

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ  
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
БЕЛОРУССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ  
ПОЛИТЕХНИЧЕСКАЯ АКАДЕМИЯ

*К 80-летию БГПА*

Республиканский межведомственный  
сборник научных трудов

Основан в 1971 году Выпуск 21

**ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО  
И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ  
СТРОИТЕЛЬСТВО**

Минск 2000

**Министерство образования Республики Беларусь  
БЕЛОРУССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ  
ПОЛИТЕХНИЧЕСКАЯ АКАДЕМИЯ**

**ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ  
СТРОИТЕЛЬСТВО**

**РЕСПУБЛИКАНСКИЙ МЕЖВЕДОМСТВЕННЫЙ  
СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ**

**Основан в 1971 году  
ВЫПУСК 21**

**Минск 2000  
ООО "Реклама-Факсбелар"**

УДК 626/628(476) (082)

B62

*и*

Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Сборник научных трудов. — Мн.: ООО “Реклама-Факсбелар”, 2000 г. — 168 с. ISBN 985-6593-07-7

Редакционная коллегия:

Г.Г.Круглов (гл.редактор), С.П.Гатилло (отв.секретарь),  
Э.П.Коваленко, Д.А.Козлов, А.Н.Колобаев, В.М.Масюк, Э.И.Михневич,  
Г.А.Щербаков (зам.гл.редактора)

Рассматриваются проблемы водохозяйственного строительства республики. Разрабатываются методы расчета гидросооружений и дренажей, исследуется влияние окружающей среды на малые реки и водохранилища. Предлагаются мероприятия по очистке производственных стоков, изучаются физические свойства грунтов.

Рассчитан на специалистов в области использования и охраны водных ресурсов.

ISBN 985-6593-07-7

© ООО “Реклама-Факсбелар” 2000

## Высшему водохозяйственному образованию в БГПА — 80 лет

Богославчик П.М., Круглов Г.Г., Михневич Э.И.  
(БГПА)

В 1920 году Минское политехническое училище типа “Техникум” было преобразовано в Белорусский государственный политехнический институт. Именно тогда на культурно-техническом факультете были созданы кафедры “Гидротехнические и гидромелиоративные работы” и “Гидравлика”, на которых была начата подготовка инженерных кадров по специальности “Гидротехнические и гидромелиоративные работы”. Таким образом, высшее гидротехническое образование в БГПА берет начало вместе с началом истории самой академии.

В 1922 году Белорусский политехнический институт был реорганизован, и на его базе были созданы Белорусский сельскохозяйственный институт, а также ряд техникумов, из которых впоследствии образовались отраслевые институты. В 1930 году правительство Беларуси решило вновь открыть Белорусский политехнический институт, который распахнул свои двери в июле 1933 года. В этом же году был создан торфо-мелиоративный факультет, организатором и первым деканом которого был М.В.Дорошевич, впоследствии ректор (директор) института, а затем Министр высшего и среднего специального образования БССР. Факультет состоял из 3 отделений: гидромелиоративного, торфо-эксплуатационного и торфомеханического. Гидромелиоративное отделение в первые годы насчитывало 125 студентов. Основное ядро научно-педагогических кадров факультета составляли: профессора М.В.Дорошевич, А.А.Кравцов, доценты С.П.Михайлов, П.И.Кудрявцев, И.М.Лившиц. В 1935-1936 гг. начали работать на факультете профессор О.С.Шестопал и доцент Я.Т.Ковалев. Учебно-лабораторная база факультета в первое время состояла из одной гидравлической лаборатории и трех кабинетов: гидротехнических мелиорации, эксплуатации торфяных залежей и геодезии.

С расширением гидротехнического строительства в Беларуси развивается торфомелиоративный факультет. К 1941 г. на нем выросли кадры профессорско-преподавательского состава, расширилась учебно-лабораторная база, возросло количество студентов. За довоенный период здесь было подготовлено свыше 500 инженеров-гидротехников.

В период временной оккупации Белоруссии немецко-фашистскими

захватчиками лаборатории и кабинеты факультета, как и весь институт, были разгромлены и уничтожены. В 1945-46 учебном году на старших курсах факультета насчитывалось по 4-6 студентов, не хватало преподавательского состава, отсутствовали не только кабинеты и лаборатории, но и аудитории. Однако факультет, преодолевая неимоверные трудности, все же бесперебойно готовил инженеров-гидротехников для быстрого восстановления разрушенного войной водного хозяйства республики.

В 1948 г. торфо-мелиоративный факультет разделился на два факультета: гидротехнический и торфяной. В составе гидротехнического факультета были утверждены три специальности: “гидротехническое строительство”, “механизация гидромелиоративных работ”, “гидротехнические мелиорации”. В 1949 году последняя специальность была передана в Белорусскую сельскохозяйственную академию, в составе факультета остались две специальности.

В 1952 г. в связи с развернувшимся в СССР крупным гидротехническим строительством на гидротехнический факультет был значительно увеличен прием студентов, в результате чего общее количество их на факультете достигло 500, т.е. выросло по сравнению с довоенным периодом в три с лишним раза. Факультет стал готовить кадры гидротехников не только для БССР, но и для крупнейших гидротехнических строек СССР.

С 1952 г. факультет готовит инженеров по трем специальностям: “строительство речных гидротехнических сооружений”, “строительство ГЭС”, “механизация гидромелиоративных работ”. В 1955 году на факультете начата подготовка инженерных кадров по специальности “Водоснабжение и канализация”. Эта специальность была открыта еще в 1933 году на строительном факультете, но тогда она, просуществовав всего два года, в 1935 году она была сокращена. В 1958 году для подготовки инженеров по данной специальности была создана кафедра “Водоснабжение и канализация”, которая в настоящее время называется “Водоснабжение и водоотведение”.

В 1952 году в БПИ был создан объединенный совет гидротехнического и строительного факультетов по присуждению ученых степеней кандидата технических наук под председательством профессора Ф.П.Винокурова.

С 1961 года водохозяйственное направление БГПА - на факультете гидротехнического и дорожного строительства. В 1978 году это направление получило дальнейшее развитие и снова было выделено в отдельный факультет - факультет гидротехнического строительства,

который просуществовал до 1986 года.

В 1986 году в БГПА была проведена реорганизация, в результате которой был создан новый факультет - факультет энергетического строительства (ФЭС), в состав которого полностью включен бывший факультет гидротехнического строительства.

В настоящее время на факультете ведется подготовка инженерных кадров по двум специальностям водохозяйственного направления: "Водохозяйственное строительство" (специализации "Гидротехническое строительство" и "Водные пути и порты") и "Водоснабжение, водоотведение, очистка природных и сточных вод". Подготовку по этим специальностям и специализациям осуществляют две выпускающие кафедры: кафедра "Гидротехническое и энергетическое строительство" и кафедра "Водоснабжение и водоотведение".

**Кафедра гидротехнического и энергетического строительства** является преемницей кафедры "Гидротехнические и гидромелиоративные работы", организованной в 1920 г., и в 1933 г. преобразованной в выпускающую "Гидротехнические и гидромелиоративные сооружения", первый выпуск инженеров-гидротехников которой состоялся в 1935 г.

Кафедра подготовила 3015 специалистов для Республики Беларусь, для 14 стран ближнего и 34 стран зарубежья, работающих в различных отраслях водного хозяйства (гидроэнергетика, мелиорация, водный транспорт и т.д.). 38 отечественных выпускников работали на строительстве гидроузлов за рубежом по контрактам.

Много выпускников кафедры работало и работает на руководящих должностях в Беларуси и странах СНГ: начальник строительства Нурекской ГЭС в Таджикистане Седых Е.К., начальник строительства Токтогульской ГЭС в Киргизии Рутман Л.Б., в Белоруси - первый зам. министра природных ресурсов и охраны окружающей среды Войтов И.В., президент госконцерна "Белмелиоводхоз" Булыня А.А., генеральный директор Брестводстрой Лебедь В.Е., Минскводстрой Русович З.С., директора института "Белгипроводхоз" Романенко А.М. и Масюк В.М., директора Центрального НИИ по комплексному использованию водных ресурсов Мурашко М.Г. и Мурашко А.И., ректоры, проректоры, деканы и заведующие кафедрами вузов Коршун Л.И., Балыкин М.К., Заяц В.Н., Голубев И.А., Сеницын Н.В., Богославчик П.М., Михневич Э.И., Лазаревич И.Г., Круглов Г.Г., Шимко К.И., Старинский В.П., Филиппович И.В. и др.). Выпускниками кафедры защищено 6 докторских и 114 кандидатских диссертаций, некоторые из них академики и члены-корреспонденты Академии наук

РБ, ВАСХНИЛ и др.

Под руководством преподавателей кафедры подготовили и защитили кандидатские диссертации не только отечественные соискатели, но и более десяти иностранных граждан из Болгарии, Лаоса, Египта, Афганистана, Гвинеи, Колумбии, Панамы, Непала и Ганы.

По предложениям и исследованиям кафедры в мелиоративном строительстве РБ используются типовые конструкции водопропускных и водосбросных сооружений, построены Плявиньская ГЭС (Латвия); вторая в мире искусственная трасса водного слалома (г. Минск) и др., разрабатываются проекты реконструкции малых ГЭС и проекты гидротехнических сооружений Полоцкой (р. Западная Двина) и Гродненской (р. Неман) ГЭС.

Кафедра имеет учебную и научно-исследовательскую лабораторию гидротехнических сооружений, в которой установлено оборудование для проведения гидравлических, фильтрационных и статических исследований гидротехнических сооружений.

Кроме того, кафедра имеет класс персональных ЭВМ, оборудованный самыми современными компьютерами, что позволяет широко использовать в учебном процессе ПЭВМ, а также выполнять научно-исследовательские и хозяйственные работы.

Кафедра является исполнителем нескольких тем в государственной научно-технической программе “Минеральные удобрения”, активно сотрудничая с ОАО “Белгорхимпром”. Кроме того постоянно ведутся гидравлические и фильтрационные исследования по заданиям госконцерна “Белмелиоводхоз”. Ведется активное сотрудничество с турецкой фирмой “Каналет”, которая ежегодно организует практику для группы студентов на гидротехнических объектах Турции.

В 1999 году на кафедре создана научно-исследовательская лаборатория “Проблемы воды”. Научные направления лаборатории: гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидротехнических сооружений, очистка природных и сточных вод, включая обработку и утилизацию осадков и шламов.

**Кафедра “Водоснабжение и водоотведение”** образована в 1958 году. Обеспечивает подготовку студентов по специальности Т. 19.06 “Водоснабжение, водоотведение, очистка природных и сточных вод”. На дневной и заочной формах обучения кафедрой “Водоснабжение и водоотведение” подготовлено более 400 инженеров, которые работают в различных учреждениях и предприятиях, специализирующихся в области проектирования, строительства и эксплуатации систем

водоснабжения и водоотведения городов, промпредприятий и агропромышленных комплексов. Часть из них работает в научно-исследовательских, проектных и природоохранных организациях. Многие из выпускников кафедры заняли крупные руководящие должности, среди них - Министр жилищно-коммунального хозяйства РБ А.А.Милькота, генеральный директор крупнейшего в республике производственного объединения "Минскводоканал" И.А.Герасименко и главный инженер этого объединения Н.И.Крук, президент концерна "Белводоканал" Минжилкомхоза РБ, к.т.н. А.Д.Гуринович, а также руководители крупных объединений и предприятий водопроводно-канализационного хозяйства Республики Беларусь.

Учебная база включает лаборатории водоснабжения, водоотведения, химии воды и микробиологии, а также дисплейный класс, оснащенный современными компьютерами.

Кафедра организует практики на передовых эксплуатируемых и строящихся системах водоснабжения и водоотведения, водоохраных объектах Республики Беларусь и за рубежом (Польша).

Студенты имеют возможность участвовать в научно-исследовательской работе. Ежегодно проводятся студенческие научно-исследовательские конференции, лучшие работы получают дипломы на Республиканских конкурсах, студенты привлекаются к обучению по программе Балтийских университетов и участвуют в международном экологическом движении.

Научные направления кафедры: гидроэкология, технология глубокой очистки сточных вод, совершенствование методов водоподготовки, повышение надежности и эффективности работы систем подачи и распределения воды, охраны водных ресурсов.

Кафедра принимает активное участие в разработке Строительных норм Беларуси (СНБ) и пособий к ним по водоснабжению, водоотведению, водохозяйственному строительству, является головной по Отдельному научно-техническому проекту (ОНТП) "Разработать комплексную программу инженерно-экологической и медико-биологической реабилитации Нарочанского курортно-рекреационного региона".

Кафедра поддерживает тесные творческие связи с Минжилкомхозом, Минприроды, ПО "Минскводоканал", Московским государственным строительным университетом (Россия), Белостокским политехническим институтом (Польша), Штутгардским университетом (Германия), высшей национальной школой водохозяйственного строительства и окружающей среды в Страсбурге (Франция), университетом в Упсале

(Швеция) и др.

Преподаватели кафедры являются членами ряда международных и республиканских научно-технических комитетов и союзов, общественных академий, принимают активное участие в работе международных конференций, конгрессов и симпозиумов по проблемам гидроэкологии, водного хозяйства, водоснабжения и водоотведения. На кафедре имеются магистратура и аспирантура.

Кроме указанных кафедр и лабораторий вопросами водного хозяйства на факультете занимаются так же кафедра гидравлики и научно-исследовательская лаборатория “Энергострой”. Работает совет по защите докторских диссертаций под руководством профессора Михневича Э.И.

Таким образом, пройден большой путь развития высшего технического образования в области водного хозяйства. Сегодня факультет энергетического строительства - это не только современные кафедры и лаборатории, это в первую очередь, коллектив, объединяющий высокопрофессиональных специалистов, которые в состоянии решать как задачи подготовки кадров высшей квалификации, так и современные научные проблемы на самом высоком уровне.

## **Из опыта проектирования, строительства, переустройства, и эксплуатации мелиоративных и водохозяйственных систем в Беларуси**

**Булыня А.А.**

**(ГК “Белмелиоводхоз”)**

### ***О значении мелиорации.***

Сегодня с уверенностью можно констатировать, что мелиорация в Беларуси заложила основу ускорения экономического и социального развития, определила культуру земледелия во всех регионах республики.

Учитывая природно-климатические условия, темпы мелиоративных работ в южных регионах республики значительно превосходили темпы аналогичных работ в северных регионах. Параллельно с этим развивалась наука, совершенствовалась нормативная и материальная база, создавались и модернизировались конструкции мелиоративных систем, повышалась их надежность, управляемость, развивалась служба эксплуатации. Одновременно с этим велись поиски радикальной

структуры пользования сельскохозяйственными угодьями в рамках научно-обоснованного природопользования. Постепенно наращивался устойчивый рост сельскохозяйственного производства, снижалась зависимость его от неблагоприятных природных факторов.

В коренное улучшение земель Беларуси только за период с 1966 по 1987 гг. по всем источникам финансирования, включая средства хозяйств, было вложено 7,5 млрд. рублей. И уже в 1987 году стоимость валовой продукции с улучшенных угодий составила 11,8 млрд. рублей. Каждый улучшенный гектар сельхозугодий дал по 34,6 центнера кормовых единиц, в том числе на пашне - по 48,5 центнеров. Передовые хозяйства превысили уровень 50 ц/га кормовых единиц. В 1990 г. на 100 га сельскохозяйственных угодий было произведено 792 ц молока и 125 ц мяса. Эти показатели превышали аналогичные показатели того времени в США, Великобритании, ФРГ, Франции.

Прежде всего это стало возможным благодаря кадрам мелиораторов, которые одним из первых в 1920 году начал готовить Белорусский политехнический институт (ныне Белорусская государственная политехническая академия). Выпускники гидротехнического факультета института внесли большой вклад в развитие мелиорации Беларуси. Среди них хотелось бы назвать П.И. Щитникова, возглавлявшего в 1959... 1964гг. Главное управление мелиорации и водного хозяйства при Совете Министров БССР, а потом посвятившего себя науке, директоров института "Белгипроводхоз" Романенко А.М. и Масюка В.М., генерального директора объединения "Брестмелиоводхоз" Лебеда В.Е., директоров Центрального НИИ по комплексному использованию водных ресурсов Мурашко М.Г. и Мурашко А.И., академика МИА и БИА, профессора, доктора технических наук Михневича Э.И.

Мелиорация завоевала популярность у сельхозпроизводителей республики. Подтверждением этому является ответ председателя известного в Беларуси колхоза им. Горького Пинского района, Героя Социалистического труда Горошко В.М. на вопрос: "Что Вы считаете главным, наиболее важным в колхозе?" Он ответил: "На первом плане - человек, на втором - мелиорация..."

Масштабная мелиорация, осуществляемая в течение небольшого промежутка времени и приводящая к значительным экономическим и социальным переменам, вызвала в обществе неоднозначные оценки.

Отдельные представители творческой интеллигенции, верно подмечая недостатки прежде всего в сфере экологии, абсолютировали их и пытались поставить под сомнение правомерность самих работ

по мелиорации. Именно благодаря оппонентам мелиорация земель в Беларуси вышла на более новый, научно-обоснованный этап развития, где в центре внимания одновременно были поставлены человек и природа. Отведена особая роль научно-обоснованной концепции по экологической защите природной сферы, на основании которой представилось возможным принимать нормативные документы, объединяющие в единый узел принципиальные инженерные решения и рациональное природоиспользование. Была признана обязательной экологическая экспертиза проектов Вневедомственной экологической комиссией НАЛ Республики Беларусь. Было решено создать ряд новых заказников и заповедников для сохранения типичных и уникальных природных комплексов на территории республики, по берегам рек, озер и водохранилищ установить охранные зоны, исключить из мелиоративного фонда болота верхового типа, имеющие водорегулирующее значение.

В концепции развития мелиорации была дана принципиальная оценка и другим источникам, оказывающим давление на экологические системы. К ним относятся: города и крупные промышленные центры, негативно влияющие на 800 тыс. га окрестных земель; автомобильный и железнодорожный транспорт с зоной воздействия примерно на такой же площади; производители растениеводческой продукции из-за неумелого применения удобрений и химических средств защиты растений на сельскохозяйственных угодьях.

Особое место отведено аварии на Чернобыльской АЭС, последствия которой вызвали экологическую катастрофу. Только спустя десятилетие представилось возможным более полно дать оценку ущербу, который составил около 235 млрд. долларов США. При этом, загрязнено радионуклидами около 1,8 млн. га сельхозугодий в Гомельской, Брестской, Минской и Могилевской областях, а сельхозугодья на площади 264 тыс. га признаны непригодными для дальнейшего использования в сельском хозяйстве.

В сложившихся условиях в середине 80-х годов были конкретизированы задачи в части осуществления природозащитных мероприятий и освоения новых земель в замен убывших и постоянно убывающих сельхозугодий.

Начиная с 1986 года, мелиорации была отведена значимая роль по выполнению специальных мелиоративных и водохозяйственных мероприятий по ликвидации последствий аварии на ЧАЭС. Уже в осенне-зимний период 1986-87 г.г. по решению чрезвычайной комиссии осуществлено проектирование и строительство специальных

природоохранных водохранилищ и прудов-отстойников, предотвращающих смыв радионуклидов в реки Днепр и Сож. В последующие годы с целью понижения радиоактивного загрязнения выращиваемой продукции растениеводства и производимой продукции животноводства на загрязненных территориях создавались культурные пастбища и сенокосные угодья с обязательными элементами мелиорации по понижению уровня грунтовых вод. Это потребовало от ученых, проектировщиков и производителей работ как по строительству, так и по эксплуатации в корне пересмотреть нормативно-техническую базу, разработать и внедрить в сжатые сроки новые технологии, изменить структуру пользования сельхозугодьями.

Ликвидация последствий аварии на ЧАЭС потребовала отвлечения большого потенциала производственных мощностей и значительных капитальных вложений. Если в первые годы финансирование этих работ осуществлялось за счет Союзного бюджета, то с конца 1991 года республика расходует ежегодно до 25% бюджета, и то, таких средств достаточно только для проведения первоочередных мероприятий по жизнеобеспечению проживания населения на загрязненных территориях и получения нормативно-чистой продукции.

Принимая во внимание высокую степень загрязнения радионуклидами земель в ряде южных районов и повсеместное постоянное сокращение сельхозугодий по другим причинам, центр освоения новых земель и земель взамен выбывающих переместился в северный регион, где до этого времени темпы мелиорации из-за природно-климатических условий искусственно сдерживались. В южных регионах проводились, в основном, работы по реконструкции и модернизации мелиоративных и водохозяйственных систем, построенных в 50-60-е годы. Осуществлялась также защита земель и населенных пунктов от затоплений паводковыми водами в пойме р. Припяти и её притоков. Однако, реализовать намеченную на 80-е годы программу по мелиорации земель полностью не удалось. Именно в конце 80-х и начале 90-х годов внимание к мелиорации со стороны союзного государства ослабло. Объявленная в стране "Перестройка" привела сначала к экономической неразберихе, а затем - к разрушению союзного экономического пространства. Объемы финансирования и, следовательно, объемы работ по мелиорации стали снижаться.

Так, при планируемом ежегодном вводе новых осушенных земель в эксплуатацию в размере около 60 тыс. га, в 1990 году было передано землепользователям около 41 тыс. га и, соответственно, в 1991 - 43, 1992 - 38, 1993 - 29 тыс. га. Сокращались средства и на эксплуатацию

мелиоративных и водохозяйственных систем. Колхозы и совхозы начали отказываться от заключения договоров на обслуживание осушительной и оросительной сети. В результате уже в 1990 году осушительная сеть, расположенная более чем на 168 тыс. га, остались без обслуживания. В последующем ситуация еще более усугубилась.

### **Реструктуризация системы управления мелиорацией.**

В первой половине июня 1991 года Верховный Совет БССР принял Государственную программу Белорусской ССР по стабилизации экономики и социальной защите населения. Этим документом предусматривалось пересмотреть программы капитального строительства, включая мелиорацию земель. Консервировалось строительство животноводческих комплексов и новых совхозов на мелиорированных землях. Главк “Главполесьеводстрой” был переименован в объединение “Полесьеводстрой”, а Минсводхоз БССР - в Министерство водного хозяйства и восстановления земель, а в последствии, в 1992 г. соответственно - в концерны “Полесьеводстрой” и “Белводхоз” с функциями генеральных подрядных организаций. В областях строительно-эксплуатационные объединения и мелиоративно-строительные тресты перешли на аренду или акционировались. Функции заказчика находились в Министерстве сельского хозяйства и продовольствия Республики Беларусь. В итоге, такая реорганизация привела к потере государственного управления мелиоративно-водохозяйственным комплексом республики. Особенно отрицательно это сказалось на сохранности ранее построенных мелиоративных систем и, прежде всего, внутриводхозяйственной сети колхозов и совхозов.

В целях улучшения управления государственными предприятиями по строительству и эксплуатации мелиоративных и водохозяйственных систем, обеспечения действенного контроля за сохранностью ранее созданной производственной базы и повышения эффективности использования мелиорированных земель в целом Минсельхозпрод Республики Беларусь приказом от 22.07.93 г. № 118 и дополнением к нему от 12.04.94 г. № 65 образовал Белорусский государственный концерн по строительству и эксплуатации мелиоративных и водохозяйственных систем (“Белмелиоводхоз”). В состав концерна в соответствии с вышеназванными приказами вошли 67 предприятий, включая 6 арендных предприятий и организаций, с общей численностью работающих 41150 человек. В Брестской и Гомельской области были созданы областные Государственные объединения по эксплуатации мелиоративных и водохозяйственных систем. Год спустя, в целях создания положительно зарекомендовавшей себя единой структуры,

на основании решения совещания у заместителя министра экономики Республики Беларусь (протокол от 30.03.97 г. № 06/400-197, утвержденный Заместителем Премьер-министра Республики Беларусь Гаркуном В.Г.), в Витебской, Гродненской, Минской и Могилевской областях образованы также областные Государственные объединения по эксплуатации мелиоративных и водохозяйственных систем. В их состав вошли межрайонные государственные эксплуатационные предприятия и организации, на баланс которых находились мелиоративные и водохозяйственные системы. В результате, концерн получил право управлять 186-ю различными по профилю деятельности предприятиями и организациями: 150-ю государственными предприятиями (134 из них находились в составе 6-ти областных государственных объединений); 33-мя акционерными и 3-мя арендными предприятиями.

Одновременно с этим на "Белмелиоводхоз" и указанные областные государственные объединения были возложены функции заказчика по мелиоративному строительству и эксплуатации за счет всех источников финансирования.

Согласно уставу, концерн является хозяйственным органом управления, многофункциональной и многопрофильной республиканской структурой, обладающей юридическим лицом, самостоятельным балансом, расчетным и иными счетами в учреждениях банков. Основными направлениями деятельности концерна являются: осуществление полного цикла работ, связанных со строительством, проектированием и эксплуатацией мелиоративных и водохозяйственных систем, разработка совместно с облисполкомами предложений по основным направлениям мелиоративного строительства, подготовка расчетов о потребности бюджетных ассигнований на эксплуатацию межхозяйственной и внутриводхозяйственной мелиоративной сети и сооружений на ней, осуществление контроля за целевым использованием централизованно выделяемых средств на мелиоративное строительство. Кроме того, предприятия концерна занимаются производством продукции стройиндустрии и машиностроения, ремонтно-строительными работами, автотранспортным обслуживанием, снабженческими функциями и др.

Концерн самостоятельно определяет структуру управления, штаты и затраты на управление. Руководство деятельностью концерна осуществляет президент (назначается на должность и освобождается от нее Минсельхозпродом) и совет концерна. Содержание аппарата управления концерна осуществляется за счет отчислений части

прибыли, остающейся в распоряжении предприятий, входящих в состав концерна. Совет концерна ежегодно своим постановлением устанавливает размеры отчислений предприятиями на содержание аппарата управления концерна.

### **К вопросам о проектировании.**

Началу проведения мелиорации в северных регионах республики предшествовало широкое обсуждение проблем мелиорации с общественностью и в научных учреждениях. В итоге, Совет Министров Республики Беларусь 31.10.91 г. принял решение о разработке "Схемы рационального природопользования Белорусского Поозерья", работа над которой была завершена в 1994 году. В основу Схемы была положена научная концепция "Рационального природопользования Белорусского Поозерья", разработанная группой ученых Белорусского экономического союза. Широко использовались опыт проведения мелиорации на территории республики на предыдущем этапе, достижения научных исследований в республике и за рубежом, материалы комплексных программ развития смежных отраслей народного хозяйства, действующие справочные и нормативные документы. Схемой уточнены и переработаны основные положения "Схемы комплексного использования и охраны водных и земельных ресурсов бассейна р. Западная Двина" (1978 г.). Концептуально дана научная оценка причин недобора сельхозпродукции на существующих землях северного региона, которая в среднем составляет около 70%. Основными из них являются: заболоченность, закустаренность, мелкоконтурность и закаменность угодий (40-50%); низкое плодородие почв (агротехнический дисбаланс, эрозированность) - (20-30%). Выявлена и немаловажная природная особенность региона - способность к быстрому закустариванию сельхозугодий, около 1-2% в год. Почти 40% пашни размещено на кислых почвах. Решить эти проблемы и должна была комплексная мелиорация. Возможность решения этой проблемы подтверждает многолетний опыт мелиорации на более ранних этапах в Беларуси и других странах.

К примеру, на конец 80-х годов в Витебской области было осушено 320 тыс. га из 4 млн. га земельных угодий. Проведенная мелиорация даже в таких объемах во многом способствовала быстрому увеличению производства продукции растениеводства и животноводства. Согласно данным статистической отчетности того времени, Витебская область из отстающей за короткий период после ввода новых земель прочно закрепилась на 2-4 местах среди областей республики. При этом необходимо учитывать и тот факт, что одновременно с вводом новых

мелиорируемых земель произошло в целом сокращение сельхозугодий на 160 тыс. га за счет зарастания кустарником ранее используемых менее продуктивных неосушенных земель.

Схемой научно обоснована возможность без ущерба природным комплексам произвести новое мелиоративное освоение земель на площади 474 тыс. га в Витебской области и более 13 тыс. га - в Минской.

При этом осушение закрытым дренажем должно составлять не менее 85%. В зависимости от природных условий в северных регионах применяются следующие методы и способы осушения:

- при плоском равнинном с развитым микрорельефом, пологих склонах с тяжелыми почвами (глина, суглинки тяжелые и средние, лесовидные породы, уровень грунтовых вод располагается на глубине 3.0 м и более) - отвод почвенно-грунтовоых и поверхностных вод, повышение плодородия почвы. Достигается это устройством закрытого дренажа ( для сенокосных угодий возможна сеть открытых каналов); создание ложбин и борозд; планировка поверхности и раскрытие замкнутых понижений; устройство колодцев-поглотителей; выборочное бороздование, профилирование, грядование и гребневание, узкозагонная вспашка, кротовый дренаж; глубокое рыхление подпахотного горизонта; возделывание культур с глубокой корневой системой, внесение повышенных доз органических удобрений, известкование;

- те же формы рельефа с более легкими почвами (легкие суглинки, супеси, пески, низинные торфяники) - понижение уровня грунтовых и почвенных вод, вывод застойных вод. Достигается это устройством систематического или выборочного дренажа; на глубоких торфяниках сеть открытых каналов; планировка поверхности и раскрытие понижений; устройство колодцев-поглотителей;

- то же при наличии склонового питания - дополнительно предусматриваются мероприятия по перехвату грунтовых вод с помощью устройства ловчих каналов и дрен;

- то же на нижних участках склонов и притеррасных поймах с грунтово-напорным питанием - дополнительно предусматриваются мероприятия по понижению пьезометрических уровней путем устройства в местах выклинивания напорных вод глубокого дренажа (открытого или закрытого), разгрузочных скважин, водозаборов за пределами объекта осушения;

- в поймах рек и озер, длительно затапливаемых весной и летом - ускорение отвода застойных вод; защита от затоплений путем

обвалования затапливаемых территорий; отвод поверхностных и грунтовых вод сетью открытых каналов или закрытым дренажем (возможно сочетание открытой и закрытой сети); устройство водохранилищ (по экономическому обоснованию) для регулирования поверхностного стока за пределами объекта.

В первую очередь выполняются работы на объектах мелиоративного улучшения ранее построенных мелиоративных систем путем сгущения дренажа в отдельных понижениях, дополнительного устройства колодцев-поглатителей, раскрытия отдельных понижений, строительства дополнительных дорог с протяженностью не менее одного километра на 100 га осушенных земель и сооружений, ремонта водоприемников. Обязательными мероприятиями должны быть: глубокое рыхление почвы, кротование, поверхностная планировка, агромелиорация и др.

К первоочередным работам также относятся свodka кустарника и уборка камней, противозерозивные мероприятия на мелкоконтурных объектах, обладающих достаточным плодородием почв и наличием влаги для постоянного поддержания положительного баланса для выращивания сельскохозяйственных культур.

Признано нецелесообразным на современном этапе развития сельскохозяйственного производства строительство в северных регионах с тяжелым механическим составом почв дорогостоящих систем двухстороннего действия.

К вопросам совершенствования проектирования, строительства и эксплуатации мелиоративных систем концерн и Минсельхозпрод Республики Беларусь в течение последних лет возвращались неоднократно.

Так, в 1994 году Минсельхозпродом РБ были утверждены "Основные направления развития мелиорации земель и их использование в Республике Беларусь", в соответствии с которыми приоритет был отдан реконструкции технически устаревшим мелиоративным системам или её отдельным элементам. Строительство новых объектов допускается для выполнения общегосударственных или целевых программ, компенсации выбывших сельхозугодий в результате аварии, стихийных бедствий или отвода земель для различных видов строительства, улучшения угодий семеноводческих, племенных, экспериментальных и других специализированных хозяйств, работающих для интересов республики. Мощность объектов при этом ограничивается до 250 га, а более 250 га обосновывается проектом. Усилился контроль на стадии выполнения проектно-изыскательских

работ, т.е. после проведения изысканий и выявления причин низкой работоспособности осушительных систем, задание на проектирование уточняется и определяется способ восстановления: реконструкция или ремонт, уточняется стадийность. При необходимости выделяются самостоятельные участки, на которые разрабатываются самостоятельные строительные проекты. В состав работ первой очереди включаются работы по восстановлению параметров открытых каналов всего предлагаемого к реконструкции объекта, а также переувлажненные площади, на которых представляется возможным установить причины неработоспособности дренажных систем. Включение в проектную документацию строительства новых гидротехнических сооружений и дорог допускается только по решению концерна и после включения его в состав задания на проектирование.

В 1999 году в Беларуси завершена инвентаризация мелиорированных земель. Её материалы позволяют дать принципиальную оценку технического состояния мелиоративных систем, почвенного покрова, степени осушения. Эти характеристики позволяют принять решение о сроках реконструкции и дальнейшем использовании земель.

Инвентаризацией уточнены площади мелиорированных земель со сработанными торфяниками: 225 тыс. га минерализованных почв и 480 тыс. га мелкозалежных торфяников с мощностью торфа до 0,5 м.

Минерализованные торфяники - это новообразованная разновидность почв легкого гранулометрического состава с низкой водоудерживающей способностью. Сработка торфяников на указанных выше площадях привела к образованию новых территорий со специфическим рельефом: образованию микро- и мезорельефа, приводящие к вымочкам в застойных зонах и переосушению на возвышенных минерализованных участках; образованию на контакте подошвы торфяника с минеральным грунтом или на уровне пахотного горизонта слабой или устойчивой водонепроницаемой прослойки, определяющей водный режим мелиорированных земель и формирование поверхностного стока; потере регулирующей способности осушительной сети вследствие недостаточной их глубины.

Указанные выше особенности являются определяющими на стадии принятия технических решений при реконструкции, выбора варианта дальнейшего использования земель в севообороте хозяйств — создания адаптивных мелиоративных систем.

Как правило, в проектах реконструкции на объектах со сработанными торфяниками предусматривается: площадная

планировка для обеспечения условий поддержания требуемого водного режима; устройство деривационного дренажа для осушения западин и понижений; двухъярусного дренажа для осушения понижений и увлажнения повышенных элементов рельефа местности; устройство вертикального малоуклонного дренажа и одиночных дрен для создания необходимой нормы осушения без значительного углубления проводящей сети и исключения переустройства существующих гидросооружений; организация поверхностного стока и агромелиоративные мероприятия. В обязательном порядке проектом рассматривается возможность изменения использования мелиорированных земель в сложившихся условиях после сработки торфа и потребностью сельхозпроизводства.

Реконструкция устаревших мелиоративных систем и особенно на площадях со сработанными торфяниками является новым этапом мелиорации земель в Беларуси, который потребовал от ученых, проектировщиков и производителей работ по-новому осмыслить проблему и принять единственное, с учетом перспективы развития, научно-обоснованное решение.

Сегодня приходится констатировать: неготовность науки к выработке научно-обоснованных рекомендаций; отсутствие нормативных документов; отсутствие концепции по сельскохозяйственному использованию мелиорированных земель на этапах последующего развития сельскохозяйственного производства; отсутствие современной техники и технологий по диагностике работоспособности существующего закрытого дренажа и др.

### **Эксплуатация.**

Получать высокие урожаи как на тяжелых почвах, так и на других объектах с легкими почвами не представляется возможным без надлежащей эксплуатации мелиоративных систем и проведения достаточных объемов агро-мелиоративных и агротехнических мероприятий. К ним относятся: создание и поддержание в исправном состоянии ложбин стока, выводных борозд; глубокое рыхление почв с тяжелым механическим составом; рыхление подпахотного горизонта; раскрытие блюдец и других мелких понижений; пескование тяжелых почв и торфяников, а также глинование и торфование почв легкого механического состава; планировочные работы; сидерация почв и возделывание культур с хорошо развитой корневой системой; внесение достаточных доз органических удобрений; постоянное накапливание гумуса и создание условий бездефицитного баланса органического вещества почвы; создания благоприятного микроклимата обитания

растений для лучшего использования воздуха, влаги, питательных веществ и солнечной энергии.

На первом этапе освоения земель эта работа выполняется строительными организациями при возведении осушительных систем, а на последующих этапах - эксплуатационными организациями с периодичностью в 2-3 года за счет средств хозяйств или силами самих хозяйств. Невыполнение этих требований, как показала практика, приводит к потере урожая на 20-30%, а во влажные или засушливые годы - до 50%. Эти требования обязывают серьезно укрепить материально-техническую базу эксплуатационных организаций, как для выполнения уходных работ за осушительной сетью, так и выполнения агротехнических, агромелиоративных работ. Современная оснащенность техникой крайне недостаточна. На 100 км открытых каналов: экскаваторами - 0.35 шт., каналоочистителями - 0.038, бульдозерами - 0.16, косилками - 0.32. Дренопромывочными машинами на 100 км закрытой сети - 0.0025 шт.; на 100 га осушенных земель: планировочными агрегатами - 0.0026 шт., рыхлителями - 0.001 шт., тракторами - 0.025 шт. При этом необходимо учитывать, что преимущественно техника амортизирована на 80-85%.

Уровень материально-технической оснащенности эксплуатационных предприятий сказался на техническом состоянии мелиорированных земель, а еще в большей степени - ограниченное выделение средств. Так, например, из всех источников финансирования (республиканский бюджет, средства платы за землю, поступающие в местные бюджеты, амортизационные отчисления за основные мелиоративные фонды, часть прибыли землепользователей, полученной с мелиорированных земель и др.) в 1998 году поступило на эксплуатацию 37 рублей на 1 га мелиорированных земель (в ценах 1991 г.), что составляет около 13-15% от потребности. В предыдущие годы этот процент был еще ниже.

Из-за низкой заработной платы произошел отток рабочей силы. Старшее поколение, которое ранее было занято на эксплуатационных работах на мелиоративной сети, к настоящему времени утратило свою трудоспособность. Значительно сократилось поголовье скота в республике, что снизило потребность в заготовке кормов на откосах мелиоративных каналов.

Немаловажным фактором ослабления службы эксплуатации является недооценка значения службы эксплуатации для поддержания плодородия сельхозугодий. В недалеком прошлом уходные работы преимущественно выполнялись вручную, что привело к сдерживанию

выпуска высокоэффективных, малоэнергоёмких специальных машин и агрегатов, и эксплуатационные предприятия отрасли оснащались, в основном, механизмами, сориентированными на выполнение строительных работ.

В целях повышения эффективности работы службы эксплуатации, по предложению концерна Правительство республики в 1998 году дало согласие на закупку в Германии и Голландии образцов высокопроизводительной техники по уходу за мелиоративными системами. В последующем было принято решение силами машиностроительных и машиноремонтных предприятий концерна освоить производство собственных машин и механизмов. Уже в течение 1998/99 годов изготовлены образцы опытной партии новой мелиоративной техники. В настоящее время они проходят производственные и государственные испытания на МИС Минсельхозпрода Республики Беларусь. Предполагается к концу 2000 года начать серийный выпуск около 10 типов машин и агрегатов специальной техники по уходу за мелиоративными каналами.

Правительство республики в 1998 г. приняло решение о передаче на баланс государственных предприятий важнейших сооружений внутрихозяйственной мелиоративной сети. В 1999 году были выделены значительные средства (600 млрд. руб.) на компенсацию до 50% затрат колхозов, совхозов и других сельскохозяйственных предприятий, расходуемые на проведение работ по ремонту и эксплуатации внутрихозяйственных систем, в случае достижения хозяйствами проектной продуктивности мелиорированных земель, на которых расположены эти системы. Кроме того, производится компенсация той части затрат, которые несут сами хозяйства за счет средств местного бюджета и других источников. Это реализуется посредством ежегодного заключения договоров между мелиоративными предприятиями и хозяйствами на эффективное использование мелиорированных земель на площади до 70% от наличия таких земель в сельскохозяйственном производстве.

Постоянно совершенствуется и структура службы эксплуатации. Так, в связи с сокращением объема строительных работ в Гродненской и Витебской области были упразднены водохозяйственные тресты, а их предприятия (ПМК) перешли в непосредственное подчинение областных объединений. Отдельным строительным организациям поручается выполнение ремонтно-эксплуатационных работ. Например, объединение "Могилевводстрой" в 1998 году выполнило до 20% объема ремонтно-эксплуатационных работ по Могилевской области.

При этом, объединение “Могилевмелиоводхоз” приняло на себя обязательство обеспечить подрядную организацию соответствующей нормативной и проектной документацией.

Налаживание эксплуатации с широким применением техники, а также выполнение ремонтно-эксплуатационных работ в экстремальных условиях (паводок 1999 года) вскрыли ряд недостатков в проектировании и несовершенстве нормативной документации. В частности, при проектировании каналов до настоящего времени не учитывались рабочие характеристики эксплуатационной техники, качество планировки дна и поверхности откосов, крепление откосов (особенно подошвы) осуществлялось плетнем, фашиной и другими типами и материалами, затрудняющими применение механизмов. Аналогично назрела необходимость в пересмотре норм на проектирование дамб обвалования польдерных систем. Как известно, ширина гребня дамб обвалования обосновывается проектом, но она не должна быть менее 4.5 м и в обязательном порядке при такой ширине гребня устраиваются разъезды через каждые 500 м. Кроме того, материалы обследований сооружений после пропуска паводка 1999 года вскрыли целый ряд других недостатков в проектировании, строительстве и эксплуатации, которые нашли отражение в решении НТС концерна от 16 июня 1999 года (протокол №3).

В целях более экономного расходования выделяемых средств на проведение уходных и ремонтно-эксплуатационных работ и усовершенствования нормативной базы, 11 апреля 2000 года (протокол №8) в концерне “Белмелиоводхоз” было проведено техническое совещание с участием специалистов проектных организаций и объединений “Мелиоводхоз”, на котором было принято следующие решения:

- подчистку дна мелиоративных каналов с донными отложениями мощностью до 0.3 м осуществлять каналоочистителями с ротором-метателем и, в исключительных случаях при обосновании, на длине до 300 м -экскаватором с циркульным ковшом;

- на мелиоративных каналах, выполняющих функции открытых коллекторов дренажной сети, одновременно производить восстановление и ремонт дренажных устьев;

- критериями для первоочередности проведения уходных работ по подчистке мелиоративных каналов являются недостаточная глубина каналов по условиям осушения мелиорированных земель и наличие одного или нескольких заиленных выходов дренажных устьев;

- очистку дна каналов, заросшего жесткой травяной

растительностью, тростником и кочкообразной травяной растительностью, в целях снижения гидравлической шероховатости русла и предотвращения дальнейшего заилиения, производить механизмами, оборудованными решетчатыми ковшами с острой режущей кромкой, ковшами с активной режущей кромкой. При этом, кочки вывозятся за пределы объекта с последующим уничтожением;

- отвалы вынутого грунта при подчистке каналов с объемами до 0.25 м на 1 м погонной длины канала размещать за пределами существующих приканальных кавальеров, измельчать дисковыми боронами на приканальной полосе. При объемах, превышающих 0.25 м<sup>3</sup> на 1 м длины канала в проектах предусматривать их 100% разравнивание с последующим дискованием;

- все уходные работы по подчистке каналов и другие виды работ, связанные с обслуживанием мелиоративной сети, а также мелкие ремонтные работы по дамбам, плотинам, дорогам, водосбросам и другим гидротехническим сооружениям выполнять на основании дефектных актов и сметы, составленной на основании дефектов актов;

Выполнение ремонтных работ на открытых мелиоративных каналах:

- с хорошим состоянием откосов, хорошим травостоем, без древесно-кустарниковой растительности в проектах предусматривать после подчистки дна ручную доработку (планировку) нижней части откосов на длину по 0.5 м с каждой стороны с посевом трав. Пологие участки откосов окашивать вручную;

- с хорошим состоянием откосов, плохим травостоем, без древесно-кустарниковой растительности предусматривать планировку, уборку кучкообразной травяной растительности, рыление площади откосов фрезами, планировку и посев трав вручную в соответствии с требованиями действующих "Технологических схем крепления откосов каналов посевом трав".

Подсыпка растительного грунта на откосы, как правило, производится экскаватором с одновременным разравниванием за счет вынимаемого грунта при углублении дна канала (ил, наилок) и приканальных резервов, берм. В исключительных *случаях*, при соответствующем обосновании, допускается подвозка растительного грунта из резервов, расположенных за пределами каналов;

- на объектах, осушенных открытой сетью, с наличием на откосах каналов древесно-кустарниковой растительности при достаточной глубине каналов предусматривать в обязательном порядке сводку кустарника, как правило, на южном откосе. Возможность сохранения растительности на втором откосе обосновывается проектом на

основании технико-экономических расчетов и необходимостью устройства защитной лесополосы.

Древесно-кустарниковая растительность сводится, как правило, механическими бензопилами с последующим двухразовым скашиванием поросли роторной косилкой;

- на объектах, осушенных открытой сетью с наличием на откосах каналов древесно-кустарниковой растительности, при недостаточной глубине каналов возможность сохранения действующих или устройства новых каналов с засыпкой старых обосновывается проектом на основании технико-экономических расчетов;

- на объектах с закрытой осушительной сетью сводку древесно-кустарниковой растительности предусматривать по обоим откосам с последующим двухразовым ежегодным скашиванием поросли роторной косилкой;

- в проектах реконструкции и ремонта мелиоративных каналов на объектах с закрытой осушительной сетью предусматривать промывку дренажных коллекторов и их восстановление, при необходимости, в исключительных случаях, их перекладку;

- с целью рационального расходования средств, предоставить право заказчикам при оформлении сметно-договорной документации и заданий на выполнение проектно-изыскательских работ оговаривать условиями договора минимальный объем изысканий, обеспечивающий качество проектно-сметной документации.

### **О нормативно-технической базе.**

Концерном, Минстройархитектуры Республики Беларусь целенаправленно совершенствуется нормативная документация, а значительная ее часть разрабатывается заново. В настоящее время уже разработаны:

- Блок нормативно-технических документов по мелиоративному и водохозяйственному строительству в Республики Беларусь в соответствии с требованиями СНБ 1.01.01-97;

- Пособие П1-98 к СнИП 2.01.14-83 "Определение расчетных гидрологических характеристик (2000 г.);

- Пособие ГП-98 к СнИП 2.06.03-85 "Проектирование и возведение мелиоративных систем и сооружений (организация поверхностного стока)";

- Временные рекомендации по расчету основных показателей экономической эффективности капитальных вложений в мелиорацию земель в текущих (прогнозных) ценах и ряд других.

