

627.83
4-49

УПРАВЛЕНИЕ ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА УССР
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА УКРАИНЫ

СЕРИЯ НАУЧНО-ПОПУЛЯРНЫХ ИЗДАНИЙ И ПОСОБИЙ № 5

627.83

4-49

Инж. В. Я. ЧЕРНОГРАДСКИЙ

ПРОЕКТ ВОДОХРАНИЛИЩА

НА Р. КРЫНКЕ ДЛЯ ВОДОСНАБЖЕНИЯ
МАКЕЕВСКОГО ЗАВОДА
ТРЕСТА „СТАЛЬ“ В ДОНБАССЕ

WISSENSCHAFTLICHES FORSCHUNGSMITTEL
DER WASSERWIRTSCHAFT DER UKRAINE

Dipl. Ing. W. TSCHERNOGRADSKY

DER ENTWURF
FÜR WASSERVERSORGUNGSMITTEL

DES HÜTTENWERKES
MAKEJEWKA
IM DONBASS

2289

✓

О П Е Ч А Т К И

В Т Е К С Т Е

р.	Строка	Напечатано	Н а д о
	7 св.	по 5-ти по 10-летнему	на 5- и по 10-летнему
	15 св.	$i = \frac{339 - 155}{11\ 57\ 000\ 000}$	$i = \frac{339 - 155}{\sqrt{1157\ 000\ 000}}$
3	15 св.	четыре группы	пять групп
33	4 св.	$A \cdot 10^{-2}$	$A \cdot 10^{-2}$
92	3 св.	2,20	2,30
63	6 св.	908 926	908 996 кг с.м

В А Т Л А С Е

Лист 2	Консультант проф. Ф. Шенберг	проф. С. Шенберг
Лист 8	Проектировал инж. В. Черноградский	инж. Е. Салтыков

К Ч И Т А Т Е Л Я М

Институт Вод. Хоз., предполагая переиздать настоящую книгу в расширенном и дополненном виде, как пособие по проектировке водохранилищ вообще, просит всех читателей присылать свои соображения о желательных дополнениях, указания о замеченных опечатках, а также отзывы о книге по адресу: Киев. ул. 25 Октября, № 6.

M. W.

DER ENFWURF

FÜR WASSERVERSORGUNG UND

ABWASSERUNG

DES STADTGEBIETS

WISSENSCHAFTLICHES FORSCHUNGSINSTITUT
DER WASSERWIRTSCHAFT DER UKRAINE

DIPL. ING. W. TSCHERNOGRADSKY

DER ENTWURF
FÜR WASSERVERSORGUNGSBEHÄLTER
DES HÜTTENWERKES
MAKEJEWKA IM DONBASS

НАРКОМПРОС УССР
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА УКРАИНЫ

Инж. В. Я. ЧЕРНОГРАДСКИЙ

627.83

у *MM*
ч-49

ПРОЕКТ ВОДОХРАНИЛИЩА

НА Р. КРЫНКЕ ДЛЯ ВОДОСНАБЖЕНИЯ
МАКЕЕВСКОГО ЗАВОДА
ТРЕСТА „СТАЛЬ“ В ДОНБАССЕ

ТЕКСТ

введено
1966 г.

6878
де (організації)
з Кв

ста

✓



Библиографическое описание
этого издания помещено в
„Лит. Укр. Друку“ Карточном
реперт. и др. указателях Укр.
Кн. Палаты



9999

Пятая типография УПП-ДВОУ, Киев, ул. Воровского, 42.

Киев. Горлит № 531.

Зак. № 3586.

Тираж 1600—18³ ч. д.

По поручению Электроотдела ВСНХ Украины, Научно-исследовательский институт водного хозяйства Украины произвел в 1927 г. топографические, гидрологические и гидрогеологические исследования р. Кринки в Сталинском округе Донбасса, в районе с. Зуевки, с целью составления проекта водохранилища для проектируемой Зуевской центральной электростанции, а в 1928 г. дополнил их и использовал для составления проекта технического водоснабжения из того же водохранилища на р. Кринке соседнего Макеевского металлургического завода, отстоящего на 22 км от реки, и по поручению треста Югосталь составил проект водоснабжения этого крупного металлургического завода; этот проект выполняется в настоящее время, хотя лишь частично.

Как самые изыскания, так и проект водохранилища были выполнены сотрудниками Института водного хозяйства, причем руководство составлением проекта взял на себя технический совет института в лице директора института, профессора Е. В. Оппокова и членов совета: проф. Н. И. Максимовича и проф. С. П. Шенберга, при участии консультантов проф. А. П. Артемьевского и проф. А. В. Жарского.

В составлении проекта принимали участие инженеры: В. Я. Черноградский, Е. В. Салтыков, М. М. Дидковский, А. В. Огиевский (в гидрологической части), частично В. С. Свида, С. Мелешко и А. И. Берникер, в геологической части принимала участие В. Г. Ткачук (анализы грунта и обработка профилей).

Инж. В. Я. Черноградскому принадлежит: гидрологическое обоснование проекта, водохозяйственные расчеты, глава—„Методика геологических исследований“, гидравлические расчеты, проект земляной плотины, проект подъемных механизмов к щитам Стонея и проект массивной части устоев.

Инж. Е. В. Салтыков проектировал эскизный вариант плотины сист. Дахвер, все железобетонные конструкции и произвел вычисление кривой подпора. Инж. М. М. Дидковский сделал сравнение четырех вариантов щитового водоспуска, составил проект быка и смету работ и частично производил гидравлические расчеты. Инж. В. С. Свида и инж. С. Мелешко составили проект щитов Стонея, инж. А. И. Берникер принимал участие в проектировке устоев.

Проект перед его изданием подвергнут был пересмотру и значительному дополнению в смысле более подробного обоснования. Эту работу выполнил научный сотрудник инж. В. Я. Черноградский, которому в подсчетах помогал инж. В. С. Козлов.

Таким образом данный проект является коллективным трудом группы лиц, начиная с технического совета Института В. Х. Украины и кончая двумя последними лицами. Главное участие однако как в составлении проекта, так и в подготовке и дополнении проекта для печати принимал по поручению института В. Я. Черноградский.

При начавшемся крупном гидротехническом строительстве институт считает полезным опубликовать данный проект, как материал для составления и разработки других подобных же проектов и как пособие при проектировании в наших гидротехнических ВТУЗ'ах.

Директор Института ВХУ акад. *Е. В. Опкоков.*

Предисловие	V
Введение	1

ЧАСТЬ ПЕРВАЯ

ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТА И ВЫБОР ВАРИАНТА

I. Гидрология и водохозяйственные расчеты	
1. Гидрологический очерк р. Крынки	7
2. Метеорологические условия бассейна р. Крынки	9
3. Измерение расходов р. Крынки	11
4. Определение многолетнего стока р. Крынки	14
5. Водохозяйственные расчеты	20
6. Определение объема водохранилища при многолетнем регулировании стока	29
7. Определение максимального расчетного расхода	32
8. Построение кривой расхода	40
9. Построение кривой подпора	42
II. Геологические исследования	
1. Методика геологических исследований	48
2. Геологическое обоснование проекта водохранилища на р. Крынке	58
III. Эскизный расчет щитового водоспуска, гидравлический расчет и выбор варианта	
1. Расчет водопропускного отверстия	64
2. Ориентировочное определение длины креплений	66
3. Гидравлический расчет нижнего бьефа	69
4. Эскизный расчет проезжего железобетонного моста	94
5. Эскизный расчет щитов Стоней	95
6. Эскизный расчет мостика управления	97
7. Сравнение вариантов	98
8. Детализация гидравлических расчетов по принятому варианту	104
9. Зубчатый порог Ребока	107
IV. Эскизный проект водоспуска системы Дахвер	
1. Описание сооружения	110
2. Расчет отверстия	112
3. Расчет основных элементов	115
4. Гидростатический расчет Дахвер	124
5. Гидравлический расчет регулятора	129
6. Расчет пятовых шарниров	132
7. Крепления нижнего бьефа	134
8. Проверка сечения верхнего клапана на случай ремонта	135
9. Описание некоторых деталей	138
10. Ориентировочный подсчет стоимости	139

