532
С-75
53439

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ
И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР
ГЛАВСРЕДАЗИРСОВХОЗСТРОЙ
ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО
ЗНАМЕНИ ИНСТИТУТ
„СРЕДАЗГИПРОВОДХЛОПОК"
имени А. А. САРКИСОВА

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ, ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ И СТАТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГИДРОМЕЛИОРАТИВНЫХ СИСТЕМ И ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ

ВЫПУСК 5

ТАШКЕНТ - 1974

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

В.И.АНТОНОВ, Н.М.АЛАВИЕВ, Ф.А.АБУТАЛИЕВ, А.П.ВОРОНОВ, Л.С.ЛИТВАК, А.Р.МАНСУРОВ, Ф.Ш.МУХАМЕДЖАНОВ, Б.Я.НЕЙМАН, Э.Л.ОКУЛИЧ-КОЗАРИН, Г.Н.ПАВЛОВ, А.В.ПЕТРОВ, А.К.ПУЖКО, Л.А.ФРИМЕРМАН, В.Р.ШРЕДЕР, Ф.Я.ЭЙНГОРН (ответственный за выпуск)

По плану 1973 г.

© Институт "Средазгипроводхлопок", 1974.

5 32
С-75

Министерство мелиорации и водного хозяйства СССР
ГЛАВСРЕДАЗИРСОВХОЗСТРОЙ
Ордена Трудового Красного Знамени институт
«СРЕДАЗГИПРОВОДХЛОПОК» имени А. А. САРКИСОВА

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ, ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ И СТАТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГИДРОМЕЛИОРАТИВНЫХ СИСТЕМ И ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

53439

СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ

ВЫПУСК 5

Научно-техническая САНИИРИ БИБЛИОТЕКА

ТАШКЕНТ – 1974

УДК 626/627(282.255.1)

С.К.МАНАКОВ, нач.отдела,
гл.инж.проекта
М.А.АНДРЕАДИ, гл.инж.проекта
(Средазгипроводхлопок)

ТАХИАТАШСКИЙ ГИДРОУЗЕЛ НА АМУДАРЬЕ

В нашей стране ирригационному строительству, и особенно в Средней Азии, уделяется большое внимание. В Узбекистане, в частности, комплексно осваиваются новые земли в Голодной, Каршинской, Джизакской, Сурхан-Шерабадской степях. Создаются новые оросительные системы и улучшаются существующие в низовьях Амударьи. Для этой цели в низовьях Амударьи у мыса Тахиаташ в 1953 г. предполагалось построить гидроузел с подачей воды в Главный Туркменский канал (ГТК) и в магистральные каналы для низовьев Амударьи. По ряду причин этот гидроузел не был построен. В 1958 г. вновь был поднят вопрос о строительстве гидроузла и было принято решение о целесообразности его строительства, но только для удовлетворения нужд ирригации низовьев Амударьи. В соответствии с этим решением было выполнено проектное задание Тахиаташского гидроузла, которое утверждено Советом Министров СССР 23 июля 1965 г., и составлен технический проект, утвержденный в ноябре 1967 г. Министерством мелиорации и водного хозяйства СССР и согласованный с Советом Министров СССР.

Гидроузел располагается в районе мыса Тахиаташ вблизи города Тахиаташа ККАССР. В зоне командования Тахиаташского гидроузла (рис.1) около 1,6 млн.га пригодных к орошению земель. В 1965 г., по данным ЦСУ, орошалась лишь десятая часть их.

Одним из препятствий для дальнейшего повышения эффективности современного сельского хозяйства и введения в севооборот новых земель в низовьях Амударьи является недостаточность весеннего водозабора, необходимого для проведения промывных поливов.

Для уменьшения дефицита в весенний период устраивают временные насосные станции (до 500-700 шт.) и временные перемычки на реке. Это улучшает условия водоподачи, но крайне осложняет эксплуатацию и требует значительных затрат. Так, затраты на содержание временных насосных станций в последнее время составляют до 2 млн.руб. в год. Помимо этого, требуются значительные затраты (порядка 30-35 млн.руб. в год) на проведение регулировочных работ по реке в районе точек водозабора насосных станций и работ по очистке каналов от наносов.

Предстоящий рост орошаемых площадей и отбор воды в верхнем и среднем течении по существующим каналам еще более осложнит ирригационно-хозяйственные условия бесплотинного водозабора в низовьях Амударьи.

Кроме этого, в данном районе отсутствует постоянный автодорожный переход через Амударью. Существующие переправы не обеспечивают надежной транспортной связи двух берегов и, следовательно, сдерживают темпы народнохозяйственного развития района.

Общая сумма ежегодных затрат на все перечисленные выше мероприятия и затраты, связанные с отсутствием постоянных переходов, составляют до 35 млн.руб. Поэтому хозяйственная необходимость и экономическая эффективность строительства гидроузла бесспорна даже при современном состоянии хозяйства. Капитальные затраты на строительство гидроузла, составляющие до 150 млн.руб., окупятся через 4-5 лет.

С осуществлением строительства Тахиаташского гидроузла

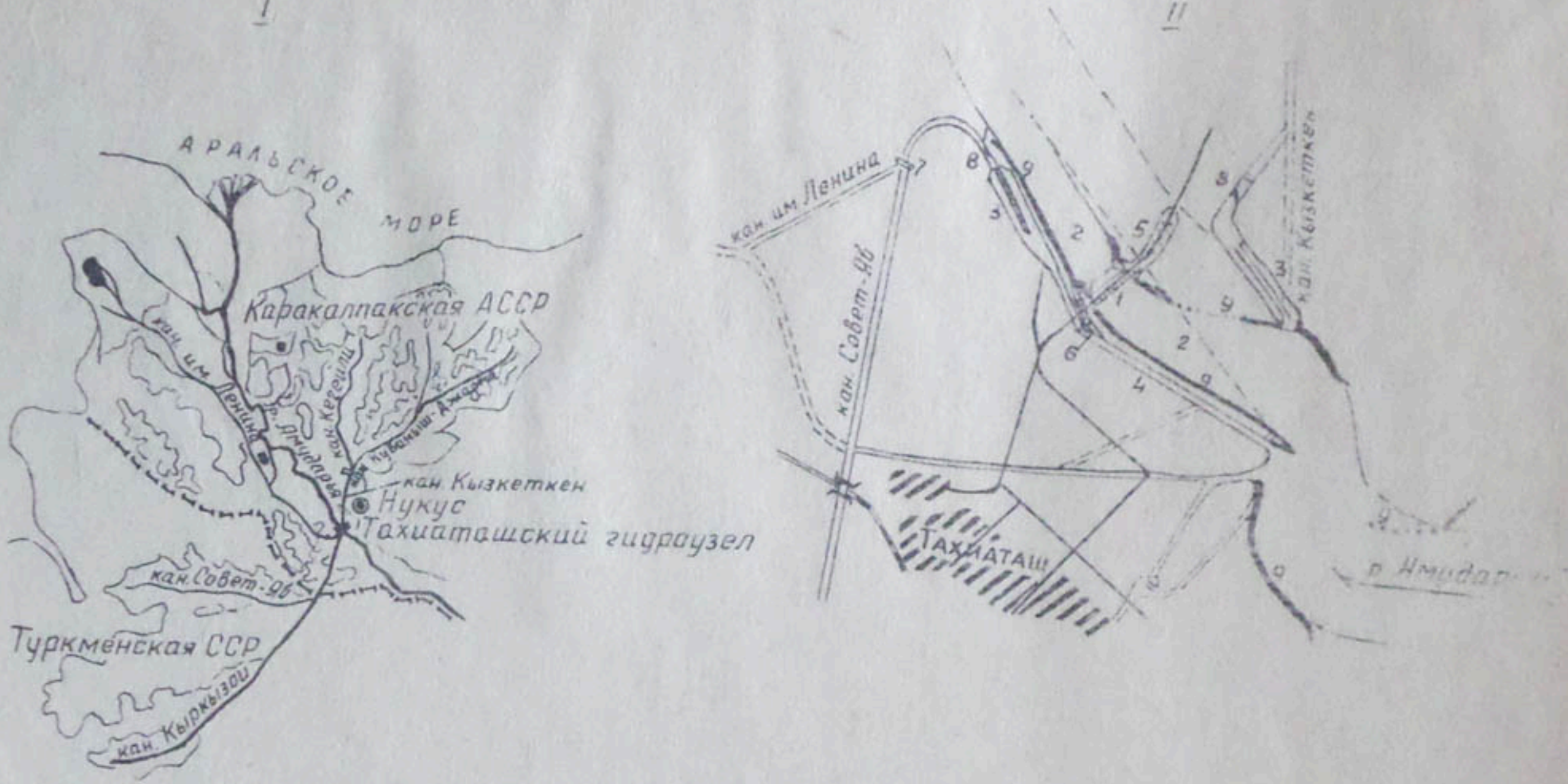


Рис.1. Тахиаташский гидроузел на Амударье:
I- схема орошения; П- план-схема гидроузла:
1- щитовая плотина и рыбоходы; 2- искусственное русло; 3- отстойники; 4- объединенный канал; 5- земляная плотина; 6- судоходный шлюз; 7- вододелитель; 8- рыбозащитные сооружения; 9- струенаправляющие дамбы.

увеличивается орошаемая площадь со 161 до 643 тыс.га, что позволит получить дополнительно: хлопка-сырца 438 тыс.т ; риса 348 тыс.т , крупного рогатого скота 460 тыс.голов;

чистый доход за счет увеличения производства хлопка-сырца и риса, развития животноводства и шелководства составит 161 млн.руб. в год;

обеспечивается устойчивый самотечный водозабор на оба берега в реконструируемые магистральные каналы на общий расход до 1060 $м^3$/сек;

уменьшается объем работ по очистке магистральных каналов от наносов;

создается автомобильный мостовой переход (планируется и железнодорожный переход через Амударью);

создается промышленно-индустриальная база для развертывания дальнейшего ирригационного строительства в районе;

сохраняются условия для судоходства и рыбного хозяйства, что также имеет важное народнохозяйственное значение.

Гидрологические условия. Амударья образуется слиянием рек Вахш и Пяндж, сток которых составляет 86% от общего стока Амударьи у города Керки.

Амударья относится к рекам ледниково-снегового питания. Среднемноголетний сток ее в створе Тахиаташского гидроузла составляет 48 млрд. $м^3$, а среднегодовой расход колеблется в пределах от 2040 до 980 $м^3$/сек. Увеличение расходов начинается обычно в марте-апреле, а пик паводка проходит в июне-июле. Величина наибольшего наблюденного расхода 6939 $м^3$/сек (июль 1958 г.). Минимальные расходы приходятся на зимние месяцы (декабрь-февраль) и реже - март. Минимальный наблюденный расход 0-157 $м^3$/сек.

Наивысшие уровни воды в районе строящегося гидроузла наблюдались как в период летнего паводка, так и зимой.

Продольные уклоны Амударьи 0,00015-0,00007. Это

вдвое больше уклонов Сырдарьи и в 4–5 раз реки Волги.

Амударья – самая мутная река Советского Союза. В створе Тахиаташского гидроузла средняя мутность воды составляет 3,5 кг/м^3, а в отдельные периоды доходит до 5–6 кг/м^3.

Годовой сток взвешенных наносов составляет около 120 млн.т, а с учетом донных – 130 млн.т. Зимой Амударь покрывается льдом. Наибольшая толщина льда 90 см. Замерзание реки происходит снизу вверх, а вскрытие, наоборот, сверху вниз. Это способствует образованию заторов и зажоров, вызывающих подъем уровня воды в реке, который иногда бывает выше, чем в паводок. Средняя многолетняя продолжительность ледостава 57 дней.

Основная особенность реки – малая устойчивость ее в плане. Ложе Амударьи сложено песчаными наносами самой реки. Поток, управляя руслом, постоянно блуждает, размывает берега и образует протоки, острова и мели. В результате размыва берегов ("дейгиша") нередко происходит значительный смыв и затопление культурных земель. Глубина размыва русла достигает 6–8 м на прямолинейных участках и 10–15 м на изгибах реки.

В районе расположения гидроузла (Тахиаташская горловина) русло реки имеет устойчивые берега.

Расчетные максимальные расходы в зависимости от вероятности превышения (%) : 1% – 7470 м^3/сек; 0,1% – 9100 м^3/сек; 0,01% – 11000 м^3/сек.

Инженерно-геологические условия. В геоморфологическом отношении район строительства Тахиаташского гидроузла представляет аллювиально-дельтовую равнину. Русло реки на рассматриваемом участке имеет ширину от 0,5 до 1,3 км.

В геологическом строении района принимают участие метаморфические и изверженные породы палеозоя, известково-песчано-глинистые породы верхнего мела, третичные и четвертичные отложения.

Меловые отложения в районе гидроузла отличаются непостоянством мощностей всех пластов. Эту толщу мож-

но разделить на три литологических комплекса: нижний (100 м) – зеленые глауконитовые пески, переслаивающиеся с глинами; средний (50 м) – пестроцветные тонкослоис - тые глины с прослоями песчаников на глинистом цементе, слежавшиеся пески с линзами прочных песчаников, конгломератов и известняка-ракушечника; верхний (до 10 м) – известняки, ракушечники, песчаники и конгломераты. Четвертичные отложения занимают большую часть исследованной площади и представлены русловым и пойменным аллювием (состоят в основном из супесей, суглинков, глин, мелко- и тонкозернистых песков).

Грунтовые воды залегают на глубине 1-3 м, относятся к высокоминерализованным и агрессивным по отношению к бетону, даже изготовленному на сульфатостойком цементе. (Содержание ионов $SO_4^{"}$ до 16200 мг/л, ионов $Mg^{"}$ до 2100 мг/л).

Существующие ирригационные системы. В рассматриваемом районе имеются следующие крупные действующие ирригационные системы: на правом берегу – Кызкеткенская с магистральным каналом протяженностью 25 км и пропускной способностью до 180 $м^3$/сек (канал построен в 1938 г.), обслуживающая Чимбайский район ККАССР; на левом берегу – Ленинская (магистральный канал протяженностью 120 км с расходом 42 $м^3$/сек построен в 1940 г.), Кенегес-Кчильская (длина магистрального канала 45 км, расход 4 $м^3$/сек) – для районов ККАССР и Совет-Ябская (длина канала 68 км, расход 38 $м^3$/сек) – для районов Туркмении.

Все они – системы полуинженерного типа, ирригационная сеть не инженерная; коллекторно-дренажная и сбросная сеть в основном отсутствуют. В настоящее время ведется большая работа по их переустройству.

Как уже отмечалось, Тахиаташский гидроузел должен удовлетворить потребности сельского хозяйства низовьев Амударьи в ирригационной воде.

Табл. 1 отражает картину освоения земель, подкомандных Тахиаташскому гидроузлу, по "Генеральной схеме комплексного использования водных ресурсов реки Амударьи", составленной "САОГидропроектом" в 1969 г.

Таблица 1

Ирригационная система	Орошалось в 1965 г, тыс.га	Этапы освоения земель, тыс.га			
		I этап		II этап	
		1966-1970		1971-1975	
		прирост	всего	прирост	всего
Ленинская и Кызкеткенская (ККАССР)	125,9	47,4	173,3	31,0	204,3
Совет-Ябская (ТуркмССР)	32,0	17,0	49,0	10,0	59,0
Итого	157,9	64,4	222,3	41,0	263,3

ПРИМЕЧАНИЕ. В настоящее время "Генеральная схема комплексного использования водных ресурсов Амударьи" уточняется в связи с переброской вод северных рек.

Компоновка гидроузла в увязке с новыми прогрессивными конструкциями. Особое внимание при проектировании гидроузла уделялось выбору принципиальной схемы компоновки с учетом всех особенностей Амударьи (блуждание потока, большая мутность, зимний режим, общие и местные размывы и др.). Над этой сложной проблемой работали крупные специалисты и целые коллективы ведущих проектных и научно-исследовательских институтов страны.

"Гидропроектом" для Главного Туркменского канала в свое время был сделан выбор схемы компоновки с односторонним водозабором при соотношении расходов: на правый берег $Q = 300$ м^3/сек, на левый $Q = 1000$ м^3/сек (рис.2, схема Ш). Однако эта схема не могла быть принята за основу для новых условий, при которых водозабор на оба берега проектировался почти одинаковый (на пра-

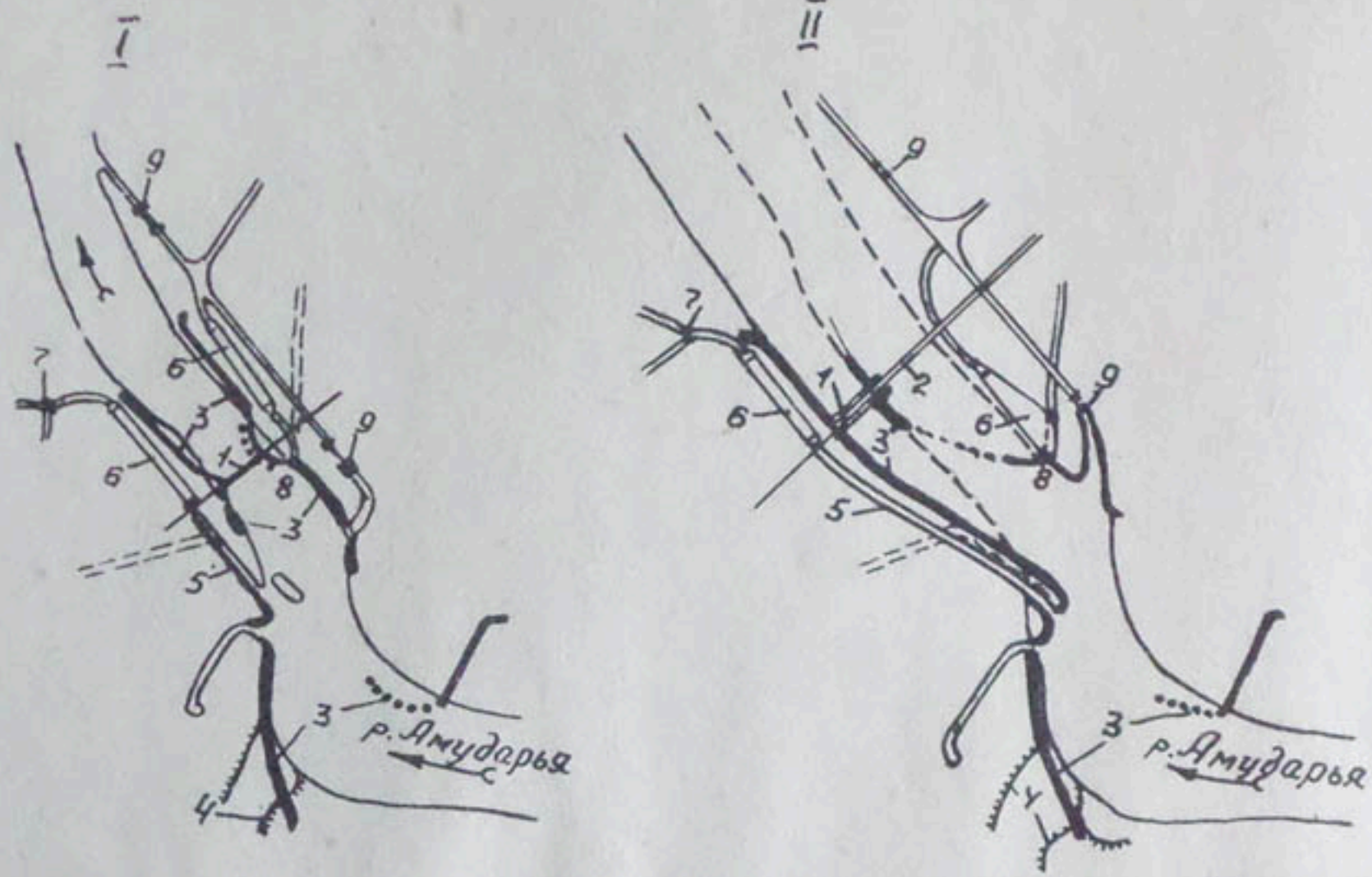


Рис.2. Схемы компоновки Тахиаташского гидроузла:
I- русловой вариант с последовательным водозабором (институт "Средазгипроводхлопок"); П- береговой вариант с последовательным водозабором, осуществляемый в натуре (институт "Средазгипроводхлопок"); Ш- береговой вариант с односторонним водозабором (институт "Гидропроект"):
1- щитовая плотина; 2- земляная плотина; 3- струенаправляющие дамбы; 4- дамбы обвалования; 5- объединенный канал им.Ленина и Совет-Яб; 6- отстойники; 7- вододелитель в конце объединенного канала им.Ленина и Совет-Яб; 8- головной регулятор канала Кызкеткен; 9- судоходные шлюзы с подходными каналами; 10- объединенный регулятор при одностороннем водозаборе; 11- Главный Туркменский канал; 12 - гидростанция.

вый берег Q = 527 м^3/сек, на левый Q = 530 м^3/сек). Необходимо было другое решение, отвечающее поставленной задаче и базирующееся на внедрении прогрессивных конструкций, материалов и новой строительной техники.

В основу новой схемы положена идея последовательного водозабора, существующего в натуре и проверенного временем. Здесь оба водозабора расположены в зонах полезного действия поперечной циркуляции на криволинейных участках реки.

Было рассмотрено два варианта компоновки гидроузла (рис.2, схемы I, П).

Первый вариант. Русловая схема последовательного водозабора со щитовой плотиной в русле реки. Щитовая плотина проектировалась из свай-оболочек (цилиндрического шпунта).

Для осуществления строительства плотины в русле реки предлагалось использовать новую конструкцию с применением свай-оболочек, опыта строительства которой еще нет. Для применения свай-оболочек в гидротехнических сооружениях нужно было разработать конструкцию замка-уплотнения между сваями-оболочками и технологию погружения свай с такими замками на глубину до 30 м, что требовало проектно-экспериментального исследования. Этот вариант плотины не был принят к осуществлению в натуре.

Второй вариант (утвержден и принят к строительству). Русловая схема последовательного водозабора со щитовой плотиной на берегу. Щитовая плотина бетонная обычного типа.

Новым в техническом решении гидроузла является применение свай-оболочек (диаметр 1,60 м, толщина стенок 0,15 м). Они использованы в больших объемах в конструкциях наиболее ответственных участков струенаправляющих дамб, на концевом креплении рисбермы щитовой плотины и в других сооружениях (рис. 3,4). Преднапряженные сваи-оболочки изготовляет завод железобетонных изделий в Тахиаташе.

Рис.3. I– план струенаправляющих дамб в составе гидроузла; II– крепление струенаправляющих дамб со сваями–оболочками d=1,8 м, t = 0,15 м:

1– колонны (столбы) из железобетонных свай–оболочек d =1,8 м, t =0,15 м, длиной звеньев 6 и 8 м; 2– откосное и горизонтальное крепление из сборных железобетонных плит 2x2x0,2 м по обратному фильтру; 3– анкерные железобетонные сваи 0,4x0,4x10 м; 4– металлические анкерные тяги; 5– железобетонная подпорная стенка; 6– грунтонепроницаемое уплотнение между сваями–оболочками (стенка из металлического шпунта ШП–1); 7– железобетонный ростверк (насадка, объединяющая сваи–оболочки); Л.Р. – расчетная линия размыва дна русла.

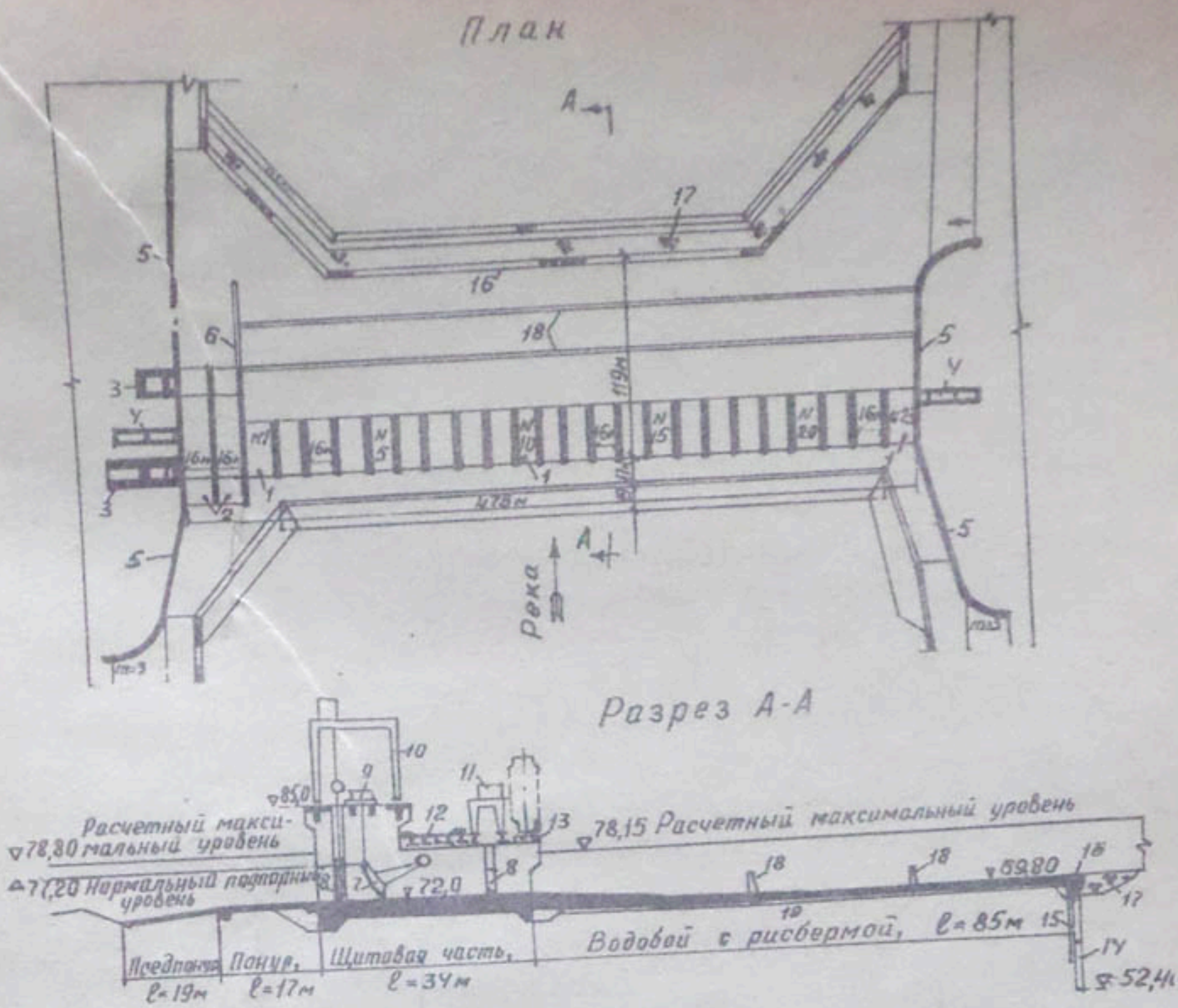


Рис. 4. Щитовая плотина с рыбопропускными пролетами: 1– пролеты щитовой плотины (№ I ÷ № 23); 2– пролеты рыбопропускного сооружения; 3– монтажные площадки и затворохранилища; 4– хранилище ремонтных затворов нижнего бьефа; 5– сопрягающие стенки верхнего и нижнего бьефов; 6– раздельная стенка; 7– рабочий (сегментный) затвор; 8– ремонтные затворы верхнего и нижнего бьефо 9– стационарные подъемники; 10– козловой кран Г.П. 2х50 11– козловой кран Г.П. 2х16 т; 12– автодорожный мост; 13– железнодорожный переход (в перспективе); 14– стенк из свай-оболочек d =1,6 м (два звена по 8 м); 15– грунтонепроницаемое уплотнение из металлического шпунта ШП-1; 16– железобетонный ростверк, заанкерованный с плитами водобоя; 17– отсыпка камня в призму концевого крепления; 18– стенки-гасители; 19– дренаж.

На гидроузле запроектированы отстойники с механической очисткой (земснарядами) необычно больших размеров (на расходы до 500 м^3/сек). Отсутствие аналогичных построенных отстойников, отсутствие норм проектирования таких уникальных отстойников потребовало на всех стадиях проектирования проведения научно-исследовательских работ, целью которых было уточнение основных размеров отстойников. В проекте были проработаны различные варианты отстойников (с гидравлической и механической очисткой), но приняты отстойники с механической очисткой; для них были разработаны технические условия. Необходимо отметить, что в низовьях таких рек, как Амударья, наиболее целесообразны отстойники с механической очисткой (при малых напорах и ограниченных сбросах воды в нижний бьеф гидроузла).

Для защиты бетона, в особенности погружаемых в грунт на большую глубину (до 30 м) свай-оболочек и прямоугольных свай, от агрессивных грунтовых вод, содержащих ионов SO_4'' до 16000 мг/л и Mg'' до 2100 мг/л, были проведены большие работы по выбору типа гидроизоляции. Совместно с научно-исследовательскими институтами (ТашПИ, ВНИИГим им.Веденеева, ЦЛ треста "Узбекгидроэнергострой") были разработаны технические условия для следующих типов гидроизоляции: пропитка горячим битумом, пропитка битумно-петролатумной смесью, окраска горячей асфальтовой мастикой, окраска расплавленным битумом, окрасочная эпоксидная гидроизоляция и гидроизоляция на основе лака этиноль.

На первом этапе строительства при погружении свай-оболочек (способом лидирующих скважин) гидроизоляция выполнялась окраской в три слоя горячим битумом. В последующем гидроизоляция выполнялась окраской мастикой на основе лака этиноль, простой в изготовлении и надежной в эксплуатации. Стоимость ее намного ниже других типов изоляции.

На Тахиаташском гидроузле запроектирован и строится судоходный шлюз с полноповоротными затворами. Это первое в Средней Азии сооружение с таким типом ворот.

В проектном задании в конструкциях берегозащитных сооружений (струенаправляющих дамб) намечались обратные фильтры из новых материалов: минеральной ваты, стеклоткани и др. По ним также проводились научно-исследовательские работы, но в натуре (в опытном порядке) они по ряду причин не были выполнены. Обратные фильтры на сооружениях гидроузла осуществляются из песчано-гравийных, щебеночных, каменных материалов.

В решении рыбопропускных и рыбозащитных сооружений также имеются оригинальные конструктивные предложения.

Сооружения гидроузла. В состав гидроузла входят: щитовая плотина с рыбопропускными пролетами, подводящее и отводящее русла со струенаправляющими дамбами, земляная плотина, водозаборы, магистральные каналы на участках подключения, рыбозащитные сооружения, отстойники, судоходный шлюз, дамбы обвалования, автодорожные мостовые переходы (см.рис. 1). Предусмотрена возможность строительства железнодорожного мостового перехода.

Щитовая плотина (см.рис.4) обеспечивает водозабор для орошения более 400 тыс.га. Отнесена к первому классу капитальности. Пропускная способность ее проверена на расчетный расход 0,01% обеспеченности - 11000 м^3/сек. Отметка нормального подпорного уровня 77,20 м, расчетного максимального - 78,80 м. Общая ширина пролетов плотины в свету 400 м (25 пролетов по 16 м), а строительная длина между береговыми устоями - 487,1 м. Порог плотины заложен на средней отметке дна реки - 72,00 м. Отметка верха плотины - 85,00 м. Пролеты плотины перекрываются одной линией рабочих сегментных затворов высотой 6 м и двумя линиями ремонтных затворов. Ремонтные заграждения в верхнем бьефе плотины состоят из колесных двухсекционных затворов высотой 6 м, в нижнем бьефе - из скользящих затворов высотой 8,5 м. Маневрирование рабочими затворами производится индивидуальными стационарными подъемными механизмами грузоподъемностью 2х30 т, а ремонтными затворами: в верхнем бьефе краном грузоподъ-

емкостью 2х50 т и в нижнем бьефе краном грузоподъемностью 2 х 16 т. Управление затворами - дистанционное и осуществляется с диспетчерского пункта.

Два крайних левых пролета плотины рыбопропускные и проектируются в виде шлюза, состоящего из нижней головы длиной 14 м, камеры шлюза длиной 52 м, верхней головы длиной 35 м и железобетонных лотков коробчатого сечения с пролетом 16 м, выдвинутых в верхний бьеф. В нижнем бьефе рыбопропускные пролеты отделены от водобоя плотины раздельной железобетонной стенкой.

Создаваемые плотиной подпорные уровни незначительны и не превышают максимальных бытовых.

Ширина подводящего и отводящего русел, борта которых образованы струенаправляющими дамбами, в месте сопряжения со щитовой плотиной - 500 м. Отметка проектного дна - 72,00 м. Общая протяженность струенаправляющих дамб 12,3 км.

В проекте предусмотрено 8 типов креплений, в зависимости от местоположения по отношению к потоку, геологических условий в основании, характера работы дамб и условий их строительства.

В наиболее ответственных участках нижнего бьефа на слабом основании со значительными местными размывами применяется крепление из заанкерных железобетонных свай-оболочек диаметром 1,6 м с железобетонным ростверком. Грунтонепроницаемое уплотнение между сваями-оболочками выполняется в виде сплошной стенки из металлического шпунта. Горизонтальная и откосная части креплений запроектированы из сборных железобетонных плит на обратном фильтре. На участках сопряжения дамб со щитовой плотиной в верхнем бьефе применяется такое же крепление, но без анкеров.

Для создания сквозных струенаправляющих дамб применены сваи-оболочки с застройкой 50%, головы свай омоноличены железобетонным ростверком.

Другие типы креплений выполняются железобетонными плитами и каменной наброской. Класс капитальности струенаправляющих дамб - второй. Отметка верха дамб в верхнем бьефе - 80,00 м, в нижнем - 79,00 м, ширина по верху - 6 м.

Длина земляной плотины 970 м, ширина по гребню 41,6 м, максимальная высота 8 м, отметка гребня 80,00 м, расположена на одной оси со щитовой плотиной. Класс капитальности - второй. Земляная плотина совмещена со створом перекрытия реки. В подводной части плотины со стороны верхнего и нижнего бьефов устраиваются каменные банкеты шириной по верху 10 м. Тело плотины возводится из местных грунтов (супесей, суглинков и др.). Откосы ее выше банкетов крепятся каменной отсыпкой.

Местоположение водозаборов в магистральные каналы принято в соответствии с утвержденным проектным заданием.

Существующий железобетонный регулятор на канале Кызкеткен пропускной способностью 180 м^3/сек реконструируется для пропуска расчетного расхода до 460 м^3/сек. Для каналов им.Ленина и Совет-Яб предусмотрен один общий водозабор объединенным подводящим каналом длиной 3,7 км на расход 530 м^3/сек с концевым вододелителем. Вододелитель состоит из двух железобетонных регуляторов коробчатого типа, перекрываемых плоскими затворами. Для канала им.Ленина он рассчитан на расход воды 330 м^3/сек, для канала Совет-Яб на 200 м^3/сек. Понурная и водобойная части, а также рисберма крепятся монолитным бетоном и бетонными сборными плитами. Через вододелитель предусматривается автодорожный переезд с габаритом Г-7.

В качестве рыбозащитных сооружений приняты рыбозаградители типа плоской сетки с рыбоотводами в нижний бьеф гидроузла.

Отстойники с механической очисткой, двухкамерные. Строительство их принято в две очереди. Левобережный отстойник расположен в нижнем бьефе. В первую очередь строительства выполняются две камеры шириной по дну 45 м каждая, длиной 700 м, расчетная глубина воды 9,8 м. Во вторую очередь каждая камера расширяется по дну до 90 м (расчетная глубина воды до 10 м), в конце каждой камеры устраиваются железобетонные оголовки с двумя линиями ремонтных и одной линией рабочих затворов одинаковой конструкции. Затворы двухсекционные, колесные, размером 8х6 м. Маневрирование затворами производится коз-

5-3439

Научно-техническая САНИИРИ БИБЛИОТЕКА

ловым краном грузоподъемностью 2х15 т. Правобережный отстойник расположен в верхнем бьефе. В первую очередь выполняются две камеры шириной по дну до 50 м каждая, длиной 1554 м и глубиной 9,8 м. Во вторую очередь каждая камера расширяется по дну до 90 м.

Левобережный судоходный шлюз обеспечивает связь между верхним и нижним бьефами гидроузла. Он запроектирован однониточным, однокамерным, железобетонным. Камера доковой конструкции шириной 18 м и полезной длиной 150 м. Головы шлюза оборудуются сегментными поворотными воротами, позволяющими производить наполнение и опорожнение шлюза из-под щита. Управление шлюзом автоматизировано и осуществляется с пульта, расположенного на нижней голове шлюза.

Существующие оградительные дамбы вдоль берегов Амударьи реконструируются: их высота будет доведена до 2,5 м, ширина гребня до 6 м и уположение откосов до 1:2. Общая протяженность реконструируемых оградительных дамб 100 км.

Автодорожные мосты запроектированы на участках пересечения магистральных дорог каналами. Опоры мостов предусмотрены из свай-оболочек диаметром 1,6 м с железобетонными ростверками.

Железнодорожный мост через канал Совет-Яб в месте пересечения железнодорожной магистрали Чарджоу-Кунград каналом - железобетонный, трехпролетный, с опорами на сваях-оболочках. Длина пролета 18,7 м.

Объемы работ и стоимость строительства. Сводные объемы работ по основным сооружениям гидроузла (данные технического проекта) представлены в табл. 2.

Общая стоимость строительства Тахиаташского гидроузла по утвержденному проекту в ценах 1969 г. - 152,23 млн.руб., в том числе строительно-монтажные работы - 134,86 млн.руб.

Таблица 2

Вид работы	Единица измерения	Количество
Земляные	тыс.м^3	34302,53
в том числе выполняемые гидромеханизацией	"	18695,0
Бетонные и железобетонные	"	388,01
в том числе: сборный	"	89,75
сваи-оболочки	"	20,00
Каменные крепления и устройство фильтров	"	770,22
Монтаж металлоконструкций	тыс.т	8,20
Погружение металлического шпунта	"	6,09
Гидроизоляция бетонных поверхностей	тыс.м^2	1507,0
Подготовка из асфальтобетона	тыс.м^3	11,0

В табл.3 приводится стоимость строительства некоторых основных сооружений гидроузла раздела "А" - объектов основного производственного назначения (в ценах 1969 г.).

Ход строительства гидроузла. Основное строительство по гидроузлу выполняется управлением "Тахиаташгидроэнергострой".

Работы по подсобно-вспомогательному комплексу и гражданскому строительству ведутся с 1964 г., а по основным сооружениям - с 1966 г. В подготовительный период (1964 г.) на участке строительства были проведены эксперименты по погружению свай-оболочек. Работы осу-

ществлялись Мостопоездом № 427 Мостотреста № 4, а результаты обобщались ЦНИИС Министерства транспортного строительства. В итоге установлен новый способ погружения (способ лидирующих скважин) на глубину до 30 м свай-оболочек в сложных геологических условиях строительства при наличии полускальных прослоек различной мощности и осуществлен подбор необходимого оборудования. Наряду с этим проводились работы по выбору оптимального грунтонепроницаемого уплотнения между сваями.

Таблица 3

Сооружение	Стоимость, тыс.руб.	
	общая	строймонтажа
Щитовая плотина с рыбопропускными пролетами	18331	16940
Подводящее и отводящее русла	7093	7093
Земляная плотина с перекрытием реки	1537	1537
Реконструкция головного регулятора канала Кызкеткен	268	222
Судоходный шлюз с подходными каналами	3846	3790
Концевой вододелитель на объединенном канале	1612	1485
Рыбозащитные сооружения	3624	3420
Отстойники	11592	9747
Струенаправляющие дамбы	26651	26651
Каналы подключения к гидроузлу	8406	8406
Дамбы обвалования	1436	1436
Итого	84396	80727

В соответствии с директивными сроками строительства гидроузла был составлен и уточнен пусковой комплекс, который включал минимальное количество объектов, способных в самое ближайшее время обеспечить создание необходимых горизонтов в Амударье для гарантированного водозабора в существующие ирригационные каналы.

В пусковой комплекс вошли: щитовая плотина с рыбопропускными сооружениями (на 99%); струенаправляющие дамбы (56%); подводящее и отводящее русла (67%); судоходный шлюз (100%); земляная плотина с перекрытием (100%); дамбы обвалования (35%); каналы подключения (20%); отстойники (28%).

Стоимость пускового комплекса 99,6 млн.руб.

По основным сооружениям необходимо было выполнить значительный объем строительно-монтажных работ: земляных - 17792 тыс.м^3, бетонных - 277,40 тыс.м^3 (в том числе сборного 60,36 тыс.м^3), каменных работ и фильтров - 413,70 тыс.м^3, монтаж металлоконструкций и забивку металлического шпунта - 10684 т.

В строительстве Тахиаташского гидроузла принимают участие различные организации, механическое оборудование для него изготовляется на многих заводах нашей страны.

Пусковой комплекс гидроузла (I очередь) строители обязались выполнить ко дню рождения В.И.Ленина - 22 апреля 1973 г. Это обязательство в основном выполнено в срок.

Сейчас ведутся работы по завершению остальных объектов гидроузла. Строительство Тахиаташского гидроузла намечено закончить в 1975 г.

Опыт проектирования и строительства Тахиаташского гидроузла, как первого на Амударье крупного гидроузла, может быть использован при проектировании и строительстве гидроузлов в аналогичных условиях.

Литература

1. Проектное задание Тахиаташского гидроузла на р.Амударье, выполненное институтом "Средазгипроводхлопок" (1982-1984 гг.).

2. Технический проект основных сооружений Тахиаташского гидроузла на р.Амударье, выполненный институтом "Средазгипроводхлопок" (1986 г.).

3. Рабочие чертежи основных сооружений Тахиаташского гидроузла.

УДК 626.134

И.В.ШАФОРОСТ, гл.инж.проекта
(Средазгипроводхлопок)

ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННАЯ ЗАВЕСА В ОСНОВАНИИ ЗЕМЛЯНОЙ ПЛОТИНЫ ЧИМКУРГАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА НА РЕКЕ КАШКАДАРЬЕ

Общие сведения о водохранилище

Чимкурганское водохранилище расположено на реке Кашкадарье в 60 км выше города Карши. Водохранилище русловое. Введено во временную эксплуатацию в 1960 г., а в постоянную - в 1963 г.

Основное назначение водохранилища - сезонное и в перспективе многолетнее регулирование стока Кашкадарьи в целях повышения водообеспеченности оросительных систем и развития орошения в бассейне реки с 48 тыс.га (1953 г.) до 125 тыс.га при условии повышения КПД существующих систем до 0,65.

Проектное задание, технический проект и рабочие чертежи сооружений Чимкурганского водохранилища были выполнены институтом "Средазгипроводхлопок". Строительство осуществлялось СМУ "Чимкурганстрой" Узглавводстроя. Полный проектный объем водохранилища 500

млн.м^3 воды при максимальном напоре 33 м (разность отметок горизонтов воды между верхним и нижним бьефами в русловой части); полезная емкость 450 млн.м^3, мертвый объем 50 млн.м^3 – на заиление водохранилища в период эксплуатации. Расчетный срок заиления определен в 38 года.

Основные сооружения водохранилища – земляная плотина и башенный водовыпуск-сброс отнесены ко второму классу по капитальности.

Тело плотины разнородное. Центральная часть (ядро) суглинистая, а боковые призмы упора выполнены из песчано-гравелистого грунта. Объем насыпи тела плотины 7280 тыс.м^3. Напорный откос закреплен сборными железобетонными и монолитными бетонными плитами толщиной 15-25 см. На укрепительные работы израсходовано 67 тыс.м^3 бетона. Длина плотины по гребню 7,5 км, наибольшая высота 33 м.

Основанием центральной части плотины служат аллювиальные отложения поймы Кашкадарьи и трех надпойменных террас, а концевых участков – суглинки четвертой и лессы пятой террас.

Аллювий первых трех надпойменных террас покрыт мелкоземами: суглинками, глинами и супесями, мощность которых колеблется от 0,5 до 8 м.

Аллювиальные песчано-галечные отложения характеризуются большим разнообразием механического состава (от галечников до тонкозернистых песков), благодаря чему величина коэффициента фильтрации их изменяется от 44 до 0,9 м/сутки, а величина коэффициента неоднородности – от 82 до 3.

На контакте покровных мелкоземов и подстилающих их песчано-гравийных отложений в пределах третьей террасы встречаются прослои песчаников на известково-глинистом цементе и мергелистых глин мощностью 0,3-1 м.

Башенный водовыпуск совмещен с катастрофическим водосбросом и состоит из:

входного оголовка с ремонтной линией плоских затворов;

напорной трехочковой трубы с отверстиями 3х3 м;

башни с двумя линиями плоских затворов 2х3 м, гидравлическим приводом и водосливом, расположенным по периметру башни на отметке НПГ 488,20 м; в надбашенном здании установлен дистанционный пульт управления;

безнапорной трехочковой трубы с отверстиями 4х4,5 м;

правобережного и левобережного регуляторов пропускной способностью по 22 м^3/сек каждый, совмещенных с водобойным колодцем, который заканчивается водосливом, поддерживающим командные отметки;

водобоя со сливом.

Сбросной расход водовыпуска при напоре, соответствующем отметке НПГ 488,20 м, составляет 330 м^3/сек.

Через водослив при отметке МПГ 489,25 м может быть сброшен расход 127 м^3/сек.

Башенный водовыпуск рассчитан на пропуск расхода 350 м^3/сек при работе двух донных отверстий трубы и водослива при МПГ 489,25 м; в этом случае допускается аварийное закрытие третьего отверстия. Остальной расход паводка 0,1% обеспеченности свыше 350 м^3/сек аккумулируется в водохранилище, для чего сверх полной емкости 500 млн.м^3 предусмотрен дополнительный объем в 50 млн.м^3, который впоследствии автоматически сработывается через водослив.

В водовыпуск уложено 18,8 тыс.м^3 бетона и железобетона.

Полная сметная стоимость строительства водохранилища в ценах 1955 г. и масштабе цен 1961 г. составила 16320,7 тыс.руб., а общие затраты на 1 м^3 полезной емкости водохранилища составляют 3,63 коп.

фильтрация через основание плотины в период эксплуатации

Эксплуатация водохранилища осуществляется с 1960 г. Объемы наполнений и их параметры приведены в следующей таблице.

Год	Объем наполнения, млн.м^3		Отметка уровня воды, м		Напор над порогом водовыпуска, м		Недонаполнение, млн.м^3	Причины недонаполнения
	намечаемый	фактический	намечаемая	фактическая	намечаемый	фактический		
1960	80	80	473,5	473,50	13,5	13,5	–	–
1961	170	170	478,7	478,70	18,7	18,7	–	–
1962	300	186	483,5	479,40	23,5	19,4	114	Маловодный год
1963	400	385	486,0	485,60	26,0	25,6	15	"
1964	500	450	488,2	487,20	28,2	27,2	50	Повышенная фильтрация
1965	500	270	488,2	482,50	28,2	22,5	230	Маловодный год
1966	500	262	488,2	482,20	28,2	22,2	238	"
1967	500	204	488,2	480,20	28,2	20,2	296	"
1968	500	320	488,2	483,80	28,2	23,9	180	"
1969	500	470	488,2	487,55	28,2	27,55	30	Повышенная фильтрация
1970	500	423	488,2	486,60	28,2	26,60	77	"
1971	500	345	488,2	484,62	28,2	24,62	155	Маловодный год
1972	500	450	488,2	487,20	28,2	27,2	50	Повышенная фильтрация
1973	500	450	488,2	487,20	28,2	27,2	50	"

В период эксплуатации водохранилища имели место проявления повышенной сосредоточенной фильтрации через основание плотины с образованием ключей и подземных галерей в нижнем бьефе, особенно в пределах третьей террасы. Расход некоторых ключей достигал 50–85 л/сек, а выходящая вода была мутной, что указывало на механическую суффозию в грунте основания плотины.

Повышенная фильтрация с суффозионными явлениями наиболее четко была выражена в 1969 г., когда максимальное наполнение водохранилища составило 470 млн.м^3 с отметкой уровня 487,55 м, то есть всего на 0,65 м ниже отметки НПГ (488,2 м). Объем более 400 млн.м^3 поддерживался около четырех месяцев. В этот период на участке от ПК 38+00 до ПК 43+50 наблюдался вынос грунта из существующей линии дренажа, а между пикетами 49 и 50 в нижнем бьефе в 250 м от оси плотины была обнаружена подземная галерея шириной 50 см и высотой 30 см, получившая развитие на 170 м в длину (вскрытая часть) в сторону верхнего бьефа.

Подобного рода подземные галереи на контакте покровных мелкоземов с подстилающими их песчано-гравийными грунтами были обнаружены и на других участках нижнего бьефа плотины: в 1961 г. на ПК 42+15 (вскрыта на длину 30 м), в 1971 г. при строительстве второй линии дренажа на ПК 40+50, в 1972 г. при ремонте первой линии дренажа на ПК 43+70, в 1973 г. при строительстве второй линии дренажа между пикетами 51 и 52.

Развитие подземных контактных галерей в основании и распространение их под плотину подтверждается проведенными в 1973 г. инъекционными работами на опытно-производственном участке от ПК 40+50 до ПК 44+00. Так, на ПК 41+55 при оборудовании скважины инъекционной колонной, пробуренной в 4,5 м от оси плотины в сторону нижнего бьефа, и заливке затрубного пространства обоймененным раствором было израсходовано 15 м^3 раствора вместо 3,5 м^3. Вероятно, 11,5 м^3 раствора пошло на заполнение пустоты, образованной подземной контактной галереей, развившейся в основании под плотиной.

При осмотре чаши водохранилища в сентябре 1970 г. (в 1969 г. водохранилище полностью не срабатывалось и чаша не осматривалась) от ПК 37+00 до ПК 55+00 у подошвы верхового откоса в покровных суглинках были обнаружены трещины, максимальная ширина раскрытия которых с поверхности достигала 15–20 см. Они прослеживались на всем протяжении участка и располагались в основном вдоль оси плотины. Такие же трещины были обнаружены в районе водовыпуска (русловая часть) между пикетами 32 и 33.

Ранее подобные трещины в покровных суглинках вблизи подошвы верхового откоса плотины были обнаружены в октябре 1965 г. (после наполнения в 1964 г.) на трех участках: от ПК 42+00 до ПК 43+70, от ПК 45+80 до ПК 48+10 и от ПК 52+00 до ПК 54+00.

Контрольная нивелировка установленных на гребне плотины временных реперов (штырей), выполненная 30 сентября 1970 г., показала, что за шесть лет (с октября 1964 г. по октябрь 1970 г.) осадка тела и основания плотины на водопроницаемом участке основания от ПК 25+00 до ПК 55+00 в среднем произошла на 15 см. Между пикетами 41 и 42, где развитие трещин в верхнем бьефе и очагов сосредоточенной фильтрации (ключей) в нижнем бьефе наибольшее, осадка достигла 21–25 см.

Характер расположения трещин и их клиновидная форма позволяют предполагать, что причиной их образования является изгиб покровного суглинистого пласта, вызванный осадкой основания под плотиной.

Согласно проведенным в 1965 г. расчетам установлено, что основная осадка основания под плотиной от дополнительных нагрузок закончилась в строительный период, то есть в 1963 г. При осмотрах сооружений водохранилища в 1961–1963 гг. вышеуказанных трещин в пределах третьей террасы не было обнаружено. Следовательно, они образовались в результате дополнительной осадки основания под плотиной.

Дополнительная осадка, вызвавшая разрыв сплошности кроющего суглинистого пласта, могла произойти

за счет выноса мелких фракций в песчано-гравийном грунте основания плотины в результате механической суффозии и последующего перераспределения скелета грунта.

Начиная с 1961 г., по предложению специальных комиссий, осуществлялись противофильтрационные мероприятия, направленные на предотвращение развития вредных явлений повышенной фильтрации в основании плотины.

Однако, как показал опыт эксплуатации, несмотря на выполнение больших объемов таких работ, как пригрузки песчано-гравийным грунтом основания у подошвы низового откоса плотины от ПК 28+00 до ПК 54+00, устройство первой линии закрытого трубчатого дренажа в нижнем бьефе от ПК 18+00 до ПК 30+50 и от ПК 35+00 до ПК 81+00, превращение головного участка правобережного канала в закрытый трубчатый дренаж, заделка трещин в верхнем бьефе с отсыпкой понура, – этих мероприятий для предотвращения суффозионных явлений в основании плотины оказалось недостаточно.

Проработки по обоснованию противофильтрационной завесы

Для уменьшения повышенной фильтрации и прекращения суффозии в основании плотины в 1963 г. было рекомендовано устройство инъекционной завесы длиной 3 км на водопроницаемом участке основания от ПК 25 до ПК 55 (рис.1 и 2).