Разрабатываются:

- Пособие к СнИП 2.06.03-85 “Проектирование осушительных систем” (2001 г.);

- Пособие к СнИП 2.06.03-85 “Проектирование реконструкции осушительных систем” (2001 г.);

- Пособие к СнИП 1.02.01-96 “Инженерно-геологические и гидрологические изыскания мелиоративного и водохозяйственного строительства” (2000 г.);

- Пособие к СнИП 2.06.01.-86 “Проектирование и строительство малых ГЭС” (2000 г.).

На перспективу планируется пересмотреть основные СнИПы и разработать около 30 пособий к ним. Это позволит в перспективе создать нормативную базу для условий Беларуси и в значительной степени повысить качество проектирования, строительства и эксплуатации мелиоративных и водохозяйственных систем, а соответственно – эффективность использования мелиорированных земель.

На протяжении всего периода с гидротехническим факультетом и кафедрами этого института мелиоративные организации поддерживали и поддерживают тесное сотрудничество по научному обоснованию мелиоративного и водохозяйственного строительства, эксплуатации мелиоративных систем, разработке нормативной базы, подготовке и переподготовке кадров.

К наиболее крупным разработкам БГПА для мелиоративного и водохозяйственного строительства следует отнести предложения и гидравлические исследования типовых водопропускных, водорегулирующих и водосбросных гидротехнических сооружений, исследования ассортимента защитных фильтрующих материалов для защиты закрытого дренажа, разработку пособия к СнИП 2.06.86 “Проектирование и строительство малых ГЭС”.

Однако, основное место в сотрудничестве с БГПА занимают вопросы подготовки квалифицированных инженерных кадров. В годы проведения масштабной мелиорации производство ежегодно получало до 100 молодых, высокоподготовленных специалистов. Мелиоративные предприятия и в настоящий период могут принимать до 50 инженеров-гидротехников, что необходимо учитывать при наборе абитуриентов на первый курс в будущем.

В последние два года получило также тесное сотрудничество по переподготовке и аттестации инженеров технического надзора за строительством, мастеров и прорабов. Это направление будет развиваться и в последующие годы.

## Транспортирующая способность потока при развитии транспорте наносов Богославчик П.М. (БГПА)

В динамике русловых потоков имеется много формул расхода твердого стока, которые в соответствии с характером перемещения частиц грунта в потоке подразделяются в основном на два типа: формулы расхода донных (влекомых) наносов и формулы расхода взвешенных наносов. Удельный расход твердого стока равен произведению концентрации грунта в потоке (мутности) на удельный расход воды

$$q_S = S \cdot q \quad (1)$$

Средняя концентрация твердого стока в потоке зависит от следующих величин: плотности воды и частиц грунта  $\rho$  и  $\rho_S$ , гравитационного ускорения  $g$ , вязкости воды  $\mu$ , гранулометрического состава транспортируемого грунта (в большинстве случаев обходятся средним диаметром частиц  $d$ ), динамической скоростью  $v_*$ . То есть

$$S = f(\rho, \rho_S, g, \mu, d, v_*) \quad (2)$$

Некоторые авторы, в частности Гришанин К.В. отмечают, что в области развитого транспорта наносов, то есть при скоростях, значительно превышающих не размывающие, картина транспорта твердого стока значительно упрощается. Здесь, независимо от диаметра частиц вязкого подслоя на дне нет, и, следовательно, вязкость воды влияет на процесс размыва лишь в той мере, в какой она влияет на гидравлическую крупность частиц грунта. То же самое можно сказать о величинах  $\rho_S, g, d$ . Эти параметры вместе определяют гидравлическую крупность  $w$ . Кроме того, поскольку в гидравлических расчетах оперировать динамической скоростью сложно, введем в (2) вместо  $v_*$  определяющие ее величины: среднюю скорость потока  $u$ , глубину потока  $h$  и диаметр частиц грунта  $d$  как характеристику шероховатости песчаного дна. Таким образом, уравнение (2) можно преобразовать к следующему виду

$$S = f(u, w, h, d) \quad (3)$$

Расход твердого стока

$$q_S = q \cdot f(u, w, h, d). \quad (4)$$

В динамике русловых потоков известно достаточно много формул расхода твердого стока, которые в большинстве своем в том или ином виде содержат аргументы, фигурирующие в (4). Более того, формулы расхода взвешенных наносов несмотря на их большое количество разнообразием не отличаются и большинство из них приводится к следующему виду

$$q_S = D \frac{u^\alpha}{w^k h^m} q, \quad (5)$$

где величины  $D, \alpha, k, m$  у разных авторов предлагаются разными по величине в зависимости от условий получения экспериментальных данных.

Исследования размыва грунтов вызывает серьезные трудности по причине сложности проведения экспериментов. Проводимые ранее опыты по размыву плотин позволили получить данные именно для условий размыва при больших скоростях, т.е. для развитого транспорта наносов. Для условий размыва низового откоса плотины из песчаных грунтов была предложена следующая формула

$$q = 0,153 \cdot \frac{u^3}{h} q, \quad (6)$$

Попытка расширить область применения формулы (6) на другие условия размыва успешными не были. Более того, даже для расчета размыва плотины при переливе для второй стадии применялась формула В.Н.Гончарова, так как формула (6) дает плохую сходимость с экспериментальными данными.

С целью уточнения формулы расхода твердого стока при больших скоростях рассмотрим более подробно размыв грунтовой плотины на второй стадии, для которой характерно интенсивное снижение гребня. На рис.1 представлена физическая картина размыва грунтового массива. На рис.2 — графики размыва для песчаных грунтов различного гранулометрического состава.

Ранее отмечалось, что при переливе воды через гребень плотины сначала происходит размыв низового откоса (первая стадия). После полного размыва низовой упорной призмы размываемый массив приобретает форму водослива практического профиля (рис.1). Затем начинается интенсивное снижение гребня водослива, который при этом сохраняет форму близкую к практическому профилю. Для определения

размывающей способности потока (интенсивности снижения гребня) сделаем допущение, что поток находится в состоянии динамического равновесия, то есть насыщение его наносами в каждом сечении соответствует транспортирующей способности. Выделим на гребне размываемого водослива в его наивысшей точке участок предельно малой длины  $x$  и рассмотрим деформацию гребня на нем, применив балансый метод. Воспользуемся уравнением деформации, которое для плоской задачи имеет следующий вид

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} + \rho_0 \frac{dy}{dt} = 0, \quad (7)$$

где  $\rho_0$  – плотность грунта;

$y$  – отметка гребня размываемого массива.

Отсюда, размывающая способность потока на гребне

$$\frac{dy}{dt} = -\frac{1}{\rho_0} \frac{\partial q_s}{\partial x} \quad (8)$$

В зависимости от того, какая формула расхода твердого стока подставляется в уравнение (8), получается соответствующее уравнение размывающей способности. Опытные данные (рис.2) дают несколько неожиданные результаты. Во всех опытах независимо от крупности частиц размываемого грунта, от глубины и скорости потока интенсивность снижения гребня до момента подтопления размываемого водослива со стороны нижнего бьефа. Получается, что размывающая способность потока зависит от фактора, который во всех опытах в рассматриваемом интервале времени одинаков. Как известно, на гребне водослива практического профиля в его наивысшей точке устанавливается критическая или близкая к ней глубина, то есть глубина с числом Фруда  $F_r = u^2 / gh = 1$ . Число Фруда остается постоянным весь рассматриваемый период времени. Поэтому можно предположить, что фактором, определяющим размывающую способность потока, является число Фруда, и уравнение размывающей способности можно записать

$$\frac{dy}{dt} = -a \left( \frac{u^2}{gh} \right)^\delta \quad (9)$$

Исходя из (8) и (9), а также имея ввиду, что в рассматриваемом

случае  $dy/dx = \text{const}$ , и для условий плоской задачи  $v = q/h$ , после некоторых преобразований имеем

$$q_S = k \frac{v^{2\delta-1}}{h^\delta} q. \quad (10)$$

По опытным данным коэффициент  $k$  колеблется в пределах 0,004 – 0,005 (в среднем 0,0045). По анализу второй стадии размыва коэффициент  $\delta$  определить невозможно, так как здесь  $Fg=1$ . Поэтому для определения  $\delta$  были выполнены расчеты размыва плотин для первой стадии по предложенной ранее методике, но с использованием формул (10). При этом уравнение деформации для первой стадии имеет вид

$$\frac{dM}{dt} = k_1(z-y)^{0,3\delta+0,9}, \quad (11)$$

где

$$k_1 = \frac{k i^{0,9\delta-0,3} m^{0,2\delta+0,6} (2g)^{0,1\delta+0,3}}{n^{1,8\delta-0,6}},$$

$i$  – уклон дна низового откоса;

$z$  – уровень верхнего бьефа;

$m$  – коэффициент расхода размываемого водослива;

$n$  – коэффициент шероховатости.

На основании анализа опытных данных и сравнения их с расчетными для моделей из песчаных грунтов различного гранулометрического состава установлено значение величины показателя степени. Оно равно  $\delta = 2,15$ . Тогда формула транспортирующей способности потока имеет вид

$$q_S = 0,0045 \frac{v^{3,3}}{h^{2,15}} q. \quad (12)$$

Таким образом получена формула расхода твердого стока для области развитого транспорта наносов. Формула дает одинаково хорошую сходимость при расчетах размыва плотин при переливе как на низовом откосе, так и на гребне. Предполагается, что формула (12) может быть применена и в других случаях для бурных потоков, например для расчетов размывов в нижних бьефах водосбросов, где также имеет место развитый транспорт наносов. Но для подтверждения этого предположения требуются дополнительные исследования.

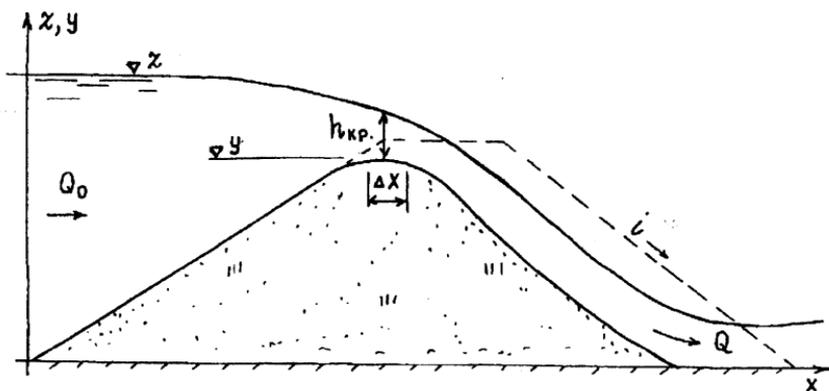


Рис.1. Общая картина размыва.

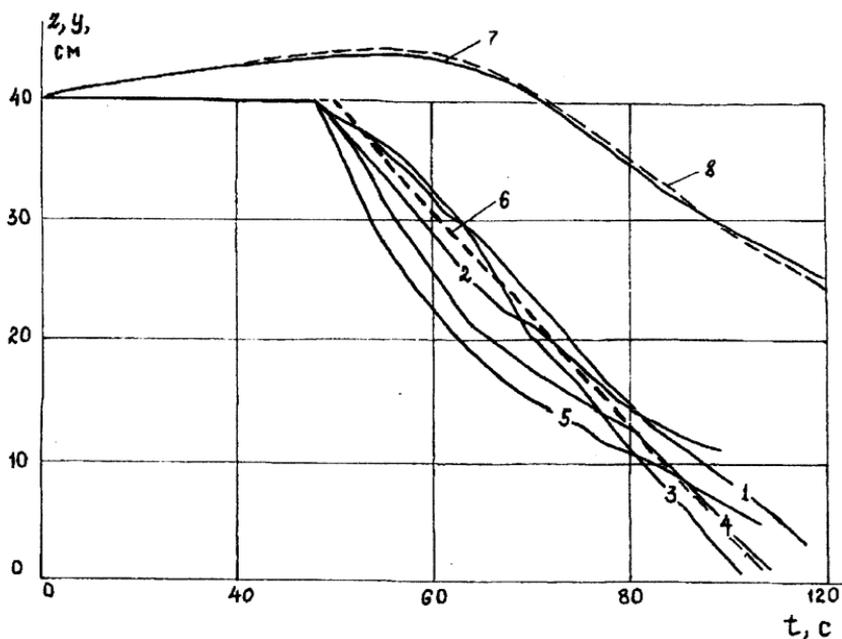


Рис.2. Графики размывающей способности  $y=f(t)$  для песчаных грунтов различной крупности: 1 и 4 – для  $d=0,1-1,0$  мм; 2 –  $d=0,1-2,0$  мм; 3 –  $d=0,1-0,5$  мм; 5 –  $d=12$  мм; 6 – расчетный для  $d=0,1-1,0$  мм; 7 – график изменения УВБ для кривой 1; 8 – то же расчетный для кривой 6.

# Фильтрационный расчет грунтовой плотины с экраном и ядром Богославчик П.М., Круглов Г.Г. (БГПА)

В настоящее время для фильтрационных расчетов грунтовых плотин используются расчетные схемы и зависимости, приведенные в (справочник проектировщика. Гидротехнические сооружения. Под ред. В.П.Недриги.). Подробное их рассмотрение и, в частности, работа по автоматизации расчетов на ЭВМ, выявили в них ряд неточностей и недостатков. Не касаясь всех 18-ти приведенных схем, рассмотрим в данной работе расчет плотин с экраном и с ядром. В основу расчета положен способ виртуальных длин. Не отвергая самого способа, следует отметить, что предлагаемая форма весьма неудобна в практических расчетах. Главное неудобство, на наш взгляд, заключается в том, что построение кривой депрессии выполняется в приведенной (виртуальной) системе координат. Для перехода в нее и обратно в реальную систему приходится выполнять громоздкие графические построения. Кроме того, нет четкой привязки к соответствующим дренажным устройствам.

В данной работе предлагаются доработанные, до более удобного практического использования схемы и формулы фильтрационного расчета грунтовых плотин с экраном и ядром. Для выполнения расчетов предлагаемым способом нет необходимости переходить в виртуальную систему координат. Все расчеты и построения выполняются в реальной системе координат с достаточной четкой привязкой дренажных устройств. Внесены некоторые изменения в формулы. В частности арккосинус заменен более удобными при расчетах зависимостями.

## Плотина с экраном.

Расчетные схемы представлены на рис. 1 и 3. Расчетные зависимости и порядок расчета следующие.

$$\delta_{\text{ср.}} = \frac{\delta_{\text{В}} + \delta_{\text{Н}}}{2}. \quad (1)$$

Принимается в первом приближении  $H_{\text{Н}}=H_2$ .

$$r = \frac{2l_2 \sin \alpha}{\delta_{\text{Н}}} + \sqrt{\frac{4l_2^2 \sin^2 \alpha}{\delta_{\text{Н}}^2} - 1}. \quad (2)$$

$$k_{\text{э}}^1 = k_{\text{э}} + \frac{2k_{\text{oc}}\delta_{\text{cp}}}{\pi(H_1 + H_H)\sin\alpha} \ln r \quad (3)$$

$$\Delta L_{\text{э}} = \delta_{\text{cp}} \frac{k_T}{k_{\text{э}}^1} \sin\alpha \quad (4)$$

$$L_{\text{np}} = L + \Delta L_{\text{э}} - \frac{\delta_H}{2\sin\alpha} \quad (5)$$

Определяется положение кривой депрессии  $h_x$  за экраном и абсцисса этой точки в условной системе координат  $x_{\text{np}}$ . Для этого решается система из двух уравнений: уравнения (6) и, в зависимости от типа дренажа, уравнения (7), (9) или (13).

$$h_x = (x_{\text{np}} - \Delta L_{\text{э}} + \frac{\delta_H}{2\sin\alpha} + m_{\text{np}}H_1)\text{tg}\alpha_1 \quad (6)$$

а) плотина с трубчатым дренажем (рис.3а).

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L_{\text{np}} - x_{\text{np}} + \frac{0,5q}{k_T})}, \quad (7)$$

где  $q = k_T \frac{H_1^2}{2L_{\text{np}} + \Delta L_B}$ , (8)

$$\Delta L_B = \beta_B H_1; \quad \beta_B = \frac{m_1}{2m_1 + 1}, \quad (\text{при } m > 2 \quad \beta_B = 0,4).$$

б) плотина с дренажным банкетом (рис.3б).

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L_{\text{np}} - x_{\text{np}})} + h_c, \quad (9)$$

где  $q = k_T \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_{\text{np}}}$ , (10)

$$h_c = \sqrt{H_1^2 - 2(L_{\text{np}} + \Delta L_B) \frac{q}{k_T}} \quad \text{при } H > 0, \quad (11)$$

$$h_c = f(m'_1) \frac{q}{k_T} \quad \text{при } H = 0. \quad (12)$$

$L_B = \beta_B H_1$  (см. выше).

$f(m'_1)$  принимается в зависимости от  $m'_1$  по следующей таблице

$m'_1$	0	0,5	1	2	>2
$f(m'_1)$	0,74	0,86	0,94	0,98	1

в) плотина с наклонным дренажем (рис.3в).

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L_{np} - x_{np} - m_2 h_B) + (H_2 + h_B)^2}, \quad (13)$$

где 
$$q = k_T \frac{H_1^2}{L_p + \sqrt{L_p^2 - m_2^2 h_B^2}}, \quad (14)$$

$$L_p = L_{np} + \beta_B H_1, \quad (\beta_B \text{ см. выше}), \quad (15)$$

$$h_B = a + \sqrt{a^2 + \frac{m^2}{2f(m_2)} H_2 \frac{q}{k_T}}, \quad (16)$$

$$a = 0,5f(m_2) \frac{q}{k_T} - 0,5 \left\{ 1 + \frac{m_2}{2[f(m_2)]} \right\} H_2, \quad (17)$$

$$f(m_2) = 0,5 + m_2 \quad \text{при } m_2 \geq 1,$$

$$f(m_2) 0,7 + 0,8 \cdot m_2 \quad \text{при } m_2 < 1.$$

Полученное  $h_x$  сравнивается с  $H_H$ . Если  $H_H \neq h_x$ , принимается  $H_H = h_x$  и расчеты начиная с уравнения (2) повторяются до совпадения с требуемой точностью  $h_x$  и  $H_H$ . При  $H_H = h_x$  фиксируется полученное при этом  $x_{np}$ .

Затем строится кривая депрессии в зависимости от типа дренажа по уравнениям (7), (9) или (13), в которые вместо  $x_{np}$  подставляется  $x + x_{np}$ , где  $x$  — текущая абсцисса в реальной системе координат (рис.1).

### Плотина с ядром.

Расчетные схемы представлены на рис.1, 3. Расчетные зависимости и порядок расчета следующие.

$$\delta_{\text{ср}} = \frac{\delta_{\text{В}} + \delta_{\text{Н}}}{2}. \quad (18)$$

В первом приближении принимается  $H_{\text{В}} = H_1$ ,  $H_{\text{Н}} = H_2$ .

$$k'_{\text{я}} = k_{\text{я}} + \frac{2k_{\text{ос}}\delta_{\text{ср}}}{\pi} \ln \left( \frac{2l_2}{\delta_{\text{Н}}} + \sqrt{\frac{4l_2^2}{\delta_{\text{Н}}^2} - 1} \right). \quad (19)$$

$$\Delta L_{\text{я}} = \frac{k_{\text{T}}}{k'_{\text{я}}} \delta_{\text{ср}}, \quad (20)$$

$$L_{\text{пр}} = L + \Delta L_{\text{я}}. \quad (21)$$

Абсцисса точки перед ядром

$$x_{\text{р}} = m_1(H_{\text{пл}} - H_1) + \left( l_{\delta} - \frac{\delta_{\text{В}}}{2} \right) \quad (22)$$

Абсцисса точки после ядра (в приведенной системе координат)

$$x_{\text{с}} = m_1(H_{\text{пл}} - H_1) + l_{\delta} + \frac{\delta_{\text{Н}}}{2} + \Delta L_{\text{я}}. \quad (23)$$

В зависимости от типа дренажа по уравнению (7), (9) или (13), где вместо  $x_{\text{пр}}$  подставляется  $x_{\text{р}}$  и  $x_{\text{с}}$ , определяется положение кривой депрессии перед ядром и после ядра  $h_{x_1}$  и  $h_{x_2}$ . Если  $h_{x_1} \neq H_{\text{В}}$  и  $h_{x_2} \neq H_{\text{Н}}$ , принимается в следующем приближении  $H_{\text{В}} = h_{x_1}$ ,  $H_{\text{Н}} = h_{x_2}$  и расчеты, начиная с уравнения (19) повторяются.

Если  $h_{x_1}$  и  $h_{x_2}$  совпадают с требуемой точностью соответственно в  $H_{\text{В}}$  и  $H_{\text{Н}}$ , то в зависимости от типа дренажа по уравнениям (7), (9) или (13) строится кривая депрессии за ядром. В уравнения при этом вместо  $x_{\text{пр}}$  следует подставлять  $x_{\text{с}} + x$ , где  $x$  – текущая абсцисса в реальной системе координат (рис.2).

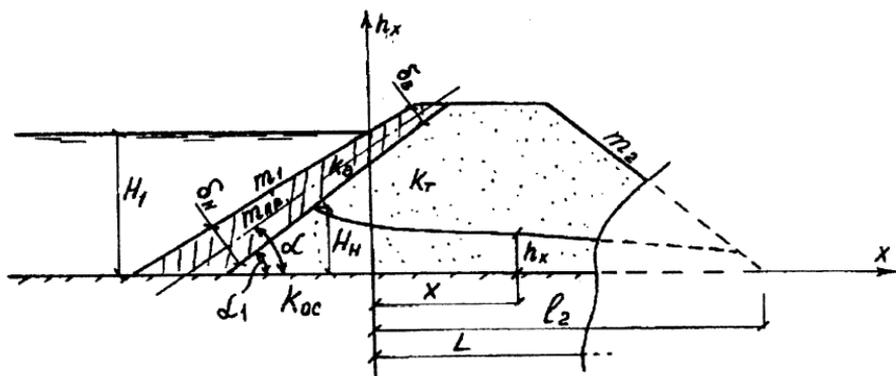


Рис.1. Расчетная схема плотины с экраном.

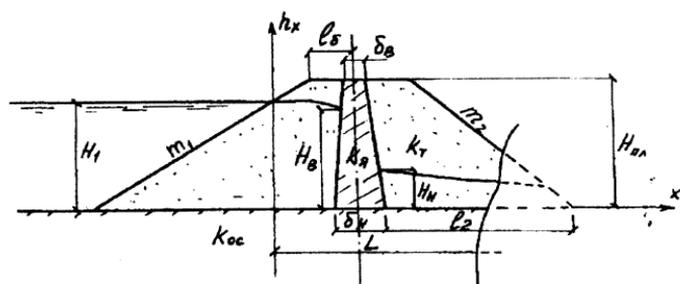


Рис.2. Расчетная схема плотины с ядром.

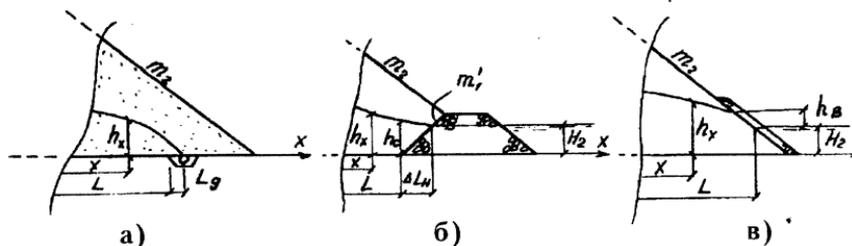


Рис.3. Расчетные схемы дренажей: а) трубчатый; б) дренажный банкет; в) наклонный.

## **Потери напора в пожарных рукавах** **Михневич Э.И., (БГПА)** **Яковчук В.И. (ВПУ МЧС Республики Беларусь)**

В пожарной технике для подачи к месту пожара воды или водных растворов пенообразователей используются гибкие трубопроводы - напорные пожарные рукава. Первые пожарные рукава были выпущены в 1676 году в Амстердаме (Голландия) и изготавливались из кожи, скрепленной заклепками. Рукава были тяжелыми и негибкими и предназначались для подачи воды от ручных насосов к месту пожара. В 1821 году в Англии появились рукава из тканого льна, а в 1868 г. в той же Англии были запатентованы рукава с резиновым внутренним слоем.

Дальнейшая эволюция пожарных рукавов была связана с появлением высокопрочных синтетических волокон (нейлона, поливинилхлорида, полиуретана), применение которых позволило в 1957 году выпустить первые синтетические рукава. С 1963 года для производства пожарных рукавов стали применяться полиамидные полиэфиры. Применение новых материалов позволило существенно снизить массу рукавов, повысить их долговечность и прочность.

В настоящее время практически во всем мире наметилась тенденция замены льняных рукавов на рукава из синтетических материалов. В ФРГ, например, фирмы Suter и Growag выпускают рукава, имеющие внутреннее резиновое покрытие и внешнюю оболочку из полиэфира. Рукава отличаются высоким качеством и надежностью в работе.

Стандарт Великобритании В8 3165:1986 содержит сведения о конструктивных и механических свойствах, порядке испытаний и эксплуатации рукавных линий, изготовленных с применением резин и пластмасс. А фирма Yilvertown выпускает рукава из силиконовой резины и асбестовых волокон, что позволяет подвергать их воздействию открытого пламени в течение 19 минут. Из этого же материала фирма изготавливает трубопроводы для подачи огнетушащих веществ в автоматические установки пожаротушения на химических предприятиях, военных объектах и самолетах.

На производстве пожарных рукавов специализируется норвежская фирма Mandals, основанная еще в 1775 году. Выпускаемые ею пожарные рукава изготавливаются из прочной ткани, получаемой из полиэфирных волокон с покрытием из полиэфирного эластомера. Они устойчивы к гидролизу и химикатам, к изгибанию, показывают отличные механические свойства и выдерживают температуры от -

50°С до 90°С. К тому же они легковесны и долговечны в эксплуатации.

Фирма **National fire hose corp.** (Канада) выпускает пожарные рукава длительного срока эксплуатации. Материалом для наружного слоя рукавов служат износостойкие синтетические волокна Nylon желтого или коричневого цвета, не теряющие своих эластичных и прочностных свойств при воздействии тепла и низких температур, при длительном хранении и эксплуатации. Внутренняя часть рукава представляет собой слой ткани из синтетических волокон, которая тщательно проверяется на гидростатическое давление. Соединение слоев производится эластичной резиной. Фирма гарантирует эксплуатацию рукавов в течение 10 лет.

Главным поставщиком пожарных рукавов в Чехии является завод Technolen, который в последние годы значительно обновил выпускаемый ассортимент, используя иностранные лицензии и собственные разработки. Завод выпускает пожарные рукава полиамидные с внутренним полиэфирным слоем, те и другие диаметром 52 и 75 мм. Разработаны новые типы пеньковых рукавов диаметром 25, 52 и 75 мм; полиамидных с внутренним резиновым слоем диаметром 110 мм, за которыми последуют другие размеры. В будущем предусмотрен выпуск полиэфирных пожарных рукавов. Все рукава отвечают повышенным требованиям к прочности, износостойкости и другим характеристикам на уровне мировых стандартов.

Основным поставщиком пожарных рукавов для пожарной службы и объектов хозяйствования Беларуси является Россия (Павлово-посадский льнокомбинат и Бийский химкомбинат).

Используемые в настоящее время в теории и практике пожаротушения значения гидравлических сопротивлений пожарных рукавов были получены Н.А.Тарасовым-Агалаковым еще в 40-50-е годы для прорезиненных и непрорезиненных рукавов с чехлом из натуральных волокон (в основном лен), которые в настоящее время почти не используются, им на смену пришли рукава из синтетических материалов, что требует исследования их гидравлических параметров и совершенствования методики их гидравлического расчета. В существующей методике данный расчет базируется на допущении, что при движении воды по пожарным рукавам реализуются рабочие расходы, обеспечивающие квадратичную область турбулентного режима. При таком допущении потери напора в рукаве прямо пропорциональны квадрату расхода жидкости  $Q^2$ :

$$h = SQ^2.$$

Коэффициент пропорциональности 8 называют сопротивлением пожарного рукава (стандартная длина 20 м). Его значения, используемые в современной методике гидравлического расчета пожарных рукавов, приведены в табл.1, взятой из справочной литературы (Иванников В.П., Ключ П.П. Справочник руководителя тушения пожара).

Таблица 1

**Значения сопротивлений S пожарных рукавов**

Рукава	Диаметр рукава, мм			
	51	66	77	89
Прорезиненные	0,15	0,035	0,015	0,004
Непрорезиненные	0,3	0,077	0,03	-

Как видно из табл.1, гидравлическое сопротивление напорных пожарных рукавов определяется диаметром и типом рукава (прорезиненный, непрорезиненный). Гидравлический расчет рукавов, изготовленных из других материалов, например латексированных, производится по значениям гидравлического сопротивления прорезиненных рукавов. Однако, как показывает практика, расчеты по этой методике с использованием данных значений сопротивлений не всегда соответствуют действительности. Это объясняется несовершенством данной методики, согласно которой гидравлическое сопротивление не зависит от критерия Рейнольдса, сроков службы рукава, материала его изготовления, вида транспортируемой жидкости (ведь мы подаем на тушение не только воду, но и водные растворы пенообразователей различной концентрации) и т.д.

Для определения величин гидравлического сопротивления современных напорных рукавов и его зависимости от вышеизложенных факторов в ВПТУ МЧС Республики Беларусь были проведены экспериментальные исследования в натуральных условиях по схеме, приведенной на рис. 1. Исследованию подвергались льняные непрорезиненные (ГОСТ 472-75), прорезиненные (ГОСТ 7877-75) и латексированные (ТУ 17 РСФСР 40-6851-77) напорные пожарные рукава, наиболее часто используемых в практике пожаротушения диаметров (51, 66, 77 мм) и с различными сроками эксплуатации (от новых до 8 лет.)

Методика эксперимента состояла в следующем. Пожарным насосом автомобиля 1 вода подавалась по соединительному рукаву 2 в исследуемый рукав 4. Соединительный рукав применялся для уменьшения турбулентности потока и создания прямолинейного входа в рукав 4. Потери напора фиксировались по разности показаний

образцовых манометров, расположенных в начале и в конце исследуемого участка. Для уменьшения погрешностей измерений, вызванной пульсациями давления в линии, манометры устанавливались на специальных вставках 3 с воздушными колпаками. Расход воды определялся по стволу - водомеру 5, протарированному объемным способом с помощью тарировочной емкости 6. Регулирование расхода осуществлялось задвижкой на напорном патрубке насоса. Опытные данные обрабатывались на компьютере, с помощью подготовленных для этого и имеющихся стандартных программ.

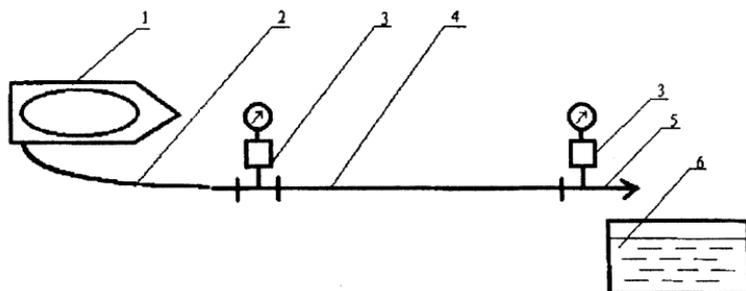


Рис. 1. Схема экспериментальной установки

Исследования напорных пожарных рукавов показали, что с увеличением внутреннего давления  $P_{\text{вн}}$  транспортируемой жидкости имеет место деформация растяжения материала чехла рукавов, что приводит к увеличению расчетной площади поперечного сечения и длины рукавов.

Фактическую площадь поперечного сечения напорных рукавов в зависимости от внутреннего давления в них рекомендуется определять по значениям фактического диаметра, представленных в виде кривых на рис. 2, которые построены по экспериментальным данным. Увеличение длины рукавов достигает 6%.

На рис. 3 изображены экспериментальные зависимости коэффициента гидравлического трения Дарси  $A$ , от критерия Рейнольдса  $Re$  для напорных пожарных рукавов диаметром 51 мм. Как видно, гидравлические сопротивления льняных, латексированных и прорезиненных пожарных рукавов отличаются друг от друга, и поэтому гидравлический расчет латексированных рукавов по значениям сопротивлений прорезиненных приводит на практике к погрешностям. Квадратичная зона сопротивлений в данных рукавах реализуются при числах Рейнольдса более 180000-200000, что соответствует расходам воды более 7-9 л/с, в то время как в практике пожаротушения в

рукавах диаметром 51 мм реализуются, в основном, рабочие расходы (3-5 л/с). В этом случае величина сопротивлений превышает табличные значения, что также приводит к ошибкам в гидравлическом расчете рукавов.

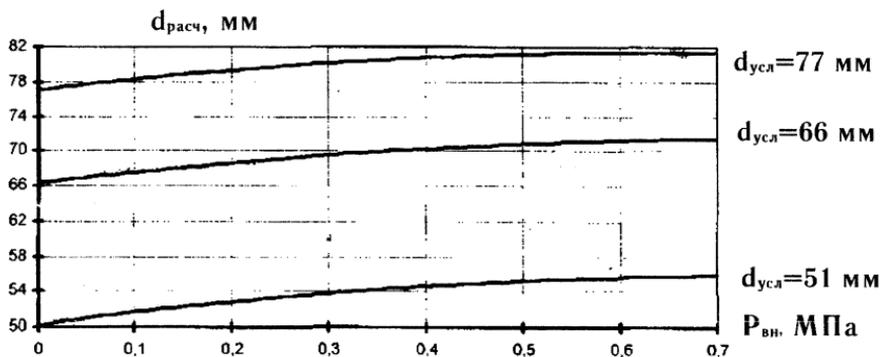


Рис.2. Зависимость  $d_{расч} = f(P_{вн})$

Напорные пожарные рукава в зависимости от срока эксплуатации делятся на 4 категории: I - до 3 лет эксплуатации, II - 3-6 лет, III - 6-7 лет, IV - рукава, которые не выдерживают норм испытаний для III категории. Однако в существующей методике в расчет принимаются значения гидравлического сопротивления рукавов I категории, а на рис. 3 также видно, что с увеличением срока службы рукавов их гидравлическое сопротивление возрастает примерно на 8-10% при переходе в последующую категорию. Пренебрежение этим в существующей методике также приводит к существенным ошибкам в расчете рукавных систем.

Исходя из вышеизложенного, можно сделать вывод, что для более точного определения потерь напора следует использовать рекомендуемую нами формулу, в которой учитываются сроки эксплуатации рукава:

$$h = knSg^2,$$

где  $k$  - коэффициент, зависящий от категории (срока эксплуатации рукава) и принимаемый:

$k = 1$  для рукавов 1 категории;

$k = 1,1$  для рукавов 2 категории;

$k = 1,2$  для рукавов 3 категории;

$n$  - количество рукавов в рукавной линии.

Гидравлическое сопротивление  $S$  пожарных рукавов при этом

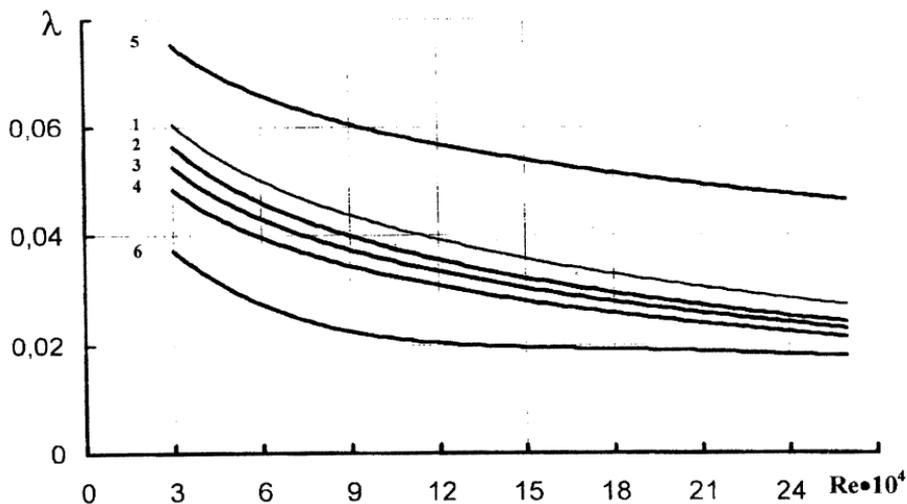


Рис. 3. Гидравлические сопротивления напорных пожарных рукавов диаметром 51 мм: латексированные 1 - I категории, 2 - II категории, 3 - III категории, 4 - IV категории; 5- льняные непрорезиновые I категории; 6- прорезиненные I категории.

предлагается определять по уточненным опытным путем значениям, которые приведены в табл. 2.

Таблица 2

**Значения гидравлического сопротивления напорных пожарных рукавов**

Тип рукава	Диаметр рукава, мм.		
	51	66	77
Прорезиненный	0,13	0,035	0,015
Латексированный	0,15	0,040	0,021
Непрорезиновый	0,30	0,077	0,033

Из табл.2 видно, что гидравлическое сопротивление латексированных рукавов отличается от аналогичных значений прорезиненных рукавов и расчет насосно-рукавных систем, с латексированными рукавами по значениям гидравлических сопротивлений прорезиненных рукавов приводит к большим погрешностям.

Таким образом, из вышеизложенного можно сделать вывод, что существующая методика гидравлического расчета насосно-рукавных систем нуждается в переработке. В ней необходимо учесть влияние

деформаций рукавов под действием внутреннего давления транспортируемой по ним жидкости, срок их эксплуатации и другие факторы.

## **Фильтрационные исследования придамбового дренажа**

**Круглов Г.Г.**

**Джайсвал Мохан Прасад**

**(БГПА)**

Одним из наиболее негативных последствий создания водохранилищ является затопление и подтопление земель, и связанное с этим, уменьшение земельного фонда. По данным А.Б.Авакяна в целом по странам СНГ при создании водохранилищ затоплено около 7 млн.га. земель, 10% из которых приходится на долю пашни и 29% – на сеякосы и пастбища. Площади подтоплений оцениваются в 10-15% от площади затоплений, а при неблагоприятных природных условиях (равнинный характер территории, водопроницаемые и обводненные грунты и т.д.) и в зависимости от площади зеркала водохранилища они могут достигать 70-80%.

Строительство прудов и водохранилищ в условиях равнинного рельефа Беларуси, когда грунты ложа водохранилищ на большей части территории республики представлены песчаными и супесчаными четвертичными отложениями с грунтовыми водами, залегающими близко к дневной поверхности, всегда связано с необходимостью защищать значительные территории от затоплений и подтоплений.

Наиболее часто в состав защитных сооружений белорусских водохранилищ входят оградительные дамбы, трубчатый дренаж и придамбовый канал, которые предназначены для организационного сбора и отвода в НБ воды, фильтрующей через тело плотины и ее основание.

Оградительные дамбы отсыпаются из местного грунта, чаще всего мелкого песка и супеси, средняя высота дамб 3-5 м, заложение верхового откоса 3-7, низового – 2,5. Дренаж низового откоса дамб выполняется из гончарных трубок диаметром 200 мм с устройством обратного фильтра. Для обеспечения необходимого понижения кривой депрессии в зоне низового откоса дрена заглубляется на 0,6-1,0 м от подошвы плотины и располагается в теле плотины на расстоянии до 5 м от бровки низового откоса.

Параллельно низовому откосу плотины, на расстоянии 15-20 м от

его подошвы, устраивается придамбовый канал, который помимо дренирования территории нижнего бьефа, используется еще и для отвода фильтрационных вод, поступающих в трубчатый дренаж. Глубина канала обычно не превышает 1,5 м, ширина по дну до 1 м, заложение откосов 1:2,5. Расчетная глубина воды в канале назначается до 0,5 м.

Опыт эксплуатации дренажей данной конструкции показал, что они не справляются со своей задачей, допуская подтопление и заболачивание территорий, расположенных в нижних бьефах плотин и ограждающих дамб [2]. Повышение (по сравнению с расчетным) уровня грунтовых вод над трубчатым дренажем и на территории нижнего бьефа можно объяснить недостаточной скважностью и малым диаметром дрены [3,4,5] и ее гидродинамическим несовершенством по степени вскрытия пласта (дрена располагается выше водоупора и не перехватывает всего фильтрационного потока, идущего со стороны водохранилища через земляную плотину и водопроницаемое основание).

Для выявления степени влияния каждой из названных причин и разработки конструктивных мероприятий по защите подтапливаемых территорий была оборудована опытная установка (рис.1).

В грунтовом лотке длиной 600 см, высотой 100 см и шириной 50 см в масштабе 1:15 была выполнена модель оградительной дамбы и защищаемой территории, которая соответствует типовой схеме защитных сооружений, применяемых в Беларуси. Высота ограждающей дамбы 32 см, заложение верхового откоса 1:3, низового 1:2,5. Отсыпалась модель из песка слоями толщиной 5 см с последующим уплотнением трамбовкой. Водоупором на опытной установке служило днище лотка.

В качестве придамбовой дрены на модели устанавливались пластмассовые перфорированные трубы, обернутые стеклохолстом. Предусмотрено восемь мест для установки дрены, расположенных на четырех различных расстояниях от оси дамбы и двух уровнях относительно поверхности защищаемой территории. Перфорация труб делалась значительно больше рекомендуемой и достигла 30% от ее боковой поверхности.

Придамбовый канал глубиной 20 см и заложением откосов 1:2 выполнен на расстоянии 350 см от подошвы низового откоса ограждающей дамбы.

Лоток оборудован 102-я точечными пьезометрами, которые располагаются на 17-и вертикалях. Фильтрационные расходы, поступающие в дренаж и в придамбовый канал, измерялись объемным способом.

Измерение уровня грунтовых вод над дренаем производилось при помощи установленной над ней перфорированной трубки и электросигнализатора.

В каждом местоположении дреная проводилось несколько опытов при различных уровнях воды перед дамбой и в канале, которые объединялись в одну серию. В отсеке перед дамбой фиксировалось 4-е уровня (92,5; 86,0; 79,5; 73,0 см), а в канале 2-3 уровня, в зависимости от глубины заложения дреная. Во всех местоположениях дреная располагалась выше уровня воды в канале, который был для I-IV местоположений – 56,5; 53,0; 49,5 см, а для местоположений V-VIII – 41,5 и 38,0 см.

Методика проведения опытов была принята следующей. Перед началом опытов ежедневно все пьезометры тщательно прокачивались. Затем перед дамбой и в канале устанавливались максимальные уровни воды, которые поддерживались неизменными до момента стабилизации дебита дреная и расхода воды в канале, а также показаний пьезометров; т.е. до установления стационарного режима фильтрации. При установившемся режиме фильтрации снимались показания пьезометров, измерялись уровни воды перед дамбой и в канале, дебит дреная, расход воды в канале и отметка уровня грунтовых вод над дренаем. После чего уровень воды перед дамбой опускался, и по достижении установившегося режима фильтрации все измерения повторялись. После того как перед дамбой были установлены все четыре уровня, понижался уровень воды в канале и повторялись опыты со всеми уровнями воды перед дамбой. Таким образом, одна серия объединяла 8-12 опытов в зависимости от высотного местоположения дреная.

Помимо опытов с обычной конструкцией трубчатой дреная были проведены исследования новой конструкции придамбового дренажа, состоящего из перфорированной пластмассовой трубки, обернутой стеклохолстом и примыкающей к ней со стороны нижнего бьефа водонепроницаемой завесы различной глубины.

Анализ результатов исследований, выполненных для первых трех местоположений трубчатой дреная диаметром 4,5 см, показал:

1. Над дренаем обычной конструкции (без завесы) при повышении уровня воды перед дамбой возникает нависание грунтовых вод, величина которого достигает 20-30% от напора над дренаем со стороны верхнего бьефа, что вызывает повышение уровня грунтовых вод и подтопление (а в отдельных опытах и затопление) защищаемой территории.

2. Устройство водонепроницаемой завесы во всех опытах снимало нависание вод над дренай и, тем самым, значительно понижало уровень грунтовых вод (рис.2), что позволяло избегать подтопления защищаемой территории.

3. Для конструкции дренажа без завесы в зависимости от соотношения уровней воды перед дамбой и в канале, а также местоположения дрена относительно оси дамбы расход грунтовых вод, проходящий мимо трубчатой дрена в придамбовый канал, составлял от 10 до 25% от полного расхода грунтового потока, идущего со стороны водохранилища.

4. Во всех опытах (при наличии нависания грунтовых вод и без него) устройство завесы вызывало уменьшение расхода, поступающего в канал в 1,5-4,7 раза, величина которого в этом случае не превышала 2-10% от полного расхода грунтовых вод.

Таким образом, устройство трубчатой дрена в комплексе с водонепроницаемой завесой во всех случаях вызывало существенное снижение напора грунтового потока, поступающего на защищаемую территорию, что защищало ее от подтопления.

М 1:20

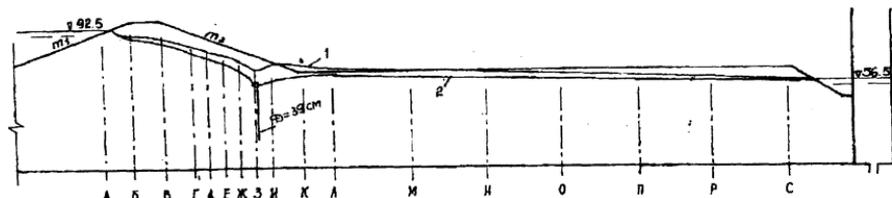


Рис.1. Схема опытной установки: 1 — оградительная дамба; 2 — защищаемая территория; 3 — места установки дрены; 4 — водонепроницаемая перегородка; 5 — перфорированная трубка электро-сигнализатора; 6 — придамбовый канал.

М 1:25

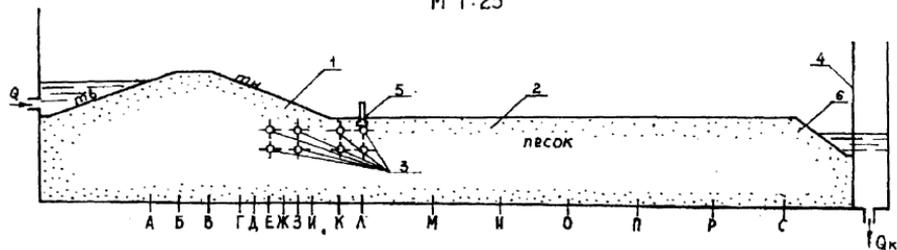


Рис.2. Положение уровней грунтовых вод на защищаемой территории: 1 — при обычной конструкции защитного дренажа; 2 — при устройстве дренажа с водонепроницаемой завесой.