ЧАСТЬ ВТОРАЯ

РАСЧЕТ ДЕТАЛЕЙ ПО ВЫБРАННОМУ ВАРИАНТУ

I. Земляная плотина	
1. Общее описание	141
2. Расчет земляной плотины	142
II. Щиты, противовесы и подъемные механизмы	
1. Щиты Стонея	147
2. Противовесы	164
3. Расчет опорной балки и катков	164
4. Механизм для подъема щитов	168
III. Железобетонные мосты	
1. Мост управления	177
2. Проезжий мост	197
IV. Быки и устон	
1. Быки	210
2. Устон водоспуска	220
3. Откосные крылья верхнего бьефа	239

ВВЕДЕНИЕ.

По заданию правления треста „Югосталь“ Научно-исследовательскому институту водного хозяйства Украины весной 1928 года было поручено составить проект водоснабжения Макеевского комбината водою р. Крынки и произвести соответствующие изыскания.

По заданию проект водоснабжения необходимо было согласовать с планом развития комбината по 5-ти по 10-летнему промышленному плану.

Суточная потребность в воде для промышленных целей определяется по 5-летнему плану 1850 *куб. м*, что составляет в секунду 0,51 *куб. м*, а по 10-летнему плану 3058 *куб. м* в сутки, т. е. 0,85 *куб. м* в секунду. Потребление комбинатом воды значительно превышает средние меженные расходы р. Крынки (0,25 *куб. м* сек.) в летнее время, и поэтому обеспечить бесперебойную подачу воды на комбинат можно лишь путем устройства мощного водохранилища, сберегающего воды весенних паводков и ливневые воды.

Для устройства водохранилища был намечен участок р. Крынки в районе жел.-дор. станции Харцызск, ниже села Зуевки.

Летом 1928 года были произведены подробные изыскания по р. Крынке, начиная от 5 километра ниже Зуевки (так называемая „Тесаная скала“) до 9 километра.

Были произведены геодезические, геологические обследования и гидрометрические измерения. Геодезических съемок по р. Крынке и по линиям водопровода было сделано по магистрали на протяжении 41,72 *км*. Нивелировки продольной двойной 41,72 *км*, поперечной — 181,83 *км*. Установлено 24 репера. Измерений расходов р. Крынки батометром и поплавками было сделано 12. Буровых скважин всего было сделано 183 на общую глубину 959,7 *м*. Средняя глубина скважины 5,24 *м*, наибольшая 11,15 *м*. Образцы грунтов, полученных бурением, были доставлены в гидрологическую лабораторию Научно-исследовательского института водного хозяйства, где был произведен механический анализ их по методам Сабанина и Робинсона и фильтрационный — по методу Терцаги.

Участок р. Крынки 10½ *км* выше „Тесаной скалы“ был обследован и инструментально заснят Институтом по поручению Главэлектро ВСНХ Украины в 1927 г., после чего, в 1928 г. был составлен проект водохранилища для районной электростанции. Плотина по этому проекту была предпо-

жена в 6 км ниже села Зуевки. Материалы этих изысканий также использованы для настоящего проекта.

Изысканиями 1928 г. место для устройства плотины было намечено и обследовано по трем вариантам: первый вариант *A* — в 2 км ниже „Тесаной скалы“, второй вариант *B* — в 2½ км и третий вариант *C* — в 4 км ниже той же скалы.

В геологическом отношении все три варианта оказались удовлетворительными, но по третьему варианту объем водохранилища получается наибольший, благодаря чему на нем и остановились.

По оси варианта *A* запроектирована в русле реки временная глухая плотина высотой 3½ м и насосная станция, имеющая целью снабжать водой комбинат в течение 2-3 лет до окончания постройки водохранилища, большой насосной станции и плотины по оси варианта *C*.

Водохранилище и плотина по варианту *C*.

Плотина и водоспуск запроектированы таким образом, что отметка рабочего горизонта воды в водохранилище (отметка верха щита Стоinea) была равна 99,00 м. При этом подпоре объем воды водохранилища равен 10 900 000 куб. м и площадь зеркала воды 2 936 000 кв. м.

Расчетный наибольший расход принят 860 куб. м/сек. и утвержден Советом Института водного хозяйства.

В предыдущем, 1927-28 году Институтом было запроектировано водохранилище с плотиной у „Тесаной скалы“ с отметкой рабочего горизонта 100,00 м.

Однако эта отметка вызвала опасения в отношении проникновения воды по трещинам в породах в Зуевскую шахту № 1/5, выработки которой дошли до флексур. Поэтому в настоящем проекте было решено остановиться на отметке 99,00 м, тем более, что при катастрофических обстоятельствах (прорыв ледяных заторов выше водохранилища, порча подъемных механизмов) горизонт воды может подняться и выше отметки 100,00.

Водохозяйственные расчеты, произведенные для водохранилища по варианту *C*, показали, что водохранилище может обеспечить водой Макеевский комбинат в условиях 5-летнего плана, и не может — в условиях 10-летнего.

При определении водного баланса р. Крынки в нашем распоряжении имелись метеорологические наблюдения Каменской станции за 14 лет и наблюдения четырех водомерных постов возле с. Зуевки, поставленных Отделом водных изысканий Главэлектро ВСНХ Украины. По этим постам имелись наблюдения за 1927/28 год.

Далее, по методу инж. Д. И. Кочерина был вычислен месячный сток реки Крынки для среднего гидрологического и маловодного года. Сопоставляя цифры стока для среднего теоретического года с цифрами, полученными по данным наблюдений 27/28 г., видно, что сток 27/28 г. несколько менее теоретического.

Поэтому, в основу дальнейших водохозяйственных расчетов положены, во-первых, данные 1927/28 г., принятого за средний гидрологический год, и, во-вторых, — теоретического маловодного года, определенного по Кочерину.

Плотина водохранилища спроектирована земляная, шириной по верху 7,50 м. Уклон верхового откоса 1:3, низового 1:2. Ограда верхового откоса — двойная мостовая на глебе с садками в вертикальных клетках, низового откоса — одерновка. Отметка гребня плотины 100,70 м, т. е. на 1,70 выше рабочего горизонта водохранилища. Длина земляной плотины 630 м. Высота плотины в месте пересечения ее с руслом реки достигает почти до 15 м, на большей же части протекания плотины высота ее гребня составляет около 8 м над поверхностью грунта.

В виду наличия тощих глинистых и песчано-глинистых грунтов, являющихся хорошим материалом для устройства земляной плотины, последняя запроектирована без ядра.

Сооружение земляной плотины предполагается вести слоями высотой 0,25 м, с поливкой водой каждого слоя и укаткой дорожными катками. Прослойки песка под основанием плотины заставили принять меры для предупреждения фильтрации под основанием, и с этой целью запроектирована бетонная диафрагма, опущенная в грунт до коренных пород — песчаников (см. Атлас, лист 5). Если это потребуются обстоятельствами, бетонная диафрагма может быть заменена шпунтовым рядом из железобетонных, железных и в крайнем случае деревянных свай.

