при пожаротушении.

Если $I_{\text{п}}$ выразить через пьезометрические отметки в соответствующих

точках линии, представив его как $I_{\text{п}} = \frac{\Pi_{\text{п}}^0 - \Pi_{\text{п}}}{1:2} = 2(\Pi_{\text{п}}^0 - \Pi_{\text{п}}):1$, получим

$$d = \left[\frac{c(0,5ql + Q_{\text{пож}})}{2^{1+1/\beta} \left(\frac{\Pi_{\text{п}}^0 - \Pi_{\text{п}}}{1} \right)^{1/\beta}} \right]^{\beta/m} = \left[\frac{c(0,5ql + Q_{\text{пож}}) l^{1/\beta}}{2^{1+1/\beta} (\Pi_{\text{п}}^0 - \Pi_{\text{п}})^{1/\beta}} \right]^{\beta/m}.$$

Значения $\Pi_{\text{п}}^{\circ}$ для рассматриваемых линий получают в результате гидравлического расчета магистральной сети на режим пожаротушения, а $\Pi_{\text{п}}$ находят как $z_{\text{п}} + 10$ ($z_{\text{п}}$ — отметка земли в точке рассматриваемого пожара). Поскольку фактические значения $\Pi_{\text{п}}^{\circ}$ несколько выше расчетных вследствие определенного участия в работе в сети ее распределительных линий, то найденная величина d определена с некоторым обычно небольшим запасом, который зависит от роли распределительных линий сети в обеспечении ее пропускной способности.

Удельный расход воды ($\text{м}^2/\text{с}$) в линиях определяют по формуле $q = 1,157 \cdot 10^{-4} B \nu w K_{\text{max}} k_{\text{max}}$, где B — расстояние между распределительными линиями в рассматриваемом районе, м; ν — плотность населения, чел/га; K_{max} — максимальный коэффициент суточной неравномерности водопотребления; k_{max} — максимальный коэффициент часовой неравномерности водопотребления; w — норма водопотребления населения, л/чел·сут.

Значения $Q_{\text{пож}}$ определяют в соответствии с рекомендациями [2].

Таким образом имеется возможность определять диаметры распределительных линий с полным учетом условий их работы и места расположения в сети.

ЛИТЕРАТУРА

1. А б р а м о в Н.Н. Водоснабжение. — М., 1982. — 440 с.
2. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. — М., 1975. — 145 с.
3. Ш е в е л е в Ф.А. Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных, пластмассовых и стеклянных водопроводных труб. — М., 1973. — 113 с.