В 1965–1966 гг. институт "Средазгипроводхлопок" выполнил проработки, обосновывающие необходимость создания инъекционной завесы в основании плотины с учетом осуществленных в процессе эксплуатации дополнительных противофильтрационных мероприятий в нижнем бьефе.

В проработках проведен анализ устойчивости грунтов основания плотины против следующих видов фильтрационных разрушений: контактный размыв, суффозия и выпор на выходе потока в нижний бьеф.

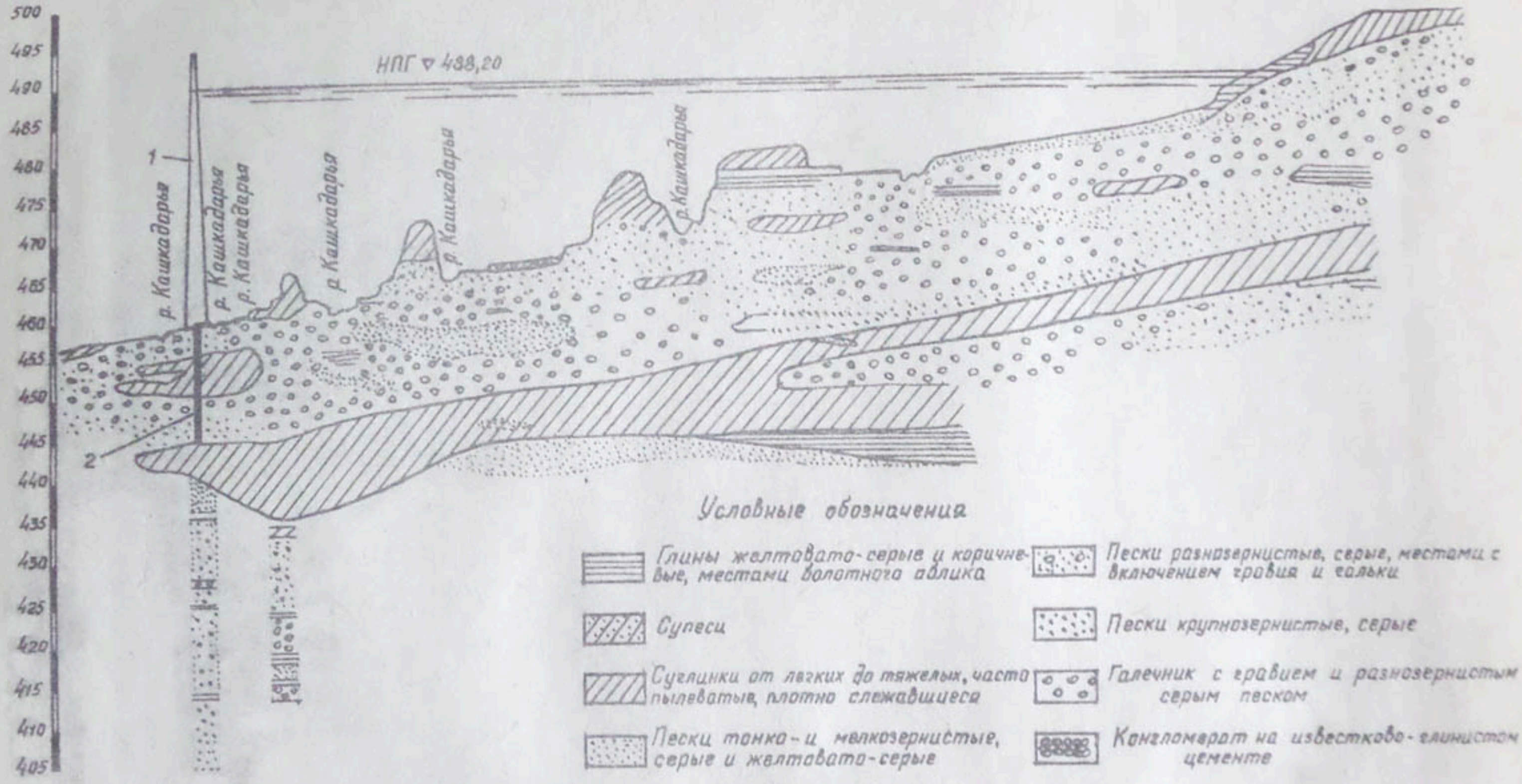


Рис. 1. Продольный литологический разрез долины реки Кашкадарьи по чаше Чимкурганского водохранилища;
1– земляная плотина; 2– противофильтрационная завеса.

Расчет на контактный размыв выполнен по методу В.С.Истоминой.

Определение разрушающих градиентов при контактном размыве проводилось на основании данных геологических выработок с наиболее характерным гранулометрическим составом по графику зависимости

$$I_{кр}^{к.р} = f\left(\frac{D_{10}}{d_{10} \cdot tg\varphi}\right),$$

где $I_{кр}^{к.р}$ – критический градиент на контактный размыв;

D_{10} – действующий диаметр частиц более крупнозернистого грунта из двух смежных;

d_{10} – действующий диаметр частиц более мелкозернистого грунта из двух смежных;

$tg\varphi$ – коэффициент трения более мелкозернистого грунта из двух смежных.

Полученные значения разрушающих градиентов в основном изменяются в пределах 0,06–0,18. Средневзвешенная величина градиента равна 0,11. Иногда разрушающие градиенты достигают значений 0,03 и 0,33.

Действующие градиенты фильтрационного потока в основании плотины при проектном напоре 25–28,2 м и коэффициентах фильтрации К=15–17 м/сутки колеблются от 0,10 до 0,20 (в среднем равны 0,15).

Сопоставление этих величин показывает, что поскольку фактически действующие градиенты превышают критические для данных разностей грунтов, имеет место контактный размыв.

Расчет на суффозионную устойчивость грунтов основания был выполнен по двум методам: В.С.Истоминой и А.Н.Патрашева.

Так как неоднородность песчано-гравийных грунтов основания изменяется в широких пределах (от 3 до 82), грунты при расчетах по методу В.С.Истоминой были объединены в две группы: с коэффициентами неоднородности $\eta < 10$ и с коэффициентами неоднородности $\eta > 10$–20.

Расчет на суффозию грунтов основания плотины с коэффициентами неоднородности $\eta < 10$, пористостью 0,33 и коэффициентами фильтрации 14,7 м/сутки (0,017 см/сек) и 32,8 м/сутки (0,038 см/сек) показывает, что наибольший размер выносимых частиц соответственно будет 0,034–0,051 мм.

Наибольший размер выносимых частиц определялся по формуле

$$d_в \simeq 0{,}15\sqrt{\frac{K}{n}},$$

где $d_в$ – наибольший размер выносимой частицы грунта, мм;

K – коэффициент фильтрации грунта, см/сек;

n – пористость грунта, в долях единицы.

Учитывая, что в составе рассмотренных песчано-гравийных грунтов основания частиц размером 0,05 мм и менее содержится в среднем не более 3% по весу ($\frac{253\%}{82} \simeq 3\%$; крайние значения 0,5 и 9,2%), суффозия, казалось, исключается. Однако в рассмотренных 82 пробах отмечено 13 случаев (12 из них приходится на нижний бьеф), где содержание частиц размером 0,05 мм и менее составляет от 4,1 до 9,2%, что дает основание предполагать возможность суффозии в грунтах с $\eta < 10$.

Для грунтов с коэффициентами неоднородности $\eta > 10$–20 в результате расчетов получены критические градиенты суффозии в восходящем фильтрационном потоке порядка 0,38–0,86 и лишь в одном случае – 0,22 (скв. Ш).

Критический градиент суффозии определялся по формуле

$$I_{кр}^{c} = I_1 + I_2,$$

где I_2 – по графику функции $I_2 = f\left(\frac{d_{10\,ск}}{d_{10\,зап} \cdot tg\,\varphi_{зап}}\right)$;

I_1 – по формуле

$$I_1 = \frac{n_{гр} \cdot K_{зап}}{n_{зап} \cdot K_{гр}}$$, в которой составляющие параметры определялись по графикам функций

$$n = f(\eta) \,, \quad K = f(d_{10}, \gamma_c) \,,$$

где $n_{гр}$ – коэффициент пористости грунта;

$n_{зап}$ – коэффициент пористости заполнителя;

$K_{зап}$ – коэффициент фильтрации заполнителя;

$K_{гр}$ – коэффициент фильтрации грунта.

Действующие градиенты на выходе фильтрационного потока в нижнем бьефе плотины по построенным гидродинамическим сеткам имеют величины 0,16–0,35, что в основном значительно меньше расчетных, а поэтому суффозия в данной разности грунтов мало вероятна.

Тем не менее случай критического градиента величиной 0,22 < 0,35 дает основание предполагать, что и в этой разности грунтов не исключены суффозионные явления.

Расчет на суффозионную устойчивость грунтов основания плотины методом А.Н.Патрашева был проведен по структурному и механическому критериям выноса мелких частиц грунта при напорном движении фильтрационного потока.

Расчеты выполнены при следующих коэффициентах фильтрации по террасам: 0,038 см/сек (32,8 м/сутки) и 0,017 см/сек (14,7 м/сутки).

Расчеты по структурному критерию выполнены в соответствии с формулой

$$d_o = \sqrt{\frac{32 \cdot \nu \cdot K}{n \cdot g}} \,,$$

где d_o – диаметр пор, через которые может происходить вынос частиц грунта, см;

ν – кинематический коэффициент вязкости жидкости, $см^2/сек$;

K – коэффициент фильтрации грунта, см/сек;

n – пористость грунта, в долях единицы;

g – ускорение силы тяжести (равно 981 $см/сек^2$).

Результаты расчетов показали, что средний диаметр пор, через которые могут быть вынесены частицы грунтов основания, составляет при приведенных выше коэффициентах фильтрации 0,06 и 0,04 мм, а для K=0,052 см/сек (44 м/сутки), полученного при последних изысканиях под инъекционную завесу, он достигает величины 0,072 мм. Это указывает на практическую возможность выноса частиц грунта основания: в 13 из 82 проанализированных проб (в том числе в 12 пробах, взятых в нижнем бьефе) частиц размером 0,05 мм и менее содержится от 4,1 до 9,2% по весу (допустимо 2-3%).

Разрушающий градиент фильтрационного потока по механическому критерию определялся с помощью формулы

$$I^{c}_{разр} = \frac{d}{a'_0 K}\left[1 + \sqrt{1 + \frac{a'_0 H_0}{d} \cdot K}\right],$$

где $d \leqslant d_0$ – диаметр выносимых фильтрационным потоком частиц, см;

K – коэффициент фильтрации грунта, см/сек;

a'_0 – эмпирический коэффициент, равный 1,2 сек;

$$H_0 = \frac{3}{2}\ \frac{\gamma}{\Delta}\left(tg\varphi \cdot \sin\alpha - \cos\alpha\right),$$

где α – угол между направлением силы тяжести выносимых частиц и скоростью (α=90° для горизонтальной фильтрации; α = 180° для восходящего фильтрационного потока); Δ – объемный вес

воды, т/м^3; γ – удельный вес грунта, т/м^3; φ – угол внутреннего трения грунта.

В результате расчетов по механическому критерию на суффозионную устойчивость грунтов основания как для горизонтального, так и для восходящего фильтрационного потока получены значения разрушающих градиентов (0,53–0,82), которые превышают максимально возможные градиенты (0,20–0,35), следовательно, выноса частиц не будет.

Величину разрушающего градиента на выпор находили по формуле

$$I_{кр}^{в} = \left(\frac{\gamma}{\Delta} - 1\right)\left(1 - n\right),$$

где γ – удельный вес частиц грунта (2,7 т/м^3);

Δ – объемный вес воды (1,0 т/м^3);

n – пористость грунта (в долях единицы), равная 0,30–0,35.

Разрушающий градиент для имеющихся грунтов 1,1–1,2. Поскольку эта величина в три раза превышает максимально возможный градиент, равный 0,35, такого рода фильтрационные разрушения не могут иметь места.

Итак, расчеты по методу В.С.Истоминой и методу А.Н.Патрашева показали, что грунты основания плотины при существующих градиентах фильтрационно неустойчивы на контактный размыв и суффозию.

Наиболее опасным видом фильтрационных разрушений является контактный размыв. Он при существующих градиентах, как показал опыт эксплуатации, возникнув в нижнем бьефе, распространяется в основании под плотиной и даже может перейти в верхний бьеф ее.

Контактная суффозия, зародившись, развивается прогрессивно. Образование же под плотиной промоины может привести к катастрофическому разрушению ее.

Следует отметить, что большинство аварий с плотинами, расположенными на нескальном основании, произошло из-за размыва их основания фильтрационным потоком, обусловленного явлениями суффозии.

На основании опыта эксплуатации водохранилища, а также анализа фильтрационной устойчивости грунтов в основании плотины очевидно, что для нормальной многолетней эксплуатации плотины требуется проведение (в дополнение к осуществленным) специальных противофильтрационных мероприятий.

В качестве такового в данных геологических условиях предлагается противофильтрационная завеса в водопроницаемой части основания плотины на трехкилометровом участке ПК 25 - ПК 55.

Завеса создается путем нагнетания в поры грунта закрепляющих растворов под большим давлением (до 30 - 50 ат) через буровые скважины, оборудованные трубами с манжетами. Грунты в теле завесы, закрепленные указанным способом, приобретают относительную водонепроницаемость и пластические свойства, позволяющие грунтам деформироваться без разрушения под нагрузкой.

Инъекционные работы достаточно гибки, с точки зрения усиления завесы в местах с наибольшей фильтрацией. Они удобны в производственном отношении: могут проводиться круглогодично, этапами (очередями) и при необходимости возобновляться.

Противофильтрационная завеса позволит надежно затампонировать пути сосредоточенной фильтрации на контакте покровных мелкоземов с подстилающими их песчано-гравийными грунтами, а также в самой толще песчано-гравийного основания, чего нельзя добиться устройством понура перед плотиной.

Кроме того, устройство понура в верхнем бьефе повлекло бы за собой разборку бетонного крепления откоса и части тела плотины для соединения его с существующим ядром, что невозможно из-за эксплуатации руслового водохранилища.

В связи с вышеизложенным устройство понура в данном случае не может быть рекомендовано.

Опытно-производственный участок противофильтрационной завесы от ПК 40+50 до ПК 44+00

Назначение завесы – обеспечить устойчивость грунтов основания против разрушения их фильтрационным потоком, уменьшить градиенты и расход фильтрационных вод в нижнем бьефе плотины.

Для производственного освоения метода создания завесы необходимой плотности в конкретных условиях было принято решение о проведении специальной опытно-производственной стадии, в ходе выполнения которой предстояло:

уточнить рабочие составы закрепляющих растворов в зависимости от проницаемости пород;

уточнить конструкцию завесы (шаг скважин, рядность и т.д.);

отработать оптимальную в данных условиях технологию буровых и инъекционных работ;

уточнить технико-экономические параметры.

В качестве опытно-производственного был выбран участок от ПК 39 до ПК 44 (500 м), где явления повышенной фильтрации имели наибольшее развитие. В дальнейшем он войдет в состав всей завесы.

Однако по ряду причин техно-рабочий проект опытно-производственной части противофильтрационной завесы был разработан для участка от ПК 40+50 до ПК 44+00. (рис.3 и см. рис.2).

С 1971 г. опытно-производственный участок завесы строится.

Завесу предполагается осуществить совершенной – довести до кровли суглинков, которые являются относительным водоупором (см. рис.1).

На опытно-производственном участке завеса запроектирована трехрядной с расстоянием между рядами скважин и скважинами в ряду 3 м. Следовательно, расчетная толщина завесы 9 м.

Бурение скважин и инъекционные работы выполняются с гребня плотины на глубину до 56 м. Для этого гребень плотины расширяется с 6 до 10 м. Полезная глубина завесы составит 30–32 м.

Буровые скважины оборудуются насосно-компрессорными трубами диаметром 60,3 мм с манжетами, расположенными вдоль трубы через 33 см.

Вначале инъецируются скважины низового ряда, затем – верхового и последними – скважины среднего, так называемого доводочного ряда.

В каждом ряду скважины обрабатываются в три очереди: в первую очередь инъецируются скважины с шагом между ними 12 м, затем шаг сужается до 6 м и, наконец, шаг между скважинами ограничивается предусмотренным трехметровым расстоянием.

При подобной конструкции завесы средняя норма закачки раствора на одну манжету каждой скважины определялась по формуле

$$V = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot V_{гр} \cdot n ,$$

где K_1 – коэффициент, учитывающий распространение раствора за теоретически вычисленные границы завесы, равный 1,25;

K_2 – коэффициент потерь раствора, равный 1,1;

K_3 – коэффициент отжатия воды из раствора в процессе инъекции, равный 1,2–1,6;

K_4 – коэффициент заполнения пор при инъекции, равный 0,6;

$V_{гр}$ – объем (теоретический) грунта, подлежащий обработке с одной манжеты; $V_{гр} = 3 \times 3 \times \frac{1}{3} = 3\ м^3$;

n – средняя по инъецируемым слоям пористость грунта, равная 0,33;

$$V = 1{,}25 \times 1{,}1 \times 1{,}4 \times 0{,}66 \times 0{,}33 \times 3 = 1150 \text{ л/манжета.}$$

Исходя из данных изысканий грунтов основания, по которым диапазон коэффициентов фильтрации изменяется от 1 до 44 м/сутки и величины d_{10} от 0,07 до 0,47 мм, а также учитывая наличие ходов сосредоточенной фильтрации, для создания противофильтрационной завесы на опытно-производственном участке приняты следующие как тонкодисперсные, так и грубые виды растворов:

глино-цементный (грубый) с удельным весом $\gamma = 1{,}25$ г/см^3;

глино-силикатный с $\gamma = 1{,}27$ г/см^3;

алюмосиликатный (тонкодисперсный) с $\gamma = 1{,}15$ г/см^3.

Подбор составов растворов осуществлен в лаборатории Научно-исследовательского института оснований и подземных сооружений Академии наук СССР.

В состав растворов входят:

местная глина (месторождения Кунгур-Тау, находящегося в 6 км от г.Карши и в 80 км от места работ);

портландцемент марки 400;

силикат натрия (жидкое стекло), получаемый непосредственно на месте работ путем разварки силикат-глыбы во вращающихся автоклавах с подачей пара под давлением 2–3 ат;

алюминат натрия;

фтористый натрий, добавка которого в глино-силикатный раствор позволяет уменьшить количество вводимого силиката натрия за счет мобилизации кремниевой кислоты, имеющейся в глине.

Бурение инъекционных скважин выполняется агрегатами роторного бурения УРБ-ЗАМ с глинистой промывкой. Диаметр бурения – 118 мм.

Для приготовления растворов и закачки их в грунт устраиваются растворный узел и узлы перекачки с разветвленной сетью трубопроводов.

На растворный узел и узлы перекачки постоянно централизованно подается техническая вода.

Созданием завесы (средняя толщина 8 м и проницаемость в ее теле до 0,5 м/сутки) предполагается достичь:

градиента потока на контакте покровный суглинок песчано-гравийный грунт после завесы - 0,035 и менее;

градиента на завесе - 1,75;

потерь напора на завесе от общего напора - 55% и более;

уменьшения градиента потока на выходе в дренаж - до 0,2 и менее;

уменьшения фильтрационного расхода более чем в два раза.

Достижение вышеуказанных параметров в основании плотины будет гарантировать от различного рода фильтрационных деформаций грунта.

Стоимость опытно-производственного участка длиной 350 м в ценах 1969 г. составляет 2275,16 тыс.руб., срок строительства определен в 2,5 года.

Литература

1. Проектное задание Чимкурганского водохранилища на р.Кашкадарье. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1954.

2. Технический проект Чимкурганского водохранилища на р.Кашкадарье. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1957.

3. Рабочие чертежи Чимкурганского водохранилища на р.Кашкадарье. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1958-1963 гг.

4. Проектное задание противофильтрационной завесы в основании земляной плотины Чимкурганского водохранилища на р.Кашкадарье. Москва-Ташкент, Гидроспецпроект-Средазгипроводхлопок, 1964.

5. Дополнительные проработки к проектному заданию противофильтрационной завесы в основании земляной плотины Чимкурганского водохранилища на р.Кашкадарье. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1966.

6. Одностадийный проект дополнительных мероприятий по Чимкурганскому водохранилищу на р.Кашкадарье. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1965.

7. Техно-рабочий проект противофильтрационной завесы в основании плотины Чимкурганского водохранилища на опытно-производственном участке от ПК 40+50 до ПК 44+00. Москва-Ташкент, Гидроспецпроект-Средазгипроводхлопок, 1970.

8. Технический проект второй линии дренажа у подошвы низового откоса плотины Чимкурганского водохранилища от ПК 37+50 до ПК 43+50 и от ПК 47 до ПК 54. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1970.

9. Научно-технический отчет на тему "Изучение фильтрационного режима земляной плотины Чимкурганского водохранилища", Ташкент, САНИИРИ, 1971.

10. В.С.Истомина. Исследования контактного размыва песчаных и гравелистых грунтов. "Вопросы фильтрационных расчетов гидротехнических сооружений". Сб. 2. М., ВНИИВОДГЕО, 1956.

11. В.С.Истомина. Фильтрационная устойчивость грунтов. М., ВНИИВОДГЕО, 1957.

12. В.И.Аравин, С.Н.Нумеров. Фильтрационные расчеты гидротехнических сооружений. Л., 1955.

13. Р.Р.Чугаев. Подземный контур гидротехнических сооружений. М.-Л., ГЭИ, 1962.

14. Указания по проектированию подземного контура водоподпорных сооружений на нескольких основаниях. М., ВНИИВОДГЕО, 1980.

15. Противофильтрационные завесы плотин. М., ВНИИВОДГЕО, 1983.

16. Возможные формы разрушения земляных плотин и меры их предупреждения. "Гидротехническое строительство", 1982, № 4.

17. Р.И.Бобров. Инъекционные завесы в нескальных породах. "Гидротехническое строительство", 1983, №7.

18. В.В.Котульский. Инъекционная завеса плотины Ортотокойского водохранилища. "Гидротехническое строительство", 1984, № 8.

19. М.Т.Кулеев, Б.Н.Кутузов, В.П.Непорожний, А.В.Попов. Противофильтрационная завеса Асуанской плотины. М., "Энергия", 1970.

УДК 627.82

И.М.ГОРОВАЯ, руковод.группы
Л.А.ГОФМАН, гл.спец.
(Средазгипроводхлопок)

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЯ ПЛОТИНЫ ФАРХАДСКОГО ГИДРОУЗЛА

Проверка устойчивости плотины Фархадского гидроузла в 1965г. показала наличие растягивающих напряжений в подошве фундамента со стороны верхнего бьефа, что действующими нормами не допускается. Это определило направление поиска решения задачи по усилению и реконструкции плотины. Было рассмотрено несколько вариантов, из которых анкерование плотины в скальную толщу основания предварительно напряженными тяжами по ряду конструктивных, строительно-монтажных, эксплуатационных и экономических соображений оказалось предпочтительней и было положено в основу проекта.

В конструктивном отношении Фархадская плотина представляет собой ряд чередующихся блоков-бычков и блоков-водосливов, разделенных сквозными деформационными швами, фундаменты которых жестко замоноличены со скальным основанием (рис.1). При поверочном расчете было принято,

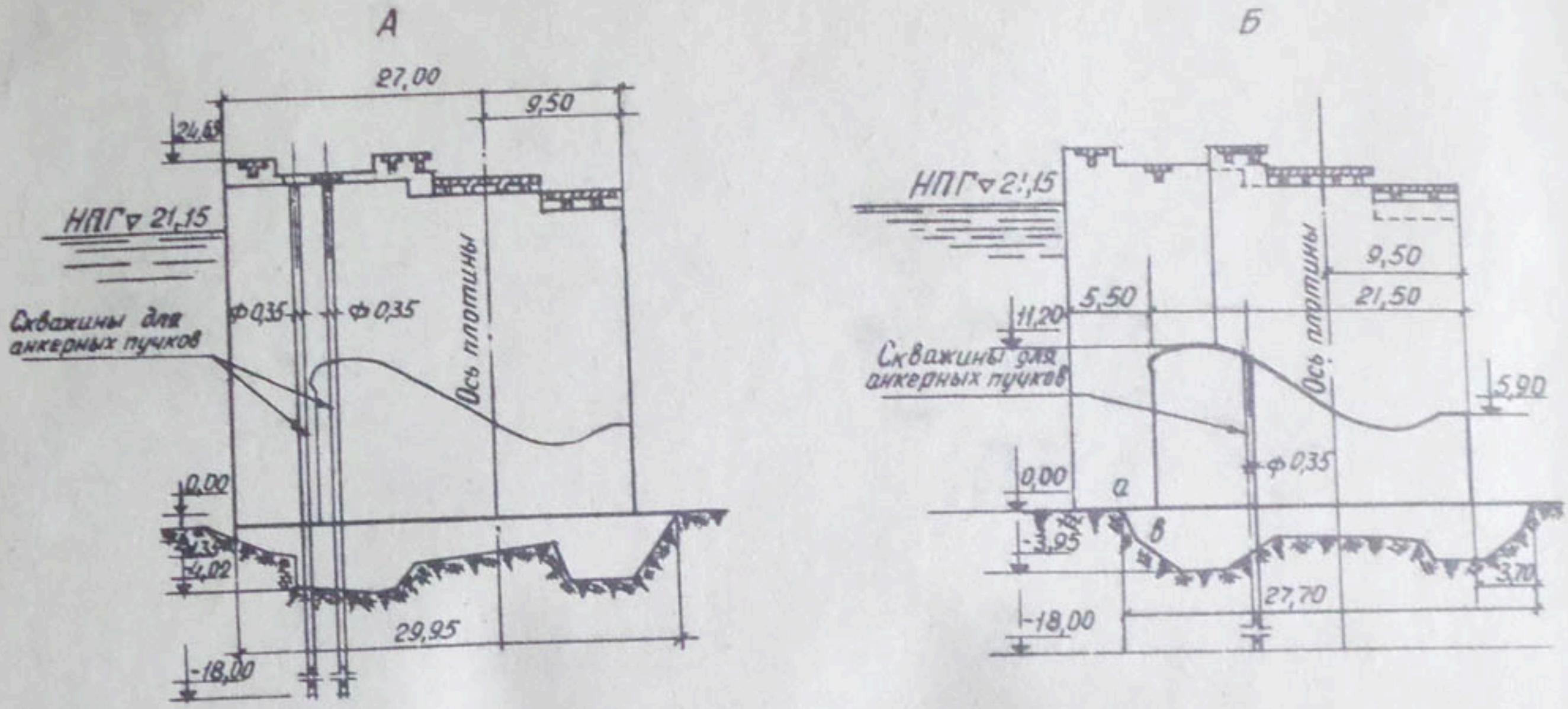


Рис.1. Плотина Фархадского гидроузла на реке Сырдарье (поперечный разрез):

А– бычок; Б– водослив; "а–в" – зона трещины по контакту плотина–основание.

что в основании водослива со стороны верхнего бьефа на глубину 2,2 м ниже подошвы фундамента имеет место раскрытие контакта на границе бетон-скала, исключающее передачу нормальных растягивающих напряжений. В нашем исследовании это условие моделировалось как трещина, в пределах которой возможны лишь нормальные напряжения сжатия.

В основании плотины залегают слоистые темно-серые плотные песчаники на кремнистом цементе. Толщина слоев колеблется от 0,10 до 0,70-1,20 м, прослойки и мелкие трещины зацементированы менее прочными минеральными тонкодисперсными фракциями.

Напряженное состояние основания под плотиной исследовалось в предположении независимой работы водосливной части и быка, каждая из которых рассматривалась как плоская задача теории упругости (плоское напряженное состояние). Расчет был выполнен для основного и особого сочетаний нагрузок, куда вошли воздействия от веса сооружения, гидростатического давления со стороны верхнего бьефа [x/], давление наносов, а также волновое давление при ветре 2% обеспеченности и максимальном среднемноголетнем ветре сейсмические воздействия от веса сооружения, давления воды и наносов были приняты по нормам 8-балльной сейсмичности. Фильтрационное давление воды, приложенное по поверхности контакта плотина-основание, задано эпюрами σ_x и σ_y.

На основе предварительного расчета было принято решение о пригрузке каждого из элементов - бычка и водослива - с помощью двух анкерных систем, состоящих из пучков высокопрочной стальной проволоки, пропущенных в вертикальных скважинах ⌀ 350 мм, пробуренных сквозь тело плотины в скальное основание на глубину 14,0 м ниже подошвы фундамента. Нижние 6,0 м являются зоной анкеровки и тампонируются высокомарочным цементно-песчаным раствором. Принятое расположение анкерных скважин на плотине (ниже рабочих затворов) позволяет вести строительно-монтажные работы,

---

x/ Гидростатическое давление со стороны нижнего бьефа, составляющее менее 1% от давления на напорную грань, не учитывалось.

не прекращая эксплуатацию водохранилища. Но это условие, вместе с тем, ограничивает максимально возможный эксцентриситет приложения усилия от анкерных систем и, следовательно, величину восстанавливающего момента.

Целью поставленной задачи, в связи с изложенным, явился поверочный расчет напряженного состояния основания в зоне его контакта с фундаментом с учетом упругого взаимодействия системы плотина-основание, а также определение усилий натяжения анкерных связей, необходимых для погашения растягивающих напряжений со стороны напорной грани.

Расчет был выполнен экспериментальным комбинированным методом поляризационно-оптических и линейных измерений на моделях; сущность этого метода состоит в следующем. Как известно, решение плоской задачи теории упругости сводится к определению трех компонентов напряжений σ_x, σ_y и τ_{xy}, которые можно также выразить в функции главных напряжений σ_1 и σ_2:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_1 \cdot \cos^2\alpha + \sigma_2 \cdot \sin^2\alpha \ ; \\ \sigma_y &= \sigma_1 \cdot \sin^2\alpha + \sigma_2 \cdot \cos^2\alpha \ ; \\ \tau_{xy} &= \tfrac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \sin 2\alpha \ . \end{aligned}\right\} \qquad (1)$$

Здесь α – угол между направлением алгебраически большего главного напряжения σ_1 и осью X ;

$\alpha = \varphi$ либо $\alpha = \left(\varphi + \frac{\pi}{2}\right)$.

Главные напряжения σ_1 и σ_2 в каждой исследуемой точке i определяют путем решения системы алгебраических уравнений вида:

$$\left.\begin{aligned} (\sigma_1 + \sigma_2) &= A_i \ ; \\ (\sigma_1 - \sigma_2) &= Б_i \ . \end{aligned}\right\} \qquad (2)$$

Сумма главных напряжений $(\sigma_1 + \sigma_2)$ может быть выражена через поперечную деформацию ε_{t_i} по формуле:

$$(\sigma_1 + \sigma_2)_i = -\varepsilon_{t_i} \frac{E}{\mu} = -\left(\frac{\Delta t}{t_o}\right)_i \frac{E}{\mu}, \qquad (3)$$

где $\Delta t_i = (t_p - t_o)_i$ – изменение поперечного размера в точке i модели после приложения нагрузки, см;

t_o, t_p – поперечные размеры модели, измеренные до и после приложения нагрузки, см;

E и μ – модуль упругости (кг/см^2) и коэффициент Пуассона материала модели.

Разность главных напряжений $(\sigma_1 - \sigma_2)_i$ и угловой параметр изоклины φ_i в точке i определяются поляризационно-оптическим методом:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)_i = \frac{m_i \cdot \sigma_o^{(1,0)}}{t_i}, \qquad (4)$$

где m_i – оптическая разность хода в точке i, выраженная в порядках полос;

$\sigma_o^{(1,0)}$ – цена полосы материала модели – оптико-механический эквивалент (кг/см•полоса).

Таким образом, решение плоской задачи экспериментальным поляризационно-оптическим методом в сочетании с измерением поперечных деформаций позволило в значительной степени сократить объем вычислительных работ и повысить точность результатов. В этом случае напряжения в точках определяются независимо от предшествующих значений, в отличие от численного интегрирования дифференциальных уравнений равновесия в поляризационно-оптическом методе.

В связи со сложностью конструкции модели и нагрузочных устройств программой работ предусматривалось проведение исследований по методу "замораживания" деформаций. Сущность этого метода состоит в том, что

твердые полимеры, модуль упругости которых при комнатной температуре составляет 20000–35000 кг/см^2, при нагревании до 100–120°С переходят в вязко-упругое состояние и их модуль упругости снижается в 200–400 раз. Если нагруженную модель, изготовленную из такого полимера, подвергнуть нагреву и последующему охлаждению до комнатной температуры по определенному режиму, то после снятия внешней нагрузки она сохранит напряженно-деформированное состояние, приобретенное материалом в вязко-упругой стадии. По этой методике работа с моделями проводится по раздельному циклу: нагружение моделей осуществляется в терморегулируемых камерах, а все последующие оптико-механические измерения – на специальных установках и приборах вне нагрузочных устройств и испытательных стендов.

Каждую из расчетных схем моделировали на индивидуальной модели, для чего применяли оптически-активный полимер полиметилметакрилат (органическое стекло), обладающий способностью "замораживания" деформаций при весьма низком модуле упругости. Тарировочными испытаниями образцов была определена температура "замораживания" $T^{\circ}_{зам}$ = 115°С и соответствующие ей модуль упругости $E_{зам}$ = 23,57 кг/см^2 и цена полосы $\delta^{(1,0)}_{o_{зам}}$ = 3,51 кг/см·полоса.

Так как нагревание оргстекла в диапазоне температур 90–120°С сопровождается линейной усадкой, достигающей 2,5–2,8%, все заготовки материала предварительно пятикратно отжигались в термостатах.

По условию задачи система плотина–основание является разномодульной: $E_{пл} : E_{осн} = 200000 : 140000 = 1,42$.

Благодаря сравнительно малому отношению $E_{пл} : E_{осн}$ систему, рассматриваемую как плоскую задачу, представилось возможным смоделировать приведением толщин. При этом модели основания и сооружения изготавливаются из одного и того же материала, а различие модулей упругости компенсируется поперечным размером модели соору-

жения:

$$\left(\frac{E_{пл}}{E_{осн}}\right)_н = \left(\frac{E_{пл}}{E_{осн}}\right)_м = \left(\frac{t_{пл}}{t_{осн}}\right)_м = const. \qquad (5)$$

Модель основания, изготовленная в соответствии с линейным масштабом α_ℓ, принята: ширина - $3\angle$, высота - 2,5 Н ($\angle$ - линейный размер модели сооружения в направлении оси X, Н - глубина заделки анкерных устройств от подошвы фундамента плотины в основание).

В водосливных элементах трещина в зоне "а-в" со стороны верхнего бьефа, определившая граничные условия на контуре плотина-основание, также замоделирована в виде одностороннего контакта, удовлетворяющего условиям натуры.

Градиент моделирующей нагрузки был обусловлен необходимой точностью измерения величин оптической разности хода m_i и поперечных деформаций ε_{t_i} соответствовавших возможностям измерительных приборов - координатно-синхронного поляриметра КСП-6 со слюдяным компенсатором Краснова СКК-2 и вертикального оптиметра ИЗВ-2.

Массовые силы - вес сооружения и его сейсмическая производная - моделировались на центробежной машине, оборудованной терморегулируемой камерой. Для этого модель, укрепленная на специальной оправке, ориентировалась внутри камеры по отношению к полю центробежного ускорения в соответствии с направлением моделируемого силового воздействия - собственного веса либо сейсмического импульса, направленного поперек плотины (вдоль реки).

Все виды горизонтального гидростатического нагружения моделировались по схеме, показанной на рис. 2а. По этой схеме треугольная (трапецеидальная) эпюра давления заменялась системой дискретно приложенных сил. Предварительно эпюра давления разделялась по высоте горизонтальными равноотстоящими сечениями на элементарные трапеции, количество которых назначалось по формуле

$N = 2^n$ (n – целое число). Действие каждой такой трапеции заменялось сосредоточенной силой–равнодействующей, приложенной в центре тяжести элемента. Давление на модель сооружения передавалось непосредственно через распределительные шинки, которые попарно объединялись многоярусной системой двухопорных балочек. Так, эпюры гидростатического давления на водослив аппроксимировались четырьмя сосредоточенными силами; загружение бычка моделировалось системой из восьми сил.

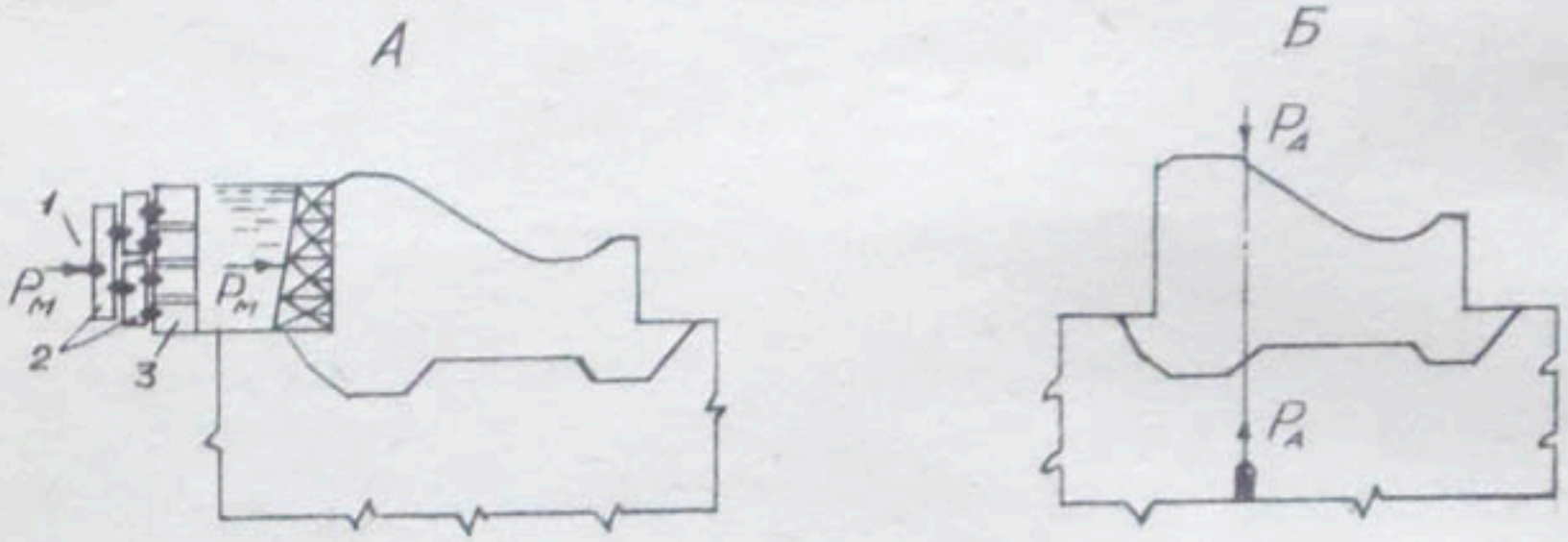


Рис.2. Схемы моделирования расчетных нагрузок на водослив:

А– моделирование гидростатических нагрузок на плотину: 1– ролик, воспринимающий нагрузку от равнодействующей моделирующей силы $P_м$; 2– двухопорные балочки; 3– жесткие распределительные шинки; Б– моделирование пригрузки с помощью анкерной системы.

Напряженное состояние основания плотины от при - грузки сооружения анкерными устройствами моделировалось механическим нагрузочным приспособлением, с помощью которого к модели прикладывалась система из двух взаимно уравновешенных сил (рис.2б). На водосливе шириной 8,0 м предусматривалась установка двух анкеров в симметрично расположенных створах; на бычке шириной 4,0 м - два анкера в одном створе по оси симметрии. Учитывая, что глубина погружения анкерного якоря принята 14,0 м, узел замоноличивания моделировался в предположении линейного вдоль оси плотины распределения анкерной заделки. Интенсивность нагрузки в ней определяется по формуле:

$$q_{(т/пог)} = \frac{A}{B}, \qquad (6)$$

где A - суммарное усилие от анкеров, расположенных на элементе плотины;

B - ширина элемента.

Экспериментальные нагружения моделей на стендах по методу "замораживания" деформаций по всем расчетным схемам, кроме случаев центробежного моделирования, проводились в термостате ВН-5804. Терморегулирование в процессе тарировочных испытаний материала и нагружение моделей осуществлялись по унифицированному температурному графику с помощью автоматического электронного моста типа ЭМЛ-12Б с локальным программным устройством.

Как уже отмечалось, фильтрационное давление воды было задано двумя эпюрами σ_x и σ_y, приложенными к поверхности контакта плотина-основание. В связи с тем, что между фундаментом плотины и скальным основанием существует жесткая монолитная связь, эпюра фильтрационного давления рассматривалась как эпюра контактных напряжений.

В результате обработки данных, полученных в ходе эксперимента, были рассчитаны эпюры напряжений для моделей. Результаты на этой стадии контролировались проверкой выполнения условий статического равновесия: $\Sigma \sigma_x + P_x = 0$

и $\sum \sigma_y + P_y = 0$, где P_x и P_y – составляющие моделирующей нагрузки; исходные данные контролировались путем построения интерполяционных графиков функций ($\sigma_1 - \sigma_2$), φ и ε_t .

Напряжения в натуре $\sigma_н$ и в модели $\sigma_м$ связаны между собой коэффициентом масштабного подобия K :

$$\sigma_н = \sigma_м \cdot K , \qquad (7)$$

который, в свою очередь, в случае моделирования плоской задачи определяется по формуле:

$$K = \frac{\beta}{\alpha_\ell \cdot \alpha_t} , \qquad (8)$$

где β – масштаб сил;

α_ℓ и α_t – масштабы линейных и поперечных размеров:

$$\beta = \frac{P_н}{P_м} = const ; \; \alpha_\ell = \frac{\ell_н}{\ell_м} = const ; \; \alpha_t = \frac{t_н}{t_м} = const \qquad (9)$$

$P_н$ и $P_м$ – равнодействующие массовых, сосредоточенных и распределенных сил в натуре и в модели;

$\ell_н, \ell_м$ и $t_н, t_м$ – длина и ширина любых двух сходственных элементов натуры и модели.

Коэффициенты β , α_ℓ и α_t выбираются независимо один от другого, однако каждый из них назначается соответственно своим критериям. В нашей работе они определились принятой методикой исследований, а также технологическими и конструктивными соображениями. Так, при центробежном моделировании линейные размеры модели сооружения – длина L и высота H – были определены из условий:

$$L_м \leq 0{,}1 \cdot R_ц \quad и \quad H_м \leq 0{,}1 \cdot R_ц . \qquad (10)$$

Здесь $R_ц$ – радиус центрифугирования (расстояние от центра тяжести модели сооружения до оси центрифуги), наибольшая величина которого 1,25–1,30 м ограничена конструкцией центробежной машины. При выполнении условий (10) можно считать, что поле инерционных сил в пределах модели постоянное, не зависящее от переменного радиуса R_i и для крайних точек модели различается не более чем на 5% от $R_ц$. Градиент нагрузки при моделировании гидростатических воздействий во всех схемах принимался практически неизменный (на бычке – 13,5–14,0 кг, на водосливе – 8,5–9,0 кг), так как его величина была рассчитана по чувствительности аппаратуры на оптимальные измеряемые величины: оптическую разность хода m, и поперечную деформацию ε_t. Основной масштаб поперечных размеров α_t определился в соответствии со средней толщиной модели $t_о$ =18,0 мм, которая при данном модуле $E_{зам}$ и градиенте нагрузок обеспечивала необходимую точность измерения поперечной деформации. Частные значения α_t зависели от фактической толщины листового оргстекла, из которого изготавливались модели. Так, плоский элемент водослива шириной 1,0 м был изготовлен в масштабах α_t =54,84–54,05, а для бычка шириной по фундаменту 4,0 м поперечные масштабы α_t=210,52-206,72.

Так как при центробежном моделировании величина инерционной силы пропорциональна линейным размерам, расчетный удельный вес модели был принят с коэффициентом приведения за счет поправки на толщину $t_м$, введенную ранее по формуле (5):

$$(\gamma_м)_{прив} = \gamma_м \left(\frac{E_{пл}}{E_{осн}}\right)_н . \qquad (11)$$

Ниже приведены расчетные формулы для коэффициентов масштабного перехода K при моделировании различных воздействий, в основе которых лежит зависимость (8).

1. Собственный вес: $$K = \frac{\alpha_e}{K_ц} \cdot \frac{\gamma_н}{(\gamma_м)_{прив}}, \qquad (12)$$

здесь $K_ц$ – коэффициент центрифугирования:

$$K_ц = \left(\frac{\pi \cdot n}{30}\right)^2 \cdot \frac{R_ц}{g}, \qquad (12\,а)$$

где n – скорость вращения каретки центрифуги, об/мин;

g = 9,81 м/сек^2 – ускорение свободного падения.

Экспериментальное нагружение проводилось при n = 200 об/мин и $R_ц$ = 1,29 м.

2. Гидростатическое давление воды и наносов:

$$K = \frac{P_н}{P_м} \cdot \frac{1}{\alpha_\ell \cdot \alpha_t}. \qquad (13)$$

3. Сейсмическое воздействие веса сооружения:

$$K = \frac{1{,}5 \cdot \alpha_\ell}{K_ц} \cdot \frac{\gamma_н}{(\gamma_м)_{прив}} \cdot K_c. \qquad (14)$$

Здесь K_c – коэффициент сейсмичности; экспериментальное нагружение проводилось при n = 245 об/мин и $R_ц$ = 1,35 м. При этом моделировании, как для массивных сооружений, рассматривается первая форма колебаний.

4. Сейсмическое воздействие гидростатического давления и наносов

$$K = \frac{1{,}5 \cdot P_н}{P_м} \cdot \frac{1}{\alpha_\ell \cdot \alpha_t} \cdot K_c. \qquad (15)$$

5. Анкерная пригрузка основания:

$$K = \frac{A_н}{A_м} \cdot \frac{1}{\alpha_\ell \cdot \alpha_t}, \qquad (16)$$

здесь $A_н$ – суммарная нагрузка от анкерных устройств, расположенных на элементе-бычке или водосливе;

$A_м$ – моделирующая нагрузка.

Эпюры напряжений от пригрузки основания анкерными системами приведены к виду воздействия единичного усилия $\sigma_н^{(A=1)}$ 1/см^2. В этом случае величина усилия в анкере, необходимая для погашения растягивающего напряжения в расчетной точке, определяется по формуле:

$$A_н = \frac{\sigma_\Sigma^{(+)}}{\sigma_н^{(A=1)}} \cdot a, \qquad (17)$$

где $A_н$ – расчетное усилие в анкерной системе, кг;

$\sigma_\Sigma^{(+)}$ – положительное (растягивающее) напряжение в расчетной точке контакта фундамента плотины с основанием при заданном сочетании нагрузок, кг/см^2;

a – коэффициент запаса.

В результате расчета экспериментальным методом была получена картина напряженного состояния в основании Фархадской плотины, представленная в виде эпюр σ_x, σ_y и τ_{xy} от каждой из расчетных нагрузок, а также их сочетаний (основных и особых), являющихся алгебраической суммой эпюр от отдельных воздействий. Но так как основной задачей исследований являлся расчет компенсирующего усилия в анкерных связях, при анализе напряженного состояния основное внимание было обращено на эпюру σ_y по контактному сечению. Сопоставление эпюр, полученных при различных схемах, показало, что основную роль в формировании напряженного состояния в основании бычка плотины играют собственный вес, гидростатическое и фильтрационное давления воды, а также, отчасти, волновое давление при ветре 2% обеспеченности и сейсмическое воздействие веса сооружения. Практически незначительное влияние оказывают давление наносов, волновое давление при максимальном ветре, а также сейсмическая производная гидростатического давления.

При основном сочетании нагрузок эпюра σ_y в бычке по контактному сечению I–I почти однозначна и лишь со стороны верхнего бьефа действует незначительное растягивающее напряжение $\sigma_y = +0{,}11$ кг/см^2 (рис. 3). Максимальное сжатие – 7,15 кг/см^2 приходится на угловую точку с низовой стороны фундамента. При особом сочетании нагрузок за счет влияния горизонтальных сейсмических сил общий перекос эпюры σ_y в сечении I–I возрастает: растяжение достигает +0,88 кг/см^2, а сжатие – 7,76 кг/см^2.

Согласно эпюре напряжений от пригрузки бычка единичной анкерной силой напряжение в расчетной точке составляет $\sigma_н^{(A=1)} = -0{,}78$ 1/см^2. Тогда по формуле (17) для основного и особого сочетаний нагрузок получим:

$$A_{н_{осн}} = \frac{+0{,}11 \cdot a}{-0{,}78 \cdot 10^{-6}} = -0{,}14 \cdot 10^6 \cdot a \text{ кг} = -140 \cdot a \text{ т};$$

$$A_{н_{особ}} = \frac{+0{,}88 \cdot a}{-0{,}78 \cdot 10^{-6}} = -1{,}125 \cdot 10^6 \cdot a \text{ кг} = -1125 \cdot a \text{ т}.$$

С учетом конструктивной схемы нагрузочного устройства, принятого при моделировании анкерной пригрузки бычка, приняв $a = 1$, получим усилия на один анкер:

$$P_{A_{осн}} = \frac{A_{осн}}{2} = \frac{-140}{2} = -70 \text{ т};$$

$$P_{A_{особ}} = \frac{A_{особ}}{2} = \frac{-1125}{2} = -563 \text{ т}.$$

Дополнительные напряжения по контакту I–I от анкерной пригрузки могут быть определены с помощью той же эпюры $\sigma_н^{(A=1)}$ по формуле:

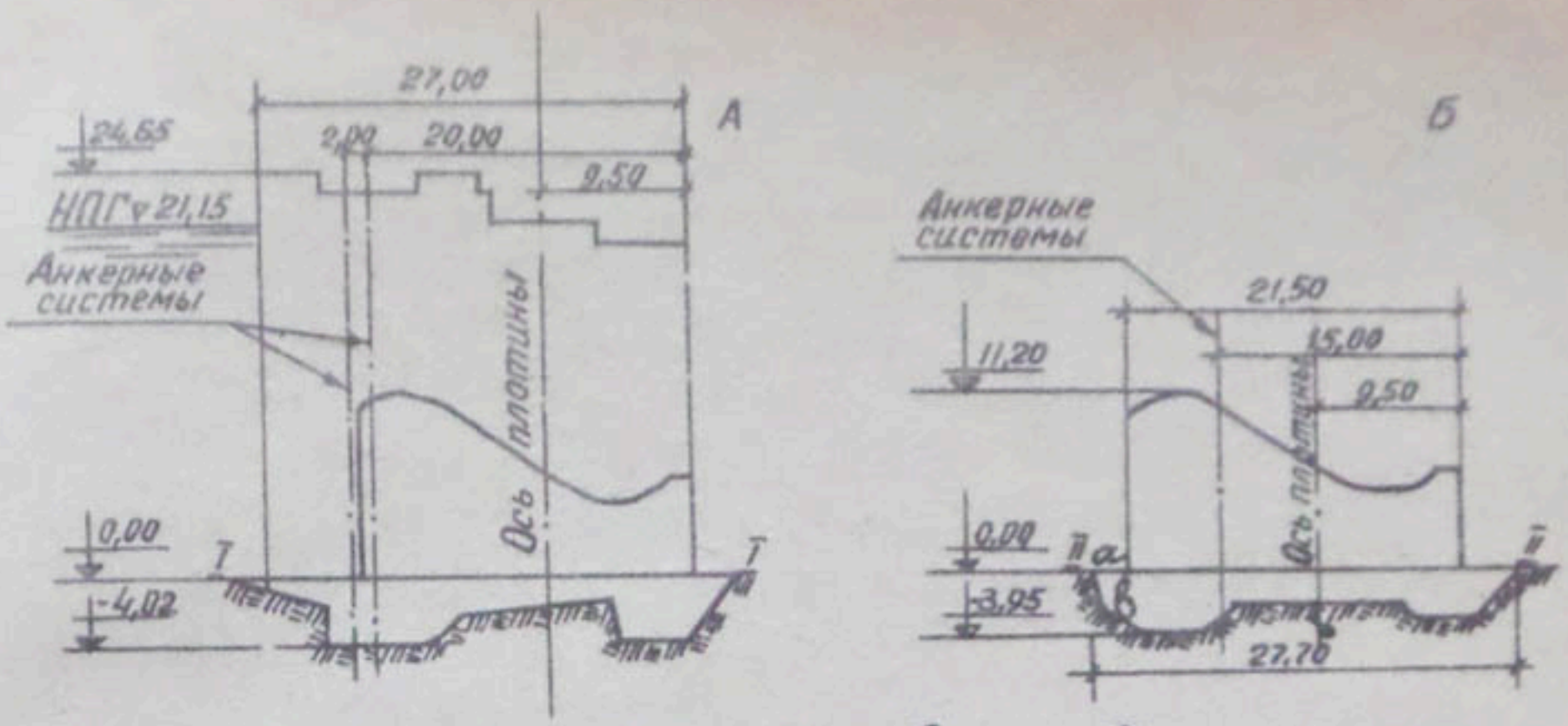


Рис. 3. Расчетные эпюры напряжений σ_y, кг/см и $\sigma_y^{(A-1)}$, 1/см^2 в натуре по контактным сечениям плотина–основание:
А– напряженное состояние под бычком в сечении I–I;
Б– напряженное состояние под водосливом в сечении II–II;
"а–в" – зона трещины по контакту.

$$\Delta\sigma_{н_{анк}} = \sigma_н^{(A=1)} \cdot A_{особ} \cdot \qquad (18)$$

В характерных точках контура I–I получим:

$-0{,}78 \cdot 10^{-6} \cdot 1125 \cdot 10^3 = -0{,}88$ кг/см^2

$-1{,}90 \cdot 10^{-6} \cdot 1125 \cdot 10^3 = -2{,}14$ "

$-2{,}02 \cdot 10^{-6} \cdot 1125 \cdot 10^3 = -2{,}28$ "

$-2{,}12 \cdot 10^{-6} \cdot 1125 \cdot 10^3 = -2{,}36$ " и т.д.