С низовой стороны плотины спроектирована упорно-фильтрационная призма, состоящая из каменной наброски высотой 3 м, слоя гравия и щебня — 0,30 м и крупного песка — 0,80 м. Вода, фильтрующаяся через тело плотины, свободно проходит через такой дренаж, но частицы тела плотины неминуемо задерживаются даже при значительных скоростях фильтрации.

Кроме того призма создает плотине упор, предохраняя ее от расползания у основания, и защищает плотину от подмыва высокими водами во время разлива.

Водоспуск. Перед детальной разработкой проекта водоспуска были эскизно проработаны и сравнены 5 вариантов: 4 варианта водоспуска со щитами Стоinea и один вариант системы Дахвер (Dachwehr): усовершенствованный Бертреп с деревянным водобоем сист. Пфлетчингер.

На листе 6 Атласа приведены схемы четырех вариантов щитового водоспуска с числом пролетов и щитов от пяти до двух. В настоящем проекте водоспуск запроектирован по середине плотины, вблизи русла реки. При рассмотрении аналогичного проекта водохранилища на р. Волчей техсовет Союзстроя на заседании 23/V 30 г. из представленных ему вариантов утвердил вариант с водоспуском и водоотводным каналом, расположенным возле берега поймы, считая такое решение хотя и более дорогим, но зато более безопасным. Ориентировочные подсчеты показали, что стоимость водоспуска увеличивается с увеличением числа пролетов, и

разница в стоимости 5- и 2-пролетного варианта составляет, примерно, 200 000 рублей.

Однако, при рассмотрении эскизов Совет Института водного хозяйства оценивал варианты не только с точки зрения их стоимости, но и в отношении их технической рациональности и удобства в эксплуатационном отношении. Увеличение числа пролетов, удорожая стоимость постройки, вместе с тем дает удобства при маневрировании щитами и, в случае порчи оборудования одного из пролетов, менее тяжело отзывается на понижении пропускной способности всего сооружения в целом.

Учитывая это, Совет утвердил третий, трехпролетный, вариант водоспуска со щитами размером в свету $10,0 \times 6,0$ м.

Стоимость трехпролетного варианта превышает стоимость двухпролетного на 70 000 рублей.

Что касается водоспуска Бертреп, весьма выгодного при высоте подпора от 3 до 7 м, то таковой при более значительном подпоре (11 м над водобойной плитой) оказался уже менее выгодным, чем щитовой водоспуск.

Стоимость водоспуска Дахвер (австрийская конструкция Бертреп), подсчитанная ориентировочно, превышает стоимость трехпролетного варианта щитового водоспуска на 35 тысяч рублей.

Щитовой водоспуск, по принятому третьему варианту, состоит из трех пролетов по 10 м, разделенных быками толщиной по 3 м. Таким образом расстояние между береговыми устоями равно 36 м. Высота порога водоспуска над водобойной плитой равна 5 м. Для опорожнения водохранилища ниже отметки гребня порога в быках предусмотрено два премывных отверстия диам. 0,95 м, закрываемых затворами типа Джонсона, или задвижками, маневрирование которыми предполагается производить механически, вручную. Затворы Джонсона помещены в особой шахте в теле быка.

Порог водоспуска спроектирован из бутовой кладки на цементном растворе и покрыт сталебетоном, т. е. смесью из цементного раствора с железными и стальными опилками и обрезками. В слой сталебетона вкладывается сетка из тонкой железной проволоки, которая связывается с основной массой бетона при помощи завершенных стержней.

Состав сталебетона предложен следующий: цементу 4 части, песку 4 части, обрезков и опилок 1 часть. Слой сталебетона взят 0,04 м.

Сталебетон весьма прочен и выдерживает большие скорости воды.

Очертание профиля порога водоспуска построено по Криджеру (Craeger) с округлением верховой части порога по дуге окружности. Водобойная плита спроектирована из бетона с отделкой поверхности ее сталебетоном. Длина водобойной плиты согласно гидравлического расчета взята 15 м. При производстве гидравлических расчетов применены методы, предложенные Хиндсом (определение оси прыжка в руслах переменной ширины) и Мацманом (определение длины водоворотов). См. эскизный расчет щитового водоспуска, гл. III.

Водобой закончен зубчатым порогом Ребока. Многочисленные лабора-

торные исследования и наблюдения над работой выстроенных сооружений показали высокое качество порога Ребока, как конструкции, быстро поглощающей энергию водного потока, и, благодаря благоприятному распределению вихрей, предохраняющей нижний бьеф от размывов. Сам Ребок считает возможным при применении его порога совсем отказаться от устройства рисбермы.

В данном проекте, однако, сочли более осторожным спроектировать рисберму из габионной кладки с тем, чтобы в вышних сечениях рисбермы скорости воды не превышали 1,90 м в секунду, что допустимо для гравия. Габионная кладка может быть замечена более дорогой, но зато и более долговечным креплением из гибких железобетонных тубяков.

Далее в проекте детально разработаны конструкции быка, железобетонного проезжего мостика, щитов Стоinea, противовеса к щитам Стоinea, служебного мостика управления щитами Стоinea, устоев и эскизно — подъемных механизмов к щитам Стоinea.

Опорная балка щита Стоinea рассчитана как упругое тело, с целью определения нагрузок и размеров катков.

Обычный метод расчета опорной балки катковой рамы, при котором предполагается, что катки несут равномерную нагрузку, приводит к преуменьшенным размерам катков. Расчетом, произведенным по обычному методу, при 9 катках, размеры их определены следующие: длина 200 мм и диаметр 180 мм. Расчетом же опорной балки, как упругого тела, по методу фокуссов, при том же числе катков и длине их, диаметр катка определен в 250 мм. Подъем щитов Стоinea может производиться во-первых, при помощи электромоторов, расположенных на двух башнях управления, и во-вторых, вручную. Один из моторов предположено соединить при помощи реле с поплавком, замыкающим электрическую цепь при подъеме воды выше нормального уровня. Такое устройство дает возможность автоматически пропускать воду при неожиданном паводке.

Устой водоспуска состоит из основной части в пределах порога водоспуска и откосных крыльев в верхнем и нижнем бьефах. Откосные крылья оказалось выгодным сделать из железобетона в виде ребристых плит с контрфорсами толщ. 0,40 м через 2,50 м. Основная часть устоя спроектирована массивной, из бутовой кладки.¹

Основание устоя и быка дано в виде армированного бетонного ростверка по железобетонным сваям квадратного сечения 0,30 × 0,30 м.

Применение железобетонных свай в данном проекте целесообразно благодаря тому, что эти сваи упираются в прочный, скалистый грунт. Основание из свай, забитых в мягкий грунт и работающих на трение, не может быть рекомендовано для подпорных сооружений в виду того, что фильтрационные струи при своем движении вдоль поверхности свай могут понизить несущую способность последних. В данном случае, в отношении свай,

¹ Техсовет Союзстроя ВСНХ в заседании 23/V 30 г. высказался против применения железобетона для откосных крыльев верхнего бьефа и предложил их выполнять массивными, т. е. из бута или из бетона.

опирающихся в песчаник, этого опасаться не приходится. Вопрос о конструкции основания под порогом водоспуска подлежит разрешению после более детальных исследований грунта.

Стоимость всех работ по устройству водохранилища определяется ориентировочно около 1 900 000 рублей.

Производство работ по постройке водохранилища предполагается закончить в течение двух строительных сезонов.

ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТА И ВЫБОР ВАРИАНТА

I. ГИДРОЛОГИЯ И ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫЕ РАСЧЕТЫ.

1. ГИДРОЛОГИЧЕСКИЙ ОЧЕРК РЕКИ КРЫНКИ.

Река Крынка была обследована Научно-исследовательским институтом водного хозяйства Украины в 1927 году по заданию Главэлектро ВСНХ с целью устройства водохранилища для районной электростанции у с. Зуевки.