# Регулирование влажности почвы дубль-сооружениями на осушительно-увлажнительных системах

Минаев И.В.  
(БГПА)

Многолетний опыт эксплуатации осушительно-увлажнительных систем показал, что в сложившихся условиях в конструкциях подпорно-сбросных сооружений имеется существенный изъян, который не позволяет оперативно управлять УГВ и соответственно влажности почвы. Эти сооружения предназначены для пропуска весенних паводковых расходов, сброса ливневых вод, опорожнения каналов, когда поддержание УГВ на высоких отметках не требуется. Но в вегетационный период необходимо медленное или ступенчатое понижение УГВ с нормированным сбросом объемов воды. Это объясняется тем, что часть корней растений развивается в подпочве и стремится вниз к влажным слоям грунта; для растений это форма выживания, поскольку в почве, содержащей основные питательные вещества, часто влажность колеблется, достигая влажности разрыва капилляров или даже влажности завядания. Регулирование влажности в подпочве не менее важно, чем в почве. Но для этого необходимы медленное снижение (со скоростью, близкой к скорости углубления корневой системы) уровней, обеспеченное хорошо управляемым расходом воды [1]. Такие расходы достигаются работой других сооружений, или дубль-сооружениями. В качестве дубль-сооружения при основном сооружении может служить сифон в виде трубы в обход подпорного сооружения (например, с коробчатым затвором). Этими сооружениями оснащены большинство осушительно-увлажненных систем Нечерноземной зоны. Конструкции и методы гидравлического расчета дубль-сооружений в настоящее время проходят опытную проверку и позволяют решить указанную проблему.

На рис.1 представлена конструкция одного варианта дубль - сооружения в виде сифона из пластмассовых труб, уложенных в грунт в обход подпорного сооружения с коробчатым затвором. Горизонтальная часть трубы-сифона имеет горловину с пробкой для залива воды. Конец сифона в верхнем бьефе имеет клапан, в нижнем бьефе - вентиль. Сброс воды от отметки  $\Delta h_{\max}$  до  $\Delta h_i$  или  $\Delta h_{\min}$  осуществляется в результате следующих действий:

- сифон заливается водой через горловину 5, при этом клапан 6 будет закрыт;
- открывается вентиль 7 в нижнем бьефе;
- слив воды до требуемого уровня фиксируется по водомерной рейке (трубе) 2;

- по достижении заданного уровня  $\Delta h_i$  закрывается вентиль 7 и сброс воды прекращается.

Сифоном можно оборудовать любое существующее сооружение, т.е. не нужно производить работ в основном сооружении. Нет необходимости строить подъемное устройство для оперативного регулирования уровня воды (УВ) в верхнем бьефе. Подъемник (ручная лебедка) необходим только для подъема коробчатого затвора для опускания и подъема УВ в периоды сброса больших объемов воды.

Сохранность сифона обеспечивается тем, что трубы укладываются в траншеи и засыпаются грунтом, горловина 5 и вентиль 7 помещаются в бетонные коробки.

Сифон обеспечивает плавный сброс воды из верхнего бьефа и точность установки заданного уровня.

После весеннего снеготаяния обычно в почве и подпочве возникает предельное распределение влажностей. В работе [2, с. 349] приведены кривые распределения влаги в случае образования на контакте почвы и подпочвы контактного слоя ( $K_1$ ), на котором может образовываться временный слой водонасыщенной почвы. В подпочве также возможен аналогичный случай распределения влаги выше водоупорного слоя. Выше УГВ в грунте и УГВ] в почве образуется капиллярная кайма [2, с. 293] с изменяющейся по высоте капиллярной влажностью (КВ). Выше капиллярной влагоемкости образуется влагоемкость ППВ (или НВ - для почвы)\*<sup>1</sup> соответствующая свойствам почвы и подпочвы. На уровне УГВ влажность соответствует полной влагоемкости (ПВ) почвы и подпочвы. В контактном слое ( $K_1$ ) влажность меняется скачкообразно между слоями.

Расходование влаги из почвы (выше слоя  $K_1$ ) на физическое испарение ( $E_1$ ) и эвапотранспирацию ( $E_2$ ) растениями (суммарное испарение  $E = E_1 + E_2$ ) приводит к перераспределению влаги в почве, при этом происходит обособление (иссушение) верхнего слоя (3...7 см) [3].

В бездождный период идет убывание влаги из почвы за счет преимущественно эвапотранспирации, исчезает УГВ<sub>1</sub>. Дальнейшее убывание влаги приводит к ее уменьшению в почве (менее НВ)\*<sup>1</sup> это убывание по глубине неравномерно. С развитием корневой системы потребление влаги происходит и из нижних слоев почвы, но медленнее (на контактном слое). За предельную кривую влажности почвы следует считать кривую, соединяющую (ВЗ...ВРК), так как влажность почвы под кривой считается труднодоступной [2, с. 611]. Суммарное потребление воды из почвы идет с различной интенсивностью, но постоянно. Если длительное время не выпадают осадки, то отбор

влаги корнями растений проявляется и на влажности подпочвенных слоев грунта. При длительном отсутствии осадков кривые влажности грунта в подпочве имеют общие с почвенным слоем очертания, но с особенностями, определяемыми влиянием УГВ и структурой подпочвенного грунта. При отборе влаги корнями растений из подпочвы УГВ может длительное время оставаться на одной и той же отметке (если отток воды из дренажа прекращен), поэтому кривая, связывающая КВ и НВ трансформируется в кривую связи КВ и ВРК, а затем в КВ и ВВ значительно медленнее, а последняя связь (КВ.. ВЗ) бывает весьма редко.

Если же УГВ опускается на некоторую глубину, то все кривые связи опускаются на одну и ту же величину (отметим, что с приближением УГВ к отметке заложения дрен будет наблюдаться трансформация кривых в иные формы). Существенное значение имеет свойство контактного слоя ( $K_r$ ). Количество корней ниже этого слоя окажется значительно меньше, чем в верхнем (в слое почвы), так как практически все питательные вещества находятся в почвенном слое. Тем не менее, снижение влаги в подпочве будет продолжаться в вегетационный период, если осадки не будут проникать ниже контактного слоя. Снижение влажности в подпочве до ВРК маловероятно вообще, а в наших опытах (в течение трех лет) не наблюдалось никогда.

Приведенный анализ режима влажности почвы и подпочвы лежит в основе пояснений к полученному результату в наших опытах.

Подъем и понижение уровня грунтовых вод (УГВ), который создает необходимый режим влажности почвы на осушительно-увлажнительных системах, должен обладать необходимым быстрым действием. Медленное повышение УГВ к почвенному слою и длительное его удержание без сброса воды создает условие, замедляющее или даже ликвидирующее положительный эффект от увлажнения почвы, так как основная масса корневой системы растений размещается в этом слое и она длительное время оказывается в условиях высокой влажности и низких температур. Быстрое понижение УГВ при открытии затвора может вызвать оплывание откосов каналов фильтрационным током; влажность подпочвы также резко меняется.

Понижение УГВ должно быть достаточно медленным, чтобы не опережать значительно развитие корневой системы растений.

С целью проверки различных режимов подъема и опускания УВ и УГВ были проведены полевые опыты на моделирующем сооружении

в осушительном канале (Витебское экспериментальное хозяйство - ВЭХ, Сенненский р-н, канал К-1 с присоединенными коллекторами дренажной системы. - 1989.)

Моделирующее сооружение состояло из бетонной перемычки в канале. Ниже перемычки было сооружение с коробчатым затвором. В перемычке, у ее дна, была встроена задвижка (рис. 2,D) (проект "Белгипровод-хоз"). На гребне перемычки было небольшое трапецидальное понижение для перелива высоких вод; полностью сбросить воду из-за перемычки (из канала) можно было только через открытую задвижку. Вода заполняла канал почти до верха перемычки, но через верх в летнее время не переливалась, так как часть притекающей воды фильтровалась под перемычкой при высоком уровне в верхнем бьефе. Попадание воды происходило за счет дренажной воды, поступающей из коллекторов дренажной системы площадью 34 га. Впоследствии площадь водосбора увеличилась в связи с продолжением канала К-1 в замкнутый водосбор (понижение, ранее перекрытое дорожной насыпью).

Закрывание задвижки прекращало сброс воды, благодаря чему медленно снижающийся уровень воды в канале приводил к понижению УТВ. Такое функционирование дубль-сооружения позволяет регулировать влажность почвы с помощью УГВ по заранее заданному режиму.

Основные измерения, связанные с перемычкой на канале, проведены на площади дренирования 34 га (рис. 3).

Регулирование УГВ на площади 34 га было вначале решено провести с помощью коробчатого затвора. Опускание затвора и вращение редуктора было осуществлено с большим трудом из-за длительного бездействия подъемника. Подъем-опускание затвора с целью регулирования уровня воды в канале (выше по течению) и соответственно УГВ пришлось прекратить, так как утечки через плохо подогнанные уплотнители были столь велики, что перед затвором набиралось весьма мало воды. При открытии затвора на 3...5 см вода быстро уходила в нижний бьеф.

В канал К-1 поступал поверхностный и дренажный сток. Определенно можно было установить площади, обслуживаемые коллекторами, их было четыре и только по правой стороне канала (по направлению течения). Однако коллектор Кл-1 после устройства перемычки (перемычка существует до сих пор, но из-за фильтрации воды в ее основании она уже не держит воду в верхнем бьефе) был постоянно в подтопленном состоянии, Кл-2 был подтоплен только при высоком

---

\*) Обозначение влажностей принято по работе [2]: НВ - наименьшая влагоемкость ( $\approx$  ППВ - предельная полевая влагоемкость); ВЗ - влажность завядания; ВРК - влажность разрыва капилляров.

уровне воды в канале, в Кл-3 и Кл-4 постоянно можно было замерять расходы (объемным способом), на подпор воды от перемычки не достигал их устья. В связи с отмеченными обстоятельствами объем воды перед перемычкой определялся не по объему притока, а по геометрическому объему канала в верхнем бьефе (выше перемычки). Уровни грунтовых вод (УГВ) на площадях, обслуживаемых коллекторами Кл-2 и Кл-3, замерялись бурением скважин почвенным буром в день проведения опытов. Последующие скважины бурились вблизи прежней площадки, а после замера УГВ они забивались грунтом. Эти условия замеров внесли, очевидно, некоторый разброс по глубине определения УГВ, но он, полагаем, был несущественным, так как площадки стояли друг от друга не более, чем на 3 м.

Объем воды в период проведения опытов в верхнем бьефе составлял 354 м<sup>3</sup>. Замерялись, однако, не объемы, а уровни воды в верхнем бьефе, поскольку они определяли УГВ на дренируемой площади.

Уровни и расчетные объемы воды в канале представлены на схеме (рис.2) и в табл. 1.

Таблица 1

**Уровни и объемы воды в верхнем бьефе (от перемычки)  
в канале К-1. (ВЭХ, 1987 г.).**

№№ призм напол- нения	Объемы волы в призмах. м	Объемы волы нарастающим итогом. м	№№ призм наполнения	Объемы волы в призмах. м	Объемы волы на- растающим итогом. м
1	125,3	125,3	4	41,2	323,4
2	92,5	217,8	5	23,1	346,5
3	64,4	282,2	6	7,5	354,0

В табл.2 содержатся модули стока и объемы в канале К-1 за весенний и осенний месяцы, которые замерялись при открытой задвижке в весенний и осенний периоды: в летнее время проводились опыты по ступенчатому и разовому сбросу воды из верхнего бьефа. Как видно из табл. 2 в весенний период расходы убывали, в осенний - возрастали. Разовые сбросы при открытой задвижке производились после таяния снега в конце первой декады апреля. Сработка объема воды отмечалась по рейке, установленной у перемычки, и по времени сработки. На графике  $h_i = f(t_i)$ , где  $t$  - время,  $h_i$  - уровни. Отмечена аномалия; на кривой экспоненциального типа выделен участок (а-б). Он возник из-за надвинутого гидравлического прыжка, последовавшего

за отогнанным в начальный период (при высоких напорах). Затем наблюдался свободный сток (без образования прыжка, в-г); расход постепенно уменьшался при том же открытии задвижки и продолжался неопределенно долго очевидно из-за дотекания из почвы и непрерывающегося стока из коллекторов. Объем воды за перемычкой (в верхнем бьефе) собирался достаточно быстро весной и осенью, а также при затяжных дождях, так как дно канала было выровнено, но на небольшую длину (20 м), а затем дно канала продолжалось с большим подъемом (с уклоном 0,024). На рис. 3 представлена схема заполненного верхнего бьефа с разделением по слоям высотой каждый 0,25 м. Предполагалось, что при проведении опытов будет последовательно сбрасываться объем воды ступенчато в шесть открытий задвижки, а в период между открытиями должны были замеряться УГВ на площади, обслуживаемой коллектором К<sub>л</sub>-2. Однако из-за малой емкости верхнего бьефа такие попытки провести опыт не удалось. Из-за малой емкости предполагаемого сброса воды (из одного слоя) и медленного открытия задвижки невозможно было уловить по рейке соответствующий уровень. Однако удалось провести опыт по сбросу первой, а затем второй половины высоты напора перед перемычкой.

Таблица 2

**Сток воды по каналу К-1 в весенний  
и осенний периоды (ВЭХ, 1987 г.)**

Даты замера	Количество суток между замерами	Модуль (средний) за период, мл/с. га	Объем воды за период, тыс.м	Объем воды за 1 сут., м
13.04-21.04	8	127,33	2,993	374,13
21.04-13.05	22	36,11	2,334	106,1
13.05-18.05	5	17,51	0,257	51,4
18.05-26.05	8	9,945	0,234	29,3
26.05-28.05	2	13,22	0,078	39,0
ИТОГО:			5,896	
28.08-10.09	13	22,75	0,869	66,8
10.09-15.09	5	28,19	0,414	82,8
15.09-22.09	7	33,37	0,686	98,0
22.09-24.09	2	41,37	0,243	121,5
24.09-29.09	5	49,76	0,731	146,2
29.09-05.10	6	56,03	0,988	164,7
ИТОГО:			3,931	

**Примечание.** Размерность в миллилитрах.

Методом многократных проб было установлено количество поворотов маховика задвижки, при котором надвинутый прыжок исчезал через некоторое время, и устанавливался свободный сток; весь сток продолжался около 7 часов.

При общем объеме воды в верхнем бьефе  $354 \text{ м}^3$  и при опускании уровня от  $H=1,5 \text{ м}$  до половины напора (до  $0,75 \text{ м}$ ) вытекший объем воды составлял  $282 \text{ м}^3$ , а до дна (от  $0,75 \text{ м}$ )  $72 \text{ м}^3$ . Большая часть объема вытекла за 3 часа, меньшая - за последующие 4 часа; дотекание продолжалось за пределами времени проведения опыта. Замеры УГВ на площади, обслуживаемой коллектором  $K_d-2$ , проводилось после каждого часа сброса воды. После сброса воды до отметки  $0,75 \text{ м}$  делался перерыв на 2,5 суток. Затем был сброшен оставшийся объем, и также были проведены замеры уровней через 3,5 суток. Установлено, что после первого сброса (до отметки  $0,75$ ) УГВ опустился на  $20...25 \text{ см}$ , а после второго сброса еще на  $7... 10 \text{ см}$ . При таком времени перерыва процесс понижения УГВ не достиг установившегося движения, шло выравнивание кривой депрессии. После второго перерыва также не было достигнуто установившегося движения, но в опыте четко было зафиксировано понижение УГВ с замедлением. На рис. 3 точками (для шкалы  $h_i$ ) отмечены зафиксированные уровни грунтовой воды (УГВ) при двухступенчатом сбросе воды из верхнего бьефа дубль-сооружения с задвижкой (D, рис.2), приведенные данные опытов относятся к подпочвенному грунту, т.е. ниже контактного слоя  $K_r$ , который также был зафиксирован. Из рис.3 следует, что УГВ был понижен от отметки  $h_1 \approx 0,75$  до отметки  $h_1 \approx 1,15$ , т.е. примерно в диапазоне  $40 \text{ см}$ . это позволяет говорить о том, что регулирование УГВ возможно и в пределе почвенного слоя, хотя мы считаем, что этот вопрос требует проверки. Возможно, что не следует усложнять конструкцию системы и ограничиться регулированием влажности в подпочве, учитывая более высокую способность капиллярного поднятия контактного слоя ( $K_r$ ). Для глубоководных торфяников контактный слой практически не наблюдается и при подъеме УГВ может подниматься (кратковременно) в слой почвы. В подпочве дубль-сооружение позволит регулировать режим влажности практически вблизи величины НВ или в пределах НВ...ВРК (не ниже).

Таким образом, опыт подтвердил, что дубль-сооружение позволяет понижать УВ и УГВ ступенчато. При более тщательном проведении опытов можно, очевидно, зафиксировать и влияние медленно снижающегося УГВ на корневую систему растений, а также добиться

плавного снижения УГВ в соответствии со скоростью распространения корневой системы в подпочве.

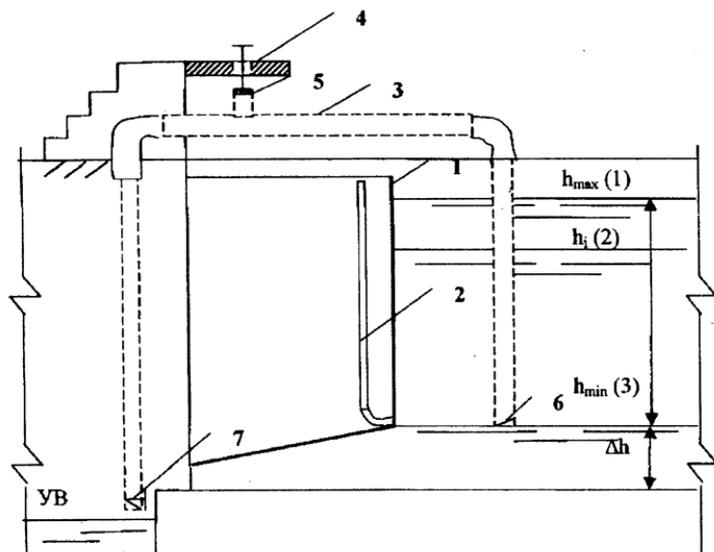


Рис.1. Управление УВ и УГВ при отсутствии (или низком) УВ в нижнем бьефе

1 - щит; 2 - мерная рейка; 3 - сифон (подземн. трубопровод); 4 - мостки; 5 - патрубок с пробкой для залива сифона; 6 - клапан; 7 - вентиль; (1), (2), (3) - УВ в верхнем бьефе;  $\Delta h$  - объем сброса воды при поднятии щита.

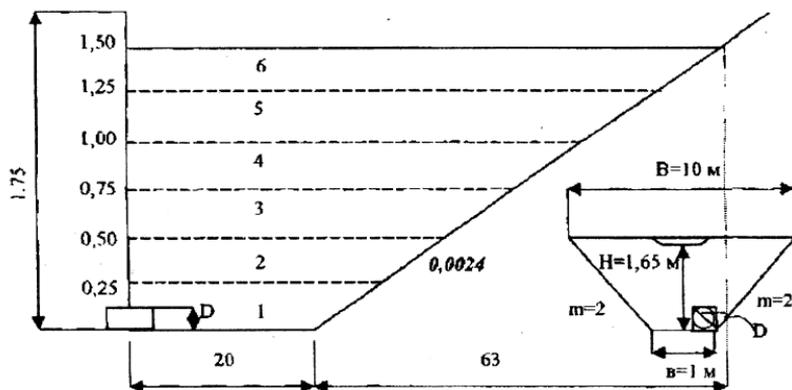


Рис.2. Схема наполнения водой верхнего бьефа

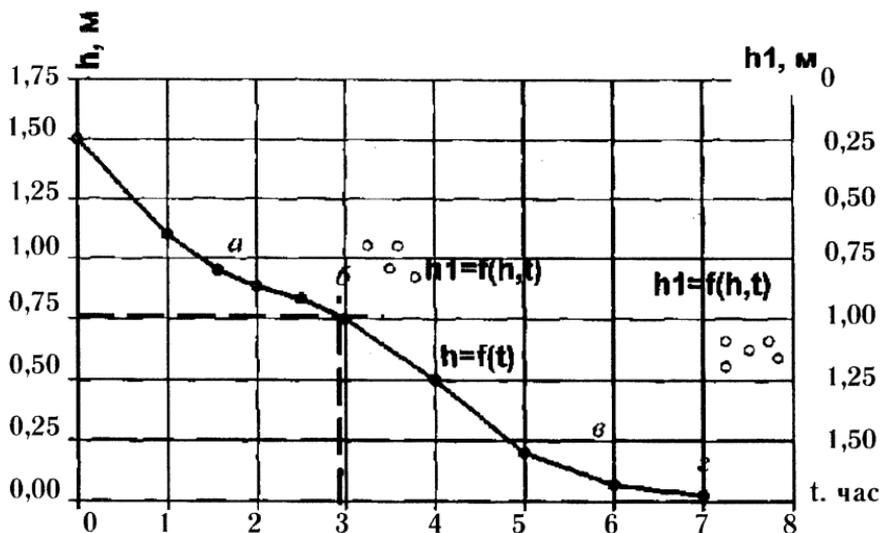


Рис. 3. Кривая сброса воды из верхнего бьефа  
 $h$  - уровни воды в канале (м);  $h_1$  - глубины замеренных влажностей почвы (м)

### Лабораторные исследования деформаций дамб шламохранилищ на подрабатываемых территориях Гатилло С.П., Корбут О.Б. (БГПА)

В процессе отработки и обогащения полезных ископаемых на поверхности земли формируются отвалы и хвостохранилища, образованные дамбами обвалования. Как правило, участки земной поверхности, на которых расположены хвостохранилища, в ходе дальнейшего развития горных работ подрабатываются и оседают, что может вызвать нарушение устойчивости дамб.

Для изучения их деформаций были выполнены серии опытов на крупномасштабных моделях дамб, отсыпанных из песков Старобинского месторождения калийной соли в стеклянные лотки [1]. Осадка основания вследствие подработки моделировалась опусканием деревянных площадок в основании дамб в специальные оставленные пустыми траншеи на дне лотка. По гребню и на поверхности откосов дамб закладывались осадочные марки.

Масштаб моделирования 1:14. Заложение откосов дамб – 1:2, длина моделей по гребню (по ширине лотка) – 100 см, ширина гребня – 20 см. Высота дамб 105 и 115 см.

Модели разделялись по ширине лотка на 3 или 4 секции, при этом неподвижные секции чередовались с опускающимися, отсыпанными на деревянные площадки. Опускание производилось при нагрузке, состоящей из грунта дамб и гидростатического давления воды шламохранилища по различным схемам. Опускающиеся секции соседствовали с обеих сторон с неподвижными. Опускающиеся секции были изолированы от неподвижных полиэтиленовой пленкой, уложенной складками-компенсаторами, что не допускало разрывов ее при осадке грунта вместе с опускающейся площадкой и исключало дополнительную контактную фильтрацию.

Рассматриваемая в данной работе серия опытов выполнена на модели высотой 115 см, разделенной на 3 секции. В опытах опускалась средняя секция сразу по всей ширине дамбы. На модели определялись плановые и вертикальные деформации дамбы после моделирования осадки ее основания.

Описываемая серия опытов имитировала проходку лавы из-под шламо-хранилища на внешнюю сторону под прямым углом к оси дамбы.

Ниже приведены результаты изучения горизонтальных перемещений точек на поверхности дамбы.

Горизонтальные деформации можно разложить на перемещения вдоль оси проходки (продольные) и вдоль оси дамбы, то есть поперек проходки (поперечные).

Для определения величин горизонтальных перемещений использовались маяки, установленные в створах вдоль оси проходки (5 рядов) и вдоль оси дамбы (7 рядов).

При обрушении средней секции образовались как бы два уступа (крайние неподвижные секции), и в соответствии с этим обработка опытных данных велась как для двух серий, проведенных в идентичных условиях (т.е. обрабатывались совместно данные для деформаций над одним и другим уступом).

В результате обработки данных выяснено, что наибольшие продольные деформации возникают по линиям сдвига поверхности земли (над уступами). При построении графиков зависимости продольных ( $\Delta x$ ) и поперечных ( $\Delta y$ ) деформаций от расстояния, за точку отсчета, т.е. начало координат, взята точка пересечения осей дамбы и уступа.

Распределение величин  $\Delta x$  (на расстоянии  $l$  от начала координат) по осям сдвигов можно описать следующими уравнениями:

- средние значения продольной деформации по длине сдвига

- огибающая максимальных значений деформаций

$$\Delta x = 13,3 + 0,443 \cdot l - 0,00217 \cdot l^2$$

Это же для  $\Delta y$  :

$$\Delta x = 13,59 + 0,488 \cdot l - 0,00157 \cdot l^2.$$

- средние

$$\Delta y = 14,1 - 0,0954 \cdot l + 0,00118 \cdot l^2$$

- максимальные (огибающая линия)

$$\Delta y = 23,6 + 0,201 \cdot l - 0,00089 \cdot l^2.$$

Величины деформаций  $\Delta x$  и  $\Delta y$  измерялись на модели в миллиметрах,  $l$  — в сантиметрах.

Таким же образом, получены уравнения, описывающие горизонтальные перемещения по оси дамбы, а также для других ее частей.

Кроме того, получены уравнения, показывающие относительные продольные  $\epsilon_x$  и поперечные  $\epsilon_y$  деформации поверхностей дамбы.

Например, по оси наибольших величин вертикальных и относительных горизонтальных деформаций средние и наибольшие величины  $\epsilon_x$  можно выразить, соответственно, как

$$\epsilon_x \cdot 10^3 = 57,4 - 0,194 \cdot l - 0,00665 \cdot l^2$$

$$\epsilon_x \cdot 10^3 = 79,5 + 1,07 \cdot l - 0,00421 \cdot l^2$$

Здесь  $\epsilon_x$  — в мм/м,  $l$  — в сантиметрах.

Знак плюс получают деформации растяжения, знак минус — сжатия.

Применение зависимостей для определения горизонтальных и вертикальных перемещений поверхности дамб позволяет прогнозировать их величину при деформациях дамб в результате просадки под ними основания, вызванного подработкой территории.

## **Водопропускные сооружения из сборных элементов для мелиоративных систем**

**Моргунов С.В.  
(БГПА)**

Трубчатые водопропускные сооружений на мелиоративных каналах применяются для пропуска расчетных расходов, а также для поддержания требуемого уровня режима.

Понижение надёжности трубчатых сборных водопропускных сооружений в первую очередь вызвано изменением условий работы

стыков. При нарушении их целостности в условиях повышенной контактной фильтрации начинается совместная работа потока, протекающего по водопроводящему тракту и фильтрационного потока. Поэтому в зависимости от условий работы сооружения, места расположения стыков и вида движения в трубе, вода либо поступает в трубу, вынося с собой грунт засыпки, что приводит к потере контакта грунта с телом трубы, провалам насыпи, выносу грунта, или же вода через стыки поступает в грунт, обильно смачивает его, что приводит к дополнительным просадкам.

В результате неравномерной осадки сооружений, стыки ещё больше расстраиваются, фильтрация через них ещё больше увеличивается.

По этой причине возникает необходимость провести исследования стыков водопропускных сооружений из сборных элементов.

Исследуемый объект представлял собой стык двух сборных конструкций водопроводящего тракта трубы, при его различном геометрическом исполнении:

-безраструбное сочленение конструкций в стыке;

-раструбное сочленение конструкций в стыке при исполнении раструба против направления движения потока по водопроводящему тракту;

-раструбное сочленение конструкций в стыке при исполнении раструба вдоль направления движения потока по водопроводящему тракту.

В результате лабораторных исследований получены значения пьезометрического напора по оси дна трубчатого сооружения внутри трубы при любой глубине в верхнем бьефе для всех сечений.

$$\left(\frac{P_1}{\gamma}\right) / A = f\left(\frac{H}{A}\right)$$

где  $\frac{P_1}{\gamma}$  – пьезометрический напор,

A – высота трубы в свету,

H – глубина воды в верхнем бьефе над порогом трубы,

Исследования показали, что показания пьезометров начинают изменяться с момента подтопления потока движущегося через сооружение, когда фильтрационное давление снизу на плиту составляет

$$P_1 = \gamma H + (1 - \gamma)\gamma h$$

где  $\gamma$  – коэффициент, зависящий от места расположения сечения.

В этот момент глубина в нижнем бьефе равна

$$h = r_1 H^{r_2}$$

где  $r_1, r_2$  - параметры зависящие от особенностей нижнего бьефа. При проведении исследований фиксировались величины расходов воды.

Расход, проходящий через стык  $Q_{\text{стык}}$  определялся, как разница между суммарным расходом  $Q_{\text{суммарн.}}$  (определяемом на выходе водопроводящего тракта трубы) и исходным  $Q_{\text{исходн.}}$  (определяемом на входе в водопроводящий тракт трубы). В результате обработки полученных результатов были сделаны выводы о том что, величина расхода, проходящего через стык, находится в функциональной зависимости от разности напоров, действующих внутри и снаружи трубчатого сооружения  $\Delta h = H_2 - H_1$  и определен вид этой зависимости. Дальнейшие исследования рассматриваемых экспериментальных данных позволили получить уравнения, описывающие условия (связь между исходным расходом  $Q_{\text{исходн.}}$  и величиной  $\Delta h = H_2 - H_1$ ), при которых расход через стык будет равен нулю:

$Q_{\text{исходн.}} = 0.242\Delta h + 3.465$  – уравнение, описывающее график связи  $Q_{\text{исходн.}} = f(\Delta h)$  при безраструбном исполнении стыка.

$Q_{\text{исходн.}} = 0.296\Delta h + 3.458$  – уравнение, описывающее график связи  $Q_{\text{исходн.}} = f(\Delta h)$  при раструбном исполнении стыка с направлением раструба против движения потока по водопроводящему тракту.

$Q_{\text{исходн.}} = 0.2\Delta h + 4.05$  – уравнение, описывающее график связи  $Q_{\text{исходн.}} = f(\Delta h)$  при раструбном исполнении стыка с направлением раструба по движению потока по водопроводящему тракту.

Приведенные уравнения прогнозируют условия, при которых (при известном расходе, проходящем через водопроводящий тракт и известном соотношении величин напора  $\Delta h$ ) движение фильтрационного потока через стык будет отсутствовать, даже в случаи его раскрытия, при любом его геометрическом исполнении.

# Графо-аналитические методы исследования фазовых характеристик влажных грунтов

Костюкович И.П., Костюкович П.Н.  
(БГПА)

Определению фазовых характеристик влажных грунтов предшествует измерение четырех основных величин: объема образца  $V$ , его массы до высушивания  $q$  и после высушивания при температуре  $105...110^{\circ}\text{C}$   $q_1$  и объема твердых частиц  $V_1$ , масса которых  $q_1$ . При этом объем воды в грунте  $V_2$  численно приравнивается к ее массе ( $V_2=q_2=q-q_1$ ) и предполагается, что граница между твердой и жидкой фазами является устойчивой и абсолютно непроницаемой, не позволяющей изменяться объемам и массам фаз при высушивании грунта различной влажности.

По измеренным значениям объемов и масс рассчитываются: плотность грунта  $\rho = q / V$ , плотность скелета (абсолютно сухого) грунта  $\rho_d = q_1 / V$ , плотность твердого компонента (твердых частиц)  $\rho_s = q_1 / V_1$ , абсолютная (весовая)  $W = q_2 / q_1$  и объемная  $W_0 = V_2 / V = q_2 / V$  влажности, пористость  $n = V_n / V$ , коэффициенты пористости  $e = V_n / V_1$  и водонасыщения  $G = V_2 / V_n$ , где  $V_n$  — объем пор.

Опираясь на имеющийся опыт графо-аналитической обработки экспериментальных данных в грунтоведении и гидрогеологии [1,2], выведем основные корреляционные соотношения, наблюдаемые между фазовыми характеристиками влажных грунтов. Для этого предположим, что имеется множество опытных значений  $W_0(W_{01}, W_{02} \dots)$  и  $W(W_1, W_2, \dots)$  для какого-либо грунта естественной или нарушенной структуры. Тогда можем записать:

$$\begin{aligned} W_0 &= q_2 / V = q_1 / V \cdot q_2 / q_1 = (q - q_1) / V = \\ &= \rho_d W = \rho - \rho_d. \end{aligned} \quad (1)$$

Из (1) следует, что в координатах  $W_0-W$  функция  $W_0=f(W)$  представляет собой прямую, исходящую из начала координат ( $W_0=W=0$ ) и имеющую угловой коэффициент, численно равный  $\rho_d$  :

$\text{tg} \alpha = \rho_d = \text{const} \neq f(W)$ . Это значит, что объемная влажность грунта прямо пропорциональна его абсолютной влажности, а коэффициент

пропорциональности численно равен плотности скелета грунта. Отсюда получаем

$$\left. \begin{aligned} \rho_d &= (W_{02} - W_{01}) / (W_2 - W_1) = \operatorname{tg} \alpha = \operatorname{const} \neq f(W); \\ \rho_d &= W_0 \quad \text{при } W = 1. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Равенства (2) позволяют дать новое определение важнейшей фазовой характеристике грунтов  $\rho_d$ : величина плотности скелета грунта численно равна его объемной влажности при абсолютной влажности, равной единице.

Поскольку гравитационная, рыхло- и прочносвязанная разновидности волю являются главными факторами, влияющими на взаимодействие фаз и свойства грунтов, то уравнение графика  $W_0=f(W)$  положим в основу понятия «фазовая модель» грунта. Очевидно, фазовая модель будет линейной или нелинейной в зависимости от геометрической формы этого графика. Выражения (1) и (2) показывают, что современные представления о фазовых характеристиках грунтов базируются на теории и методологии линейной фазовой модели, определяющим уравнением которой служит функция (1).

Установим, какие корреляционные соотношения присущи линейной фазовой модели. Для этого «разложим» плотность грунта на составляющие:

$$\begin{aligned} \rho &= q / V = q_1 / V + q_1 / V \cdot q_2 / q_1 = \\ &= \rho_d(1 + W) = \rho_d + \rho_d W. \end{aligned} \quad (3)$$

Из (3) видно, что между  $\rho$  и  $\rho_d$  существуют следующие важные равенства:

$$\rho = 2\rho_d \quad \text{при } W=1; \quad (4)$$

$$\rho = \rho_d \quad \text{при } W=0; \quad (5)$$

$$\rho_d = (\rho_2 - \rho_1) / (W_2 - W_1) = \rho / (1 + W) = \operatorname{tg} \alpha = \operatorname{const}. \quad (6)$$

Эти равенства указывают на то, что плотность грунта  $\rho$  равна удвоенной плотности его скелета при  $W=1$  и плотности скелета при нулевой весовой влажности. Таким образом, равенства (4)...(6) позволяют дать параметру  $\rho_d$  два различных определения: 1) плотность скелета грунта есть плотность грунта при его нулевой

влажности; и 2) плотность скелета грунта характеризует темп изменения его плотности  $\rho$  при изменении влажности  $W$ .

Из (3) следует, что в плоскости  $\rho - W$  функция  $\rho = f(W)$  представляет собой прямую, отсекающую на оси ординат отрезок  $\rho_d$  и имеющую угловой коэффициент  $\operatorname{tg}\alpha = \rho_d = \text{const}$ . Это значит, что начиная с абсолютно сухого состояния ( $W=0$ ) плотность грунта прямо пропорциональна его весовой влажности, а коэффициентом пропорциональности служит  $\rho_d$ .

Третьим классическим примером прямой функциональной зависимости между водно-физическими свойствами грунтов может служить корреляция между  $\rho$  и  $W_0$ . Если учесть, что численно  $q_2 = V_2$ , то имеем

$$\rho = q/V = q_1/V + q_2/V = \rho_d + W_0. \quad (7)$$

$$\rho = \rho_d \text{ при } W_0=0. \quad (8)$$

Сопоставляя (5) и (8), получаем обобщенное определение  $\rho$ : плотность грунта есть плотность его скелета при нулевых значениях весовой и объемной влажностей. Определение справедливо и относительно  $\rho_d$ : плотность скелета грунта есть плотность грунта в абсолютно сухом состоянии.

Соотношение (7) показывает, что в плоскости  $\rho - W_0$  функция  $\rho = f(W_0)$  представляет собой прямую, отсекающую на оси ординат отрезок  $\rho_d$  и имеющую угловой коэффициент  $\operatorname{tg}\alpha = 1$ . Это значит, что начиная с абсолютно сухого состояния ( $W_0=0$ ) плотность грунта прямо пропорциональна его объемной влажности, а коэффициентом пропорциональности является 1, т.е. плотность воды.

Следующим примером прямой функциональной зависимости между фазовыми характеристиками грунтов является соотношение между  $\rho_d$  и  $n$ :

$$\begin{aligned} \rho_d &= q_l/V = q_l/(V_l + V_n) = 1/(l/\rho_s + n/\rho_d) = \\ &= \rho_d \rho_s / (\rho_d + n \rho_s). \end{aligned}$$

Разделив обе части этого равенства на  $\rho_d$ , получим

$$\rho_d = \rho_s(l - n) = \rho_s - \rho_s n, \quad (9)$$

откуда

$$\rho_d = \rho_s \text{ при } n=0; \quad (10)$$

$$\rho_d = \rho_s = 0 \text{ при } n=1. \quad (11)$$

Из (9) следует, что плотность скелета грунта возрастает к плотности его твердых частиц при условии, что пористость стремится к нулю. Следовательно, плотность твердых частиц грунта есть плотность его скелета при нулевой пористости. Но поскольку даже кристаллические породы обладают пористостью (граниты 0,05-2,0%; кварциты 4-8%; базальты 3-6% и т.д.), то очевидно, что экспериментальные значения

$\rho_s$  будут меньше их теоретических (предельных) значений, достигаемых при  $n=0$ .

В координатах  $\rho_d - n$  график функции  $\rho_d = f(n)$  представляет собой прямую, отсекающую на оси ординат отрезок  $\rho_d = \rho_s$ , а на оси абсцисс — отрезок  $n=1$ . Это значит, что с ростом пористости плотность скелета грунта уменьшается по линейной зависимости от максимального значения  $\rho_d = \rho_s$  при  $n=0$  до нуля при  $n=1$ ; темп уменьшения  $\rho_d$  характеризуется угловым коэффициентом прямой  $\rho_d = f(n)$ :

$$\operatorname{tg} \alpha = (\rho_{d2} - \rho_{d1}) / (n_2 - n_1) = \rho_d / (n - 1) = -\rho_s. \quad (12)$$

Получим еще одно преобразование, позволяющее графо-аналитическим способом вести обработку массовых анализов грунтов. Для этого воспользуемся определением коэффициента водонасыщения (относительной влажности или коэффициента влажности):

$$G = V_2 / V_n = (V_2 / V) / (V_n / V) = W_0 / n = (\rho_d / n)W. \quad (13)$$

Из (13) видно, что в координатах  $G - W$  график функции  $G=f(W)$  представляется прямой, исходящей из начала координат ( $G=W=0$ ) и имеющей угловой коэффициент  $\operatorname{tg} \alpha = \rho_d / n = \operatorname{const} \neq f(W)$ .

Выражения (1)...(13) показывают, что в линейной фазовой модели такие показатели фазового состояния грунта как  $W_0$ ,  $\rho$ ,  $G$  находятся в линейной зависимости от абсолютной влажности, а фазовые характеристики  $\rho_s$ ,  $\rho_d$ ,  $n$ ,  $e$  не зависят от влажности, являются константами и определяются как угловые коэффициенты или начальные отрезки соответствующих линейных функций  $W$  или  $n$ .

Экспериментальная апробация фазовой модели (1)...(13) осуществлялась на многочисленных массивах опытных данных, содержащихся в отчетах Белорусской гидрогеологической экспедиции и характерных для большинства мелких и средних водосборов Беларуси. Анализ показал, что фазовое состояние мелких песков

(рис.1), супесей (рис.2) и суглинков (рис.3), распространенных в верхней толще четвертичных отложений, характеризуется комбинированными фазовыми моделями. Эти модели представляют собой синтез линейной модели (при  $0 < W \leq W_0$ ) с нелинейной (при  $W > W_0$ ), где  $W_0$  – фазовая влажность, являющаяся границей между линейной и нелинейной частями графика  $W_0 = f(W)$ . С возрастанием дисперсности грунтов значения  $W_0$  уменьшаются и составляют: у песков 16...20%; у супесей и легких суглинков 10...13%; у глин 5...7% и менее (см. табл.).

Фазовое состояние торфяных отложений Беларуси практически на всем диапазоне изменения их влажности (от 10...20 до 800...900%) характеризуется нелинейной фазовой моделью  $W_0 = \rho_d(W) \cdot W$  (рис.4).

Таблица

**Влияние влажности на осредненные величины фазовых характеристик глин Беларуси. Здесь  $W$ ,  $W_0$ ,  $n$  – %;  $\rho$ ,  $\rho_d$  – г/см<sup>3</sup>;  $e$ ,  $G$  – д.е. Расчет  $n$  выполнен для наблюдаемого в опытах условия (при  $0 < W \leq 36\%$ ):  $\rho_s = \text{const} \neq f(W) = 2,7 \text{ г/см}^3$ .**

W	W <sub>0</sub>	$\rho_d$	$\rho$	n	e	G
0	0	2.19	2.19	19.0	0.23	0
1.5	3.28	2.19	2.223	19.0	0.23	0.17
3.0	6.57	2.19	2.256	19.0	0.23	0.35
4.5	9.8	2.18	2.278	19.0	0,23	0.52
6.0	12.7	2.12	2.247	21.0	0.26	0.60
7.5	15.3	2.04	2.193	24.0	0.32	0.64
9.0	18.0	2.0	2.18	26.0	0.35	0.69
10.5	20.5	1.95	2.155	28.0	0.39	0.73
12.0	22.9	1.91	2.139	29.0	0.41	0.79
13.5	25.1	1.86	2.111	31.0	0.45	0.81
15.0	27.5	1.83	2.105	32.0	0.47	0.86
18.0	31.7	1.76	2.077	35.0	0.54	0.91
21.0	35.5	1.69	2.045	37.0	0.59	0.96
24.0	38.9	1.62	2.009	40.0	0.67	0.97
27.0	41.9	1.55	1.969	43.0	0.75	0.97
30.0	44.5	1.48	1.924	45.0	0.82	0.99
33.0	46.5	1.41	1.875	48.0	0.92	0.97
36.0	47.9	1.33	1.809	51.0	1.04	0.94

Таким образом, применение графо-аналитических методов исследования фазового состояния грунтов Беларуси показало, что в сухом состоянии (при  $W \leq W_0$ ) они обладают всеми свойствами линейной модели (1)...(13) и их расчетные характеристики  $\rho_s$ ,  $\rho_d$ ,  $n$ ,  $e$  не зависят от  $W$ ; во влажном состоянии (при  $W > W_0$ ) - подчиняются закономерностям нелинейных моделей  $W_0 = \rho_d(W) \cdot W$  и их расчетные характеристики, традиционно определяемые по формулам линейной модели  $\rho_d = W_0 / W$ , становятся функциями влажности. Это говорит о том, что достоверность оценки фазовых характеристик грунтов зависит прежде всего от соответствия расчетной модели уравнению графика  $W_0=f(W)$ .

Физические процессы, обуславливающие переход линейной модели в нелинейную при различных значениях фазовой влажности, связаны со строением пограничных слоев поровой воды у поверхности твердых частиц, температурой и режимом сушки грунтов, их гидрофильностью, дисперсностью, минералогическим составом и другими факторами, которые требуют отдельного рассмотрения. Во всех случаях формирование нелинейной модели  $W_0 = \rho_d(W) \cdot W$  свидетельствует о том, что в диапазоне  $W > W_0$  фазовые константы  $\rho_d$ ,  $n$ ,  $e$  и нередко  $\rho_s$  (как у торфов, супесей и суглинков) являются функциями  $W$ , а линейные зависимости  $\rho(W)$  и  $G(W)$  модели (1)...(13) становятся нелинейными (рис.1...4, табл.). Учитывая вид этих функций, легко строить математические основы фазовых моделей. К примеру, в мелких песках Беларуси на всем диапазоне изменения их влажности  $\rho_s = \text{const} = 2,65 \text{ г/см}^3$ ; в диапазоне  $0 < W \leq W_\phi = 16\%$  имеет место линейная, а при  $W > W_\phi$  - нелинейная модель следующего типа (рис.1):

$$W_0 = \rho_d W, \quad \rho_d = W_0 / W = \text{const} = 1,7 \text{ г/см}^3, \quad 0 < W \leq W_\phi = 0,16; \quad (14)$$

При  $W > W_\phi = 0,16$  :

$$W_0 = \rho_d(W)W; \quad \rho_d(W) = W_0 / W = 2,066 - 2,286; \quad (15)$$

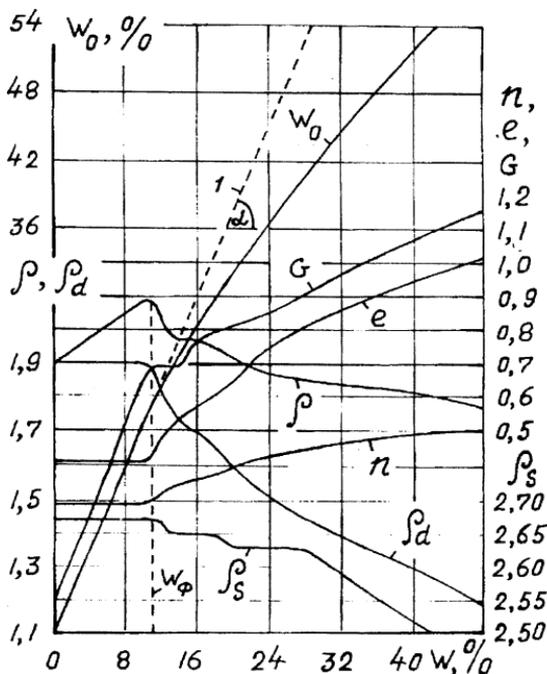
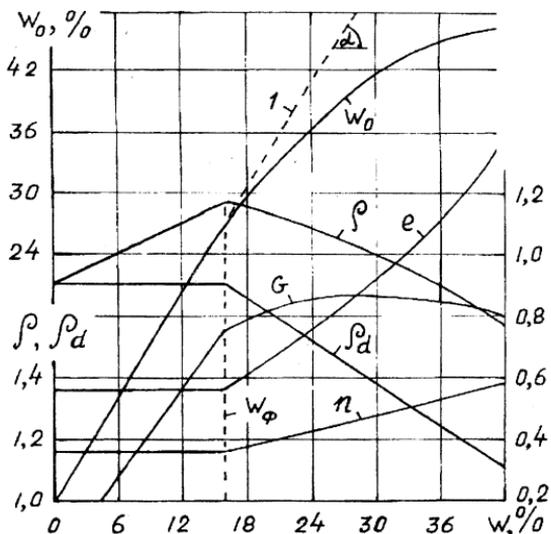
$$\rho(W) = \rho_d(W)(1 - W); \quad e(W) = n(W) / [1 - n(W)] \quad (16)$$

$$n(W) = 1 - \rho_d(W) / \rho_s; \quad G(W) = [\rho_d(W) / n(W)]W. \quad (17)$$

Переход от функций  $\rho_d(W)$ ,  $n(W)$  и  $e(W)$  к соответствующим константам модели (14)...(17) приводит к изменению их размерности и может быть осуществлен на основе теории обобщенных моделей нелинейной фильтрации.