Анализируя напряженное состояние по контакту П–П под подошвой фундамента водослива, можно заметить некоторую особенность в характере эпюры σ_y, которую вносит трещина на участке "а–в". Ее вершина в точке "в" совмещена с вершиной полигонального контура фундамента, а, как известно, каждая из них – вершина трещины и вершина угла – является концентратором напряжений, причем ориентация трещины совпадает с нормалью к главным напряжениям, оказывающим действие в направлении раскрытия трещины. На эпюрах σ_y в сечении П–П при основных и особых сочетаниях в качестве расчетного следует рассматривать напряжение в вершине трещины – в точке "в", где, соответственно, +0,98 и 1,115 кг/см^2. Положительные напряжения, действующие на контуре трещины в зоне "а–в" ("берег" трещины) со стороны фундамента водослива, обусловлены влиянием непосредственно приложенного к нему фильтрационного давления. Вследствие односторонней связи между фундаментом и основанием на участке "а–в" трещины фактическая зона жесткого контакта начинается в точке "в", которая при определении анкерного усилия принята за расчетную. По эпюре $\sigma_н^{(A=1)}$ на водосливе в точке "в" напряжение составляет $-0{,}85 \cdot 10^{-6}$ 1/см^2:

$$A_{н_{осн}} = \frac{+0{,}98 \cdot a}{-0{,}85 \cdot 10^{-6}} = -1{,}15 \cdot 10^6 \cdot a \text{ кг} = -1150 \cdot a \text{ т};$$

$$A_{н_{особ}} = \frac{+1{,}15 \cdot a}{-0{,}85 \cdot 10^{-6}} = -1{,}35 \cdot 10^6 \cdot a \text{ кг} = -1350 \cdot a \text{ т}.$$

Усилие, приходящееся на каждый из двух анкеров, устанавливаемых на водосливе, при $\alpha = 1$:

$$P_{A_{осн}} = \frac{A_{осн}}{2} = \frac{-1150}{2} = -575 \text{ т};$$

$$P_{A_{особ}} = \frac{A_{особ}}{2} = \frac{-1350}{2} = -675 \text{ т}.$$

Аналогично дополнительные напряжения в вершинах полигонального контура П-П от пригрузки анкерами составят:

в точке "а": $\Delta\sigma_{н_а} = -0,28 \cdot 10^{-6} \cdot 1350 \cdot 10^3 = -0,38$ кг/см^2

в точке "в": $\Delta\sigma_{н_в} = -0,85 \cdot 10^{-6} \cdot 1350 \cdot 10^3 = -1,15$ "

$-1,25 \cdot 10^{-6} \cdot 1350 \cdot 10^3 = -1,70$ "

$-1,14 \cdot 10^{-6} \cdot 1350 \cdot 10^3 = -1,54$ "

$-1,59 \cdot 10^{-6} \cdot 1350 \cdot 10^3 = -1,82$ " и т.д.

Из сопоставления расчетных усилий натяжения анкерных связей на бычке и водосливе, полученных при особом сочетании нагрузок, следует, что контактные напряжения в основании водослива заключают в себе бо́льшую опасность отрыва, чем в основании бычка. При этом основное влияние на формирование положительных напряжений оказывают горизонтальное гидростатическое и вертикальное фильтрационное давления; последнее в расчетных схемах бычка и водослива идентично.

Превышение расчетного анкерного усилия на водосливе по сравнению с пригрузкой бычка объясняется прежде всего геометрическим фактором. Водослив представляет собой блок с переменной высотой - от 15,15 м в верховой части до 7,55 м в нижней трети; при этом его изгибная жесткость EJ в вертикальной плоскости изменяется по длине сооружения в 8 раз, [x] что существенно ослабило

---

x) Высота вертикального рабочего сечения водослива и бычка измеряется до подошвы фундамента.

эффект "жесткого штампа". Этому же способствовал относительно высокий модуль деформации скального основания, который составляет $E_{осн} = 0,7 \cdot E_{пл}$. Трещина в зоне "а –в" по контактному сечению П–П снизила момент сопротивления в направлении действующих растягивающих усилий и вместе с тем увеличила концентрацию напряжений в точке "в".

В совокупности оба фактора (геометрические очертания, обусловившие переменную жесткость EJ водослива и незначительное отличие между модулями деформации сооружения и основания) привели к тому, что усилие от натяжения анкеров, рассчитанное с предварительно назначенным эксцентриситетом относительно геометрического центра тяжести горизонтальной проекции фундамента, оказалось в упругом центре поперечного (вдоль потока) сечения водослива и по этим причинам фактический восстанавливающий момент оказался значительно ниже расчетного.

Следует отметить, что передача столь больших сосредоточенных усилий – до 675–700 т – через анкерную систему сопряжена со значительными техническими затруднениями в изготовлении самих анкерных пучков и их надежном замоноличивании в скальное основание в одной скважине. Принципиально решение задачи в части пригрузки водослива имеет несколько вариантов, из которых наиболее целесообразным, по нашему мнению, следует считать заложение анкерных скважин с наклоном к горизонту до $45–50^{\circ}$. При этом направление действия внешних усилий приближается к нормали по отношению к трещине "а–в", чем достигается наибольшая эффективность анкерной пригрузки. Возможен также смешанный вариант – бурение наклонных скважин с увеличением их числа до трех на каждой из секций водослива.

Литература

1. А.Дюрелли, У.Райли. Введение в фотомеханику (поляризационно-оптический метод). М., "Мир", 1970 .

2. УП Всесоюзная конференция по поляризационно-оптическому методу исследования напряжений. Таллин, 1971.

3. К.К.Казакбаев, Н.Р.Хамраев, В.Г.Дианов. Плотины Средней Азии. Ташкент, изд-во "Узбекистан", 1973.

4. Л.Мюллер. Инженерная геология. Механика скальных массивов. М., "Мир", 1971.

5. Технический отчет по экспериментально-исследовательской работе по теме "Поляризационно-оптические исследования напряженного состояния основания бетонной Фархадской плотины в связи с разработкой проекта ее реконструкции". Институт "Средазгипроводхлопок", инв. № 21639, Ташкент, 1973.

6. Л.Фёппл, Э.Мёнх. Практика оптического моделирования. Новосибирск, "Наука" (Сибирское отделение), 1966.

7. М.Фрохт. Фотоупругость. М.-Л., ОГИЗ, т.1-1947, т.П-1950.

УДК 65.012.122(627.833:626.82)

Б.С.ПЛУТНО, руковод. лабор.
В.К.ГИРИЧЕВ, нач. отдела
(Средазгипроводхлопок)

ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ АВТОМАТИЧЕСКИХ ВОДОДЕЙСТВУЮЩИХ ЗАТВОРОВ ПОСТОЯННОГО ГОРИЗОНТА ВЕРХНЕГО БЬЕФА С ПОПЛАВКОМ НА ОБШИВКЕ И С ВЫНОСНЫМИ ПОПЛАВКАМИ

Предполагая, что затворы с поплавком на обшивке могут найти широкое применение на межхозяйственных и внутрихозяйственных каналах в Голодной степи, институт "Средазгипроводхлопок" в 1958 г. заказал САНИИРИ лабораторные модельные исследования этих конструкций [1]. Конструкция и принцип действия вышеуказанных и затворов, описанных в работе [2], аналогичны.

Исследования показали, что затвор с поплавком на обшивке вполне работоспособен, но имеет два существенных недостатка:

поддерживает горизонт воды с неизбежной ошибкой из-за воздействия на поплавок переменного по величине гидродинамического давления потока;

открывается только на половину высоты перекрываемого отверстия, что снижает его пропускную способность.

Для устранения этих недостатков было рекомендовано заменить поплавок на обшивке поплавками, вынесенными

в колодцы (рис. 1).

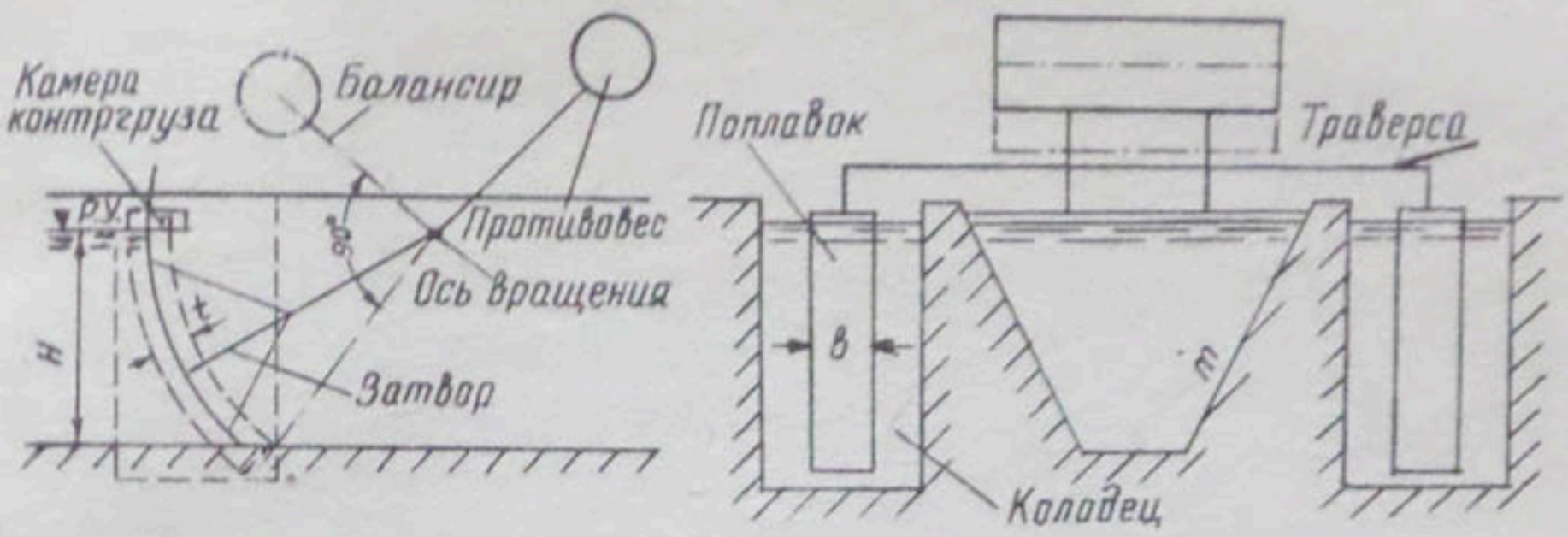


Рис. 1. Схема затвора с выносными поплавками. (Условным знаком — · — · — показан балансир, добавленный по проекту реконструкции)

В соответствии с рекомендациями САНИИРИ институт "Средазгипроводхлопок" в 1960–1961 гг. запроектировал группу затворов с выносными поплавками для каналов в Голодной степи. Наибольшее распространение получили затворы типоразмера СТА-170 и СТА-140, где цифры обозначают расчетное значение напора на пороге Н, соответствующее регулируемому уровню (Р.У.). Выносные поплавки крепятся к обшивке затвора с помощью траверсы и располагаются в колодцах, выполненных из круглых железобетонных труб. Обшивка затвора принята трапецеидального сечения с коэффициентом заложения $m = 0{,}5$; размеры поперечного сечения каждого из двух поплавков ($b \times t$) соответственно 18 х 35 см и 15 х 30 см. Уравновешивание затвора предполагалось укладкой в противовес и балластные камеры на обшивке расчетных грузов (величина их определялась при расчете конструкции). Такие затворы были применены в проектах перегораживающих сооружений хозяйственных каналов КТР-1, КТР-2, ЮР-16, ЮР-17, ПР-1 и др. на расход от 2,0 до 5,0 $м^3$/сек.

После того как эти сооружения были построены, затворы изготовлены и смонтированы, институт предпринял попытку наладить, отрегулировать и запустить в работу опытные образцы гидроавтоматов, установленных на канале ЮР-17 [3]. Оказалось, что:

неизбежные при изготовлении затворов отклонения в размерах и весах элементов сделали расчетное уравновешивание практически невыполнимым;

из-за малых размеров поплавков запущенные в автоматическую работу затворы оказались неустойчивыми, легко входили в режим автоколебания с недопустимой амплитудой. В связи с этим затворы признаны неработоспособными.

Была также сделана попытка применения затворов с поплавком на обшивке. С этой целью в 1965 г. запроектирована группа затворов для Юго-Западного массива Голодной степи: 1,5 ЮЦ, 2 ЮЦ и 4 ЮЦ (рис.2).

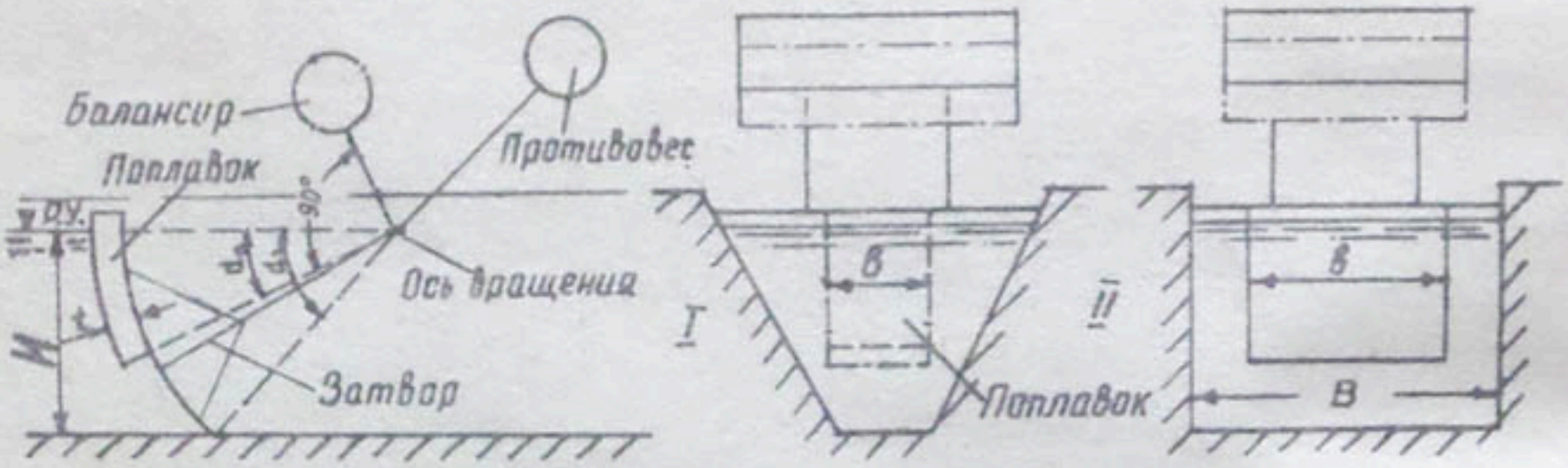


Рис.2. Схема затвора с поплавком на обшивке:
I- типа СТА; II- типа ЮЦ.
(Условным знаком —·—·— показаны элементы, добавленные по проекту реконструкции.)

Затвор типоразмера 1,5 ЮЦ перекрывает отверстие шириной (В) 150 см с напором на пороге (Н) 150 см и имеет поплавок шириной (b) 70 см и толщиной (t) 12 см. У двух других затворов эти параметры следующие:

2 ЮЦ : В = 200 см; Н = 200 см; b = 70 см; t = 12 см;
4 ЮЦ : В = 400 см; Н = 200 см; b = 100 см; t = 12 см.

У всех затворов этой группы щитовая часть прямоугольной формы с резиновым уплотнением, а для регулировки предусмотрены те же элементы, что и для затворов СТА.

Пропускная способность затворов охватывает диапазон от 2–3 до 8–8 $м^3$/сек.

К тому времени, когда перегораживающие сооружения на этих каналах были построены, а затворы смонтированы, стало ясно, что в первозданном виде в автоматическом режиме они работать не смогут из–за недостаточных размеров поплавков, усложненной методики регулировки, прямоугольной формы затвора и уплотнения, вызывающего силы трения, недопустимые для подобных конструкций. В связи с этим затворы были оснащены ручными подъемниками.

В 1969 г., на основании положительного опыта работы подобных конструкций на лотковых распределителях [2], было решено отыскать приемлемое техническое решение реконструкции построенных гидроавтоматов с целью перевода их в автоматический режим работы. Из числа построенных было выбрано несколько сооружений с гидроавтоматами, выполнена необходимая реконструкция, затворы доведены до работоспособного состояния и исследованы в производственных условиях.

Руконструкция и исследования гидроавтомата с выносными поплавками

Для проверки решения, обеспечивающего работоспособность затворов с выносными поплавками, было выбрано перегораживающее сооружение на ПК 8+05 канала КТР–1,

орошающего земли голодностепского совхоза № 1. Расчетный максимальный расход его 2,2 м^3/сек при разности уровней 35 см.

При реконструкции на гидроавтомате была изменена система регулировки: применен хорошо зарекомендовавший себя метод уравновешивания затвора в двух положениях двумя грузами [2,4], для чего в конструкцию был включен балансир (см.рис.1). Кроме того, увеличены размеры поплавков и емкость противовеса. Необходимые размеры поплавков подбирались опытным путем в процессе исследований. Для этого были изготовлены три пары съемных поплавков с размерами поперечного сечения: 22х40 см, 22х18 см и 77,5х57 см.

Сама реконструкция и наладка затвора сложности не представляет, но для доведения автомата до работоспособного состояния поплавки пришлось менять трижды, так как удовлетворительную устойчивость смогли обеспечить только поплавки максимального размера 77,5х57 см.

Наблюдения за затвором и исследования его проводились в 1969-1971 гг. [5,6] посредством визуальных наблюдений и инструментальных замеров основных параметров (положение уровней в верхнем и нижнем бьефах измерялось по рейкам и записывалось с помощью самописцев уровня "Валдай"; углы открытия - по специальному угломеру; расход - вертушкой). В процессе исследований через затвор пропускались расходы от 0,44 до 2,86 м^3/сек, при этом угол открытия затвора не превышал 19^o.

После проверки работоспособности затвора на поддержание расчетного Р.У., соответствующего напору Н=170 см, по просьбе службы эксплуатации, затвор был отрегулирован на поддержание Р.У., соответствующего напору Н=160 см.

Исследования показали, что затвор надежно и устойчиво работает в автоматическом режиме без демпфирующего устройства. Даже искусственно вызванные волнения в канале и раскачка самого затвора гасились с прекращением возмущающего воздействия. При самых неблагоприятных естественных условиях (сильный порывистый ветер) амплитуда колебаний обшивки затвора не превышает 3-4 см. В автоматическом режиме затвор вполне удовлетворительно справ-

ляется с искусственной пригрузкой: вес 70–80 кг, приложенный к поплавку или противовесу, вносит погрешность в поддержание горизонта не более 10–12 см.

Отрегулированный на поддержание Р.У. 160 см, затвор, в зависимости от угла открытия (расхода), поддерживал горизонт воды в пределах 160–169 см (рис.3). Само по себе абсолютное значение ошибки (9 см) не велико: если бы она распределялась относительно Р.У. равномерно ±4,5 см (то есть по горизонту 164,5–155,5 см), то не превышала бы ±2,8% от напора. Но однозначное ее положение следует признать неудачным. Вместе с тем, если абсолютная ошибка характеризует свойства регулятора, то ее распределение зависит только от методики регулирования. Перераспределения ошибки можно добиться перегрузкой емкости противовеса и балансира в процессе эксплуатации, как это нами рекомендовано [2].

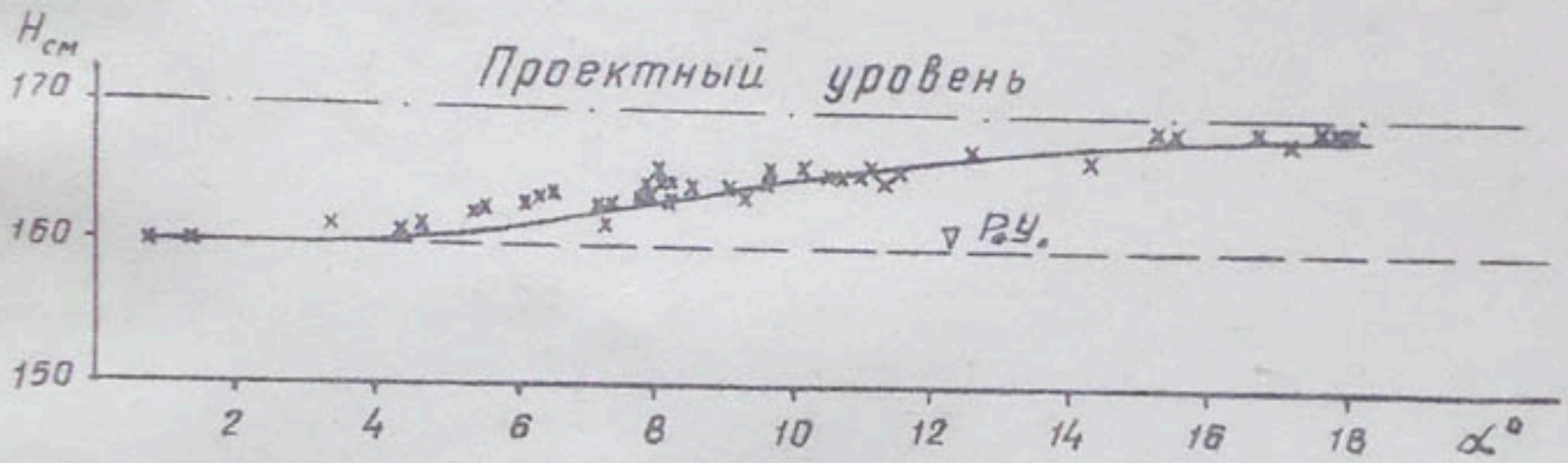


Рис.3. Зависимость уровня, поддерживаемого затвором с выносными поплавками, от угла открытия (х – точки, полученные непосредственным измерением).

В процессе исследований для определения гидравлических характеристик затвора трижды замерялся расход, соответствующий ему угол открытия автомата, напор на пороге и гидравлический перепад (табл.1).

Таблица 1

№№ п/п	Расход Q, $м^3/сек$	Напор на пороге H_t, м	Угол открытия затвора α°	Режим истечения из-под затвора	Гидравлический перепад напора z, см	Коэффициент расхода μ
1	0,44	1,80	$1^\circ 28'$	Подтопленный	94,0	0,78
2	1,88	1,85	9 36	"	61,0	0,68
3	2,88	1,885	18 3	"	47,5	0,83

На основании этих замеров вычислены коэффициенты расхода сооружения с авторегулятором по формуле для затопленного истечения

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gz},$$

где Q, μ, z – см. табл.1;
ω – площадь подщитового отверстия;
g – ускорение свободного падения.

Вычисленные по этим данным значения μ приведены в табл. 1 и на рис.4. Как видно из графика на рис.4, значение коэффициента расхода уменьшается с увеличением угла открытия и стремится к постоянной величине порядка $\mu = 0,80$.

Переданный на попечение службы эксплуатации совхоза № 1 затвор и в 1972 г. продолжал работать в автоматическом режиме.

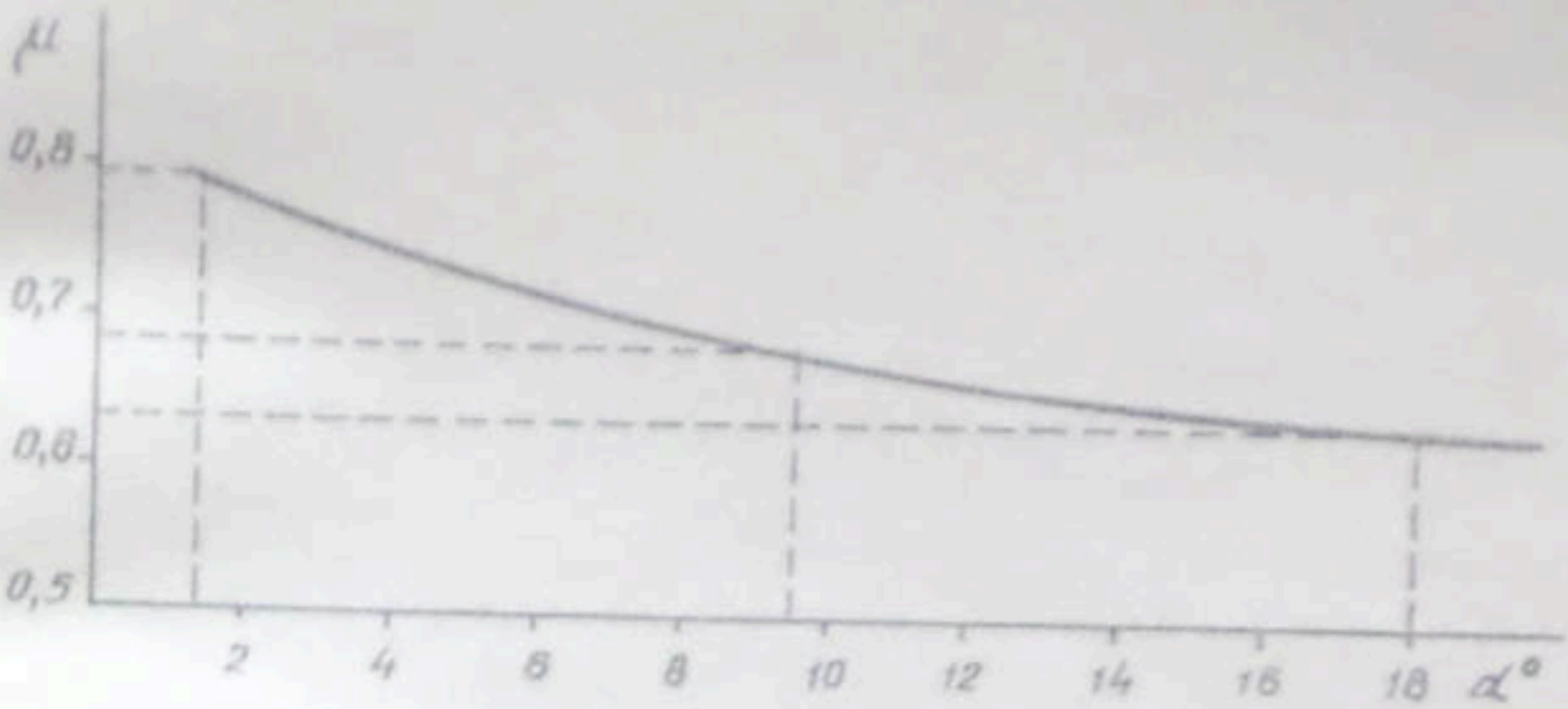


Рис.4. Зависимость коэффициента расхода от угла открытия затвора с выносными поплавками при затопленном истечении.

Реконструкция и исследования гидроавтоматов с поплавком на обшивке

Производственная проверка конструкции с поплавком на обшивке проводилась на трех затворах: два из них были реконструированы из затворов с выносными поплавками типа СТА-140 и СТА-170, основой для третьего послужил затвор типа 4 ЮЦ.

А. Затворы типа СТА-140 и СТА-170

Исследования названных затворов выполнялись для отыскания наиболее оптимального варианта реконструкции затворов с выносными поплавками. С этой целью были выбраны два перегораживающих сооружения на ПК 13+33 и 32+33 канала КТР-2 (орошающего земли голодностепского совхоза № 1). На первом стоял затвор типа СТА-170, на втором - СТА-140. Оба сооружения

открытые, с перепадом в виде водоската за щитовой частью, обеспечивающего свободный режим истечения при любом расходе. Расчетный максимальный расход через затвор СТА-170 3,2 м^3/сек, через СТА-140 2,8 м^3/сек.

В порядке реконструкции с затворов были сняты выносные поплавки и траверсы, навешены поплавки на обшивку, установлены балансиры, сделаны упоры, предотвращающие зависание и опрокидывание затворов, установлены демпфирующие устройства. Поплавки для обоих типоразмеров приняты шириной (b) 100 см, толщиной (t) 15 см и рабочим центральным углом поплавка (α_n) 25°. Поскольку центральный угол рабочей части обшивки обоих затворов равен 43°, а поплавков 25°, пропускная способность реконструированных затворов уменьшилась, но, как показали исследования, оказалась вполне достаточной для выбранных сооружений.

Реконструкция и наладка реконструированных затворов, сделанная по методике, описанной в работах [2,4], затруднений не вызвали: затворы с первой попытки стали работать в автоматическом режиме.

Наблюдения за затворами и исследования их проводились в 1969-1971 гг. [5,6] с помощью визуальных наблюдений и инструментальных замеров, как при изучении затвора с выносными поплавками. В процессе исследований через затворы пропускались расходы:

СТА-170 - до 3,30 м^3/сек при угле открытия $\alpha = 17°30'$

СТА-140 - до 2,76 м^3/сек при угле открытия $\alpha = 23°30'$.

В течение всего периода наблюдений затворы с демпфирующими устройствами надежно и устойчиво работали в автоматическом режиме, успешно гася колебания, вызванные даже искусственно. Амплитуда колебаний затвора не превышает 2-3 см.

Без демпфера устойчивость гидроавтоматов оказалась недостаточной. Искусственная пригрузка (вес 70-80 кг, приложенный к обшивке или противовесу) может вывести их из автоматического режима работы.

Точность поддержания заданного уровня обоими затворами показана на рис.5, из которого видно, что оба затвора работают с однозначной положительной ошибкой, зависящей от угла открытия затвора. Максимальное наблюденное ее значение для затвора типа СТА-170 не превышает 9 см, СТА-140 - 13 см. При равномерном распределении ошибки относительно регулируемого горизонта эти значения соответственно ±4,5 см и ±6,5 см, что составляет 2,6 и 4,7% от регулируемого напора.

Для проверки работоспособности затворов при регулировании горизонта воды на уровне выше расчетного затвор типа СТА-170 на несколько дней был перерегулирован на Р.У., соответствующий напору 178 см. Перерегулировка практически не повлияла на качество его работы.

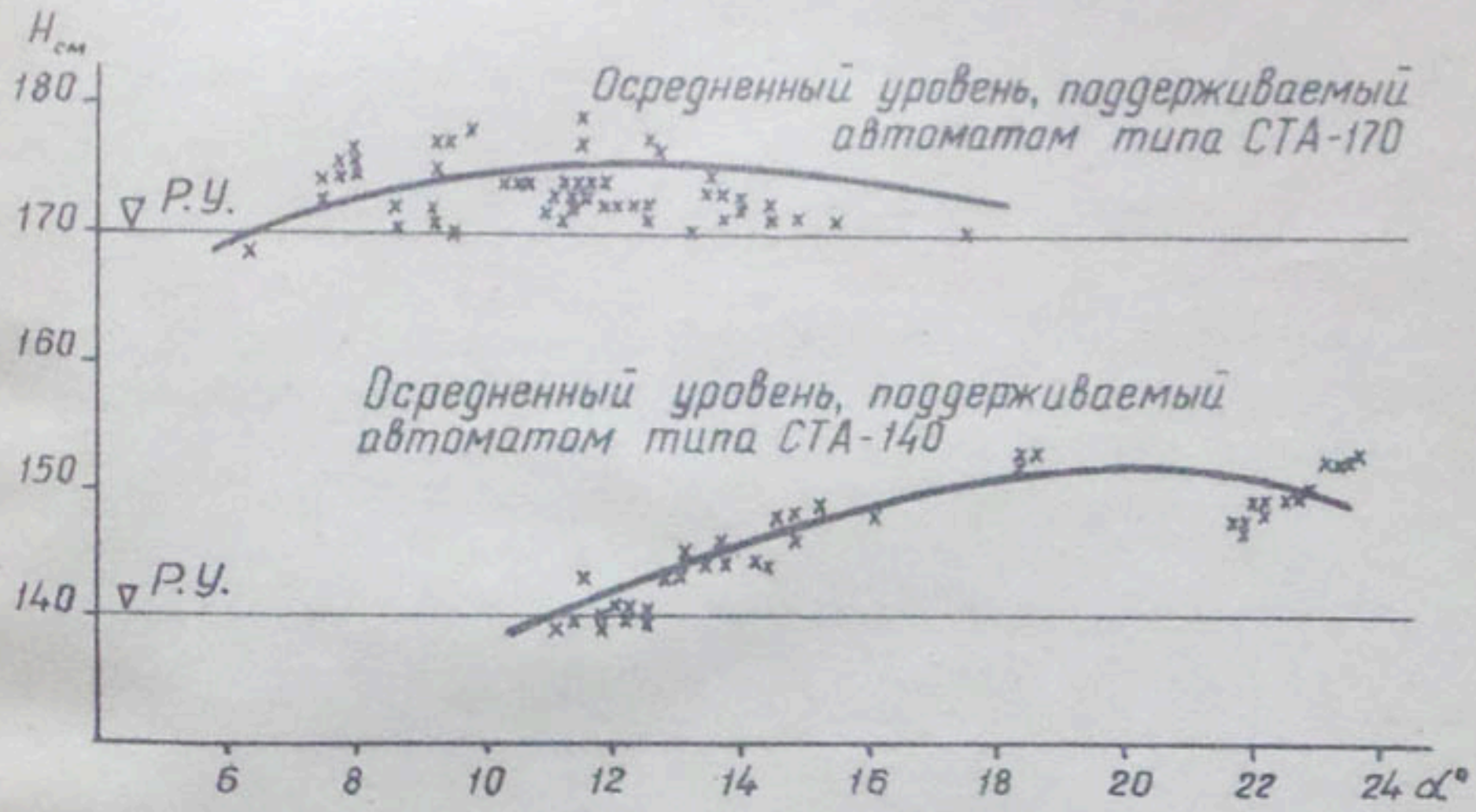


Рис.5. Зависимость уровня, поддерживаемого затворами с поплавком на обшивке типа СТА-140 и СТА-170, от угла открытия.

В процессе исследований для определения гидравлических характеристик затворов на каждом из них трижды замерялись: расход, соответствующий ему угол открытия автомата и напор на пороге (табл.2).

Таблица 2

Тип автомата	Расход Q, $м^3/сек$	Напор на пороге H, м	Угол открытия затвора α°	Режим истечения из-под затвора	Коэффициент расхода μ
СТА-170	1,1	1,855	4°18′	Свободный	0,625
	2,43	1,74	10 54	"	0,463
	2,92	1,73	14	"	0,434
СТА-140	0,64	1,39	3 6	"	0,575
	1,56	1,41	12 6	"	0,397
	2,76	1,52	23 24	"	0,378

На основании этих замеров вычислены коэффициенты расхода сооружения с авторегулятором по формуле для свободного истечения $Q = \mu \omega \sqrt{2gH}$.

Вычисленные значения μ представлены в табл.2 и на рис.8. Как видно из графика на рис.8, кривые имеют одинаковый характер и довольно близкое совпадение. Значение коэффициента расхода уменьшается с увеличением угла открытия затвора и с приближением к максимальному углу стремится к величине порядка $\mu = 0,37$.

Переданные на попечение службы эксплуатации совхоза № 1 затворы и в 1972 г. работали в автоматическом режиме.

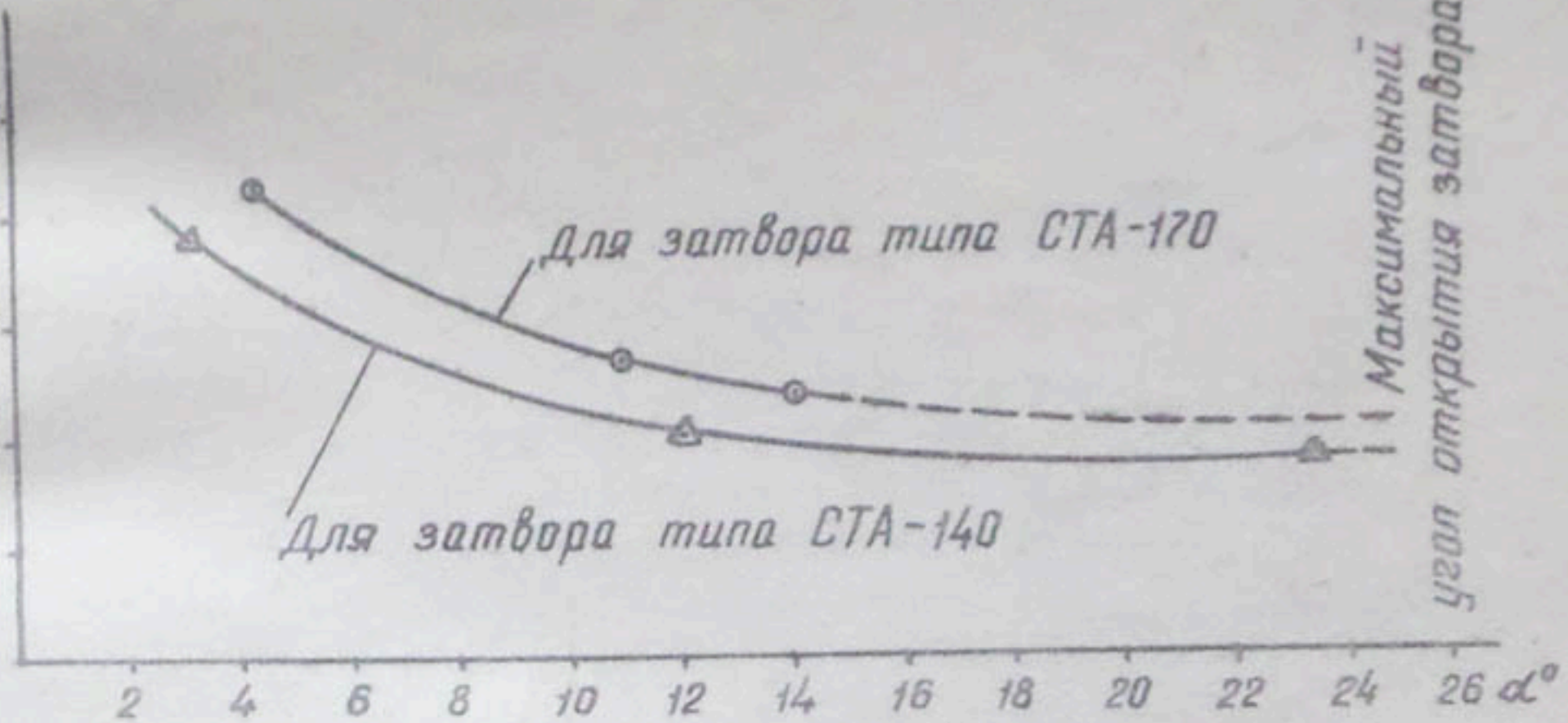


Рис.8. Зависимость коэффициента расхода от угла открытия затворов с поплавком на обшивке при свободном истечении.

Б. Затвор типа 4 ЮЦ

Для отработки решения, обеспечивающего работоспособность затворов типа ЮЦ, было выбрано перегораживающее сооружение на ПК 152 канала ЮР-18-1, который на этом участке орошает земли голодностепского совхоза № 28. Расчетный максимальный расход 5,4 м^3/сек при разности уровней 30 см.

В порядке реконструкции на затворе-автомате был установлен балансир, сделан упор, предотвращающий зависание и опрокидывание затвора, срезан существующий поплавок и навешен новый, снято резиновое уплотнение, установлены демпфирующие устройства. Толщина нового поплавка увеличена до 20 см, значение рабочего угла осталось прежним $\alpha_n = 22^\circ$. Ширина поплавка подбиралась опытным путем из условий устойчивости авто-

мата. Наибольшая устойчивость автомата наблюдалась при ширине 320 см. При этом колебания затвора не превышали $\pm 1^{o}$.

По просьбе службы эксплуатации затвор был отрегулирован на уровень ниже оси вращения на 4 см.

Наблюдения за затвором и исследования его проводились в течение 1971 г. по обычной методике. Через затвор пропускались расходы от 4,1 $м^{3}$/сек (при угле открытия 9^{o}) до 6,35 $м^{3}$/сек (при угле открытия 22^{o}). Таким образом, пропускная способность автомата оказалась значительно выше проектной.

Исследования показали, что затвор надежно и устойчиво работает в автоматическом режиме, хорошо справляясь с искусственной прнгрузкой: вес 70-80 кг вносит в работу автомата незначительную погрешность (3-5 см).

В щели, образовавшиеся после снятия уплотнения, попадает мусор и застревает там, но действующие на затвор силы настолько велики, что заклинивания не происходит. Затвор при движении сминает и перемалывает его.

Отрегулированный на поддержание Р.У. 196 см, затвор, в зависимости от угла открытия (расхода), поддерживал горизонт воды в пределах 196-200 см (рис.7).

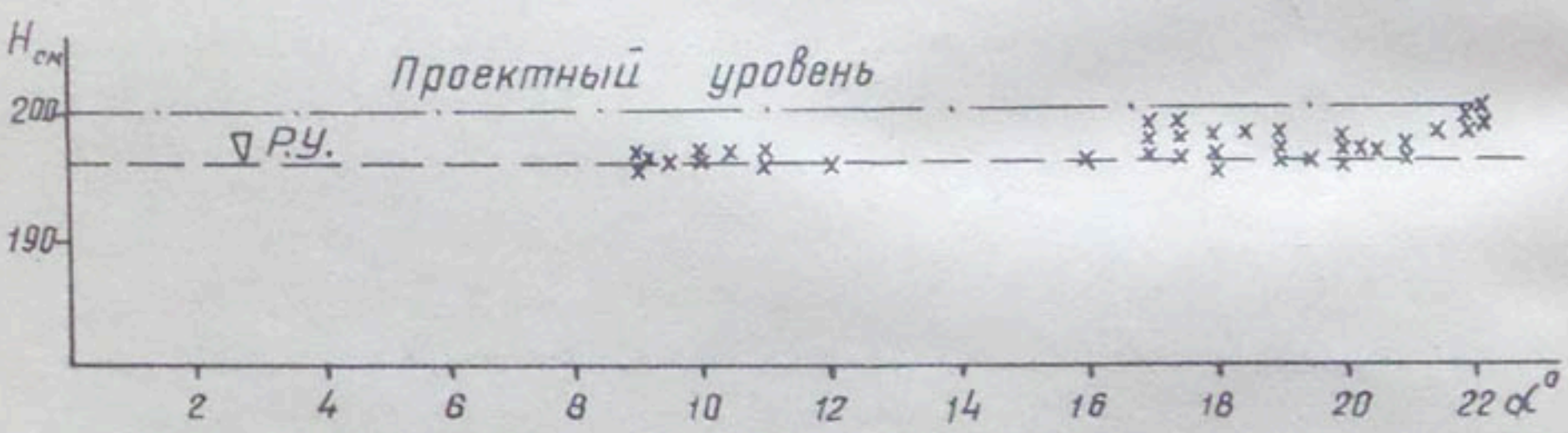


Рис.7. Зависимость уровня, поддерживаемого затвором с поплавком на обшивке типа 4 ЮЦ, от угла открытия.

Ошибка однозначная, положительная, с максимальной величиной 4 см, что составляет всего 2% от регулируемого напора.

Коэффициент расхода вычислялся по наиболее точному замеру расхода, близкого к максимальному. При $Q = 5{,}6$ м^3/сек угол открытия затвора равен 18°, перепад напоров с учетом скоростного напора $Z_0 = 30{,}5$ см, истечение затопленное. Вычисленный по формуле для затопленного истечения $Q = \mu\omega\sqrt{2gZ_0}$, коэффициент расхода μ равен 0,75.

Выводы

1. В течение 1969–1972 гг. до работоспособного состояния доведены и исследованы обе ранее применявшиеся конструкции автоматических затворов для каналов: типа СТА и ЮЦ.

Все реконструированные затворы могут работать в автоматическом режиме, поддерживая горизонт воды с достаточной точностью (ошибка не превышает $\pm 5\%$ от регулируемого напора) и достаточно устойчиво.

2. Принятая при реконструкции всех затворов методика их уравновешивания с помощью противовеса и балансира в полной мере себя оправдала.

3. Затвор с выносными поплавками обладает повышенной пропускной способностью и точностью, но конструктивные недостатки снижают ценность его преимуществ:

колодцы для выносных поплавков усложняют конструкцию сооружения и увеличивают объем бетонных работ;

громоздкие выносные поплавки и траверса, большие размеры емкостей противовеса и балансира делают затвор неконструктивным, увеличивают объем металлоконструкций, ухудшают эксплуатационные качества.

В связи с этим конструктивная схема с выносными поплавками может быть рекомендована только для восстановления автоматической работы построенных сооружений с затворами типа СТА и только в тех случаях, когда из-за пропускной способности неприменимы другие варианты реконструкции, в частности вариант с поплавком на обшивке.

4. Затворы с поплавком на обшивке обладают меньшей пропускной способностью по сравнению с затвором с выносными поплавками, но значительно проще по конструкции, легче в эксплуатации. Они рекомендуются в качестве одного из вариантов реконструкции уже построенных сооружений с затворами типа СТА и ЮЦ и для вновь проектируемых сооружений.

5. Как правило, затворы с поплавком на обшивке. нуждаются в механическом демпфировании. Конструкция поршневого демпфера (аналогичная описанной в работе [2]), опробированная на вышеперечисленных сооружениях, показала хорошую работоспособность и высокую надежность и рекомендуется к широкому применению.

6. В процессе наладки затвор можно отрегулировать на поддержание любого напора в пределах 1,2–0,8 от расчетного без существенных ухудшений качества его работы.

7. Эксплуатация затворов проста и требует в основном эпизодических мероприятий по пуску и консервации (окраска затворов, смазка трущихся поверхностей, заливка демпфирующей жидкости).

8. Для реконструкции существующих сооружений, монтажа и эксплуатации авторегуляторов разработаны технические указания и инструкции [6].

9. Для широкого применения затворов с поплавком на обшивке в новых проектах недостаточно материалов настоящих производственных [5,6,7] и ранее выполненных лабораторных исследований [1,4], так как

нет методики определения оптимальных размеров поплавков;

недостаточно полно и точно изучена пропускная способность затворов при различных режимах истечения;

требует усовершенствования методика регулирования, обеспечивающая равномерное распределение ошибки.

Эти вопросы могут быть решены только в лабораторных условиях, но мы считаем, что имеющийся опыт и

введение определенных коэффициентов запаса при решении недостаточно изученных вопросов позволяют широко применять эти затворы в проектах уже в настоящее время.

10. Обобщение результатов лабораторных и производственных испытаний позволяет дать рекомендации, которыми следует пользоваться при конструировании и привязке новых затворов:

а) затворы работоспособны при любом режиме истечения;

б) способность затворов противодействовать постороннему вмешательству возрастает с размерами затвора. Поэтому считаем возможным рекомендовать к применению затворы, перекрывающие отверстие с площадью поперечного сечения от 4 м^2 (пропускная способность порядка 2,5–3 м^3/сек) и выше. Для ограничения верхнего предела пока критериев нет, но, безусловно, даже самые большие из встречающихся на внутрихозяйственных каналах расходы (до 10 м^3/сек) могут быть пропущены затворами этой конструкции;

в) щитовой лоток и обшивку затвора следует конструировать трапецеидального сечения с коэффициентом заложения откоса не менее 0,15. Резиновое уплотнение не ставить, но предусмотреть закладные части, повторяющие профиль обшивки по дну и откосам, шириной не менее 20 см. Для них в щитовом лотке оставляются штрабы, а перед монтажом их следует прихватить сваркой к обшивке затвора и монтировать вместе с затвором;

г) конструкция опорной балки и опорных узлов должна позволять смещать последние в плане и по высоте не менее чем на 20 см;

д) в конструкцию обязательно включать балансир, демпфер и средство для ручного управления затвором;

е) конструкция затворов должна позволять при ручном управлении полностью открывать подщитовое отверстие;

ж) высоту поплавка следует принимать равной 0,55 расчетного напора. В конструкции сооружения предусмот-

реть упор, препятствующий затвору в автоматическом режиме работы открываться на высоту, большую 0,5 напора. При регулировке затвора в 1-м положении и переходе на ручное управление этот ограничитель должен убираться;

з) ширину поплавка принимать в пределах 0,8–1 ширины отверстия по дну;

и) толщину поплавка (в см) принимать:

для затворов с площадью обшивки 4 м^2	– не менее	18
для затворов с площадью обшивки 6 м^2	– "	22
для затворов с площадью обшивки 8 м^2	– "	25
для бо́льших типоразмеров	–	30;

к) при назначенных размерах поплавка конструктивные элементы затвора можно рассчитывать по общеизвестной зависимости [8]:

$$GR_G = \gamma b \frac{R_1^3 - R_2^3}{3},$$

где G – суммарный вес затвора и грузов противовеса и балансира;

R_G – расстояние центра тяжести конструкции до оси вращения;

γ – удельный вес воды;

R_1 и R_2 – наружный и внутренний радиусы поплавка;

b – ширина поплавка.

Вычислив по этой формуле GR_G и рассчитав при конструировании вес и координаты центра тяжести собственно затвора, легко определить вес и координаты центра тяжести противовеса и балансира.

Поскольку эти (последние) величины взаимосвязаны, оптимальные параметры их можно найти подбором с тем, чтобы суммарный вес противовеса и балансира был наименьшим. При этом длины ног противовеса и балансира определяются конструктивными соображениями, угол наклона балансира назначается таким, чтобы прямые, соединяющие ось вращения затвора с напорной гранью поплав-

ка и центром емкости балансира, пересекались под углом 90°, а угол наклона противовеса должен обеспечить незатопляемость его емкости со стороны нижнего бьефа при полностью открытом затворе (когда вся обшивка выходит из воды).

Определенные расчетом емкости противовеса и балансира рекомендуется увеличить не менее чем в 1,2 раза и законструировать одинаковой формы с одинаковой площадью поперечного сечения;

л) одновременно с разработкой затворов должны быть составлены инструкции по их монтажу, наладке и эксплуатации по типу, представленному в работе [6].

Литература

1. Научно-технический отчет "Исследование лотковых автоматов". САНИИРИ, 1958.

2. Б.С.Плутно, В.К.Гиричев. Производственные исследования типовых автоматических вододействующих затворов с поплавком на обшивке для лотковых каналов. "Труды института "Средазгипроводхлопок", вып.4, Ташкент, 1973.

3. Технический отчет "Подготовка и проведение технадзора и контроля за работами по монтажу и наладке вододействующих автоматов на сооружениях ирригационных систем Голодной степи". Средазгипроводхлопок, 1965.

4. Научно-технический отчет "Исследования типовых затворов-автоматов верхнего бьефа с поплавком на обшивке". Средазгипроводхлопок, 1965.

5. Промежуточный отчет "Производственные исследования автоматов постоянного горизонта верхнего бьефа на внутрихозяйственных каналах в совхозе № 1 Голодной степи". Средазгипроводхлопок, 1970.

6. Промежуточный отчет "Внедрение автоматизации водораспределения в Голодной степи". Средазгипроводхлопок, 1972.

7. Промежуточный отчет "Внедрение автоматизации водораспределения в Голодной степи". Средазгипроводхлопок, 1970.

8. Э.Э.Пеплов. Автоматические вододействующие сегментные затворы. "Гидротехника и мелиорация", 1958, № 5.

УДК 626.212.001.57

Л.В.ЛАРИНА, руковод.лабор.
(Средазгипроводхлопок)

ИССЛЕДОВАНИЕ ОБХОДНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ ПЛОТИНЫ АНДИЖАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

При проектировании плотин, шлюзов и других гидротехнических сооружений необходимо учитывать величину обходной фильтрации.