В 1929 г. по заданию треста „Югосталь“ составлен проект водоснабжения Макеевского комбината водой р. Крынки, для чего предположено устройство водохранилища и плотины немного ниже с. Зуевки, выше хутора Дубового.

Из трех вариантов места расположения плотины наиболее удален от с. Зуевки вариант С, который отстоит от оси плотины по проекту 1928 г. всего лишь на 4 км (Атлас, лист 1).

На этом протяжении р. Крынка не принимает в себя никаких притоков, и поэтому большая часть гидрологических материалов 1927 г. использована для данного проекта.

Река Крынка берет свое начало в Артемовском округе, недалеко от ст. Дебальцево. До места слияния с притоком Садки она носит название р. Булавин, а далее течет уже под именем Крынки (черт. 1). Большой частью р. Крынка течет в Сталинском округе. В трех верстах от с. Александровки она впадает в р. Миус. Последняя впадает в Азовское море. Длина р. Крынки от истока до с. Зуевки (где предполагается устройство плотины) равна 80 км.

Площадь бассейна р. Крынки у с. Зуевки определена графически (с помощью трехугольников) и механически (с помощью планиметра Коради) по трехверстной и одноверстной карте.

При этом площадь бассейна, определенная по трехверстной карте:

$$\begin{aligned} \text{графически} &= 992,5 \text{ вер.}^2 = 1129,6 \text{ км}^2 \\ \text{механически} &= 994,7 \text{ вер.}^2 = 1132,0 \text{ км}^2 \end{aligned}$$

По одноверстной карте:

$$\begin{aligned} \text{графически} &= 1027,6 \text{ вер.}^2 = 1168,0 \text{ км}^2 \\ \text{механически} &= 1017,3 \text{ вер.}^2 = 1157,0 \text{ км}^2 \end{aligned}$$

Наиболее правильным считаем определение площади бассейна механическим способом по одноверстной карте, и потому принимаем площадь р. Крынки у с. Зуевки = 1017,3 *вер.*² = 1157,0 *км.*².

Уклон бассейна и высота над уровнем моря. Рельеф бассейна р. Крынки представляет собой характерное для Донбасса чередование открытой степной поверхности с волнистой поверхностью. Река Крынка лежит в глубокой и узкой долине, напоминающей собою каньон. Ширина поймы реки небольшая и редко где достигает 1 *км.* Притоки, за исключением реки Ольховой, лежат в глубоких балках, из которых многие являются сухими. Уклон бассейна на площади от истока до с. Зуевки можно охарактеризовать таким коэффициентом:

$$i = \frac{H - h}{\sqrt{F}},$$

где H — наивысшая отметка водораздела у истока = 159,2 саж. = 339,0 *м.*

h — наинизшая отметка водораздела у с. Зуевки = 72,91 саж. = 155,0 *м.*

F — площадь бассейна = 1 157 *км.*, тогда $i = \frac{339 - 155}{1\,157\,000\,000} = 0,00561$.

Растительный покров и почвенно-геологические условия. Растительный покров для данного бассейна, как и вообще для большей части Донбасса, весьма беден. Отсутствие лесов, а также обрабатываемых полей, объясняется, главным образом, плохими почвенными условиями. Везде встречается выходящий на поверхность сланец. Только в поймах и на склонах долин и балок можно встретить кое-где рощи и кустарники.

В виду близости залегания каменистых сланцевых пород, а также вследствие выхода их на поверхность, почва мало проницаема для воды. Поэтому надо ожидать, что коэффициент стока должен быть несколько выше, чем у других бассейнов, при прочих равных условиях.

Пруды и болотистость. Число прудов выше с. Зуевки, расположенных на р. Крынке и ее притоках, невелико, около 10; при этом все они с малым подъемом воды и с небольшой площадью зеркала. Болотистость бассейна также невелика в виду относительно больших уклонов реки и малой поймы. Только в некоторых частях реки и ее притоков заболочены прибрежные полосы небольшой ширины.

Конфигурация бассейна всецело зависит от длины водораздельной линии. Чем короче водораздельная линия, тем более площадь бассейна приближается к площади круга, и, следовательно, тем лучше условия для стока. Gravelius в своей книге „Flusskunde“ предлагает критерий для характеристики бассейна с этой стороны, выражающий отношение длины водораздельной линии данного бассейна к длине окружности круга, площадь которого равновелика данной площади бассейна. Этот критерий выражается так наз. коэффициентом удлинения по формуле:

$$l = \frac{S}{2\sqrt{\pi F}},$$

где S — длина водораздельной линии бассейна — 147,5 вер. = 157,8 км,
 F — площадь бассейна = 1157 км²

$$l = \frac{157,8}{2\sqrt{3,14 \cdot 1157}} = 1,31.$$

Характеристика соотношений между рекой и ее бассейном. На величину стока оказывают влияние следующие факторы, характеризующие соотношение между рекой и ее бассейном: центральность русла, густота речной сети и извилистость реки.

Центральность русла можно охарактеризовать отношением правой части бассейна к левой.

Для р. Крынки у с. Зуевки это отношение равно

$$C = \frac{F_{np}}{F_{лев}} = \frac{484}{673} = 0,72.$$

Чем больше густота речной сети, тем лучше условия стока. Критерием для характеристики бассейна служит отношение длины всех потоков бассейна к ее площади, т. е.

$$G = \frac{Z}{F} = \frac{328}{1157} = 0,283.$$

Т. е. 0,283 км длины приходится на 1 кв. км бассейна.

Критерием извилистости является модуль извилистости, т. е. отношение длины реки между двумя пунктами к прямой, соединяющей эти два пункта.

Для р. Крынки между ее истоком и с. Зуевкой модуль извилистости равен:

$$M = \frac{Z_{река}}{Z_{прям.}} = \frac{79,76}{36,91} = 2,16.$$

Таким образом бассейн р. Крынки характеризуется следующими величинами: площадь бассейна = 1157 км²; уклон бассейна = 0,00561; коэффициент удлинения = 1,31; густота речной сети = 0,283; модуль извилистости = 2,16.

Вследствие отсутствия растительного покрова, малопроницаемой для воды почвенно-геологической структуры, при значительной холмистости и волнистости бассейна, надо ожидать своеобразных условий для стока, а именно: 1) период таяния снегов и стока снеговой воды должен быть кратковременным; 2) весной и при ливнях коэффициент стока должен достигать значительной величины; 3) потери на испарение относительно больше потерь на просачивание.

2. МЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ БАСЕЙНА р. КРЫНКИ.

В климатическом отношении бассейн р. Крынки у с. Зуевки, как и для большей части Донбасса, отличается некоторой сухостью, большими ветрами, относительно высокой летней температурой, небольшим слоем твердых зимних осадков и большими ливнями. Несмотря на своеобразие

климатических условий Донбасса, сеть метеорологических станций весьма редка, а существующие станции имеют наблюдения только за короткий период времени, и при том с частыми пропусками. Только последние годы, начиная с 1925 г., сеть станций и дождемеров значительно расширилась.

Метеорологические данные для бассейна р. Кринки были получены от Донецкого отделения Укрмета и от главной Геофизической обсерватории. В виду отсутствия станций, имеющих длительные наблюдения для бассейна реки Кринки, приходилось брать данные тех станций, которые расположены вне бассейна, но вблизи его.

Рассмотрим теперь метеорологические данные по отдельным элементам.

Осадки. а) Наиболее длительные данные мы получили для Макеевки за период времени с 1910 года по 1916 год.

Данные были получены еще по другим станциям:

б) ст. Никитовка (ежедневные) за VII и VIII мес. — 1927 г.