## Названия рисунков

**Рисунок 1.** Фазовая модель  $W_0=f(W)$  мелких песков Беларуси и вытекающие из нее зависимости фазовых характеристик от влажности; 1 – линейная аппроксимация опытного графика  $W_0=f(W)$  для области  $W > W_\Phi = 16,0\%$ . Здесь  $\rho, \rho_d$  – г/см<sup>3</sup>;  $n, e, G$  – д.е.;  $\rho_s = 2,65$  г/см<sup>3</sup>.



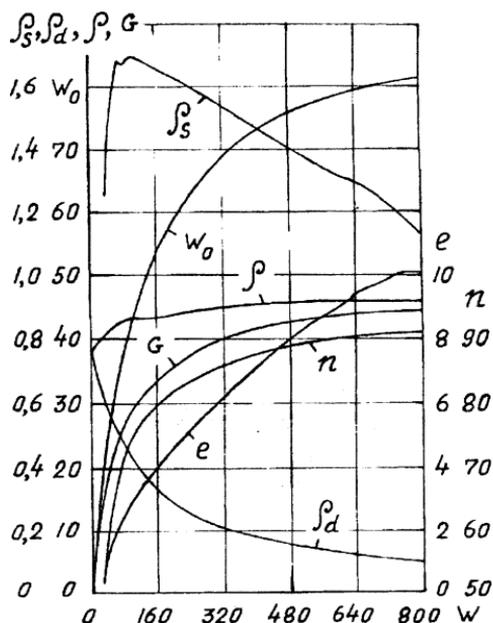
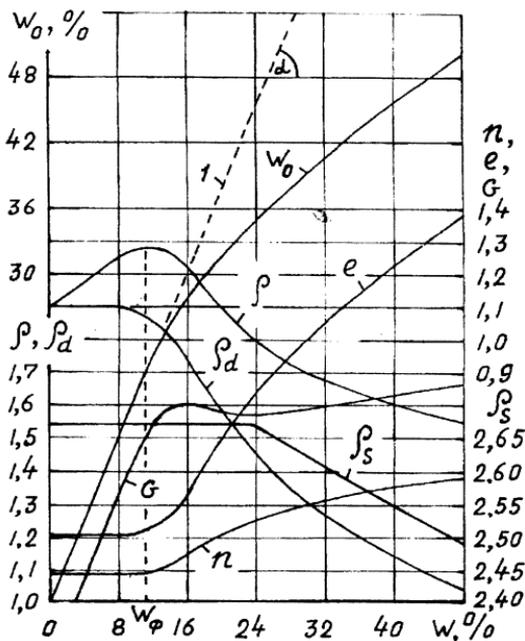
**Рисунок 2.** Фазовая модель  $W_0=f(W)$  супесей Беларуси и вытекающие из нее зависимости фазовых характеристик от влажности; 1 – линейная аппроксимация опытного графика  $W_0=f(W)$  для области

$W > W_\Phi = 11,0\%$ .

Здесь  $\rho, \rho_d, \rho_s$  – г/см<sup>3</sup>;  $n, e, G$  – д.е.

**Рисунок 3.** Фазовая модель  $W_0=f(W)$  суглинков Беларуси и вытекающие из нее зависимости фазовых характеристик от влажности; 1 — линейная аппроксимация опытного графика  $W_0=f(W)$  для области  $W > W_{\Phi} = 11,0\%$ . Здесь

$\rho, \rho_d, \rho_s$  — г/см<sup>3</sup>;  $n, e, G$  — д.е.



**Рисунок 4.** Фазовая модель  $W_0=f(W)$  торфяных отложений Беларуси и вытекающие из нее зависимости фазовых характеристик от

влажности. Здесь  $\rho, \rho_d, \rho_s$  — г/см<sup>3</sup>;  $W, W_0, n$  — %;  $e, G$  — д.е.

## Развитие и совершенствование конструкций водопрпускных сооружений

Ларьков В.М. (БГСХА)

*Актуальность поиска новых технических решений.* Эффективность водохозяйственных объектов, во многом определяется уровнем их инженерно-технического оснащения и, в первую очередь, многочисленными водопрпускными гидротехническими сооружениями, которые в комплексе с другими сооружениями призваны обеспечить аккумуляцию стока, его распределение, управление водным режимом объекта.

Многие годы в водохозяйственном строительстве применяются сооружения массивной конструкции. Еще в 80-е годы на возведение водосбросного сооружения низконапорного речного гидроузла на расход воды до 150-200 м<sup>3</sup>/с требовалось до 4 тыс.м<sup>3</sup> бетона и железобетона, а на 1000 га осушительно-увлажнительной сети приходилось от 40 до 55 сооружений с расходом бетона и железобетона от 0,5 до 1,2 м<sup>3</sup> на 1 га мелиорируемой площади. Поиски путей удешевления водопрпускных сооружений привели к созданию ряда усовершенствованных типов и конструкций. Однако, несмотря на достигнутые положительные результаты, удельная материалоемкость и стоимость водопрпускных сооружений остается весьма высокой. Техничко-экономический анализ показывает, что на строительство водопрпускных сооружений приходится от 30 до 60% стоимости всего объекта (речного гидроузла, мелиоративной системы). При этом удельные материальные затраты (на один кубометр расчетного расхода воды) составляют: для водосбросных сооружений речных низконапорных гидроузлов: бетона – 5...30 м<sup>3</sup>, арматурной стали – 0,5...3 т; для сооружений на мелиоративных каналах: бетона – 2...8 м<sup>3</sup>, арматурной стали – 0,6...2,5 т., т.е. удельные затраты по аналогичным объектам могут различаться в 4...6 раз.

Следовательно, проблема ресурсосбережения на строительстве мелиоративных и водохозяйственных объектов – это важная народно-хозяйственная проблема, решение которой требует разработки и внедрения новых ресурсосберегающих типов и конструкций гидротехнических сооружений, осуществляемых с учетом многофакторных условий их эксплуатации.

Одним из наиболее реальных путей развития и совершенствования сооружений (уменьшение капитальных и материальных затрат, повышение производительности труда) является разработка и

внедрение сооружений облегченной конструкции, в которых наиболее полно используются физические свойства строительного материала в результате применения рациональных статических моделей и более совершенных технологий, за счет активного взаимодействия системы – «сооружение – среда».

*Основные принципы оптимизации облегченных конструкций нового технического уровня.* Качество нового технического уровня, во многом, определяется полнотой и умением правильного применения основных принципов рационального инженерного творчества, выработанных теорией и практикой наивыгоднейших конструктивных форм и параметров:

- наименьшей массы конструкции можно достигнуть при передаче усилий и нагрузок по наикратчайшему пути и, по возможности, по прямой;
- облегчению строительно-подпорную модель можно получить путем создания пространственной и совместной работающей статической модели «сооружение-среда» (грунтовая, водно-воздушная и т.п.);
- у рациональной конструктивной формы, каждая ее деталь, должна быть работающей и выполнять как можно больше функций;
- для получения наиболее экономичных конструктивных изделий необходимо стремиться к их равнопрочности, к равномерному предельному нагружению материала по всему сечению;
- применять наиболее простую, но совершенную индустриальную технологию: использовать простейшие унифицированные элементы и узлы, уменьшать модификацию и типоразмеры сооружений;
- разрабатывать новые совместимые конструктивные элементы, снижающие до минимума степень отказа и брака при строительстве и эксплуатации сооружения или конструкции;
- создавать рациональные конструктивные формы, которые обеспечивают эффективное взаимодействие потока и сооружения т.е. наиболее полно учитывают гидравлические, статические и эксплуатационные условия его работы.

**Выбор направления исследований.** Из множества применяемых типов водопропускных сооружений, особую группу составляют сооружения массового применения, которая оказывает основное влияние на технические и экономические показатели водохозяйственных объектов. Совершенствование сооружений этой группы определяет перспективу технического развития и направление научных исследований в этой области гидротехники. При определении состава сооружений этой группы можно использовать статистический подход,

в основу которого, в качестве определяющих критериев положен индекс частоты практического использования сооружения —  $U_r = n_i / N_{\text{общ}} \cdot 100\%$  и коэффициент относительного объема бетона  $p_b = W_i / W_{\text{общ}}$ , где  $n_i$  — число сооружений данного ( $i$ -го) типа в общем аналитическом ряду  $N_{\text{общ}}$ ;  $W_i$  — приведенный объем бетона  $i$ -го типа;  $W_{\text{общ}}$  — суммарный объем приведенного бетона сооружений всего ряда. Согласно этой методике, в основную группу включают те сооружения, у которых наиболее высокие показатели  $U_r$ , а суммарная частота их применения и суммарный коэффициент относительного объема бетона составляют значительную часть, например, не менее 60...70%.

Применяя такой методический подход были систематизированы, проанализированы и статистически обработаны материалы 260 типовых и индивидуальных проектов гидротехнических сооружений различного типа.

Результаты статистической обработки показали, что на низконапорных речных гидроузлах наиболее часто применяют сооружения башенного типа (29%), ковшового типа (22%). Третье место по частоте применения (19%) занимают открытые русловые (пойменные) водосбросы — водосливные плотины и водопропускные шлюзы. На мелиоративных системах (каналах) основную группу составляют водопропускные трубчатые сооружения (более 60%). Из них на долю сооружений с расходом до  $10 \text{ м}^3/\text{с}$  приходится 90-95%. Как видно, сама практика представила эти четыре группы сооружений массового применения, которые прежде других, должны быть основным предметом дальнейших исследований.

*Методический подход к обоснованию рационального типа и конструкции сооружения.* При разработке сооружения нового технического уровня рекомендуется использовать системно-модульный подход, согласно которому, гидротехническое сооружение, как сложная инженерная модель отображается в дискретном (модульном) виде, где каждый модуль рассматривается в виде «автономного» устройства. Такой подход, во многом, упрощает решение проблемы, поскольку дает возможность вести ее осуществление на основе оптимизации конкретных видов модульного комплекса, на принципах и правилах рационального конструктивного формообразования, на использовании показателей эффективности взаимодействия потока, основания и сооружения.

При реализации этой методики возникает ряд вопросов. Какие типы модулей необходимо совершенствовать? По логике совершенствовать можно и нужно все. А по существу? С точки зрения теории и практики, следует рассматривать, прежде всего те, которые имеют важное и существенное научное и практическое значение. Но как определить очередность объекта (модуля) исследований? По каким критериям установить его значимость? Ввиду многофакторности поставленной задачи, для упрощения ее, решения в качестве определяющего критерия следует принимать экономический показатель модуля или его «экономический вес» в конструкции сооружения. Именно этот показатель, с практической точки зрения, является наиболее существенным. Другие факторы можно рассматривать производными первого.

Применяя системно-модульный подход к наиболее распространенным типам водопропускных гидротехнических сооружений, на основе анализа технико-экономических показателей установлено, что у открытых регулируемых русловых сооружений – сливных плотин почти половина удельных затрат (до 50%) приходится на головную (сливную) часть. У трубчатых водосбросных сооружений (ковшовых, башенных) достаточно высокими остаются затраты на устройство нижнего бьефа (до 30% и больше).

Полученные результаты послужили основанием для выбора этих модулей в качестве конкретных объектов дальнейших исследований.

Для обоснования нового рационального технического уровня рекомендуется применять способ технико-экономического сопоставления, в сочетании с другими общепринятыми и специальными критериями оптимизации, например: коэффициентом гашения энергии  $\eta_E = E_2 / E_1$ ; коэффициентом размываемости русла  $\eta_{ар} = a_p / h_{кр}$ ; коэффициентом пропускной способности (коэффициентом расхода  $m$ ;  $\mu$ ) и т.п. В качестве экономических показателей можно принять: удельную стоимость сбросного расхода, его мощности:  $c_Q = C / Q$ ;  $c_q = C' / q$ ;  $c_N = C / N$ ; удельных затрат материала (бетона) на единицу сбросного расхода и его мощности:  $B_Q = B / Q$ ;  $B_q = B / V$ ;  $B_N = B / N$  и др.

Для реализации этого методологического подхода, а точнее определения параметров оптимизации необходимо иметь физические, гидравлические и другие параметры конструкции или сооружения нового технического уровня. Эти данные получают, как правило, в

результате научного поиска и методического обоснования с привлечением натурных и лабораторных исследований, математического моделирования и др.

*Примеры и результаты некоторых методологических реализаций и исследований.* В качестве примеров рассмотрены: сливной модуль плотины речного гидроузла, устройство нижнего бьефа для лотковых водосбросных сооружений, устройство нижнего бьефа для регулирующих трубчатых сооружений.

При проведении исследований этих модулей использовались общепринятые методы гидравлики, математическое моделирование с использованием ЭВМ. Широко использовались лабораторные и натурные исследования. Лабораторные опыты проводились на физических жестких и размываемых моделях с соблюдением геометрического, динамического и кинематического подобия с применением теории планирования эксперимента, стандартной и специальной аппаратуры.

*1. Водосливная плотина речного гидроузла.* При возведении гидроузлов на речных водотоках с значительным бытовым расходом часто используют бетонные (железобетонные) плотины. Применяемые конструкции сооружений этого типа характеризуются высокой удельной стоимостью и материалоемкостью. Анализ типовых и индивидуальных проектов, научных работ, посвященных этому разделу гидротехники показывают, что объем капиталовложений на возведение водосливных плотин составляет от 50% до 70% от общей стоимости речного гидроузла, а на 1 м<sup>3</sup>/с расчетного сбросного расхода приходится 0,5...3 т арматурной стали. Высокая стоимость применяемых водосливных плотин обусловлена не только особенностью эксплуатационных условий и требований. Здесь сказывается и традиционный гравитационный подход к обоснованию статической модели «слив-водобой-рисберма», в которой не полностью (до 50%) используются физико-механические свойства строительного материала, современные достижения в области гидравлики. Известные железобетонные сооружения остаются достаточно сложными по конструкции и технологии.

Согласно правилам рационального инженерного творчества, статически рациональной можно считать такую модель сооружения, у которой геометрические ее формы и размеры позволяют наиболее полно использовать механические свойства строительных материалов и обеспечить эффективное взаимодействие системы «сооружение-основание». Гидравлически рациональной будет такая модель

сооружения, которая наиболее полно удовлетворяет условиям эксплуатации и строительства при наименьших затратах. Этим требованиям в большей мере отвечает предложенная конструкция плотины с решетчатым сливом и камерой гашения (ПРК, рис.1).

Водосливная плотина ПРК (А.с. СССР, 1019050) состоит из напорной стенки-диафрагмы, оголовка, сливной плиты-решетки, фундаментной плиты, которая со стороны верхнего бьефа имеет удлиненную консоль, а со стороны нижнего бьефа выполнена по типу водобойного колодца. В напорной стенке-диафрагме имеются донные отверстия для опорожнения водоема, пропуска строительных расходов и сброса части паводковых вод. Между напорной стенкой-диафрагмой, сливной плитой-решеткой и плитой-водобоем образуется камера-гаситель. Плотина такой конструкции обеспечивает сброс воды, льда и сора через гребень, полное опорожнение водохранилища через данные отверстия. Возможна совместная работа поверхностных и донных отверстий. Гидравлический эффект предложенной конструкции достигается за счет разделения потока, многократного дробления и соударения струй. Экономический эффект получен за счет сокращения длины водобоя и рисбермы, уменьшения объема тела плотины, соединения водослива и водобоя в единую фундаментальную плиту. В предложенной конструкции принят и исследован водослив практического профиля укороченных размеров, совмещенный с решетчатой плитой. Сливной оголовок, как показали последующие опыты, должен обеспечивать положительное давление сбросного потока на элементы решетчатого водослива и создавать необходимые размеры камеры, при которых решетчатый слив и камера активно включаются в работу и обеспечивают интенсивное гашение избыточной водной энергии.

На основе материалов комплексных исследований был разработан институтом Белгипровдхоз типовой проект: «Водосбросы открытого типа на расход воды от 50 до 700 м<sup>3</sup>/с».

Плотина новой системы построена в 1984 г. в качестве водосброса-водоспуска водохранилищного гидроузла комплексного назначения на р.Быстрая Могилевской области. Основное назначение водохранилища-гарантированное водообеспечение оросительной системы на площади 1820 га. Емкость водохранилища при отметке НПУ — 2 млн. 770 тыс. м<sup>3</sup>; полезная водоотдача из водохранилища — 2 млн. 200 тыс. м<sup>3</sup>; площадь зеркала при НПУ — 131 га, максимальный напор на сооружении — 8,5 м; расчетный паводковый расход через водосбросное сооружение — 150 м<sup>3</sup>/с. Экономический эффект составил

1050 м<sup>3</sup> железобетона.

2. *Устройства нижнего бьефа решетчатого типа. (А.с. СССР 1528848); Облегченные конструкции водопропускных сооружений; Устройства НБ с решетчатым гасителем для трубчатых водосбросов// Мелиорация и гидротехника для условий Беларуси; Гасители энергии водного потока в нижнем бьефе водосбросных сооружений на расход воды до 50 м<sup>3</sup>/с при напоре до 15 м. Т.П.Р.* Здесь в качестве наглядного примера эффективности применения объемно-пространственных форм в гидротехническом строительстве рассматривается устройство нижнего бьефа решетчатого типа.

В практике наиболее известны стационарные щелевые (гребенчатые) полы-трамплины (Уральские полы), решетчатые полы-гасители поплавкового типа и др. Гасители этого типа отличаются простой конструкции и низкой стоимостью. Наряду с достоинствами, применяемые конструкции имеют ряд существенных недостатков: низкую степень гашения водной энергии из-за пассивного взаимодействия решетки со сливным потоком, недостаточное стабилизирующее влияние на режим сопряжения при колебании уровня нижнего бьефа и изменении сбросного расхода, что приводит к образованию сбойности, большим размывам дна и берегов отводящего русла (до 0,5...1,5 Н<sub>1</sub>); при низких уровнях и малых глубинах нижнего бьефа транзитный поток проникает через щели решетки и образует под ними существенные размывы. Для поплавковых шарнирно закрепленных полов-гасителей характерна раскачка водного потока и автоколебания конструкции, отрицательно влияющие на статическую работу сооружения и режим сопряжения. Отсутствие достаточного теоретического и конструктивного обоснования, системных экспериментальных исследований решетчатых гасителей явилось первопричиной ограниченного применения гребенчатых однорядных решеток-гасителей на практике.

На основе анализа известных работ, результатов экспериментальных исследований установлено, что течение потока через решетку представляет сложный физический процесс, связанный с разделением (дроблением) потока, изменением геометрических и кинематических его характеристик, образованием отрывных течений (рис.2). Структурное течение потока за решеткой формируется, в основном, относительными параметрами решетки, в частности, относительной шириной ее элементов и скважностью  $\rho = S/d + S$ , где  $d$  – ширина (толщина) элемента (стержня);  $S$  – ширина просвета.

За обтекаемым телом (решеткой) формируется, как правило, два рода вихрей разной структуры и устойчивости. Наиболее устойчивыми являются регулярные, обычно двухмерные вихреобразования, получившие названия «дорожки» Кармана.

В общем случае, движение потока в следе за решетчатыми конструкциями может быть вихревым или турбулентным, устойчивым или неустойчивым, со слабой или интенсивной диссипацией избыточной кинетической и пульсационной энергии, с интенсивной или слабой размывающей способностью, т.е. решетчатый гаситель может работать эффективно или неудовлетворительно.

Рациональная форма и конструкция решетчатого гасителя должна удовлетворять двум главным условиям или требованиям: обеспечивать устойчивый режим движения вихревых течений при пропуске малоскоростных (ламинарных) потоков, интенсифицируя гашение пульсационной энергии в следе течения; стабилизировать турбулентный режим течения скоростных потоков и обеспечивать интенсивное гашение их избыточной кинетической энергии. Выполнение первого условия возможно в том случае, если решетка-гаситель будет генерировать устойчивую двухмерную систему вихрей (дорожку Кармана). Отсюда следует первый важный инженерный вывод – решетчатый гаситель должен иметь не плоскую, а пространственную конструкцию, а точнее – двухрядную или двухъярусную систему (рис.3). В такой конструкции, согласно критерию Крамана, расположение элементов решетки должно удовлетворять условию

$$K = \frac{C}{L_6} = 0,281, \quad (1)$$

где  $C$  – расстояние между элементами рядов или ярусов;  $L_6$  – расстояние между элементами в ряду.

Выполнение второго условия возможно в том случае, если протекание потока через решетку будет устойчиво турбулентным. Отсюда вытекает второй инженерный вывод или инженерная задача – установить геометрические параметры элементов решетки такими, при которых обеспечивалось бы устойчивое турбулентное течение, которое возникает при числах Рейнольдса  $Re_d > 5 \cdot 10^5$ . Исходя из кинематической структуры потока в следе течения и геометрических параметров его структурных образований можно предположить, что взаимное положение элементов решетки будет наиболее рациональным в том случае, если будет обеспечено активное взаимодействие перемежающихся (пограничных) областей смежных следов течения.

Это условие можно записать в таком виде:

$$L = \frac{B_c}{2} + \frac{Y_{ц}}{2}; \quad \frac{B_c}{2} = \frac{Y_{ц}}{2} + Y_n, \quad (2)$$

где  $L$  – расстояние между элементами решетки;  $B_c$  – ширина следа течения;  $Y_{ц}$  – ширина центральной области;  $Y_{п}$  – ширина пограничного слоя.

Если принять по Кирхгофу  $B_c = 2,4 \cdot d$ ;

по Хинцу  $Y_{ц} = 0,6\sqrt{d(x + a)}$ ; (3)

длину  $x = L_c = 2d$ ;  $a = d$ , (4)

получим:  $Y_{ц} = 0,6\sqrt{3 \cdot d^2} = d$ ; (5)

$$Y_{п} = 1,2 \cdot d - 0,5 \cdot d = 0,7 \cdot d. \quad (6)$$

Тогда у рациональной конструкции решетки

$$L = 1,2 \cdot d + 0,5 \cdot d = 1,7 \cdot d; \quad (7)$$

$$S = L - d = 0,724 \cdot d; \quad (8)$$

$$\rho = \frac{S}{d + S} = \frac{0,7}{1,7} = 0,42; \quad (9)$$

$$L_6 = 2L = 3,4d \quad (10)$$

$$C = 0,281 \cdot 3,4d = 0,95 \cdot d. \quad (11)$$

Ширина стержней должна удовлетворять условию

$$R_{ед} = \frac{V \cdot d}{v} > R_{едт} = 5 \cdot 10^5.$$

или

$$d > \frac{R_{едт} \cdot v}{V}. \quad (12)$$

Результаты комплексных лабораторных и натуральных исследований решетчатых гасителей использованы институтом Белгипроводхоз для разработки типового проекта «Гасители энергии водного потока в нижнем бьефе водосбросных сооружений на расход воды до 50 м<sup>3</sup>/с при напоре до 15 м» Мн.: Белгипроводхоз, 1992.

Натурные наблюдения за работой и техническим состоянием построенных сооружений подтвердили результаты теоретических и лабораторных исследований, показали надежность и эффективность решетчатых гасителей. Экономический эффект, согласно реальным проектным решениям, составил на построенных сооружениях от 18



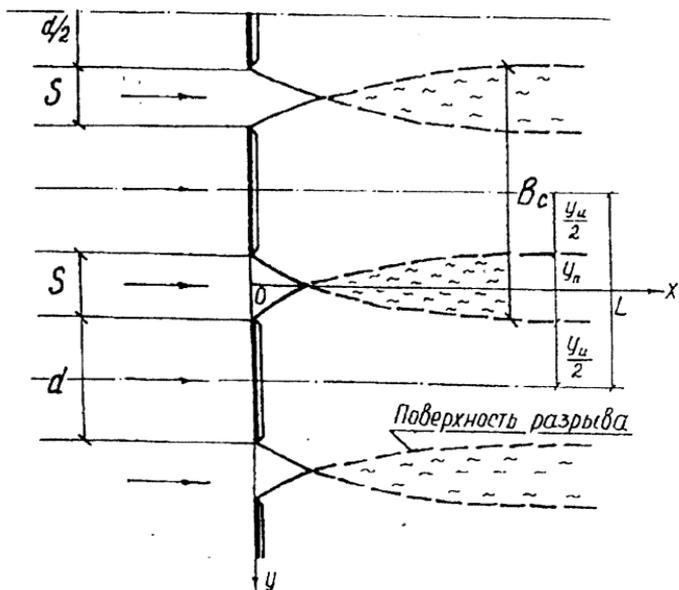


Рис.2. Картина следа течения за решеткой.

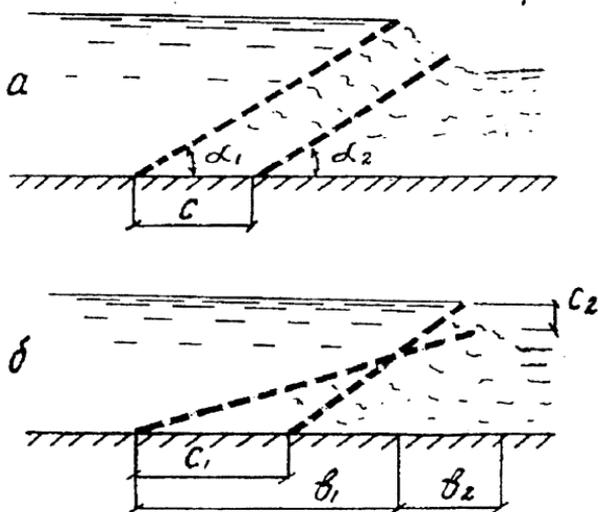


Рис.3. Рациональные конструктивные формы решетчатого гасителя: а — двухрядная; б — двухъярусная.

**Анализ причин аварии на циркуляционной насосной  
станции Минской ТЭЦ-5**  
**Никитенко М.И., инженеры Корбут О.Б.,**  
**Архангельская Т.М.**  
**(БГПА)**

При выполнении земляных работ по раскрытию котлована циркуляционной насосной станции Минской ТЭЦ-5 11 декабря 1997 года произошла авария: откос котлована потерял устойчивость, вызвав опрокидывание двух, чрезмерный наклон восьми и деформирование угловых секций торцевой подпорной стены (рис.1).

Ограждающие подпорные стены по наружному контуру насосной станции первоначально предусматривалось выполнить методом «стена в грунте» с устройством временных преднапрягаемых буро-инъекционных анкеров для обеспечения устойчивости стен в строительный период. Однако в принятом к производству проекте вместо буро-инъекционных анкеров предложены плитные (по якорному типу). Их устройство предусматривалось в открытом за стеной котловане при последующей засыпке местным грунтом с его послойным уплотнением. Количество ярусов анкеров уменьшено, а анкерование обращенной к откосной части территории торцевой стены по оси Б и нормально примыкающих к ней стен по осям 1 и 10 (рис.2) вообще не предусмотрено.

Изменение конструктивных решений вызвало принятое иной последовательности производства работ с раскопкой грунта по обеим сторонам ограждающих траншейных стен и выполнением водопонижения снаружи станции при помощи иглофильтровых установок. Осушение дна котлована внутри станции намечено открытым водоотливом с устройством фильтрующей гравийной пригрузки откосов. Водопонижение внутри станции предназначалось лишь для уменьшения гидростатического давления на траншейную стену при разработке грунта.

Возникновению аварии на объекте предшествовали малоэффективная работа системы водопонижения снаружи насосной станции и даже отключение насоса. В процессе отрывки траншеи для секции возле угла 1Б произошло обрушение грунта со стенок на дно траншеи в связи с подъемом воды при перерыве в ее откачке. Предусмотренное проектом устройство сверху откоса двух водопонизительных скважин не было осуществлено. При неэффективной работе иглофильтров снаружи стены, отсутствии сверху откоса откачки

воды из глубоких скважин и более интенсивном открытом водоотливе внутри котлована фильтрационный поток имел направленность со стороны откоса к стене. Это благоприятствовало суффозионному размыву грунта за счет гидродинамического давления не только на откосе, но и в зоне заделки стены ниже дна котлована. Выключение из работы насоса и интенсивное повышение уровня воды привело к взвешиванию песчаного грунта и его мгновенному разжижению над водоупором.

Сочетание гидростатического давления оплывшего по откосу разжиженного грунта с гидродинамическим при наличии значительного градиента напора воды привело к потере устойчивости стены, которую не смогли удержать даже временные тяги, приваренные к расположенным сверху откоса трубам циркуляционных водоводов.

Данные дополнительных изысканий с использованием геофизических методов разведки выявили наличие наклонного пласта водоупора в виде моренной супеси по направлению от откоса к подвергшимся обрушению и повороту секциям траншейной стены. Над этим водоупором зафиксирована толща водо-насыщенного песка, перекрытая линзой маловлажного и насыпной песчаной толщей. Такой характер грунтовых напластований не обеспечивал условия защемления стены в водоупор. Откачка воды внутри котлована способствовала повышению градиента напора и воздействию гидродинамического давления (фильтрационных сил) на стену.

Анализ проектных решений заанкеренных ограждающих траншейных стен с водопонижением в период строительства и производством земляных работ при устройстве анкерных креплений свидетельствует о не безупречности принятого к реализации варианта. Нерациональна конструкция анкеров якорного типа, вызвавшая необходимость раскопки грунта и их обратной засыпки под защитой водопонижения. Неудачно сочетание закрытого снаружи и открытого внутри станции способов откачки воды.

Сказались также недостатки использованных предпосылок при расчетах устойчивости стен в строительной и эксплуатационный периоды. В частности, это связано с несовершенством предписаний существующих нормативных документов и принятых методов расчетов, согласно которым учитывается давление грунта на подпорные стены в активном состоянии, т.е. минимальное. Возникающее при наличии смещения стены в сторону котлована. В действительности, при отсутствии такого смещения действует более высокое давление в состоянии покоя, а при передаче на стену усилий преднапряжения –

даже его повышенное значение. Принимаемый в расчетах коэффициент перегрузки для активного давления грунта не компенсирует неучтенного фактически повышенного напора. Помимо этого, несовершенство предусматриваемых нормативными документами расчетов устойчивости подпорных стен связано с отсутствием аналитических зависимостей по учету переменного во времени гидродинамического давления в связи с изменением гидравлических градиентов напора воды.

Для ликвидации последствий аварии и обеспечения безопасной эксплуатации циркуляционной насосной станции Минской ТЭЦ-5 кафедрой «Геотехника и экология в строительстве» рекомендовано:

- выполнить крепление при помощи буро-инъекционных свай с прижимными ростверками двух фундаментов под стойки эстакады у бровки откоса;

- выполнить крепление откоса за счет пригрузки его основания, армирования отсыпаемого грунта при помощи укладки бракованных железобетонных плит, а также нагелирования склона с устройством защитного бетонного покрытия и укладкой в бетон арматурных сеток;

- выполнить дополнительную защиту от коррозии анкерных тяг путем обсыпки их песчано-цементной смесью;

- для уменьшения бокового давления грунта на подпорные траншейные стены при сохранении предусмотренного проектом количества анкеров осуществить с тыльной стороны стен обратную засыпку стабилизированной смесью из песка и цемента.

#### **Выводы:**

Авария на циркуляционной насосной станции Минской ТЭЦ-5 была обусловлена комплексом факторов, основными из которых являются:

- мощное воздействие гидродинамического давления (фильтрационного напора) на стены за счет большого градиента при резком отключении водопонижительной системы и вызванное этим мгновенное фильтрационное разуплотнение (переход в текучее состояние) от взвешивания при резком подъеме воды;

- отличие геологических и гидрогеологических условий на участке аварии от полученных в результате исходных изысканий при ограниченном их объеме;

- несовершенство существующих нормативных документов, в которых отсутствуют рекомендации по учету гидродинамических сил в расчетных зависимостях.

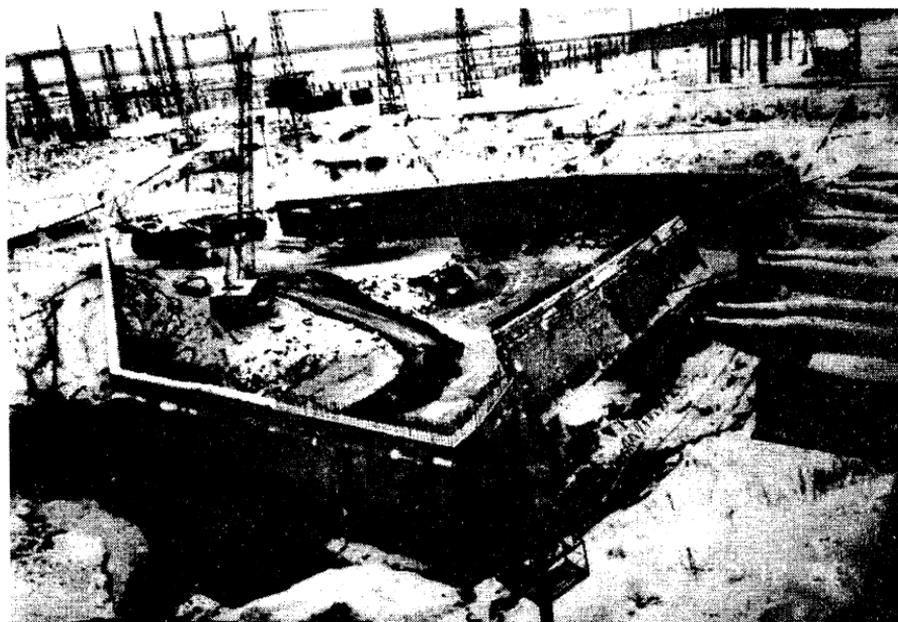
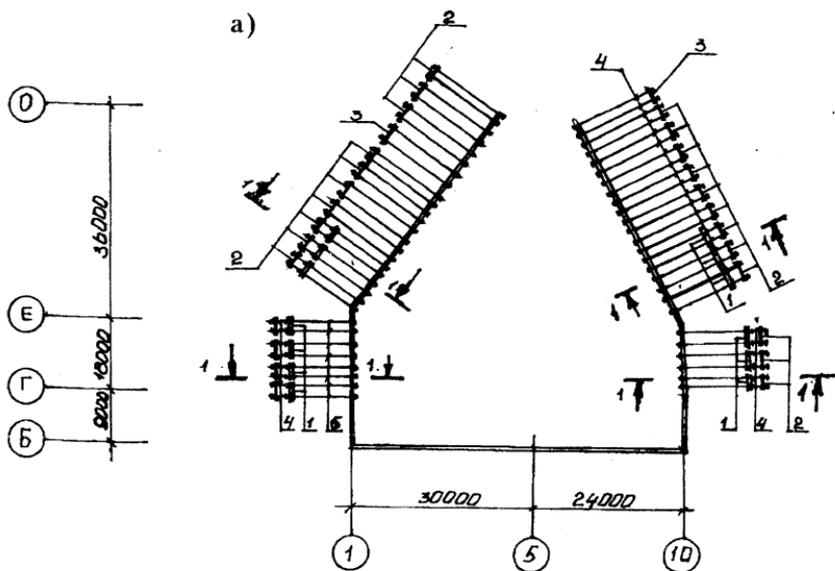


Фото 1  
Вид на ограждающую стену после аварии. (рис.1)



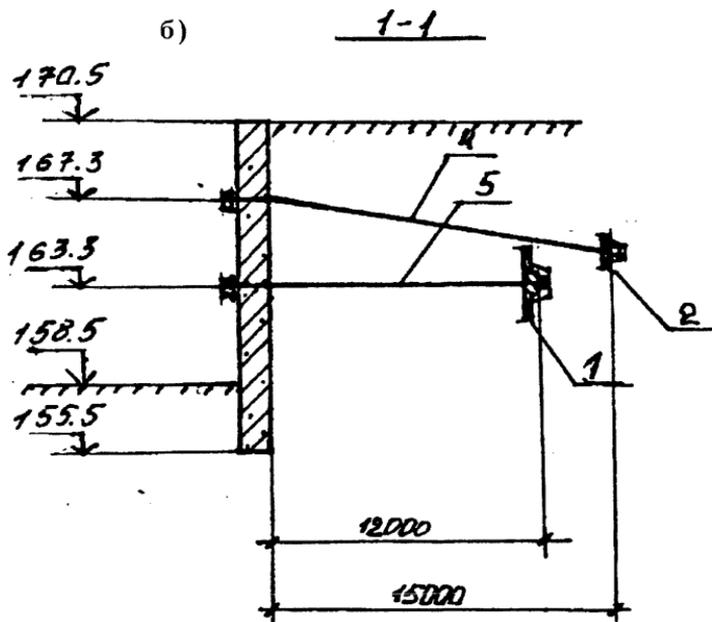


Рис.2. Устройство постоянных анкеров: а) – схема расположения,  
 б) – разрез  
 1, 2, 3 – плиты анкерные, 4, 5 – анкерные стержни

## Применение пленочных диафрагм в плотинах из грунтовых материалов

Минчукова М.Е.,  
 (БГПА)

Проблема улучшения свойств грунтов является наиболее актуальной и перспективной при строительстве сооружений с использованием дешевых местных строительных материалов, особенно в области гидротехнического и дорожного строительства при возведении насыпей, дамб, плотин, подпорных стенок и т.д.

В настоящее время широкое распространение в зарубежной и отечественной практике строительства получило направление по улучшению свойств грунта с помощью его укрепления различными

видами эластичной, прочной, некорродирующей арматуры (полимерных пленок, сеток, геоткани и др.). Создание новых конструкций земляных сооружений, армируемых такими материалами, обеспечивает высокую их надежность и экономичность, способствует уменьшению трещинообразования и фильтрации. Полимерные пленки способны воспринимать значительные растягивающие напряжения, сохранять прочность даже при больших деформациях. Они достаточно однородны, долговечны, технологичны и эффективны в строительстве, а также способны сохранять противofильтрационную способность во всем диапазоне деформаций конструкции. Способность пленочных противofильтрационных устройств к уменьшению процесса трещинообразования в грунтовых гидросооружениях играет особо важную роль при их устройстве на подрабатываемых горными выработками территориях. Представляется целесообразным использование пленок и при строительстве плотин на слабых основаниях, т.к. они могут испытывать значительные осадки с возникновением трещин в насыпи. С помощью армирования за счет возникновения анизотропии свойств перераспределяется напряженное состояние в сооружении. Сдвиговые напряжения воспринимаются армирующими элементами, а сжимающие – заключенным между ними грунтом. В связи с этим конструкции из армированного грунта хорошо воспринимают действующие на них нагрузки. По свидетельству Глебова В.Д. (Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. Состояние и перспективы исследования экранирования грунтовых сооружений пленками) напряжения от общей осадки сооружения не представляют серьезной опасности для пленочных конструкций, поскольку они способны существенно удлиняться, могут релаксировать и не претерпевают резкого разрушения. Отмечено, однако, что повышенная ползучесть является менее благоприятным свойством полимерных материалов. Исходя из развития деформации ползучести, при рассмотрении области применения полимерного материала в армированном грунте необходимо учитывать проектный срок службы конструкции.

Традиционно диафрагмы, являющиеся армирующими конструкциями, должны в пределах всей высоты свободно перемещаться от действия гидростатического давления в сторону нижнего бьефа, следуя деформациям уплотнения грунта низовой призмы и передавая ей всю активную нагрузку. В рассматриваемом нами решении при использовании зигзагообразной диафрагмы с противofильтрационными и армирующими функциями данное условие

не играет важной роли.

Наши исследования были направлены на изучение:

1) влияние конфигурации, планового и высотного положения пленочной диафрагмы в теле песчаной плотины на устойчивость ее откосов;

2) влияние сильно сжимаемой толщи основания на устойчивость откосов плотины;

3) исследование характера обрушения откоса при различных площадях приложения нагрузки.

Различные серии опытов в идентичных песчаных грунтах были проведены на физических моделях плотин различной высоты (масштаба) с целью выявления возможности пересчета параметров устойчивости с модели на натуру. В качестве армирующего элемента была использована полиэтиленовая стабилизированная сажей пленка толщиной 0,2 мм.

Геометрически подобные модели различной высоты (22, 44 и 66 см) устанавливались в непроточный лоток со стеклянными стенками. При этом во всех трех вариантах заложение откоса также изменялось и составляло 1:2; 1:2,5; 1:3. Тело плотины послойно отсыпалось из одного и того же грунта оптимальной влажности. Длина модели вдоль ее оси была одинаковой и равной ширине лотка 24 см. Длина лотка составляла 285 см, что позволяло исследовать модели указанной высоты.

Укладка армирующей диафрагмы в теле плотины выполнялась по верховому клину и центральной ее части в трех вариантах: горизонтально, наклонно к ее середине и наклонно к откосам (рис 1).

Для получения деформации откоса у каждой модели был специально сконструирован и построен рычажный штамп, оборудованный динамометром. Наблюдение за деформацией верхового откоса под действием внешней нагрузки и образованием при этом кривой скольжения производилось через боковые стеклянные стенки лотка, по которым свободно подвешивались вертикальные тонкие нити. Последние присыпались грунтом модели и могли свободно деформироваться по всей высоте обрушающегося на откосе грунтового массива. При достижении грунтом предельного состояния под действием внешней нагрузки часть грунтового массива в гребне плотины совместно с откосом и деформируемыми нитями начинала сползать вниз. Исходя из характера искривления нитей, имели поверхность скольжения четкой цилиндрической формы.

Наступление предельного состояния фиксировалось также по

уменьшению нагрузки, которое отмечалось по показанию динамометра. По искривлению нитей вдоль линии скольжения определялись радиус и центр этой поверхности.

По полученным экспериментальным данным, исходя из зафиксированных круглоцилиндрических поверхностей скольжения, определялся коэффициент устойчивости откоса на сдвиг. При этом наряду с основным сочетанием удерживающих и сдвигающих сил было также учтено сопротивление сдвигу (трению) моделей по контакту грунта с боковыми стеклянными стенками лотка.

Наши опыты подтверждают традиционные данные для неармированных грунтовых плотин: чем положе откос, тем выше устойчивость его против сдвига. У моделей с пленочными зигзагообразными диафрагмами коэффициент устойчивости откоса на сдвиг для плотины с заложением откоса  $m=3$  был на 10-15% больше по сравнению с  $m=2$ .

Было установлено, что критическое напряжение под штампом в армированной модели плотины на 20-35% выше, чем в однородной, а глубина кривой скольжения чаще всего ограничивается первым витком диафрагмы. Это происходит за счет пересечения расчетной поверхности обрушения откоса полиэтиленовой пленкой, что создает дополнительное сопротивление его сдвигу по этой плоскости. В случае высокого расположения первого витка наблюдался разрыв пленки. При выполнении же этой части диафрагмы из 2-х полотнищ, уложенных внахлест, в ряде случаев при обрушении откоса происходило частичное выдергивание полотнища. В связи с этим, с целью сохранения сплошности пленки и предупреждения сосредоточенной фильтрации целесообразно при укладке диафрагмы устраивать складки-компенсаторы.

С целью получения различных плоскостей сдвига опыты выполнялись штампами с различной площадью опирания на гребень:

$$F=11,5 \times 22,5 \text{ см (0,0259 м}^2\text{)},$$

$$F=9,5 \times 22,5 \text{ см (0,0214 м}^2\text{)},$$

$$F=7,5 \times 22,5 \text{ см (0,0168 м}^2\text{)}.$$

Ширина штампа составляет 0,5 b; 0,4 b и 0,3 b (b – ширина гребня). Длина штампа оставалась одинаковой для всех опытов и равной 22,5 см.

В случае приложения нагрузки на малой площади происходил сдвиг как верхового, так и низового откоса (рис.2). При этом наблюдалась следующая картина: сначала начинал деформироваться верховой откос под действием обрушающей нагрузки, затем, при

достижении поверхностью скольжения пленочной диафрагмы, происходило резкое смещение грунтового массива в сторону низового откоса по пленке. В результате возникало смещение конца пленочной диафрагмы и выгучивание грунта на низовом откосе. Затем, при дальнейшем надавливании на штамп, обрушение происходило одновременно с преобладающим деформированием в направлении низового откоса. Такая картина обрушения проявлялась чаще всего в опытах с вогнутой диафрагмой, где сдвигу способствует уклон пленки к центру плотины.

Анализ опытных данных показал, что коэффициент устойчивости откоса при нагружении штампов  $F=0,0259 \text{ м}^2$  был на 17-30% выше, чем при нагружении штампов меньшей площади  $F=0,0168 \text{ м}^2$ .

Так как конфигурация диафрагмы в теле плотины влияет на степень общей ее устойчивости, была проведена серия опытов с различной укладкой пленок: наклонной к середине, к откосам и горизонтальной.