Известно, если берега реки сложены водопроницаемыми почвами, то грунтовой поток, обтекая сооружение, фильтруется из верхнего бьефа в нижний. В таких случаях нас интересует величина фильтрационного расхода, эпюра скоростей фильтрации, особенно в местах выклинивания грунтового потока в нижний бьеф, карта гидроизогипс грунтового потока. По этим данным можно судить об устойчивости откосов берега в нижнем бьефе сооружения, о возможности создания суффозионных условий грунта, о потере воды из водохранилища, о гидростатическом и фильтрационном давлениях на устои и т.д.

Нами в лаборатории ЭГДА института "Средазгипроводхлопок" были проведены исследования обходной фильтрации Андижанской плотины на моделях из электропроводной бумаги методом последовательных приближений.

Андижанская контрфорсная плотина длиной по гребню 875 м и высотой 118,5 м перекрывает ущелье Карадарьи, создавая запас воды в 1750 млн.м^3 при действующем напоре 85 м.

По геологическому строению в районе возведения плотины выделяются два типа грунта: скальное основание с коэффициентом фильтрации 0,001 м/сутки и покрывающий его слой суглинков с коэффициентом фильтрации 0,05 м/сутки.

В конструкции плотины предусмотрены следующие противофильтрационные устройства: зуб, трехрядная цементационная завеса глубиной 50 м, дренажные скважины глубиной 30 и 20 м, укрепительная площадная цементация и контактная цементация.

При моделировании обходной фильтрации были приняты следующие граничные условия: условная отметка горизонта воды верхнего бьефа - 705 м, моделировалась установлением питающей шины по контуру водохранилища по гидроизогипсе 705 м; условная отметка горизонта воды нижнего бьефа - 610 м, моделировалась установлением питающей шины по гидроизогипсе 610 м; область фильтрации ограничена линией тока радиусом 800 м. Последняя достаточно удалена от зоны наиболее интенсивной фильтрации и потому ее характер почти не влияет на общий процесс обходной фильтрации. Водоупор принят на условной отметке 500 м.

Водопроводимость грунта приводилась к эквивалентному пласту по формуле $\sum K_i m_i = T_i$.

Плановые задачи для левого и правого берега решались отдельно. Общая картина боковой фильтрации представлена на планах (рис.1 и 2). Эти карты гидроизогипс обоих берегов позволили сделать развертки по линиям токов: по левому берегу их выбрано 5, по правому - 4 (рис.3).

Проведено моделирование каждого из разрезов и дан полный гидротехнический расчет.

При исследовании поперечников были учтены противофильтрационные устройства плотины, попадающие в разрез, и влияние траншеи горизонтального дренажа.

Результаты исследования фильтрации по разрезам левого берега представлены в табл. 1.

Общий анализ изучения разрезов левого берега показал, что:

1. Высота выклинивания в нижний бьеф падает с отметки 619,5 м (разрез I-I) до 610,5 м (разрез III-III), затем

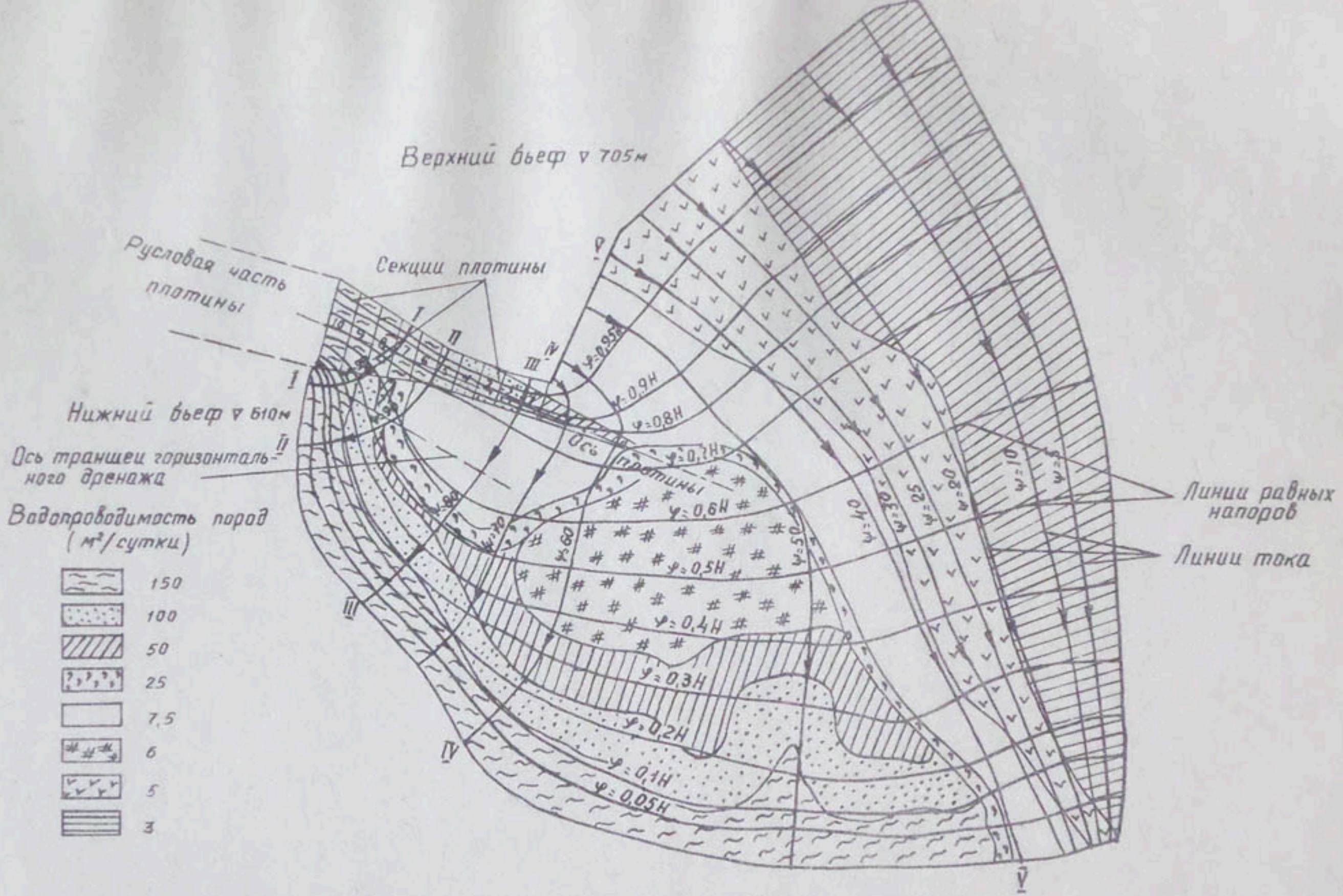


Рис.1. План фильтрации левого берега.(Линии равных напоров даны в долях H=705–610=95 м . Линии тока указаны в процентном содержании от общего расхода.)

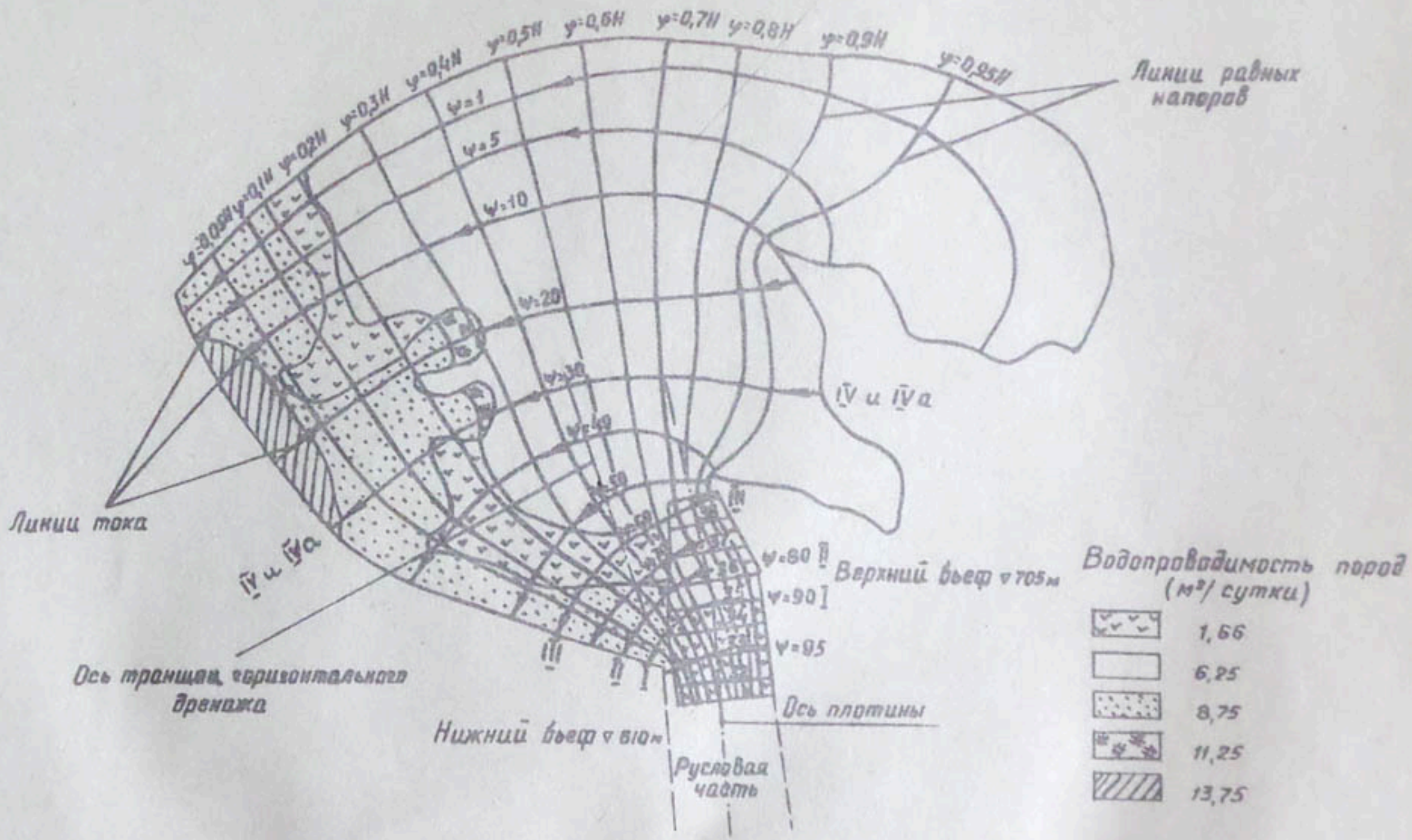


Рис.2. План фильтрации правого берега. (Линии равных напоров даны в долях H=905-810=95 м . Линии тока указаны в процентном содержании от общего расхода.)

Эпюра фильтрационного напора

Эпюра выходных градиентов

Фильтрационные расходы

	Верхний бьеф	1-я скважина	Расход на РПК	Дрена	Зона выклинивания	Нижний бьеф
$м^3/сут$	1,84	0,23	0,1	0,94	0,15	0,21
$м/сек$	$190 \cdot 10^{-7}$	$27 \cdot 10^{-7}$	$12 \cdot 10^{-7}$	$110 \cdot 10^{-7}$	$18 \cdot 10^{-7}$	$23 \cdot 10^{-7}$

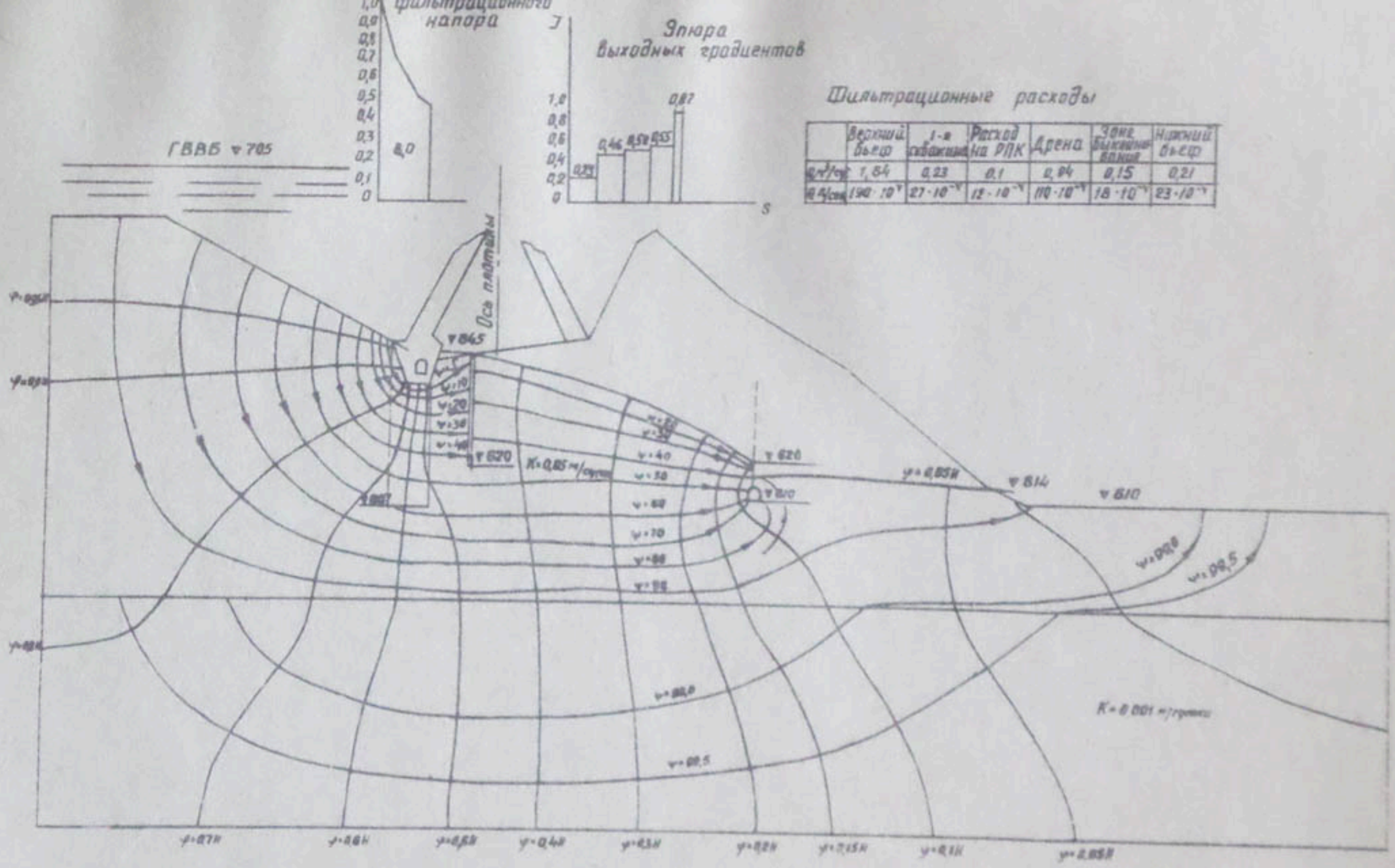


Рис.3. Гидродинамическая сетка фильтрации. Левый берег (поперечник П–П).

она возрастает, что объясняется отсутствием траншеи горизонтального дренажа в четвертом разрезе и поднятием кровли скалы. Высота выклинивания в пятом разрезе совпадает с отметкой кровли скалы - 685 м. В этом случае значительную дренажную роль играет галечник.

2. Величина удельного расхода возрастает от 1,38 м^3/сутки (разрез 1-1) до 2,28 м^3/сутки (разрез Ш-Ш), затем расход уменьшается до 0,028 м^3/сутки. Возрастает расход из-за уменьшения влияния противофильтрационных устройств при определенной мощности суглинков. Понижение расходов можно объяснить удлинением пути фильтрации, а также значительным поднятием кровли скалы.

3. Величина расхода в дренажной траншее зависит от общего расхода фильтрации.

4. Расход в нижний бьеф неуклонно уменьшается: от 0,41 м^3/сутки (разрез 1-1) до 0,014 м^3/сутки (разрез У-У).

5. Максимальный градиент напора на первом ряде скважин вертикального дренажа - 1,38 (разрез 1-1).

6. Максимальный градиент напора на разгрузочной плоскости контрфорса (РПК) - 0,46 (разрез 1-1).

На основе анализа фильтрации по разрезам можно сделать вывод, что противофильтрационные средства плотины и дренаж гасят до 85-90% напора. Тем не менее наблюдается выклинивание в нижний бьеф (за исключением зоны поперечника Ш-Ш).

Результаты исследования фильтрации по линиям тока правого берега представлены в табл.2.

Общий анализ изучения разрезов правого берега показал, что:

1. Высота выклинивания в нижний бьеф уменьшается до нуля, по мере удаления линий тока от плотины. Выклинивание имеет минимальное значение на разрезе 1Уа-1Уа. Если линия тока разреза 1У-1У не пересекает ось дренажной траншеи, высота выклинивания возрастает за счет поднятия кровли скалы (как и для левого берега) (табл.3).

2. Величина удельного расхода постепенно уменьшается от 2,03 м^3/сутки (разрез 1-1) до 0,022 м^3/сутки (разрез 1У-1У).

3. Величина расхода дренажной траншеи зависит от общего расхода фильтрации.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ФИЛЬТРАЦИИ ПО ПОПЕРЕЧНИКАМ ЛЕВОГО БЕРЕГА АНДИЖАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

Коэффициент фильтрации, м/сутки	Условная отметка замерзания склады	Условная отметка основания цементационной завесы	Условная отметка устья первого ряда скважин	Расстояние от верхнего бьефа до траншеи, м	Расстояние от траншеи до нижнего бьефа, м	Условная отметка выклинивания воды на дренажной траншее	Условная отметка высоты выклинивания воды в нижнем бьефе	Удельный расход, м³/сутки							Площадь эпюры напора на зуб (в долях Н)	Средний градиент на I скважине	Максимальный градиент на I скважине	Средний градиент на РПК	Максимальный градиент на РПК
								верхний бьеф	I скважина	II скважина	РПК	дренажная траншея	зона выклинивания	нижний бьеф					
0,05 0,001	589	589	603	–	–	–	818,5	1,380	0,57	–	0,17	–	0,23	0,410	8,4	0,57	1,38	0,17	0,46
0,05 0,001	580	607	620	106,0	81,0	620	818,0	1,640	0,23	–	–	1,05	0,16	0,210	8,0	0,41	0,87	0,16	0,082
0,05 0,001	575	634	–	108,5	178,5	625	810,5	2,280	–	–	–	2,12	0,01	0,150	6,4	–	–	–	–
0,05 0,001	880	–	–	–	–	–	826,5	0,033	–	–	–	–	0,008	0,027	–	–	–	–	–
0,05 200 0,001	885	–	–	–	–	–	885,0	0,028	–	–	–	–	0,014	0,014	–	–	–	–	–

Таблица 2

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ФИЛЬТРАЦИИ ПО ПОПЕРЕЧНИКАМ ПРАВОГО БЕРЕГА АНДИЖАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

	Коэффициент фильтрации, м/сутки	Условная отметка залегания скалы	Условная отметка основания земляно-плотинной завесы	Условная отметка уста первого ряда скважин	Расстояние от верхнего бьефа до траншеи, м	Расстояние от траншеи до нижнего бьефа, м	Условная отметка выклинивания воды на дренажной траншее	Условная отметка выклинивания воды в нижнем бьефе	Удельный расход, $м^2$/сутки: верхний бьеф	Т скважина	П скважина	РПК	дренажная траншея	Зона выклинивания	нижний бьеф	Площадь эпюры напоров на зуб (в долях Н)	Средний градиент на Т скважине	Максимальный градиент на Т скважине	Средний градиент на РПК	Максимальный градиент на РПК
	0,05 0,001	550	550	589	–	–	–	615,0	2,03	1,46	0,083	0,46	–	0,020	0,01	4,6	0,93	2,03	0,55	0,88
	0,05	570	570	584	–	–	–	613,8	1,85	1,08	0,024	0,114	–	0,170	0,46	8,5	0,84	2,02	0,44	0,81
	0,05	575	603	615	107,5	104,0	618,0	612,85	1,70	0,565	–	0,12	0,426	0,158	0,43	7,5	0,58	1,01	0,22	0,34
	0,001	–	–	–	–	–	–	627,1	0,022	–	–	–	–	0,003	0,019	–	–	–	–	–
/a	0,001	–	–	–	270,0	270,0	630,5	–	0,022	–	–	–	0,018	–	0,003	–	–	–	–	–

Таблица 3

Разрез	Высота выклинивания в нижний бьеф по поперечникам, м	
	на левом берегу	на правом берегу
I-1	9,5	5,0
П-П	4,0	3,8
Ш-Ш	5,0	2,85
1У-1У	16,5	17,1
1Уа-1Уа	–	0,05
У-У	75,0	–

4. Расход в нижний бьеф постепенно уменьшается от 0,46 $м^3$/сутки (разрез П-П) до 0,003 $м^3$/сутки (разрез 1Уа-1Уа). В разрезе I-I расход в нижний бьеф незначителен из-за сильного влияния разгрузочной полости контрфорса.

5. Максимальный градиент напора на первом ряде дренажных скважин 2,03 (разрез I-I).

6. Максимальный градиент напора на разгрузочной полости контрфорса 0,69 (разрез I-1).

Из анализа фильтрации по разрезам правого берега следует, что противофильтрационные устройства плотины и дренаж гасят до 85-90% напора. Однако и здесь наблюдается выклинивание в нижний бьеф (за исключением зоны разреза 1Уа-1Уа).

На основании исследования боковой фильтрации Андижанского водохранилища в принятых условиях можно сделать следующие выводы:

1. Максимальные величины удельных фильтрационных расходов (до 2,03 $м^3$/сутки) наблюдаются в секциях, близких к русловому профилю. По подъему борта величины расходов падают (до 0,022 $м^3$/сутки). Это объясняется поднятием кровли малопроницаемого скального основания и удлинением пути фильтрации.

2. Дренажная траншея гасит до 30-40% напора, понижая депрессионную кривую до 0,1-0,15 Н.

3. Несмотря на противофильтрационные устройства, на плотине наблюдается выклинивание воды в нижний бьеф, причем его высота в некоторых разрезах значительна. Происходит это из-за поднятия кровли малопроницаемого скального основания. Однако величины расходов зон выклинивания незначительны - порядка 0,4 $м^3$/сутки. Максимальные выходные градиенты (в секциях вблизи русла) достигают 0,5, что не опасно для данных грунтов.

Литература

1. В.И.Аравин, С.Н.Нумеров. Движение жидкостей и газов в недеформируемой пористой среде. 1963.

2. В.И.Аравин, С.Н.Нумеров. Фильтрационные расчеты гидротехнических сооружений. 1955.

3. Н.И.Дружинин. Метод электродинамических аналогий и его применение при исследовании фильтрации. Л., 1956.

4. П.Ф.Фильчаков, В.И.Панчишин. Интеграторы ЭГДА. Моделирование потенциальных полей на электропроводной бумаге. Киев, АН УССР, 1961.

5. Отчет по фильтрационным исследованиям подземного контура бетонной плотины Андижанского водохранилища методом ЭГДА. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1966.

6. Отчет об инженерно-геологических условиях участка строительства Андижанского водохранилища. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1965.

УДК 626.862.4.001.891

Ф.В.СЕРЕБРЕННИКОВ, канд. техн. наук,
руковод. лабор.
(Средазгипроводхлопок)

ИССЛЕДОВАНИЕ ВОДОПРИЕМНОЙ СПОСОБНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ЗАКРЫТОГО ДРЕНАЖА В ЛАБОРАТОРНЫХ УСЛОВИЯХ

В эксплуатационный период дренаж в сочетании с режимом орошения и другими составляющими комплекса мелиоративных мероприятий призван поддерживать оптимальный водный, солевой и воздушный режимы в почвогрунтах зоны аэрации для получения высоких устойчивых урожаев сельскохозяйственных культур. Успешное выполнение задач, возложенных на дренаж, зависит от многих факторов, в частности от его конструкции.

За истекшее десятилетие на основных объектах освоения новых земель в СССР, таких как Голодная степь в Узбекской ССР, Ширванская степь в Азербайджане, юг Украины, широкое применение получил закрытый горизонтальный дренаж, конструкция которого, как правило, состояла из труб, окруженных фильтрующим материалом. Дренаж строился из гончарных, канализационных, асбестоцементных и полимерных труб. В качестве фильтра использовались главным образом природные песчано-гравийные и гравийно-песчаные смеси, более ограниченно - искусственные материалы: стекловолокно, шлаковата, технический капрон и др.

В последние годы перспективным считается устройство закрытого дренажа из пористых труб, применение которых позволяет отказаться от такого дорогостоящего элемента конструкции дрены, как фильтр.

Следует отметить, что большинство конструкций закрытого дренажа внедрено в производство без должного экспериментального обоснования, причем не в последнюю очередь из-за отсутствия объективного показателя, количественно характеризующего водоприемную способность разных конструкций дренажа.

Ниже даются: вывод такого показателя и основные результаты лабораторных опытов, выполненных в институте "Средазгипроводхлопок" в 1968-1971 гг.

При выводе расчетных формул закрытая дрена рассматривается как полость в толще грунта, а ее конструктивное решение не учитывается. В общем случае закрытая дрена обладает двумя видами несовершенства: 1) недостаточностью размера, если диаметр дрены (d) менее критического ($d_{кр}$); 2) несовершенством конструкции по сравнению с полостью такого же размера.

Первый вид несовершенства позволяет учесть влияние размера дрены (если $d < d_{кр}$), второй - конструктивное выполнение дрены: наличие трубчатой линии с данным видом водоприемных отверстий, фильтра, контактной зоны по наружному контуру фильтра и пр.

Первый вид несовершенства может быть учтен расчетным путем, если имеются формулы, учитывающие недостаточность диаметра при определении междренных расстояний (B), а при их отсутствии - приближенно, как потери напора на недостаточность диаметра (h_p), которые при вычислении B вычитаются из величины общего действующего напора. Потери напора (h_p), численно равные высоте нависания депрессионной поверхности над верхом дрены, можно подсчитать, например, по формулам, приведенным в работах [1,2,3].

Количественно второй вид несовершенства можно оценить только экспериментально.

Если вокруг дрены выделить относительно небольшой фрагмент, то влияние несовершенства конструкции на приток воды в дрену может быть учтено в общем случае формулой

$$Q = \frac{K_1 h}{\Phi_0 + \frac{1}{\alpha} a}, \qquad (1)$$

где Q – приток на 1 пог.м дрены с двух сторон, $м^3$/сутки;

K_1 – коэффициент фильтрации дренируемого грунта, м/сутки;

h – общий действующий напор в пределах выделенного фрагмента, м;

Φ_0 – фильтрационное сопротивление, определяемое схемой фильтрации и геометрическими размерами выделенного фрагмента;

a – дополнительное сопротивление, вызванное несовершенством конструкции дрены по сравнению с полостью такого же размера;

α – величина, учитывающая смоченный периметр дрены (при круговом контуре питания $\alpha = 2\pi$, при полукруговом $\alpha = \pi$).

За суммарное фильтрационное сопротивление примем

$$\Phi = \Phi_0 + \frac{1}{\alpha} a . \qquad (2)$$

Тогда на основании формулы (1)

$$\Phi = \frac{K_1 h}{Q}, \qquad (3)$$

где величины h и Q определяют непосредственно замерами, а K_1 находят одним из известных способов [4].

Зная Φ и Φ_0 , в соответствии с формулой (2) можно найти величину дополнительного фильтрационного сопротивления, вызванного несовершенством конструкции дрены:

$$a = \alpha (\Phi - \Phi_0) . \qquad (4)$$

Чтобы в первом приближении дать оценку влияния собственно конструкции на работоспособность дрены, воспользуемся фильтрационной схемой, согласно которой вблизи дрены линии равных напоров образуют концентрические окружности, а линии тока направлены радиально. Отметим, что именно такая схема поступления грунтовой воды была принята А.Н.Костяковым при выводе формул для случая, когда водоупор удален на большую глубину и имеет место инфильтрационное или внешнее питание [5]. Точные гидромеханические решения подтверждают правомерность этой схемы движения грунтовой воды в придренной зоне [2,3]. В соответствии с принятыми допущениями $\Phi_0 = \frac{1}{\alpha}\left(\ell n \frac{R}{r} + a\right)$, где R – радиус выделенного фрагмента, r – радиус внешнего контура фильтра дрены. Фактически из-за несовершенства конструкции фильтрационное сопротивление всегда больше Φ_0 на величину $\frac{1}{\alpha} a$, то есть

$$\Phi = \frac{1}{\alpha}\left(\ell n \frac{R}{r} + a\right). \qquad (5)$$

Уменьшением величины r можно добиться, чтобы Φ_0 стало равным Φ, то есть

$$\ell n \frac{R}{r} + a = \ell n \frac{R}{r_0}, \qquad (6)$$

где $r_0 < r$.

После несложных алгебраических преобразований получаем выражение, позволяющее учитывать относительное уменьшение диаметра дрены за счет несовершенства ее конструкции

$$\delta = \exp(-a). \qquad (7)$$

Коэффициент δ является мерой несовершенства дрены данной конструкции по сравнению с полостью.

Вывод последней формулы основан на предположении о том, что в экспериментах можно ограничиться фрагмен-

том, выделенным в придренной зоне. Покажем обоснованность такого подхода, для чего воспользуемся простейшей фильтрационной схемой, когда вода с поверхности земли притекает к одиночной дрене, расположенной на глубине t, а влиянием водоупора можно пренебречь. Вокруг дрены выделим фрагмент радиусом R. Фильтрационный расход за его пределами вычисляем по зависимости

$$Q = \frac{2\pi k_1 h_1}{\ln \frac{2t}{R}}, \qquad (8)$$

где h_1 – потери напора при движении воды от контура питания до контура выделенного фрагмента.

С учетом дополнительного сопротивления a внутри фрагмента фильтрационный расход равен

$$Q = \frac{2\pi k_1 h_2}{\ln \frac{R}{r} + a}, \qquad (9)$$

где h_2 – потери напора в пределах выделенного фрагмента.

Пользуясь методом производных пропорций [6], складываем отдельно числители и знаменатели выражений (8) и (9). После несложных преобразований получаем

$$Q = \frac{2\pi k_1 H}{\ln \frac{2t}{r} + a}, \qquad (10)$$

где $H = h_1 + h_2$.

Отсутствие в последней формуле величины R свидетельствует о допустимости указанного выше подхода при экспериментальном определении несовершенства конструкции дрены.

Для более сложных фильтрационных схем зачастую не удается провести доказательство с такой же наглядностью. Тем не менее расчетным путем можно показать, что тот же подход применим и для более сложного строения водоносного комплекса.

Проведенные нами лабораторные исследования основывались на упомянутой выше фильтрационной схеме, согласно которой в придренной зоне линии равных напоров образуют концентрические окружности, а линии тока направлены радиально.

Поэтому для изучения водоприемной способности различных конструкций дренажа использовались фильтрационные секторные лотки; в них создавалось плоскорадиальное движение в дренируемом грунте и пространственное, в частности осесимметричное, - в фильтре дрены.

Цель опытов в фильтрационных секторных лотках - определение коэффициента относительного уменьшения диаметра дрены δ по найденной величине a, который следует вводить в расчетные формулы при вычислении междренных расстояний.

Схема проведения экспериментов в секторных лотках показана на рис.1. Расходы и напоры определялись непосредственно в ходе опыта, коэффициент фильтрации грунта находился графо-аналитическим путем по показаниям пьезометров (обычно он был равен 0,08-0,10 м/сутки).

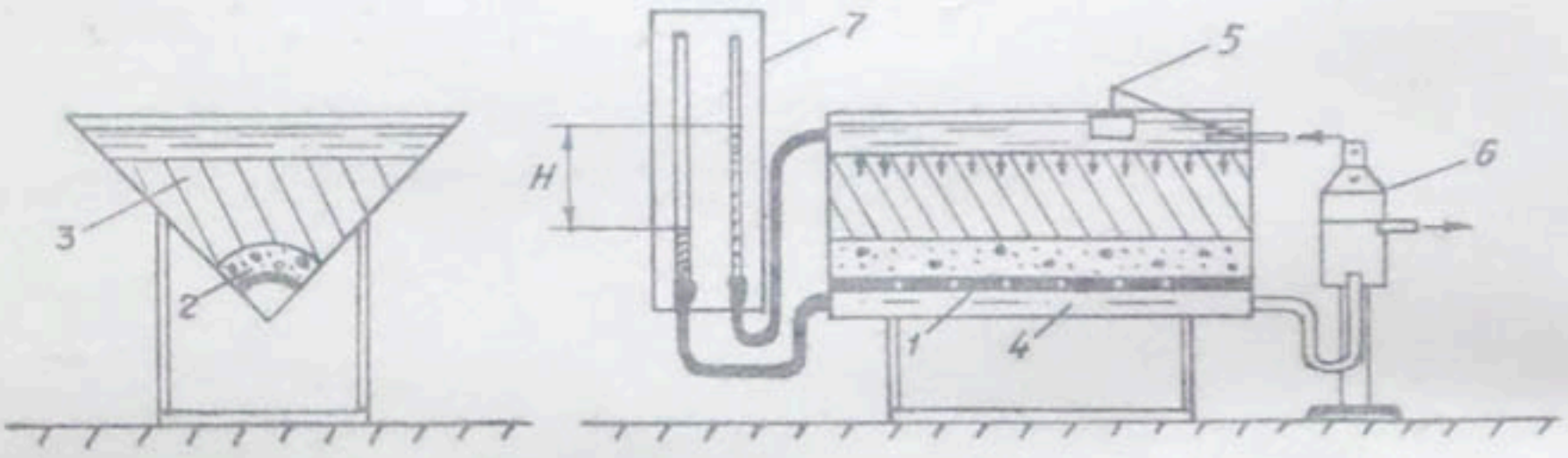


Рис.1. Схема проведения опыта в фильтрационном секторном лотке:
1- труба с водоприемными отверстиями;
2- фильтр; 3- грунт; 4- полость трубы;
5- поплавковый регулятор; 6- бак-регулятор напора; 7- щиток напоров.

Были испытаны в качестве фильтров песчано-гравийные смеси различного состава, применяемые в Голодной и

Каршинской степях, а также фильтры из искусственных материалов – технический капрон и стекловолокно марки ТСФ (б). В лотках были заложены гончарные раструбные трубы с длиной звена 55–125 см, полиэтиленовые трубы, перфорированные круглыми отверстиями. Скважность полиэтиленовых труб менялась в широком диапазоне – от 0,05 до 1%. Испытывались также различные пористые трубы: песчано-битумные, бетонные, из пористого пласто-раствора – как конструкции САНИИРИ, так и ГСКБ по ирригации.

При анализе результатов опытов учитывалось следующее немаловажное обстоятельство. Для закрытых дрен с фильтрующей обсыпкой типична схема положения депрессионной поверхности при входе грунтовой воды в дрену, изображенная на рис.2, так как $d > d_{кр}$, а вода по труб-

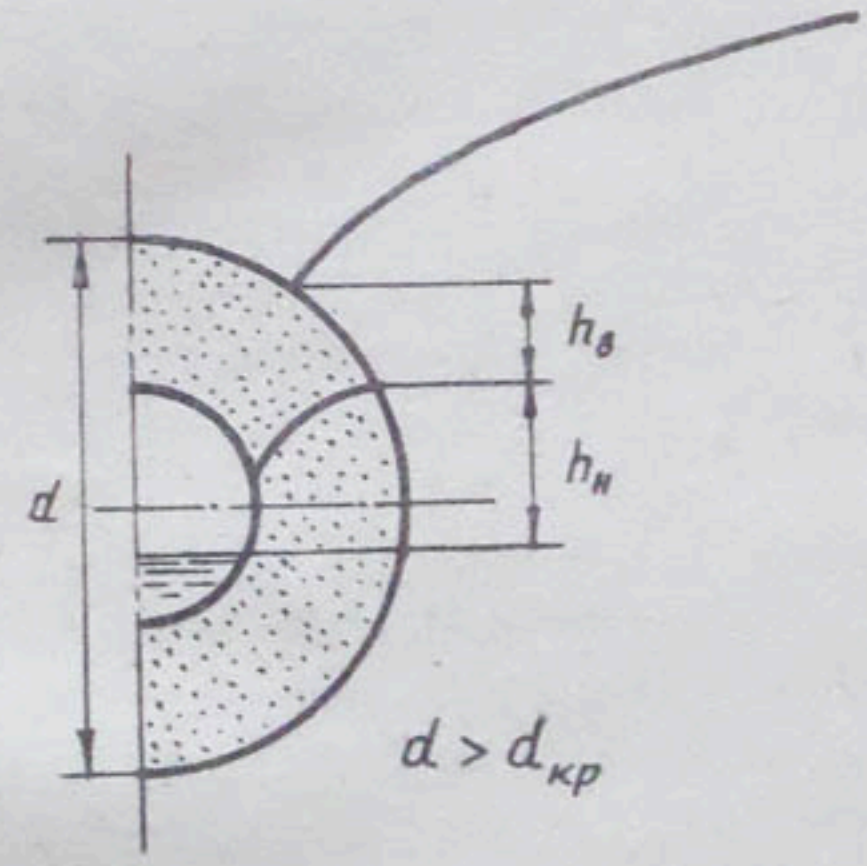


Рис.2. Типовая схема притока грунтовой воды в закрытую дрену:
$h_н$ – потери напора на несовершенство дрены данной конструкции по сравнению с полостью такого же размера; $h_в$ – высота высачивания; d – диаметр дрены, взятый по внешнему контуру фильтра; $d_{кр}$ – критический диаметр.

чатой линии движется при безнапорном режиме. Следовательно, в данном случае потери на несовершенство конструкции ($h_н$) приведут к увеличению водоприемной поверхности дрены. Тем самым уменьшение действующего напора на величину $h_н$ компенсируется увеличением водоприемной поверхности фильтра и рассредоточением за счет этого потока грунтовой воды у дрены.

Анализ опытных данных позволяет сделать следующие выводы:

1. Если фильтр устраивается из естественных песчано-гравийных или гравийно-песчаных смесей, то несовершенством конструкции по сравнению с полостью такого же размера практически можно пренебречь. Толщину слоя фильтра следует назначать минимальной (10–15 см), исходя из условий производства работ. При использовании длинных полимерных или асбестоцементных труб суммарная площадь круглых водоприемных отверстий должна составлять не менее 0,1% наружной поверхности трубы. Целесообразно применение раструбных труб с длиной звена до 1,0 м.

2. Если в качестве фильтра используется технический капрон или стеклоткань ТСФ (б), то при определении междренных расстояний в расчетные формулы следует вводить коэффициент относительного уменьшения диаметра $\delta = 0,8$.

3. Если дренаж строится из пористых труб, то в расчетные формулы следует вводить коэффициент $\delta = 0,8$.

Снижение водоприемной способности дрен, в конструкцию которых входят пористые трубы или фильтр из технического капрона и стекловолокна, объясняется, по-видимому, образованием на контуре дрены контактной зоны пониженной водопроницаемости.

Литература

1. С.Ф.Аверьянов, Цюй Син-Е. О расчете дренажа при наличии инфильтрации. "Изв. АН СССР, ОТН", 1957, № 3.

2. В.В.Ведерников. Теория фильтрации и ее применение в области ирригации и дренажа. М.–Л., Госстройиздат, 1939.

3. В.С.Козлов. Расчет дренажных сооружений. М.–Л., Стройиздат, 1940.

4. Н.Н.Веригин. Методы определения фильтрационных свойств горных пород. М., Госстройиздат, 1962.

5. А.Н.Костяков. Основы мелиораций. М., Сельхозгиз, 1960.

6. И.А. Чарный. Подземная гидрогазодинамика. М., Гостоптехиздат, 1963.

7. Ф.В.Серебренников. Исследование конструкции закрытого горизонтального дренажа новой зоны орошения Голодной степи. Автореферат канд.дис., Ташкент, 1970.

УДК 551.49:626.862.4

Д.Ф.ШУЛЬГИН, доктор техн.наук
(Калининский политехн. ин-т)

А.С.ХАБИРОВ, канд.физико-матем.
наук, зав.кафедрой
(ТИИИМСХ)

ДВИЖЕНИЕ ПОДЗЕМНЫХ ВОД К СКВАЖИНАМ СИСТЕМАТИЧЕСКОГО ВЕРТИКАЛЬНОГО ДРЕНАЖА В ДВУСЛОЙНОЙ АНИЗОТРОПНОЙ ТОЛЩЕ

Вопросам расчета осушительного и водозахватывающего действия скважин (одиночных или групп скважин) посвящена обширная литература. Работе же систем скважин, предназначенных для борьбы с засолением орошаемых земель, недостаточно уделено внимания [1].

В настоящее время вертикальный дренаж широко применяется для борьбы с засолением староорошаемых земель и вновь осваиваемых массивов в Средней Азии и Закавказье.

Использование вертикального дренажа для рассоления и предотвращения засоления земель особенно эффективно в условиях слоистого строения водоносной толщи массива, когда засоленный покровный мелкоземный слой подстилается хорошо проницаемым напорным пластом, создающим восходящие токи подземных вод в почвогрунтовой толще и затрудняющим работу горизонтального мелиоративного дренажа. Вертикальный дренаж в этих условиях должен снизить напорность в каптируемом хо-

рошо проницаемом горизонте и восходящие токи в верхнем слое изменить на нисходящие, что приведет при наличии инфильтрации промывных (поливных) вод к растворению и вымыванию солей из толщи почвогрунтов и недопущению реставрации засоления.

Для количественного описания процесса опреснения почвогрунтов покровного слоя на фоне вертикального дренажа необходимо учесть двумерность потока в нем, то есть найти гидромеханическое решение фильтрационной задачи, и точно знать поле скоростей в обоих пластах.

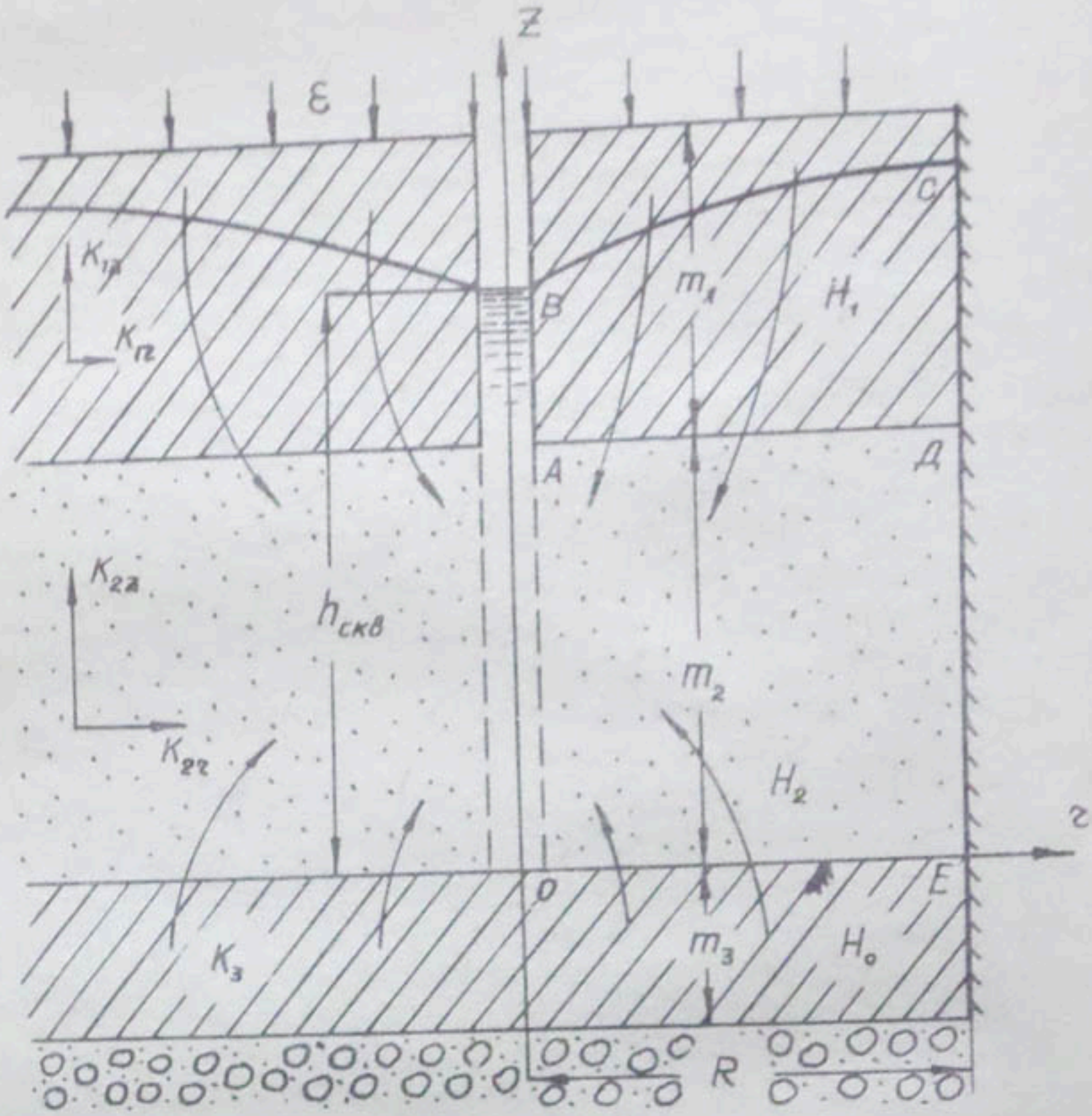
Рассмотрим стационарное движение грунтовых вод при работе систематического площадного дренажа в двуслойной анизотропной толще, подстилаемой слабопроницаемой прослойкой (см.рисунок). Расчет такого дренажа, как известно, сводится к исследованию осесимметрической фильтрации воды к одиночной скважине, размещенной в центре замкнутого кругового пласта, равновеликого по площади квадрату со стороной, равной расстоянию между соседними скважинами [1,2].

Пусть горизонт грунтовых вод со свободной поверхностью располагается в верхнем слое. В естественных условиях пласты гидравлически связаны между собой. Откачкой воды из нижнего водоносного пласта можно регулировать уровень грунтовых вод и их движение в верхнем слое.

Предположим, что гидрогеологические параметры пластов, инфильтрационное питание ϵ и уровень воды в забое $h_{ск}$ известны. Требуется найти напоры в верхнем и нижнем пластах. Зная напоры, нетрудно найти поля скоростей в обоих пластах, необходимые для последующего прогноза солевого режима.

Математически данная задача сводится к решению системы дифференциальных уравнений

$$\frac{\partial^2 H_1}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial H_1}{\partial r} + \gamma_1^2 \frac{\partial^2 H_1}{\partial z^2} = 0 \left(\begin{matrix} r_c \le r \le R \\ m_1 \le z \le H^0 \end{matrix} \right); \qquad (1)$$



Приток грунтовых вод к систематическому вертикальному дренажу.

$$\frac{\partial^2 H_2}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial H_2}{\partial r}+\gamma_2^2\frac{\partial^2 H_2}{\partial z^2}=0 \quad \begin{pmatrix} r_c \leqslant r \leqslant R \\ 0 \leqslant z \leqslant m_1 \end{pmatrix}; \qquad (2)$$

$$\left(\gamma_1^2=\frac{K_{1z}}{K_{1r}}, \quad \gamma_2^2=\frac{K_{2z}}{K_{2r}}\right);$$

при следующих граничных условиях (см.рисунок):

$$\frac{\partial H_1(r_c,z)}{\partial r}=\frac{\partial H_1(R,z)}{\partial r}=0; \qquad (3)$$

$$H_2(r_c,z)=h_{ск}, \quad \frac{\partial H_2(R,z)}{\partial r}=0; \qquad (4)$$

$$\frac{\partial H_2(r,0)}{\partial z}=-\beta\left[H_0-H_2(r,0)\right]; \qquad (5)$$

на границе пластов при $z=m_2$

$$H_1(r,m_2)=H_2(r,m_2); \quad \frac{\partial H_1(r,m_2)}{\partial z}=\omega\frac{\partial H_2(r,m_2)}{\partial z}; \qquad (6)$$

$$\left(\omega=\frac{K_{2z}}{K_{1z}}\right);$$

на свободной поверхности

$$K_{1z}\frac{\partial H_1(r,H^0)}{\partial z}=\varepsilon; \quad \left[H^0=h_{ск}+\alpha\left(h_l-h_{ск}\right); \alpha=0{,}5\div 0{,}7\right]. \qquad (7)$$

В дальнейшем индексы 1 и 2 соответственно отнесены к верхней покровной толще и подстилающему песчаному пласту; $H_1(r,z)$ и $H_2(r,z)$ – напоры в этих пластах; H^δ – ордината горизонтальной плоскости, которой приближенно заменяется слабоизогнутая поверхность грунтовых вод; $h_e=H_0+\frac{\varepsilon m_3}{K_3}$ – статический уровень в верхнем пласте; K_{ir}, K_{iz} $(i=1,2)$ – коэффициент фильтрации пород слоев в горизонтальном и

вертикальном направлениях; $\beta = \frac{K_3}{K m_3}$; m_2, m_3 и K_2, K_3 – мощности и коэффициенты фильтрации песчаного пласта и подстилающей прослойки.

Полагая $H_2(r,z) = h_{ск} + W(r,z)$, уравнение (2) и условия (4) примут вид:

$$\frac{\partial^2 W}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial W}{\partial r} + \gamma_2^2 \frac{\partial^2 W}{\partial z^2} = 0; \qquad (8)$$

$$W(r_c, z) = 0, \quad \frac{\partial W(R,z)}{\partial r} = 0. \qquad (8)$$

По аналогии с обычным методом интегральных преобразований Кошлякова-Глинера [3,4] уравнения (1)-(8) умножим соответственно на выражения $r K_i(r,\mu)$ $(i = 1,2)$ и дважды проинтегрируем по частям в соответствующих пределах, то есть применим конечное интегральное преобразование Ханкеля [5]:

$$\left.\begin{aligned} \bar{H}_1(\mu,z) &= \int_{r_c}^{R} r K_1(r,\mu)\, H_1(r,z)\, dr, \\ \bar{W}(\mu,z) &= \int_{r_c}^{R} r K_2(r,\mu)\, W(r,z)\, dr, \end{aligned}\right\} \qquad (10)$$

где ядра преобразования $K_i(r,\mu)$ – неизвестные пока функции. В результате вместо исходной системы (1)-(8) будем иметь обыкновенную систему уравнений:

$$\frac{d^2 \bar{H}_1}{dz^2} - \frac{\mu^2}{\gamma_1^2}\bar{H}_1 = 0, \qquad \frac{d^2 \bar{W}}{dz^2} - \frac{\mu^2}{\gamma_2^2}\bar{W} = 0. \qquad (11)$$

Для нахождения ядер преобразования $K_i(r,\mu)$ по-

лучим систему уравнений

$$\frac{d}{dr}\left(r\,\frac{dK_i}{dr}\right)+r\mu^2K_i=0 \qquad (12)$$

с однородными граничными условиями:

$$\left.\begin{aligned}&\left.\frac{dK_1}{dr}\right|_{\substack{r=r_c\\ r=R^c}}=0 && \text{– для верхнего пласта,}\\ &K_2(r_c,\mu)=0,\ \frac{dK_2(R,\mu)}{dr}=0 && \text{– для нижнего пласта.}\end{aligned}\right\} \qquad (13)$$

Уравнения (12) являются уравнениями Бесселя нулевого порядка, представляющие собой частный случай системы Штурма–Лиувилля.

Нормализованные собственные функции $K_i(r,\mu)=K_{oi}(r,\mu)$ полагаем разными

$$K_{oi}(r,\mu)=\frac{U_{oi}(r,\mu)}{\sqrt{N_i}}\ (i=1,2), \qquad (14)$$

где $U_{oi}(r,\mu)$ – собственные функции уравнения

$$\frac{d}{dr}\left(r\,\frac{dU_{oi}}{dr}\right)-\mu^2rU_{oi}=0 \qquad (15)$$

с однородными граничными условиями (13), N_i – нормирующий делитель. Собственные функции $U_{oi}(r,\mu)$ ортогональны в интервале $r_c\leqslant r\leqslant R$ с весом r, то есть

$$\int_{r_c}^{R} r\,U_{oi}(r,\mu_n)\,U_{oi}(r,\mu_m)\,dr=0 \quad \text{при } m\neq n. \qquad (16)$$

Интегрирование первого уравнения системы (15) ($i=1$) в соответствии с граничными условиями (13) дает [5]:

$$U_{01}\left(\frac{r}{r_c},\vartheta_n\right)=\frac{r_c}{\vartheta_n}\left[\frac{J_0(\vartheta_n\bar{r})}{J_0'(\vartheta_n\bar{R})}-\frac{Y_0(\vartheta_n\bar{r})}{Y_0'(\vartheta_n\bar{R})}\right];\qquad(17)$$

$$\left(\bar{r}=\frac{r}{r_c},\ \bar{R}=\frac{R}{r_c},\quad \vartheta_n=\mu_n r_c\right),$$

где норма N_1 равна

$$N_1=\int_{r_c}^{R} r\,U_{10}^2(r,\vartheta_n)\,dr=\frac{R^2}{2}U_{01}^2(\bar{R},\vartheta_n)-\frac{r_c^2}{2}U_{01}^2(1,\vartheta_n),\qquad(18)$$

$\vartheta_n=\mu_n r_c$ – корни характеристического уравнения:

$$\frac{J_0'(\vartheta_n)}{J_0'(\vartheta_n\bar{R})}-\frac{Y_0'(\vartheta_n)}{Y_0'(\vartheta_n\bar{R})}=0.\qquad(19)$$

Здесь $J_0(\vartheta_n\bar{r})$, $Y_0(\vartheta_n\bar{r})$ – функции Бесселя действительного аргумента нулевого порядка соответственно I и II рода, $J_0'(\vartheta\bar{r})$; $Y_0'(\vartheta\bar{r})$ – производные от этих функций.