СОДЕРЖАНИЕ

Волчек Ю.К. Обезвреживание осадков городских сточных вод методом биотермической переработки совместно с твердыми бытовыми отходами	3
Гатилло П.Д., Овсяников В.Г., Одинец А.Н., Воробьев А.В. Совершенствование системы водообеспечения Солигорского промышленного района за счет повторного использования сточных вод	7
Дрозд В.В., Петлицкий Е.Е. Применение статистических критериев к анализу однородности гидрологических рядов	16
Алтышуль А.Х., Усенко В.С. Гидрогеологическое обоснование и экспериментальное опробование водозабора в районе Цнянско-Слепянской водной системы	20
Гатилло С.П., Филиппович И.В. Регулирование уровней воды в мелиоративных каналах при помощи вопопропускных сооружений с водосливной стенкой	26
Закржевский П.И. Расчет систематического дренажа в проницаемом слое над относительным водоупором при напорном и инфильтрационном питании. . .	30
Пищечный Г.А. Нестационарная плановая фильтрация воды к горизонтальному дренажу в двухслойном грунте	34
Авдонькин А.Ф., Зейдаль К.Ф., Свистунов В.К. Расчет струйного рыбонасоса с кольцевым соплом	41
Сурма Н.В. Исследование распределения осредненного давления на боковых поверхностях плит креплений нижнего бьефа	45
Богославчик П.М. Исследование транспортирующей способности потока при размысе плотин из песчаных грунтов	48
Левкевич Е.М. Исследование берегозащитного действия подводных волноломов типа тонкой стенки	52
Левкевич В.Е. Лабораторные исследования деформации берегов, сложенных грунтами с повышенной степенью неоднородности.	57
Добролюбов А.И. О переносе жидкости одиночной поверхностной волной	61
Великевич П.А., Коваленко Э.П. О некоторых закономерностях переноса тепла, концентраций примесей и количеств движений турбулентными потоками.	66
Рогонович В.П., Войтеховская Э.А., Бампи С.А., Осипович А.А., Шехурдина Л.И. Экспериментальное исследование водного режима водотока при неравномерном и неустановившемся движениях	69
Азанович А.Л. Математическое моделирование движения воды в реке Орессе для улучшения управления ее водным режимом	73
Шнипов Ф.Д. К расчету трехмерного поля осредненных скоростей в однородных по длине потоках трапециoidalного сечения	76
Богданович М.И. Анализ влияния неравномерности и нестационарности движения на распределение продольных осредненных скоростей.	81
Станкевич А.П. Расчет неравномерного движения воды в системах водотоков с протоками	85
Щербakov Г.А., Жибуртович К.К. Определение водоотдачи песчаных грунтов по данным гранулометрического состава	88
Круглов Г.Г. Исследование коагуляции трубофильтров, изготовленных на песчаном заполнителе.	94
Соболевский Ю.А., Аль-Джауabri Ф.И. Действие полосовой мгновенной нагрузки на водонасыщенное основание при двух случаях граничных условий	99
Соболевский С.В. Расчет напряжений и напорной фильтрационной функции в анизотропном водонасыщенном основании в начальный период приложения внешней нагрузки.	103
Ивашечкин В.В., Сабадах Б.В., Козлов Д.А. Газодинамическая установка для очистки фильтров водозаборных скважин взрывом водородно-кислородной смеси	114
Карпенчук И.В., Поворотный И.В., Карпеченко А.В. Активация воды затворенка бетонной смеси гидродинамической кавитацией	119
Старинский В.П. О назначении диаметра распределительных линий водопроводной сети	122

РЕФЕРАТЫ

УДК 628.334

В о л ч е к Ю.К. Обезвреживание осадков городских сточных вод методом биотермической переработки совместно с твердыми бытовыми отходами. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с. 3–7.

Рассматривается один из эффективных и экономичных способов обезвреживания осадков городских сточных вод с целью утилизации в качестве удобрения — биотермическая переработка совместно с твердыми бытовыми отходами в биобарабанах. Описана технология переработки отходов, приведены результаты экспериментальных исследований и основные технологические параметры процесса. Показаны преимущества рассматриваемого способа обезвреживания осадков. — Ил. 1. Табл. 2. Библиогр. 4.

УДК 628.179+628.221.2+628.315+628.36] (476)

Совершенствование системы водообеспечения Солигорского промышленного района за счет повторного использования сточных вод/П.Д.Гатило, В.Г.Овсяников, А.Н.Одинец, А.В.Воробьев. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с. 7–16.

Анализируются условия перевода технического водоснабжения промышленности района на использование биологически очищенных и доочищенных стоков дождевой и промбытовой канализаций, а также биологически очищенных стоков этих канализаций для водообеспечения осушительно-увлажнительных гидромелиоративных систем или же направления этих стоков на сельскохозяйственные поля орошения. В данных условиях выделенную для сельскохозяйственного использования часть стоков рекомендуется направить на ЗПО.

Рассматриваются вопросы определения регулирующих емкостей на дождевой канализации.

Разрабатывается схема совместной очистки сточных вод дождевой канализации с промбытовыми стоками.

Указываются ожидаемые эффекты осуществления предлагаемых решений. — Ил. 2. Библиогр. 17.

УДК 556.047:556.18

Д р о з д В.В., П е т л и ц к и й Е.Е. Применение статистических критериев к анализу однородности гидрологических рядов. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с. 16–19.

Рассмотрен опыт применения параметрических и непараметрических критериев к анализу однородности рядов стока. Сделан вывод о целесообразности использования для проверки однородности гидрологических рядов непараметрических критериев. — Табл. 1. Библиогр. 10.