Опыты показали, что модель плотины с вогнутой диафрагмой в

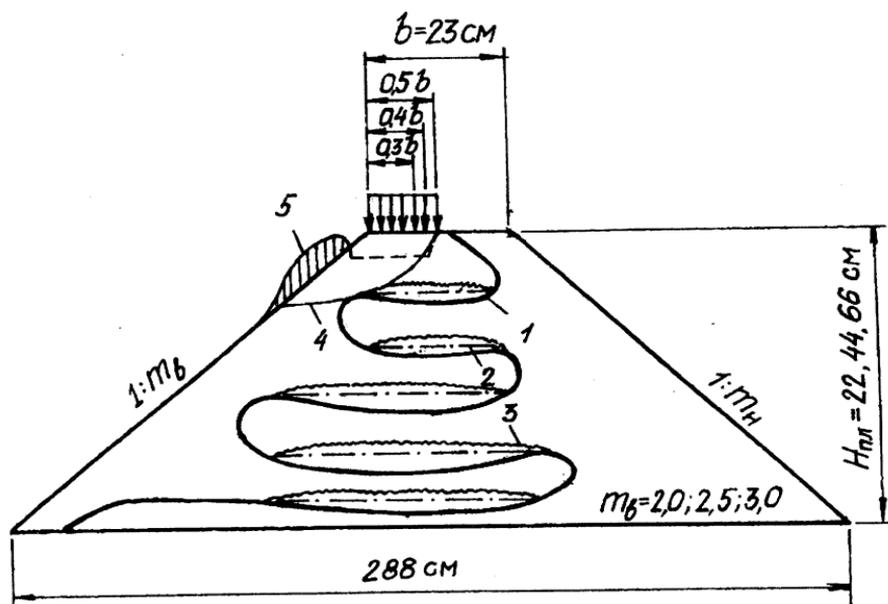
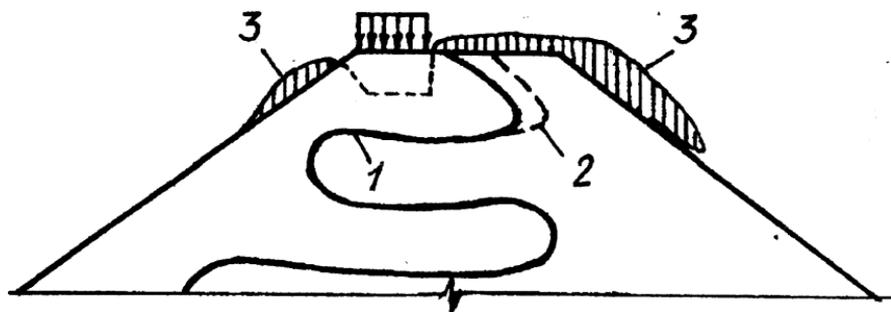


Рис. 1. Расчетная схема плотин с пленочной диафрагмой с различными способами ее укладки: 1 – вогнутая; 2 – горизонтальная; 3 – выпуклая; 4 – круглоцилиндрическая поверхность скольжения; 5 – деформация откоса в результате действия обрушающей нагрузки.

ряде случаев была более устойчивой. Так, коэффициент устойчивости откоса при нагружении плотины с вогнутой диафрагмой оказался на 10-15% выше, чем при горизонтальной либо наклонной к откосам диафрагмах. Следует отметить, что оптимальный эффект «вогнутой» диафрагмы наблюдался при испытаниях штампами малой площади. С увеличением же площади приложения нагрузки до  $F=0,0259 \text{ м}^2$  величины коэффициентов устойчивости выравниваются для всех трех вариантов, а в некоторых случаях с диафрагмой, имеющей наклон к середине плотины, становятся ниже двух других способов ее ориентации (рис.3).

Как известно, чрезвычайно опасной для грунтовых сооружений является осадка основания, которая может вызвать в насыпи образование трещин. Нами были проведены опыты по исследованию влияния деформируемого основания на устойчивость откосов для моделей плотин высотой 22 см, установленных на песчаном основании глубиной 22 и 44 см. Хотя при толщине основания 44 см площадь поверхности призмы обрушения на 20-30% больше по сравнению с толщиной в 22 см, но коэффициент устойчивости на сдвиг оказался на 15-20% ниже. Это может быть связано с различием деформаций уплотнения, а соответственно осадок грунтовой толщи в основании плотины (рис.4).

Анализ теоретических данных и экспериментальных исследований показал, что полимерные армирующие устройства способны значительно повысить общую устойчивость откосных сооружений. Они



**Рис.2.** Картина сложного сдвига: 1 – первоначальное положение пленочной диафрагмы; 2 – конечное положение диафрагмы после обрушения; 3 – очертание откоса после обрушения.

благодаря способности работать на растяжении хорошо воспринимают внешние нагрузки на различной площади их приложения и весьма эффективны при строительстве на слабых основаниях.

Следует отметить, что пленочную зигзакообразную диафрагму целесообразно укладывать на песчаную подготовку свободно, без натяжения, с устройством складок-компенсаторов и наклонно к оси плотины. Это позволяет повысить устойчивость откосов, в особенности фильтрующих.

Выполненные в условиях приближенного моделирования опыты на моделях плотин различного масштаба позволят с учетом поправочного коэффициента определить основные зависимости для перехода от полученных на моделях данных на натурные сооружения.

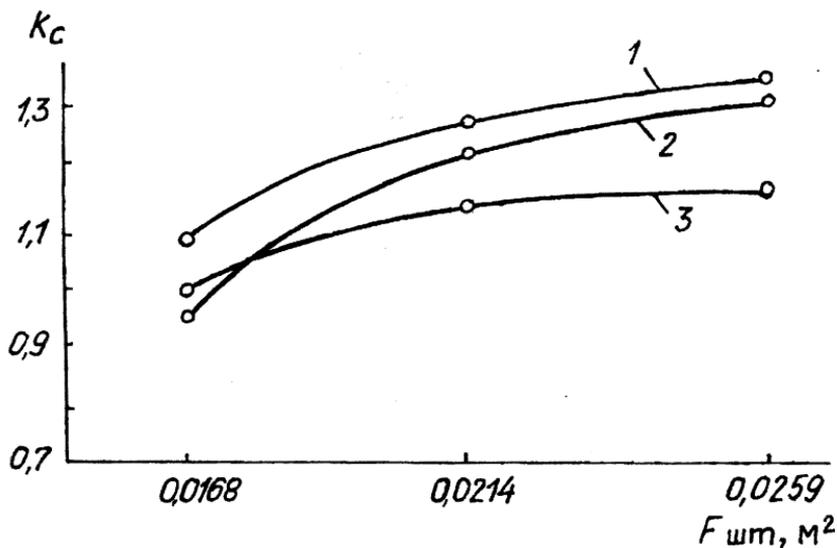


Рис.3. Зависимость коэффициента устойчивости откоса на сдвиг от площади штампа и конфигурации диафрагмы: 1 — вогнутая; 2 — выпуклая; 3 — горизонтальная.

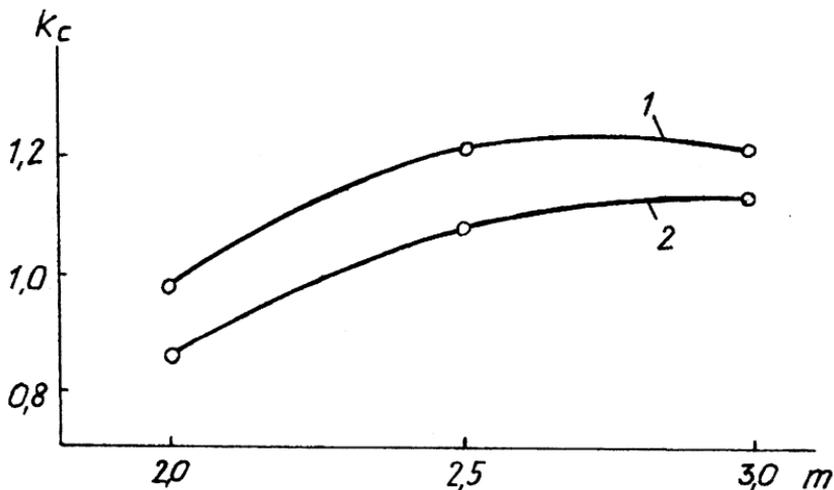


Рис.4. Зависимость коэффициента устойчивости на сдвиг от заложения откоса плотины и глубины сжимаемого основания под плотинами: 1 – основание 22 см; 2 – основание – 44 см.

### Сборные крепления откосов каналов и плотин из местных строительных материалов

Сурма Н.В.  
(БГПА)

Во всех отраслях строительства, вопросы применения сборного железобетона являются весьма актуальными. Особое внимание вопросам сборности уделяется в гидротехническом строительстве. Доля применения сборного железобетона по отношению к монолитному в гидроэнергетическом строительстве составляет до 30%, в гидромелиоративном до 90%. Примеры широкого применения сборного железобетона в гидротехническом строительстве может служить построение Саратовской ГЭС на р.Волге.

Достоинством сборного железобетона является то, что элементы конструкций в основном изготавливаются в заводских условиях или на специальных полигонах недалеко от места их установки. Легко поддаются унификации и технология возведения сооружений обеспечивается применением широкой механизации. Это в свою очередь

позволяет уменьшить сроки строительства и стоимость сооружений. К недостаткам можно отнести сложность в устройстве температурно-осадочных швов, так, например, их длина при устройстве 100 кв.м крепления откосов-из местных материалов составляет 40-80 м.

В гидромелиоративном строительстве, учитывая, что сооружения выполняются в основном по типовым проектам, на необходимость изучения работы сооружений и технологии их строительства указывает и тот факт, что ежегодные повреждения и аварии по Беларуси составляют до 15-25%.

Следует отметить, что при строительстве гидроузлов и образования водохранилищ объем бетона, укладываемого в берегоукрепительные сооружения, составляют до 35% от объема бетонных работ, производимых при строительстве основных сооружений.

В задачу наших исследований входила разработка решений по унификации креплений откосов сооружений в водохозяйственном строительстве и создание так называемого тюфячного крепления за сборных железобетонных элементов без заделки швов, чтобы обеспечить грунто непроницаемость, уменьшить взвешивающее давление и свести к минимуму работу по устройству фильтровой подготовки.

Нами были предложены и защищены авторскими свидетельствами конструкции защитных покрытий грунтовых откосов подверженных действию знакопеременных нагрузок из сборного железобетона.

Покрытие откосов каналов (рис.1) состоит из железобетонных плит 1, уложенных на криволинейный элемент 2 волнистого профиля, имеющего отверстия 3 для выхода фильтрационных вод. Криволинейный элемент 2 укладывается на подготовку 4 (стеклохолст или стеклорогожа), которая укладывается на защищаемую поверхность 5. Между плитами 1 имеются швы 6, замоноличенные по всей длине.

При действии волн давление на плиты снизу несколько больше, чем сверху, что обеспечивает взвешивающее противодействие. Взвешивающее противодействие вызвано тем, что откат волны у лицевой поверхности плиты происходит быстрее, чем движение воды под плитой в слое подготовки.

Наличие криволинейного элемента 2 волнистого профиля, расположенного перпендикулярно урезу воды и параллельно действию волн, способствует выравниванию давлений над и под плитой и тем самым снижению действия взвешивающего противодействия. Покрытие откосов обеспечивает свободный выход грунтовых вод в русло канала: криволинейный элемент 2 не дает возможности образования высоты высачивания грунтовых вод на откос.

В случае растроя швов 6 покрытие не выходит из строя вследствие наличия под плитами 1 криволинейного элемента 2 волнистого профиля. Наличие незамоноличенных участков швов 6 способствует свободному входу и выходу воды из-под покрытия и тем самым выравниванию давлений в момент ската волны с откоса.

Защитное покрытие грунтового откоса (рис.2) состоит из сборных железобетонных плит 1, которые укладываются на защищаемую поверхность откоса 2. В теле плит по их диагонали с нижней поверхности уложены перфорированные дренажные трубки 3. После укладки плит 1 на защищаемую поверхность откоса 2 дренажные трубки 3 образуют угол 45 по отношению к урезу воды в водоеме. Для предотвращения сползания плит 1 по откосу предусмотрено устройство упора из бетона 4.

Укладка перфорированных дренажных трубок 3 в тело плит производится в заводских условиях. В плитах 1 образуется в нижней поверхности продольный призматический желоб, в который в последующем вставляется дренажная трубка 3. Дренажная трубка 3 в зависимости от вида грунтов, слагающих откос, может быть обернута фильтрующим материалом (стекловолокно и др.), для предотвращения от заиливания. Чтобы трубка 3 не выпадала из желоба предусмотрены арматурные выпуски.

Для предотвращения выноса грунта из-под плит, т.е. для уменьшения грунтопроницаемости, швы между плитами образуют по типу штрабных. В углах плит устраивают дренажные колодцы для перехвата фильтрационных вод. Сопряжение дренажных труб 3 с дренажным колодцем образуется следующим образом: в дренажные трубки 3 со стороны дренажного колодца вставляют короткие патрубки, обеспечивающие сопряжение последних. Дренажный колодец оборудован верхней и нижней крышками, причем верхняя крышка выполнена съемной для очистки и проверки работы дренажа под плитой.

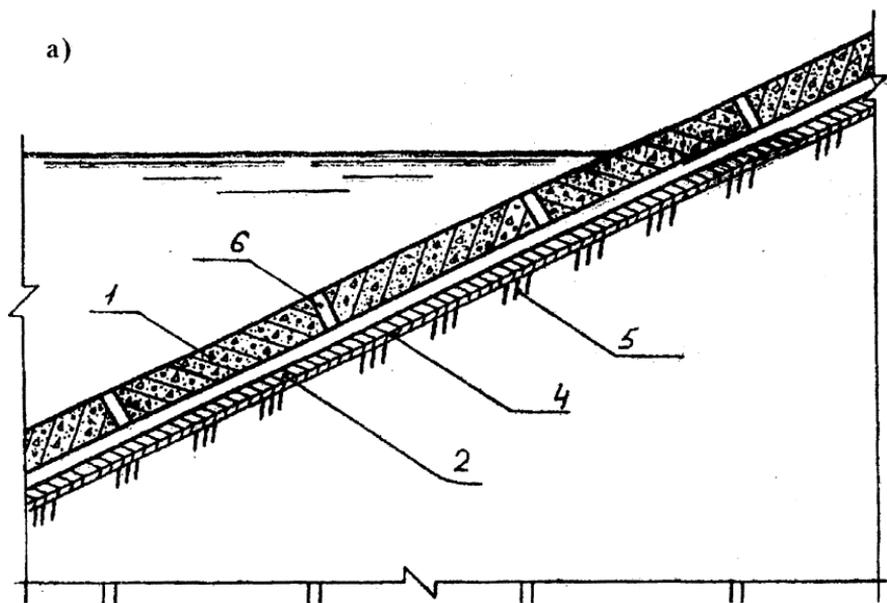
Бетонная одежда откосов каналов (рис.3) из бетонных элементов 1, выполненных с косометричным выступом, уложенных на гравийную подготовку 2 и соединенных между собой внахлест. Для предотвращения сползания покрытия по откосу 3 предусмотрен упор 4. Бетонные элементы 1 выполнены в форме неполного квадрата в плане с квадратными выемками по двум противоположным по диагонали углам в плане и по высоте грани. Бетонные элементы уложены грань к грани, конструкция которых способствует образованию штрабного шва, причем каждый блок взаимосвязан с шестью аналогичными

блоками. В шов уложен фильтрующий материал из стеклохолста, который приклеен к нижней поверхности блока водостойким клеем или битумной мастикой.

В случае наличия значительного взвешивающего давления элементы могут быть выполнены с выемками в их центральной части, которые заполнены пористым бетоном. Тогда в штрабной шов укладывается тот или другой водонепроницаемый материал.

Бетонный элемент выполнен следующим образом: на верхней поверхности по четырем взаимно перпендикулярным граням имеются до половины толщины блока выступы, а по четырем другим взаимно противоположным такие же выступы, но с нижней поверхности блока. Форма блоков и расположение выступов на их торцах способствуют созданию защитного покрытия в единый взаимосвязанный ковер по типу «рыбьей чешуи».

Блоки покрытия имеют в плане неполную форму квадрата, а их торцы способствуют созданию штрабного шва. Это обеспечивает надежное сцепление блоков один с другим и тем самым надежное покрытие защищаемого откоса.



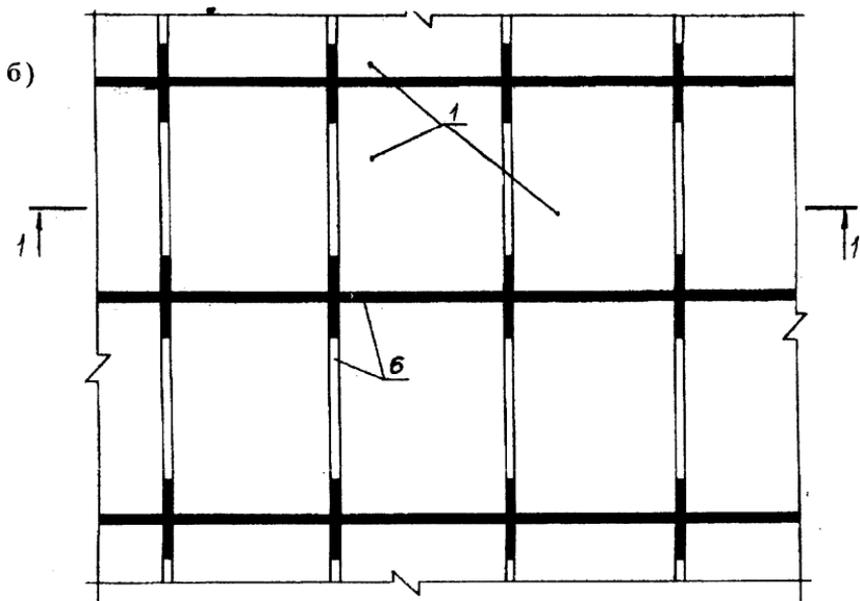
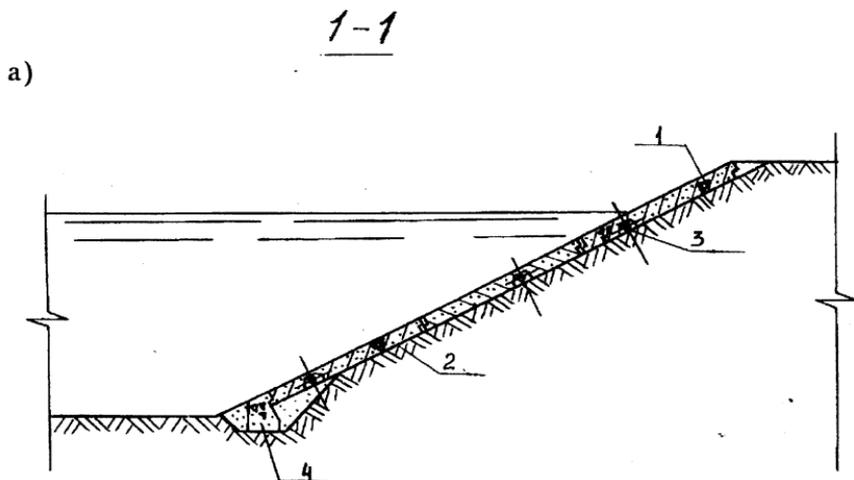


Рис.1. Покрытие откосов каналов: а – разрез 1-1; б – план; 1 – плита; 2 – криволинейный элемент, общий вид; 3 – отверстия; 4 – подготовка; 5 – защищаемая поверхность откоса; 6 – шов.



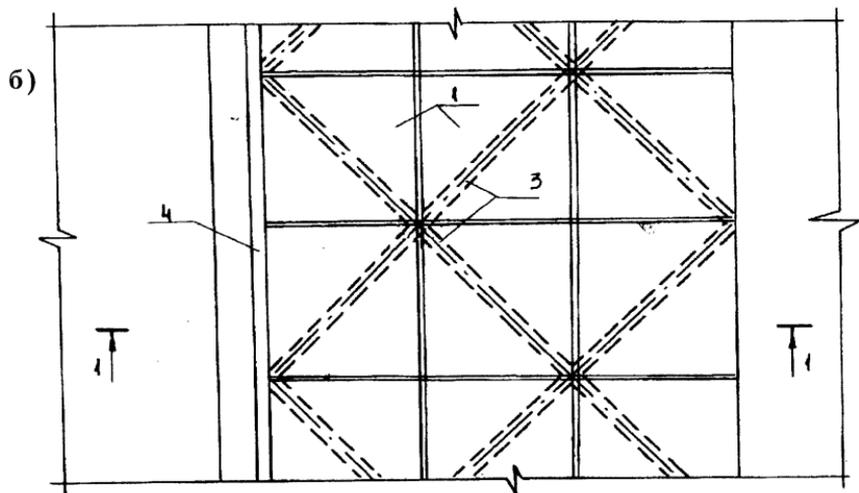
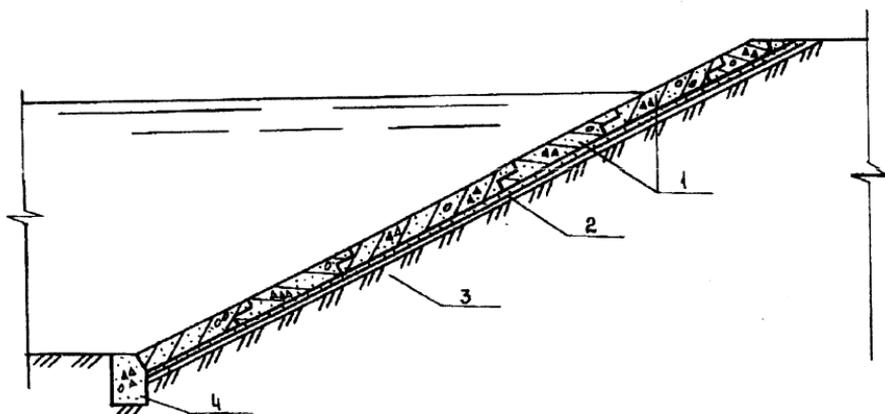


Рис.2. Защитное покрытие грунтового откоса: а – разрез 1-1, б – план; 1 – железобетонные плиты; 2 – защищаемая поверхность откоса; 3 – дренажная трубка; 4 – упор.

а)

1-1



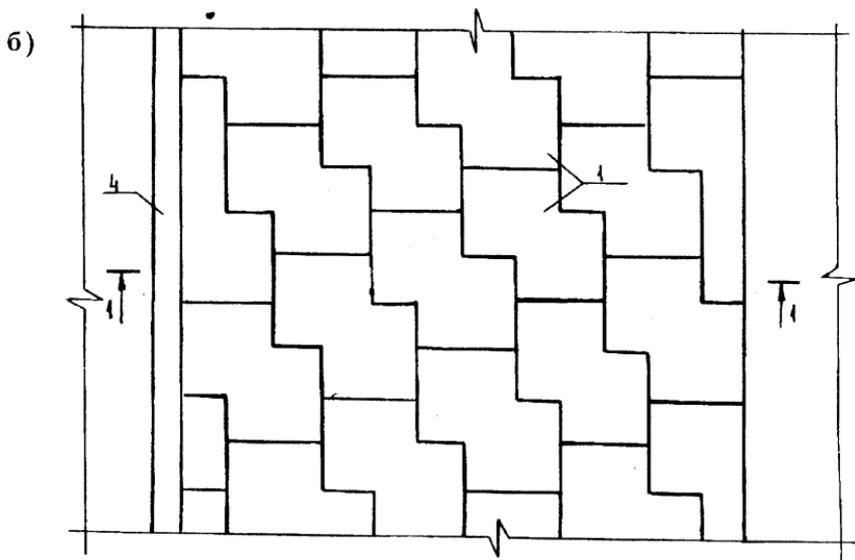


Рис.3. Бетонная одежда откосов каналов: а – разрез 1-1; б – план; 1 – бетонные элементы; 2 – гравийная подготовка; 3 – защищаемая поверхность откоса; 4 – бетонный упор.

## Постановка и решение оптимизационных задач развития систем технического водоснабжения и водоотведения Солигорского промрайона

Щербаков Г.А., Папко Н.А., Линкевич Н.Н.  
(ЦНИИКИВР)

В настоящее время хозбытовые стоки г.Солигорска, Первого, Второго и Третьего рудоуправления ПО «Беларуськалий» поступают на общегородские очистные сооружения хозбытовой канализации, расположенные в д.Дубеи Солигорского района. После биологической очистки они сбрасываются в Кривичский канал мелиоративной системы и повторно не используются.

Снижение сброса сточных вод промышленных предприятий и коммунально-бытовых стоков г.Солигорска может быть обеспечено как путем строительства локальных очистных сооружений на промышленных предприятиях и использования очищенных стоков (после их доочистки) для целей технического водоснабжения этих

предприятий, отказавшись в этом случае от забора поверхностных вод Солигорского водохранилища, так и путем реконструкции общегородских очистных сооружений, включающей строительство установки доочистки и насосной станции для подачи доочищенных сточных вод на промпредприятия.

При этом решаются две основные задачи:

- снижение ущерба, наносимого в результате сброса сточных вод в водные объекты;
- уменьшение расхода свежей воды, забираемой из Солигорского водохранилища.

Для решения этих задач необходимо проведение оптимизационных расчетов по выбору рациональной системы водообеспечения производства и расчетов по выбору рациональной системы водообеспечения производства и расчета ее экономической эффективности. При экономической оптимизации технических решений проводится минимизация проведенных затрат, т.е. оптимальным считается вариант, при котором приведенные затраты на транспортировку, очистку и доочистку сточных вод, а также затраты на возмещение экономического ущерба от сброса условно чистых и доочищенных сточных вод в водные объекты являются минимальными при соблюдении технологических и санитарно-гигиенических условий работы оборотных систем водоснабжения.

По общепринятой методике приведенные затраты  $ПЗ_i$  представляют собой сумму текущих издержек и единовременных затрат, приведенных к годовой размерности в соответствии с установленным нормативным коэффициентом эффективности:

$$ПЗ_i = C_i + E_n * K_i \quad (1)$$

где  $C_i$  – эксплуатационные расходы (текущие затраты) по сравниваемым вариантам;

$K_i$  – капитальные вложения (единовременные затраты) по сравниваемым вариантам;

$E_n$  – нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений ( $E_n = 0.15$ ).

Для основных элементов системы водоотведения и очистки хозяйственных стоков, таких как: станции биологической очистки, установки доочистки на песчаных и каркасно-засыпных фильтрах, канализационные и водопроводные насосные станции, трубопроводы технического водоснабжения, на основе обобщения укрупненных показателей сметной стоимости сооружений и оборудования для очистки сточных вод, были получены эмпирические расчетные зависимости

эксплуатационных расходов и капитальных вложений в зависимости от производительности.

$$C_i = f_1(Q_i) = a_1 + b_1 * (Q_i)^{n1}, \quad (2)$$

$$K_i = f_2(Q_i) = a_2 + b_2 * (Q_i)^{n2}. \quad (3)$$

Кроме того, при постановке оптимизационной задачи учитывались затраты на возмещение экономического ущерба от сброса условно чистых и доочищенных сточных вод в водные объекты, а также стоимость забора технической воды из Солигорского водохранилища.

Все расчеты произведены в ценах 1984 г.

Расчетная схема приведена на рис.1.

Таким образом, в нашем случае оптимизационная задача для системы водоотведения и технического водоснабжения Солигорского промрайона может быть выражена следующим образом:

Целевая функция:

$$\begin{aligned}
 Y = & C_{\text{кнс.1ру}}(Q'_{1ру}) + C_{\text{оч.1ру}}(Q''_{1ру}) + K_{\text{оч.1ру}}(Q''_{1ру}) * 0.15 + \\
 & + C_{\text{дооч.1ру}}(Q''_{1ру}) + K_{\text{дооч.1ру}}(Q''_{1ру}) * 0.15 + C_{\text{кнс.2ру}}(Q'_{2ру} + \\
 & + Q'_{3ру}) + C_{\text{оч.2ру}}(Q''_{2ру}) + K_{\text{оч.2ру}}(Q''_{2ру}) * 0.15 + \\
 & + C_{\text{дооч.2ру}}(Q''_{2ру}) + K_{\text{дооч.2ру}}(Q''_{2ру}) * 0.15 + C_{\text{кнс.3ру}}(Q'_{3ру}) + \\
 & + C_{\text{оч.3ру}}(Q''_{3ру}) + K_{\text{оч.3ру}}(Q''_{3ру}) * 0.15 + C_{\text{дооч.3ру}}(Q''_{3ру}) + \\
 & + K_{\text{дооч.3ру}}(Q''_{3ру}) * 0.15 + C_{\text{кнс.гор}}(Q_{\text{гор}} + Q'_{1ру}) + \\
 & + C_{\text{нс.тех.в}}(Q_{1ру}^{\text{ТВ}} + Q_{2ру}^{\text{ТВ}} + Q_{3ру}^{\text{ТВ}}) + C_{\text{оч.дуб}}(Q_{\text{гор}} + Q'_{1ру} + Q'_{2ру} + \\
 & + Q'_{3ру}) + C_{\text{дооч.дуб}}(Q_{\text{гор}} + Q'_{1ру} + Q'_{2ру} + Q'_{3ру} - Q^0_{\text{оч}}) + \\
 & + K_{\text{дооч.дуб}}(Q_{\text{гор}} + Q'_{1ру} + Q'_{2ру} + Q'_{3ру} - Q^0_{\text{оч}}) * 0.15 + \\
 & + C_{\text{нс.дуб}}(Q^{\text{СТ}}_{1ру} + Q^{\text{СТ}}_{2ру} + Q^{\text{СТ}}_{3ру}) + K_{\text{нс.дуб}}(Q^{\text{СТ}}_{1ру} + Q^{\text{СТ}}_{2ру} + \\
 & + Q^{\text{СТ}}_{3ру}) * 0.15 + (C_{\text{тр.д-1ру}}(Q^{\text{СТ}}_{1ру} + Q^{\text{СТ}}_{3ру}) + K_{\text{тр.д-1ру}}(Q^{\text{СТ}}_{1ру} + \\
 & + Q^{\text{СТ}}_{3ру}) * 0.15) * L_{\text{тр1}} + (C_{\text{тр.д-2ру}}(Q^{\text{СТ}}_{2ру}) + \\
 & + K_{\text{тр.д-2ру}}(Q^{\text{СТ}}_{2ру}) * 0.15) * L_{\text{тр2}} + 3VУ_{\text{оч}}(Q^0_{\text{оч}}) + 3VУ_{\text{дооч}}(Q^0_{\text{дооч}}) + \\
 & + C_{\text{тех.в}}(Q^{\text{ТВ}}_{1ру} + Q^{\text{ТВ}}_{2ру} + Q^{\text{ТВ}}_{3ру}) \dots \min
 \end{aligned} \quad (4)$$

где  $C_{\text{кнс.1ру}}$  — эксплуатационные расходы существующей КНС на 1РУ;

$C_{\text{оч.1ру}}$  — эксплуатационные расходы проектируемой станции

биологической очистки на 1РУ;

$K_{оч,1ру}$  — капитальные вложения в проектируемую станцию биологической очистки на 1РУ;

$C_{дооч,1ру}$  — эксплуатационные расходы проектируемой станции доочистки на 1РУ;

$K_{дооч,1ру}$  — капитальные вложения в проектируемую станцию доочистки на 1РУ;

$C_{кис,2ру}$  — эксплуатационные расходы существующей КНС на 2РУ;

$C_{оч,2ру}$  — эксплуатационные расходы проектируемой станции биологической очистки на 2РУ;

$K_{оч,2ру}$  — капитальные вложения в проектируемую станцию биологической очистки на 2РУ;

$C_{дооч,2ру}$  — эксплуатационные расходы проектируемой станции доочистки на 2РУ;

$K_{дооч,2ру}$  — капитальные вложения в проектируемую станцию доочистки на 2РУ;

$C_{кис,3ру}$  — эксплуатационные расходы существующей КНС на 3РУ;

$C_{оч,3ру}$  — эксплуатационные расходы проектируемой станции биологической очистки на 3РУ;

$K_{оч,3ру}$  — капитальные вложения в проектируемую станцию биологической очистки на 3РУ;

$C_{дооч,3ру}$  — эксплуатационные расходы проектируемой станции доочистки на 3РУ;

$K_{дооч,3ру}$  — капитальные вложения в проектируемую станцию доочистки на 3РУ;

$C_{кис,гор}$  — эксплуатационные расходы существующей КНС в г.Солигорске;

$C_{нс,тех.в}$  — эксплуатационные расходы существующей НС 1-го подъема технической воды из Солигорского водохранилища;

$C_{оч,дуб}$  — эксплуатационные расходы существующей станции биологической очистки в д.Дубеи;

$C_{дооч,дуб}$  — эксплуатационные расходы проектируемой станции доочистки в д.Дубеи;

$K_{дооч,дуб}$  — капитальные вложения в проектируемую станцию доочистки в д.Дубеи;

$C_{нс,дуб}$  — эксплуатационные расходы проектируемой НС в д.Дубеи для подачи доочищенной воды на рудоуправления;

$K_{нс,дуб}$  — капитальные вложения в проектируемую НС в д.Дубеи для подачи доочищенной воды на рудоуправления;

$C_{тр.д-1ру}$  — эксплуатационные расходы проектируемого водовода

д.Дубеи-1РУ;

$K_{\text{тр.д-1ру}}$  — капитальные вложения в проектируемый водовод д.Дубеи-1РУ;

$C_{\text{тр.д-2ру}}$  — эксплуатационные расходы проектируемого водовода д.Дубеи-2РУ;

$K_{\text{тр.д-2ру}}$  — капитальные вложения в проектируемый водовод д.Дубеи-2РУ;

$ZVU_{\text{оч}}$  — затраты на возмещения ущерба от сброса очищенных сточных вод в водоем;

$ZVU_{\text{дооч}}$  — затраты на возмещения ущерба от сброса доочищенных сточных вод в водоем;

$\Pi_{\text{тех.в}}$  — стоимость технической воды, забираемой из Солигорского водохранилища.

### Ограничения:

**Условие баланса хозяйственных стоков на 1РУ:**

$$Q'_{1ру} + Q''_{1ру} = Q_{1ру} \quad (5)$$

Условие баланса хозяйственных стоков на 2РУ:

$$Q'_{2ру} + Q''_{2ру} = Q_{2ру} \quad (6)$$

Условие баланса хозяйственных стоков на 3РУ:

$$Q'_{3ру} + Q''_{3ру} = Q_{3ру} \quad (7)$$

Условие баланса технического водоснабжения на 1РУ:

$$Q''_{1ру} + Q^{\text{CT}}_{1ру} + Q^{\text{TB}}_{1ру} = Q^{\text{об}}_{1ру} \quad (8)$$

Условие баланса технического водоснабжения на 2РУ:

$$Q''_{2ру} + Q^{\text{CT}}_{2ру} + Q^{\text{TB}}_{2ру} = Q^{\text{об}}_{2ру} \quad (9)$$

Условие баланса технического водоснабжения на 3РУ:

$$Q''_{3ру} + Q^{\text{CT}}_{3ру} + Q^{\text{TB}}_{3ру} = Q^{\text{об}}_{3ру} \quad (10)$$

Условие баланса расходов на очистных сооружениях г.Солигорска:

$$Q_{\text{гор}} + Q'_{1ру} + Q'_{2ру} + Q'_{3ру} - Q^{\text{CT}}_{1ру} - Q^{\text{CT}}_{2ру} - Q^{\text{CT}}_{3ру} - Q^0_{\text{оч}} - Q^0_{\text{дооч}} = 0 \quad (11)$$

**Искомые переменные (м<sup>3</sup>/сут):**

$Q'_{1ру}$  — сброс хозяйственных стоков 1РУ на общегородские очистные сооружения;

$Q''_{1ру}$  — сброс хозяйственных стоков 1РУ на локальные очистные сооружения;

$Q^{\text{CT}}_{1ру}$  — возврат доочищенных сточных вод на 1РУ после

обшегородских очистных сооружений;

$Q_{1ру}^{ТВ}$  – забор технической воды из Солигорского водохранилища на 1РУ;

$Q_{2ру}^*$  – сброс хозяйственных стоков 2РУ на общегородские очистные сооружения;

$Q_{2ру}^*$  – сброс хозяйственных стоков 2РУ на локальные очистные сооружения;

$Q_{2ру}^{СТ}$  – возврат доочищенных сточных вод на 2РУ после общегородских очистных сооружений;

$Q_{2ру}^{ТВ}$  – забор технической воды из Солигорского водохранилища на 2РУ;

$Q_{3ру}^*$  – сброс хозяйственных стоков 3РУ на общегородские очистные сооружения;

$Q_{3ру}^*$  – сброс хозяйственных стоков 3РУ на локальные очистные сооружения;

$Q_{3ру}^{СТ}$  – возврат доочищенных сточных вод на 3РУ после общегородских очистных сооружений;

$Q_{3ру}^{ТВ}$  – забор технической воды из Солигорского водохранилища на 3РУ;

$Q_{оч}^0$  – сброс очищенных хозяйственных стоков в Кривичский канал после биологической очистки;

$Q_{дооч}^0$  – сброс доочищенных хозяйственных стоков в Кривичский канал после доочистки.

#### **Исходные данные:**

$Q_{гор} = 30300 \text{ м}^3/\text{сут}$  – объем хозяйственных стоков г.Солигорска;

$Q_{1ру} = 2300 \text{ м}^3/\text{сут}$  – объем хозяйственных стоков 1РУ (вместе с субабонентами);

$Q_{2ру} = 1650 \text{ м}^3/\text{сут}$  – объем хозяйственных стоков 2РУ (вместе с субабонентами);

$Q_{3ру} = 1400 \text{ м}^3/\text{сут}$  – объем хозяйственных стоков 3РУ (вместе с субабонентами);

$Q_{1ру}^{об} = 5400 \text{ м}^3/\text{сут}$  – объем технического водоснабжения 1РУ (без учета доочищенных ливневых стоков);

$Q_{2ру}^{об} = 3200 \text{ м}^3/\text{сут}$  – объем технического водоснабжения 2РУ;

$Q_{зру}^{об} = 2750 \text{ м}^3/\text{сут}$  – объем технического водоснабжения ЗРУ (без учета доочищенных ливневых стоков).

Расчетные расходы приняты в соответствии с фактическими данными по водоотведению и техническому водоснабжению Солигорского промрайона за 1997 г.

Результаты решения вариантов оптимизационных задач представлены в табл.1.

Таблица 1.

№ п/п	Вариант расчета	Сумма приведенных затрат, тыс. руб
1	Очистка хозбытовых стоков рудоуправлений ПО «Беларуськалий» на общегородских очистных сооружениях, возврат доочищенных сточных вод на рудоуправления после общегородских очистных сооружений, отказ от забора технической воды из Солигорского водохранилища	917,87
2	Очистка хозбытовых стоков рудоуправлений ПО «Беларуськалий» на общегородских очистных сооружениях, сброс доочищенных сточных вод в Кривичский канал, техническое водоснабжение рудоуправлений из Солигорского водохранилища	926,79
3	Очистка хозбытовых стоков рудоуправлений ПО «Беларуськалий» на локальных очистных сооружениях, использование для промышленного водоснабжения очищенных стоков после локальных и общегородских очистных сооружений, отказ от забора технической воды из Солигорского водохранилища	1219,59
4	Очистка хозбытовых стоков рудоуправлений ПО «Беларуськалий» на локальных очистных сооружениях, техническое водоснабжение рудоуправлений из Солигорского водохранилища	1191,97



## Условия работы стыков при подтоплении сборных трубчатых сооружений

Моргунов С.В., Гатилло С.П.

При исследовании гидравлики трубчатых сооружений одной из основных задач является изучение законов переформирования потока при прохождении им водопропускного тракта. На движение будут влиять различные факторы, среди которых определяющими являются геометрические параметры русла и сооружения, а конечные рекомендации должны быть направлены на поддержание или, наоборот, предотвращение того или иного вида движения.

Трубчатые водопропускные сооружения часто работают с затопленным выходным сечением, причем уровень воды в нижнем бьефе обычно значителен и оказывает влияние на поток и, соответственно, на уровень верхнего бьефа. Поэтому учет этого влияния обязателен.

При изучении гидравлических характеристик трубчатых водопропускных сооружений изучение распределения давлений в потоке помогает проследить происходящие в трубе процессы, которые трудно зафиксировать иным способом.

При использовании сборных конструкций особое значение имеет наличие большого количества стыков, при нарушении целостности которых возможно проникновение воды в трубу или из нее. Установление величины и направления силы давления воды, действующей в стыках в момент их раскрытия, даст возможность оценить ожидаемый характер деформации грунта в непосредственной близости от стыков и определить места, в которых опасно размещать стыки. Это может сделать, изучив взаимодействие потоков внутри и вне трубы.

Для того, чтобы определить, как в случае подтопления будут меняться действующие в потоке силы давления воды, необходимо найти закономерности изменения давлений в каждом сечении трубы в зависимости от величины затопления выходного сечения.

Без подтопления пьезометрический напор  $(p_i / \gamma)_0$  по оси дна внутри трубы при любой глубине в верхнем бьефе  $H$  в определенном сечении принимается по результатам выполненных лабораторных исследований в виде полученных в опытах графических зависимостей  $(p_i / \gamma) / a = f(h / a)$ . В этой же точке снизу на плиту действует фильтрационный напор  $p_i / \gamma = \gamma \cdot H$ , где  $\gamma$  — коэффициент, зависящий

от места расположения сечения.

Установлено, что показания пьезометров начинают изменяться только с момента подтопления потока, в это время глубина в нижнем бьефе  $h = \gamma_1 H^{\gamma_2}$ , где  $\gamma_1$  и  $\gamma_2$  — параметры, зависящие от особенностей нижнего бьефа. В этот момент  $p_i / \gamma = h + \gamma(H - h)$ ,

$$p_i = \gamma \gamma_1 H + (1 - \gamma) \gamma h. \quad (1)$$

При дальнейшем росте нижнего бьефа на величину  $dh$  уровень воды в верхнем бьефе увеличится до значения  $(H + f_2 \cdot dh)$ , а давление в трубе до

$$(p_i / \gamma) \gamma = [(p_i / \gamma)_0 + f_1 f_2 dh] \gamma, \quad (2)$$

где  $f_1$  и  $f_2$  — коэффициенты, указывающие степень зависимости изменяющихся величин.

Давление фильтрационного потока после начала подтопления равно

$$p_i = \gamma(h + dh) + \gamma \gamma_1 (H + f_2 dh - h - dh)$$

или

$$p_i = [\gamma \gamma_1 H + (1 - \gamma) \gamma \cdot \gamma_1 H^{\gamma_2}] + (1 - \gamma + \gamma f_2) \gamma \cdot dh. \quad (3)$$

Анализируя (1)–(3), можно установить, как будет изменяться результирующая сила гидродинамического и фильтрационного давлений. Установим, какое из слагаемых больше. Величина коэффициента  $\gamma$  изменяется от 1 на входе до 0 на выходе из трубы;  $\gamma_1$  и  $\gamma_2$  определяются по результатам лабораторных исследований для труб разных сечений;  $f_2 = 1,0 - 1,4$  при различном оформлении бьефов и разных величинах расходов (в частности, при малых расходах и безнапорном движении потока  $f_2 = 1,0$ ).

Можно заметить, что в начальный момент подтопления фильтрационное давление возрастает на величину  $(1 - \gamma) \gamma \cdot \gamma_1 H^{\gamma_2}$ . При дальнейшем увеличении  $h$  отношение приращений рассматриваемых давлений

$$[(1 - \gamma + \gamma f_2) \cdot dh] \gamma / (f_1 \cdot f_2 \cdot dh) \gamma \quad (4)$$

может быть больше или меньше единицы при разных расходах и в разных сечениях.

При исходном безнапорном движении отношение (4) равно 1, а соотношение напоров в момент подтопления

$$\left[ \gamma_1 H + (1 - \gamma) \gamma_1 H^{\gamma_2} \right] / (p_i / \gamma)_0$$

определяет избыток той или иной составляющей результирующей силы.

При исходном напорном движении фильтрационное давление всегда превышает давление со стороны потока. Поэтому можно сказать, что в условиях  $h > \eta H^{F_2}$  при раскрытии стыков суммарная сила давления в них будет преимущественно направлена внутрь трубы. Результаты лабораторных исследований подтверждают сделанные выше выводы.

## **Низконапорный гидроагрегат для малых ГЭС** **Веременик В.В., Королюк В.Г., Недбальский В.К., Сизов В.Д.** **(БГПА)**

В настоящее время энергетика Республики Беларусь практически полностью зависит от импорта энергоносителей. Поэтому использование местных возобновляемых источников энергии актуально. Необходимо максимально использовать гидроэнергетический потенциал страны. Суммарная выработка электроэнергии ГЭС Беларуси составляет порядка 0,05% от годового производства. В то же время путем строительства низконапорных и экологически чистых малых ГЭС этот показатель может быть доведен в течение 5-7 лет до 3%. Но строительство малых ГЭС в республике сдерживается вследствие географических условий, т.к. возведение высоких напорных плотин приводит к затоплению большой площади. Кроме того, на малых ГЭС используют турбины, изготавливаемые за пределами республики, которые обладают низким к.п.д. при небольших напорах.

Нами предлагается принципиально новый гидравлический двигатель, который, в отличие от турбины, может работать с высоким к.п.д. при небольших напорах воды – порядка 0,5 м. Принцип действия гидравлического двигателя основан на взаимодействии с определенной частотой водного потока с маятниковой парусной системой или физическим маятником, колеблющимся с частотой, близкой к собственной.

Период колебаний физического маятника

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{I}{mgl}},$$

где  $m$  – масса,  $l$  – расстояние от оси вращения до центра тяжести,  $I$  – момент инерции относительно оси инерции.

Разработана математическая модель движения гидравлического

двигателя, а также предложена конструкция и изготовлен экспериментальный образец вышеуказанного гидравлического двигателя. Рабочий орган маятника – металлическая рама прямоугольной формы размерами 1 м х 2 м шарнирно подвешена к перекладине станины и может совершать колебания по потоку и навстречу потоку жидкости. Внутри рамы расположены шесть металлических пластин (экранов) толщиной 1 мм, которые укреплены на осях и способны поворачиваться на  $90^{\circ}$  в обоих направлениях. Площадь рамы перекрывается экранами, когда парус маятника движется в направлении скорости потока, или в случае расположения плоскостей экранов перпендикулярно плоскости рамы площадь рамы раскрыта для прохождения потока.