Для второго уравнения системы (15) получим:

$$U_{02}\left(\frac{r}{r_c}\kappa_n\right)=\frac{r_c}{\kappa_n}\left[\frac{J_0(\kappa_n\bar{r})}{J_0(\kappa_n\bar{R})}-\frac{Y_0(\kappa_n\bar{r})}{Y_0(\kappa_n\bar{R})}\right];\qquad(20)$$

$$N_2=\int_{r_c}^{R} r\,U_{02}^2(r,\kappa_n)\,dr=\frac{R^2}{2}U_{02}^2(\kappa_n,\bar{R})-\frac{r_c^2}{2}U_{02}^{12}(\kappa_n,1),\qquad(21)$$

где $\kappa_n=\mu_n r_c$ – корни характеристического уравнения

$$\frac{J_0(\kappa_n)}{J_0'(\kappa_n\bar{R})}-\frac{Y_0(\kappa_n)}{Y_0'(\kappa_n\bar{R})}=0.\qquad(22)$$

Таким образом, ядра K_{oi} – преобразования Ханкеля найдены. Здесь были использованы таблицы формул преобразования и обращения для преобразования Ханкеля, данные в [5].

Рассмотрим теперь решение системы уравнений (11) для изображений. Интегрируя эти уравнения, получим

$$\bar{H}_1(z,\alpha) = A\,sh\alpha z + B\,ch\alpha z,$$
$$\bar{W}(z,\delta) = C\,sh\delta z + D\,ch\delta z \qquad (23)$$
$$\left(\alpha = \frac{\mu}{\gamma_1}, \qquad \delta = \frac{\mu}{\gamma_2}\right).$$

Граничные условия (5), (6) и (7) позволяют найти постоянные интегрирования А,В,С,Д:

$$A = \frac{E}{ch\alpha H^\circ} + \frac{\mu_1}{\mu_2} th\alpha H^\circ, \qquad B = -\frac{\mu_1}{\mu_2},$$
$$C = -\frac{\lambda_2 ch\alpha(H^\circ - m_2) + \lambda_1 sh\alpha(H^\circ - m_2)}{\mu_2},$$
$$D = \frac{\delta}{\beta}\,\frac{\lambda_2 ch\alpha(H^\circ - m_2) + \lambda_1 sh\alpha(H^\circ - m_2)}{\mu_2} - \bar{H}_0,$$
$$\mu_1 = \lambda_1\kappa_2 + \lambda_2\kappa_1,$$
$$\mu_2 = \kappa_1 sh\alpha(H^\circ - m_2) - \kappa_2 ch\alpha(H^\circ - m_2),$$
$$\lambda_1 = (\bar{h}_{ск} - \bar{H}_0 ch\delta m_2)\,ch\alpha H^\circ - E\,sh\alpha m_2,$$
$$\lambda_2 = \omega_1 \bar{H}_0 sh\delta m_2\,ch\alpha H^\circ + E\,ch\alpha m_2,$$
$$\kappa_1 = ch\alpha H^\circ(sh\delta m_2 - \delta_1 ch\delta m_2),$$
$$\kappa_2 = \omega_1 ch\alpha H^\circ(ch\delta m_2 - \delta_1 sh\delta m_2),$$
$$\bar{H}_0 = (H_0 - h_{ск})\int_{r_c}^{R} r\,K_{01}(r,\mu)\,dr; \quad \bar{\varepsilon} = \varepsilon_1\int_{r_c}^{R} r\,K_{01}(r,\mu)\,dr;$$

$$\delta_1=\frac{\delta}{\beta},\quad \omega_1=\frac{\delta}{\alpha}\omega,\quad \varepsilon_1=\frac{\varepsilon}{K_{12}},\quad E=\frac{\bar{\varepsilon}}{\alpha},\quad \beta=\frac{K_3}{K m_3}.$$

$$\bar{h}_{ск}=h_{ск}\int_{r_0}^{R} r K_{02}(r,\mu)\,dr.$$

Подставляя значения постоянных интегрирования A,B,C,Д в (23) и учитывая формулы обращения

$$\left.\begin{aligned} H_1(r,z) &= \sum_{n=1}^{\infty} K_{01}(r,\mu_n)\,\bar{H}_1(\mu_n z),\\ H_2(r,z) &= h_{ск}+\sum_{n=1}^{\infty} K_{02}(r,\mu_n)\,\bar{W}(\mu_n,z), \end{aligned}\right\} \qquad (24)$$

окончательно получим решение задачи в виде:

$$H_1(r,z)=\sum_{n=1}^{\infty}\frac{U_{10}(\bar{r},\nu_n)}{\sqrt{N_1}}\left[\frac{E\,sh\,\alpha z}{ch\,\alpha H^{\circ}}-\frac{\mu_1}{\mu_2}\frac{ch\alpha(H^{\circ}-z)}{ch\alpha H^{\circ}}\right]; \qquad (25)$$

$$H_2(r,z)=h_{ск}+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{U_{20}(\bar{r},\kappa_n)}{\sqrt{N_2}}\left[\frac{\lambda_2 ch\alpha(H^{\circ}-m_2)+\lambda_1 sh\alpha(H^{\circ}-m_2)}{\mu_2}\cdot\right.$$

$$\left.\cdot\left(-sh\,\delta z+\frac{\delta}{\beta}ch\,\delta z\right)-\bar{H}_0\,ch\,\delta z\right], \qquad (26)$$

где $U_{10}(\bar{r},\nu_n)$, $U_{20}(\bar{r},\kappa_n)$, N_1, N_2 – определяются согласно (17), (18) и (20), (21), $\alpha_n=\frac{\nu_n}{r_c\gamma_1}$,

$\delta_n=\frac{\kappa_n}{r_c\gamma_2}$.

Формулы (25) и (26) являются точными решениями краевой задачи (1), (7).

Вычисления по полученным формулам могут быть выполнены с помощью ЭВМ на режиме автоматического программирования. Из этого решения можно получить также различные частные случаи, представляющие интерес для мелиорации.

Литература

1. С.Ф.Аверьянов, Т.Н.Сурикова. Основные положения расчета вертикального дренажа орошаемых земель. "Гидротехника и мелиорация", 1966, № 8.

2. М.И.Швидлер. Приближенный метод расчета притока к скважинам и иглофильтрам при питании их сверху или снизу. "Изв. АН СССР", ОТН, 1959, № 4.

3. Н.И.Гамаюнов, Д.Ф.Шульгин. Задача о прогнозе солевого режима орошаемых земель при наличии дренажа. ЖПМТФ, 1972, № 6.

4. Н.С.Кошляков, Э.Б.Глинер, М.М.Смирнов. Основные дифференциальные уравнения математической физики. М., Физматгиз, 1963.

5. А.В.Лыков. Тепломассообмен. Справочник. М., "Энергия", 1972.

6. П.Я.Полубаринова-Кочина. Теория движения грунтовых вод. М., Гостеортехиздат, 1952.

7. А.Ж.Муфтахов. О фильтрации подземных вод к двухлинейным горизонтальным дренажам в двуслойных пластах со свободной поверхностью. "Изв. АН СССР", МЖГ, 1970, № 4.

УДК (626.212:626.134).001.4

Р.М.ГОРБАЧЕВ, гл.спец.
(Средазгипроводхлопок)

НАТУРНЫЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЛЬТРАЦИИ ИЗ КАНАЛОВ, ЭКРАНИРОВАННЫХ БЕТОННО-ПЛЕНОЧНОЙ ОБЛИЦОВКОЙ

В последние годы в нашей стране при сооружении ирригационных каналов широко применяется бетонно-пленочная облицовка.

Водоупорным элементом такой облицовки является полиэтиленовый пленочный экран, защищенный от механических повреждений и атмосферных воздействий бетонным или железобетонным покрытием.

По конструктивным признакам различают сборную, сборно-монолитную и монолитную бетонно-пленочную облицовку. Наибольшее применение находят два последние типа облицовки.

Бетонно-пленочная облицовка - относительно дорогостоящий способ противофильтрационной защиты оросительных каналов. Так, в Голодной и Каршинской степях стоимость 1 м^2 монолитной бетонно-пленочной облицовки составляет 6,1-7,9 руб., сборно-монолитной 7,1-9,3 руб. Однако ее применение обусловлено высокими противофильтрационными качествами и темпами строительства, малыми эксплуатационными затратами, бо́льшим сроком службы и бо́льшей эксплуатационной надежностью в сравнении с обычной бетонной облицовкой.

Для определения эффективности экранирования ирригационных каналов бетонно-пленочной облицовкой институтом "Средазгипроводхлопок" проведены натурные измерения фильтрации методом замкнутых водных отсеков на канале ЮР-18-1 в Голодной степи и в головной части Каршинского магистрального канала.

Расположение и строительные характеристики участков каналов, на которых измерены фильтрационные потери, приведены в табл.1.

Для оценки величины фильтрационных потерь в земляном русле выполнены опыты на трех отсеках длиной по 40-50 м, построенных вблизи канала ЮР-18-1, копирующих его размеры и характеристики поперечного сечения.

Грунты на трассе канала ЮР-18-1 представлены макропористыми суглинками и супесями слоистого сложения, коэффициент фильтрации которых в естественном состоянии равен в среднем 0,42 м/сутки, а после отсыпки в дамбы канала, частичного уплотнения землеройной техникой и замочки 0,08-0,14 м/сутки. Грунтовые воды при проведении опытов залегали на глубине более 8 м и не влияли на фильтрацию из опытных отсеков.

Головная часть Каршинского магистрального канала проложена преимущественно в песчаниках, легко размокаемых в воде. Коэффициент фильтрации их изменяется в пределах 0,2-4,5 м/сутки при средней величине около 3 м/сутки [1,2]. На пикетах 260-314 канал пересекает Самсоновское плато, вскрывая толщу глинистых отложений с коэффициентом фильтрации около 0,01 м/сутки. Грунтовые воды на рассматриваемых участках канала залегают на глубине 30-120 м.

Экспериментально установлено, что при длительной фильтрации водопроницаемость песчаников уменьшается. Так, при наливе в котлован, построенный на пикете 434, в первые дни опыта скорость фильтрации была 5 м/сутки, а через 20 месяцев с начала налива снизилась до 1 м/сутки [3]. На одном из отводов Каршинского магистрального канала - Ульяновском канале, проло-

Таблица 1

Строительные характеристики опытных участков каналов, экранированных бетонно-пленочной облицовкой

Номера опытных отсеков и их местоположение	Длина отсеков, м	Строительные размеры каналов			Характеристика сечения	Конструкция бетонно-пленочной облицовки
		b, м	$H_{стр}$, м	m		
Канал ЮР-18-1 в Голодной степи						
1. Пикеты 142+47÷144+35	188	1,98	1,67	1,59	Выемка	Сборно-монолитная
2. Пикеты 173+39÷181+80	841	1,10	1,87	1,54	Насыпь	"
3. Пикеты 201+41÷208+29	688	1,50	1,73	1,49	"	"
4. Пикеты 221+89÷224+54	265	1,06	1,80	1,39	"	"
Головная часть Каршинского магистрального канала						
1. Пикеты 205+19÷411+19	20600	7,0	6,67	2,50	Выемка	Сборно-монолитная и монолитная
2. Пикеты 425+71÷626+71	20100	7,0	6,67	2,50	"	Монолитная

женном примерно в одинаковых инженерно-геологических и гидрогеологических условиях (от пикета 0+00 до пикета 346+00), при наполнении в 2,5 м скорость фильтрации в первые дни эксплуатации канала составила 0,78 м/сутки, а на четвертый месяц работы канала снизилась до 0,70 м/сутки.

На основании этих данных для головной части Каршинского магистрального канала (начиная с пикета 205+00, за исключением участка канала между пикетами 260-314) при длительной его эксплуатации средний коэффициент фильтрации подстилающих грунтов можно принять равным около 1 м/сутки и 3 м/сутки в начальный период работы канала.

При сооружении каналов выполнялся периодический контроль за качеством строительства облицовки. Установлено, что на канале ЮР-18-1 одно повреждение пленочного экрана в виде порезов, проколов и непроваренных швов приходится в среднем на 20 $м^2$ поверхности, на Каршинском магистральном канале - на 8-12 $м^2$.

Измеренные значения фильтрационных потерь из облицованных каналов, откорректированные с учетом испарения с водной поверхности и пересчитанные на 1 км протяженности канала, представлены в табл.2, где приведены также фильтрационные расходы в земляном русле равного поперечного сечения. Для головной части Каршинского магистрального канала потери рассчитаны по формуле В.В.Ведерникова при коэффициенте фильтрации 0,01 м/сутки на пикетах 260-314 и 1,0-3,0 м/сутки на остальных участках канала. Величины потерь из каналов и коэффициенты фильтрации приведены к температуре воды равной 25°С, характеризующей средний термический режим искусственных водотоков Голодной и Каршинской степей в вегетационный период.

Полученные данные показывают, что бетонно-пленочная облицовка оросительных каналов сокращает фильтрационные потери в 6,7-114 раз. На Каршинском магистральном канале со временем фильтрация уменьшается, что объясняется кольматацией облицовки. За четыре месяца

Таблица 2

Фильтрационные потери из каналов равного поперечного сечения, экранированных бетонно-пленочной облицовкой, и в земляном русле

Номера опытных отсеков	Глубина воды в канале, м	Потери воды на фильтрацию, л/сек/км		Степень сокращения фильтрационных потерь (во сколько раз)	Дата проведения опытов
		с облицовкой	без облицовки		
		Канал ЮР-18-1 в Голодной степи			
1	0,87	0,357	22	61,5	Апрель 1968
	1,18	0,328	26,2	81	Март 1969
2	1,24	0,236	12	51	Апрель 1968
	1,26	0,312	12	38,5	Сентябрь 1968
	1,35	0,306	13	42,5	Март 1969
3	1,12	0,259	12	46,5	Апрель 1968
4	1,18	0,295	10	34	Апрель 1968
		Головная часть Каршинского магистрального канала			
1	4,4	45,4	334-1000	7,4-22	Май 1973
	4,38	30,1	332-990	11-32,9	Октябрь 1973
2	3,64	57,5	388-1160	6,7-20,2	Май 1973
	3,8	10,5	400-1200	38,1-114	Октябрь 1973

работы канала на участках с пикета 205+19 до пикета 411+19 фильтрация уменьшилась в 1,5 раза, с пикета 425+71 до пикета 626+71 потери сократились в 3,5 раза.

Таким образом, можно считать бетонно-пленочную облицовку оросительных каналов эффективным способом противофильтрационной защиты. В условиях Каршинского магистрального канала при стоимости поданной воды 1,2 коп./м^3 срок окупаемости такой облицовки 2-3 года.

Успешный 5-7-летний опыт эксплуатации каналов с бетонно-пленочной облицовкой в Голодной степи позволяет рекомендовать ее дальнейшее широкое применение.

Литература

1. В.В.Бейлин. Натурные исследования фильтрации по трассе Каршинского магистрального канала. "Труды ВНИИГиМ", т.54 (3), М., 1972.

2. Г.У.Юсупов. Исследование условий фильтрации из Каршинского магистрального канала методом налива в котлован. "Труды Ташкентского института инженеров ирригации и механизации сельского хозяйства. Вопросы гидротехники и мелиорации", вып.47, Ташкент, 1971.

3. Г.У.Юсупов. Натурные исследования фильтрации воды по трассе из Каршинского магистрального канала. "Труды Ташкентского института инженеров ирригации и механизации сельского хозяйства. Гидротехника и мелиорация в условиях Узбекистана", вып.55, Ташкент, 1973 .

УДК 626.212:626.823.2

Р.М.ГОРБАЧЕВ, гл. спец.
(Средазгипроводхлопок)

ПОТЕРИ ВОДЫ ИЗ КАНАЛОВ-ЛОТКОВ В УСЛОВИЯХ ГОЛОДНОЙ СТЕПИ

Удельная протяженность лотковых каналов на существующих оросительных системах достаточно высока. Так, например, в новой зоне орошения Голодной степи (площадь освоения 350 тыс.га) при общей удельной протяженности ирригационной сети 23,3 м/га на долю лотков-каналов приходится 19,65 м/га. На землях первой очереди освоения Каршинской степи (206 тыс.га) при общей удельной протяженности оросительной сети 33,45 м/га на долю каналов-лотков приходится 21,45 м/га, закрытых трубопроводов - 8,35 м/га. Аналогичное соотношение сохраняется и на других крупных массивах орошения новых земель.

Высокие темпы строительства лотковой оросительной сети, обусловленные полной механизацией основных строительных операций, простота и удобство эксплуатации удачно сочетаются с индустриальными методами изготовления лотков, поэтому масштабы применения каналов-лотков, по-видимому, будут возрастать.

В связи с вышесказанным особо остро ставятся опросы долговечности и эксплуатационной надежности отковой сети. Известный практический интерес представляет изучение фильтрационных потерь из каналов-лотков.

В 1967-1968 гг. институтом "Средазгипроводхлопок" ыполнены работы по определению потерь воды из каналов-лотков в Голодной степи, сооруженных из лотков р-60, Лр-80 и Лр-100, которые выпускает Бекабадский авод железобетонных изделий. В последующие годы автором данной статьи проводилось систематическое обследование опытных участков лотковых оросителей. Результаты изучения частично освещены в работе [1].

Потери воды из лотковой оросительной сети складываются из фильтрации через тело лотков, просачивания стыках и через трещины в теле лотков, испарения со вободной водной поверхности и фильтрации в сооружениях.

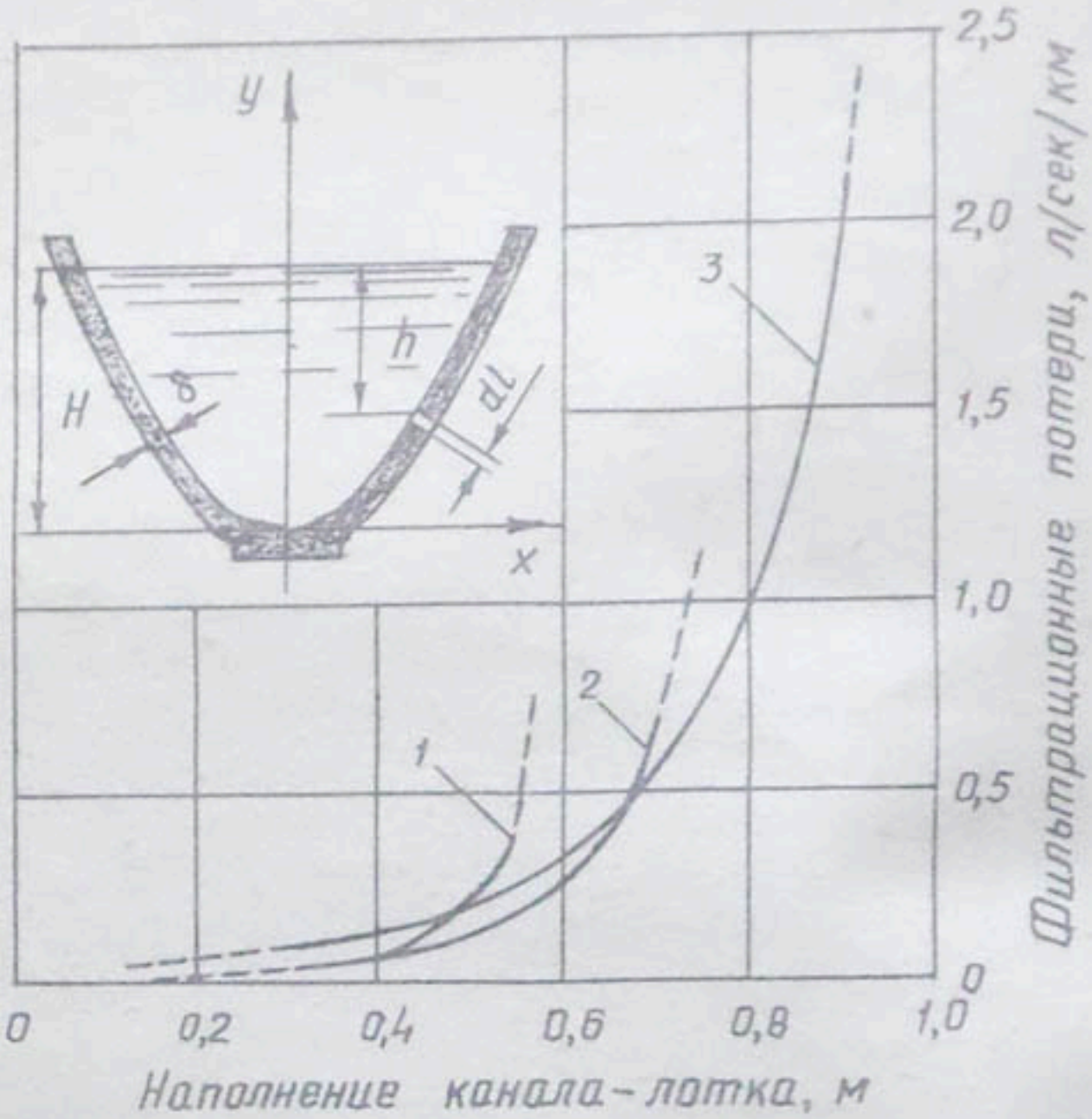
Потери на фильтрацию в сооружениях нами специально не изучались, но следует отметить, что в дорожных ереездах, сооруженных в виде дюкеров, иногда потери оставляли до 3,4 л/сек. Потери в сооружениях носят, ак правило, локальный характер, их легко обнаружить полностью устранить. Если служба эксплуатации на отковой оросительной сети хорошо организована, то можно считать, что потери в сооружениях практически отсутствуют.

Фильтрационные потери через тело (стенки) каналов-лотков зависят от коэффициента фильтрации бетона, который для марок бетона М 250-300, обычных для лотков, составляет 10^{-8} - 10^{-9} см/сек. Отдельные измерения показывают [2], что водонепроницаемость бетона лотков соответствует марке не ниже В-12 или коэффициенту фильтрации менее 10^{-9} см/сек. Вместе с тем нами зафиксированы случаи сравнительно высокой проницаемости бетона лотков, соответствующие коэффициенту фильтрации 10^{-6} - 10^{-7} см/сек. Такие лотки быстро разрушаются в процессе эксплуатации - срок их службы 2-3 года.

Теоретическая зависимость для оценки величины фильтрационных потерь через тело каналов-лотков при равномерной толщине стенки с учетом капиллярных

свойств бетона выводится следующим образом.

Выделим элементарную полоску dl единичной длины на глубине h от уреза воды (см.рисунок) и



Зависимость фильтрационных потерь от наполнения каналов-лотков (в первые годы их эксплуатации):
1- каналы, смонтированные из Лр-60; 2- каналы, смонтированные из Лр-80; 3- каналы, смонтированные из Лр-100.

определим для нее фильтрационный расход dq :

$$dq = K\frac{h + H_к}{\delta}\, dl,$$

где K – коэффициент фильтрации бетона;
δ – толщина стенки канала–лотка;
$H_к$ – капиллярное давление, которое для бетона можно принять равным 10 м [3,4].

Но $h = H - y$, где H – глубина наполнения канала–лотка. При известной форме поперечного сечения внутренней части лотка $y = \frac{x^2}{2p}$ получаем $h = H - \frac{x^2}{2p}$.

Так как $dl = \sqrt{(y')^2 + 1}\, dx = \frac{1}{p}\sqrt{x^2 + p^2}\, dx$;

имеем $dq = \frac{K}{\delta p}\left(H_к + H - \frac{x^2}{2p}\right)\sqrt{x^2 + p^2}\, dx.$

Тогда полный фильтрационный расход через тело лотка единичной длины составит

$$q = \frac{K}{\delta p} 2 \int_{x_1 = 0}^{x_2 = \sqrt{2pH}} \left(H_к + H - \frac{x^2}{2p}\right)\sqrt{x^2 + p^2}\, dx.$$

Пренебрегая членом $\left(H - \frac{x^2}{2p}\right)$, так как он мал в сравнении с $H_к$, после интегрирования и подстановки переменных для лоткового оросителя протяженностью в 1 км получаем

$$q = 11{,}6\,\frac{KH_к}{\delta}\left[\sqrt{2H(2H + p)} + p\ln\left(\sqrt{2pH} + \sqrt{p(2H + p)}\right)\right], \quad (1)$$

где q – фильтрационный расход на 1 км длины канала-лотка, л/сек/км;

H – глубина наполнения канала-лотка, м;

p – параметр параболы: p =0,20 для Лр-60 и Лр-80, p =0,35 для Лр-100;

δ – толщина стенки лотков: δ =0,05 м для Лр-60, δ =0,06 м для Лр-80 и δ =0,07 м для Лр-100;

K – коэффициент фильтрации бетона (м/сутки), который, по данным ТНИСГЭИ [5], ориентировочно составляет для бетона марки В-2 $2{,}6 \cdot 10^{-5}$, для В-4 $8{,}64 \cdot 10^{-6}$, для В-8 $2{,}6 \cdot 10^{-6}$.

При проектном наполнении каналов-лотков, равном 0,55 м для Лр-60, 0,70 м для Лр-80 и 0,90 м для Лр-100, и коэффициенте фильтрации бетона не выше чем для марки В-4 потери воды на фильтрацию, рассчитанные по формуле (1), соответственно составляют 0,024; 0,0253 и 0,0308 л/сек/км, что равно скорости сработки горизонта воды в лотковых оросителях 1,7-2,2 мм/сутки. Это незначительные потери, примерно в 5-6 раз меньше потерь на испарение со свободной водной поверхности.

По результатам наших исследований, интенсивность испарения с водной поверхности лотковых оросителей в летнее время составляет 8-20 мм/сутки, для целинных земель Голодной степи в наиболее жаркие месяцы в среднем за декаду – 16 мм/сутки. По наблюдениям, проведенным в совхозе № 18 Голодной степи [6], средняя интенсивность испарения из каналов-лотков за вегетационный период 10 мм/сутки. Соответственно средние значения эксплуатационных потерь воды на испарение со свободной поверхности лотковых каналов Голодной степи при проектном наполнении составляют:

для каналов-лотков из Лр-60 – 0,109 л/сек/км
" " " " Лр-80 – 0,123 л/сек/км
" " " " Лр-100 – 0,185 л/сек/км.

Суммируя потери воды на фильтрацию через тело лотков, рассчитанные по формуле (1), и потери, вызванные испарением с водной поверхности, получим минимально возможные эксплуатационные потери из лотковых оросителей, которые в условиях Голодной степи ориентировочно равны:

для каналов-лотков из Лр-60 – 0,133 л/сек/км
" " " " Лр-80 – 0,148 л/сек/км
" " " " Лр-100 – 0,216 л/сек/км.

При таких значениях потерь воды максимально возможный коэффициент полезного действия лотковой оросительной сети, рассчитанный для условий Голодной степи, составляет 0,996.

Однако из-за фильтрации через стыки, трещины и другие дефекты потери из каналов-лотков достигают значительно больших величин. Отметим, что основные дефекты лотков, выявленные на оросительных системах в Крыму, на Украине и Северном Кавказе [7,8], характерны также для лотковых оросителей Голодной степи.

Потери воды из каналов-лотков определялись объемным способом при различном их наполнении более чем на 80 опытных участках общей протяженностью около 10 км, на вновь построенных (ЮР-18-3-5, 27-У-39, 27-У-40, 27-У-41, 27-У-42, 27-У-43, 26-У-44, ПР-7, 20-У-1, ЮР-18-1-7а) и на эксплуатируемых в течение одного сезона лотковых оросителях (5-Ш-Х-1, 5-П-Х-2а), стыки в которых заделаны пороизоловой прокладкой круглого, треугольного и прямоугольного сечения, выпускаемой Чимкентским шинно-ремонтным заводом.

При проектном наполнении предельные величины фильтрационных потерь для каналов, смонтированных из Лр-100, составили: минимальные – 1,71 л/сек/км, максимальные – 7,0 л/сек/км; для оросителей, смонтированных из Лр-80, соответственно 0,378 и 2,80 л/сек/км и

для каналов, смонтированных из Лр–60, – 0,22 и 3,1 л/сек/км.

Отдельные случаи повышенных фильтрационных потерь в лотковых оросителях объясняются большим количеством дефектов в них и низким качеством строительных работ.

Средние величины потерь воды, вызванные фильтрацией через стыки, трещины и другие дефекты в лотках при различном наполнении лотковых оросителей, приведены на графике, данном на рисунке. Необходимо отметить резкое снижение потерь с уменьшением наполнения каналов–лотков, особенно в интервале глубин, близких к проектным значениям.

Приведенные данные характеризуют водопроницаемость лотковых каналов в первый год их работы. При длительной эксплуатации каналов–лотков происходит кольматация и "самоуплотнение" трещин в бетоне [9], что значительно снижает фильтрационные потери. Так, если в первый год эксплуатации каналов–лотков локальные очаги фильтрации в виде течей в стыках и трещинах наблюдаются на 90–95% от общего количества смонтированных лотков, то на 3–й–5–й годы работы лотковых оросителей при хорошей их эксплуатации количество лотков с локальными очагами фильтрации составляет 20–30% при меньшей интенсивности фильтрации в них. Трещины раскрытием менее 0,2 мм (ширина раскрытия трещин измерялась на наружной поверхности лотков, наполненных водой) кольматируются и "самоуплотняются" настолько, что практически не фильтруют воду. Фильтрационные расходы, измеренные на трещинах раскрытием 0,2–0,4 мм, после длительной эксплуатации лотковых оросителей составили 0,1–0,6 л/сутки/м при градиенте напора, равном единице (гидравлический градиент напора $J = 1$ соответствует случаю $\frac{(H+\delta)}{\delta}$ при $H \to 0$, действующий градиент напора и соответствующий фильтрационный расход рассчитываются с учетом фактического напора воды над трещиной). Трещины в лотках раскрытием более 0,4 мм, как правило, являются очагами значительной фильтрации и разрушения

их. Такие лотки нужно или ремонтировать, или заменять новыми. Следует также учитывать критерии эксплуатационной надежности лотков, предложенные УкрНИИГиМ /10/.

Примерные значения фильтрационных потерь на каналах, смонтированных из раструбных лотков Лр-60, Лр-80 и Лр-100 с заделкой стыков поронзоловой прокладкой, при длительной эксплуатации их в условиях Голодной степи составляют 0,15-0,30 л/сек/км, а коэффициент полезного действия лотковых оросителей (технические потери не учитываются) равен 0,988-0,983.

В ы в о д ы

1. В условиях Голодной степи основными очагами фильтрации из лотковых оросителей являются стыки и трещины. Средние величины фильтрационных потерь через них (л/сек/км) при проектном наполнении каналов-лотков в первый год их эксплуатации составляют:

для каналов, смонтированных из Лр-60, - 0,44
" " " " Лр-80, - 0,67
" " " " Лр-100, - 2,16.

С уменьшением глубины наполнения каналов-лотков потери через стыки и трещины резко уменьшаются (см.рисунок).

За вегетационный период средняя интенсивность испарения с водной поверхности лотковых оросителей в условиях Голодной степи составляет 10 мм/сутки /8/.

Фильтрационные потери через стенки каналов-лотков следует рассчитывать по формуле (1), приняв коэффициент фильтрации бетона качественных лотков равным 10^{-8}-10^{-9} см/сек.

2. При длительной эксплуатации каналов-лотков происходит "самоуплотнение" и кольматация трещин и стыков, потери воды через них уменьшаются.

Величины фильтрационных потерь на каналах, смонтированных из Лр-60, Лр-80 и Лр-100 с заделкой стыков пороизоловой прокладкой, в условиях Голодной степи составляют примерно 0,15-0,30 л/сек/км. Коэффициент полезного действия лотковой оросительной сети Голодной степи равен 0,988-0,993 (технические потери не учитываются).

Литература

1. Р.М.Горбачев. Некоторые результаты изучения фильтрационных потерь из оросительной сети Голодной степи. "Тр. ин-та "Средазгипроводхлопок", вып.1, Ташкент, 1971.

2. Ю.А.Тышкевич, И.И.Федоряко. Контроль водонепроницаемости бетона в тонкостенных ж.б. конструкциях. "Гидротехника и мелиорация", 1970, № 8.

3. В.Н.Жиленков. Некоторые вопросы капиллярности в бетоне. "Известия ВНИИГ", т.64. М.-Л., Госэнергоиздат, 1960.

4. В.Н.Жиленков. Об определении капиллярного давления воды в бетоне. Инженерно-физический журнал, т.У, № 12, 1962.

5. В.М.Насберг, М.Г.Элбакидзе. Вычисление коэффициента фильтрации бетона марок В-2, В-4, В-8, определяемых по ГОСТ 4795-53. "Известия ТНИСГЭИ", т.8. М.-Л., Госэнергоиздат, 1955.

6. Л.Н.Побережский, М.И.Геткер. Испарение с водной поверхности лотковых оросителей Голодной степи. "Докл. АН УзССР", 1970, № 9.

7. В.А.Невский, А.Н.Юдин, М.П.Кончичев, Г.А.Ткаченко. Долговечность железобетонных лотков и пути ее повышения. "Гидротехника и мелиорация", 1971, № 2.

8. В.Н.Лемехов, В.В.Гончаров, В.П.Ильин. Исследование причин низкого срока службы лотковых каналов. Сб. "Мелиорация и водное хозяйство", вып.18. Киев, "Урожай", 1971.

9. Г.П.Вербецкий. Фильтрационные свойства трещин в бетоне. "Труды координационных совещаний по гидротехнике", вып.48. "Энергия", Ленинградское отделение, 1970.

10. И.Я.Бялер, В.В.Гончаров, В.Н.Померанец. Особенности работы лотковых каналов и пути повышения их срока службы. Сб. "Мелиорация и водное хозяйство", вып.20. Киев, "Урожай", 1972.

11. Н.Агабаев. О потерях воды из оросительной сети. Сб. "Гидромелиоративные исследования в Туркменистане", Ашхабад, "Ылым", 1972.

УДК 626.83:626.26.001.4

Л.А.ГЕХТЕР, ст. науч. сотр.
С.И.КЕБЕРЛЕ, канд. техн. наук, зав.лабор.
А.С.КОНДАКОВ, инж.-механик
В.В.ПЕРЕПЕЛКИНА, канд. техн. наук,
ст.научн. сотр.
(САНИИРИ)

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ НАТУРНЫХ ИСПЫТАНИЙ СИФОННЫХ ВОДОВЫПУСКОВ НАСОСНЫХ СТАНЦИЙ С КРУПНЫМИ ОСЕВЫМИ НАСОСАМИ

В Средней Азии, в частности в Узбекистане, за последние годы значительно возрос процент земель, орошаемых с помощью машинного подъема воды. Построены такие крупнейшие в Советском Союзе станции, как Кую-Мазарская, Хамзинская и Шерабадская. Завершается строительство Каршинского канала с каскадом из шести насосных станций. Строится П очередь Аму-Бухарского канала, закончено проектирование джизакских насосных станций. В перспективе предстоит переброска сибирских рек.

Поэтому особо важное значение приобретают вопросы рационального проектирования, строительства и эксплуатации всего комплекса насосной станции, ясное представление о работе и взаимосвязи всех узлов станции. Этим вопросам были посвящены два всесоюзных совещания, проведенные ВАСХНИЛ в 1968 г. в Ташкенте и в декабре 1972 г. в Бухаре, на которых были намечены програм-

мы и распределены работы между проектными и исследовательскими институтами, а затем подведены итоги прошедших лет.

Настоящая работа выполнена по программе, намеченной первым совещанием, и посвящена натурным исследованиям сифонных водовыпусков трех крупнейших насосных станций Средней Азии: Кую-Мазарской, Хамзинской и Шерабадской, отличающихся режимом работы напорного трубопровода и примененным насосным оборудованием либо формой сифонного водовыпуска.

Первой (1969-1970 гг.) была испытана Кую-Мазарская насосная станция, расположенная на Аму-Бухарском машинном канале после Хамзинской станции. Она оборудована насосами двух типов: ОП-10-185 и ОП-11-183, которые подают воду из Аму-Бухарского машинного канала либо в машинный канал на орошение, либо в Кую-Мазарское водохранилище на аккумуляцию по индивидуальным трубопроводам диаметром 2,8 м, заканчивающимся сифонными водовыпусками того же диаметра, оборудованными электромеханическими клапанами срыва вакуума конструкции Узгипроводхоза. Насосы обоих типов укомплектованы электродвигателями ВДСО-325/44-18, изготовленными заводом "Уралэлектротяжмаш".

Насосы часто выходят из строя и, по сведениям гидрометрических постов, не дают проектной производительности. Для проверки работы насосов в эксплуатационных условиях, определения их гидравлических параметров и соответствия расчетным данным были проведены комплексные испытания станции институтами ВНИИГидромаш, Уралгидромаш, Уралэлектротяжмаш и САНИИРИ.

Задача отдела водохранилищ САНИИРИ заключалась в проверке влияния степени заряженности сифона на изменение напора, производительности насоса и мощности электродвигателя.

Испытания проводились на первом и четвертом агрегатах с насосами ОП-10-185 и ОП-11-183. Для получения сведений по интересующим нас вопросам были установлены следующие приборы (рис.1):

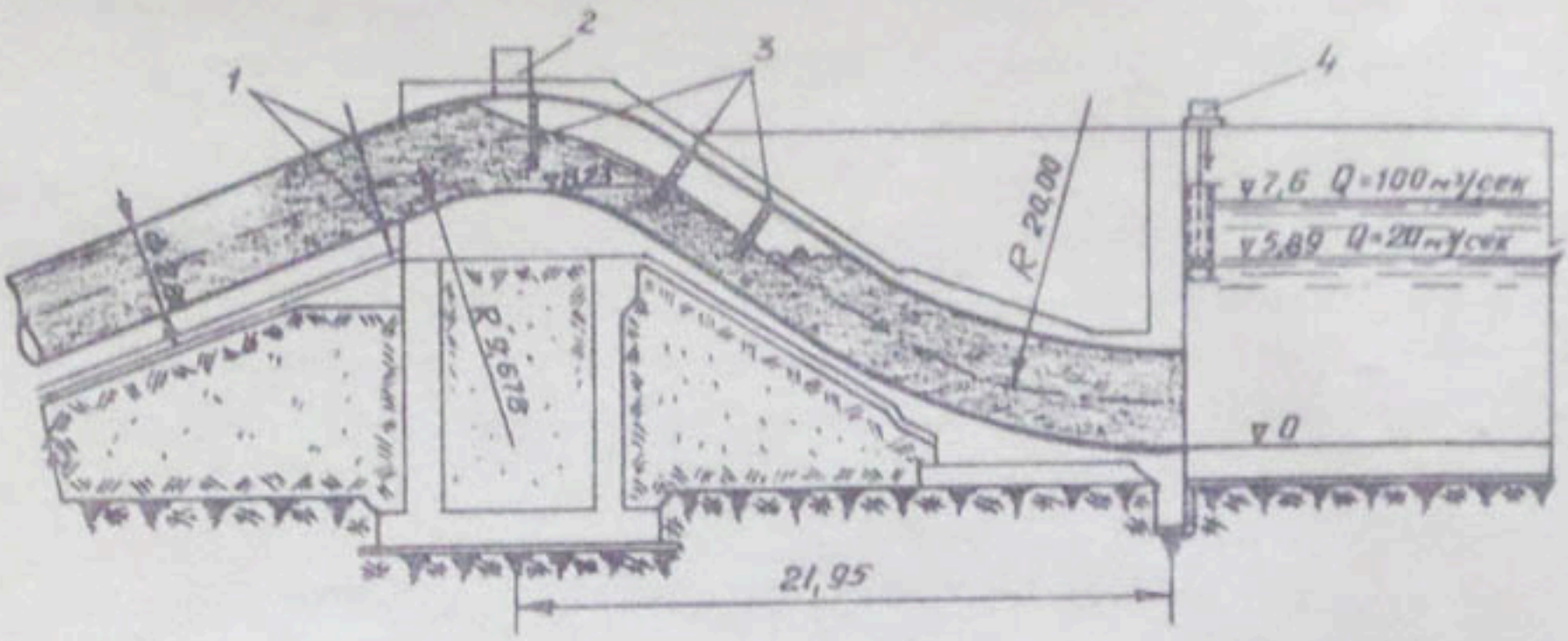


Рис.1. Сифонный водовыпуск Кую-Мазарской насосной станции:
1- датчики пульсации давления; 2- клапан срыва вакуума; 3- датчики-уровнемеры; 4- самописец уровня воды.

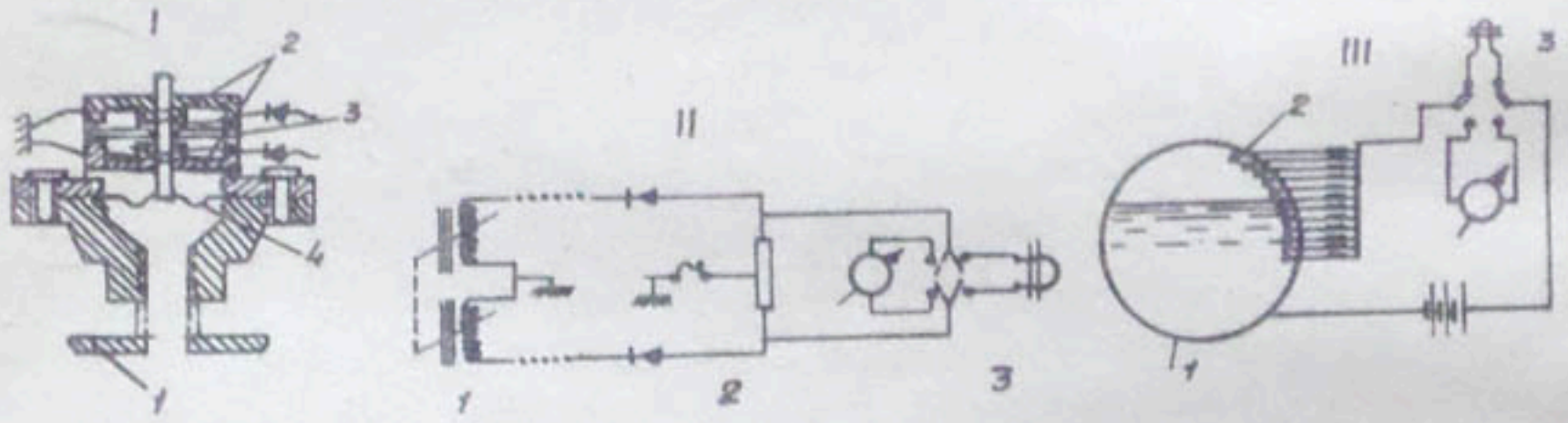


Рис.2. Измерительная аппаратура:

I- датчик пульсации давления:
1- трубопровод; 2- индуктивные катушки;
3- якорь; 4- мембрана;

П- электрическая схема включения датчика пульсации давления:
1- датчик; 2- балансировочное устройство;
3- осциллограф;

Ш- принципиальная схема датчика-уровнемера:
1- трубопровод; 2- осциллограф; 3- датчик.

самописцы уровня "Валдай" и водомерные рейки - в верхнем и нижнем бьефах станции;

по два пьезометра с ртутными манометрами на напорном трубопроводе - перед входом в сифон;

по два индуктивных датчика пульсации давления потока - рядом с пьезометрами;

по три реостатных датчика-уровнемера - на нисходящей ветви испытываемого сифона.

В индуктивных датчиках пульсации давления воды (рис.2) последнее воспринималось латунными гофрированными, защемленными по контуру мембранами, которые, прогибаясь, перемещали жестко связанные с ними якоря, что вызывало изменение воздушных зазоров в плечах индуктивных преобразователей и их индуктивных сопротивлений. Индуктивные преобразователи были включены в мостовые электрические схемы (рис.2) с вентильными элементами в плечах. Питал мостовые схемы генератор тока 5000 Гц мощностью 8 Вт. К выходу мостовых схем подключались осциллографические вибраторы МОВ-2 тип 1Х (при налаживании - стрелочный миллиамперметр).

После монтажа вся аппаратура тарировалась.

Для определения уровня воды в сифоне на его нисходящей ветви были установлены три реостатных датчика-уровнемера (рис.2). Принцип действия уровнемера описан в статье Л.А.Гехтера и А.С.Кондакова [x] "Уровнемер для исследования сифона насосной станции".

Испытания проводились при различных расходах и напорах насоса. Изменение напора осуществлялось как путем изменения горизонтов воды в верхнем и нижнем бьефах, так и путем открытия клапанов срыва вакуума (КСВ). Насосы запускали при открытых КСВ, а после заполнения трубопровода клапаны автоматически закрывались.

---

x) "Труды САНИИРИ", вып. 128, 1971.

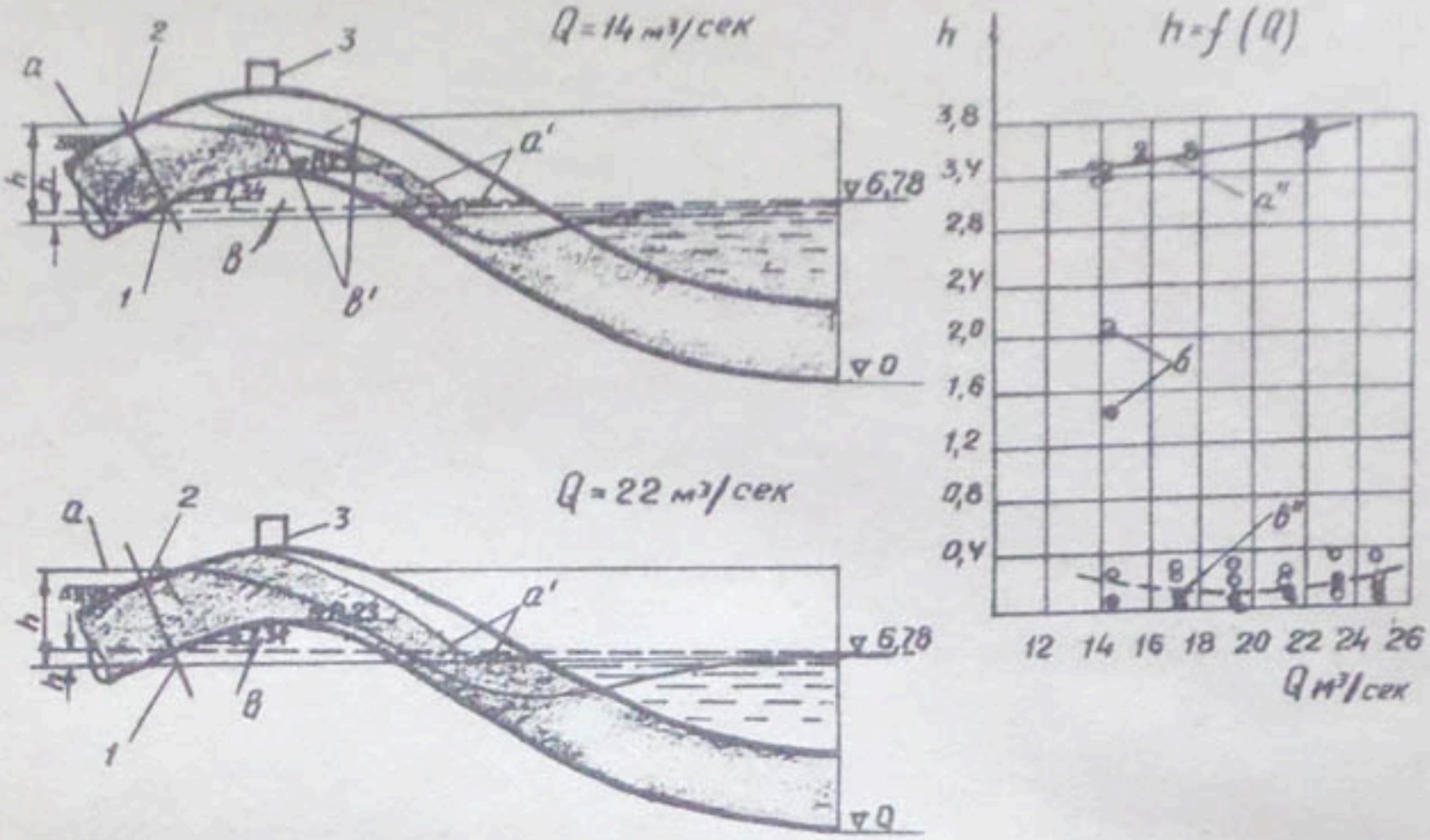


Рис. 3. График потерь в сифоне при включении сифонного водовыпуска:

(1– нижний датчик давления; 2– верхний датчик давления; 3– клапан срыва вакуума)

а – давление
а' – водосливная поверхность
а'' – потери

} в сифоне при открытом КСВ

б – потери в сифоне при закрытом КСВ (через уплотнение клапана в сифон поступает воздух)

в – давление
в' – водосливная поверхность
в'' – потери

} в сифоне при закрытом КСВ

● – показания верхнего датчика
○ – показания нижнего датчика.

Сифоны включались в работу полным сечением при подаче насоса, равной 20–21 м^3/сек (рис.3). Кривая зависимости потерь в сифоне от расхода имеет не явно выраженный минимум при минимальном расходе включения. При подачах, меньших минимального расхода включения, потери увеличиваются за счет неполного включения сифона. При подачах, бóльших минимального расхода включения, потери возрастают за счет увеличения сопротивления в сифоне.

В целом же кривая зависимости $h_{потерь} = f(Q)$ довольно пологая и потери в сифоне при всех рабочих расходах невелики. Эта зона работы сифона названа нами оптимальной.

Клапаны срыва вакуума не обеспечивали при испытаниях полной герметичности внутренней полости сифона. Из-за подсоса воздуха через неплотно прижатые тарелки клапанов потери в сифоне составляли 1,73 м против 3,8 м при открытом КСВ. После полной герметизации КСВ потери снизились до 0,1–0,2 м в зависимости от подачи насоса.

На рис.3 приведены графики подачи насоса и мощности электродвигателя при разряженном и заряженном сифоне, различных углах разворота лопастей. Снижение напорной линии в трубопроводе в результате включения сифона увеличивало подачу на 1,2–2,8 м^3/сек в зависимости от напора. Одновременно с этим, также в зависимости от напора, происходило снижение мощности электродвигателя на 700–900 кВт.

В 1970 г. Кую-Мазарская насосная станция перекачала ΣW =1230 млн.м^3 воды. Можно подсчитать, во что обошлась бы эта перекачка при работе станции с открытыми и с закрытыми КСВ. Расчет произведен при угле разворота $\alpha = -4^\circ$ и одних и тех же отметках горизонта воды верхнего и нижнего бьефов.