УДК 628.112.3./113.2

А л ь т ш у л ь А.Х., У с е н к о В.С. Гидрогеологическое обоснование и экспериментальное опробование лучевого водозабора в районе Цянско-Слепянской водной системы. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с. 20–25.

По материалам полевых изысканий и электрического моделирования охарактеризованы гидрогеологические условия участка под наливное водохранилище. Фильтрационные потери из водохранилища в количестве $0,54 \text{ м}^3/\text{с}$ обеспечивают формирование в пределах зоны аэрации грунтового потока мощностью до 15 м. Предложен перехват фильтрационного потока путем строительства лучевого водозабора. Приведены методика и результаты экспериментального опробования лучевого водозабора производительностью $10,2 \text{ тыс. м}^3/\text{сут}$ и установлены возможности доведения дебита до $33 \text{ тыс. м}^3/\text{сут}$. – Ил.3.

УДК 626.823.92

Г а т и л л о С.П., Ф и л и п п о в и ч И.В. Регулирование уровней воды в мелиоративных каналах при помощи водопропускных сооружений с водосливной стенкой. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с.26–30.

Обосновывается возможность регулирования уровня режима мелиоративных каналов при помощи водопропускных сооружений с водосливной стенкой на входе.

Приводится методика гидравлического расчета таких сооружений. – Табл. 2. Библиогр. 12

УДК 626.86

З а к р ж е в с к и й П. И. Расчет систематического дренажа в проницаемом слое над относительным водоупором при напорном и инфильтрационном питании. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с.30–34.

Поставлена задача и выведены зависимости для расчета расстояния между дренами при грунтово-напорном и инфильтрационном питании и нормированного параметра перетекания. Дана методика определения последнего по режимным наблюдениям за дренажным стоком и уровням грунтовых вод. – Ил. 2. Табл. 2. Библиогр. 1.

УДК 631.432:626.86

П и с е ц к и й Г.А. Нестационарная плановая фильтрация воды к горизонтальному дренажу в двухслойном грунте. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с.34–40.

Рассмотрено решение плановой задачи о нестационарной фильтрации воды в двухслойном грунте, в котором проницаемость верхнего слоя значительно меньше проницаемости нижнего. Для таких условий предполагаются справедливыми предпосылки перетекания. Учитываются гравитационная емкость на свободной поверхности, упругая – в нижнем слое, а также питание как со стороны поверхности, так и со стороны нижележащего напорного горизонта.

Исходная, линеаризованная, по Шестакову, система уравнений движения воды решается методом интегральных преобразований при граничных условиях первого рода. Приводятся зависимости по определению динамики уровней грунтовых вод в верхнем слое. – Ил. 1. Библиогр. 6.

УДК 532.542.4

А в д о н ь к и н А.Ф., З е й д а л ь К.Ф., С в и с т у н о в В.К. Расчет струйного рыбонасоса с кольцевым соплом. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с.41–45.

Излагается методика расчета струйного рыбонасоса с кольцевым соплом. Приводится пример его расчета по предлагаемой методике. Дается сравнение полученных расчетных величин при проектировании рыбонасоса с экспериментальными характеристиками опытного образца. – Ил. 3. Библиогр. 3.

Сурма Н.В. Исследование распределения осредненного давления на боковых поверхностях плит креплений нижнего бьефа. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с.45–48.

Приведены результаты лабораторных исследований распределения давлений на стенках поперечных швов между плитами. Значения коэффициентов горизонтального гидродинамического давления в зависимости от скоростного напора и относительной ширины шва распределяются по закону гиперболы. – Ил. 2. Табл. 1. Библиогр. 7.

УДК 627.824

Богославчик П.М. Исследование транспортирующей способности потока при размыве плотин из песчаных грунтов. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с.48–52.

В результате сопоставления данных лабораторных исследований с результатами расчетов по известным из динамики русловых потоков формулам получен вид уравнения расхода наносов в условиях размыва плотин при переливе. – Ил. 2. Табл. 1. Библиогр.10.

УДК 627.5

Левкевич Е.М. Исследование берегозащитного действия подводных волноломов типа тонкой стенки. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып.14, с. 52–56.