В первом случае рабочий орган маятника принимает на себя давление набегающего потока жидкости и совершает рабочий ход (1-й полупериод колебания), во втором – возвращается в исходное положение (холостой ход). Площадь рамы перекрывается и раскрывается экранами в необходимый момент автоматически при помощи реверсивного микродвигателя мощностью 50 Вт, причем путем специального соединения осей экранов их поворот происходит попарно, что практически исключает сопротивление экранов при повороте потока жидкости, т.к. как на них действуют симметричные силы.

Таким образом, предложенный гидравлический маятниковый двигатель во время рабочего хода может вращать вал генератора, например, при помощи обгонной муфты, что и подтверждено экспериментально.

Для повышения к.п.д. гидроагрегата предлагается использовать два последовательно расположенных гидравлических двигателя, соединенных таким образом, что если первый совершает рабочий ход, то второй – холостой, затем во время следующего полупериода колебания второй совершает рабочий ход, а первый – холостой.

В заключение отметим, что основными преимуществами разработанного гидравлического двигателя по сравнению с известными являются достаточно высокий к.п.д. при низких напорах воды и то, что у него несложная технология производства и он может серийно изготавливаться на Минском ГП «Литмаш» и опытным производстве БГПА.

# Турбулентное перемешивание примеси с основным потоком, движущихся в гидравлически гладких трубопроводах

Осипов С.Н.

(БГПА)

Описание продольного турбулентного перемешивания примеси или двух различных веществ (жидких или газообразных), движущихся последовательно в гидравлически гладких трубопроводах при широком диапазоне параметров представляют не только теоретический, но и большой практический интерес.

В связи с широким развитием трубопроводного транспорта на большие расстояния для жидких и газообразных веществ (нефть, газ, различные химические компоненты) возникла необходимость в численном определении зоны смешивания индикаторных примесей с основным (спутным) потоком или последовательно запускаемых веществ (например, бензин за керосином, инертные газы за воздухом, чистая вода за хлорируемым потоком и т.п.).

Все перечисленные процессы продольного турбулентного перемешивания различных веществ, движущихся в трубопроводе и находящихся в одинаковой фазе, подчиняются общим закономерностям и, начиная примерно с 1943 г. Являются объектом экспериментальных и теоретических исследований.

С физической точки зрения распространение ограниченной во времени порции «метки» по трубопроводу можно рассматривать в качестве движения незначительной примеси со спутным турбулентным потоком.

Исходное дифференциальное уравнение движения примеси со спутным турбулентным осе симметричным потоком имеет вид

$$\Psi \left[ \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left( r \frac{\partial C}{\partial r} \right) \right] = \frac{\partial C}{\partial t} + U(x, r, t) \frac{\partial C}{\partial x}. \quad (1)$$

Хотя при значительных скоростях основного потока и большом (более 100 м) пути распространения примеси, что как раз характерно для исследований на газопроводах, распределение концентраций последней в поперечном сечении турбулентного потока при отсутствии

массообмена со стенками нельзя считать равномерным  $\left( \frac{\partial C}{\partial r} \neq 0 \right)$ , но

Сложность аналитического решения (3) вынуждает к упрощениям.

Тогда уравнение (1) при допущении  $\frac{\partial C}{\partial t} \approx 0$  запишется в виде

$$\psi \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} = \frac{\partial C}{\partial t} + U_0 \frac{\partial C}{\partial x}. \quad (2)$$

Хотя уже получены (4, 5) общие решения различных вариантов постановки задачи, но среди этих решений не было рассмотрено условие импульсной подачи примеси в спутный турбулентный поток. В случае кратковременной подачи «метки» в спутный поток газа, движущегося по трубопроводу, начальное и граничное условия принимают вид

$$C(0,0)=0; C(\infty,0) = 0; C(0,t)=f(t). \quad (3)$$

Учитывая кратковременный равномерный запуск примеси, граничное условие  $f(t)$  можно представить как зону распространения примеси в начальном сечении  $2l = Ut_3$ .

Для гидравлически гладких трубопроводов значение коэффициента перемешивания  $\psi$  можно представить в виде

$$\psi = \xi \cdot r \cdot U_0 \cdot \sqrt{\frac{\lambda}{8}}, \quad (4)$$

где  $\xi$  – постоянный множитель, полученный Тейлором (6) и принимаемый в подобных процессах равным 10,6.

После проведения серии экспериментальных исследований на модели с использованием нефтепродуктов авторы (7) получили эмпирическую зависимость

$$\frac{\psi}{v} = 3 \cdot 10^3 + 60,7 \cdot Re^{0,545}. \quad (5)$$

При определении значений  $\psi$  большое значение имеет также выбор определенной математической модели процесса и полученного решения, так как численные значения  $\psi$  получаются путем использования расчетного механизма принятой модели.

При замещении газов или жидкости с различными плотностями и значительными поперечными размерами в силу влияния гравитационных сил происходит расслоение компонентов, что не учитывается в упрощенных математических моделях. В этих случаях, как минимум, необходимо учитывать Архимедовы силы и особенности распределения концентрации компонентов разной плотности в поле силы тяжести.

Поэтому не следует ожидать хорошего совпадения результатов экспериментальных исследований, проведенных в различных условиях.

Решение уравнения (2) с условиями (3) после ряда тривиальных преобразований и подстановки в виде

$$C = U(x, t) \exp(\gamma t + \phi x), \quad (6)$$

где  $\gamma = -0,25\psi U_0^2$  и  $\phi = 0,5\psi U_0$  сводится к обычному уравнению диффузии (второй закон Фика), которое решается методом Фурье.

После ряда преобразований и упрощений решение поставленной задачи получено в достаточно простом и удобном для инженерных расчетов виде

$$C(x, t) = \frac{C_0}{\sqrt{2\pi}} \left( \int_{z_1}^0 e^{-\frac{z^2}{2}} dz - \int_0^{z_2} e^{-\frac{z^2}{2}} dz \right), \quad (7)$$

$$\text{где } z_1 = \frac{x - U_0 t + 1}{\sqrt{2\psi t}}, \quad z_2 = \frac{x - U_0 t - 1}{\sqrt{2\psi t}}.$$

Для использования табличных значений интеграла вероятности (7) удобно представить в виде

$$C(x, t) = 0,5 \cdot C_0 [\Phi(z_2) - \Phi(z_1)] \quad (8)$$

С целью проверки соответствия полученного решения проведена серия экспериментов. Опыты проводились на специальной установке

с рабочей частью длиной 200 м и диаметром трубопровода  $5,3 \cdot 10^{-2}$  м.

На различных расстояниях по потоку заподлицо с внутренней поверхностью трубопровода монтировались датчики СБТ-9, сигнал с которых поступал на шлейфный осциллограф типа Н-115. Один из датчиков устанавливался для измерения времени ввода радиоактивной примеси ( $^{85}\text{Кг}$  в смеси с воздухом) на расстоянии 0,5 м от точки ввода. Параметры воздухоудовки обеспечивали предельную скорость в установке до 8,3 м/с, что соответствует  $Re \leq 3 \cdot 10^4$ . Замеры производились на расстояниях 4,5; 87,0; 91,5; 102,0; 106,5; 188,0 и 192,5 м от нулевого индикатора. Кроме наладочных и тарировочных работ на установке проведено 58 циклов по 10 экспериментов в каждом при постоянных значениях всех параметров, что обеспечило достаточно высокую надежность полученных результатов (>98%).

Как показали результаты экспериментов, представленные в наиболее удобных относительных показателях  $L_{\text{см}}/L$  и  $L_{\text{см}}/d$ , с увеличением скорости потока ( $Re$ ) значения этих показателей заметно

уменьшаются, что до сих пор было экспериментально отмечено только некоторыми авторами (4,8), хотя из теоретических построений эта закономерность определенно виднее. Здесь использован для классификации экспериментальных значений диффузионный критерий Пекле ( $Pe_{\psi} = U_0L / \psi$ )

Кроме проведения исследований на описанной специальной установке, также было проведено 14 циклов измерений по 3-5 экспериментов в каждом с  $^{85}\text{Kг}$  на действующих газопроводах диаметром  $0,5 \div 1,0$  м и длиной замерного участка от 3000 до 136000 м. При этом средняя скорость газового потока изменялась в диапазоне  $2,81 \div 24,0$  м/с, что соответствует  $Re = 8,73 \cdot 10^4 \div 1,87 \cdot 10^6$ .

Кроме проведенных специальных исследований (72 цикла измерений), удалось собрать литературный материалы еще для 29 циклов наблюдений за перемешиванием в потоке бензина, воды и нефти (6, 8, 9), что в общем дало 101 сочетание различных параметров ( $2,81 \div 24,0$  м/с;  $Re = 7,3 \cdot 10^3 \div 1,87 \cdot 10^6$ ;  $v = 6,9 \cdot 10^{-7} \div 2,7 \cdot 10^{-5}$  м<sup>2</sup>/с).

Как следует из (7), на изменение концентрации примеси («метки») в потоке оказывают влияние пройденное расстояние от места выпуска, скорость потока и коэффициент продольной турбулентной диффузии, часто именуемый коэффициентом перемешивания, который по Тейлору в свою очередь зависит от средней скорости потока и диаметра трубопровода, то есть фактически от критерия  $Re$ . Поэтому поиски критериальных зависимостей  $L_{cm}/L = f_1(Re, Pe_{\psi})$  и  $L_{cm}/d = f_2(Re, Pe_{\psi})$  с физической точки зрения являются достаточно обоснованными.

До сих пор в силу сложности процессов и недостаточного объема экспериментального материала различные авторы основное внимание уделяли поискам только зависимостей  $L_{cm}/L, L_{cm}/d = f(Re) / 10 \div 14 /$  без учета влияния критерия  $Re$ . Проведенные нами эксперименты и анализ всего имеющегося материала позволили также в явном виде определить влияние критерия  $Re$  на процессы продольного перемешивания при движении в гидравлически гладких трубах. Характерный пример представлен на рис.1.

Для определения искомых критериальных зависимостей вида

$$L_{cm}/L = A_1 \cdot Re^{n_1} \cdot Pe_{\psi}^{m_1} \quad (9)$$

и

$$L_{cm}/d = A_2 \cdot Re^{n_2} \cdot Pe_{\psi}^{m_2}. \quad (10)$$

Все имеющиеся результаты экспериментов (101 точка) нанесены на рис.2 в координатах  $L_{\text{см}}/L - \lg \text{Re}_\psi$  и  $L_{\text{см}}/L - \lg \text{Re}_\psi$ , где они образовали примерно прямолинейную зону. Как показал анализ, экспериментальные точки с большими значениями критерия  $\text{Re}$  расположились в нижней части зоны. Поэтому предварительно были построены расчетные зависимости для значений  $\text{Re} \rightarrow \infty$ , проходящие в нижних частях зон расположения точек, и зависящие только от  $\text{Re}_\psi$  в виде

$$(L_{\text{см}}/L)_p = \text{Re}_\psi^{-0,4} \quad \text{и} \quad (L_{\text{см}}/d)_p = 0,25 \text{Re}_\psi^{0,6} \quad (11)$$

С учетом данных, приведенных на рис.3 и показывающих области влияния критерия  $\text{Re}$  через параметры  $K_l$  и  $K_d$  на размеры зон смещения, обобщенные критериальные уравнения имеют вид

$$L_{\text{см}}/L = 68,8 \cdot \text{Re}^{-0,3} \text{Re}_\psi^{-0,4} \quad \text{при} \quad 7 \cdot 10^3 \leq \text{Re} \leq 31,6 \cdot 10^3 \quad (12)$$

$$L_{\text{см}}/d = 148,2 \text{Re}^{-0,57} \text{Re}_\psi^{0,6} \quad \text{при} \quad 7 \cdot 10^3 \leq \text{Re} \leq 43,6 \cdot 10^3 \quad (13)$$

Необходимо отметить, что полученные закономерности в силу весьма разнообразных условий экспериментов могут претендовать на широкую область применения, например, при описании процессов движения тепловой волны в теплотрассах, движения различных суспензий и пылевых облаков в трубопроводах со спутным потоком и т.п.

### Обозначения

$^{85}\text{A}$ ,  $^{133}\text{Xe}$ ,  $^{85}\text{Kr}$  – радиоактивные аргон, ксенон и криптон соответственно;

$\psi$  – коэффициент перемешивания,  $\text{м}^2/\text{с}$ ;

$C$  – концентрация примеси в долях, от 1;

$x$  – текущая координата, м;

$r$  – радиус трубопровода, м;

$t$  – время, с;

$U$  – скорость потока, м/с;

$t_3$  – время ввода примеси, с;

$L_{\text{см}}$  и  $l$  – длина зоны смещения в точке регистрации и в начальном сечении, м;

$\xi$  – постоянный множитель в коэффициенте турбулентной диффузии Тейлора;

$\lambda$  – коэффициент гидравлического сопротивления трубопровода;  
 $z$  – аргументы интеграла вероятности  $\Phi(z_1)$  и  $\Phi(z_2)$ ;  
 $L$  – длина трубопровода, м;  
 $d$  – диаметр трубопровода, м;  
 $Re$  и  $Pe$  – критерий Рейнольдса и диффузионный критерий Пекле, соответственно;  
 $\nu$  – коэффициент кинематической вязкости,  $m^2/c$ ;  
 $A_1, A_2, m, n, K_1, K_d$  – эмпирические коэффициенты, определяемые на основании натуральных исследований.  
 Индексы  $p$  и  $\varepsilon$  – расчетное и экспериментальное значения, соответственно;  
 $z$  – запуск примеси;  
 $рег$  – регистрация примеси.

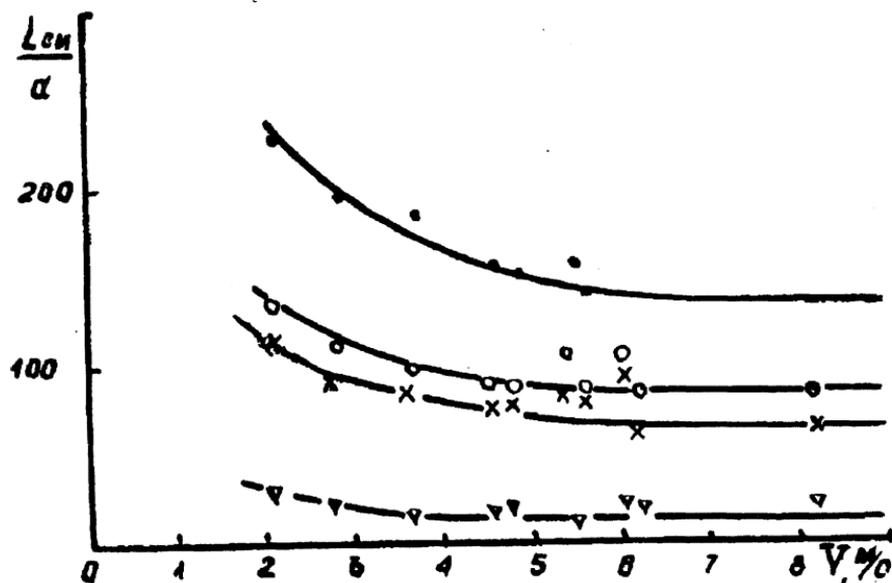


Рис.1. Зависимость безразмерных параметров зоны смешения от скорости потока в трубопроводе. Обозначение расстояний до точки регистрации в м: ● – 4,5; ○ – 91,5; x – 105,5; ▽ – 191,5.

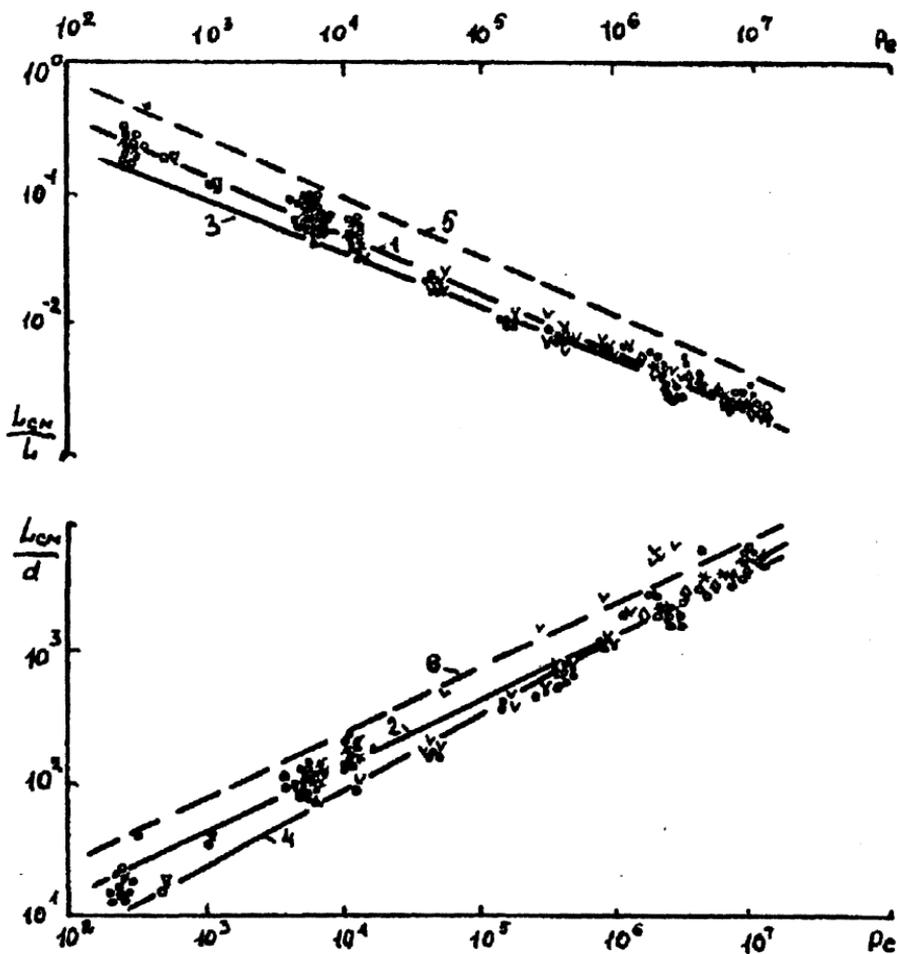
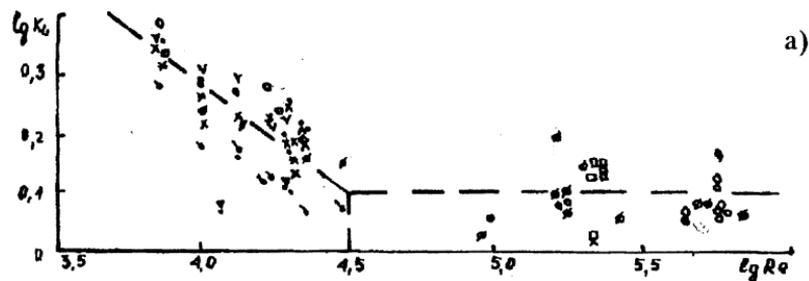
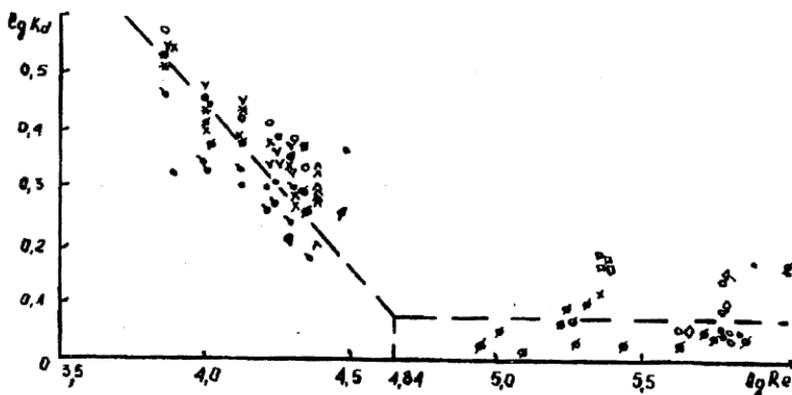


Рис.2. Зависимость безразмерных параметров зоны смешения от критерия Пекле ( $Pe$ ). Обозначение точек регистрации. Авторов: для  $U=2,83$  м/с;  $\times$  для  $U=5,12$  м/с;  $\bullet$  для  $U=6,85$  м/с; (все на модели);  $\nabla$  — исследования на газопроводах. Других авторов:  $\wedge$  — Хулла и Кента /9/;  $\nabla$  — Тейлора /6/; Смита и Шульца /8/ —  $d=6''$ ;  $*$  —  $d=8''$ ;  $\diamond$  —  $d=12''$ .



a)



б)

Рис.3

Рис.3. Зависимость  $K_L$  и  $K_d$  от критерия Рейнольдса. Обозначение расстояний в точках регистрации. Авторов, в м:  $\bullet$  - 4,5;  $-$  87;  $-$  91,5;  $x$  - 102;  $\circ$  - 106;  $*$  - 188;  $\vee$  - 191,5 (все на модели); исследования на газопроводах. Других авторов:  $\nabla$  - Тейлора /6/; Смита и Шульца /8/;  $\circ$  -  $d = 8''$ ;  $\diamond$  -  $d = 12''$ ;  $\wedge$  - Хулла и Кента /9/.

## О конструкции перепадов с переездом на открытых каналах

Кунцевич Н.М., Шрестха Нирадж,  
(БГПА)

Для сопряжения участков канала с сосредоточенным перепадом дна применяются открытые и закрытые (трубчатые) сооружения. Сопрягающие сооружения включают стенки падения вертикальные или наклонные, могут быть с оголовком на входе и без него, с отводящими трубами прямоугольного или круглого сечения, с переездом через канал и без него.

В настоящее время при необходимости переезда через канал применяются закрытые перепады с оголовком на входе (1), отводящей трубой прямоугольного или круглого поперечного сечения (2), сопрягающейся с входным оголовком и насыпью над ней (3) и располагающейся в низовом канале (рис.1а). Входной оголовок располагается в месте перепада (рис.1а). Работа таких сооружений по характеру протекания потока и возникающих в них гидравлических режимов близка к работе башенных (шахтных) низконапорных водосбросов. При пропуске расходов через такое сооружение в трубе может возникнуть напорный вакуумный режим, недостатками которого являются засасывание пульпы из застенного пространства через возможные трещины в швах или неплотности примыкания бетона заделки стыка к материалу труб при возникновении вакуума в трубе, а также раскачка уровня воды в оголовке при прорыве воздуха в вакуумную область в трубе или переходе от напорного режима в трубе к полунапорному и наоборот. Ликвидация этих явлений требует увеличения размеров входного оголовка или принятия специальных мер для устранения указанных явлений.

Для уменьшения объемов работ по устройству перепадного сооружения и ликвидации неблагоприятных явлений в трубе переездное сооружение может устраиваться в верховом канале с выходом потока из трубы на перепад, где при падении может частично гаситься избыточная энергия потока. При этом общая длина крепления русла канала может оказаться меньше, так как длина трубы короче из-за меньшей высоты насыпи над трубой и возможно сокращение длины крепления в низовом канале, хотя при этом возникает необходимость устройства подпорной стенки на перепаде.

В качестве таких сооружений могут использоваться широко применяемые конструкции труб-переездов или труб-регуляторов с

В качестве таких сооружений могут использоваться широко применяемые конструкции труб-переездов или труб-регуляторов с прямоугольной или круглой трубой (1). Однако такие сооружения вызывают стеснения и подпор потока в верховом канале, а на выходе из трубы увеличиваются скорости потока, что требует увеличения длины крепления длины низового канала.

С целью увеличения пропускной способности сооружения и исключения подпора воды в верховом канале может применяться на крупных каналах конструкция шлюза-регулятора (2), в которой устраиваются поворотные открылки, перекрывающие отверстия в пределах откосов канала и плоские затворы в отверстиях на ширине дна канала. На каналах с меньшим поперечным сечением могут устраиваться конструкции по типу трубчатого регулятора (3), которые включают одно- или многопролетную трубу прямоугольного поперечного сечения (4), располагаемую на уровне дна и по ширине дна верхнего канала (рис. 1б). Эта труба может быть с выступающим оголовком (5) или оборудована коробчатым затвором или без них. В пределах откосов устраиваются трубы треугольного поперечного сечения (6), перекрываемые при наличии оголовка плоскими затворами треугольной формы, располагающимися на уровне труб. Верх труб устраивается выше или на уровне расчетного половодья. Незначительная толщина разделительных стенок трубы не вызывает заметного планового сжатия потока. Кроме того, стенки могут устраиваться с отверстиями (7), обеспечивающими поперечное движение потока внутри сооружения.

При наличии оголовка в период половодья затворы поднимаются выше заданного уровня.

Выбор типа конструкции должен определяться технико-экономическими расчетами, однако еще требуются гидравлические исследования по подбору гасителей за сооружениями, располагаемыми в верховом канале.

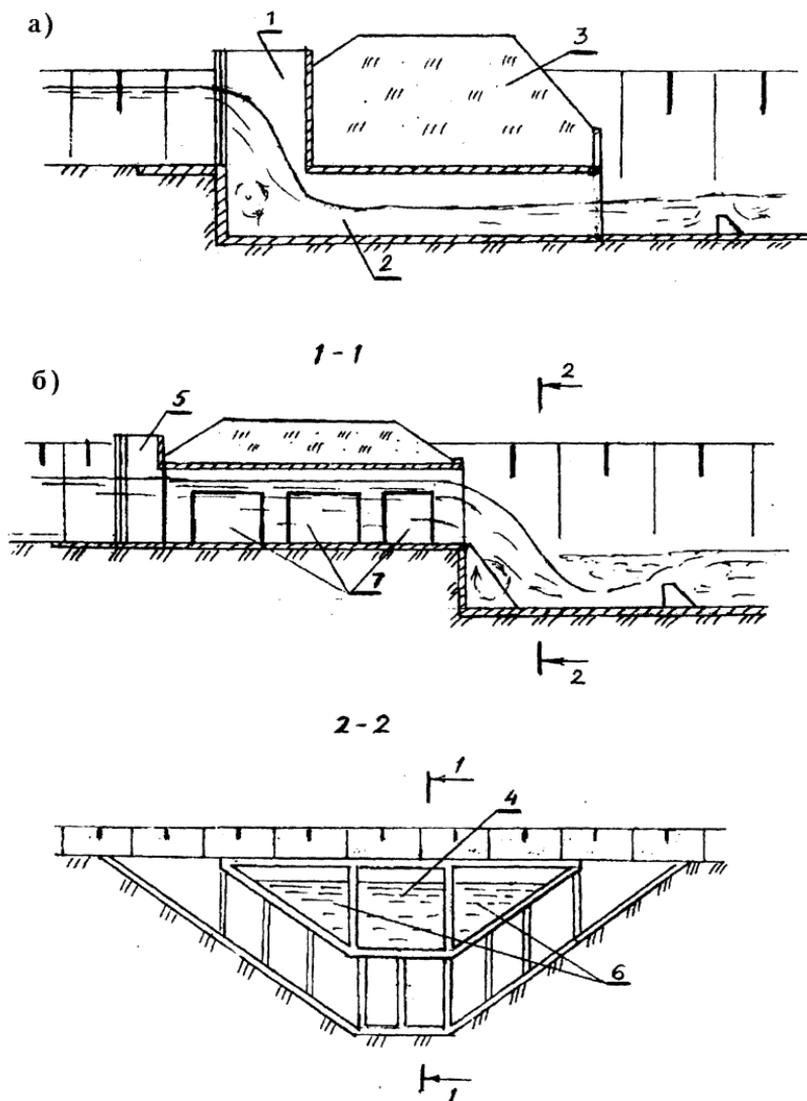


Рис.1. Конструкции перепадных сооружений с проездом  
 а — входный оголовок и труба в низовом канале  
 б — входной оголовок и труба в верховом канале

# Учет гистерезисных явлений в почвогрунтах при проектировании гидромелиоративных систем

Жибуртович К.К.  
(ГК "Белмилиоводхоз")

В литературных источниках предполагается общий характер закономерности водоотдачи и недостатка насыщения. Наши же исследования и теоретические проработки показали, что между ними имеется значительное несоответствие.

Для оценки количественных различий между величинами водоотдачи и недостатка насыщения грунтов соответственно при обезвоживании и водонасыщении нами, с применением методов планирования эксперимента, были проведены опыты по определению параметров кривых распределения влаги над УГВ при осушении (понижении УГВ) и водонасыщении (повышении УГВ) легких минеральных грунтов.

Для проведения эксперимента использовали композиционный, симметричный, рототабельный, симплексносуммируемый план на шестиугольнике, включающий восемь опытов.

Опыты проводились по методу постоянного расхода на поверхности образца (Методические указания по определению водно-физических свойств почвогрунтов мелиорируемых земель. Афанасик Г.И., Лундик К.П.). Подробное описание методики проведения опытов содержится в работах (Жибуртович К.К., Щербаков Г.А. Методика определения водоотдачи песчаных грунтов // Тез. Докл. V Всесоюз. Совещ. по мелиор. гидрологии, инж. геологии и мелиор. почвоведению; Жибуртович К.К. Модели и алгоритмы расчетов коэффициентов водоотдачи в однородных многослойных грунтах // Мелиор. и вод. хоз-во.). Сравнение распределения вероятностей полученных кривых проводили при потенциалах, не превышающих  $h_k$  (высота капиллярного поднятия), численным и графоаналитическим методами. На рис.1 приведен вероятностный трафарет для определения параметров  $S_{cp}$  и  $\sigma$  применительно для грунта ( $d_{10} = 0,16$ , и  $d_{60} = 7,6$ ), где  $d_{10}$  — диаметр частиц, меньше которых в грунте содержится 10% по весу, мм;  $u = d_{60}/d_{10}$  — коэффициент неоднородности грунта;  $d_{60}$  — диаметр частиц, меньше которых в грунте содержится 60% по весу, мм.

Обработка результатов эксперимента позволила получить аналитические зависимости для определения коэффициентов  $w$ , учитывающих несоответствие капиллярных свойств грунтов при понижении и повышении УГВ.

$$w = 0,395 - 1,08d_{10} \quad \text{при} \quad 0,01 \leq d_{10} \leq 0,16 \quad (1)$$

$$w = 0,261 - 0,241d_{10} \quad \text{при} \quad 0,16 < d_{10} \leq 0,5 \quad (2)$$

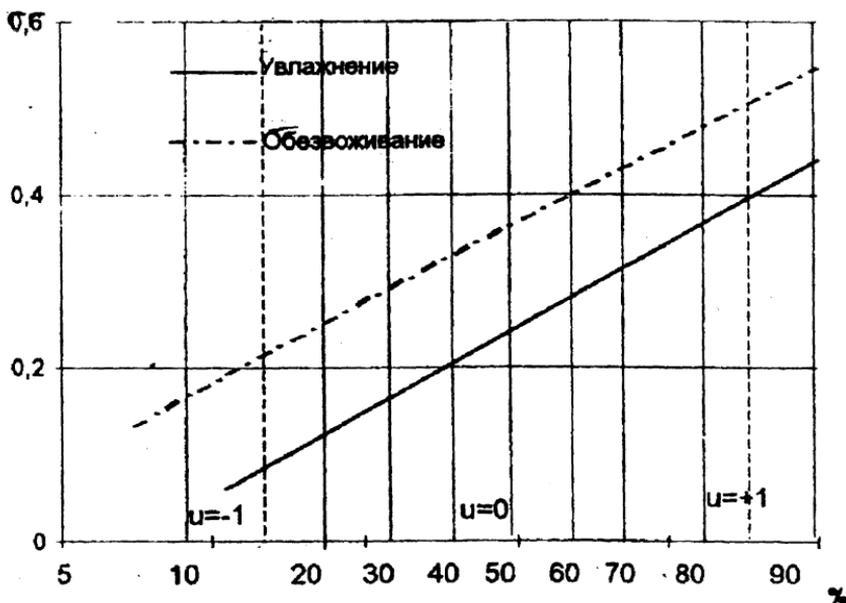
$s; \hat{s}$ 

Рис.1. Вероятностный трафарет для определения параметров  $S_{cp}$  и  $\sigma$

Ввод этих коэффициентов в формулы для определения коэффициентов водоотдачи позволил разработать структуру расчетных зависимостей для определения коэффициентов недостатка насыщения  $\mu_u(S)$  в грунтах при равновесном состоянии влаги в насыщенном слое.

При решении задач оптимизации уровня режима (подпочвенное увлажнение) необходимо располагать данными о дифференциальном (текущем) коэффициенте недостатка насыщения  $\mu_\partial(S)$ , который для однородных грунтов легкого механического состава в соответствии с вышеизложенным определяется выражением

$$\mu_\partial(S) = \mu_n(d, u) \cdot \varphi(H, S, d). \quad (3)$$

Здесь и далее  $d_{10} = d$ .

$H$  – повышение УГВ от первоначального, м;

$(S)$  – расстояние от повышенного УГВ до расчетной точки, м;

$\mu_n(d, u)$  – предельное (максимальное) значение коэффициента водоотдачи для грунта, характеризуемого параметрами  $d$  и  $u$ . Определяется (дол. ед.) по формулам.

$$\mu_n = 3,690d - 8,2d^2 + 0,009u - 0,180du$$

$$\text{при } 0,01 \leq d \leq 0,16, \quad (4)$$

$$\mu_n = 0,398 - 0,327d - 0,0312u + 0,0654du$$

$$\text{при } 0,16 < d \leq 0,5. \quad (5)$$

В практике мелиоративных расчетов часто применяется параметр  $d_{17}$  – диаметр частиц, меньше которых в грунте содержится 17% по весу. Переход от  $d_{17}$  к  $d_{10}$  осуществляется по формуле

$$d_{10} = d_{17} - 0,01. \quad (6)$$

Эмпирическая функция  $\varphi$  имеет вид

$$\varphi(H, S, d) = 1 - \frac{\operatorname{erfc} \left[ \frac{S - (S_{cp} - wH)}{\sigma\sqrt{2}} \right]}{2 - \operatorname{erfc} \left( \frac{S_{cp} - wH}{\sigma\sqrt{2}} \right)}, \quad (7)$$

при  $H \in h_k$

$S_{cp}$  и  $\sigma$  – эмпирические коэффициенты, характеризующие капиллярные свойства грунтов при понижении УГВ, зависящие от  $d$  и рассчитываемые по зависимостям.

Для диапазона вариации  $0,01 \leq d \leq 0,16$

$$S_{cp} = 0,694 - 2,01d, \quad (8)$$

$$\sigma = 0,680 - 3,35d,$$

а для диапазона  $0,16 < d \leq 0,5$

$$S_{cp} = 0,487 - 0,718d. \quad (9)$$

$$\sigma = 0,168 - 0,148d,$$

$w$  – эмпирический коэффициент, учитывающий несоответствие капиллярных свойств грунтов при понижении и повышении УГВ, определяемый по зависимостям (1), (2);

$h_k$  – величина максимального капиллярного поднятия в грунтах

определяемая по зависимостям [8, 10].

$$\begin{aligned} h_k &= 1,622 - 6,80d \quad \text{при} \quad 0,01 \leq d \leq 0,16 \\ h_k &= 0,652 - 0,734d \quad \text{при} \quad 0,16 < d \leq 0,5 \end{aligned} \quad (10)$$

$$\operatorname{erfc}(z) = 1 - \operatorname{erf}(z), \operatorname{erf}(z) \text{ функция ошибок} \quad (11)$$

$$\operatorname{erfc}(-z) = 2 - \operatorname{erf}(z)$$

При значительных повышениях УГВ ( $H \geq h_k$ ) эмпирическая функция (7) приводится к виду:

$$\varphi(H, S, d) = \varphi(S_{cp}, S, d) = 1 - \frac{\operatorname{erfc}\left(\frac{S - S_{cp}}{\sigma\sqrt{2}}\right)}{2 - \operatorname{erfc}\left(\frac{S_{cp}}{\sigma\sqrt{2}}\right)}, \quad (12)$$

где  $S_{cp}$  — эмпирический коэффициент, характеризующий капиллярные свойства грунтов при водонасыщении.

Остальные обозначения см. формулу (7).

Для оценки параметра  $S_{cp}$ , входящего в формулу (12), на основе применения методов планирования эксперимента получена интерполяционная формула в виде алгебраического полинома.

$$S_{cp} = 0,122 + 0,82d \quad \text{при} \quad 0,01 \leq d \leq 0,16, \quad (13)$$

$$S_{cp} = 0,329 - 0,470d \quad \text{при} \quad 0,16 < d \leq 0,5. \quad (14)$$

В балансовых расчетах используется коэффициент интегрального (суммарного) недостатка насыщения  $\mu_u(S)$  (коэффициент недостатка насыщения).

Для однородных почвенно-грунтовых толщ  $\mu_u(S)$  определяется выражением

$$\mu_u(S) = \mu_n(d, u) \cdot \varphi^*(H, S, d), \quad (15)$$

$$\varphi^*(H, S, d) = 1 - \frac{\operatorname{ierfc}\left(\frac{\varpi H - S_{cp}}{\sigma\sqrt{2}} - \operatorname{ierfc}\left[\frac{S - (S_{cp} - \varpi H)}{\sigma\sqrt{2}}\right]\right)}{\frac{S}{\sigma\sqrt{2}} \left[2 - \operatorname{erfc}\left(\frac{S_{cp}}{\sigma\sqrt{2}}\right)\right]}, \quad (16)$$

при  $H \in h_k$

$$\varphi^*(H, S, d) = \varphi(S_{cp}, S, d) = 1 - \frac{\operatorname{ierfc}\left(-\frac{S_{cp}}{\sigma\sqrt{2}}\right) - \operatorname{ierfc}\left(\frac{S - S_{cp}}{\sigma\sqrt{2}}\right)}{\frac{S}{\sigma\sqrt{2}} \left[ 2 - \operatorname{erfc}\left(\frac{S_{cp}}{\sigma\sqrt{2}}\right) \right]} \quad (17)$$

при  $H \geq h_k$

см. обозначения формулы (7), (12).

На рис.2 приведен гистерезис зависимости  $\varphi$  для среднезернистого песка ( $d_{10} = 0,2$  мм,  $u = 2,8$ ), рассчитанный по вышеприведенным зависимостям.

В общем случае формула для определения коэффициента недостатка насыщения  $\mu_{\partial i(S)}$  с многочисленных почвогрунтов имеет вид

$$\mu_{\partial i(S)} = \mu_{ni}(d_i, u_i)\varphi(H, S, d_i) \quad (18)$$

Эмпирическая функция  $\varphi$  имеет вид

$$\varphi(h, S, d_i) = 1 - \frac{\left[ \operatorname{erfc} \frac{S - (S_{cpi} - \varpi_i H)}{\sigma_i \sqrt{2}} \right]}{2 - \operatorname{erfc} \left( \frac{S_{cpi} - \varpi_i H}{\sigma_i \sqrt{2}} \right)}, \text{ при } h_{кп} > S_n,$$

где  $S_{cpi}, \sigma_i$  — эмпирические коэффициенты, характеризующие поровую структуру  $i$ -го слоя грунта при понижении и повышении УГВ;

$h_{кп}$  — величина капиллярного поднятия в  $n$ -м слое грунта после подъема УГВ на величину  $H$ ;

$S_n$  — слой, в котором расположен первоначальный УГВ.

Остальные обозначения см. формулу (7).

Если  $h_k \leq S_n$ , т.е. не достигает подошвы слоя  $S_{n-1}$  после повышения УГВ на величину  $H$ , то коэффициент недостатка насыщения слоев  $i = 1 \div n - 1$  равен

$$\mu_{\partial i(S)} = \mu_{ui(S)} = \mu_{ni}. \quad (20)$$

Для определения коэффициента недостатка насыщения  $\mu_{u(S)}$ , с

44

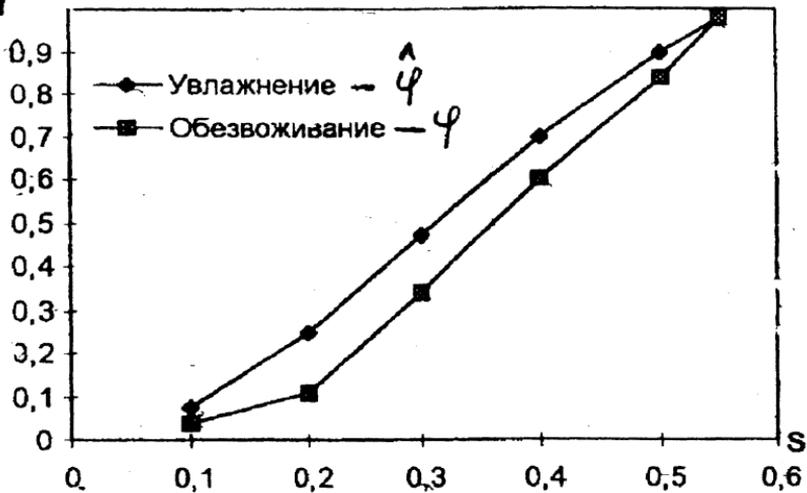


Рис.2. Гистерезис зависимости  $\phi$  для среднезернистого песка ( $d = 0,2$  мм,  $u = 2,8$ ).

многослойных почвогрунтов необходимо просуммировать для всех или нескольких слоев количество недостающей до полной влагоемкости влаги и разделить на расстояние от повышенного УГВ до поверхности земли или расчетного горизонта.

Формула для определения  $\mu_u(S)$  с многослойных почвогрунтов имеет вид

$$\mu_u(S) = \frac{\sum_{i=1}^n \bar{W}_i(S)}{S}, \quad (21)$$

где  $\bar{W}_i$  — объем влаги в  $i$ -том слое грунта, недостающей до полного водонасыщения,  $i = 1 \div n$ , м.

Определение  $\bar{W}_i$  производится в следующей последовательности:

а) определяется объем недостающей до полного водонасыщения влаги в слое однородного грунта мощностью

$$S - \sum_{j=1}^i S_{j-1};$$

б) определяется объем недостающей до полного водонасыщения влаги в толще однородного (фиктивного) грунта мощностью

$$S - \sum_{j=1}^i S_{j-1};$$

в)  $\overline{W}_i$  рассчитывается как разность объемов влаги, определяемых согласно пп. а и б.

В принятых обозначениях формула для определения  $\overline{W}_i$  имеет вид:

$$\begin{aligned} \overline{W}_i = & \lambda_i \left( H, S - \sum_{j=1}^i S_{j-1} \right) \cdot \left( S - \sum_{j=1}^i S_{j-1} \right) - \\ & - \lambda_i \left( H, S - \sum_{j=1}^i S_j \right) \cdot \left( S - \sum_{j=1}^i S_j \right), \end{aligned} \quad (22)$$

где  $\lambda(H, X) = \mu_{ni}(d_i, u_i) \cdot \varphi^*(H, X, d_i)$ ,

$$X = S - \sum_{j=1}^i S_j. \quad (23)$$

Эмпирическая функция  $\varphi^*(H, X, d_i)$  рассчитывается по формулам (16), (17).

## Водоснабжение и водоотведение на лесохимическом заводе Будека Ю.Ф. (БГПА)

В силу того, что в литературе имеются крайне ограниченные и противоречивые сведения о водоснабжении и водоотведении лесохимических производств, в частности об отведении и составе производственных сточных вод, представляется интересным изложить результаты обследования водного хозяйства лесохимического завода.

Основной продукцией имеющегося в Республике Беларусь лесохимического завода является канифоль, скипидар, низкополимерные смолы (НПС) и товары народного потребления (ТНП) — тосол, водоэмульсионная краска, клей. Потребителями воды являются административно-бытовые корпуса, центральная заводская

лаборатория (ЦЗЛ), столовая, компрессионная, котельная и цехи: ТНП, НПС, канифольно-терпентинный (КТЦ), транспортный.

Производственные цехи работают в основном круглосуточно в течение года. Однако отдельные цехи имеют периодический характер работы, зависящий от наличия сырья и других факторов.

Например, КТЦ, выпускающий канифоль и скипидар, работает с июня по март-апрель, т.е. в период, когда имеется в наличии живица – сырье для производства скипидара и канифоли. Соответственно графику работы основных цехов изменяется и потребление воды на хозяйственные и технические цели и отведение хозяйственных и производственных сточных вод (ПСВ), а также перечень и концентрации загрязняющих веществ в последних.

Система хозяйственно-питьевого водоснабжения закольцована, питается от городской водопроводной сети и имеет 2 ввода. Расход воды на хозяйственные нужды колеблется по месяцам и сезонам года. Зимой водопотребление составляло (в 1997 г.) 4471-5340 м<sup>3</sup>/месяц, а летом 1693-2027 м<sup>3</sup>/месяц (июнь-август). Наблюдается тенденция уменьшения водопотребления от зимы к лету.

Противопожарный водопровод на предприятии объединен с хозяйственно-питьевым. Имеется противопожарный резервуар емкостью 250 м<sup>3</sup>.

Технический водопровод предназначен для подачи воды, используемой в технических целях: транспортном, компрессорной, котельной, ЦЗЛ, ТНП, КТЦ, НПС. Использование технической воды предусмотрено на цели пожаротушения и на подпитку системы оборотного водоснабжения, подающей воду на охлаждение различных аппаратов. Расход технической воды крайне неравномерен по месяцам и колеблется от 40 до 8000 м<sup>3</sup>/мес.

Система оборотного водоснабжения предназначена для подачи охлажденной воды на цели охлаждения аппаратов и оборудования в цехах КТЦ, ТНП, НПС, компрессорной и котельной. Охлажденная вода насосами станции оборотного водоснабжения подается потребителям, а нагретая собирается в резервуар горячей воды, охлаждается на градирнях и поступает в резервуар охлажденной воды. Имеется резервуар емкостью 30 м<sup>3</sup>, в который поступает вода для восполнения потерь в системе оборотного водоснабжения предприятия.

Система водоотведения предприятия состоит из хозяйственной и производственной канализации. В хозяйственную канализацию отводятся все хозяйственные сточные воды, а также в нее сбрасываются и производственные сточные воды. Производственные сточные воды

(ПСВ) отводятся в хозяйственную канализацию непосредственно в местах образования (в цехах) или же отводятся самостоятельной сетью из цеха (например, КТЦ), которая затем присоединяется к хозяйственной канализационной сети (на территории предприятия).

На заводе имеются периодические (разовые) сбросы высококонцентрированных жидких отходов (цех НПС, вода от вакуумных насосов). Эти отходы сбрасываются в отстойник при КТЦ и далее в хозяйственную канализацию, тем самым ухудшаются режим водоотведения, резко возрастает степень загрязненности отводимых сточных вод.