В опытах при $\alpha = -4^\circ$ и закрытых КСВ насосы подавали Q =18 м^3/сек при напоре 15,22 м, затрачивалось 3710 кВт электроэнергии, то есть 1 м^3 поднятой воды обходилося

$$C = \frac{N_{квт} \cdot n_{час} \cdot 0{,}01_{руб.}}{\Sigma W_{м^3}} = \frac{3710_{квт} \cdot 19000_{час} \cdot 0{,}01_{руб.}}{1230_{млн.м^3}} = 0{,}000572_{руб.}$$

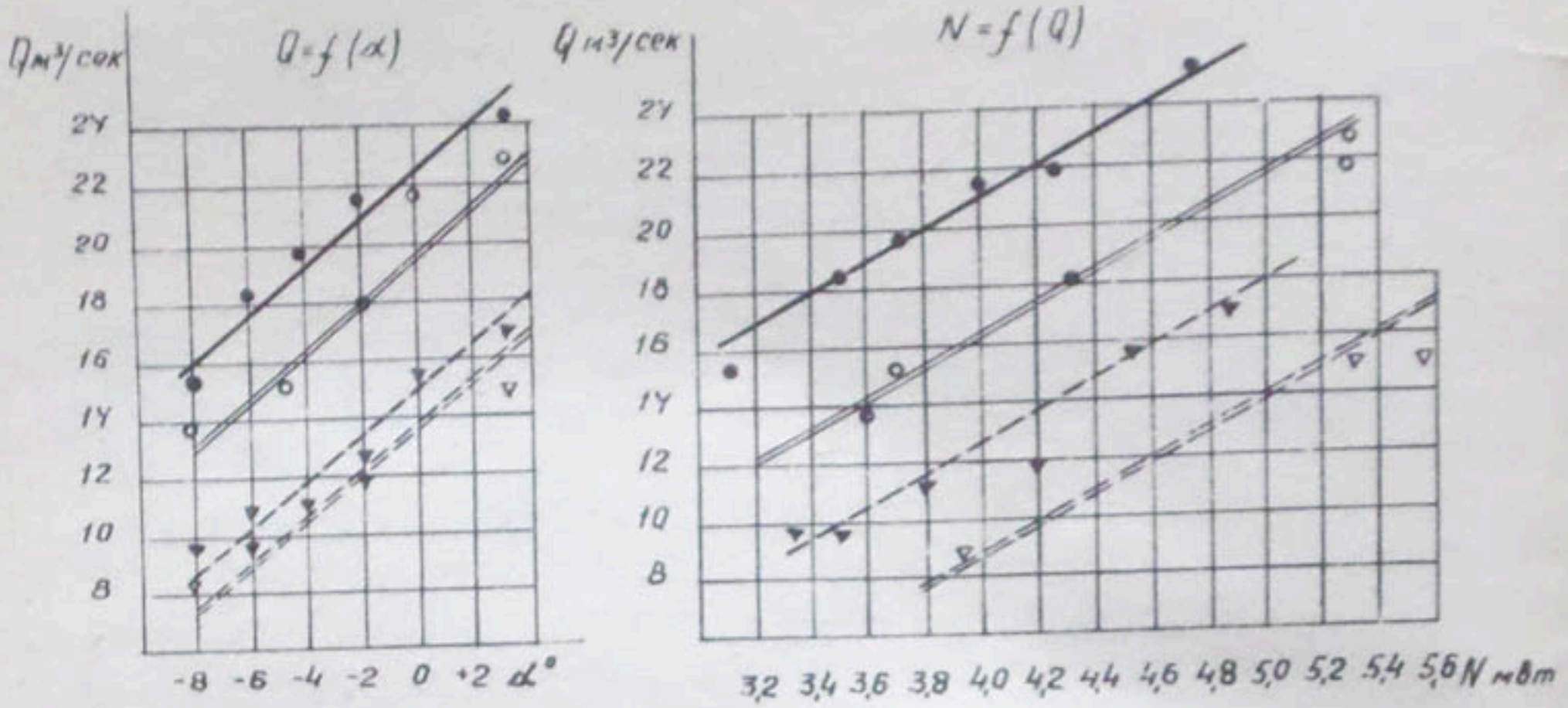


Рис.4. Графики* подачи насоса и мощности электродвигателя:

——— КСВ закрыт
═══ КСВ открыт
} $H_г$ = 16,1–16,5 м

– – – КСВ закрыт
= = = КСВ открыт
} $H_г$ = 17,1–17,8 м

Q – подача насоса

α – угол разворота лопастей насоса

N – мощность электродвигателя

$H_г$ – геометрическая высота качания.

*При построении графиков использованы материалы натурных измерений, проведенных заводом "Уралэлектротяжмаш".

стоимость поднятой за год воды составляла 0,000572 руб. х 1230 млн.м^3 = 704 тыс.руб.

При том же угле разворота $\alpha = -4^\circ$ и открытых КСВ насос подает 15,22 м^3/сек при напоре 19,48 м, потребляя 4170 кВт электроэнергии, то есть стоимость 1 м^3 поднятой воды составляет

$$C' = \frac{4170\ \text{кВт} \cdot 22000\ \text{час} \cdot 0{,}01\ \text{руб.}}{1230\ \text{млн.м}^3} = 0{,}000745\ \text{руб.},$$

стоимость поданной за год воды 0,000745 руб. · 1230 млн.м^3 = 916 тыс.руб.

Таким образом, на перекачку одного и того же количества воды при работе с открытыми клапанами срыва вакуума электроэнергии затрачивается на 212 тыс.руб. в год больше, чем при работе с закрытыми КСВ на сифонных водовыпусках.

Расчет сделан приближенно, тем не менее он дает представление о том, как велики убытки при небрежной и неправильной эксплуатации станции.

Помимо вышеуказанного, установленные в сифоне датчики пульсации давления и датчики-уровнемеры позволили зафиксировать и неустановившиеся режимы работы сифона - изменение давления и уровня воды в сифоне при пуске насоса с различными углами разворота лопастей, при открытии клапана срыва вакуума и остановке насоса.

Испытания сифонов Хамзинской (1970-1971 гг.) и Шерабадской (1971-1972 гг.) насосных станций были проведены по аналогичной программе.

В ы в о д ы

1. Сифоны Кую-Мазарской и Шерабадской насосных станций запроектированы с учетом основных условий работы насосов, все рабочие расходы насоса находятся в зоне оптимального режима работы сифона.

2. Потери в сифонах малы и изменяются в пределах 10–20 см в зависимости от подачи насоса.

3. Сифоны Хамзинской насосной станции включаются полным сечением при работе четырех-пяти насосов на один трубопровод. При работе двух насосов на трубопровод потери составляют 1,0 м, что приводит к уменьшению подачи каждого насоса на 200 л/сек.

4. Включение сифона и снижение напора насоса на Кую-Мазарской насосной станции дает снижение мощности электродвигателя на 700–900 кВт. Расход насоса при этом увеличивался на 1,2–2,8 м^3/сек, то есть после закрытия КСВ расход насоса увеличивался в 1,2 раза, а мощность снижалась до 0,8 мощности электродвигателя при работе с открытыми КСВ при прочих равных условиях.

5. Комплексные натурные испытания Кую-Мазарской насосной станции, проведенные впервые в Средней Азии с применением новейших методов измерения на всех основных узлах станции, позволили дать качественную и количественную оценку влияния сифона на работу насоса при неустановившихся режимах потока в трубопроводе (пуске насоса с различными углами разворота лопастей, зарядке сифона, открытии КСВ и остановке насоса) и уточнить предельные допустимые условия для включения насоса.

6. Аналогичные испытания желательно проводить на всех крупных насосных станциях перед вводом их в эксплуатацию, так как они позволяют уточнить рабочую характеристику машин и основных узлов сооружения и наметить правильную эксплуатацию насосной станции.

УДК 532.11.001.2:621.644.2

В.М.ПИКУЛИН, канд. техн. наук, доц.
(ТашИИТ)

Ф.А.АБУТАЛИЕВ, нач. отдела
(Средазгипроводхлопок)

О ПОГРЕШНОСТЯХ РАСЧЕТА ГИДРАВЛИЧЕСКОГО УДАРА ПО ПРИБЛИЖЕННЫМ ЧЕТЫРЕХКВАДРАНТНЫМ ХАРАКТЕРИСТИКАМ

При проектировании насосных станций, особенно с протяженными трубопроводами, для осуществления оптимальных решений в борьбе с гидравлическими ударами необходимо знать количественные значения повышения давления, а также распределение его по длине трубопровода. Для некоторых типов насосов этот расчет выполняется с помощью приближенных четырехквадрантных характеристик. Так как в приближенных характеристиках ряд режимов насоса определен неточно, расчетные значения удара могут быть завышенными или заниженными против ожидаемых.

В целях определения допускаемых погрешностей при расчетах Ташкентский отдел ВНИИВодГЕО по заданию института "Средазгипроводхлопок" провел ряд экспериментов и сравнил расчетные значения удара с фактическими (табл. 1).

Таблица 1

Насосная станция	Мощность насосного агрегата, кВт	Номинальная частота вращения, об/мин	Геометрическая высота подъема, м	Расчетные значения		Экспериментальные значения		Погрешность расчета, %		Примечание
				макс. повышение давления, м	максимальная частота обратного вращения рабочего колеса, об/мин	максимальное повышение давления, м	макс. частота обратного вращения рабочего колеса, об/мин	повышение давления, м	частота обратного вращения рабочего колеса, об/мин	
"Ходжа Бакирган I"	1600	750	61,5	95	1040	83	930	+8	+12	+ Превышение расчетных значений против экспериментальных
"Самгар I"	1200	750	59,0	88	1100	82	950	+7	+14	
"Самгар III"	610	750	44,0	51,2	1000	50	900	+4,4	+11	

Необходимые данные насосных агрегатов для расчета гидравлического удара по рассматриваемым насосным станциям приведены в табл.2.

Ниже дано описание проведенных экспериментов по трем насосным станциям.

Насосная станция "Ходжа Бакирган I"

На насосной станции установлены семь насосов типа 24НДс, агрегированных с двигателями типа МС322-10/8, частотой вращения 750 об/мин.

Станция смонтирована на несамоходном понтоне сварной конструкции. Семь ниток стальных трубопроводов диаметром 1000 мм, идущих от понтота, объединяются в два водовода, которые состоят из двух частей - стальной и железобетонной, диаметрами 1700 и 2000 мм, длиной 530 и 430 м.

Эксперимент проводился при одновременном отключении двух насосов, совместно работающих на один водовод. Отключались они при открытых задвижках на их напорных линиях, при этом фиксировались давление на напорном патрубке каждого насоса и частота вращения его рабочего колеса. Кривые изменения этих параметров приведены на рис.1.

После отключения электропитания рабочее колесо насоса в течение 8,5 сек. продолжает вращаться в прямом направлении за счет инерции агрегата. По мере уменьшения частоты вращения уменьшается напор насоса и его производительность, а следовательно, и скорость движения воды в водоводе. Падение давления, начавшееся у насоса, распространяется со скоростью 750 м/сек вдоль водовода.

Давление на напорном патрубке снижается до минимальной величины (равной 22 м) через 4 сек. после отключения электропитания. Под воздействием отраженных от резервуара волн повышения давления примерно через 7,5 сек. давление на напорном патрубке насоса интенсивно возрастает. Насосы останавливаются, а затем вследствие

Таблица 2

Насосная станция	Насос					Водовод		Геометрическая высота подъема, м	Отметка верха сифона, м	Момент инерции насосного агрегата, кГ.м^2	Скорость распространения ударной волны, м/сек	Напор в начальной точке водовода, м
	тип	диаметр рабочего колеса, мм	напор, м	расход, м^3/сек	потребляемый момент, кГм	длина, м	диаметр, мм					
"Ходжа Бакирган I"	24НДс	990	65,7	1,03	1250	530 430	1700 2000	61,5	63,0	2000	800	65,0
"Самгар I"	24НДс	900	60,0	1,43	1350	380 350	1700 2000	55,0	56,0	2065	800	58,0
"Самгар III"	22НДс	760	35,75	0,725	700	900 40	1300 1100	34,0	-	1000	750	35

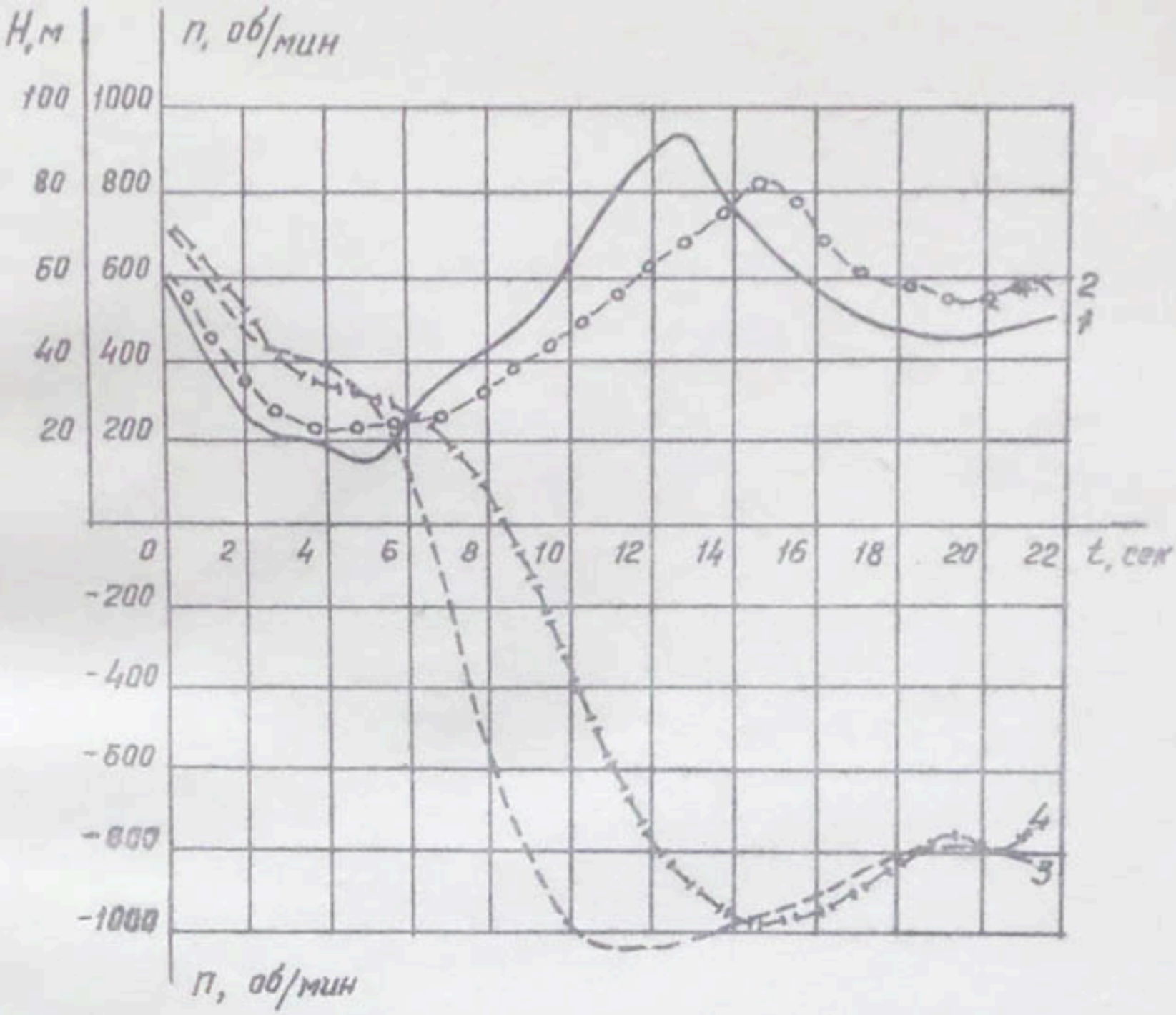


Рис.1. Сопоставление экспериментальных и расчетных параметров гидравлического удара на насосной станции "Ходжа Бакирган I":
1- изменение давления на напорном патрубке насоса (расчетное); 2- то же экспериментальное; 3- изменение частоты вращения ротора насоса (расчетное); 4 - то же экспериментальное.

того, что поток проходит в направлении от напорного патрубка к всасывающему, начинается вращение рабочего колеса насоса в обратном направлении. Через 15 сек. после отключения электропитания давление на напорных патрубках насосов достигает максимальной величины - 83,0. При этом максимальная частота обратного вращения наступает на 0,5 сек. раньше, чем достигается максимальный напор.

Начиная с 15 сек. к станции подходят отраженные от резервуара волны понижения давления, возникшие в ответ на волны повышения давления, идущие от насосной станции. Давление на напорном патрубке и обороты насосов снижаются, и к 20-й секунде процесс гидравлического удара практически заканчивается.

Для расчета гидравлического удара по разработанной для ЭЦВМ методике водовод был разделен на 24 участка длиной по 40 м. Диаметр трубопровода изменен в 14-й точке разбивки водовода на участки.

Результаты расчета гидравлического удара представлены на графике рис.1. Расчетная величина минимального давления на напорном патрубке насоса составляет 15 м, то есть на 7 м ниже, чем в эксперименте. Максимумы давления на напорном патрубке насоса и частота вращения рабочего колеса насоса в обратном направлении соответственно равны 85 м и 1040 об/мин (на 8 и 12% превышают натурные значения).

Насосная станция "Самгар I"

Это несамоходный понтон, оборудованный семью насосами марки 24НДс, агрегированными с двигателями МС332-10/7, частотой вращения 750 об/мин. Водовод состоит из двух участков - стального и железобетонного, диаметрами 1700 и 2000 мм, длиной 380 и 650 м. На стальном участке трубопровода расположены колодцы переключений, вставки Вентури и резервуар для впуска воды в местах возможного образования разрывов сплошности потока. Резервуар соединен с водоводом через перемычку

диаметром 100 мм, оборудованную обратным клапаном, исключающим возможность поступления воды из водовода при его нормальном режиме работы. После отключения электропитания давление на участке водовода, примыкающем к резервуару, падает и вода из него поступает в водовод, предотвращая образование разрывов сплошности потока.

Одновременно были отключены два параллельно работающих насосных агрегата. При этом измерялись и регистрировались давление на напорных патрубках и в месте установки резервуара для впуска воды, а также частота вращения рабочего колеса насосных агрегатов.

Количество воды, поступающее из резервуара в трубопровод во время эксперимента, равно примерно 7 м^3.

Экспериментальные кривые изменения давления у напорного патрубка одного из насосов и в месте установки резервуара для впуска воды, а также изменение частоты вращения рабочего колеса насоса приведены на рис. 2.

После отключения электропитания давление на напорном патрубке насоса начинает падать и через 2 сек. снижается до минимальной величины - 6 м. Дальнейшему снижению давления препятствуют волны повышения давления, отраженные от места впуска воды. Через 9,5 сек. к насосной станции начинают подходить волны повышения давления, отраженные в конце водовода. Вследствие этого давление в рассматриваемой точке начинает возрастать и к 14-й секунде достигает максимальной величины - 82 м.

Вал насосного агрегата останавливается через 8 сек. с момента отключения электропитания, а после 14 сек. частота его вращения в обратном направлении достигает максимума - 950 об/мин.

Давление в водоводе начинает падать на стыке его стального и железобетонного участков, в месте присоединения к водоводу резервуара для впуска воды. Через 2 сек. давление снижается до величины,соответствующей отметке уровня воды в резервуаре. В течение 7 сек. происходит заполнение участка разрыва сплошности водой, а к

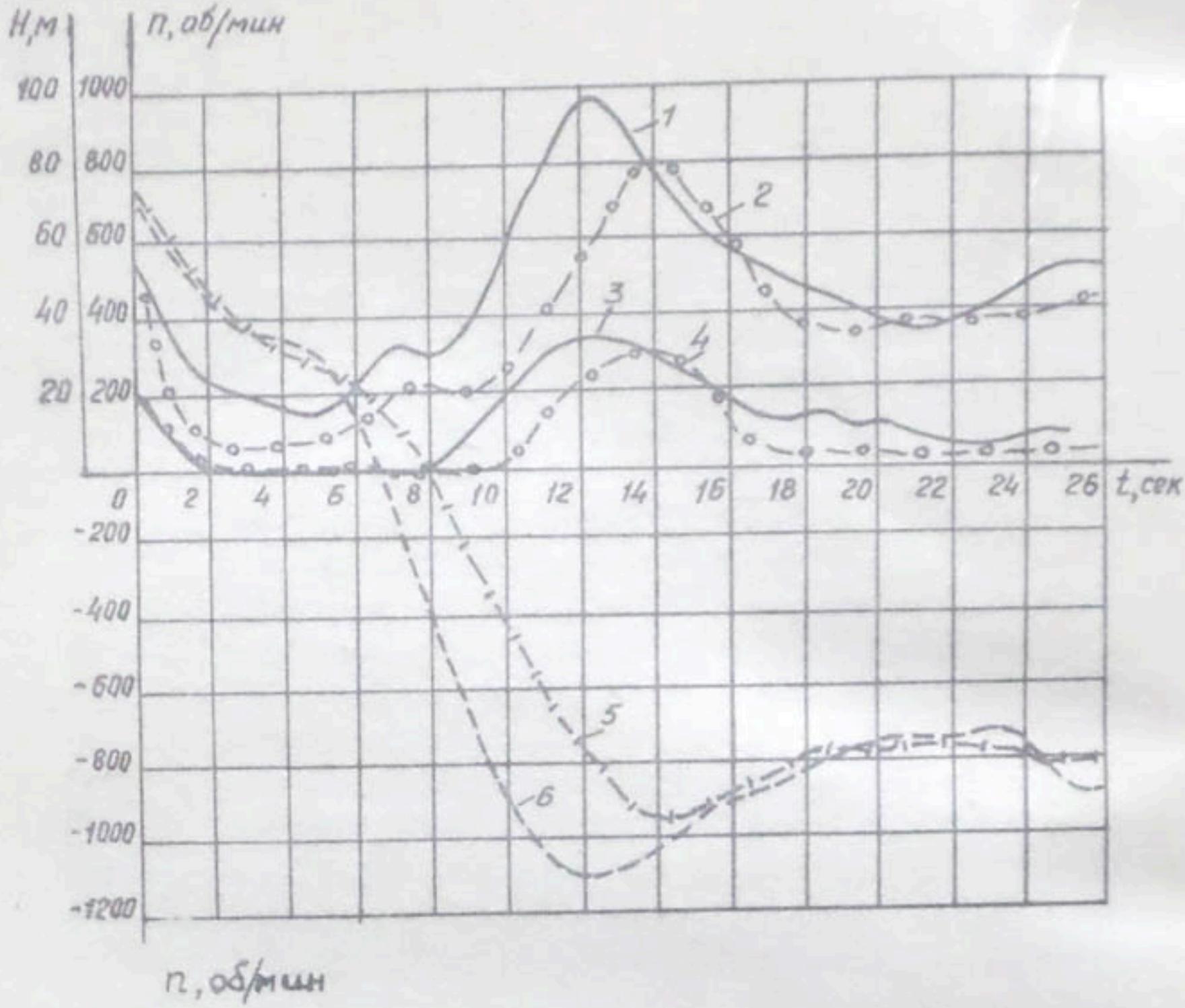


Рис.2. Сопоставление экспериментальных и расчетных параметров гидравлического удара на насосной станции "Самгар I":
1- изменение давления на напорном патрубке насоса (расчетное); 2- то же экспериментальное; 3- изменение давления в точке установки резервуара для впуска воды (расчетное); 4- то же экспериментальное; 5- изменение частоты вращения ротора насоса (экспериментальное); 6 - то же расчетное.

9,5 сек. начинается постепенное повышение давления. Обратный клапан закрывается и изолирует резервуар от трубопровода. Через 14 сек. после отключения электропитания давление в рассматриваемой точке достигает максимальной величины - 31 м. После подхода отраженных от напорного бассейна волн понижения давления частота вращения рабочих колес насосов и давление в различных точках водовода уменьшаются.

Для расчета гидравлического удара водовод разбит на 25 участков длиной по 40 м. В соответствии с расчетной схемой резервуар для впуска воды отнесен к 11-й точке разбивки.

Результаты расчета по приближенным четырехквадрантным характеристикам приведены на общем графике с данными натурного эксперимента (рис. 2).

По истечении 5 сек. после отключения электропитания расчетное давление на напорном патрубке насоса падает до минимума - 13 м, а еще через 1,5 сек. рабочее колесо насоса останавливается, затем начинает вращаться в обратном направлении со все увеличивающейся частотой. Давление на напорном патрубке насоса и частота вращения рабочего колеса в обратном направлении соответственно составляют 88 м и 1100 об/мин. Давление в точке присоединения резервуара для впуска воды падает до предела - 0,3 м спустя 2 сек. после отключения электропитания; через 8 сек. после этого наблюдается повышение давления, а через 12,5 сек. оно достигает максимума - 35 м. Таким образом, расчетное давление при гидравлическом ударе на рассматриваемой насосной станции оказывается несколько выше экспериментального (на 6-8%).

Насосная станция "Самгар Ш"

Станция оборудована тремя насосами марки 22 НДс, работающими параллельно на одну нитку напорного трубопровода. Двигатели - синхронные типа МС321-7/8, частотой вращения 750 об/мин. Напорный трубопровод в основном железобетонный и только на небольшом участке, примыкающем к насосной станции (40 м), уложен из стальных труб.

Длина напорного трубопровода 840 м, диаметр труб стального участка – 1100 мм, железобетонного – 1300 мм.

При экспериментах отключался одиночно работающий насос и фиксировались изменение по времени давления на напорном патрубке и частота вращения рабочего колеса. Результаты экспериментов показаны на рис.3.

Начавшееся после отключения электропитания падение давления на напорном патрубке насоса продолжается 3 сек., причем минимальная величина давления оказывается равной 12,4 м. Частота вращения рабочего колеса снижается до нуля примерно через 7 сек. после отключения электропитания. В последующий период в результате подхода отраженных от резервуара волн повышения давления оно возрастает. Частота вращения рабочего колеса в обратном направлении достигает максимума (900 об/мин) через 12,5 сек., а давление на напорном патрубке насоса (50 м) – через 12,7 сек. после отключения электропитания.

В соответствии с расчетной схемой трубопровод разделялся на 30 участков длиной по 30 м. Место изменения диаметра трубопровода отнесено ко второй точке разбивки.

Расчетные кривые давления на напорном патрубке насоса и изменения частоты вращения рабочего колеса насоса представлены на рис.3. Давление на напорном патрубке оказывается минимальным через 7 сек. после отключения электропитания, а вал агрегата останавливается через 8,5 сек. Частота вращения рабочего колеса и давление на напорном патрубке насоса достигают максимума в одно и то же время, через 11 сек. после отключения электропитания. Величина максимального давления на напорном патрубке насоса составляет 51,2 м, частота вращения рабочего колеса в обратном направлении достигает 1000 об/мин, что соответственно на 22 м и 100 об/мин (или на 4,4 и 11%) больше экспериментальных значений.

Результаты экспериментальной проверки расчета гидравлического удара по приближенным четырехквадрантным характеристикам приведены в табл.1.

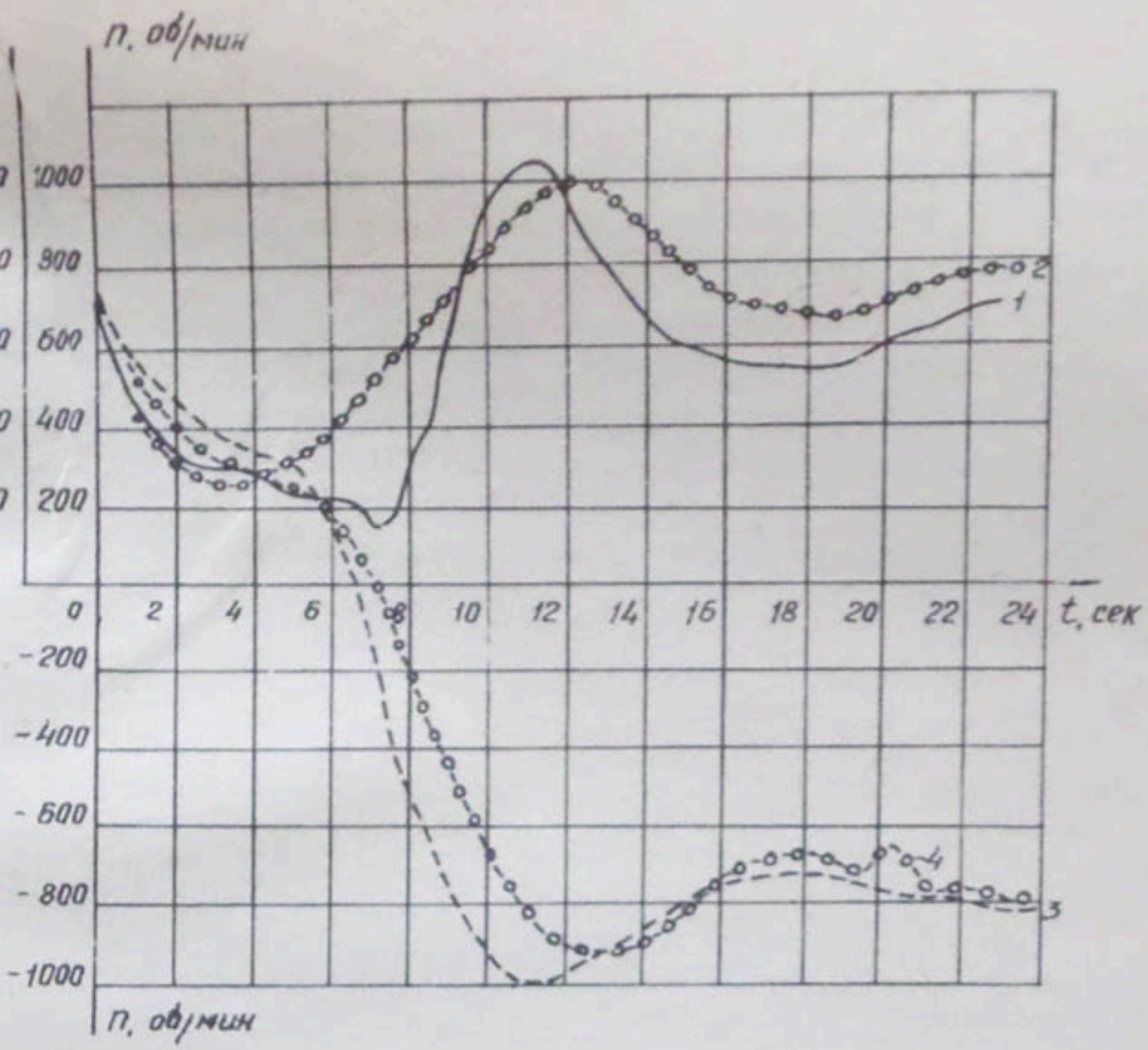


Рис.3. Сопоставление экспериментальных и расчетных параметров гидравлического удара на насосной станции "Самгар Ш":
1- изменение давления на напорном патрубке насоса (расчетное); 2- то же экспериментальное; 3- изменение частоты вращения ротора насоса (расчетное); 2 - то же экспериментальное.

В ы в о д ы

Анализ полученных нами данных показывает, что при использовании приближенных характеристик насосов 22НДс и 24НДс расчетная величина повышения давления выше фактической.

Поэтому применение четырехквадрантных характеристик может быть рекомендовано лишь для случаев, когда возможна последующая экспериментальная проверка достаточности средств защиты, выбранных на основании проведенных расчетов.

УДК 621.66/69-592

Ф.А.АБУТАЛИЕВ, нач. отдела
(Средазгипроводхлопок)

М.А.ХУСАНОВ, канд. техн. наук,
зав. лабор.

А.Д.ДАДАДЖАНОВ, канд. техн. наук
(УзНИИЭиА)

ЭЛЕКТРИЧЕСКИЕ СПОСОБЫ ТОРМОЖЕНИЯ НАСОСНЫХ АГРЕГАТОВ ПОСЛЕ ИХ ОТКЛЮЧЕНИЯ

Для смягчения гидравлических ударов при отключении центробежного насосного агрегата, работающего на протяженный трубопровод, рекомендуется пропуск воды через заторможенный насос в обратном направлении [1].

Реверс вала осевых насосных агрегатов при отключении электропитания в отличие от центробежных сопровождается угонной частотой вращения, достигающей 180% номинальной [2], что отрицательно сказывается на надежности работы агрегата [3].

В этой связи институт "Средазгипроводхлопок" в течение ряда лет совместно со специализированными организациями занимается разработкой устройств, недопускающих реверс вала насосного агрегата или ограничивающих его угонную частоту вращения при отключениях.

Так, ГСКБ по ирригации Главсредазирсовхозстроя в 1969 г. разработало тормозное устройство УТ-00000, которое было испытано на Самгарской насосной станции (Ленинабадская область Таджикской ССР), на агрегате с насосом типа 22НДс и электродвигателем мощностью 600 кВт. На основании рекомендаций межведомственной комиссии по приемке указанного тормозного устройства этим же конструкторским бюро в 1972 г. разработана более усовершенствованная модель – тормоз ТН-241, допускающий торможение агрегата с насосом типа 24НДс и двигателем мощностью 1600 кВт [3].

Тормоз ТН-241 (рис.1) устанавливается на фундаменте между электродвигателем и насосом. Он состоит из храпового колеса 7, на диске которого на осях установлены малые собачки 9, снабженные пружинами 10. Диаметрально к храповому колесу расположены собачки 2, насаженные на оси 1 и удерживаемые пружинами 12. Пружины, установленные в стаканах 11, закрепленных на станине 5, перемещаются в пазах 13, выполненных концентрично к храповому колесу. Собачки соединены тягами 3, снабженными пружинами-компенсаторами 4 с храповым венцом 6, свободно проворачиваемым на роликах и связанным пружиной 8 со станиной.

При аварийном отключении электродвигателя насосного агрегата и снижении частоты вращения усилие пружины 10 преодолевает действие центробежной силы, в связи с чем малые собачки подходят к храповому венцу и прощелкивают по храповому венцу до тех пор, пока не начнется реверсовала насосного агрегата. При реверсе одна из малых собачек входит в зацепление с храповым венцом, который с помощью тяги с пружинами-коменсаторами одновременно подводит собачки к храповому колесу.

Оси собачек, вошедшие в зацепление с храповым колесом, под действием окружной силы движутся в пазах станины и сжимают пружины, установленные в стаканах, которые амортизируют тормозной удар. После сжатия пружин вращение храпового венца прекращается и вал агрегата останавливается.

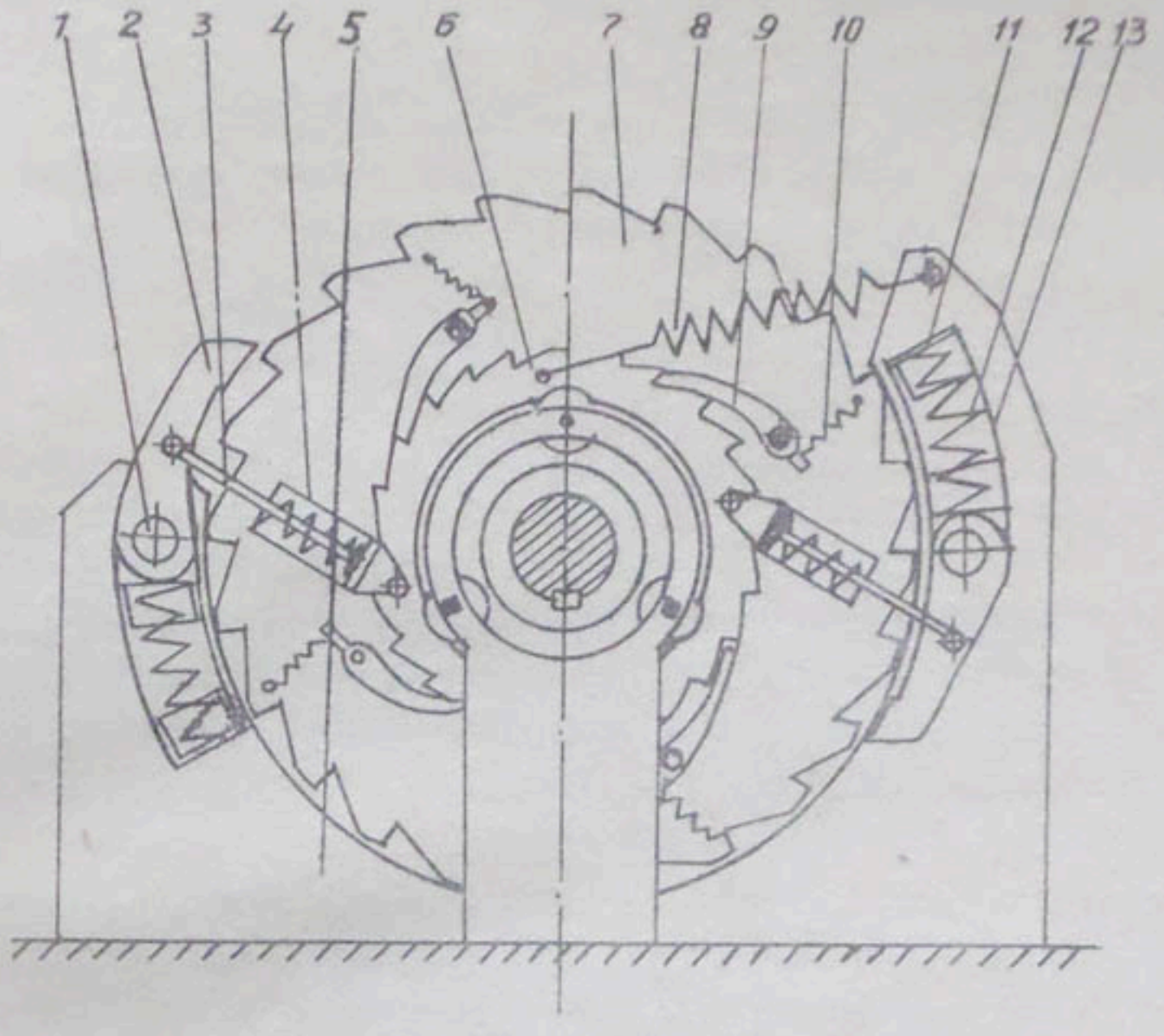


Рис.1. Тормозное устройство ТН-241.

Такой тормоз с апреля 1973 г. работает на насосной станции "Дружба" Андижанской области. Межведомственная комиссия, рассмотревшая его работу в июне 1973 г., установила, что тормоз ТН-241 полностью соответствует своему назначению, и рекомендовала его для установки на существующих, строящихся и проектируемых насосных станциях с насосами 24НДс.

Наряду с разработкой механических тормозов, применение которых, по мнению Сумского завода, связано с необходимостью усиления ряда деталей и узлов насосного агрегата, а также согласно рекомендациям Главного управления насосного машиностроения Минхимнефтемаша Средазгипроводхлопок искал пути торможения насосного агрегата с помощью его приводного двигателя. В связи с этим в 1969 г. Узбекскому научно-исследовательскому институту энерге-

тики и автоматики (УзНИИЭиА) было поручено разработать электрические способы торможения крупных насосных агрегатов против реверса вала после их отключения.

УзНИИЭиА, сделав соответствующие проработки, предложил три основных способа торможения: электромагнитный, динамический и рекуперативный.

Электромагнитный способ

Электромагнитный способ торможения рекомендуется для нормальных условий работы насосной станции при оперативных (одиночных) отключениях насосного агрегата. Указанная область применения данного способа объясняется тем, что для его осуществления необходимо наличие напряжения на шинах распределительного устройства насосной станции.

Этот способ, в отличие от других электрических способов, позволяет полностью затормозить насосный агрегат, то есть исключить реверс вала агрегата после отключения привода насоса. Это выполняется одновременной подачей постоянного тока в обмотки статора и ротора двигателя в момент снижения частоты вращения ротора, близкой к нулю [4].

Взаимодействие магнитных потоков, образуемых обмотками статора и ротора, создает тормозной момент. При этом необходимая величина токов, подаваемых в обмотки двигателя, определяется из условия

$$M_{тор} \geqslant M_{пот}, \qquad (1)$$

где $M_{тор}$ – момент тормозной, создаваемый двигателем;

$M_{пот}$ – момент потенциальный, создаваемый насосным агрегатом благодаря истечению воды из трубопровода.

Момент тормозной, создаваемый двигателем, определяется следующим выражением [5]:

$$M_{тор} = \rho \cdot r \cdot l \cdot \delta \cdot \pi \cdot H_m \cdot B_m \cdot \sin\theta, \qquad (2)$$

где p – число пар полюсов;

r – радиус ротора;

l – длина ротора;

δ – средний зазор;

H_m, B_m – максимальные значения напряженности и индукции магнитных полей;

θ – электрический угол между осями полюса и фазами обмотки статора.

Момент потенциальный, создаваемый насосным агрегатом, определяется расчетом переходных процессов насоса при его остановке [6]. На рис.2 показан график изменения потенциального момента и частоты обратного вращения агрегата Алатской насосной станции Аму-Бухарского канала, оборудованного насосом типа ОП5-110 после его отключения от сети питания.

Расчетные данные моментов торможения для некоторых значений токов статора и ротора, выполненные для двигателя типа ВДС 215/24-14 той же насосной станции, приведены на рис.3.

Динамический способ

Сущность динамического способа торможения заключается в том, что при подаче постоянного тока в обмотки статора в нем создается неподвижное магнитное поле, которое при вращении ротора в обмотке последнего (замкнутой на сопротивление) наводит переменный ток. Взаимодействие тока ротора с магнитным полем статора создает тормозной момент. Причем, если постоянный ток подать в обмотку ротора, сущность этого явления не изменится.

Следовательно, динамическое торможение возникает при вращении ротора привода внешней силой, поэтому данный способ не исключает реверс вала насосного агрегата и лишь ограничивает его частоту вращения.

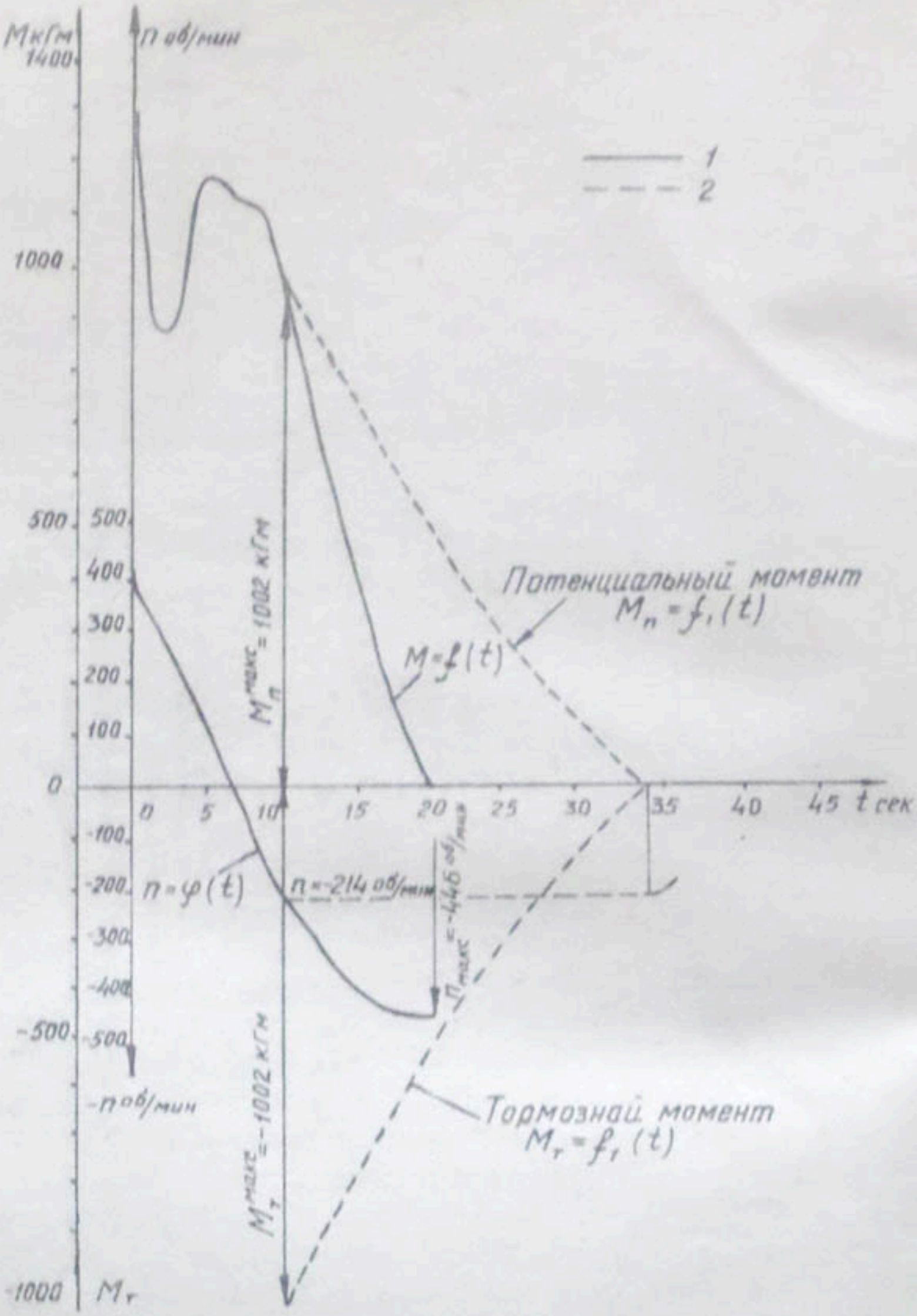


Рис. 2. График изменения потенциального момента и частоты обратного вращения насосного агрегата с насосом типа ОП5-110 после отключения привода:

1- свободный выбег; 2- выбег при искусственном торможении для ограничения частоты обратного вращения агрегата до 0,5 номинальной.

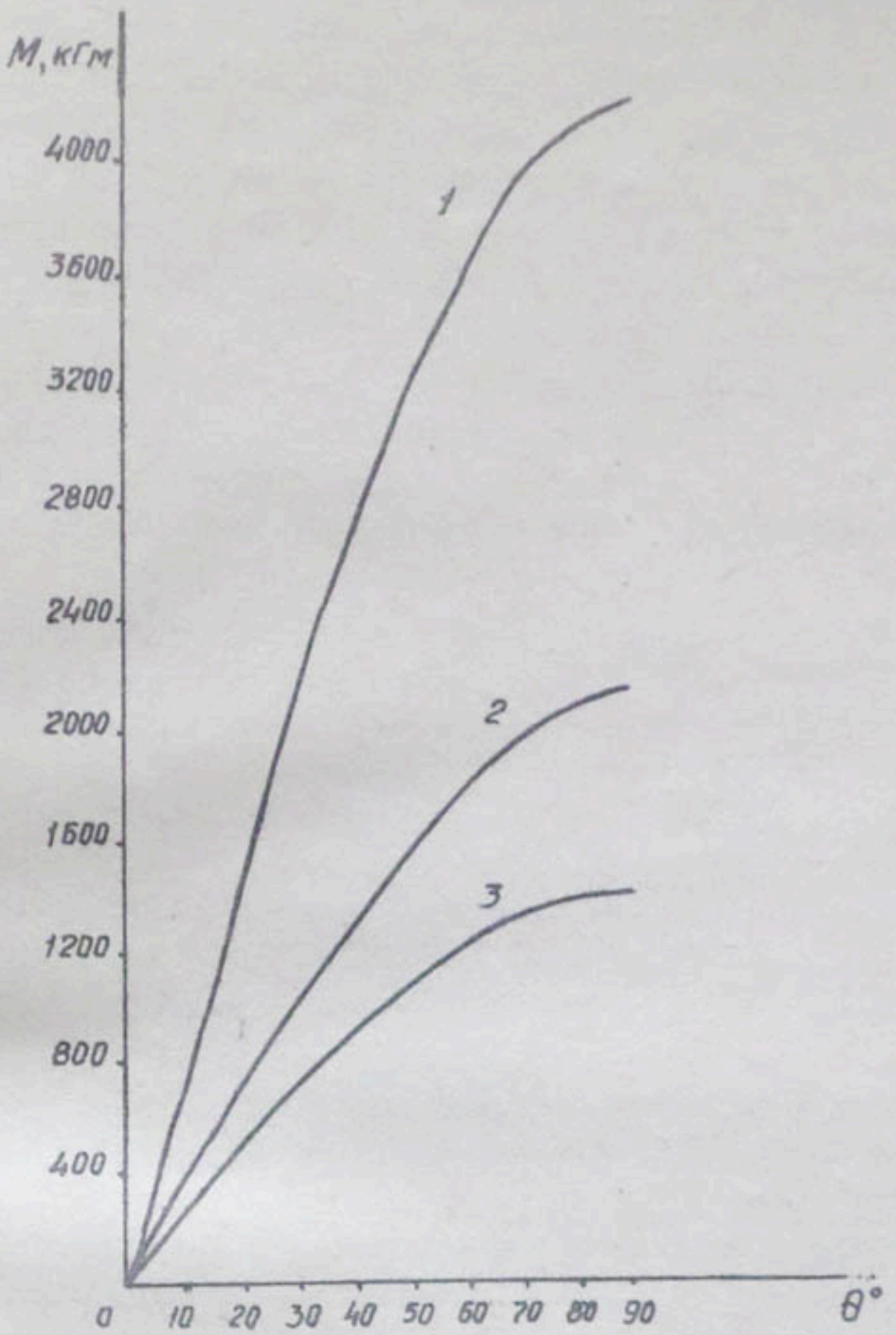


Рис.3. Расчетные значения моментов двигателя ВДС 215/24-14 при электромагнитном способе торможения:

1- точки статора ($\mathcal{J}_c$) и ротора ($\mathcal{J}_p$) при номинальной величине соответственно $\mathcal{J}_{cн} = 91{,}5$ А, $\mathcal{J}_{pн} = 154$ А;

2- $\mathcal{J}_c = 65$ А, $\mathcal{J}_p = 115$ А;

3- $\mathcal{J}_c = 53$ А, $\mathcal{J}_p = 93{,}5$ А.

Для осуществления динамического торможения, как правило, применяются два варианта схем:

а) постоянный ток от независимого источника питания подается в обмотки статора, ротор двигателя замыкается накоротко или на сопротивление.

Эта схема, в основном, применяется для высоковольтных синхронных и асинхронных двигателей, а также двигателей с короткозамкнутым ротором. Данная схема позволяет снизить частоту обратного вращения вала агрегата до 5–10% номинальной, однако при этом требуются сравнительно мощные нагрузочные сопротивления, равные 20–35% от мощности тормозного двигателя. Необходимая мощность источника постоянного тока – до 5% от мощности двигателя;

б) постоянный ток подается в обмотку ротора, а в цепь статора включается сопротивление. Питание обмотки ротора можно осуществить либо от независимого источника питания, либо от самовозбуждающегося возбудителя, посаженного на общий вал с насосным агрегатом.

Снижение частоты обратного вращения по этой схеме зависит от характера источника питания. Так, при независимом источнике питания она не превышает 15–30% от номинальной, а при зависимом источнике питания – 75–85% номинальной.

При второй схеме мощность нагрузочных сопротивлений, а также мощность источника питания незначительно отличаются от первой.

Расчет механических характеристик динамического торможения двигателя можно определить по выражению [7, 8]

$$M_{тор} = \frac{2,92}{n_c} \cdot \frac{R'_р}{n^2} \left(J'_{р1} \right)^2, \qquad (3)$$

где $J'_{р1}$ – приведенный к статору ток ротора прямой последовательности;

n_c, n^2 – синхронная и относительная частота вращения;

$R'_р$ – приведенное к статору полное активное сопротивление контуров ротора.

Динамический способ торможения может быть рекомендован в целях:

1) смягчения гидравлических ударов в протяженных трубопроводах благодаря пропуску воды через насос в обратном направлении при заданной благоприятной частоте обратного вращения вала агрегата;

2) ограничения угонной частоты при обратном вращении вала агрегата в пределах 0,6–0,8 номинальной.

На рис.4 приведены в относительных единицах расчетные тормозные характеристики двигателя типа ВДС 215/24–14.