в) „ Енакиево „ „ VIII „ — 1927 г.

г) „ Ханженково „ „ VII и VIII „ — 1927 г.

д) „ Чистяково „ „ VII и VIII „ — 1927 г.

Данные Макеевской станции приведены в табл. 1.

ТАБЛИЦА 1.

Осадки в мм по данным Макеевской метеорологической станции.

Годы	Январь	Февраль	Март	Апрель	Май	Июнь	Июль	Август	Сентябрь	Октябрь	Ноябрь	Декабрь	За год
1910	33,0	22,1	13,9	46,2	37,5	47,8	73,8	51,8	20,1	39,1	42,1	8,8	436,2
1911	14,8	34,0	22,8	30,6	25,2	42,9	28,6	42,3	26,8	24,9	20,6	31,9	345,4
1912	34,7	51,3	23,8	47,0	37,3	101,9	81,0	35,9	54,7	61,7	29,8	41,2	609,3
1913	44,3	6,7	20,8	16,3	40,0	55,1	52,6	58,6	51,8	6,3	32,3	56,3	441,1
1914	35,1	7,3	93,6	25,1	30,8	14,9	64,6	13,5	67,6	41,3	56,6	34,9	485,3
1915	104,8	9,5	50,3	6,1	70,5	30,8	39,4	45,9	28,3	34,6	53,3	42,7	516,2
1916	30,2	19,4	18,8	104,5	88,8	33,5	75,4	116,4	34,4	34,1	23,3	85,0	663,8
1917	18,0	43,1	—	29,9	—	75,1	138,7	82,3	24,5	37,6	41,0	47,6	—
Сред.	42,4	21,5	34,9	93,4	47,1	47,9	59,3	52,4	40,5	34,5	36,8	42,9	499,6
Max.	104,8	51,3	93,6	104,5	88,8	101,9	138,7	116,4	67,6	61,7	56,6	85,0	—
Min.	14,8	6,7	13,9	6,1	25,2	14,9	28,6	13,5	20,1	6,3	20,6	8,8	—

Средняя годовая высота осадков за 7 лет около 500 мм; максимальная за 1916 г. — 663,8 мм; минимальная за 1911 г. — 345,4, максимальная месячная (VII 1917 г.) — 138,7 мм, минимальная (IV 1915 г.) — 6,1 мм.

Испарение. Ближайшей к бассейну Кринки метеорологической станцией, где производились наблюдения над испарением, является Каменская станция, расположенная в 70 вер. к северу от начала бассейна р. Кринки.

Данные этой станции, на основании наблюдений по эвапорометру Вильда, приведены в табл. 2.

ТАБЛИЦА 2.

Испарение (в мм по испарителю Вильда) по данным Каменской станции.

Годы	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	За год
1894	5,7	19,2	21,0	123,5	142,7	85,0	135,5	148,3	80,0	55,4	19,5	11,1	846,9
1895	24,3	15,3	23,4	102,5	116,1	101,9	163,0	186,4	115,5	75,7	17,0	6,6	948,0
1896	4,2	12,0	11,5	40,1	119,7	142,4	130,3	159,5	137,6	107,0	30,7	8,5	903,5
1897	8,4	12,0	24,3	127,7	152,2	143,2	201,8	212,8	198,8	80,8	19,5	6,0	1098,5
1898	5,8	12,4	17,0	74,9	168,6	82,4	134,1	165,1	89,4	43,0	26,1	15,4	894,7
1899	15,2	7,5	23,0	117,6	150,9	—	170,9	141,8	97,0	68,8	28,8	8,2	—
1900	7,8	10,6	24,3	98,4	143,3	85,2	131,6	250,6	110,2	71,9	26,4	12,0	971,9
1901	9,0	18,1	37,6	103,1	163,1	254,0	227,8	249,8	118,0	138,2	48,2	11,2	1378,1
1902	15,8	25,9	25,9	105,9	156,1	121,6	145,4	193,4	104,3	40,6	28,7	6,2	939,8
1903	11,1	17,6	47,3	157,8	150,7	157,4	145,9	155,3	114,0	59,4	18,9	6,3	1046,7
1904	5,2	15,0	31,6	107,5	112,2	109,0	129,8	151,6	149,6	75,8	18,7	12,3	918,3
1905	7,9	10,9	28,2	69,0	146,4	154,5	—	72,3	57,0	42,0	—	14,3	—
1906	8,4	7,8	63,8	60,0	198,4	118,0	116,1	99,6	129,7	101,1	19,6	16,3	938,8
1907	8,4	7,8	18,3	47,4	143,6	127,0	110,8	115,7	13,27	73,3	27,5	7,9	820,4
Сред.	9,8	13,7	28,4	95,4	147,4	129,4	149,5	162,4	110,3	73,8	25,4	10,2	955,7
Max.	24,3	25,9	63,8	157,8	198,4	254,0	227,8	250,6	149,6	138,2	48,2	16,3	—
Min.	4,2	7,5	11,5	40,1	112,2	85,0	110,8	99,6	57,9	42,0	17,3	6,0	—

Наблюдения Каменской станции по испарению захватывают период 14 лет, причем в этот период попадают наиболее сухие годы.

Среднее годовое испарение равно	955,7 мм	
Максимальное годовое испарение равно . . .	1 378,1 мм	(1907 г.)
Минимальное годовое испарение равно . . .	820,4 мм	(1907 г.)
Наибольшее месячное испарение равно . .	254,0 мм	(VI 1902 г.)
Наименьшее " " "	4,2 мм	(I 1896 г.)

3. ИЗМЕРЕНИЕ РАСХОДОВ р. КРЫНКИ.

Описание водомерных постов. Для наблюдения за горизонтами воды в реке Крынке в 1927 году было установлено четыре поста. Вследствие того, что река Крынка у с. Зуевки имеет большой приток — р. Ольховую, необходимо было выяснить колебание горизонтов и расходов р. Крынки до впадения в нее р. Ольховой, ниже впадения и на самой р. Ольховой.

Пост № 1 речного типа расположен на реке Крынке в 2½ км ниже впадения притока р. Ольховой. Приблизительная ширина реки здесь — 30 м (черт. 1).

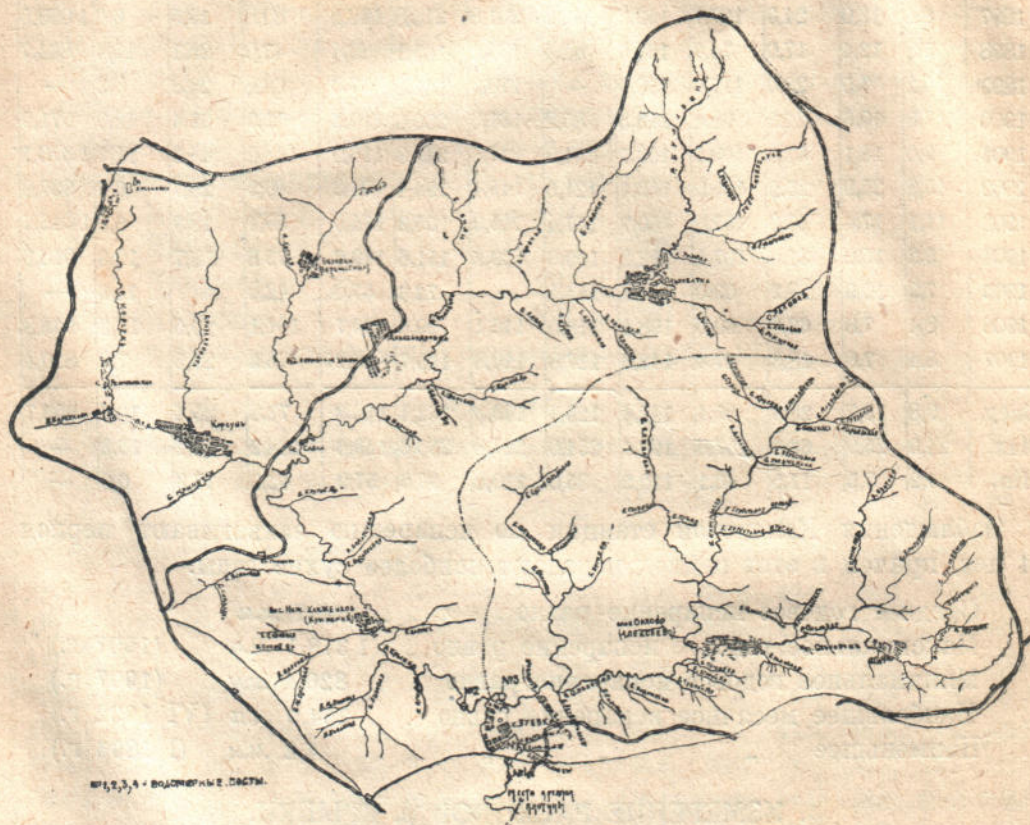
Пост № 2 расположен на р. Крынке выше впадения р. Ольховой у так называемой „Зуевой горы“.