Максимальный суточный расход ПСВ составляет 430 м<sup>3</sup> при работающем и 375 м<sup>3</sup> при неработающем КТЦ. Расход ПСВ от КТЦ колеблется от 36 до 80 м<sup>3</sup>/сут.

Коэффициент суточный неравномерности расхода производственных сточных вод по заводу при неработающем канифольно-терпентинном цехе составляет 1,42 ... 1,54, а при работающем – 1,2 ... 1,36.

Сточные воды КТЦ образуются в технологическом процессе обработки живицы фосфорной кислотой, при ее плавлении, фильтровании, отстаивании и отгонки скипидара.

Несмотря на то, что ПСВ КТЦ составляет 10 ... 20% от общего расхода сточных вод завода, именно они представляют особую опасность для городских сооружений, т.к. содержат в больших количествах особо опасные загрязняющие вещества.

В таблице приведен состав ПСВ в различных точках канализационной сети.

Из Представленных данных следует, что в ПСВ содержание загрязняющих веществ в десятки раз превышает предельно допустимую концентрацию при сбросе их в городскую канализацию.

Высокие значения ХПК и плотного остатка свидетельствуют о большом содержании в ПСВ органических веществ, а большая разница между ХПК и БПК, говорит о том, что они очень трудно разрушаются биохимическим путем. Кроме того, из большой величины прокаленного остатка следует, что в ПСВ содержится большое количество минеральных веществ в основном за счет фосфатов и взвешенных веществ минерального характера.

Таким образом, полученный и представленный материал по водоснабжению и водоотведению лесохимического завода позволяет сделать следующие выводы:

– вследствие нерационального расходования воды в производстве и нерациональной схемы водоснабжения наблюдается высокий расход

и резкие колебания потребления свежей воды;

– сточные воды содержат опасные загрязняющие вещества в больших количествах и сброс их в городскую канализацию без очистки недопустимы;

– высококонцентрированные жидкие отходы цеха НПС сбрасывать в канализацию недопустимо. Их необходимо обезвреживать на отдельной установке или сжигать, т.к. их расход небольшой (сброс производят примерно один раз в месяц в объеме около 10 м<sup>3</sup>);

– сброс воды от вакуумных насосов непосредственно в канализацию также недопустим, т.к. в ней содержится большое количество нефтепродуктов, а это может привести к повышению ПДК по ним в контрольном колодце.

Таблица

**Показатели качества производственных сточных вод**

№ п/п	Показатели, мг/л	Место отбора проб		
		Выпуск из КТЦ	Усредненная сточная вода	Контрольный колодец на выпуске с завода
1	рН	2,5 ... 3,8	35 ... 53	6,5 ... 8,8
2	ХПК	5800 ... 7100	3900 ... 4200	975 ... 1200
3	БПК <sub>5</sub>	570	570	570
4	Железо общ.	190 ... 220	85 ... 105	1,9 ... 4,1
5	Взвешенные вещества	6600 ... 7500	3100 ... 3900	1900 ... 2400
6	Фосфаты	6800 ... 7400	3250 ... 4000	40 ... 70
7	Хлориды	175 ... 280	270 ... 360	280 ... 400
8	Сухой остаток	6400 ... 7500	2800 ... 3880	1700 ... 3000
9	Нефтепродукты	-	0,3 ... 3,0	0,3 ... 3,0
10	Плотный остаток	15800 ... 17400	9100 ... 11400	8800 ... 10900
11	Прокаленный остаток	3200 ... 3900	-	-

На основании представленных сведений о расходе, составе и качестве производственных сточных вод канифольно-терпентинного цеха их очистки перед сбросом в городскую канализацию должна включать: раздельное отведение и очистку лотков сточных вод, содержащих скипидар и канифоль; предварительное выделение смолистых и взвешенных веществ путем отстаивания и флотации; удаление ионов железа и фосфатов путем нейтрализации и осаждения образующих продуктов; фильтрование предварительного очищенной сточной воды через механический и сорбционный фильтры; сбор и обработка (частичная утилизация) образующегося осадка.

## **Проблема обработки осадков природных вод в аспекте их утилизации**

**Михневич Э.И., Чижов Я.В.**  
**(БГПА)**

Развитие промышленного производства, транспорта, а также жилищное строительство и повышение степени благоустройства населенных пунктов Республики Беларусь приводит к увеличению потребления воды, в процессе очистки которой образуется значительное количество железо-содержащего осадка. До последнего времени практической обработке осадков не уделялось достаточно внимания, и лишь резкое ухудшение состояния окружающей среды и, в частности, качества воды основных источников, побуждает ответственные органы принимать срочные меры, нацеленные на запрет дальнейшего загрязнения источников водоснабжения различными отходами, в том числе продуктами, образующимися при очистке природных вод. Одновременно все большую актуальность приобретает поиск путей утилизации различных отходов.

Успешное решение этой проблемы требует изучения состава, структуры и свойств водопроводного осадка, выявления изменения его исходных свойств при конденционировании и процесса протекания реакций с реагентами, а также определения оптимальных параметров различных технологических схем применительно к местным условиям. При успешной реализации этой задачи открываются перспективы улучшения состояния окружающей среды с одновременным частичным снабжением промышленности районов железо-содержащим коагулянтном, приготовленным в местных условиях.

Если систематизировать способы обработки осадков, то основные направления можно свести к естественным и искусственным методам обработки осадков:

Естественные методы обработки водопроводных осадков:

- Сброс в поверхностные воды. Является наиболее распространенным, но неприемлемым, т.к. способствует еще большему загрязнению поверхностных вод. В результате возникают иловые насосы, повышается потребность в растворенном кислороде, что приводит к ухудшению качества поверхностных вод.
- Сброс в пруды-накопители. Получил широкое распространение во многих странах. Пруды-накопители представляют собой земляные емкости с отводом осветленной воды в поверхностные водоисточники. Применение прудов-накопителей позволяет достичь средней

концентрации твердых веществ в осадке до 6-7% (станция Шоремонт, США), при этом она составляет 1,7% в верхнем слое и 10% у дна.

- Удаление на площадки вымораживания. Является наиболее распространенным методом в районах с достаточным количеством свободных земельных площадей.

Искусственные методы обработки и удаления водопроводных осадков:

- Обезвоживание на вакуум-прессах и вакуум-фильтрах. Например, при добавлении к осадку, содержащему гидроксид железа, мартеновой пыли (при дозе более 20 г/л) их производительность увеличивается в 2,5-3 раза, в этом случае объем кека уменьшается на 25-30%. Полученная субстанция широко используется для обезвоживания осадков сточных вод. Бройен и Жер отмечают, что вакуум-фильтрование является эффективным методом обработки водопроводного осадка, который обезвоживается на вакуум-фильтрах с нанесенным грунтовым слоем до содержания твердых веществ около 20%.

- Обработка реагентами. Использование минеральных коагулянтов  $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$ ,  $\text{FeCl}_3$ ,  $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$  практически не улучшает водоотдающей способности водопроводных осадков, содержащих в своем составе гидроксид алюминия. Однако введение присадочных материалов с химическими реагентами (кислотами, щелочами) позволяет улучшить подготовку осадков к обезвоживанию.

- Замораживание-оттаивание. При применении этого способа эффект разделения достигается такой же, как и в случае с естественным замораживанием-оттаиванием, однако потребление энергии составляет 40-60 кВт ч/м<sup>3</sup> осадка.

Рассмотрим реагентные методы, как наиболее перспективные, более подробно. Сущность кислотной обработки заключается в растворении гидроксида металлов в сильноокислой среде ( $\text{pH} = 2 - 3$ ). Однако до сих пор отсутствует достаточно обоснованные и однозначные рекомендации по проведению кислотной регенерации.

Анализ литературных источников свидетельствует о расхождениях не только в рекомендациях процесса регенерации, но и в методах его контроля [2]. Причина состоит в сложности механизма взаимодействия гелей гидроокисей с кислотой, который лежит в основе процесса регенерации.

Томас Грэм установил, что этот механизм происходит в две ступени: гель превращается в золь, а затем золь превращается в раствор.

Превращение геля в золь сопровождается пептизацией. Особенностью протекания этого процесса с гидроксидом алюминия является его термодинамическая неравномерность: коллоидные частицы могут изменять свою структуру не только под действием внешних факторов (механическое обезвоживание), но и самопроизвольно с течением времени (переход из аморфного состояния в кристаллическое). Г.И.Рабинович отмечает, что эти явления в осадке делают его химически инертным к воздействию на него разбавленных кислот и щелочей.

В НИИ Мосводоканалпроект проводились исследования по кислотной обработке осадков Северной водопроводной станции Москвы [7]. Количество алюминия достигало 75% при обработке осадка влажностью 99%. Основными факторами были концентрация твердых веществ в осадке, количество добавленной кислоты (рН реакционной смеси) и продолжительность перемешивания. Обработка осадка кислотой считается экономичной при условии содержания в осадке СаО от 1 до 10%. Расход кислоты составляет от 2,86 до 4,7 грамм на грамм извлеченной окиси алюминия.

К достоинствам этого метода можно отнести следующие показатели:

- высокий коэффициент регенерации осадка, достигающий 80%;
- значительное сокращение объема обработанного осадка – в 5-7 раз.

К недостаткам относится следующее:

- необходимость строительства и эксплуатации небезопасного кислотного хозяйства;
- высокий расход кислоты (на восстановление 1 кг алюминия требуется 5 кг кислоты);
- значительное загрязнение регенерированного коагулянта органическими веществами.

Из-за перечисленных недостатков метод кислотной регенерации осадка не нашел широкого применения на станциях водоочистки.

Использование водопроводного осадка при обработке сточных вод является одним из перспективных методов и может быть применен для:

- интенсификации работы первичных отстойников;
- извлечения из стоков фосфатов;
- улучшения водоотводящих свойств осадков.

Использование осадка в ряде случаев может позволить отказаться от применения таких химических реагентов как  $\text{FeCl}_3$ ,  $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$  или значительно сократить их расход. Эффективность работы первичных отстойников может быть повышена на 10-15%. При дозе

60-70 г/м<sup>3</sup> в первичных отстойниках осаждаются до 90-92% водопроводного осадка. При этом на 10-15% улучшается эффект очистки по БПК ХПК, на 22-25% лучше осаждаются взвешенные вещества.

Добавление осадка непосредственно к осадку сточных вод существенно улучшило водоотдающие способности канализационного осадка с Унгенской, Корнештской и Кишиневской станции биологической очистки (Молдова).

Растворение гидроксида алюминия и железа происходит не только в кислой, но и сильно щелочной среде. На этом и основан принцип регенерации алюмосодержащего коагулянта из водопроводных осадков.

Исследования отечественных и зарубежных ученых показывают, что при обработке осадка щелочами возможно восстановление 50-60% содержащегося в нем алюминия. По мнению ряда исследователей, при щелочной регенерации получается более чистый реагент, при этом не требуется использование вредных в производстве кислот. В качестве щелочного реагента может использоваться известь, применяемая на многих водоочистных станциях.

Оптимальными параметрами процесса являются:

- концентрация  $Al_2O_3$  1-3 г/л;
- доза извести по  $CaO$  3 г/г  $Al_2O_3$ , стехиометрический коэффициент при расходе извести по  $CaO$  1,3-1,7 г/г;
- $pH=11,2-11,7$ ;
- время перемешивания 1-2 минуты;
- время гидравлического разделения 1-1,5 часа.

При указанных условиях ведения регенерации, концентрация ионов алюминия в растворе регенерированного коагулянта составляет 400-600 мг/л, эффективность регенерации 20-40%.

Оставшийся после регенерации осадок хорошо уплотняется и обезвоживается. Однако другие исследователи отмечают, что степень щелочной регенерации в ряде случаев не превышает 20-30% при очень большом расходе щелочей (150-200% извести). Снижается по сравнению с сернистым алюминием и активность регенерированного коагулянта. К подобным выводам пришел и Лазарев В.В., проводивший эксперименты по щелочной обработке водопроводного осадка Кишиневской, Унгенской и Корнештской станций очистки природных вод. Получаемый раствор регенерированного коагулянта – вряд ли найдет широкое применение на водоочистных станциях

Молдовы. И, если при обработке поверхностных вод его использование (совместно с сульфатом алюминия) может быть приемлемым, то очистка высокощелочных подземных вод щелочным коагулянтом малоэффективна.

К другим методам можно отнести метод обработки водопроводного гидроксидного шлама жидким хлором и жидкостный ионообмен.

При обработке хлором удастся регенерировать до 70% алюминия, содержащегося в водопроводном осадке. Одновременно с этим происходит полное обеззараживание оставшегося после регенерации шлама, а регенерированный коагулянт обладает бактерицидными свойствами. По мнению исследователей, обработка осадка газообразным хлором является вполне конкурентоспособным методом регенерации из него коагулянта. Однако весьма сложным и небезопасным представляется сам технологический процесс хлорирования водопроводных осадков.

Метод жидкостного ионообменного восстановления алюминия из осадка водопроводных станций близок к методу кислотной регенерации. И в том и в другом случае доводят рН осадка до 2. А далее при жидкостном ионообмене в подкисленный осадок вводят специальную органическую жидкость, которая, обладая селективными свойствами, выделяет из осадка ионы алюминия, оставляя в нем все основные компоненты (металлы и органические загрязнения). Метод, без сомнения, перспективен, но в ближайшее время на наших водоочистных станциях вряд ли найдет применение из-за высокой стоимости и отсутствия жидких селективных ионообменников.

Одним из наиболее перспективных методов утилизации водопроводного осадка является его использование при обработке сточных вод. На канализационных станциях водопроводный осадок может применяться для:

- интенсификации работы первичных отстойников;
- извлечения из осадков фосфатов;
- улучшения водоотдающих свойств канализационных осадков.

Использование водопроводного осадка в ряде случаев может позволить отказаться от применения таких химических реагентов, как сернокислородное и хлорное железо, или значительно сократить их расход. Интенсификация процессов осаждения происходит за счет адсорбции хлопьевидным гидроксидом алюминия взвеси и илистых частиц, присутствующих в сточной воде, их агломерации и соответствующего утяжеления. Эффективность работы первичных отстойников может быть повышена на 15-25%, при этом в них задерживается большая

часть вводимого в них водопроводного осадка. Часть выносимого из первичных отстойников гидроксида алюминия ни в коей мере не ухудшает работу сооружений биологической очистки, так как  $Al_2O_3$  не подавляет жизнедеятельность микрофлоры (клеток активного ила и биопленки).

Сотрудниками ГМП «Каскадэ» в лабораторных условиях (поисковый эксперимент) было апробировано смешение водопроводного осадка Кашиневской ЦДВС-2 со стоками, поступающими на станцию биологической очистки (СБО), и имитировано осаждение взвеси в первичных отстойниках. Дозу водопроводного осадка приняли, исходя из условий сброса на канализационные очистные сооружения всего осадка, образующегося на ЦДВС-2. Ориентировочно с водопроводной станции ежедневно требуется удалять от 20 до 24 тонн (по сухому веществу) осадка. При производительности СБО 300-350 тыс. куб. м в сутки, средняя доза осадка составила 60-70 г/куб. м.

Как показали проведенные эксперименты, при такой дозе в первичных отстойниках осаждается 90-92% водопроводного осадка. При этом на 10-15% увеличивается эффективность их очистки по БПК<sub>5</sub> и ХПК, на 22-25% лучше осаждаются взвешенные вещества. Лучшему осаждению способствовала не только добавка адсорбента в виде гидроксида алюминия, но и введение в стоки утяжеляющей добавки – глинистых частиц, извлеченных ранее из речной воды. Снижение БПК<sub>5</sub> и ХПК происходило за счет повышения адсорбционной способности осаждаемой хлопьевидной взвеси.

Изменение концентрации фосфатов в стоках СБО не контролировалось, хотя, по некоторым литературным данным, известно, что в результате соосаждения и сорбции гидроксидом алюминия (не полностью использованным в водопроводном осадке) происходит некоторое понижение содержания  $PO_4$ . Поэтому для повышения эффективности рекомендуется применять не сам гидроокисный осадок, а адсорбент – активированную окись алюминия, полученную путем термической обработки этого осадка. Еще больше повысить сорбционную емкость окиси алюминия можно за счет ее кислотной или щелочной обработки с последующей сушкой.

Следует отметить, что полученный подобным образом адсорбент позволяет адсорбировать, кроме фосфатов, органический углерод, ароматические соединения, соединения меди, азота и другие элементы. Однако сложность приготовления и последующей регенерации (кислотами или щелочами) данного сорбента сдерживает его широкое

применение. Поэтому в качестве реальной перспективы следует рассматривать возможность использования необработанного (или частично уплотненного) осадка водопроводных станций.

Обезвоженный осадок водоочистных станций может с успехом применяться и при производстве различных строительных материалов. Добавка водопроводного осадка к исходному сырью способствует значительному повышению прочности бетона, цементных изделий, керамических материалов, кирпича, пористых заполнителей и других материалов. При этом удается существенно сократить, а в ряде случаев и совсем отказаться от использования дефицитного глинистого сырья. Так, например, при добавлении в раствор глины для производства кирпича 10% осадка, прочность обожженного изделия повышается на 15-25%.

Описание выше пути утилизации осадков в исследованиях авторов относились, в основном, к алюминий содержащим веществам, поскольку при обработке природных вод наиболее широкое распространение получили коагулянты, содержащие в своем составе алюминий. В Республике Беларусь практически повсеместно артезианская вода используемая для целей как питьевого, так и промышленного водоснабжения, имеет высокое содержание железа. В ряде случаев эта концентрация может превышать 20 мг/л. Удаление железа из исходной воды осуществляется, как правило, путем ее предварительной безнапорной аэрации и затем фильтрации. Как следствие, сточная вода после промывки фильтров содержит большое количество гидроксида железа (III), который имеет сходные с гидроксидом алюминия (III) свойства и, поэтому, может использоваться в тех же или сходных процессах, нацеленных на его утилизацию.

Проведенные исследования показывают, что на одну весовую часть железа приходится 1,92 части гидроксида железа. При теоретическом расходе 4,39 частей серной кислоты можно получить 5,26 части железного купороса. С учетом 97-98 процентной влажности выделенного осадка гидроксида железа и получающейся при реакции воды можно собрать 9,84 части 53-процентного раствора соли. В реальных условиях требуется большее количество кислоты — до 8 частей. При этом соответственно изменяется концентрация продукта реакции.

При пересчете на 1 тыс. куб. м воды на каждый выделенный из 1 л миллиграмм железа можно получить 10-20 кг 30-50% раствора железного купороса. Таким образом, может быть реализован системный подход к решению рассматриваемой проблемы в рамках

## Давление грунтов на объекты на неустойчивом склоне

Турчек П.  
(СТУ)

### 1. Введение

В связи с планируемой застройкой микрорайона в Братиславе на склоне, большая часть покровных слоев которого представлена лёссовыми грунтами мощностью до 10,5 м с просадочностью более 3%, возникла проблема определения давления грунта на временные и постоянные конструкции. Изучаемую территорию разделили на полосы с примерно одинаковыми геотехническими характеристиками, уклоном поверхности и толщинами покровных слоев. Такая районизация предназначалась для проектирования фундаментных конструкций, откосных выемок и врезок, ограждающих и подпорных стен.

На ответственных стесненных были предусмотрены подпорные стены, размеры которых потребовалось определить исходя из обеспечения их устойчивости при действующих нагрузках.

### 2. Теоретические предпосылки

Для подсчета нагрузок на подпорные стены использовался метод Брандла (1979), который оправдал себя на оползневых территориях. Его расчетная схема представлена на рис.1. Принимаются во внимание наклоны дневной поверхности и основания, по которому происходит сползание покровных слоев.

Действительная поверхность сдвига АВ преимущественно цилиндрического очертания заменяется плоским отсеком А'В, который загружен вышележащим слоем переменной мощности. В клине А'ВС можно выделить первичную сдвигаемую поверхность МС, наклоненную под углом  $\nu$  к горизонту. Клин грунта МВС загружает опорную конструкцию максимальным давлением грунта. Его значение можно установить обычными приемами, используемыми в теории давления грунтов. В качестве поверхностной нагрузки выступает также вес тела МНВ. В самом общем случае результирующая сила давления грунта S будет равна

$$S = \gamma h^2 \operatorname{tg} \beta / 2 \operatorname{tg}^2 \nu \cos \delta [1 / (\operatorname{ctg} \varphi - \operatorname{tg} \delta) + (1 + \operatorname{tg} \nu / \operatorname{tg} \varphi) : (\operatorname{tg} \delta + \operatorname{ctg}(\nu - \varphi))], \quad (1)$$

где

$\gamma$  — удельный вес грунта,

$\beta$  — наклон дневной поверхности,

$\omega$  — наклон скального подстилающего слоя или устойчивого основания,

$\nu$  — наклон первичной поверхности сдвига,

$\delta$  — угол трения грунта по конструкции,

$\phi$  — угол внутреннего трения грунта,

$h$  — высота конструкции.

Отклонение конструкции от вертикали  $\alpha$ , угол трения грунта по конструкции  $\delta$  и наклон дневной поверхности  $\beta$  представлены на рис.1в.

При расчете предполагается, что наклон устойчивого несущего слоя  $\omega$ , по которому бы сдвигались вышерасположенные слои, меньше чем у первичной поверхности сдвига  $\nu$ . Выражение (1) можно привести к известному виду

$$S = \gamma h^2 K / 2. \quad (2)$$

В случае горизонтальной дневной поверхности решение упрощается. Давление грунта  $S$  редуцируется на активное  $S_a$ , рассчитываемое обычным способом. Особый случай может произойти, если поверхность грунта параллельна плоскости сдвига с углом, равным углу внутреннего трения. Тогда коэффициент давления грунта  $K$  в уравнении (2) приобретет вид

$$K = 1 / (\cos \delta - \operatorname{tg} \phi \sin \delta) \quad (3)$$

Если пренебречь углом трения грунта по конструкции ( $\delta = 0$ ), то

получим  $K=1$  и вследствие этого  $S = 0,5\gamma h^2$ . Получается при этом значительное увеличение давления грунта, которое больше давления покоя.

Остается еще определить наклон первичной поверхности сдвига. Если представить свободное деформирование в горизонтальном направлении, то в клине МВС, ограниченном подпорной стеной, первичной поверхностью сдвига и горизонтальной поверхностью на уровне верха свай, возникнет активное давление грунта. Наклон поверхности сдвига при этом составит

$$\nu = \phi + \varepsilon; \quad (4)$$

где угол  $\varepsilon$  определяется из соотношения

$$\operatorname{ctg} \varepsilon = \operatorname{tg}(\phi - \alpha) + \frac{[1 / \cos(\phi - \alpha)] \cdot \sqrt{\sin(\phi + \delta) \cos(\alpha - \beta) / \sin(\phi - \beta) \cos(\alpha + \beta)}}{\quad} \quad (5)$$

где  $\alpha$  – угол отклонения конструкции от вертикали. Для  $\alpha = \beta = \delta = 0$  получим

$$\nu = 45^\circ - \varphi / 2, \quad (6)$$

что является обычно принимаемым наклоном поверхности сдвига.

### 3. Результаты решения

В изучаемых условиях поверхность сдвига была предопределена по слою неогена. Изменение граничных условий, из которых наибольшее влияние имеют угол внутреннего трения и наклон дневной поверхности, способствовало большому разбросу результатов. Откос был разделен на три зоны. Для средней наиболее крутой части результаты расчетов показали, что при учете возможного смещения покровных слоев по заранее заданной поверхности сдвига можно ожидать давление грунта на конструкцию больше чем в покое. При активизации перемещений значение активного давления грунта, определяемое обычными методами, существенно повышается вследствие догрузки вышележащими слоями грунтов. В табл.1 для примера приведены результаты, полученные при комбинации неблагоприятных факторов, одновременное влияние которых нельзя исключить. Вычисления произведены для реального наклона откоса в  $21^\circ$  с учетом определенных в лаборатории прочностных параметров  $\varphi = 13^\circ$ ,  $c = 25$  кПа,  $\gamma = 20$  кН/м<sup>3</sup>. Кроме этого принята во внимание ожидаемая повышенная прочность грунта, представленная углом внутреннего трения  $\varphi = 15^\circ$ . Локальная неоднородность среды выразилась в разбросе удельного веса грунта в интервале  $17 \leq \gamma \leq 21$  кН/м<sup>3</sup>.

Таблица 1

**Давления грунта в средней части откоса (S, кН/м)**

h, м	$\varphi = 13$			$\varphi = 15$		
	удельный вес грунта $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>					
	17	20	21	17	20	21
2	41,0	48,3	50,7	33,8	39,8	41,8
3	92,3	108,6	114,1	76,1	89,5	94,0
4	164,2	193,1	202,8	135,3	159,2	167,1
5	256,5	301,8	316,9	211,4	248,7	261,2
6	369,4	434,5	456,3	304,4	358,2	376,1

Давление грунта растет в четвертой степени от высоты конструкции  $h$ . Наглядно это видно на рис.2. В то же время оно изменяется непропорционально от угла внутреннего трения грунта, при увеличении которого на  $2^\circ$  давление падает приблизительно на 20%.

Из дальнейшего анализа вытекает, что в верхней и нижней более пологих частях откоса будут возникать наиболее неблагоприятные значения давления грунтов в покое. В табл.2 приведены расчетные давления грунта для верхней части откоса, состоящей из лёссовых седиментов ( $\varphi = 28^\circ$ ,  $c=0,01$  Мпа,  $\gamma = 18$  кН/м<sup>3</sup>,  $\beta = 11,5^\circ$ ), а в нижней его части – преимущественно из глин ( $\varphi = 7^\circ$ ,  $c=0,05$  Мпа,  $\gamma = 18$  кН/м<sup>3</sup>,  $\beta = 12^\circ$ ). На рис.3 эти данные сопоставлены со значениями активного давления грунта для тех же исходных характеристик грунтов. В нескальных грунтах на отличие результатов между обеими грунтами давлений в значительной мере влияет связность при расчете активного давления. Этот результат заставляет обратить внимание на опасность переоценки выбранной расчетной схемы.

Таблица 2

Значения давлений грунта, кН/м

h, м	Sr		Sa	
	H	D	H	D
2	24,7	31,6	5,02	–
3	55,6	71,3	17,55	–
4	98,9	126,7	37,66	4,35
5	154,6	198,0	65,37	22,03
Примечания: Sr – давление грунта в покое, Sa – активное давление, H – верхняя часть откоса, D – нижняя часть откоса				

Из сказанного следует, что глубокое расположение объектов или коммуникаций в основании сопряжено с высокими давлениями грунтов. Гравитационные опорные конструкции в конкретных геологических условиях будут неудачными, поэтому более эффективными окажутся облегченные уголкового или сборные опорные конструкции до высоты 4 м, поскольку часть насыпи используется для повышения их устойчивости. Однако при проектировании подпорных стен надо обеспечить передачу нагрузки от давления грунта на неогеновые слои основания. Это требование вызвано свойствами покровных толщ, которые не гарантируют надежного восприятия нагрузок. Такое

условие может обеспечить стена из свай большого диаметра, закрепленных в неогене. В местах с чрезмерно большой длиной свай их можно укоротить за счет использования одного ряда буринъекционных анкеров.

#### 4. Заключение

Расчетами было показано, что врезки, выемки или насыпи на естественном склоне выше 2,5 м в пылевато-глинистых грунтах с низкими прочностными характеристиками оказываются неустойчивыми. Опасность их обрушения повышается в процессе застройки, когда происходит пригрузка поверхности тяжелыми механизмами и складированными материалами.

На рассмотренной откосной территории для установления давлений грунтов был применен метод, принимающий во внимание активизацию перемещений склона. Для граничных условий, представленных действительными свойствами грунтов, наклоном дневной поверхности и высотой конструкции, проектировщик получил данные для расположения домов и назначения трасс коммуникаций, частично защищенных опорными конструкциями.

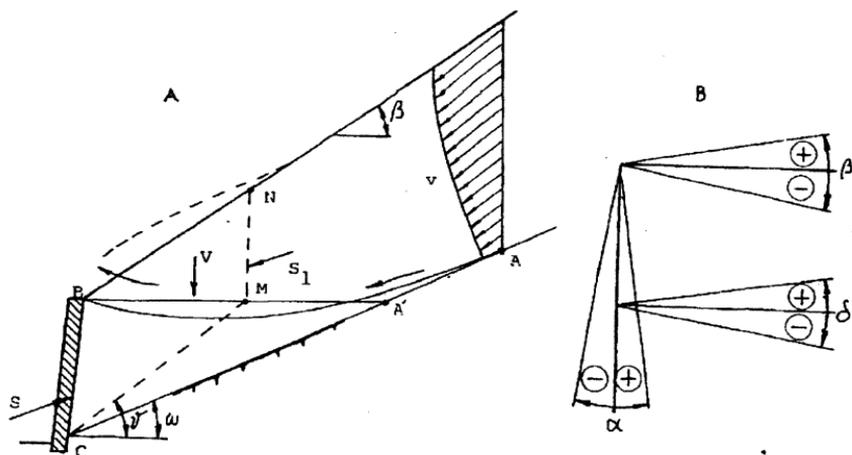


Рис.1 Расчетная схема согласно методу Брандла

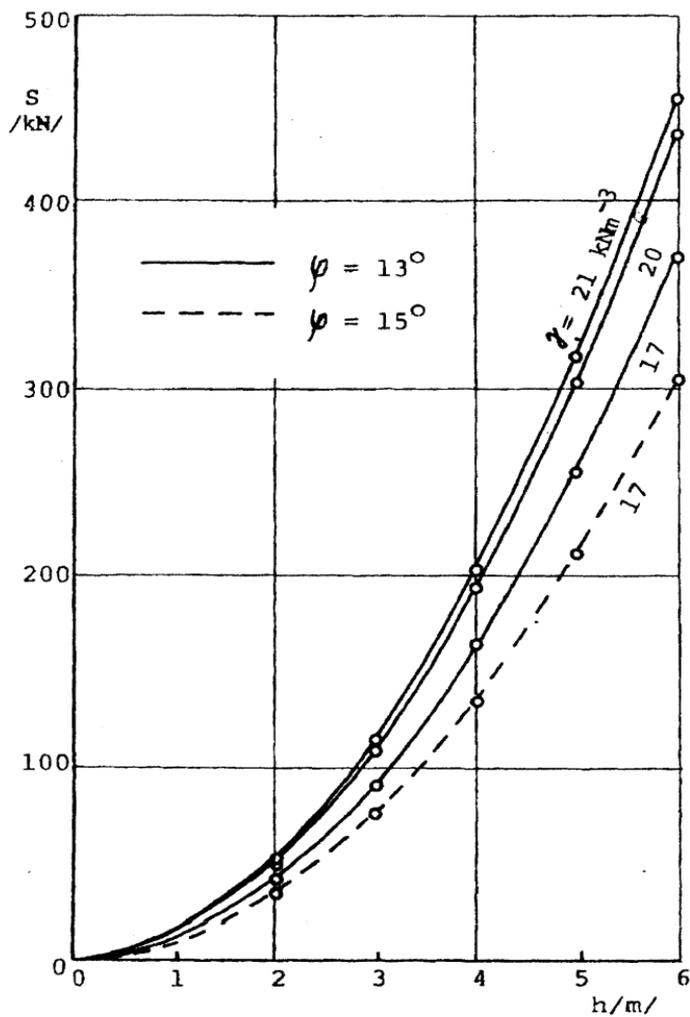


Рис.2 Влияние граничных условий на величины давлений грунта

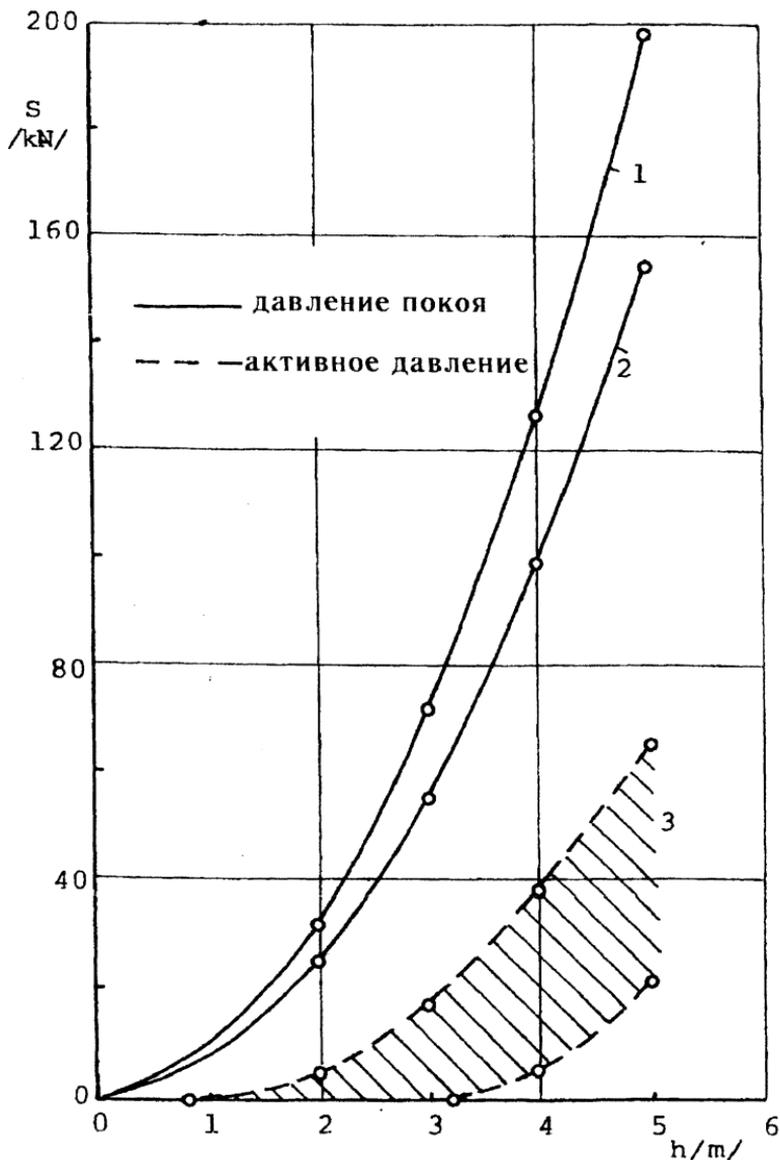


Рис.3 Сравнение давлений грунта на опорную конструкцию  
 1 – нижняя часть откоса  
 2 – верхняя часть откоса  
 3 – расброс активного давления грунта

## К определению скорости физического фронта двухмерной медленно изменяющейся волны попуска

Коваленко Э.П.,  
(ЦНИИКИВР)

При проектировании и эксплуатации гидротехнических сооружений часто необходимо решать задачи, связанные с определением скорости распространения волн попуска.

При неустановившемся движении жидкости, когда силами сопротивления можно пренебречь, скорость фронта волны равна /1-5/

$$v = u_0 \pm \sqrt{gH_0}, \quad (1)$$

где

$u_0$  – средняя скорость при установившемся режиме,  $g$  – ускорение силы тяжести,  $H_0$  – глубин при установившемся режиме.

Знак  $\pm$  относится к прямым и обратным волнам соответственно.

В естественных руслах скорости физического фронта волны, т.е. скорости распространения геометрического места точек, где начинает наблюдаться физически регистрируемое нарушение установившегося режима, значительно меньше скорости, определяемой по зависимости (1).

Обычно скорость физического фронта волны находят по формуле /2/

$$v_{\phi} = u_0 \pm \mu \sqrt{gH_0}, \quad (2)$$

где  $\mu$  – эмпирический коэффициент, характеризующий степень влияния сил трения и изменяющийся в пределах  $0 < \mu < 1$ .

Коэффициент  $\mu$  определяется по данным натурных исследований, причем зависит от изменения коэффициента шероховатости « $n$ » по сезонам года в естественных руслах /2/. В результате появляется необходимость определения значения скорости физического фронта волны при отсутствии эмпирических коэффициентов  $\mu$  для рассматриваемого русла.

Для двухмерного неустановившегося движения уравнение неразрывности имеет вид

$$\frac{\partial Q}{\partial l} + \frac{\partial H}{\partial t} = 0, \quad (3)$$

где  $Q$  – расход,  $l$  – расстояние по каналу от створа попуска,  $H$  –

глубина,  $t$  — время.

Первый член уравнения (3) в момент времени  $t_1 = t_0 + \Delta t$  при размещении створов, как показано на рис. «а», в конечно разностном виде можно записать как

$$\frac{\partial Q}{\partial l} \sim \frac{Q_2 - Q_1}{l_2 - l_1}, \quad (4)$$

где

индексы 2 и 1 означают, что параметр относится соответственно к створу 2-2 и 1-1.

Если профиль медленно изменяющейся волны у ее физического фронта за промежуток времени  $\Delta t = t_2 - (t_0 + \frac{\Delta t}{2})$  практически не изменился, а в момент времени  $t_0 + \frac{\Delta t}{2}$  фронт волны находился на расстоянии  $l_1 + \frac{\Delta l}{2}$ , то в этом случае в момент времени  $t_1$  имеем

$$\frac{\partial H}{\partial t} \sim \frac{H_{t_1, l_1} - H_0}{t_1 - t_0}, \quad (5)$$

где

индекс  $t_1$  означает, что параметр относится к моменту времени  $t_1$ .

Подставив значения  $\frac{\partial Q}{\partial l}$  и  $\frac{\partial H}{\partial t}$  соответственно из зависимостей (4) и (5) в уравнение (3) и зная, что  $Q_2 = Q_0$  и  $H_2 = H_0$  в момент времени  $t_1$ , получим

$$\frac{Q_0 - Q_1}{l_2 - l_1} + \frac{H_{t_1, l_1} - H_0}{t_1 - t_0} = 0 \quad (6)$$

Но при том же условии в уравнении (6)  $H_{t_1, l_1} = H_1$ ,

Тогда

$$\frac{Q_1 - Q_0}{H_1 - H_0} = \frac{l_2 - l_1}{t_1 - t_0}. \quad (7)$$

В зависимости (7) правый член при достаточно малом значении  $t_1 - t_0$  представляет скорость физического фронта медленно изменяющейся волны попуска, т.е.

$$v_{\Phi} \sim \frac{l_2 - l_1}{t_1 - t_0} = \frac{\Delta l}{\Delta t}. \quad (8)$$

Отсюда из уравнения (7) находим

$$v_{\Phi} = \frac{Q_1 - Q_0}{H_1 - H_0}. \quad (9)$$

Зависимость (9) может быть получена на основании другого подхода /1/.

Как следует из соотношения (9), скорость физического фронта волны зависит не только от параметров установившегося потока  $(u_0, H_0)$ , по которому распространяется волна, как это определяется формулой (1), но и интенсивности изменения расхода  $Q_1$  и глубины  $H_1$ . Следовательно, коэффициент  $\mu$  в формуле (2) зависит также от  $Q_1$  и  $H_1$ , а не только от коэффициента шероховатости, что подтверждается экспериментально /1, 2/.

Для того, чтобы определить значение  $v_{\Phi}$  по соотношению (9), необходимо знать величины  $Q_1$  и  $H_1$  помимо  $Q_0$  и  $H_0$ . Одну из них можно найти из динамического уравнения двумерного медленно изменяющегося неустановившегося движения, которое имеет вид

$$\frac{\partial H}{\partial l} + \frac{\alpha u}{g} \frac{\partial u}{\partial l} + \frac{\alpha u}{\partial t} = i_0 - \frac{u^2}{C^2 H}, \quad (10)$$

где  $v$  — средняя скорость,  $C$  — скоростной коэффициент,  $i_0$  — уклон,  $H$  — глубина,  $\alpha$  — коэффициент количества движения потока.

В момент времени  $t_1$  в пределах  $\Delta l$

$$\frac{\partial H}{\partial l} \sim \frac{H_0 - H_1}{\Delta l} \quad \text{и} \quad \frac{\partial u}{\partial l} \sim \frac{u_0 - u_1}{\Delta l}, \quad (11)$$

а при том же условии, как принято при выводе зависимости (5),

$$\frac{\partial u}{\partial t} \sim \frac{u_1 - u_0}{\Delta t}. \quad (12)$$

В пределах  $\Delta l$  в момент времени  $t_1$  расчетные значения можно представить в виде:

средней скорости

$$u = \kappa_1(u_0 + u_1), \quad (13)$$

глубины

$$H = \kappa_2(H_0 + H_1),$$

где  $\kappa_1$  и  $\kappa_2$  – коэффициенты приведения соответственно к расчетной средней скорости и расчетной глубине.

В этом случае

$$C^2 = \frac{\kappa_2^{2y}}{n^2} (H_0 + H_1)^{2y}, \quad (14)$$

где  $y$  – показатель степени в формуле для определения скоростного коэффициента.

Подставив значения  $\frac{\partial H}{\partial l}$ ,  $\frac{\partial u}{\partial l}$ ,  $\frac{\partial u}{\partial t}$ ,  $u$ ,  $H$  и  $C$  соответственно из зависимостей (11) ... (14) в (10), имеем

$$\begin{aligned} \frac{H_0 - H_1}{\Delta l} + \frac{\alpha k_1}{g} \cdot \frac{u_0^2 - u_1^2}{\Delta l} + \frac{\alpha_0}{g} \frac{u_1 - u_0}{\Delta t} = \\ = i_0 - \frac{k_1^2 (u_1 + u_0)^2 n^2}{k_2^{1+2y} (H_0 + H_1)^{1+2y}}, \end{aligned} \quad (15)$$

В уравнении (15)  $u_1 = \frac{Q_1}{H_1}$ .

Зная это и обозначив

$$a = \frac{k_1^2 n^2}{k_2^{1+2y} (H_0 + H_1)^{1+2y}} - \frac{\alpha k_1}{g \Delta l}, \quad b = \frac{\alpha_0 H_1}{g \Delta t} + \frac{2k_1^2 u_0 n^2 H_1}{k_2^{1+2y} (H_0 + H_1)^{1+2y}},$$

$$d = \left( \frac{H_0 - H_1}{\Delta l} + \frac{\alpha k_1 u_0^2}{g \Delta l} - \frac{\alpha_0 u_0}{g \Delta t} - i_0 + \frac{k_1^2 u_0^2 n^2}{k_2^{1+2y} (H_0 + H_1)^{1+2y}} \right) H_1^2,$$

из уравнения (15) находим

$$aQ_1^2 + bQ_1 + d = 0. \quad (16)$$

В случае, когда изменение  $Q_1$  и  $H_1$  в пределах  $\Delta l$  близко к линейному

$$k_1 = k_2 = \frac{1}{2}.$$

Тогда при заданном значении  $H_1$  из уравнения (16) находим соответствующее значение  $Q_1$ , а из формулы (9) — скорость физического фронта волны.

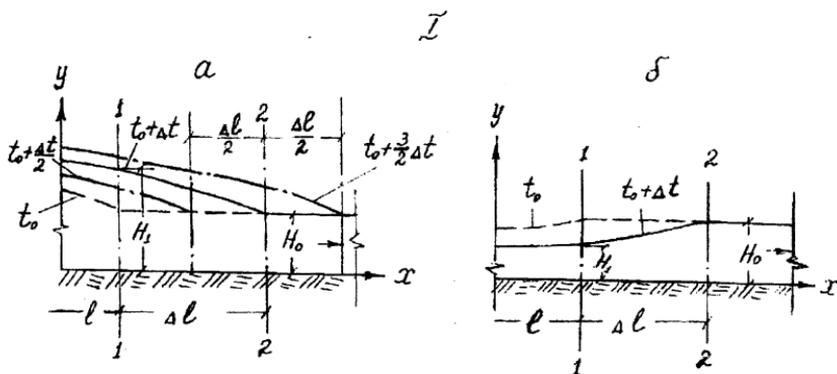
При заданном значении  $Q_1$  аналогично можно найти соответствующее ему значение  $H_1$ , а, следовательно, и значение  $v_\Phi$ .

Формулу (9) можно записать как

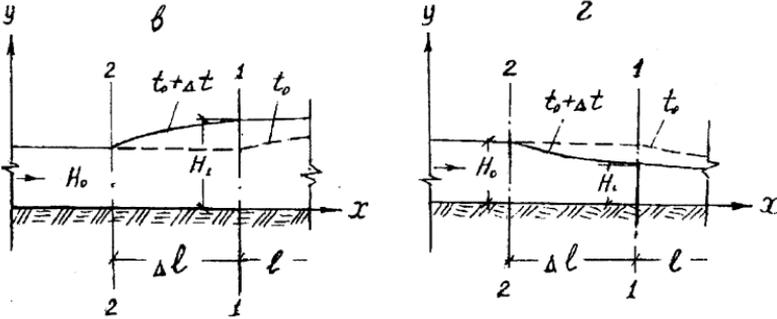
$$H_1 = \frac{Q_1 - Q_0 + v_\Phi H_0}{v_\Phi}. \quad (17)$$

При заданном значении  $v$  соотношение (17) определяет взаимосвязь  $Q_1$  и  $H_1$ , при которой обеспечивается заданное значение  $v_\Phi$ .

Подставив значение  $H_1$  из (17) в коэффициенты  $a$ ,  $b$  и  $d$  и их значения в уравнение (16), получим уравнение, содержащее одно неизвестное  $Q_1$ , решив которое, например, подбором, находим в створе 1-1 в момент времени  $t_1$  значение расхода  $Q_1$ , которое обеспечивает заданную скорость волны  $v_\Phi$ , а из соотношения (17), зная  $Q_1$ , получим  $H_1$ . Это позволяет построить график попусков  $Q_1 = f(t)$ , имеющих заданную скорость движения волны попуска.



II



Расчетная схема движения волн попуска.

- а — прямая положительная волна
- б — прямая отрицательная волна
- в — обратная положительная волна
- г — обратная отрицательная волна

## Прогнозирование сдвиговой прочности связных грунтов

Турчек П.  
(СТУ)

### 1. Введение

Воздействие воды на природную грунтовую среду способствует изменению ее механических свойств. При решении задач устойчивости изменения ее механических свойств. При решении задач устойчивости на передний план выступает вопрос достоверного определения сдвиговой прочности. Воздействие обволакивающей зерна грунта воды, как и находящейся в его порах, изменяется в зависимости от крупности частиц. Тонкодисперсные грунты в определенном диапазоне заимствуют свойство пластичности. Их изучение, продолжающееся несколько десятилетий, до сих пор не завершено успокоительно. Главной причиной такого состояния является многообразие химических реакций, протекающих непрерывно в процессе выветривания земной коры, к которым присовокупляется антропогенный фактор в виде механических влияний.