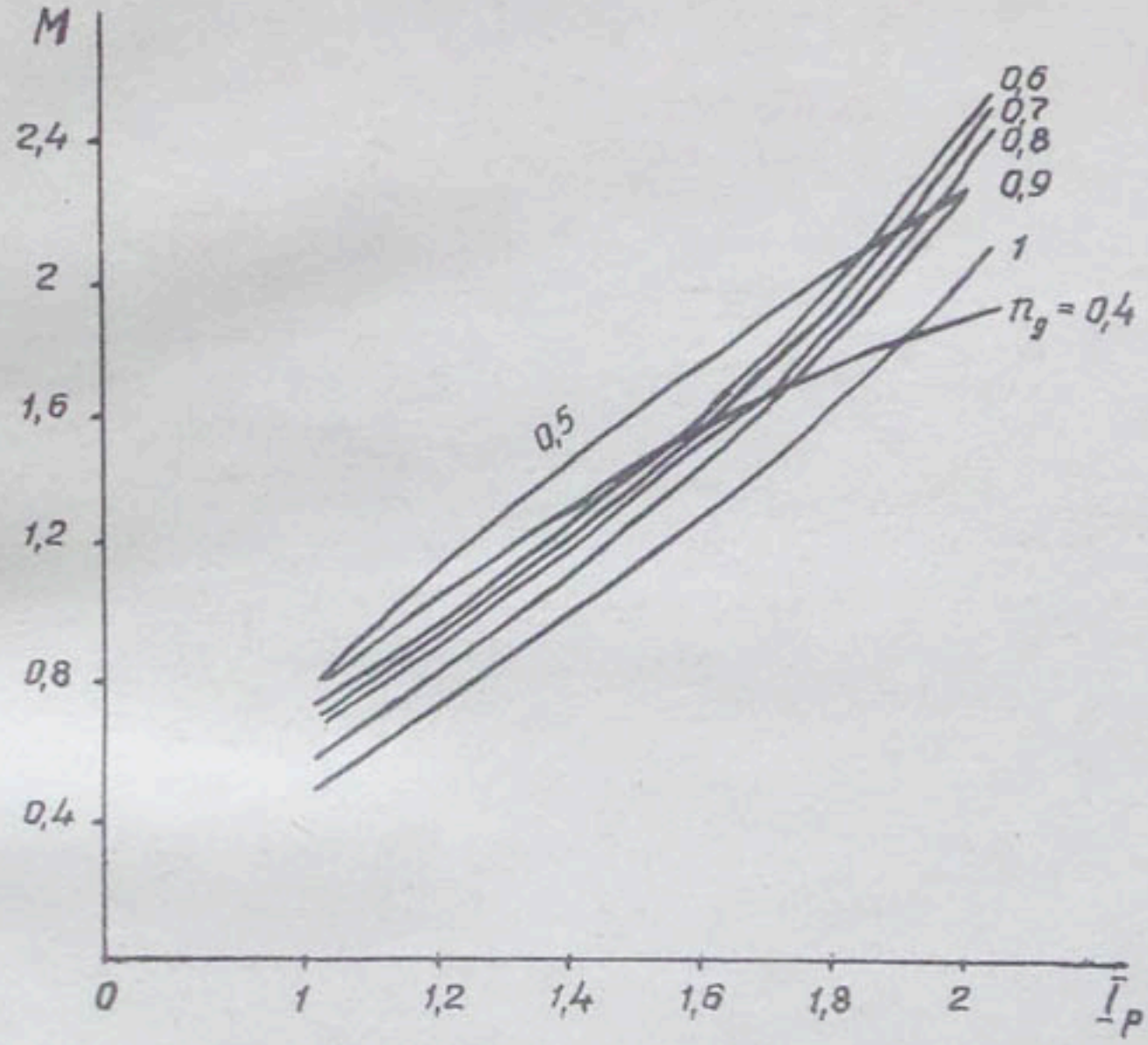


Рис.4. Расчетные значения моментов (в относительных единицах) двигателя ВДС 215/24–14 при динамическом способе торможения.

Рекуперативный способ

Рекуперативный способ торможения предусматривает перевод двигателя насосного агрегата после его отключения в режим генератора, с помощью которого потенциальная энергия воды в трубопроводе превращается в электрическую. Причем этот способ, в принципе, может проходить с отдачей и без отдачи вырабатываемой энергии в сеть.

В целях отдачи энергии в сеть привод насосного агрегата необходимо включать в сеть через преобразовательные и инверторные установки, так как параметры (частота, напряжение) вырабатываемой энергии непостоянны во времени из-за меняющейся частоты вращения генератора при его реверсе. Поэтому торможение агрегата с отдачей энергии в сеть не может быть рекомендовано для практического применения.

Рекуперативное торможение насосного агрегата без отдачи энергии в сеть позволяет максимально упростить схему соединений и свести до минимума потребность в дополнительной коммутирующей аппаратуре. Однако для этого необходимо одновременное отключение нескольких агрегатов, то есть групповое отключение с использованием рекуперативного торможения, так называемое групповое торможение.

Сущность группового торможения заключается в следующем.

После отключения от сети группы агрегатов двигатель одного из них, условимся считать его первым, в начале реверса вала агрегата переводится в режим генератора, то есть на период обратного вращения вала агрегата предусматривается подача постоянного тока в обмотку ротора. Причем последняя, по аналогии со второй схемой динамического способа торможения, может быть выполнена как с зависимого, так и с независимого источника питания.

Остальные агрегаты из группы, условимся их считать вторым, третьим и т.д., работают в режиме двигателя, но с той лишь разницей, что они на время торможения

ереключаются к новому источнику питания - первому
грегату.

В обмотке ротора первого агрегата с подачей постоянного тока создается магнитный поток, который, вращаясь под напором воды в трубопроводе, будет наводить напряжение в обмотке статора. При этом порядок чередования фаз генерируемого напряжения, соответственно направлению вращения ротора, будет также обратным по сравнению с нормальным режимом работы агрегата.

Следовательно, на второй, третий и т.д. агрегаты будет подано напряжение с обратным чередованием фаз, которое создаст вращающиеся магнитные поля на этих агрегатах, совпадающие с направлением обратного вращения роторов агрегатов.

Потенциальная энергия стекающей воды из трубопровода будет стремиться с нарастающей частотой развернуть роторы второго, третьего агрегатов, однако вращающееся магнитное поле двигателя благодаря развиваемому реактивному моменту будет удерживать ротор агрегата в пределах частоты вращения магнитного поля. Иначе говоря, роторы второго, третьего и т.д. агрегатов будут притормаживаться до частоты их вращающегося магнитного поля, соответствующей частоте вращения первого агрегата.

Таким образом, можно заключить, что при групповом торможении первый агрегат тормозится за счет преобразования потенциальной энергии воды в трубопроводе в электрическую, остальные за счет развиваемого реактивного момента двигателей. Причем эффект торможения тем значительнее, чем больше приходится агрегатов, работающих в режиме двигателя, на один агрегат, действующий в режиме генератора. Однако оптимальное соотношение машин должно выбираться на основе расчета и, как правило, не должно превышать 3:1.

Следует также отметить, что групповое торможение, аналогично динамическому способу торможения, не исключает реверс вала агрегата, а лишь ограничивает частоту обратного вращения, следовательно, область его применения та же, что и динамического способа торможения.

Вместе с тем групповое торможение выгодно отличается от динамического способа тем, что оно не требует нагрузочных сопротивлений. Указанное преимущество группового торможения дает возможность широко практически применять его без ограничения установленной мощности агрегата.

Расчет группового торможения трудоемкий и сложный. В настоящее время из-за отсутствия четких методов его расчета приходится ограничиваться приближенными расчетами, выполняемыми графоаналитическим методом [8].

Все вышеизложенные электрические способы торможения проверены УзНИИЭиА и институтом "Средазгипроводхлопок" на действующих насосных станциях Минводхоза УзССР. В 1971 г. на Алатской насосной станции управления Аму-Бухарского канала имени XXIII съезда КПСС, а в 1973 г. на Шерабадской насосной станции Сурхандарьинского ОблУОС - по электромагнитному и групповому способам торможения.[x] Испытания показали, что результаты расчетов вполне удовлетворительные и практически совпадают с экспериментальными данными (табл. 2).

Испытания на Алатской насосной станции динамического способа торможения осуществлялись включением в цепь статора нагрузочных сопротивлений по 8 Ом в фазу, собранных в звезду, и подачей в обмотку ротора питания вначале от независимого источника, затем от возбудителя агрегата, посаженного на общий с ним вал. Коммутация нагрузочных сопротивлений при этом производилась с помощью масляного выключателя, временно используемого от смежного агрегата, и кабельной перемычки от выключателя до испытуемого двигателя. Постоянный ток подавался от независимого источника питания к ротору двигателя с помощью низковольтных автоматов.

Цель испытаний на Шерабадской насосной станции - доказать возможность применения электрических способов торможения на агрегатах большой мощности, а также проверить эффективность рекомендуемых для них способов торможения.

---

x) Параметры указанных насосных станций приведены в табл. 1.

Таблица 1

Параметры насосного агрегата	Насосные станции	
	Алатская	Шерабадская
Тип насоса	ОП5-110Э	ОП10-185Э
Производительность насоса, $м^3$/сек	6,7	15-20
Геометрический напор	8	28
Диаметр трубопровода, м	2	2,6
Длина трубопровода, м	37	110
Тип двигателя	ВДС 215/24-14	ВДСО 325/68-16
Мощность, кВт	800	7500
Напряжение, В	6000	10000
Ток статора, А	91,5	505
Ток ротора, А	154	375
Номинальная частота вращения, об/мин	428	375
Угонная частота вращения, об/мин	700	570
Тип возбудителя	ПНВ-290	ВВС-74/29-6
Мощность, кВт	20	85/3
Напряжение, В	115	190/30
Ток, А	174	450/100
Номинальная частота вращения, об/мин	980	-

Таблица 2

Способы торможения	Ток статора, А		Ток ротора, А		Мощность постоянного тока, (кВт)		Потребность дополнительного оборудования	Фактическая частота обратного вращения по сравнению с номинальной, %
	расчет	опыт	расчет	опыт	расчет	опыт		
Алатская насосная станция								
Динамическое торможение от независимого источника питания	75	80	80	80	3,3	3,3	1. Преобразователь переменного тока 2. Ящики сопротивления на 155 кВт	15–30
Динамическое торможение с самовозбуждением	126	100	98	98	–	–	Ящики сопротивлений на 240 кВт	70–80
Электромагнитное торможение	65	67	115	91	12,5	10,5	Преобразователь переменного тока	0

1	2	3	4	5	6	7	8	9
			Шерабадская насосная станция					
Электромагнитное торможение	400	425	400	425	125	150	Преобразователь переменного тока	0
Групповое торможение (двумя агрегатами. Генератор с независимым возбуждением)	500	450	375	400	-	-	-	70-95

ПРИМЕЧАНИЯ:

1. Кроме указанного в таблице дополнительного оборудования, во всех трех способах торможения требуется высоковольтный контактор.
2. В групповом режиме торможения указанные токи ротора и статора относятся к машине, работавшей в генераторном режиме.

Результаты испытаний показали, что рекомендуемые способы торможения крупных агрегатов – электромагнитный и групповой – полностью отвечают поставленным требованиям и дают хорошие результаты.

Выводы

1. По мнению авторов данной статьи, механические тормоза в силу своих конструктивных особенностей могут найти применение лишь на мелких и средних насосных станциях, оборудованных горизонтальными агрегатами, так как на существующих вертикальных насосных агрегатах из-за трудности сочленения тормоза с валом агрегата возможность его применения резко снижается. Кроме того, механические тормоза на большие крутящие моменты, очевидно, будут громоздкими и неконструктивными.

2. Положительные результаты испытания электрических способов торможения на Шерабадской насосной станции позволяют изменить существующую технологию останова насосных агрегатов без ограничения установленной мощности привода. Внедрение этого мероприятия на крупных и особо крупных насосных агрегатах может резко повысить надежность их работы.

Литература

1. ВНИИВОДГЕО. Указания по защите водоводов от гидравлического удара. М., Госстройиздат, 1961.

2. Б.И.Находкин. Круговая характеристика насоса. "Гидротехника и мелиорация", 1956, № 6.

3. ЦБНТИ Минводхоза СССР. Тормозное устройство для насосов 22 и 24 НДс. "Информационный листок", серия 21-14, № 15-72.

4. Отчет по теме "Исследование автоматизированного электропривода осевого насоса и разработка электрических способов ограничения скорости обратного вращения агрегата после его отключения от сети". УзНИИЭиА, Ташкент, 1971.

5. Н.Шмитц, Д.Новотный и др. Введение в электромеханику. М., "Энергия", 1969.

6. Г.А.Гречушкин. Методика расчетов переходных режимов осевых поворотнолопастных насосов. "Труды института "Средазгипроводхлопок", вып.2, Ташкент, 1971.

7. С.Н.Вишневский. Характеристики двигателей в электроприводе. М., "Энергия", 1967.

8. И.М.Постников. Проектирование электрических машин. Киев, Гостехиздат УССР, 1960.

9. Е.Я.Казовский. Переходные процессы в электрических машинах переменного тока. М.-Л., Изд-во АН СССР, 1962.

УДК 627.833-231

А.Д. ШМАНАТОВ, гл.инж. проекта
(СредаЭгипроводхлопок)

ВИНТОВЫЕ ПОДЪЕМНИКИ БОЛЬШОЙ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ ДЛЯ ЗАТВОРОВ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Подъемники большой грузоподъемности - более 30 т - проектируются индивидуально для каждого объекта.

В настоящее время применяются три типа подъемников: гидравлические, канатные и винтовые.

В пятидесятых годах СКБ "Мосгидросталь" доказало экономическую целесообразность применения гидравлических подъемников при грузоподъемности более 50 т. Следовательно, при выборе типа подъемника грузоподъемностью до 50 т можно отдать предпочтение любому из трех обычно применяемых типов: канатному, винтовому или гидравлическому. Разницы в их стоимости, как показал опыт, почти нет. Но как только грузоподъемность превысит 50 т, стоимость гидравлических подъемников будет ниже по сравнению с другими. Однако не везде можно применять гидравлические подъемники. Дело в том, что для выпуска гидравлических подъемников завод должен быть оснащен тяжелым оборудованием, необходимым для ковки и обработки заготовок цилиндров гидроподъемников с наружным диаметром до 1200 мм, длиной до 13 м и

весом до 10 т, то есть всего диапазона размеров, встречающихся в современном гидростроительстве.

Поэтому институт "Средазгипроводхлопок" на протяжении последних 20 лет выявлял конструкции подъемных механизмов большой грузоподъемности, которые могли бы быть изготовлены на заводах Средней Азии и в то же время отвечали бы всем требованиям эксплуатации.

Таковыми являются винтовые подъемники.

Первые два одновинтовых подъемника грузоподъемностью 115 т были разработаны институтом "Средазгипроводхлопок" в 1954-1956 гг., изготовлены на заводе в г.Фрунзе и смонтированы в 1957 г. в башне водовыпуска Ортотокойского водохранилища, где и эксплуатируются по настоящее время. Эти подъемники, как теперь стало очевидно, были очень сложными и громоздкими.

В конце пятидесятых годов институтом были разработаны две новые модели одновинтовых подъемников грузоподъемностью 50 т. По первой модели (рис.1) подъемники были изготовлены на местных заводах, смонтированы и работают до сего времени на следующих водохранилишах: Каттасайском, Ташкентском (левый водовыпуск) и Каттакурганском. На подъемниках Каттакурганского водохранилища применены малогабаритные редукторы с точечным зацеплением Новикова, что позволило в полтора раза снизить вес редукторов.

У оборудования первой модели подъемника (рис. 1) грузовой винт 3 соединяется непосредственно с затвором 1, находится всегда под воздействием воды, а уплотнение его в герметической крышке 5 закладных частей 7 осуществляется с помощью специальной гайки 2 и сальниковой набивки 6. Из-за невозможности полного уплотнения грузовой резьбы винта в помещение, где расположены подъемники 4, фильтрует вода, которую приходится сбрасывать по дренажным трубам в нижний бьеф. Грузовые винты, во избежание коррозии, должны изготовляться только из дефицитной нержавеющей стали.

По второй модели (рис. 2) подъемники были изготовлены также на местных заводах и надежно работают

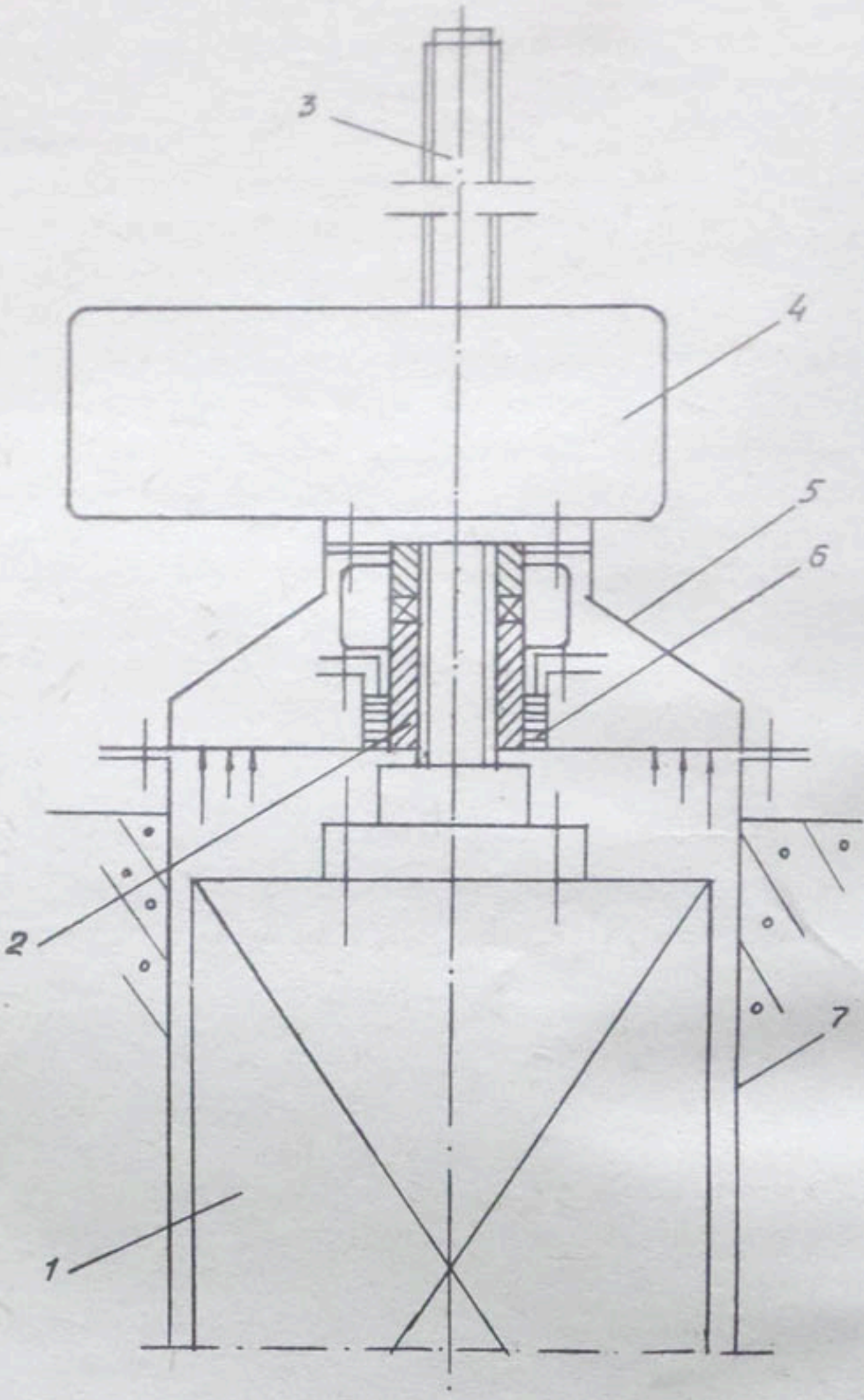


Рис. 1. Оборудование с первой моделью подъемника.

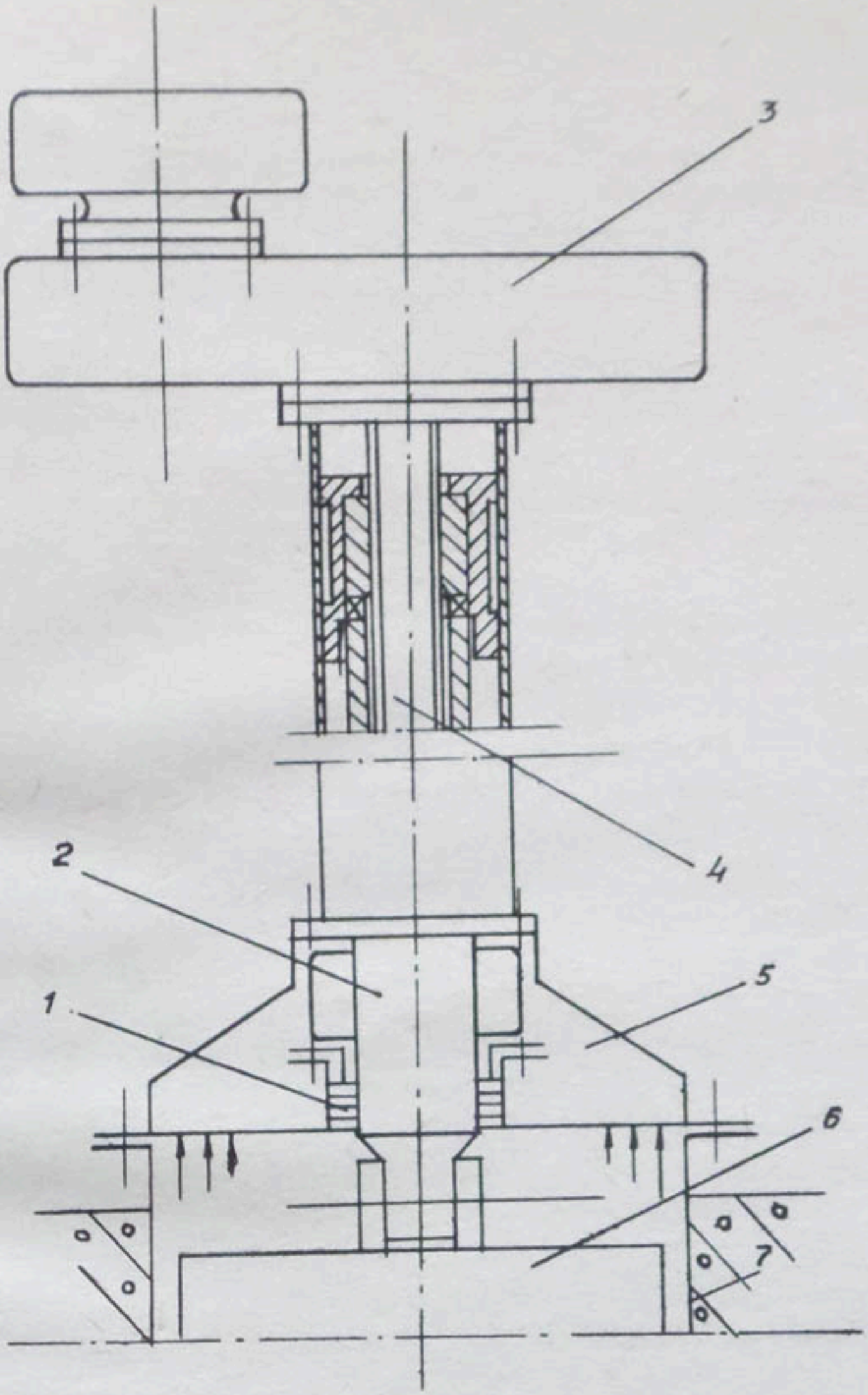


Рис. 2. Оборудование со второй моделью подъемника.

на следующих водохранилищах: Ташкентском (правый водовыпуск), Терс-Ащибулакском, Карабагском, Ирмак-Узеньском, Бадамском и Курты. У оборудования второй модели подъемника 3 грузовой винт 4 изолирован от воздействия воды и соединен с затвором 6 через промежуточную штангу 2, выполненную из трубы. Это дает возможность надежно уплотнить обычной сальниковой набивкой 1 отверстие прохода штанги в герметической крышке 5 закладных частей 7. Таким образом, у второй модели полностью исключена фильтрация воды в помещение, где установлены подъемники. Поэтому грузовой винт может изготовляться из обычной стали.

У обеих моделей есть общий недостаток. Для ревизии затвора необходимо обязательно демонтировать подъемный механизм ремонтным краном. Затвор из пазов можно извлечь только ремонтным краном.

В семидесятых годах Средазгипроводхлопок уже внедряет модернизированные одновинтовые подъемники большой грузоподъемности, которые не страдают указанным недостатком. Например, на Ташуткульском водохранилище в Казахстане уже смонтированы одновинтовые подъемники, которые могут при снятых герметических крышках вынуть затворы из пазов для их ревизии, ремонта и окраски.

Одновинтовые подъемники грузоподъемностью 100 т для Талимарджанского водохранилища (рис.3), разработанные в стадии технического проекта, по своим характеристикам приближены к современным гидравлическим подъемникам, имеющим:

развертывание электродвигателя без нагрузки;

плавность возрастания нагрузки;

надежную защиту от перегрузки;

фиксацию величины нагрузки при отключении электродвигателя подъемника и другие.

Оборудование этих моделей подъемника 8 имеет грузовые винты 5, изолированные от воздействия воды и предназначенные для выемки затворов 10 из пазов для их ревизии и ремонта; герметическая крышка 11 закладных частей 1 воспринимает только давление воды и силу

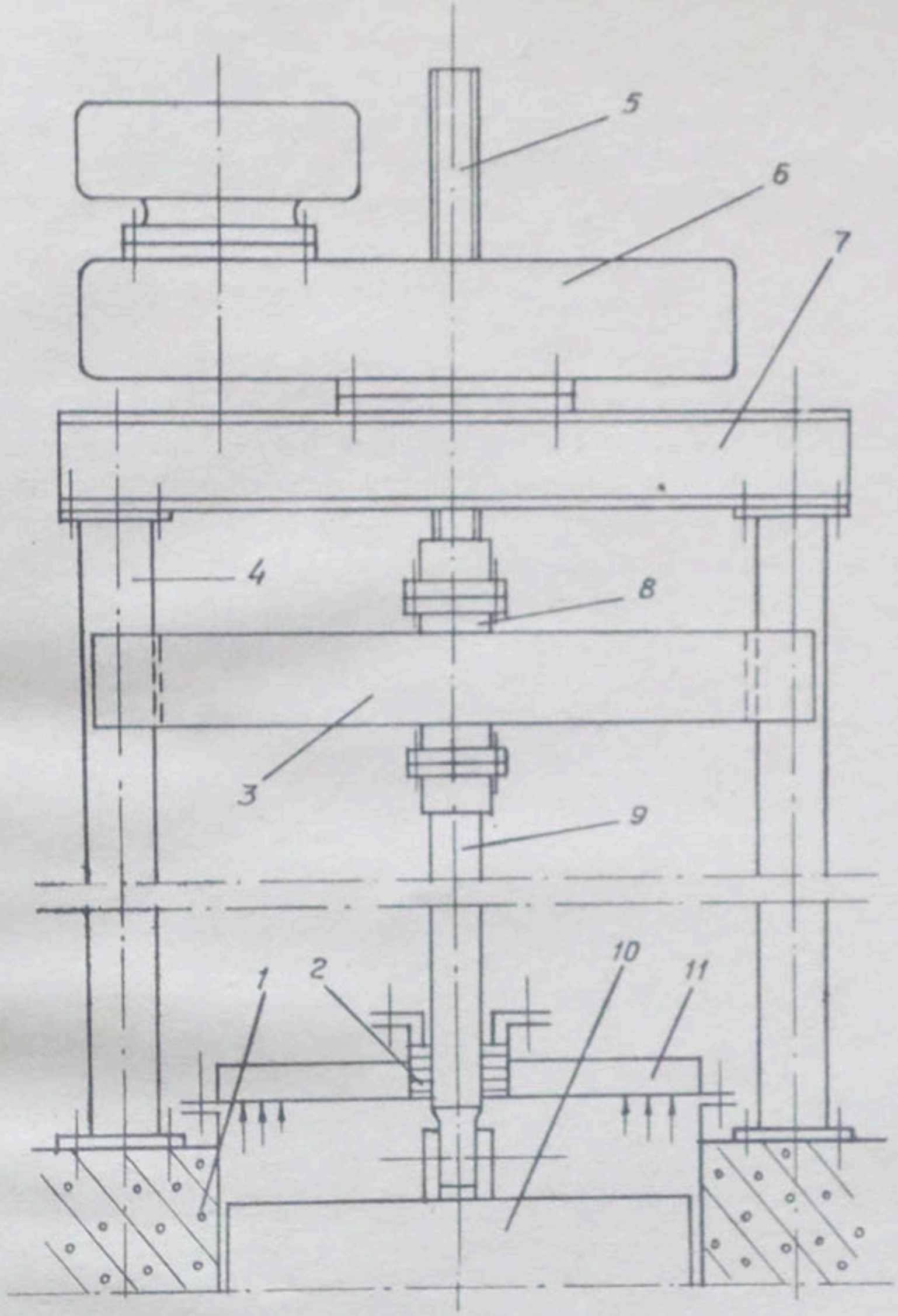


Рис. 3. Оборудование с третьей моделью подъемника.

трения в сальниковом уплотнении 2 штанги 9. Штанга 9 соединяется с грузовым винтом через грузовое реле 8, смонтированное на траверсе 3, воспринимающей крутящий момент грузового винта. Подъемник крепится к ригелю 7, установленному на две колонны 4, заанкерованные на железобетонном полу.

В ы в о д ы

Институт "Средазгипроводхлопок" после длительного конструкторского поиска и эксплуатационных наблюдений остановил свой выбор на винтовых подъемниках для глубинных затворов с потребным тяговым усилием до 100 т. В проектировании глубинных затворов принято направление на разработку таких конструкций, при которых использовались бы все возможности для снижения потребного тягового усилия до 100 т и менее.

УДК 627.432.61

Ю.А.ИБРАГИМОВ, гл.инж. проекта
(Средазгипроводхлопок)

О ВЫБОРЕ РАДИУСА ПОВЕРХНОСТНЫХ СЕГМЕНТНЫХ ЗАТВОРОВ

Сегментные затворы применяются на плотинах, водосбросах, шлюзах, доках, каналах, водоприемниках, шугосбросах. От надежной работы сегментных затворов и обслуживающих механизмов зависит успешная эксплуатация сооружения. В Средней Азии построено много объектов, где с успехом применяются поверхностные сегментные затворы: Ак-Карадарьинский, Нарпайский, Тахиаташский гидроузлы, Большой Чуйский канал и т.д.

Поверхностные сегментные затворы перекрывают отверстия пролетом до 40,0 м при высоте до 14,0 м. Наиболее распространен сегментный затвор с наклонными ногами, с равнозагруженными порталами и с обшивкой, очерченной по дуге круга из центра, совпадающего с центром вращения затвора.

Сегментные затворы с наклонными ногами имеют ряд положительных свойств. Наличие консолей уменьшает моменты, изгибающие главные ригели. Это приводит к уменьшению их сечения, высоты, а следовательно, и веса.

Уменьшение высоты главных ригелей позволяет сократить вес поперечных ферм. Уменьшение веса затвора снижает необходимую грузоподъемность обслуживающего механизма.

Размер консолей (К) назначается по конструктивным соображениям, но в основном принимается равным 0,2247В (В– пролет). В этом случае высота главного портала (ригеля) затвора наиболее экономична, так как опорные моменты $M_к$ равны моменту в пролете $M_п$ (рис.1).

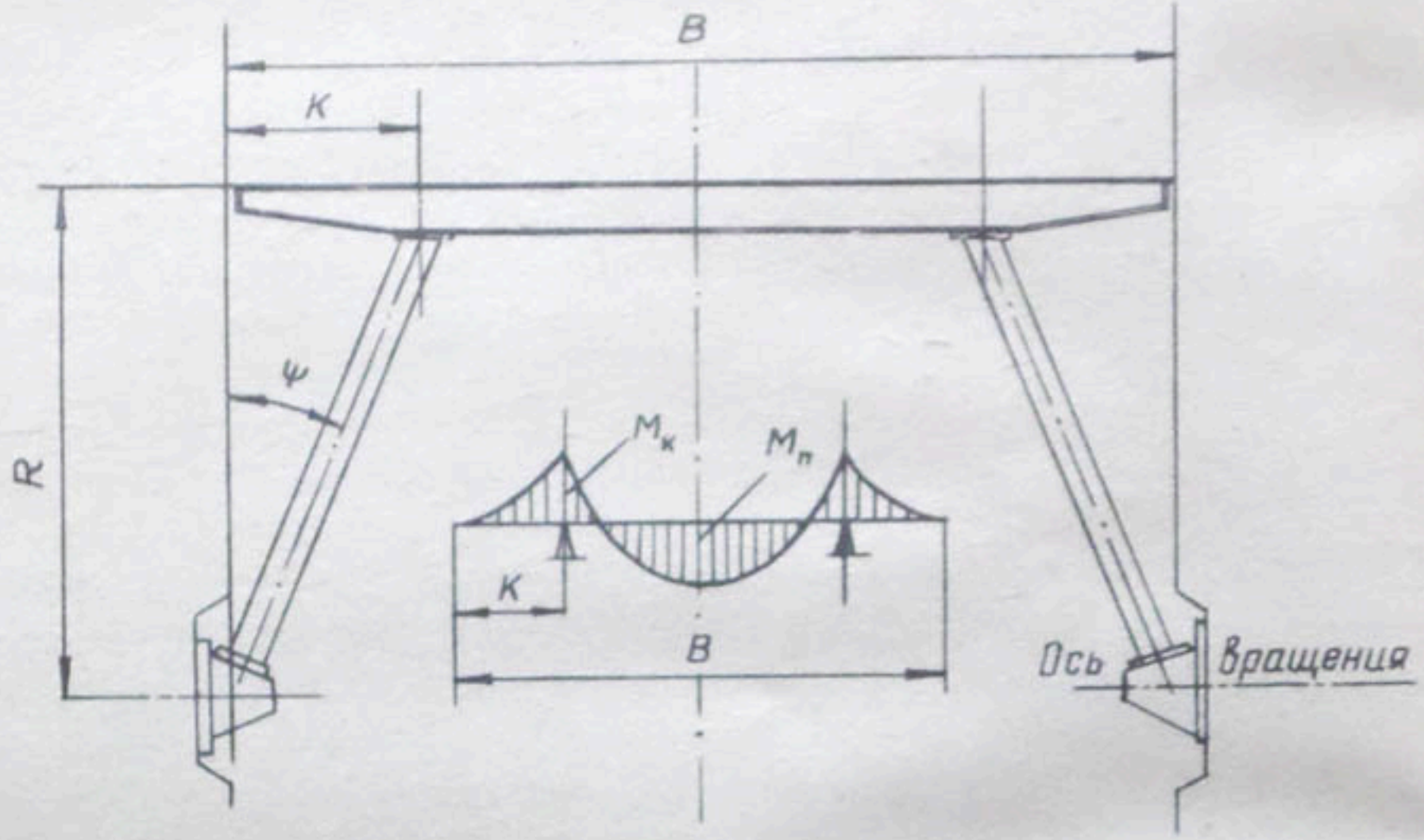


Рис.1. Схема сегментного затвора в плане:
В– пролет; R – радиус затвора;
К– консоль портала; Ψ – угол наклона ног.

Величина радиуса обшивки поверхностных сегментных затворов (R) назначается в зависимости от высоты затвора (Н) и пролета (В) равной 1,2–1,5 от Н и в редких случаях – до 1,8–2,0 от Н, причем отношение

$\frac{R}{B}$ должно быть тем меньше, чем меньше пролет.

Положение оси вращения затвора определяется условием незатопляемости ее при переливе воды через гребень плотины, а также максимальными горизонтами нижнего бьефа.

Анализ зависимости радиуса от высоты затвора уже построенных и эксплуатируемых сегментных затворов, а также типовых сегментных затворов С-65 № 820-38, выпущенных институтом "Средазгипроводхлопок", показал, что величина радиуса, принятая по этой зависимости, приемлема только для $B \leq 3H$ (см.таблицу), угол наклона ног 11-21°.

Если необходимо запроектировать затвор с пролетом $B > 3H$ и радиусом $R = 1,5\ H$, силы гидростатического давления на затвор, передаваемые наклонными ногами, разложатся так, что составляющая $P_п$, перпендикулярная бычку, составит более $\frac{1}{3}$ и сила $P_в$, направленная вдоль сооружения, менее $\frac{2}{3}$. Сила $P_п$ вызовет увеличение сечения бычка, что нецелесообразно (рис.2).

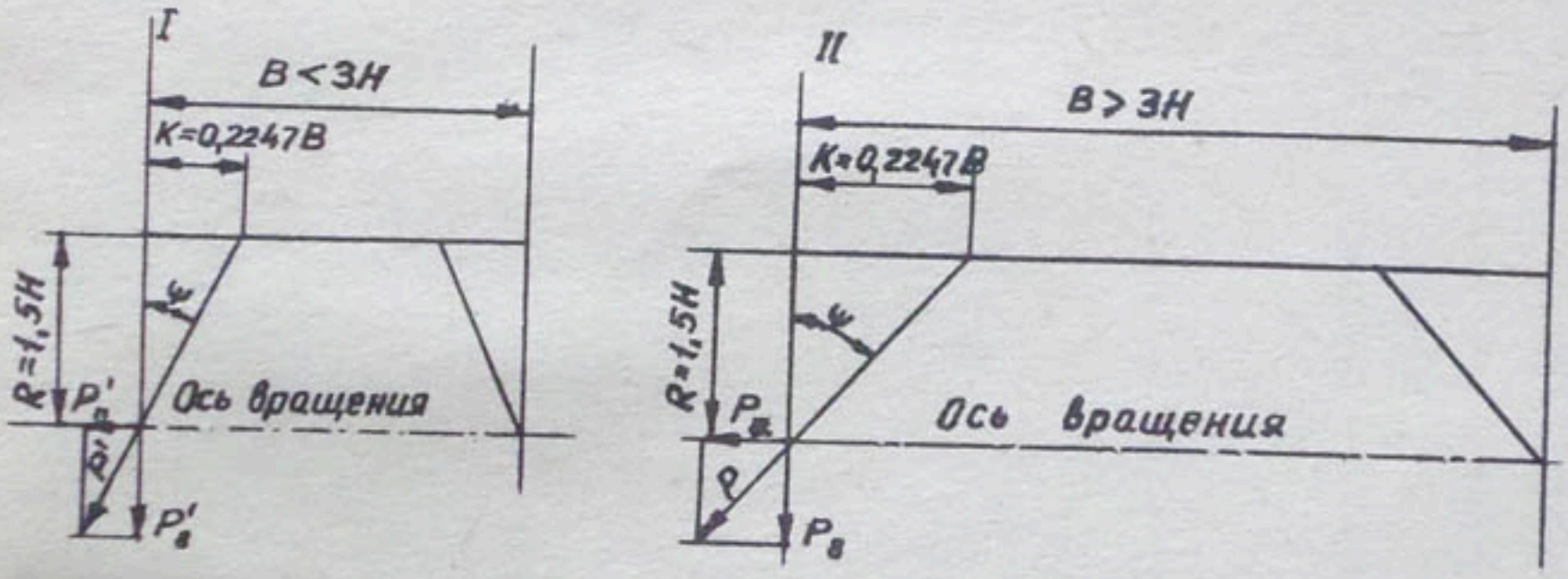


Рис.2. Схема разложения силы давления:
I- пролет затвора $B \leq 3H$;
II- пролет затвора $B > 3H$.

Соотношение параметров сегментных затворов

Сооружение, где установлен затвор	Пролет затвора, м	Высота затвора, м	Радиус затвора, м	Консоль затвора, м	tg угла наклона ног	Угол наклона ног (в градусах)
Типовой проект сегментных затворов С-65 № 820-38 для гидротехнических сооружений (три типоразмера)	3,0	2,0	2,935	0,67	0,2013	$11^{\circ}23'$
	4,0	2,5	3,67	0,9	0,2183	$12^{\circ}19'$
	5,0	3,5	5,135	1,125	0.1904	$10^{\circ}47'$
Перегора живающее сооружение Левой ветки Ташкентского канала	5,0	2,5	3,67	0,67	0,2013	$11^{\circ}23'$
Западный канал Большого Чуйского канала	8,0	3,6	4,5	1,8	0,3321	$18^{\circ}24'40''$
Ак-Карадарьинский гидроузел	10,0	4,0	5,2	2,2	0,3189	$18^{\circ}36'$
Бекабадская плотина	10,0	4,0	6,5	2,25	0,2949	$16^{\circ}26'10''$
Тахиаташский гидроузел на Амударье	16,0	6,0	9,0	3,2	0,3736	$20^{\circ}28'14''$

Рассмотрим это на примере.

Необходимо запроектировать сегментный затвор с B=16,0 м, H=3,0 м, соотношение $B > 3H$ (радиус $R = 1{,}5H = 4{,}5$ м). Консоль ригеля K=0,2247B = 3,6 м. Угол наклона ног

$$tg\psi = \frac{K}{R} = \frac{3{,}6}{4{,}5} = 0{,}8\ ;$$

$$\psi = 38^{\circ}45'.$$

Напрашивается вывод: при проектировании поверхностных сегментных затворов с большими пролетами и при малой высоте ($B > 3H$) известной зависимости $R = 1{,}5H$ для определения величины радиуса недостаточно. Необходима еще какая-то зависимость от величины пролета.

Приняв за основу зависимость $R = 1{,}5H$ и величину консоли как оптимальную K=0,2247B, проследим по приведенной нами таблице углы наклона ног затворов с пролетами от B=8,0 м и более, характерные для больших пролетов. Примем, что средний угол наклона ног равен 18°. Тогда

$$\frac{K}{R} = tg\,\psi,$$

где K – величина консоли 0,2247B;
R – радиус затвора;
ψ – угол наклона ног.

Подставляя вышеуказанные значения угла и консоли, определим радиус:

$$R = \frac{0{,}2247B}{tg\ 18^{\circ}} = 0{,}69B.$$

Учитывая, что угол наклона ног колеблется от 16 до 20°, получим значение радиуса: $R = (0{,}65 \div 0{,}8)B$.

В ы в о д ы

1. При соотношении размеров пролета сегментного затвора к высоте $B > 3H$ величина радиуса R зависит от пролета B, то есть

$$R = (0{,}65 \div 0{,}8)\ B, \qquad (1)$$

и будет значительно отличаться от

$$R = 1{,}5\ H. \qquad (2)$$

2. При соотношении размеров пролета затвора к высоте $B \leq 3H$ радиус R определяется по зависимости $R = 1{,}5H$. В этом случае R может быть найден по формулам (1) и (2), причем полученные значения отличаются незначительно.

Л и т е р а т у р а

1. Э.Э.Пеплов. Стандарт секторных щитов. Модель С-1У-30. Москва-Ташкент, ОГИЗ, 1931.

2. Е.И.Залькиндсон, Е.Е.Нефедов. Сегментные стальные затворы гидротехнических сооружений. М.-Л., Госэнергоиздат, 1958.

3. Типовой проект сегментных затворов С-65 № 820-38. Институт "Средазгипроводхлопок", 1965.

4. Г.А.Полонский. Механическое оборудование и металлические конструкции гидротехнических сооружений и их монтаж. М., "Энергия", 1967.

УДК 624.131.23

Д.Н.КРУГЛОВ, канд.геол.-
минерал. наук, доц.
(ТашПИ)

ОПЫТНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ И ПРОГНОЗ ПРОСАДОЧНОСТИ ЛЕССА НА ДЖИЗАКСКОМ МАССИВЕ ДЛЯ ОБОСНОВАНИЯ ПРОЕКТА МЕЛИОРАТИВНОЙ СИСТЕМЫ

Опытный котлован для исследования просадочности лесса расположен на водоразделе между Акбулаксаем и одним из его правобережных "притоков" средней части конуса выноса реки Заамин, где мощность глинистого покрова около 40 м. Ниже лежит переслаивающаяся толща из галечников, песков и глинистых отложений, измеряемая многими десятками метров. Покровная толща представлена лессовыми породами. Нижняя ее часть, ограниченная уровнем капиллярной каймы, имеет плотное сложение и только по гранулометрическому составу может быть отнесена к этой группе пород. На значительной глубине она обладает высокой плотностью, достаточной для восприятия давления вышележащих слоев и возводимых сооружений.

Верхнюю часть покровной толщи составляет лесс ташкентского цикла формирования четвертичных отложений. В гранулометрическом составе его преобладает (60–80% и

более) пыль (фракции 0,05–0,005 мм). Фракция глины в породе распределяется равномерно и в среднем не превышает 15%. Содержание песчаной фракции 5–10%. По пластичности эта порода относится преимущественно к тяжелым супесям с влажностью на пределе текучести от 23,5 до 28,0% и на пределе раскатывания от 18,0 до 23,0%.

Плотный остаток водных вытяжек изменяется от 0,1 до 0,6%. На фоне слабого и среднего засоления породы в ней встречаются очаги с сильным засолением, с плотным остатком более 1,0%. Засоление преимущественно сульфатное.

Гипс в породе распределяется неравномерно – от 0,08 до 5,8%. В верхней 5-метровой зоне содержание его в среднем меньше 0,2%, а ниже – преимущественно более 1,0%; на глубине 6,0 м – 2,6%; 10,0 м – 2,4% и 18,0 м – 5,8%.

Карбонаты в исследуемой породе размещаются равномерно. Количество их, вычисленное по солянокислым вытяжкам, в пересчете на углекислый кальций, изменяется от 14,8 до 20,5%, а в среднем на глубине 1–18 м достигает 18,3%.

По минералогическому составу, определенному в лаборатории "Фундаментопроекта", в тяжелой фракции на карбонаты падает 26,0–28,5%, на роговую обманку 17,2–25,0%, на рудные минералы 20–25% и на нерудные, встречающиеся в малых количествах, около 30–40%. В легкой фракции преобладает кварц (31,0–48,5%) и полевой шпат (30,0–34,5%). На обломки пород приходится 10,0–17,0% и на карбонаты 11,5–17,5%.

Влажность лесса верхней 11-метровой толщи распределяется очень равномерно, изменяясь от 4,0 до 6,7%. Ниже она постепенно возрастает и на глубине 18,0 м достигает 17,7% (по шурфу 149).

Объемный вес скелета грунта, определяющий плотность породы и характерное для нее свойство – просадочность, на рассматриваемом участке изменяется от 1,30 т/м^3 на глубине 1,0–2,0 м до 1,63 т/м^3 на глубине 17,0 м. Но возрастает он неравномерно, особенно в зоне распространения маловлажной породы, обладающей высокой структурной прочностью.

По плотности толща лесса делится на две зоны: верхнюю – со средним объемным весом скелета грунта 1,38 т/м^3 (до глубины 13,0 м) и нижнюю – со средним объемным весом скелета грунта 1,53 т/м^3 (на глубине 13,0–18,0 м). Верхняя зона макропористая, обладает сильной сжимаемостью; нижняя, более плотная, характеризуется меньшей сжимаемостью.

Опытный котлован для замачивания лесса размером 14,0x10,0 м был отрыт на глубину 0,6 м с отвесными стенками, присыпанными затем гравием для поддержания их устойчивости, а дно его покрыто слоем гравия толщиной до 0,2 м. На одной половине котлована сделана пригрузка высотой около 3,0 м, выполненная до поверхности земли из гравия, а выше – из лессового грунта.

Вода из буровой скважины, заложенной в 25,0 м от котлована, поступала в две емкости, а оттуда по трубам – в котлован. Емкости одновременно служили и мерными сосудами, оборудованными водомерными рейками.

Наблюдения за ходом просадочных деформаций проводились визуально и инструментально – путем нивелирования поверхностных реперов, установленных на дне котлована и за его пределами, и глубинных, оборудованных в буровых скважинах на глубине 5,0; 9,0; 13,0 и 18,0 м. Скважины закладывались вне котлована , на расстоянии 0,5 м от его бровки, и бурились с наклоном так, чтобы подошва каждого репера могла находиться в зоне вертикальной фильтрации.

Заполнение котлована водой продолжалось 125 суток (с 28 июля по 30 ноября 1971 г.). Просадочные деформации замачиваемой породы начали проявляться уже в первый день подачи воды в котлован. Через пять часов с начала заполнения котлована на северо-западной стороне его появилась первая трещина шириной 0,8–1,0 см без вертикального смещения, расположенная в 20 см от бровки. Через 28 часов в 2,5 м от бровки на западной стороне образовалась радиальная трещина шириной около 10 см, которая стала границей циркообразного опускания поверхности земли, достигшего в конце опыта более 80 см.

В ходе развития просадок вокруг котлована образовывались крупные эллипсоидальные трещины, которые оконтуривали просадочные блоки равномерного опускания площадок. На 28 сентября 1971 г. было уже 7 таких блоков с относительными смещениями от 5–10 до 15–20 см; 27 ноября закончилось формирование трещины 8-го блока, которая проходит на юге у репера 22, на севере у репера 28, на востоке между реперами 34 и 35 и на западе в 3,5 м от репера 25 (рис.1). Эта трещина почти всюду ясно выражена, но вертикальных смещений незаметно, что свидетельствует об отсутствии просадки за ее пределами. Это подтвердилось и результатами нивелирования поверхностных реперов.

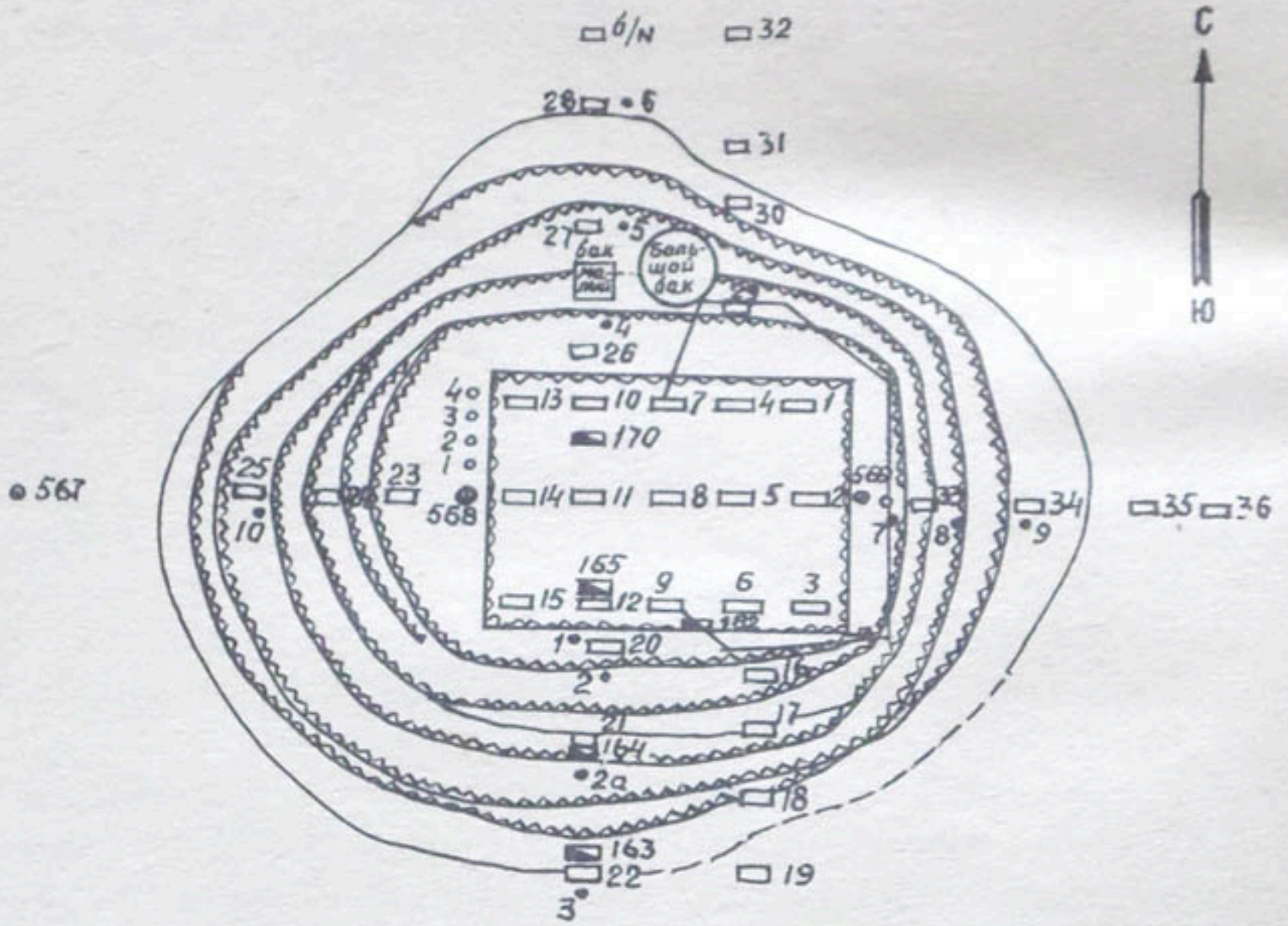


Рис.1. План опытного котлована:
▭ Поверхностные и донные реперы; ∘ Глубинные реперы; • Скважины для отбора образцов на определение влажности; • Скважины для наблюдения за УГВ; ▬ Шурфы; ⌒ Трещины просадочных блоков; ⌒ Трещины без смещения пород; ⌒ Трещины прерывистые.

Просадочные деформации при замачивании котлована, так же как и при эксплуатации каналов и водохранилищ, вначале возникают в зоне вертикальной фильтрации воды из водоема по достижении глубины промачивания, достаточной для уплотнения просадочной породы под действием собственного веса. Такая глубина на рассматриваемом участке составляет 3–4 м, что подтверждается вскрытием сухой породы скважиной, заложенной вблизи затопленной зоны 30 июля, на глубине 4,0 м и размерами просадочных деформаций, которые на дне котлована, в месте нормального просачивания в породу воды, через два дня с начала замачивания составили 5–10 см, а в местах проникновения ее по искусственным и естественным ходам – до 15–17 см.