Излагаются результаты лабораторных исследований берегозащитного действия подводных волноломов типа тонкой стенки. Исследования проводились в волновом лотке на размываемой модели грунтового откоса при различном расположении волноломов.

Даны рекомендации по расположению волноломов на откосе для получения наилучшего берегозащитного эффекта. Приведены конструктивные схемы простейших волноломов для условий малых водохранилищ. – Ил. 2. Табл. 1. Библиогр. 5.

УДК 627.87

Левкевич В.Е. Лабораторные исследования деформации берегов, сложенных грунтами с повышенной степенью неоднородности. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с.57–61.

Приводятся результаты лабораторных исследований размыва и деформации откосов волнением. Анализируется механизм разрушения откосов при различных условиях неоднородности и структуры абрадируемых грунтов. – Ил. 3. Табл. 2. Библиогр. 6.

УДК 551.466.61

Добролюбов А.И. О переносе жидкости одиночной поверхностной волной. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с. 61–65.

Решается задача нахождения скоростей и расходов жидкости, осуществляемых бегущими поверхностными волнами. Показано, что бегущие одиночные волны на поверхности водоема переносят воду в направлении движения волн в количестве, равном объему гребня волны, а движение частиц воды носит шаговый ("эстафетно-последовательный") характер.

Приводится теоретический расчет волнового переноса и описывается экспериментальная установка, при помощи которой подтверждены теоретические выводы о направлении и характере волнового переноса жидкости. Высказывается гипотеза о западном переносе вод приливными волнами. – Ил. 2. Библиогр. 5.

УДК 532.517.04

Великевич П.А., Коваленко Э.П. О некоторых закономерностях переноса тепла, концентраций примесей и количеств движения турбулентными потоками. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с. 66–69.

Устанавливается существование общей зависимости изменения переноса тепла, концентраций примесей и количеств движений на стенках каналов с дискретной турбулизацией потока при вынужденной конвекции в определенном диапазоне соотношений размеров и расположений турбулизаторов. — Библиогр. 4.

УДК 532.543

Экспериментальное исследование водного режима водотока при неравномерном и неустановившемся движениях/В.П.Рогунович, Э.А.Войтеховская, С.А.Бампи и др. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с. 69–73.

Приводятся результаты экспериментального изучения распределения скоростей, уровней и расходов на участке р.Орессы при неравномерном и неустановившемся движениях. Даны описание экспериментального участка, методика проведения опытов и обработки результатов измерений. — Табл. 3. Библиогр. 2.

УДК 532.5013

Азанович А.Л. Математическое моделирование движения воды в реке Орессе для улучшения управления ее водным режимом. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с.73–76.

Предлагается методика улучшения управления водным режимом реки Орессы на основе математического моделирования движения воды в ней. Поставленная задача в первом приближении решается на основе расчета неравномерного движения воды в системе. — Ил. 2. Библиогр. 4.

УДК 532.517.4

Шнипов Ф.Д. К расчету трехмерного поля осредненных скоростей в однородных по длине потоках трапецеидального сечения. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с.76–81.

Представлены основные положения расчета распределения по сечению прямолинейных трапецеидальных каналов продольных и поперечных осредненных скоростей. В качестве исходных использованы уравнения Рейнольдса. Обосновывается метод их замыкания. Формулируются краевые задачи для соответствующих дифференциальных уравнений в частных производных второго порядка и обосновывается численный метод их решения. Полученная система разностных уравнений решается методом матричной прогонки. — Библиогр. 8.

УДК 626.824

Богданович М.И. Анализ влияния неравномерности и нестационарности движения на распределение продольных осредненных скоростей. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с. 81–85.

На основании анализа экспериментальных исследований показано, что распределение скоростей в области изотакси средней скорости равномерных и неравномерных потоков не имеет существенных отличий. В нестационарных неплоских потоках такие отличия достигают 5–6 %. — Ил. 3. Библиогр. 11.

УДК 532.543

Станкевич А.П. Расчет неравномерного движения воды в системах водотоков с протоками. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с.85–87.

Предлагается метод расчета неравномерного движения воды как для одного водотока, так и для их системы. Рассматривается случай наличия в системе водотоков проток. Поставленная задача решается методом последовательных приближений. — Ил. 1. Библиогр. 5.