Пост № 3 свайного типа расположен на речке Ольховой (Ольховатка). Приблизительная ширина реки при низком горизонте — 12 м.

Пост № 4 речного типа расположен на реке Крынке ниже впадения реки Ольховой, около $3\frac{1}{2}$ км ниже поста № 1. Приблизительная ширина реки здесь — 8 м.

КАРТА БАССЕЙНА

Р. КРЫНКИ ВЫШЕ С. ЗУЕВНИ



Черт. 1.

Расходы р. Крынки. Расходы на водомерных постах р. Крынки определялись при помощи вертушек и поплавков. Промежутки между определениями расходов брались не более 5 дней. В прилагаемом графике (черт. 2) приведены расходы для поста № 4 с 1 октября 27 г. по 1 октября 28 г.

За период времени с 23/VII 1927 г. по 26/IX 1927 г. для этого поста было определено 48 расходов. Наименьший измеренный расход получился 2/IX и был равен $0,236 \text{ м}^3/\text{сек.}$; наибольший — 13/VIII — $5,50 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Затем эти посты были переданы Отделу водных изысканий Главэлектротро ВСНХ, который продолжает производство гидрометрических наблюдений до настоящего времени.

В таблице 3 приведены средне-месячные расходы р. Крынки у с. Зуевки, вычисленные Главэлектро ВСНХ за период времени с октября 1927 г. по ноябрь 1928 года.

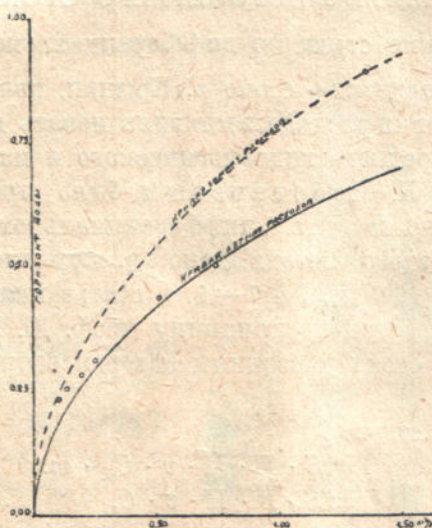
ТАБЛИЦА 3.

Расходы р. Крынки за 1927/28 г.

1927 год				1928 год								
Месяцы	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
Средний мес. горизонт .	0,54	0,51	0,88	0,88	1,54	1,87	1,31	0,46	0,50	0,32	0,25	0,25
Расход м ³ /сек. .	1,08	0,96	1,28	1,28	3,20	12,00	6,20	0,76	0,92	0,32	0,18	0,18

Летом 1928 г. Институт водного хозяйства Украины, с целью проверки данных Главэлектро, произвел 17/VII — 14/VIII девять измерений расходов

КРИВАЯ РАСХОДОВ
р. КРЫНКИ НА СТВОРЕ ПОСТА №4
ЗА ВРЕМЯ С 1/2-27г. ПО 1/2-1928г.



Черт. 2.

р. Крынки в створе у дороги из хут. Дубового на ст. Харцызск, ниже поста № 4.

Измерения производились при помощи батометра-тахиметра и при помощи поплавков.

Полученные данные приведены в таблице 4.

ТАБЛИЦА 4.

Измерение расходов р. Крынки возле хут. Дубового у ст. Харьызск.

Дата	Расход м ³ /сек.	Отметки уровня воды	Средняя скорость в м/сек.	Площадь живого сече- ния м ²	Глубина м	Чем производилось измерение расхода
14/VII	0,454	89,47	0,366	1,24	0,26	Батометром
14/VII	0,231	89,47	0,134	1,72	0,25	Поплавками
17/VII	0,495	89,54	0,305	1,62	0,33	Батометром
17/VII	0,268	89,54	0,118	2,27	0,30	Поплавками
18/VII	0,377	89,51	0,294	1,28	0,28	Батометром
18/VII	0,123	89,51	0,063	1,95	0,28	Поплавками
19/VII	0,104	89,50	0,059	1,75	0,26	Поплавками
19/VII	0,226	89,50	0,133	1,70	0,28	Батометром
20/VII	0,117	89,48	0,120	0,97	0,27	Батометром
27/VII	0,135	89,48	0,135	1,00	0,25	Батометром

Из таблицы видно, что измеренные расходы за июль месяц колеблются в пределах 0,104—0,495 м³/сек., что соответствует среднему расходу за тот же месяц, вычисленному Электроотделом, 0,32 м³/сек.

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ МНОГОЛЕТНЕГО СТОКА Р. КРЫНКИ

Определение стока по дифференциальному методу.

Недостаточность данных о стоке р. Крынки, полученных путем непосредственного измерения расхода, заставила искать косвенных методов для определения стока среднего гидрологического и маловодного года.

В 1927 году инж. Н. Чеботаревым было произведено определение многолетнего стока по так наз. „дифференциальному методу“.

Описание основ этого метода дано в журнале „Вісті Харківського С.-Г. Інституту“ за 1926 г., № 7—8, в статье инж. Н. Чеботарева— „Дифференциальный метод по принципу проф. Ю. В. Ланге“.

Для определения стока указанным автором были приняты следующие формулы:

Для весенних расходов:

$$Q = S \cdot F \cdot H \cdot v \cdot C_m \cdot t.$$

Для остальных: $Q = S \cdot F \cdot H \cdot v \cdot C,$

где S коэффициенты, характеризующие сток для левой части бассейна Днепра между Киевом и Днепропетровском.

Эти коэффициенты инж. Чеботаревым исчислены для каждого месяца за весь период лет с 1867 до 1922 г. (46 лет).

S —площадь бассейна р. Крынки у Зуевки принята равной 1157 кв. км; H —средняя годовая высота осадков принята 379 мм, v —испарение, вычисленное проф. Е. Оппоковым для бассейна Днепра выше Киева:

$$v = 0,17H + 327,85 = 392 \text{ мм.}$$

C_m — коэффициент, характеризующий рельеф, определен для бассейна Днепра у Лоцманской Каменки по формуле Ишковского:

$$C_m = \frac{Q_{\text{днепр}}}{0,03171 HF} = \frac{1602,15}{0,0317 \cdot 0,535 \cdot 466580} = 0,20,$$

m — коэффициент, характеризующий величину площади бассейна и равный для р. Крынки у с. Зуевки 4,65.