Проникновение воды в породу на большую глубину и распространение ее в стороны от котлована обуславливает дальнейший ход просадки, размер и характер которой в значительной степени зависит от плотности нижележащей толщи и глубины залегания уровня грунтовой воды. По достижении инфильтрационной водой более плотных горизонтов в лессовой толще возрастает интенсивность бокового растекания ее. В результате увеличивается мощность промоченной породы за пределами зоны вертикальной фильтрации, которая с удалением от котлована постепенно уменьшается, а следовательно, уменьшаются и размеры просадки (рис.2).

Максимальная просадка при замачивании просадочной породы наблюдается обычно в зоне вертикальной фильтрации, где достигается наиболее полное промачивание всей ее толщи (рис.3). Она фиксируется донными реперами, расположенными по пяти створам (табл.1).

Наименьшая просадка показана реперами 3,6,1 и 2, расположенными в восточной и северо-восточной части котлована, где имелась, хотя и маленькая, дополнительная нагрузка. Связано это явление с недостаточным поступлением под пригрузку воды и неполным насыщением просадочной породы.

Средняя просадка по всем донным реперам составляет 75,5 см. Но если исключить 3,6,1 и 2 реперы, по которым была показана наименьшая просадка, тогда средняя величина ее будет равна 80,8 см.

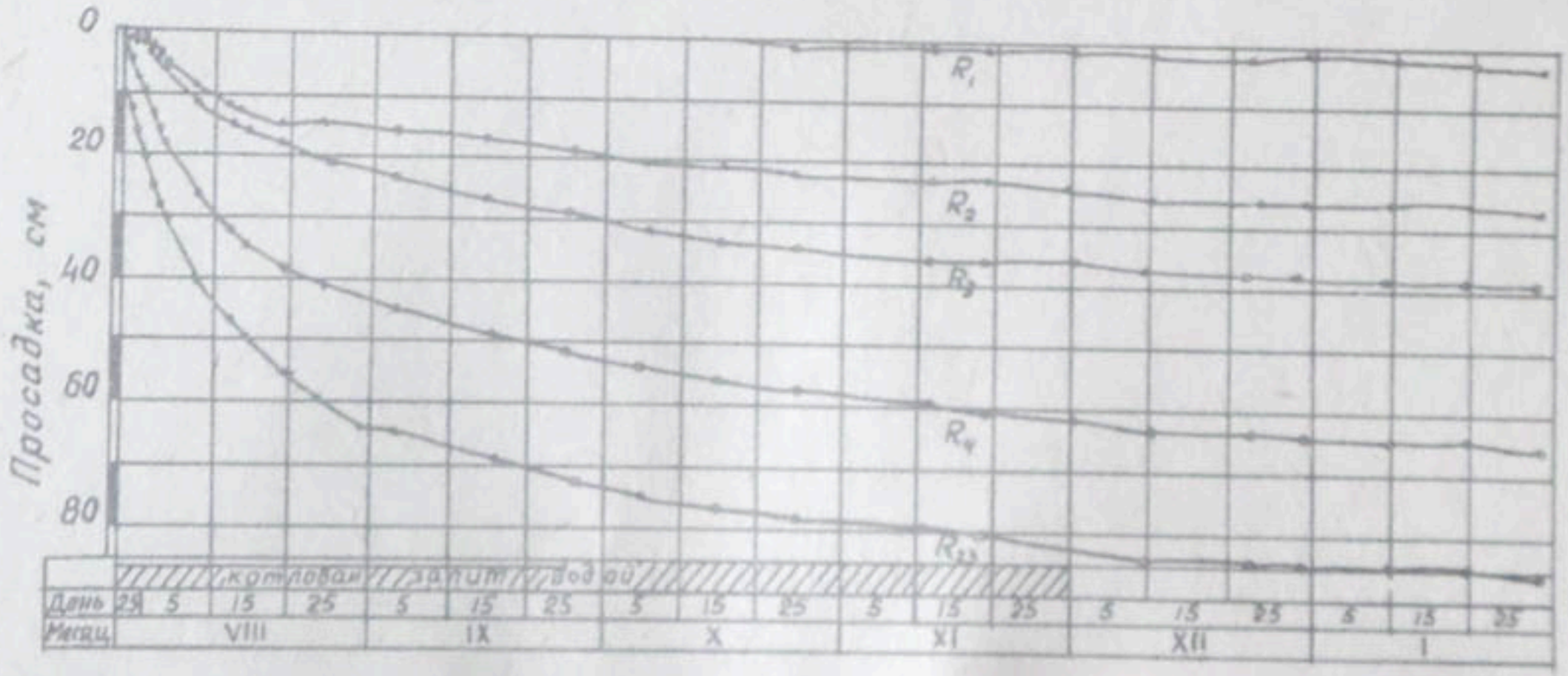


Рис. 2. Графики просадки поверхностного (R_{23}) и глубинных (R_1, R_2, R_3, R_4) реперов на опытном котловане.

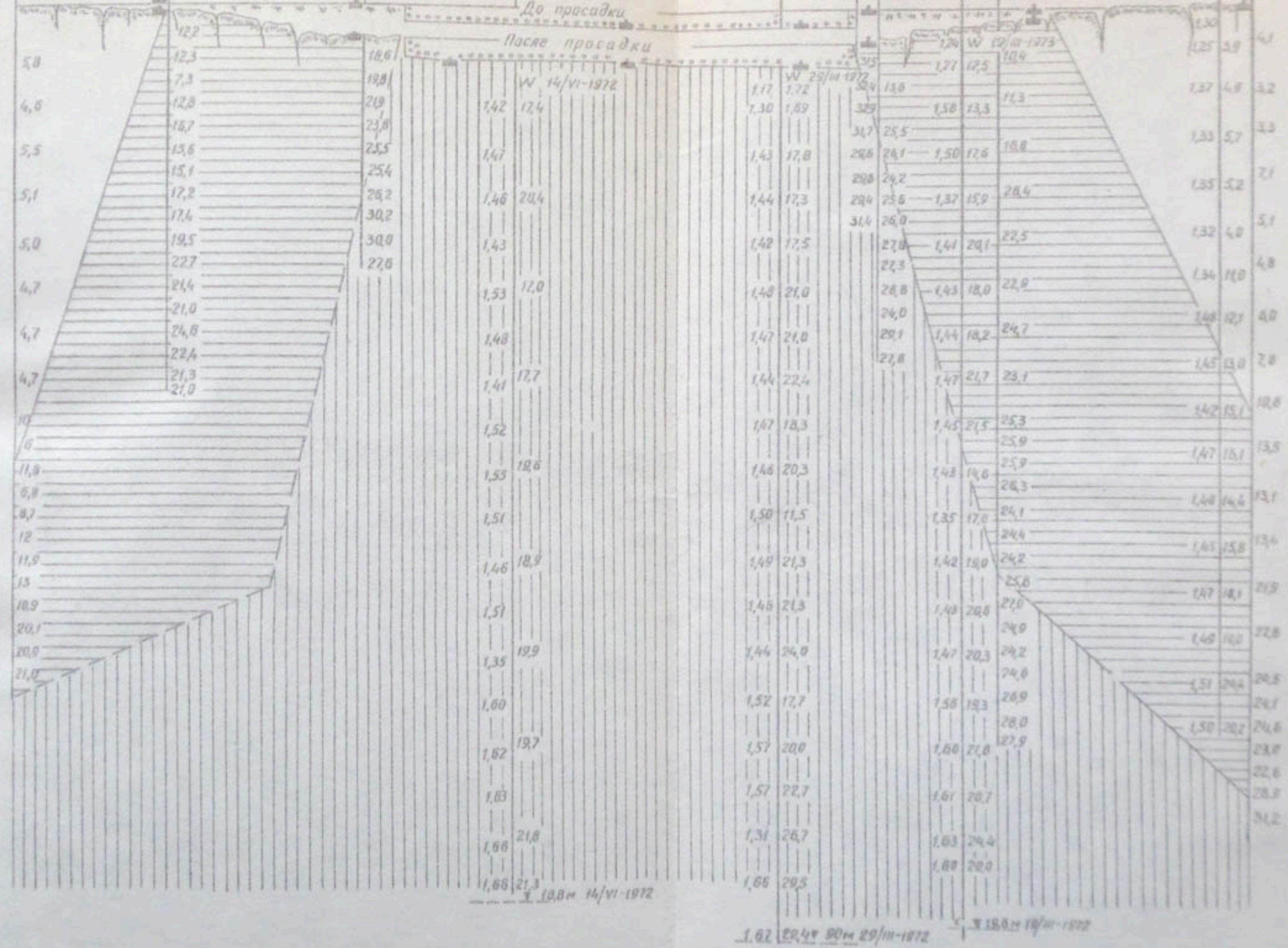


Рис. 3. Разрез опытного котлована по линии реперов 28–22:

Таблица 1

Осадка донных реперов после замачивания

Номер репера	Осадка, см	Номер репера	Осадка, см	Номер репера	Осадка, см	Номер репера	Осадка, см	Номер репера	Осадка, см
1	61,2	4	80,7	7	71,6	10	85,2	13	89,1
2	64,5	5	78,5	8	77,2	11	74,6	14	92,7
3	31,8	6	59,6	9	69,8	12	76,4	15	90,2
Среднее	52,6		72,9		72,9		78,7		90,7

Максимальная просадка (92,7 см) зафиксирована по реперу 14 западного створа, а средняя по трем реперам этого створа составляет 90,7 см. Последняя, по-видимому, отвечает наиболее законченному процессу просадки просадочной толщи на рассматриваемом участке.

Просадочные деформации при замачивании опытного или строительного котлована представляют собой результат самоуплотнения лесса под действием силы тяжести, вызванного нарушением структурных связей между частицами породы и повышением давления от насыщения ее водой. Это согласуется с изменением плотности породы, характеризующейся объемным весом скелета грунта, который для 18-метровой толщи изменился с 1,42 до 1,49 т/м^3. Изменился и коэффициент пористости с 0,906 до 0,808.

Размеры просадки по изменению коэффициента пористости можно определить с помощью формулы Н.М.Герсеванова:

$$S_n = \frac{\varepsilon_o - \varepsilon_з}{1 + \varepsilon_o} H = \frac{0,906-0,808}{1+0,906} \times 1750 = 90,5 \text{ см},$$

где ε_o – коэффициент пористости до замачивания грунта;
$\varepsilon_з$ – то же после замачивания;
H – мощность просадочной породы, равная 17,5 м.

Эта величина почти совпадает со средними размерами просадки по 13,14 и 15 реперам.

При определении размеров ожидаемых просадочных деформаций в практике проектирования различных объектов строительства пользуются результатами испытаний сжимаемости лессовых грунтов методом одной кривой при природном давлении или двух кривых - с естественной влажностью и с насыщением грунта водой. Но при решении вопроса о просадках, вызванных только собственным весом замачиваемого грунта, то есть собственно просадок, логичнее пользоваться результатами испытаний образцов грунта естественной структуры с насыщением их водой. Это дает возможность вычислить величину ожидаемой полной просадки при замачивании просадочной породы, слагающей основание канала или котлована.

Большие размеры замачиваемой площадки практически исключают боковое расширение сжимаемой породы. Таким образом, испытание ее сжимаемости в используемых для этой цели одометрах представляет собой модель, отражающую природную обстановку, что позволяет для определения просадки пользоваться приведенной выше формулой, в которой изменившийся коэффициент пористости устанавливается по кривой сжимаемости для насыщенного водой грунта, в соответствии с природным давлением в просадочной толще при ее замачивании.

Природное давление на любой глубине определяется по выражению

$$P=0,1 \times 0,5 \ \gamma \times H=0,1 \times 0,5 \times 1,90 \times 17,5=1,66 \text{ кг/см}^2,$$

где γ – объемный вес водонасыщенного грунта, т/м^3, определяемый из уравнения $\gamma = \gamma_{ск}(1+W)$. Здесь $\gamma_{ск}$ – средний объемный вес скелета грунта, равный 1,42 т/м^3, и W – влажность его при полном насыщении, равная 33,5%;
H – мощность сжимаемой породы, равная 17,5 м.

Такому давлению по кривой сжимаемости для среднего значения плотности испытываемой породы соответствует коэффициент пористости ее $\varepsilon_1 = 0,805$, а средняя величина его до замачивания лесса $\varepsilon_0 = 0,906$. Подставляя эти значения в формулу Н.М.Герсеванова, получим размеры просадки:

$$S_n = \frac{0,906-0,805}{1+0,906} \times 1750 = 82,7 \text{ см}.$$

Эта величина случайно совпала с просадкой наиболее опустившегося репера 14 и отличается от вычисленной по изменению плотности породы в процессе ее замачивания лишь на 2,2 см.

Таким же способом определены размеры просадок по зонам, выделенным в соответствии с глубинами размещения реперов. Для каждой из них установлены средние величины природного давления при водонасыщении грунта и средних его размерах до замачивания (табл. 2).

Таблица 2

Средние величины расчетных показателей и просадка лесса по зонам

Мощность, м	$\gamma_{ск}$, т/м^3	W, %	γ, т/м^3	Давление, кг/см^2	Коэффициент пористости при давлении		Просадка, см
					P = O	P= природному	
4,5	1,33	38	1,84	0,5	1,024	0,940	19,8
4,0	1,39	35	1,88	1,29	0,938	0,834	21,5
4,0	1,43	33	1,92	2,06	0,787	0,760	27,1
5,0	1,51	30	1,98	2,95	0,793	0,713	22,7
17,5						Всего	91,1

Суммарная просадка, вычисленная послойно, почти совпадает с величиной ее, определенной для всей просадочной толщи. Следовательно, определение размеров ожидаемой просадки можно производить для всей толщи просадочной породы, используя для этого осредненные значения расчетных показателей. Деление ее на элементарные слои, особенно мелкие, с использованием результатов единичных испытаний, только усложняет расчеты и часто приводит к существенным ошибкам. Такой расчет следует применять лишь при вычислении просадки по глубинным зонам.

Размеры просадки по методу двух кривых можно установить через относительную величину просадочности или по формуле, исключающей промежуточные вычисления:

$$S_n = \frac{\varepsilon_p - \varepsilon'_p}{1 + \varepsilon_p} H = \frac{0,893 - 0,803}{1 + 1,893} \times 1750 = 83,2 \text{ см},$$

где ε_p – коэффициент пористости грунта, определяемый по кривой сжимаемости для образцов естественной структуры и влажности, соответствующий среднему давлению в просадочной толще, равному $P = 1,66$ кг/см^2;

ε'_p – то же для водонасыщенного грунта;

H – мощность сжимаемого слоя, см.

Просадка, вычисленная по методу двух кривых, на 7,3 см меньше определенной по изменению коэффициента пористости при замачивании лесса и на 9,5 см меньше просадки, подсчитанной по одной кривой для водонасыщенного грунта, что свидетельствует о несовершенстве этого метода.

Длительная фильтрация воды через толщу лесса вызвала в нем ряд изменений, обусловивших потерю им просадочности. Наиболее существенно изменилась его влажность, которая до замачивания в среднем по толще не превышала 10%. При замачивании в зоне вертикальной фильтрации влаж-

ность породы соответствовала полному или близкому к полному насыщению. Первоначальная величина ее не восстановилась даже через шесть месяцев после прекращения замачивания.

Повышение напряжений в породе, обусловленное увлажнением ее, привело к нарушению цементационных связей между частицами грунта, что вызвало самоуплотнение просадочной толщи, а следовательно и повышение объемного веса скелета грунта, рассмотренное выше.

В результате длительной фильтрации воды в лессе происходят обменные реакции, вызывающие растворение водно-растворимых солей и образование новых соединений. Это, несомненно, приводит к изменению гранулометрического состава лесса. Почти по всему разрезу фиксируется снижение содержания (на 1-2%) глинистой фракции размером меньше 0,005 мм. То же наблюдается и с фракцией крупной пыли размером 0,05-0,01 мм(рис.4). Содержание песчаной фракции (1-0,05 мм), наоборот, увеличилось почти по всему разрезу, хотя на отдельных глубинах прослеживается уменьшение ее.

Изменение гранулометрического состава лесса при длительном его замачивании отразилось и на характерных влажностях породы. Средняя влажность на пределе текучести увеличилась на 0,5% (с 25,6 до 26,1%), а влажность на границе раскатывания, наоборот, уменьшилась на 0,7%(с 20,3 до 19,6%). В результате этого число пластичности возросло на 0,8 (с 5,7 до 6,5).

Наиболее существенные изменения претерпели содержащиеся в лессе водно-растворимые соли. Для их изучения производились водные вытяжки, приготовлявшиеся при соотношении грунта к воде 1:10 и пятиминутном взбалтывании, из двух шурфов, заложенных вне котлована, и из двух на дне его после замачивания. Однако водные вытяжки не извлекают из грунта всего количества водно-растворимых солей. При их повторном выполнении отмечено, что содержание водно-растворимых солей нередко превышает их количество в первых вытяжках. Например, по данным Ф.И.Воронова и В.Л.Дмитриева [1], содержание легкорастворимых солей при трехкратных вытяжках в лессах При-

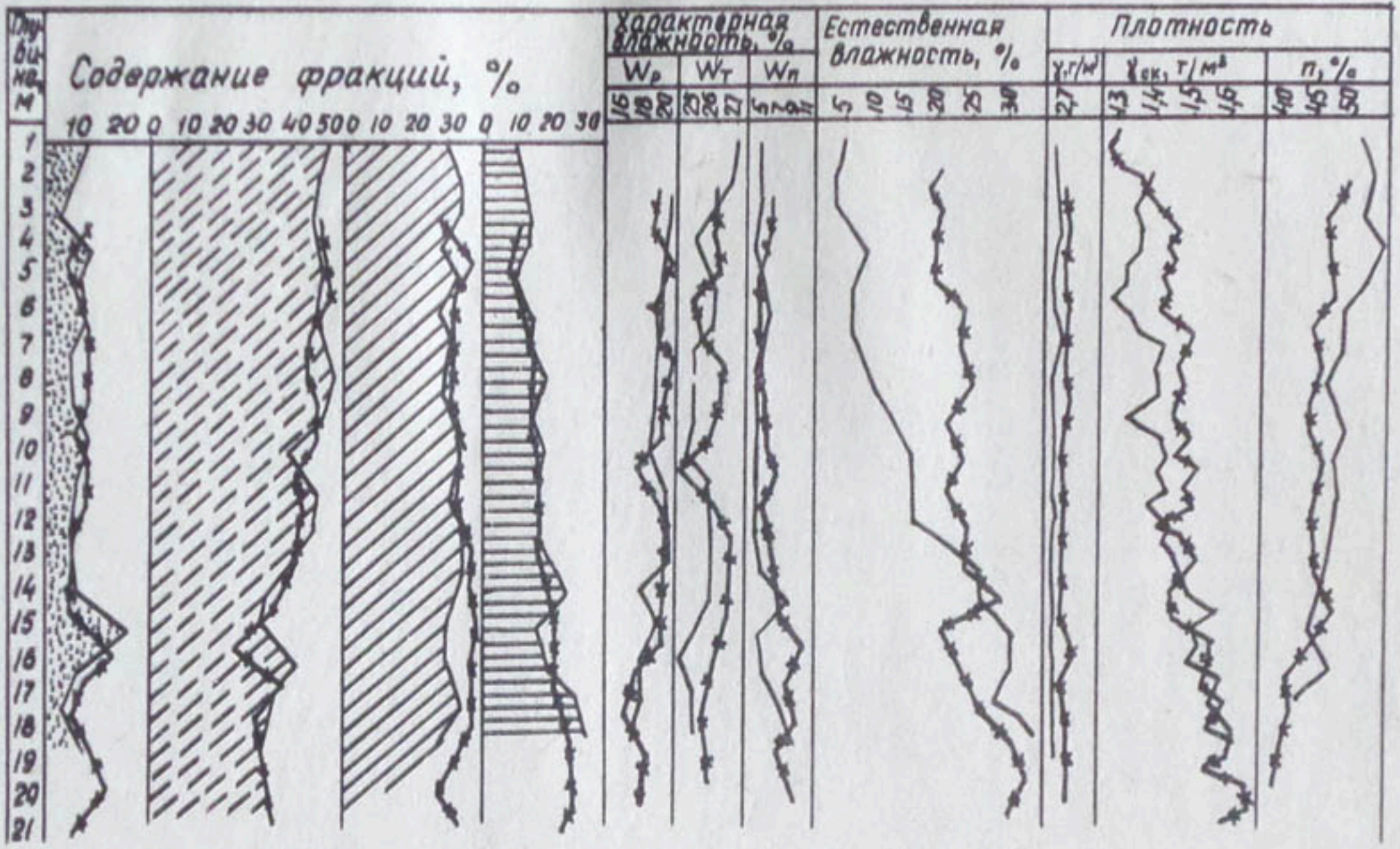


Рис.4. Инженерно-геологические показатели лесса опытного котлована (—— до замачивания; -*-*- после замачивания):
Песок (2–0,05 мм) Пыль крупная (0,05–0,01 мм)
Пыль мелкая (0,01–0,005 мм) Глина < 0,005 мм.

ташкентского района в 1,5–2,5 раза выше, чем при однократных вытяжках.

Полностью водно-растворимые соли, содержащиеся в лессе, в том числе гипс и карбонаты, извлекаются вытяжками в 5%-ной соляной кислоте при 30-минутном кипячении. Результаты пересчета из ионной формы в солевую данных химических анализов по вспомогательной схеме "САНИИРИ" [2] дают более полное представление об изменениях в водно-растворимом комплексе лесса при длительной фильтрации через него воды (рис. 5).

В целом в просадочной породе после ее длительного замачивания выделяются две ясно выраженные зоны: верхняя – до глубины 12–13 м, характеризующаяся преимущественно выщелачиванием легкорастворимых солей, нижняя – от 13–14 до 18 м, отличающаяся их накоплением. Общее содержание легкорастворимых солей по водным вытяжкам на глубине 2–13 м снизилось с 0,44 до 0,19%, а в интервале 14–18 м, наоборот, возросло с 0,46 до 0,84%, в целом по разрезу оно все же сократилось с 0,45 до 0,38%.

Содержание легкорастворимых солей: $Ca(HCO_3)_2$, $NaCl$, Na_2SO_4 и $MgSO_4$, определенное по водным вытяжкам, уменьшилось по всему разрезу и распределяется равномерно. Такая же закономерность прослеживается и для углекислого магния, среднее содержание которого по разрезу снизилось с 1,87 до 0,88%.

Количество водно-растворимого гипса, судя по результатам анализа водной вытяжки, резко уменьшилось до глубины 10,0 м, а ниже увеличилось почти вдвое, особенно на глубине 14,0–18,0 м; снижение его содержания по солянокислой вытяжке прослеживается до глубины 13,0 м, а ниже (14–18 м) оно возрастает почти в три раза (табл. 3).

Среднее содержание углекислого кальция возросло по всему разрезу на 1,14%, а в верхней зоне на 1,46%. Это, несмотря на существенную убыль других составных компонентов, обеспечило прирост солей на 0,32%. В распределении углекислого кальция по разрезу отмечена закономерность: в верхней 10-метровой зоне более высокое содержание, а ниже – постепенно убывающее как до замочки, так и после.

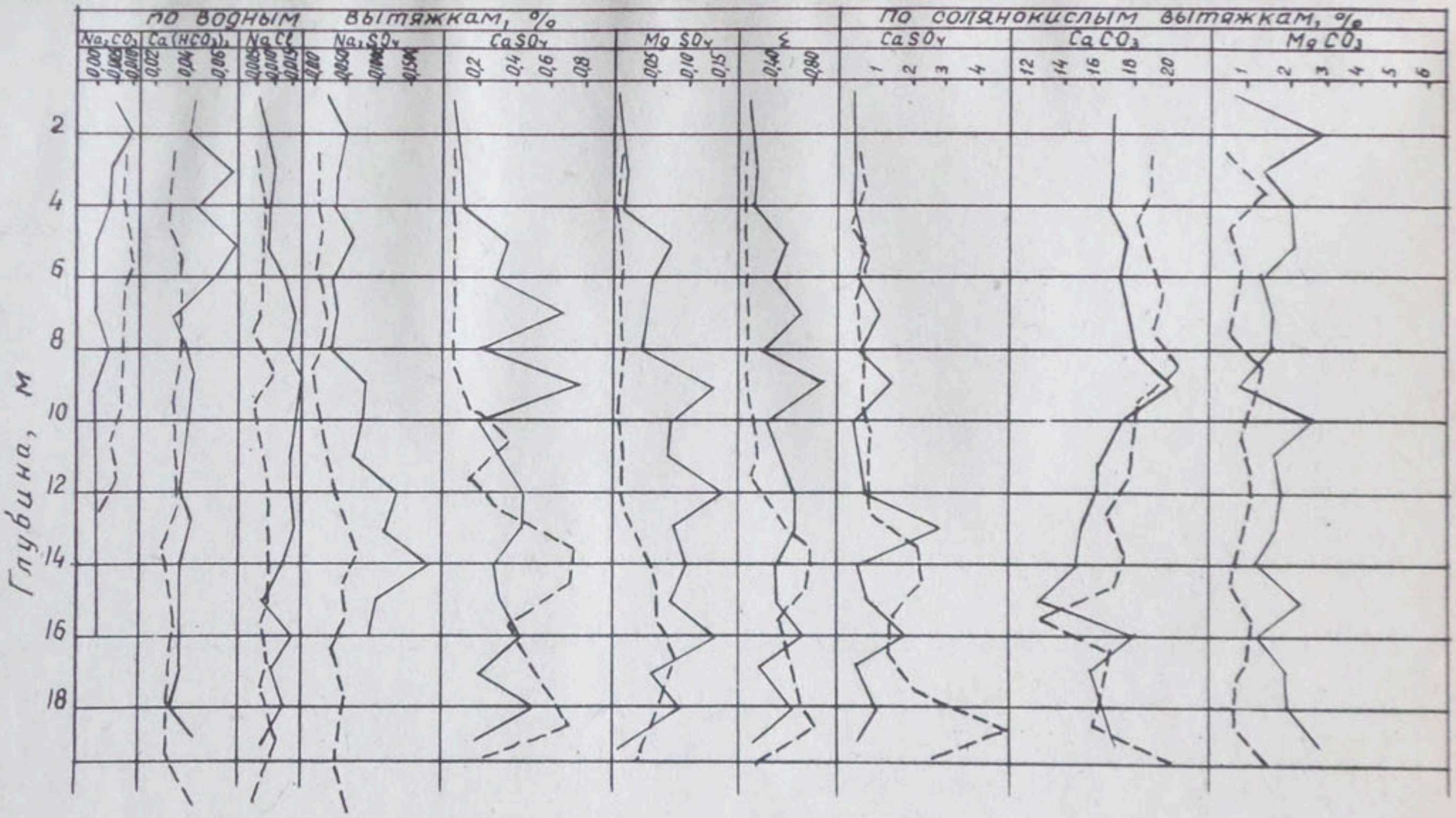


Рис. 5. Кривые содержания солей в лессе опытного котлована:
—— до замачивания;---- после замачивания.

Таблица 3

Содержание солей в лессе по водным и солянокислым вытяжкам

Соль	Глубина шурфов вне котлована, м			Глубина шурфов на дне котлована, м			Уменьшилось (-) Увеличилось (+)
	2-13	14-18	2-18	1-12	13-18	1-18	
Σ солей по водным вытяжкам	0,44	0,46	0,45	0,19	0,84	0,38	-0,07
$CaSO_4$	0,63	0,75	0,78	0,55	2,20	1,03	+0,25
$CaCO_3$	16,95	15,36	16,42	18,41	15,50	17,56	+1,14
$MgCO_3$	1,89	1,77	1,87	0,90	0,88	0,88	-0,97
Всего	19,91	18,34	19,52	20,05	19,34	19,85	+0,32
Увеличение по интервалам				+0,14	+1,00	+0,32	

При замачивании лесса происходит растворение водно-растворимых солей и вынос растворенных веществ в более низкие горизонты. Наиболее интенсивно этот процесс протекает в верхней, более водопроницаемой, части толщи, обладающей высокой пористостью. Наряду с этим здесь происходят и обменные реакции за счет свободных элементов, поступающих с водой и образующихся при растворении водно-растворимых солей. В результате образуются новые соединения, в частности углекислый кальций. В нижней зоне для его образования не было надлежащих условий, а для гипса здесь были благоприятные условия: более высокая концентрация водного раствора и меньшая скорость движения воды, обязанная повышенной плотности породы, и более высокая минерализация грунтовой воды.

Лесс, в силу большой пористости, обладает довольно высокой водопроницаемостью. По многочисленным опытам, выполненным на Джизакском массиве в 1970-1971 гг. по методу Н.С.Нестерова и Н.Н.Биндемана /3/, коэффициент фильтрации лесса изменяется от 0,05 до 1,00 м/сутки. Основным фактором, влияющим на его размеры, является плотность породы. Содержание глинистой фракции в ней невелико; она размещается по разрезу равномерно, а следовательно, существенного влияния на водопроницаемость породы оказать не может.

Распределение средних значений коэффициента фильтрации лесса в зависимости от плотности породы подчиняется некоторой закономерности, напоминающей кривую сжимаемости лесса при насыщении его водой (рис.6). По ней для верхней 5-метровой зоны коэффициент фильтрации равен 0,4-0,5 м/сутки, а для среднего значения объемного веса скелета грунта (1,42 т/м^3) - около 0,3 м/сутки. По завершении просадки объемный вес скелета грунта в среднем по толще 1,49 т/м^3. Такому его значению по кривой соответствует коэффициент фильтрации 0,2 м/сутки, что совпадает с определенной его величиной по завершении замачивания для той же плотности. Другие значения оказались еще ниже, но они соответствуют более высокой плотности породы.

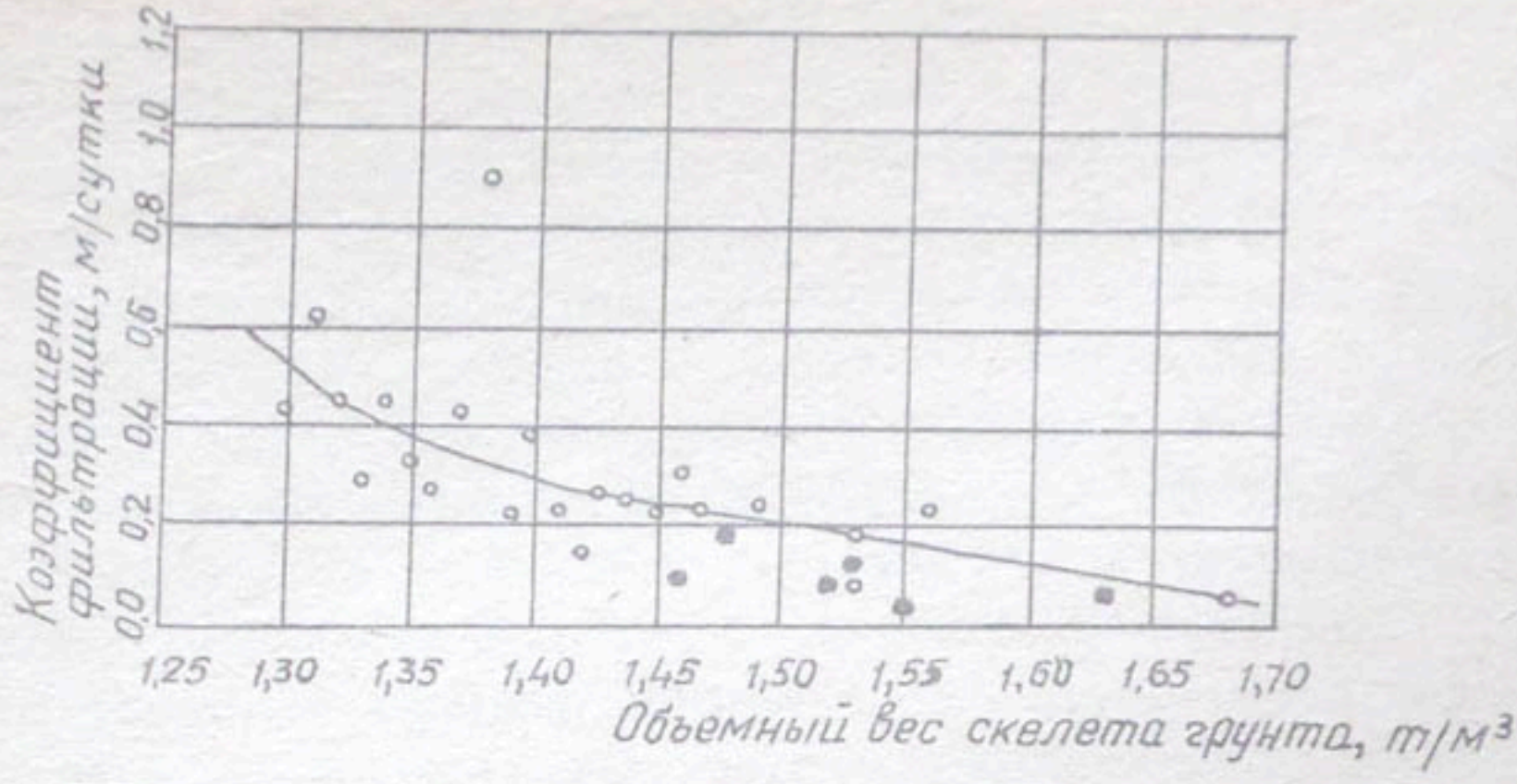


Рис.6. График зависимости коэффициента фильтрации от объемного веса скелета лессового грунта:
- Средние значения коэффициента фильтрации по Джизакскому массиву;
- Значения коэффициента фильтрации по опытному котловану

Изложенное позволяет сделать следующие выводы:

1. Размеры просадок, зафиксированные в натуре при опытном замачивании, практически совпадают с их величинами, определенными по результатам испытаний сжимаемости лесса естественной структуры с насыщением его водой. Это позволяет отказаться от опытных замачиваний просадочных грунтов и прогнозировать просадки по лабораторным определениям относительной просадочности.

2. Совпадение размеров просадки, определенных по результатам компрессионных испытаний образцов естественной структуры с насыщением водой и наблюденных в процессе опытного замачивания, убеждают в правильности сделанных расчетов предполагаемой просадки для всего Джизакского массива с учетом различной плотности просадочной породы по зонам. Для водоразделов верхней и средней части конусов выносов, где мощность просадочной толщи достигает 15-20 м, просадка от собственного веса грунта может быть 75-100 см, в логообразных понижениях на той же территории, где плотность породы несколько

выше, а мощность ее обычно не больше 10 м, - 25-40 см, на периферии конусов выносов, где мощность просадочной толщи обусловлена уровнем грунтовых вод и не превышает 10 м, просадка ожидается всего лишь в 15-30 см.

3. Растворение легкорастворимых солей в просадочной породе и вынос их в нижележащие горизонты компенсируется образованием более труднорастворимых солей, в частности углекислого кальция, за счет обменных реакций.

4. Послепросадочные деформации, наблюдающиеся на каналах, водохранилищах и под сооружениями, обусловлены не выносом растворенных водой солей, а незавершенностью просадки при подготовке оснований и режимом увлажнения просадочной породы в процессе эксплуатации сооружений.

Литература

1. Ф.И.Воронов, В.Л.Дмитриев. Просадочные явления в лессах Приташкентского района. Ташкент, изд-во УзФАН, 1940.

2. Л.С.Куницкий, И.Н.Вордовская. Вспомогательная схема для расчета солевого состава по данным химического анализа вод, водных и солянокислых вытяжек. Тр.САНИИРИ, вып. 98, Ташкент, 1959.

3. Д.Н.Круглов. Результаты натурных исследований просадочности грунтов. Технический проект орошения и освоения первой очереди Джизакской степи в УзССР. Фонды Средазгипроводхлопка, 1973.

4. Временные указания по проектированию оросительных систем на просадочных грунтах - ВСН4-66. М., Минмелиоводхоз СССР, 1966.

5. В.Н.Гуменский. Основы физико-химии глинистых грунтов и их использование в строительстве. М.-Л., Госстройиздат, 1965.

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

С.К.Манаков, М.А.Андреади. Тахиаташский гидроузел на Амударье 3

И.Б.Пафорост. Противофильтрационная завеса в основании земляной плотины Чимкурганского водохранилища на реке Кашкадарье 23

И.М.Горовая, Л.А.Гофман. Исследование напряженного состояния основания плотины Фархадского гидроузла 43

Б.С.Плутно, Б.К.Гиричев. Производственные исследования автоматических вододействующих затворов постоянного горизонта верхнего бьефа с поплавком на обшивке и с выносными поплавками 62

Л.В.Ларина. Исследование обходной фильтрации плотины Андижанского водохранилища 81

Ф.В.Серебренников. Исследование водоприемной способности конструкций закрытого дренажа в лабораторных условиях 89

Д.Ф.Шульгин, А.С.Хабиров. Движение подземных вод к скважинам систематического вертикального дренажа в двуслойной анизотропной толще 98

Стр.

Р.М.Горбачев. Натурные определения фильтрации из ка'налов, экранированных бетонно-пленочной облицовкой 108

Р.М.Горбачев. Потери воды из каналов-лотков в условиях Голодной степи 114

Л.А.Гехтер, С.И.Кеберле, А.С.Кондаков, В.В.Перепелкина. Некоторые результаты натурных испытаний сифонных водовыпусков насосных станций с крупными осевыми насосами 124

В.М.Пикулин, Ф.А.Абуталиев. О погрешностях расчета гидравлического удара по приближенным четырехквадрантным характеристикам 133

Ф.А.Абуталиев, М.А.Хусанов, А.Д.Дададжанов. Электрические способы торможения насосных агрегатов после их отключения 145

А.Д.Шманатов. Винтовые подъемники большой грузоподъемности для затворов гидротехнических сооружений 162

Ю.А.Ибрагимов. О выборе радиуса поверхностных сегментных затворов 169

Д.Н.Круглов. Опытные исследования и прогноз просадочности лесса на Джизакском массиве для обоснования проекта мелиоративной системы 175

Гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений

Сборник научных трудов

выпуск 5

Редакторы Ц.И.Медовар, Е.Н.Макушенко

Подписано к печати 18/IУ-1974 г. Бумага типографская №
Формат 60x90 1/16. Печ.л. 12,25. Уч.-изд. 10,25+5 вкл.
Тираж 500 экз. Цена 80 коп.
Р.08338. Заказ №689.

Отдел оформления и изданий института "Средазгипроводхлопок
Ташкент , 11. Навои 44.

УДК 626/627 (282.255.1)

ТАХИАТАШСКИЙ ГИДРОУЗЕЛ НА АМУДАРЬЕ. Манаков С.К., Андреади М.А. - Гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений. Сб.науч.тр. ин-та "Средазгипроводхлопок", вып.5, 1974.

В статье изложены краткие сведения о проектировании и строительстве первого на Амударье гидроузла. Приводятся основные принципиальные схемы компоновки гидроузла с выбором основного варианта; дается ряд новых конструктивных технических решений, принятых в проекте гидроузла и осуществляемых в натуре. Приведены данные о выполнении первой очереди строительства гидроузла.

Таблиц 3, иллюстраций 4, библиографий 3.

УДК 626.134

ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННАЯ ЗАВЕСА В ОСНОВАНИИ ЗЕМЛЯНОЙ ПЛОТИНЫ ЧИМКУРГАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА НА РЕКЕ КАШКАДАРЬЕ. Шафорост И.В. - Гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений. Сб.науч.тр.ин-та "Средазгипроводхлопок", вып.5, 1974.

В статье изложены общие сведения о водохранилище, описаны фильтрационные явления в основании плотины за период эксплуатации с 1960 по 1973 г. Рассмотрены итоги анализа фильтрационной устойчивости грунтов основания плотины и мотивированно доказана необходимость устройства противофильтрационной завесы. Приведено конструктивное описание осуществляемого опытно-производственного участка противофильтрационной завесы, виды применяемых инъекционных растворов и ожидаемые результаты.

Таблиц 1, иллюстраций 3, библиографий 19.

УДК 627.82

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЯ ПЛОТИНЫ ФАРХАДСКОГО ГИДРОУЗЛА. Горовая И.М., Гофман Л.А. - Гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений. Сб. науч. тр. ин-та "Средазгипроводхлопок", вып.5, 1974.

В статье дано краткое описание исследования напряженного состояния основания плотины Фархадского гидроузла от расчетных основных и особых сочетаний силовых воздействий, а также представлен расчет величины предварительного натяжения анкерных связей, при котором растягивающие напряжения в подошве со стороны верхнего бьефа погашаются дополнительной анкерной пригрузкой. Исследования по бычку и водосливу были выполнены поляризационно-оптическим методом на плоских моделях, изготовленных из органического стекла (полиметилметакрилата) в соответствии с условиями физического геометрического подобия. Моделирование напряженного состояния от расчетных нагрузок осуществлялось на центробежной испытательной машине (массовые силы веса сооружения и сейсмического воздействия), а также с помощью сосредоточенных сил, приложенных посредством системы двухопорных балочек (аппроксимация треугольной и трапецеидальной эпюр гидростатического давления).

Нагружение моделей проводилось по режиму "замораживания" деформаций при температуре 115°С с последующей обработкой картины напряженно-деформированного состояния в моделях на поляризационно-оптических и оптико-механических приборах.

Разделение напряжений в точках расчетных сечений выполнено совместным решением уравнений для суммы и разности главных напряжений ($\sigma_1 + \sigma_2$) и ($\sigma_1 - \sigma_2$), выраженных через поперечные деформации плоской модели, а

также через оптическую разность хода, измеряемую поляризационными приборами.

Результаты проведенной работы иллюстрируются чертежами эпюр вертикальных нормальных напряжений σ_y, действующих в горизонтальном сечении по контакту между фундаментом и основанием плотины, которые представлены по бычку и водосливу при основном и особом расчетных сочетаниях нагрузок, а также от воздействия единичного усилия в анкерной системе.

Иллюстраций 3, библиографий 7.

УДК 65.012.122(627.833:626.82)

ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ АВТОМАТИЧЕСКИХ ВОДОДЕЙСТВУЮЩИХ ЗАТВОРОВ ПОСТОЯННОГО ГОРИЗОНТА ВЕРХНЕГО БЬЕФА С ПОПЛАВКОМ НА ОБШИВКЕ И С ВЫНОСНЫМИ ПОПЛАВКАМИ. Плутно Б.С., Гиричев В.К. - Гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений. Сб. науч. тр. ин-та "Средазгипроводхлопок", вып.5, 1974.

В статье кратко изложена история разработки и применения в проектах института автоматов постоянного горизонта верхнего бьефа с поплавком на обшивке и выносными поплавками, описываются мероприятия, понадобившиеся для доведения экспериментальных образцов этих затворов до работоспособного состояния, приводятся результаты их производственных испытаний. Даны рекомендации по применению исследованных конструкций, их расчету и конструированию.

Таблиц 2, иллюстраций 7, библиографий 8.

УДК 626.212.001.57

ИССЛЕДОВАНИЕ ОБХОДНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ ПЛОТИНЫ АНДИЖАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА. Ларина Л.В. - Гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений. Сб. науч. тр. ин-та "Средазгипроводхлопок", вып.5, 1974.

Работа посвящена исследованиям обходной фильтрации Андижанской плотины методом электрогидродинамической аналогии. Цель настоящих экспериментов - получить общее представление о картине фильтрации в обход бетонной плотины, дать гидродинамический расчет параметров фильтрации.

Таблиц 3, иллюстраций 3, библиографий 6.

УДК 626.862.4.001.891

ИССЛЕДОВАНИЕ ВОДОПРИЕМНОЙ СПОСОБНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ЗАКРЫТОГО ДРЕНАЖА В ЛАБОРАТОРНЫХ УСЛОВИЯХ. Серебренников Ф.В. - Гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений. Сб. науч. тр. ин-та "Средазгипроводхлопок", вып.5, 1974.

Изложен общий подход к оценке водоприемной способности конструкций закрытого дренажа. Для случая плоскорадиального движения грунтовой воды вблизи дрены предложены зависимости, позволяющие вычислить по экспериментальным данным коэффициент относительного уменьшения диаметра дрены за счет несовершенства ее конструкции. Приводятся основные результаты опытов с различными конструкциями дренажа, полученные в лабораторных условиях.

Иллюстраций 2, библиографий 7.

УДК 551.49:626.862.4

ДВИЖЕНИЕ ПОДЗЕМНЫХ ВОД К СКВАЖИНАМ СИСТЕМАТИЧЕСКОГО ВЕРТИКАЛЬНОГО ДРЕНАЖА В ДВУСЛОЙНОЙ АНИЗОТРОПНОЙ ТОЛЩЕ. Шульгин Д.Ф., Хабиров А.С.- Гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений. Сб. науч. тр. ин-та "Средазгипроводхлопок", вып.5, 1974.

В статье рассматривается движение грунтовых вод при работе систематического площадного дренажа в двуслойной толще, подстилаемой слабопроницаемой прослойкой.

Получены расчетные формулы для определения напоров в обоих пластах. Результаты могут быть использованы в мелиоративных расчетах.

Иллюстраций 1, библиографий 7.

УДК (626.212:626.134).001.4

НАТУРНЫЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЛЬТРАЦИИ ИЗ КАНАЛОВ, ЭКРАНИРОВАННЫХ БЕТОННО-ПЛЕНОЧНОЙ ОБЛИЦОВКОЙ. Горбачев Р.М. – Гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений. Сб. науч. тр. ин-та "Средазгипроводхлопок", вып.5, 1974.

Для определения эффективности экранирования оросительных каналов бетонно-пленочной облицовкой проведены натурные измерения фильтрации методом замкнутых водных отсеков.

На канале ЮР-18-1 в Голодной степи при наполнении в 0,8-1,35 м потери воды на фильтрацию составили 0,24-0,36 л/сек/км, что в 30-80 раз меньше, чем в земляном русле при коэффициенте фильтрации подстилающих грунтов 0,08-0,42 м/сутки.

На Каршинском магистральном канале при наполнении в 3,64-4,40 м в начале работы фильтрационные потери составили 45,4-57,5 л/сек/км, а на четвертый месяц эксплуатации канала снизились в 1,5-5,5 раза, что объясняется кольматацией облицовки. Экранирование канала уменьшило фильтрационные потери в 7-114 раз.

Таблиц 2, библиографий 3.

УДК 626.212:626.823.2

ПОТЕРИ ВОДЫ ИЗ КАНАЛОВ-ЛОТКОВ В УСЛОВИЯХ ГОЛОДНОЙ СТЕПИ. Горбачев Р.М. - Гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений. Сб. науч. тр. ин-та "Средазгипроводхлопок", вып.5, 1974.

Получена теоретическая зависимость для оценки величины фильтрационных потерь через стенки каналов-лотков. Экспериментально определены фильтрационные потери через стыки и трещины в лотках. Дана оценка потерь, вызванных испарением с водной поверхности лотковых оросителей. Установлено, что при длительной эксплуатации лотковых каналов происходит кольматация и "самоуплотнение" трещин и стыков, в результате чего фильтрационные потери снижаются в 3-7 раз по сравнению с начальными. Приведены величины удельных потерь из каналов-лотков, коэффициент полезного действия которых в условиях Голодной степи равен 0,988-0,993.

Иллюстраций 1, библиографий 11.

УДК 626.83:626.26.001.4

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ НАТУРНЫХ ИСПЫТАНИЙ СИФОННЫХ ВОДОВЫПУСКОВ НАСОСНЫХ СТАНЦИЙ С КРУПНЫМИ ОСЕВЫМИ НАСОСАМИ. Гехтер Л.А., Кеберле С.И., Кондаков А.С., Перепелкина В.В. - Гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений. Сб. науч. тр. ин-та "Средазгипроводхлопок", вып.5, 1974.

В статье приводятся результаты натурных испытаний сифонных водовыпусков Кую-Мазарской насосной станции: степень заряженности сифона при различных подачах насоса, влияние ее на повышение производительности насоса и уменьшение мощности электродвигателя, величины потерь в сифоне при различных подачах; оценивается недостаточная герметичность установленных на станции клапанов срыва вакуума и ее влияние на увеличение потерь напора в сифоне; приводится расчет стоимости электроэнергии на подачу воды при работе станции с открытыми и закрытыми клапанами срыва вакуума.

Иллюстраций 4.

УДК 532.11.001.2:621.644.2

О ПОГРЕШНОСТЯХ РАСЧЕТА ГИДРАВЛИЧЕСКОГО УДАРА ПО ПРИБЛИЖЕННЫМ ЧЕТЫРЕХКВАДРАНТНЫМ ХАРАКТЕРИСТИКАМ. Пикулин В.М., Абуталиев Ф.А. – Гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений. Сб. науч. тр. ин-та "Средазгипроводхлопок," вып.5, 1974.

Авторы приводят результаты экспериментальных данных повышения и распределения давления по длине трубопровода после потери привода по трем насосным станциям, оборудованным насосами типа 22 и 24 НДс.

Сравниваются результаты экспериментальных и расчетных данных, приводятся значения допускаемых погрешностей при расчетном их определении с помощью приближенных четырехквадрантных характеристик данного типа насоса, рекомендуются условия их применения.

Таблиц 2, иллюстраций 3.

УДК 621.66/.69–592

ЭЛЕКТРИЧЕСКИЕ СПОСОБЫ ТОРМОЖЕНИЯ НАСОСНЫХ АГРЕГАТОВ ПОСЛЕ ИХ ОТКЛЮЧЕНИЯ. Абуталиев Ф.А., Хусанов М.А., Дададжанов А.Д. – Гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений. Сб. науч. тр. ин-та "Средазгипроводхлопок", вып.5, 1974.

В статье рассматриваются электрические способы торможения насосных агрегатов, рекомендуемые для исключения или ограничения обратного вращения ротора насосного агрегата после отключения электрического питания, а также результаты экспериментов, проведенных на Алатской и Шерабадской насосных станциях.

Таблиц 2, иллюстраций 4, библиографий 9.

УДК 627.833-231

ВИНТОВЫЕ ПОДЪЕМНИКИ БОЛЬШОЙ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ ДЛЯ ЗАТВОРОВ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ. Шманатов А.Д. - Гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений. Сб.науч.тр.ин-та "Средазгипроводхлопок", вып.5, 1974.

В статье описано совершенствование конструкции одновинтовых подъемных механизмов большой грузоподъемности - от 30 до 100 т, применяемых для маневрирования заглубленными затворами на водовыпусках из водохранилищ.

Иллюстраций 3.

УДК 627.432.61

О ВЫБОРЕ РАДИУСА ПОВЕРХНОСТНЫХ СЕГМЕНТНЫХ ЗАТВОРОВ. Ибрагимов Ю.А. - Гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений. Сб.науч.тр.ин-та "Средазгипроводхлопок", вып.5, 1974.

В статье освещается вопрос рационального выбора радиуса обшивки поверхностных сегментных затворов больших пролетов с малой высотой, при соотношении размера пролета к его высоте $B > 3H$. Причем радиус выбирается в зависимости от пролета затвора, а не от его высоты.

Таблиц 1, иллюстраций 2, библиографий 4.

УДК 624.131.23

ОПЫТНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ И ПРОГНОЗ ПРОСАДОЧНОСТИ ЛЕССА НА ДЖИЗАКСКОМ МАССИВЕ ДЛЯ ОБОСНОВАНИЯ ПРОЕКТА МЕЛИОРАТИВНОЙ СИСТЕМЫ. Круглов Д.Н.- Гидравлические, фильтрационные и статические исследования гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений. Сб.науч.тр.ин-та "Средазгипроводхлопок", вып.5, 1974.

В результате 125-суточного замачивания лесса в опытном котловане размером 14x10 м лесс приобрел более высокую плотность, объемный вес его изменился в среднем для 18-метровой толщи с 1,42 до 1,49 т/м^3. Максимальная просадка, зафиксированная в процессе опыта, составила 92,7 см. Величина ее, определенная по методу "двух кривых", на 10% меньше (83 см).

Длительное замачивание лесса вызвало существенные изменения в его солевом составе. Общее содержание легкорастворимых солей на глубине 2-13 м уменьшилось более чем наполовину, а на глубине 14-18 м увеличилось на 83%, в целом по разрезу сократилось на 0,07% (с 0,45 до 0,38%). Гипс в верхней зоне уменьшился почти на 15%, а в нижней увеличился более чем в 3 раза. По всему разрезу количество его возросло с 0,78 до 1,03%, то есть на 0,25%. Содержание углекислого магния сократилось почти в два раза по всему разрезу равномерно - с 1,87 до 0,88%, то есть на 0,97%, а углекислого кальция, наоборот, возросло на 1,14%: в верхней части толщи на 1,46 и в нижней на 0,14%. Это и обеспечило прирост среднего содержания солей на 0,32%, что исключает роль их в послепросадочных деформациях, которая часто им приписывается.

Таблиц 3, иллюстраций 6, библиографий 5.