УДК 626.8:624.131.6

Щербakov Г.А., Жибуртович К.К. Определение водоотдачи песчаных грунтов по данным гранулометрического состава. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с.88–93.

Излагаются методика и результаты исследований по оценке емкостных параметров песчаных грунтов по данным анализа гранулометрического состава.

На основе применения методов планирования эксперимента получена интерполяционная формула в виде полинома второго порядка для количественной оценки предельных значений коэффициента водоотдачи μ_{II} песчаных грунтов в функции от характерного диаметра d_{10} и коэффициента неоднородности U .

Приведена номограмма для определения μ_{II} по предлагаемой расчетной зависимости. — Ил. 3. Табл. 3. Библиогр. 9.

УДК 627.8.034

Круглов Г.Г. Исследование кольтмации трубофильтров, изготовленных на песчаном заполнителе. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып.14, с. 94–98.

Приведены результаты лабораторных исследований кольтмации трубофильтров, изготовленных на песчаном заполнителе. Получены зависимости, позволяющие подбирать трубофильтры с достаточной водоприемной способностью, которые могут работать в мелкозернистых песках без дополнительных фильтрующих обсыпок. — Ил. 3. Табл. 2. Библиогр. 10.

УДК 624.131.64

Соболевский Ю.А., Аль-Джаубри Ф.И. Действие полосовой мгновенной нагрузки на водонасыщенное основание при двух случаях граничных условий. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с. 99–102.

В статье рассматривается влияние водонепроницаемых участков поверхности грунта на распределение избыточных напоров в водонасыщенных основаниях при мгновенном приложении равномерно распределенной нагрузки. — Ил. 2. Табл. 2. Библиогр. 3.

УДК 624.131.52

Соболевский С.В. Расчет напряжений и напорной фильтрационной функции в анизотропном водонасыщенном основании в начальный период приложения внешней нагрузки. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с.103–113.

Рассматривается плоская деформация водонасыщенного основания, анизотропного как по механическим, так и по фильтрационным свойствам в начальный период приложения внешней нормальной нагрузки. Даны формулы для определения напряжений и напорной фильтрационной функции для любого вида нагрузки в однократных интегралах и конечные формулы для пяти частных случаев нагрузки: равномерно распределенной, сосредоточенной, треугольной, трапециoidalной и параболической. — Ил. 2. Библиогр. 7.

УДК 628.112.4

И в а ш е ч к и н В.В., С а б а д а х Б.В., К о з л о в Д.А. Газодинамическая установка для очистки фильтров водозаборных скважин взрывом водородно-кислородной смеси. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с.114–119.

Предлагается конструкция газодинамической установки для регенерации фильтров водозаборных скважин, в которой в качестве энергоносителя используется водород. Приведены результаты испытаний газодинамической установки на скважинах г.Минска. Показаны ее преимущества перед используемой в настоящее время электрогидравлической установкой. — Ил. 1. Табл. 1. Библиогр. 2.

УДК 532.528:666.972

К а р п е н ч у к И.В., П о в о р о т н ы й И.В., К а р п е ч е н к о А.В. Активация воды затворения бетонной смеси гидродинамической кавитацией. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с.119–122.

На основании изучения известных методов предлагается новый способ активации воды затворения бетонной смеси.

Приводятся параметры кавитационной обработки воды. На примере изменения электропроводности воды под воздействием гидродинамической кавитации оценивается изменение ее физико-химических свойств. Дан анализ изменения подвижности бетонной смеси и прочности стандартных образцов при исследовании воды затворения, активированной гидродинамической кавитацией. — Ил. 2. Табл. 1. Библиогр. 5.

УДК 628.143.001.2

С т а р и н с к и й В.П. О назначении диаметра распределительных линий водопроводной сети. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1985, вып. 14, с.122–125.

Рассматривается методика определения диаметра распределительных линий водопроводных сетей, учитывающая условия их работы и место расположения в сети. В основу расчета положен принцип обеспечения подачи в расчетную точку линии необходимых пожарных расходов воды совместно с расходами на хозяйственно-питьевые нужды. — Ил. 1. Библиогр. 3.