Оказалось, что между физическими и механическими свойствами глинистых грунтов существуют соотношения, которые целесообразно выяснять методом корреляционного анализа. Последний базируется на статистической обработке лабораторных испытаний, подкрепляемых практическим опытом.

## 2. Сведения из литературы

В ненарушенных грунтах на прочность особенно влияет природное давление от собственного веса с учетом истории загрузки, различные протекающие во времени процессы генезиса и выветривания. В итоге конкретная структура грунта существенно влияет на механические свойства. Роль текстуры проявляется в виде анизотропии прочностных характеристик, в снижении прочности по поверхностям сдвига и, наоборот, в ее повышении в областях с примесями песчаных зерен. Из вышеупомянутых воздействий большинством авторов выделяется влажность как доминирующий фактор, влияющий на сдвиговую прочность.

Влажность однако сама по себе не является характеристикой физического состояния грунта. Удобнее использовать пределы Аттерберга (границы текучести  $W_L$  и пластичности  $W_p$ ), которые чувствительно отражают роль поверхностной активности, но не подвержены влиянию текстуры грунта.

Из возможных корреляций однако надо исключить грунты с существенным влиянием диагенеза, интенсивность которого (так наз. чувствительность) можно установить из соотношений прочности ненарушенных и нарушенных образцов одинакового состояния (влажность и удельный вес). Серрано и Отео (1978) приводят простой график по Скемптону (рис.1), из которого по значению  $I_p$  и процентному содержанию глинистых частиц можно быстро определить активность глинистого грунта. Другую возможность представляет использование известного давления консолидации, естественной и граничных влажностей согласно зависимости Хьюстона и Митчелла. Корреляционные зависимости у грунтов с высокой чувствительностью (2-4) являются малозначащими и чувствительность нужно вводить в качестве дополнительной корреляционной переменной.

Описанные свойства однако не могут отразить влияние загрузки образца. Корреляционные зависимости можно применять лишь там, где соотношение механических параметров линейны или близки к этому, как например, у тотальных прочностных свойств. Эти соотношения типичны для нормально консолидированных грунтов. Отсюда вытекает,

что теснота корреляционных соотношений повышается в областях с одинаковой геологической историей. Их интерпретацию для других регионов нужно тщательно взвесить.

Доказательством приведенного утверждения являются результаты в обводненных связных грунтах. Оказалось, что для нормально консолидированных глин естественного сложения величины  $c_u$  находятся в тесной корреляционной зависимости от значений эффективных давлений консолидации  $\delta_{ef}$  и от числа пластичности  $I_p$ . Известна лишь корреляция Скемптона, применимая для мало чувствительных глин с разбросом  $\pm 4$ , в виде

$$c_u / \delta_{ef} = 0,11 + 0,0037 I_p. \quad (1)$$

Для юрских глин с чувствительностью приблизительно 10 Хансбо установил корреляционную зависимость

$$c_u \delta_{ef} = 0,099 + 0,00511 I_p. \quad (2)$$

Расхождения между зависимостями (1) и (2) невелики, но существенно повышаются при  $I_p \geq 80$ . Ранее указанной проблематикой занимался Вуд (1985), который установил корреляцию графически для групп грунтов с различным периодом консолидации.

В условиях Словакии на основе большого множества испытаний Гулман (1986) установил множественную и многопараметрическую корреляционные зависимости. Его цель заключалась в оценке всех характеристик, влияющих на прочность связных грунтов. Для четвертичных и неогеновых тонкодисперсных грунтов оказались пригодными многопараметрические зависимости в виде регрессивных функций вида

$$c_{ef} = -11,1 + 145,2 I_p + 32,1 I_c - 4,6 S_r, \quad (3)$$

$$\delta_{ef} = 25,7 - 5,0 W_L - 6,5 I_p + 11,8 I_c - 8,5 S_r. \quad (4)$$

Функции (3) и (4) действительны для физических характеристик в интервалах

$$28\% \leq W_L \leq 60\%$$

$$5 \leq I_p \leq 40$$

$$0,25 \leq I_c \leq 1,20$$

$$0,7 \leq S_r \leq 0,9$$

Так же разработаны регрессивные функции параметров тотальной прочности сдвигу.

Соппротивление сдвигу нормально консолидированных глин можно чаще всего определять по эффективному углу внутреннего трения,

поскольку эффективная связность бывает очень часто пренебрежительно низкой. Скемптон (1964) разработал интересную зависимость для остаточного угла внутреннего трения от содержания глинистой фракции (рис.2). Чувствительность глин, как и другие факторы, находится в интервале, ограниченном верхним и нижним пределами пластичности по данным лабораторных опытов. Достоинство графика в том, что с его помощью можно ориентировочно определять  $\Phi_{ef,r}$  для широкой гаммы грунтов от песков до бентонитов.

Во многих случаях была выявлена корреляция угла внутреннего трения и числа пластичности. На рис.3 приведены данные многих авторов. Хорошее соответствие для ненарушенных образцов дает корреляционная зависимость пикового угла внутреннего трения  $\Phi_{ef,p}$  от  $I_p$ . Область 1 включает результаты, полученные Бьеррумом и Симонсом (1960), Кеннеом, Терцаги и Пеком (1967) и обобщение Феды (1972). Кривая 2 представляет результаты остаточного эффективного угла внутреннего трения  $\Phi_{ef,r}$  для спрессованных образцов согласно Бьерруму и Симонсу (1960). Предложенная зависимость настолько убедительна, что даже для ограниченного объема инженерно-геологических данных позволяет достоверно прогнозировать  $\Phi_{ef}$ . Лимитирующим фактором однако является то, что она не учитывает консистенцию грунта.

### 3. Собственные результаты

В лабораторных условиях были выполнены сдвиговые испытания на срезном приборе суглинка ( $W_L = 37,0\%$ ,  $W_p = 27,2\%$ ), в том числе пылеватого ( $W_L = 58,8\%$ ,  $W_p = 43,7\%$ ). Они были обработаны статистически в целях выявления изменения регрессивной функции и веса данной простой парной корреляции. Из полученных результатов была установлена умеренная и более существенная степень зависимости

между влажностью или  $I_c$  и параметрами прочности в условиях консолидированных дренированных (CD) и неконсолидированных не дренированных (VV) испытаний. Более наглядные результаты были достигнуты у суглинка. Увеличение влажности на 10% способствовало в среднем падению связности на 4 кПа и угла внутреннего трения на  $1,5^\circ$ . На рис.4 представлены эффективные пиковые ( $c_{ef,p}$ ,  $\Phi_{ef,p}$ ) и эффективные остаточные ( $c_{ef,r}$ ,  $\Phi_{ef,r}$ ), тотальные пиковые ( $c_{u,p}$ ,  $\Phi_{u,p}$ )

и тотальные остаточные ( $c_{u,g}$ ,  $\Phi_{u,g}$ ) параметры прочности в зависимости от показателя консистенции  $I_c$  для суглинков. Большое отличие между тотальной и эффективной связностью естественно и следовало ожидать. Также очевидно и падение остаточных параметров прочности по сравнению с пиковыми. Подтвердились сведения, что связность чувствительнее к изменению консистенции в сравнении с углом внутреннего трения.

Для подробного изучения влияния влажности на параметры сдвиговой прочности были обработаны архивные материалы для 8 групп из разных регионов Словакии. Они были представлены суглинками, супесями и глинами четвертичными и неогеновыми. У всех групп предполагалось, что характеристики  $W$ ,  $W_L$ ,  $I_c$ ,  $\Phi_{ef}$ ,  $\Phi_u$ ,  $c_{ef}$  :  $c_u$  имеют нормальное распределение или близкое к нему. Эти основные характеристики были определены по тесту Груббса для экстремальных отклонений. После исключения экстремальных значений осталось 799 образцов грунтов, которые были протестированы по группам.

Параметры прочности и физические характеристики были обработаны при помощи простой линейной корреляции и регрессии. В результате выяснилось, что увеличение консистенции на  $\delta I_c = 0,1$  в интервале  $0,24 \leq I_c \leq 1,65$  способствовало увеличению тотальной связности от 7 до 19,7 кПа. Одновременно рост влажности на 5% в интервале  $16,5\% \leq W \leq 35,8\%$  способствовал снижению эффективного угла внутреннего трения на  $2,3^\circ$ . Подтвердилась выразительная зависимость параметров прочности от влажности и показателя консистенции.

Детально были изучены посредством простой и многократной линейной корреляциями и регрессией четвертичные и неогеновые седименты откосов в Восточной Словакии. Находилась зависимость между прочностью и физическими характеристиками (начальная влажность, показатель консистенции, коэффициент пористости), а также глубиной отбора образцов. После исключения экстремальных значений было отобрано 315 образцов, которые разделились на 12 классов по числу пластичности ( $12 \leq I_p \leq 36$ ). Выразительным результатом корреляционного и регрессионного анализа явилась корреляционная зависимость параметров прочности и консистенции, приведенная на рис.5. Корреляция включает результаты испытаний четвертичных и

неогеновых грунтов, представленных суглинками и глинами. Она практически приемлема для корректного прогноза параметров тотальной прочности в рамках региона Восточной Словакии.

#### 4. Заключение

Корреляционные зависимости как результат многократной линейной корреляции и регрессии являются в значительной мере экспериментальными вопреки тому, что установлены на базе фактических характеристик. Нужно их сравнить с результатами других комплексных испытаний в рамках региона. Правильность выбора принятой модели может быть подтверждена сравнением с корреляциями, полученными на базе других стохастических моделей. При отработке вопросов встретились проблемы, решение которых требует проведения дополнительных экспериментов. Используемые методы обработки оказались удобными и при ограниченном интервале применимости для определенных групп грунтов, имеющих значение для практического употребления. Их достоинства проявляются при выявлении механических параметров для грунтов в областях с недостаточным объемом инженерных изысканий.



Рис.1. Активность суглинков в зависимости от содержания глинистых фракций и числа пластичности по Скемptonу.

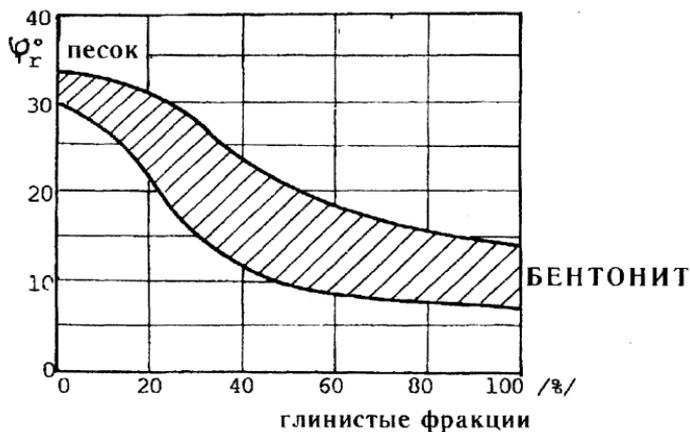


Рис.2. Зависимость остаточного угла внутреннего трения от содержания глинистой фракции по Скемptonу.

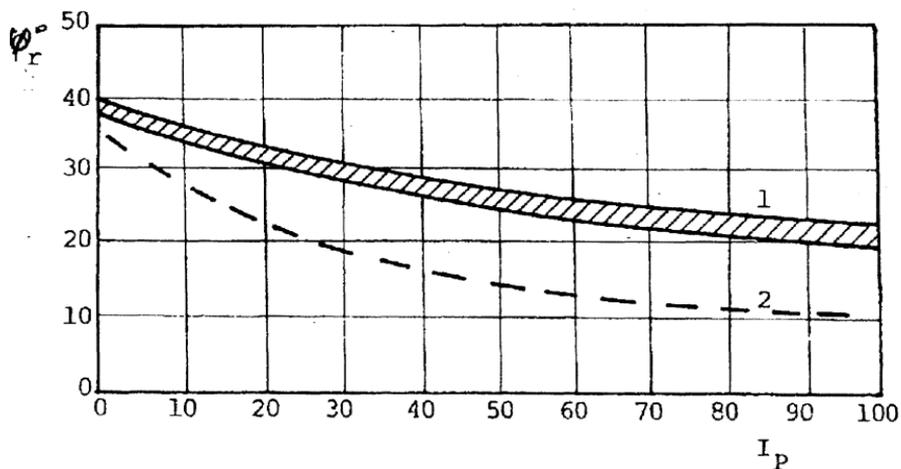


Рис.3. Корреляционная зависимость эффективного угла внутреннего трения от числа пластичности; 1 —  $\varphi_{ef,p}$ , 2 —  $\varphi_{ef,r}$ .

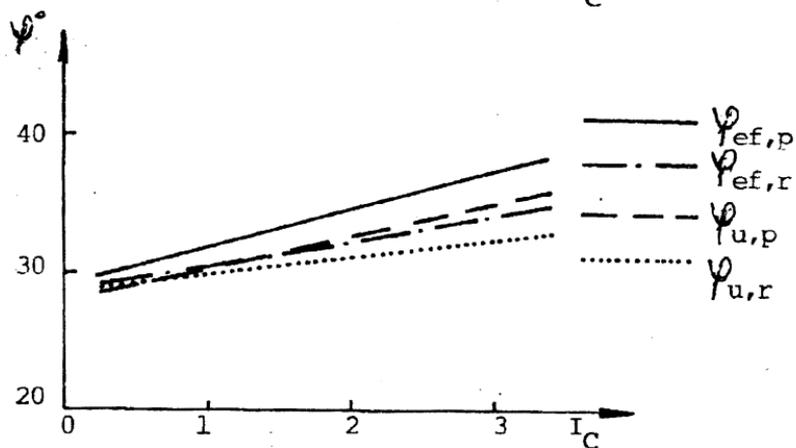
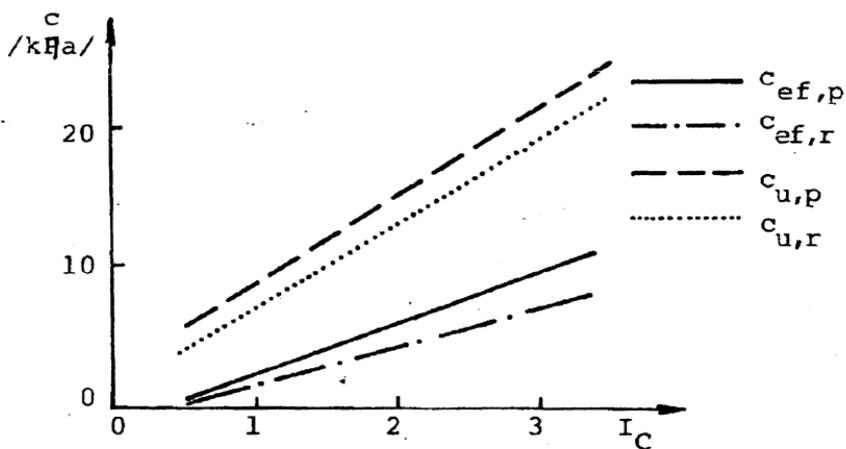


Рис.4. Простая парная корреляция между прочностью и показателем консистенции суглинка.

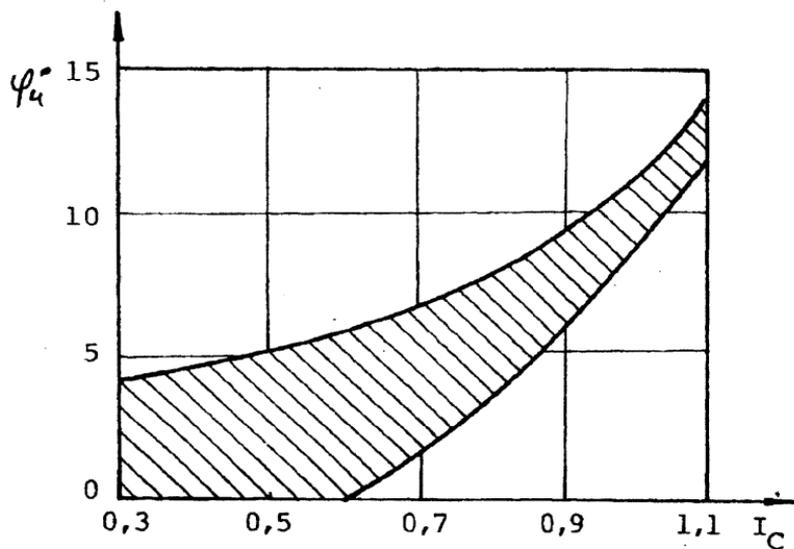
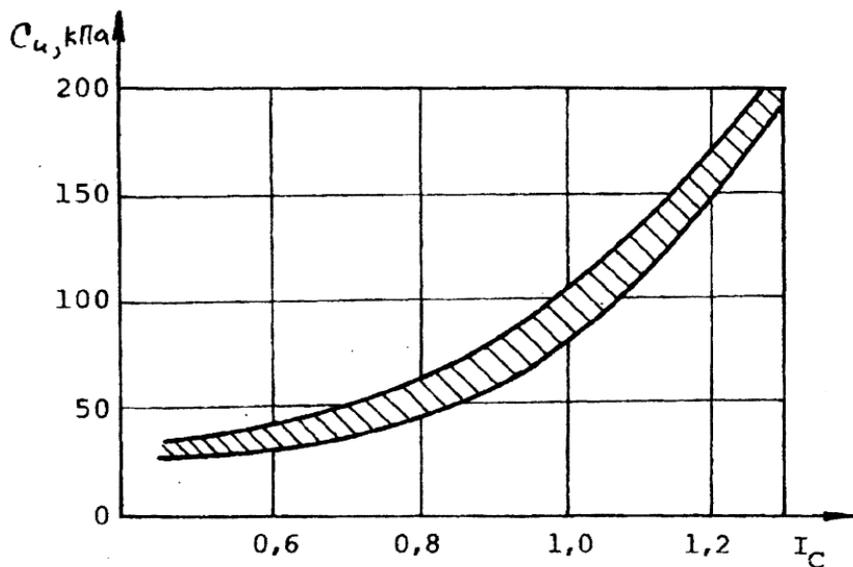


Рис.5. Корреляция между параметрами прочности и показателем консистенции тонкодисперсных грунтов для региона восточной Словакии.

## Суточная динамика температуры обогреваемой почвы

Линкевич Н.Н.  
(БГПА)

Проведение подпочвенного обогрева грунта — значительный резерв повышения продуктивности сельскохозяйственных угодий.

В 1990 ... 1993 годах на опытно-производственном участке ЦНИИКИВР, примыкающем к территории Минской ТЭЦ-4, проводились исследования по эффективности применения подпочвенного обогрева как тепломелиоративного мероприятия. Обогрев осуществляется при помощи сети труб, уложенных в почву на глубину 0,55...60 м и расстоянии 1,0...2,0 м друг от друга, через которые пропускалась теплая вода с температурой 17...38 °С.

Наличие в почвенной толще линейных переменных источников тепла отражается на формировании ее температурного режима.

Тепловой режим почвы в суточном цикле, в связи с различием в поглощении и отражении солнечной радиации поверхностью почвы в разное время суток, характеризуется изменением ее температуры от максимальных до минимальных значений, величина которых изменяется со временем и глубиной.

Наблюдения за суточным ходом температуры почв проводили одновременно на всех стационарных площадках, как в солнечные, так и в пасмурные дни в разные периоды года.

Анализ суточного хода температуры обогреваемой и не обогреваемой почвы показывает, что общий характер ее изменения в течение суток, как на обогреваемых, так и на контрольном участке, остается одинаковым. Это проявляется, в частности, в таких показателях, как время наступления экстремальных температур, амплитуда их колебаний на разных глубинах и глубина проникновения суточных температур (рис.1, 2).

На поверхности почвы максимум температуры наступает в 13...15 час., а минимальная температура наблюдается в 3...5 час. С глубиной время наступления максимумов и минимумов сдвигается: на глубине 5 см на 2...3 часа, а на глубине 20 см на 4...6 часов.

В солнечные дни величины суточных амплитуд температур выше, чем в пасмурные дни (рис.3), поскольку в солнечные дни почва лучше прогревается днем и сильнее охлаждается в малооблачную или ясную погоду ночью (в результате интенсивного теплового излучения). Величины суточных амплитуд температур почвы максимальные значения имеют на поверхности почвы без растительного покрова, а на участке под картофелем они минимальны (рис.2) и составляют на поверхности почвы 1,2 °С. На поверхности почвы без растительного

покрова это связано с интенсивным нагреванием почвы днем и охлаждением ночью, а под картофелем – ослаблением нагревания почвы в результате затенения растительностью в дневные часы и уменьшением охлаждения в ночные часы. Во всех случаях с глубиной суточные амплитуды заметно уменьшаются и незначительно отличаются по вариантам опыта (рис.3).

Изменения температуры почв на разных глубинах также показывают, что суточный теплооборот в обогреваемой и не обогреваемой почвах (слой почвы, в котором в течение суток изменяется температура) при отсутствии растительного покрова может достигать 70...80 см, а под покровом картофеля он уменьшается до 40...50 см. Обогрев почвы, как показали наши наблюдения, не оказывает существенного влияния на его величину.

Разность температур не обогреваемой и обогреваемой почв в 13 час. и среднесуточной имеет наибольшую величину на поверхности почвы, с глубиной резко уменьшается, а начиная с глубины 10...20 см, значения температур почв в 13 час. и среднесуточной на разных вариантах опыта очень близки (табл.1).

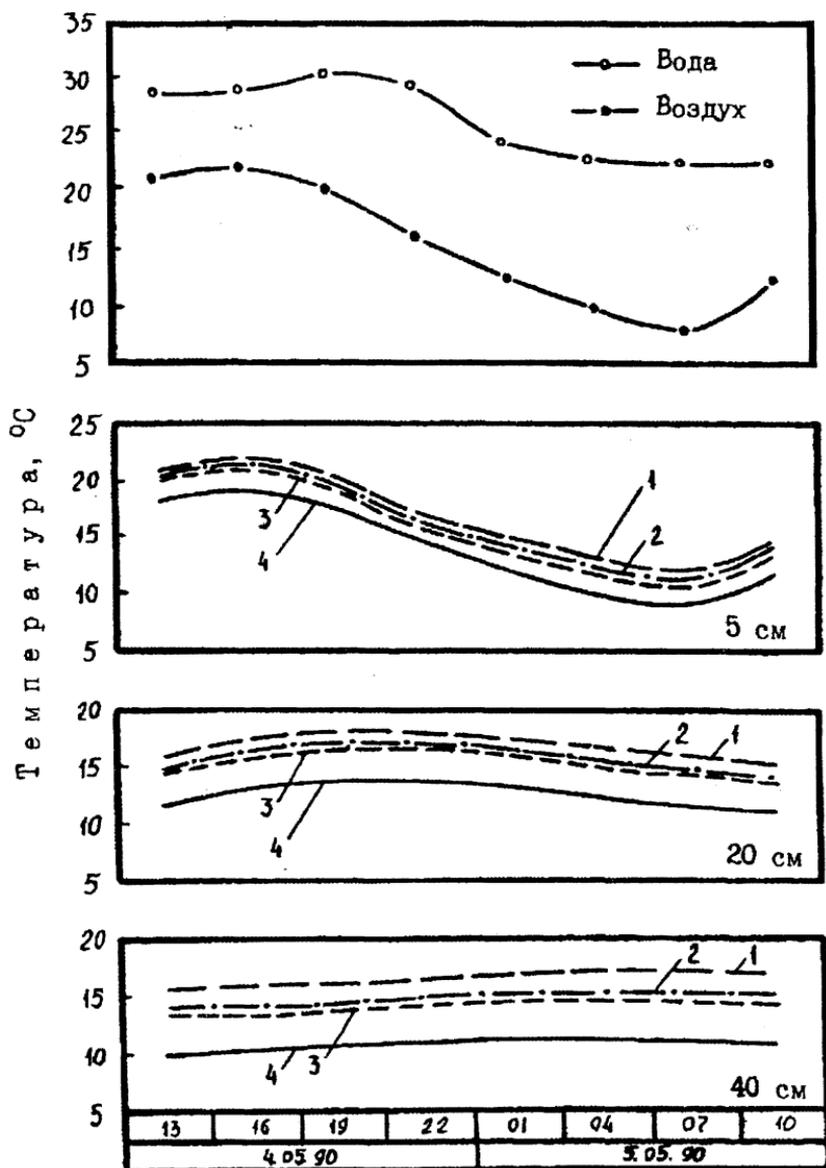


Рис.1. Суточный ход температуры обогреваемой и не обогреваемой почвы на разных глубинах в весенний период: 1 – расстояние между трубами 1,0 м; 2 – 1,5 м; 3 – 2,0 м; 4 – контроль.

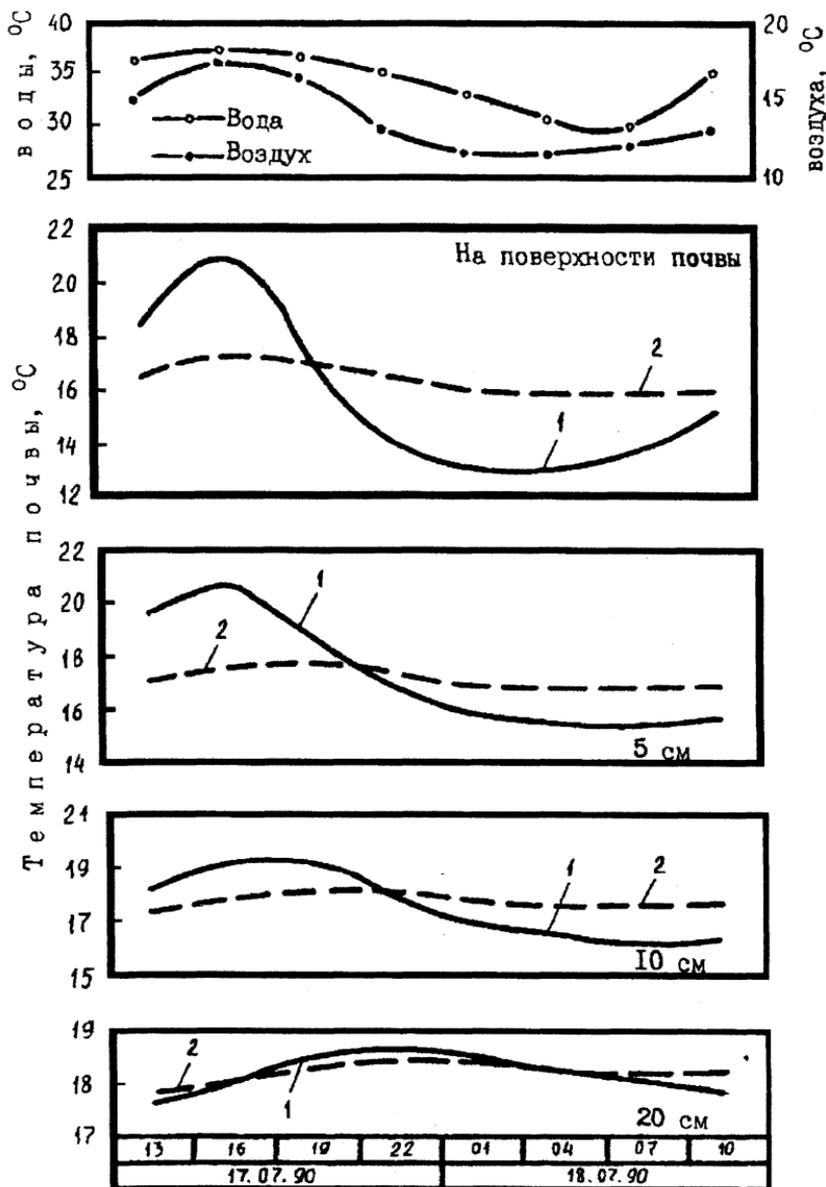


Рис.2. Суточный ход температуры обогреваемой ( $E=1,5$  м) почвы на разных глубинах на поверхности почвы без растительного покрова (1) и под покровом картофеля (2).

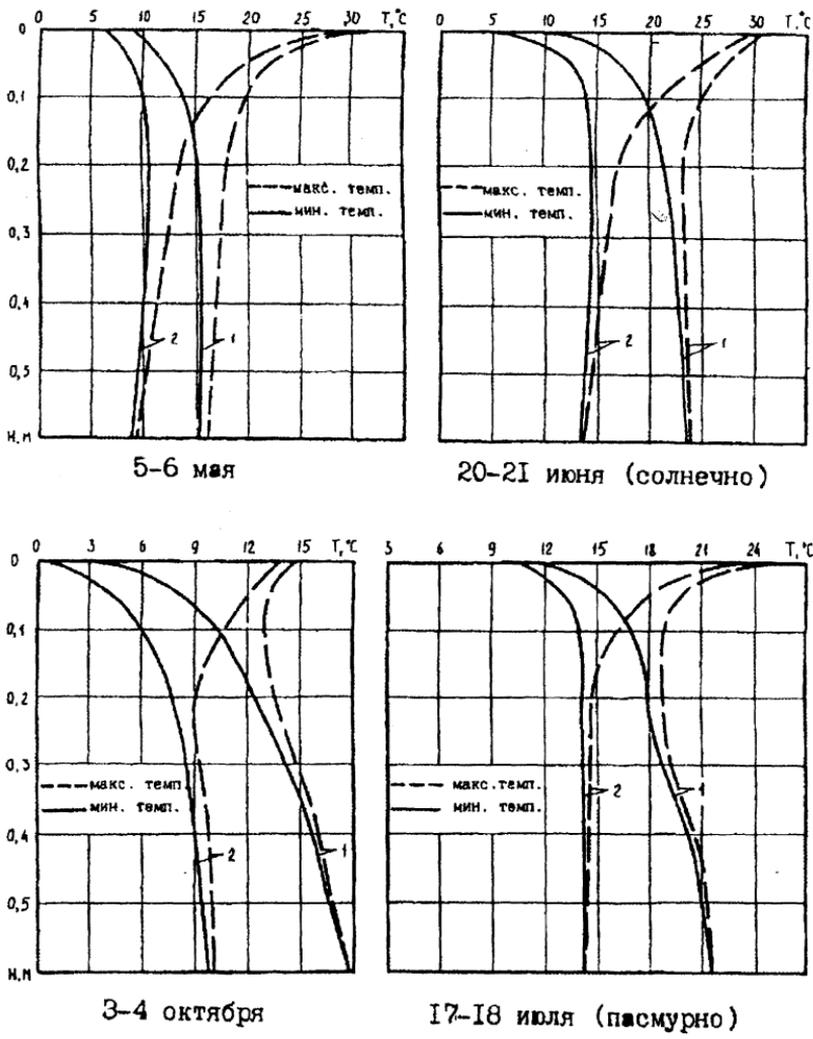


Рис.3. Максимальная и минимальная температура почвы на обогреваемом  $E=1,0$  м (1) и не обогреваемом (2) участках в разные периоды года

Таблица 1

**Разность температур ( $^{\circ}\text{C}$ ) не обогреваемой и обогреваемой почв  
в 13 час. и среднесуточной в разные периоды года**

Дата	Вариант	Глубина, см							
		0	5	10	20	40	60	80	160
4...5.05.1990 г.	Контроль	+14,3	+4,0	+1,6	-0,9	-0,9	-0,3	-0,1	-0,1
	E=1,0 м	+12,3	+4,0	+1,0	-1,0	-1,0	-0,5	-0,4	0,0
	E=1,5 м	+13,1	+4,0	+1,1	-1,2	-0,9	-0,4	-0,2	0,0
	E=2,0 м	+13,4	+4,2	+1,3	-0,9	-0,8	-0,3	-0,1	-0,1
20...21.06.1990 г.	Контроль	+11,9	+4,2	+1,3	-0,9	-0,8	-0,2	-0,1	0,0
	E=1,0 м	+10,3	+2,8	+0,1	-1,2	-0,6	-0,1	-0,1	0,0
	E=1,5 м	+10,9	+3,6	+0,7	-1,1	-0,7	-0,2	0,0	0,0
	E=2,0 м	+10,3	+4,4	+1,3	-1,4	-0,8	-0,3	-0,1	0,0
17...18.07.1990 г.	Контроль	+3,3	+1,3	+0,1	-0,6	-0,2	0,0	+0,1	+0,1
	E=1,0 м	+4,5	+1,6	0,0	-0,5	-0,2	+0,1	+0,2	+0,1
	E=1,5 м	+2,7	+2,3	+0,6	-0,5	-0,1	+0,1	+0,2	0,0
	E=2,0 м	+1,4	+1,8	+0,4	-0,6	0,0	+0,1	+0,2	+0,1
3...4.10.1990 г.	Контроль	+6,2	+3,4	+1,0	-0,7	-0,1	+0,2	+0,1	0,0
	E=1,0 м	+5,3	+2,0	+0,3	-0,7	-0,1	+0,2	+0,1	0,0
	E=1,5 м	+5,4	+2,3	+1,0	-0,9	-0,2	+0,1	0,0	0,0
	E=2,0 м	+5,4	+2,0	+0,3	-0,7	-0,3	+0,1	+0,2	0,0

Если общий ход температуры почвы остается одинаковым на всех вариантах опыта и не зависит от расстояния между трубами, то абсолютные их значения существенно отличаются друг от друга. Причем эти различия нарастают с глубиной, уменьшаются по мере разряжения сети обогревающих труб и имеют свои особенности в разные периоды года.

Особенно неоднозначно влияние обогрева в течение суток на температуру поверхности почвы (табл.2), где оно больше в утренние часы, когда приток солнечной радиации отсутствует.

Таблица 2

**Суточный ход локального термического эффекта на поверхности  
почвы в отдельные дня периода исследований, ( $^{\circ}\text{C}$ )**

Дата	Вариант	Часы суток							
		13	16	19	22	1	4	7	10
4...5.05.1990 г.	E=1,0 м	-1,0	-0,6	0,8	2,9	2,4	3,1	1,5	-1,0
	E=1,5 м	-0,4	-0,5	0,4	1,7	2,0	2,4	1,1	-0,4
	E=2,0 м	-0,2	-0,1	0,4	1,3	1,4	1,6	0,8	-0,2
20...21.06.1990 г.	E=1,0 м	1,5	1,4	3,5	3,0	3,0	3,5	6,2	2,8
	E=1,5 м	1,0	1,4	3,0	3,0	3,0	3,5	2,2	-1,5
	E=2,0 м	0	1,4	3,0	3,0	3,0	3,0	1,7	-2,5
3...4.10.1990 г.	E=1,0 м	0,7	1,0	1,6	2,0	1,9	2,5	2,6	0,2
	E=1,5 м	0,7	1,0	1,4	1,9	1,7	2,1	2,4	0,2
	E=2,0 м	0,1	0,4	0,9	1,2	1,1	1,5	1,6	0,2

Это очень важно с точки зрения защиты растений от заморозков. Так, последний весенний заморозок на не обогреваемой почве был отмечен в 1990 г. 20 мая ( $-3,5$  °C), а на обогреваемой почве температура была положительной ( $0...1,5$  °C).

Летом в ночные часы, а также весной, когда почва на контроле еще недостаточно прогрета, и поток тепла направлен вглубь почвы, это выражено наиболее ярко. Например, 5 мая 1990 года в 4 часа повышение температуры поверхности почвы составило  $1,6...3,1$  °C. Весной (4.05 ... 5.05) в дневные часы температуры на контрольном и обогреваемом участке выравниваются и даже на не обогреваемом могут быть выше. Это можно объяснить механизмом испарения влаги с ее поверхности, а также подтеканием холодного воздуха со стороны градирен ТЭЦ-4 (обогреваемый участок находится ближе к градириям). Летом (20.06 ... 21.06) это было связано с затенением поверхности почвы растениями картофеля на данных вариантах опыта, что также отразилось на величине термического эффекта на глубине 5 см в те же часы суток.

Следует отметить, что начиная с глубины 5 см термический эффект хотя и не остается постоянным в течение суток, однако имеет более устойчивый характер, что видно из рис.1.

Весной термический эффект на глубине 20 см изменяется в течение суток от  $4,4$  до  $4,7$  °C, от  $3,1$  до  $3,7$  °C и от  $2,8$  до  $3,2$  °C соответственно при расстоянии между трубами 1,0; 1,5 и 2,0 м. Летом, когда почва достаточно прогрета, его колебания возрастают до  $1,2 ... 1,4$  °C, а осенью уменьшаются до  $0,2 ... 0,4$  °C.

До сих пор анализ суточного хода температур почвы проводился нами по данным измерений в зоне, расположенной на равном расстоянии от двух соседних труб. Однако, следует отметить, что обнаруженные изменения не являются адекватными для всех точек, удаленных на разное расстояние от трубы.

Анализ суточного хода температур почв на разных глубинах над трубой и на удалении 50 см от трубы показал, что если для контрольного участка и точек обогреваемого поля, расположенных между трубами, как было показано выше, амплитуды суточных температур незначительно отличаются друг от друга, то над трубой для глубины 5...20 см они на  $0,5$  °C выше. Такие различия обусловлены большим нагревом почвы непосредственно над трубой в дневные часы и более глубокими выхолаживанием ее в ночные. Это явление,

по всей вероятности, связано с процессом аккумуляции и переноса тепла, поступающего одновременно от солнца и от системы обогрева, что подтверждают данные таблицы 3 и 4, где дана динамика горизонтальных и вертикальных внутрипочвенных перепадов температур.

Из таблицы 3 видно, что в обогреваемой почве горизонтальные перепады температур в слое 0...20 см меняют свой знак в течение суток. Так, на глубине 20 см в утренние часы горизонтальный поток тепла направлен к зоне, расположенной над трубой (перепад отрицателен), а в дневные часы – поток тепла направлен от трубы к зоне, расположенной между трубами. На глубине 40 см поток тепла направлен все время от трубы, однако максимальное его значение наблюдается в 22...1 час.

Таблица 3

**Суточный ход горизонтальных внутрипочвенных перепадов температур в разных почвенных слоях обогреваемого грунта (E=1,0 м) в отдельные дни периода исследований, °С/10 см**

Дата	Глубина	Часы суток							
		13	16	19	22	1	4	7	10
4...5.05.1990 г.	10	0,1	0,2	0,4	0,1	-0,2	0,0	-0,1	-0,2
	20	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0	-0,2	-0,3	-0,2
	40	0,1	0,3	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2	0,1
	80	0,6	0,6	0,8	0,8	0,7	0,6	0,6	0,5
20...21.06.1990 г.	10	-0,5	-0,3	0,6	0,5	0,4	0,4	0,3	-0,4
	20	0,1	0,4	0,4	0,1	-0,1	-0,4	-0,4	-0,3
	40	0,1	0,0	0,2	0,2	0,4	0,3	0,0	0,0
	80	0,6	0,5	0,6	0,6	0,5	0,5	0,5	0,5

Выявленный характер изменения внутрипочвенных перепадов свидетельствует о наличии в почве горизонтальной циркуляции тепла в течение суток, особенно в слое 0...30 см, т.е. часть тепловой энергии, получаемой почвой от солнца и от системы обогрева, может расходоваться на периодическую горизонтальную циркуляцию тепла.

Данные таблицы 4 показывают, что вертикальные внутрипочвенные перепады температур изменяются в течение суток. В дневные часы, температура поверхности почвы выше температуры почв на глубине 10 и 20 см, поэтому величины внутрипочвенных перепадов имеют положительный знак. Поток тепла в этом случае направлен вниз от поверхности почвы к более глубоким слоям. Теплообмен осуществляется по типу инсоляции. Так, в летний период (20.06...21.06)

на контрольном участке величина положительных перепадов в слое 0...10 см достигает максимума (10,4 °С) в 13 часов. В обогреваемой почве его величина на середине между трубами изменяется в зависимости от межтрубного расстояния от 7,5 до 8,4 °С. В ночные часы характерна обратная зависимость: внутрипочвенные перепады температуры имеют отрицательный знак. Поток тепла в этом случае направлен вверх от более глубоких слоев почвы к их поверхности. При этом характерно, что на обогреваемой почве значения отрицательных перепадов температур выше чем на обогреваемой. Так, летом на контрольном участке величина отрицательных перепадов в слое 0...10 см достигает максимума (9,1 °С) в 4 часа. В обогреваемой почве их величина составляет посередине между трубами 11,3...8,7 °С, убывая по мере разряжения сети обогревающих труб. Следует отметить, что и продолжительность периода с отрицательными потоками тепла на обогреваемой почве больше чем на контроле на 2...4 часа.

Таблица 4

**Суточный ход вертикальных внутрипочвенных перепадов температур в разных почвенных слоях обогреваемого и не обогреваемого грунта в летний период (20...21.06.1990 г.), °С/10 см**

Вариант	Слой, см	Часы суток							
		13	16	19	22	1	4	7	10
К	0-10	10,4	8,1	0,7	-6,1	-8,7	-9,1	-4,4	7,9
	10-20	3,8	5,0	3,4	1,1	-0,2	0	-1,3	0,9
<b>Над трубой</b>									
E=1,0 м	0-10	10,9	5,9	-1,7	-8,2	-10,1	-11,0	-2,8	5,9
	10-20	1,1	2,7	1,7	-0,2	-1,4	-2,1	-2,0	-0,5
<b>Между трубами</b>									
E=1,0 м	0-10	8,4	5,5	-0,6	-8,5	-11,3	-11,3	-4,0	5,0
	10-20	1,6	2,9	1,9	0,2	-0,9	-1,7	-1,8	0,1
E=1,5 м	0-10	8,4	5,7	-0,2	-6,8	-9,3	-9,1	-6,0	2,5
	10-20	2,3	4,2	0,2	0,2	-1,2	-2,1	-1,9	0,1
E=2,0 м	0-10	7,5	6,3	0,3	-6,7	-8,7	-8,7	-5,3	3,2
	10-20	2,8	3,7	2,1	0,1	-1,6	-2,6	-2,5	-0,8

Таким образом, в условиях республики подпочвенный обогрев автоморфных супесчаных почв приводит к заметному улучшению температурного режима, как самой почвы, так и приземного слоя

воздуха. Этим существенно снижается опасность отрицательного воздействия весенних и осенних заморозков. Оптимизация температурных условий способствует ускоренному развитию всех испытанных (редис, салат, картофель, кабачки, огурцы) культур на 7...14 дней и увеличивает урожайность сельскохозяйственной продукции на 40...70%, а огурцов и кабачков — в несколько раз.

## Содержание

Высшему водохозяйственному образованию в БГПА – 80 лет. Богославчик П.М., Жруглов Г.Г., Михневич Э.И. ....	3
Из опыта проектирования, строительства, переустройства, и эксплуатации мелиоративных и водохозяйственных систем в Беларуси. Бульня А.А. ....	8
Транспортирующая способность потока при развитом транспорте наносов. Богославчик П.М. ....	25
Фильтрационный расчет грунтовой плотины с экраном и ядром. Богославчик П.М., Жруглов Г.Г. ....	30
Потери напора в пожарных рукавах. Михневич Э.И., Яковчук В.И. ....	35
Фильтрационные исследования придамбового дренажа. Жруглов Г.Г., Джайсвал Мохан Прасад ....	41
Регулирование влажности почвы дубль-сооружениями на осушительно-увлажнительных системах. Минаев И.В. ....	45
Лабораторные исследования деформаций дамб шламоохранилищ на подрабатываемых территориях. Гатило С.П., Корбут О.Б. ....	53
Водопропускные сооружения из сборных элементов для мелиоративных систем. Моргунов С.В. ....	55
Графо-аналитические методы исследования фазовых характеристик влажных грунтов. Костюкович И.П., Костюкович П.Н. ....	58
Развитие и совершенствование конструкций водопропускных сооружений. Ларьков В.М. ....	66
Анализ причин аварии на циркуляционной насосной станции Минской ТЭЦ-5. Никитенко М.И., Корбут О.Б., Архангельская Т.М. ....	77
Применение пленочных диафрагм в плотинах из грунтовых материалов. Минчукова М.Е. ....	81

Сборные крепления откосов каналов и плотин из местных строительных материалов.	
Сурма Н.В. ....	88
Постановка и решение оптимизационных задач развития систем технического водоснабжения и водоотведения Солигорского промрайона.	
Щербаков Г.А., Папко Н.А., Линкевич Н.Н. ....	94
Условия работы стыков при подтоплении сборных трубчатых сооружений.	
Моргунов С.В., Гатилло С.П. ....	102
Низконапорный гидроагрегат для малых ГЭС.	
Веремеюк В.В., Королюк В.Г., Недбальский В.К., Сизов В.Д. ....	104
Турбулентное перемешивание примеси с основным потоком, движущихся в гидравлически гладких трубопроводах.	
Осипов С.Н. ....	106
О конструкции перепадов с переездом на открытых каналах.	
Кунцевич Н.М., Шрестха Нирадж ....	114
Учет гистерезисных явлений в почвогрунтах при проектировании гидромелиоративных систем.	
Жибуртович К.К. ....	117
Водоснабжение и водоотведение на лесохимическом заводе.	
Будека Ю.Ф. ....	123
Проблема обработки природных вод в аспекте их утилизации.	
Михневич Э.И., Чижов Я.В. ....	127
Давление грунтов на объекты на неустойчивом склоне.	
Турчек П. ....	134
К определению скорости физического фронта двухмерной медленно изменяющейся волны попуска.	
Коваленко Э.П. ....	141
Прогнозирование сдвиговой прочности связных грунтов.	
Турчек П. ....	146
Суточная динамика температуры обогреваемой почвы.	
Линкевич Н.Н. ....	155

Научное издание

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ  
СТРОИТЕЛЬСТВО

РЕСПУБЛИКАНСКИЙ МЕЖВЕДОМСТВЕННЫЙ  
СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ

Редактор: Лакин В.И.

Подписано в печать с оригинал-макета 28.11.2000 г. Формат 60x84/16.  
Бумага офсетная. Усл. изд. л. 7.3. Усл. печ. л. 8.25. Тираж 150 экз.  
Заказ. 1671

Издательство:  
ООО "Реклама-Факсбелар"  
Лицензия ЛВ №218 от 27.02.98 г.  
220040, г.Минск, ул.Восточная 37-1009.

Налоговая льгота - Общегосударственный классификатор  
Республики Беларусь ОКРБ 007-98, ч.1; 22.11.20.500

Отпечатано с диапозитивов заказчика  
ИПП "Ходр" БелТиз. Лицензия ЛП №91 от 12.12.97 г.  
220000, г.Минск, ул.Освобождения, 9.