Подставляя найденные числовые значения, инж. Чеботарев получил для всех расходов, кроме весенних:

$$Q = S \cdot 1157 \cdot 379 \cdot 392,2 \cdot 0,20 = 34370000 S,$$

а для весенних:

$$Q_b = 34370000 \cdot 4,65 S = 159800000 S.$$

Умножая на коэффициент для каждого месяца за период лет с 1877 по 1922 г., указанный автор получил соответствующие расходы. Хотя р. Крынка и не входит в бассейн р. Днепра, все же инж. Чеботарев, в виду соседства бассейнов, счел возможным применить вычисленные таким образом коэффициенты.

Определенный таким способом средний многолетний расход равен $3,14 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Минимальный месячный падает на сентябрь 1882 г. и равен $0,172 \text{ м}^3/\text{сек.}$ а максимальный месячный — на март 1882 г. и равен $43,43 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Расходы для наиболее засушливого 1882/83 г., вычисленные по такому методу, приведены в таблице 5.

ТАБЛИЦА 5.

Г о д	1 8 8 2			1 8 8 3								
	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
Расходы	0,18	0,19	0,21	0,27	0,91	22,35	1,95	1,43	0,62	0,35	0,22	0,17

Определение стока по методу Д. И. Кочерина.

В нашем распоряжении имеются с одной стороны данные Главэлектро ВСНХ о средних месячных расходах и стоке р. Крынки с 1/X 1927 по 30/IX 1928 г., а с другой стороны — сток р. Крынки, высчитанный инж. Чеботаревым для засушливых годов 1882 — 1883 по дифференциальному методу.

Данные фактических измерений за 1927/28 г., как относящиеся к году, по своим характеристикам более засушливому, чем обычные (см. табл. 3), можно принять за характерные для среднего маловодного года.

Теоретические данные инж. Чеботарева вызывают сомнения относительно величины весеннего стока; полученный им теоретический расход для марта в $22,35 \text{ м}^3/\text{сек.}$ в условиях рассматриваемого района представляется несколько преувеличенным.

За отсутствием достаточно подробных действительных данных о стоке р. Крынки, в связи с сомнительностью теоретических расчетов по дифференциальному методу, характеристики стока вычислены инж. А. Огиевским путем использования данных Кочерина, приведенных в его исследовании: „Средний многолетний, годовой и месячный сток в Европейской части Союза“¹.

Следует оговориться, что в указанном труде инж. Д. И. Кочерина интересующий нас район освещен мало: ближайшие области, реки которых фигурируют у инж. Кочерина, расположены значительно западнее района р. Крынки (р. Днепр, р. Ю. Буг), или значительно южнее (р. Салгир); район последней реки, как и сама река, столь отличается от условий интересующего нас района, что никакой аналогии в этом отношении искать не приходится.

Поэтому, в нижеприводимой детализации подсчетов по месяцам, пришлось экстраполировать данные Кочерина, что, конечно, делает их еще более схематичными, чем это следует из сущности исследования Кочерина. Указанная экстраполяция была произведена исходя, главным образом, из характеристик Ю. Буга, каковые соответственно уменьшались для средне-месячных характеристик на 30—60%, в среднем на 45—50%, с тем чтобы средняя годовая величина, вычисленная по месячным характеристикам, была бы не больше средней характеристики, полученной для соответствующей годовой величины. При этом принято в расчет указание Кочерина на то, что рекам южной полосы, при небольших бассейнах, свойственны более значительные колебания в распределении стока по месяцам, чем рекам с большими бассейнами.

Можно считать, что полученные таким образом цифры ближе к преуменьшению искомого фактического стока, и, при всей своей схематичности, при отсутствии иных данных, все же могут служить исходными пунктами для дальнейших выводов, нужных для расчета.

Теоретические величины среднего стока по Кочерину вычислены как для годовых, так и для средне-месячных характеристик.

Среднюю многолетнюю норму годового стока (модуль стока) M_0 берем из картограммы Кочерина; она определится в 1,50 л/сек. с 1 кв. км площади бассейна, так как рассматриваемый район р. Крынки лежит примерно посередине между изолиниями в 1,00 и 2,00 л/сек. с 1 кв. км.

Чтобы перейти от модуля стока M_0 к средне-годовому секунднему расходу Q_0 в куб. м (среднему за длительный период лет) со всей расчетной площади бассейна, т. е. с 1157 кв. км, нужно литры перевести в куб. метры и помножить затем результат на площадь бассейна в кв. км; таким образом, имеем:

$$Q_0 = \frac{M_0 F}{1000} \text{ м}^3/\text{сек.} = \frac{1,50 \cdot 1157}{1000} = 1,74 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

¹ Труды Московского ин-та инженеров транспорта, вып. VI. Москва 1927, стр. 55—94.

Можно также перейти от средне-годового модуля стока к стоку, выраженному в миллиметрах водяного слоя, равномерно распределенного по всей площади бассейна. Для этого нужно модуль стока (M_0) помножить на такие величины:

- 1) на число секунд в году;
- 2) на переходный коэффициент от литров к куб. метрам ($1:10^3$);
- 3) переходный коэффициент от площади бассейна в кв. км к площади бассейна в кв. метрах ($1:10^6$);
- 4) на переходный коэффициент от высоты слоя в метрах к высоте слоя в миллиметрах (10^3).

Тогда высота средне-годового слоя A выразится так:

$$A = \frac{365 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60 \cdot 10^3}{10^6 \cdot 10^3} M_0 = 31,536 \cdot 1,50 = 47,5 \text{ мм.}$$

При средней многолетней величине высоты осадков в 450 мм получим коэффициент стока a :

$$a = \frac{47,5}{450} = 0,105,$$

что близко к известным нам значениям коэффициента стока для рассматриваемых условий.

Возможное распределение стока по годам находим, пользуясь графиком Кочерина, представляющим зависимость средне-годовых модульных коэффициентов K от вероятной степени обеспеченности стока. При этом, как уже было сказано выше, сообразуемся главным образом с ходом модульных коэффициентов для реки Ю. Буга, отчасти реки Салгир. Получив средне-годовые модульные коэффициенты K , средний секундный сток для любого года $Q_{год}$ в куб. м вычисляем по формуле:

$$Q_{год} = \frac{KM_0F}{1000} = KQ_0,$$

так как известно, что $K = \frac{M}{M_0}$, где M — модуль средне-годового стока для

любого отдельного года, т. е. $M = M_0 \cdot K$, а $Q_{год} = \frac{MF}{1000} = \frac{M_0KF}{1000}$.

Таким образом получим следующую таблицу значений K и $Q_{год}$ в $м^3/сек.$

ТАБЛИЦА 6.

Название характеристики стока	Модульные средне-годовые коэфф. K	Сток $Q_{год}$ в $м^3/сек.$
Самый многоводный год .	1,75	3,04
Один из 10 лет	1,45	2,52
Для $\frac{1}{4}$ всех лет	1,15	2,00
„ $\frac{1}{2}$ всех лет	0,95	1,64
„ $\frac{3}{4}$ всех лет	0,70	1,21
„ 9 лет из 10	0,55	0,95
Самый сухой год	0,30	0,52

Возможные характеристики распределения стока по отдельным месяцам некоторого „среднего“ года можно получить по таблице Кочерина, составленной для средних и средне-месячных модулей m (см. вышеназванную его работу, стр. 73), сообразуясь с данными по реке Ю. Буг и с общими указаниями Кочерина, как указывалось выше.

Переход от таких средне-месячных модулей к стоку в $м^3/сек.$ выполняется по предыдущему:

$$q_{мес} = \frac{m \cdot F}{1000} м^3/сек.$$

Результаты расчетов сведены в таблицу 7.

ТАБЛИЦА 7.
Сток средне-гидрологического года.

Месяцы . .	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Сред.
Модули m	1,0	2,00	7,00	3,00	1,0	0,7	0,6	0,4	0,3	0,4	0,6	0,7	1,48
Сток в $м^3/сек.$	1,15	2,30	8,10	3,47	1,15	0,81	0,69	0,46	0,35	0,46	0,69	0,81	1,71

Наконец, можно попытаться дать характеристики стока в месяцы, отнесенные к фиктивным засушливым годам, полагая, что каждый из этих месяцев имеет вероятность наступления один раз в десять лет, сообразуясь с коэффициентами k 90-ой перцентили средне-месячных модулей таблицы Кочерина (см. стр. 76 его работы, табл. E). Переход к секундному среднему стоку $q_{мес}$ здесь опять выполняется по формуле:

$$q_{мес} = k \cdot Q_0.$$

Результаты сведены в таблицу 8.

ТАБЛИЦА 8.
Сток фиктивного засушливого года.

Месяцы	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Сред.
k	0,25	0,30	0,75	0,40	0,20	0,18	0,15	0,10	0,10	0,12	0,15	0,18	0,23
Сток в $м^3/сек.$. .	0,43	0,52	1,30	0,69	0,35	0,31	0,26	0,17	0,17	0,21	0,26	0,31	0,40

Соборзуясь с тем, что вероятная комбинация засушливых месяцев, возможная один раз в 10 лет, по Кочерину должна все же давать $0,95 м^3/сек$ средне-годового стока, а не 0,40, для действительно возможного засушливого года можно наметить следующее примерное среднее распределение стока по месяцам:

ТАБЛИЦА 9.
Сток засушливого года

Месяцы	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Сред. за год
k	0,25	0,80	3,00	1,30	0,30	0,25	0,15	0,10	0,20	0,12	0,15	0,18	0,54
Сток в м ³ /сек . . .	0,43	1,04	5,20	2,25	0,52	0,43	0,26	0,17	0,17	0,21	0,26	0,31	0,94

Таким образом, имеющиеся действительные данные, а также теоретические расчеты по дифференциальному методу, возможно сравнить с данными таблицы 7, представляющей ход стока для среднего года, и таблицы 9 — для засушливого года.

Это сопоставление выполнено в таблице 10.

ТАБЛИЦА 10.

Месяцы	Теорет. расходы 1882/83 г.	Измерен. расходы 1927/28 г.	Расходы по Кочерину		(1) и (2) по сравнению с (3) и (4)	
			сред. год 3	засушл. год 4	Разницы (2) и (3)	Разницы (1) и (4)
I	0,27	1,28	1,15	0,43	-0,13	+0,16
II	0,91	3,10	2,30	1,04	-0,80	+0,13
III	22,35	12,00	8,10	5,20	-3,90	-17,15
IV	1,95	6,20	3,47	2,25	-2,73	+0,30
V	1,43	0,76	1,15	0,52	+0,39	-0,91
VI	0,62	0,92	0,81	0,43	-0,11	-0,19
VII	0,35	0,32	0,69	0,26	+0,37	-0,09
VIII	0,22	0,18	0,46	0,17	+0,28	-0,05
IX	0,17	0,18	0,35	0,17	+0,17	0,00
X	0,18	1,08	0,46	0,21	-0,62	+0,03
XI	0,19	0,96	0,69	0,26	-0,27	+0,07
XII	0,21	1,28	0,81	0,31	-0,47	+0,10
Сред.	2,40	2,35	1,71	0,94		

Из рассмотрения таблицы 10 следует, что 1927/28 г. (по действительным измерениям) в летний период близок по своим характеристикам к засушливому году; правда, в период весенний и отчасти осенне-зимний этот год превосходит теоретический средний по Кочерину; в среднем

годовом выводе сток 1927/28 г. также несколько выше среднего теоретического по Кочерину. Поскольку, однако, сток в 1927/29 г. для самого тяжелого периода — летнего — значительно меньше теоретического (по Кочерину), принятие этого действительного года за средний — можно считать вполне допустимым, и притом с большим запасом, обеспечивающим теоретический летний минимум для теоретического среднего года. Следует иметь также в виду, что сток 1927/28 г. в месячном распределении, повидимому, более близко отражает действительный ход явления, чем теоретический по Кочерину; разница в стоке весеннем и отчасти осеннем может быть отнесена скорее за счет схематичности норм, полученных по Кочерину, чем за счет преувеличения стока этих периодов в 1927/28 г. против возможного действительного среднего года.

Что касается характеристик маловодного засушливого года, то теоретические данные по Кочерину целиком подтверждают отмеченную вначале сомнительность некоторых из цифр, полученных по дифференциальному методу, для принятого засушливого расчетного 1882/83 года.

Поэтому за расчетный, — минимальный по стоку, — засушливый год осторожнее взять тот, который получен по Кочерину.

Таким образом, дальнейшие водохозяйственные расчеты ведем, исходя из следующего:

- 1) фактические данные 1927/28 года берем как характерные для среднего года;
- 2) теоретический засушливый год берем полученный по Кочерину, в предположении, что такой год может иметь место один раз в 10 лет.

5. ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫЕ РАСЧЕТЫ.

Цель водохозяйственных расчетов при составлении проекта водохранилища для водоснабжения предприятия, при условии, что объем водохранилища задан, с одной стороны — определить ту минимальную подачу воды, которую можно гарантировать при самых неблагоприятных условиях (засушливое лето), с другой стороны — дать материал для определения экономически выгодной мощности насосных установок.

Водохозяйственные расчеты весьма наглядно иллюстрируются графиками суммарного притока и убыли воды в течение годичного периода (интегральные кривые).

К настоящей записке приложено 4 графика для четырех характерных случаев (см. стр. 28).

Приток воды.

Приток воды взят для двух случаев: среднего гидрологического года и засушливого маловодного.

В качестве среднего гидрологического принят 1927/28 год; расход реки для маловодного года определен теоретически по Кочерину. Далее определены месячные стоки для 2-х расчетных годов, причем все месяцы приняты равными 30 дням или 2 592 000 секундам. Результаты расчетов округлены до целых тысяч.

ТАБЛИЦА 11.

Расходы и месячные стоки р. Крынки.

Месяцы	Расходы р. Крынки в куб. м/сек.		Месячные стоки р. Крынки в куб. м/сек.	
	1927/28 г. принят как средн. год	Маловодн. год по Кочеряну	Средний гид- рологический год (1927/28)	Маловодный год по Кочеряну
I	1,28	0,43	3 318 000	1 115 000
II	3,10	1,04	8 085 000	2 696 000
III	12,00	5,20	31 104 000	13 478 000
IV	6,20	2,25	16 070 000	5 832 000
V	0,76	0,52	1 970 000	1 348 000
VI	0,92	0,43	2 385 000	1 115 000
VII	0,32	0,26	829 000	674 000
VIII	0,18	0,17	467 000	441 000
IX	0,18	0,17	467 000	441 000
X	1,08	0,21	2 799 000	544 000
XI	0,96	0,26	2 488 000	674 000
XII	1,28	0,31	3 318 000	804 000
Итого за год .			73 250 000	29 162 000

Убыль воды.

Потребность в воде Макеевского комбината определяется ориентировочно следующими цифрами:

ТАБЛИЦА 12.

	Кубических метров		
	в секунду	в час	в месяц
По пятилетнему плану.	0,51	1 850	1 332 000
По десятилетнему „ .	0,85	3 058	2 202 000

Так как потребление воды комбинатом превышает расход р. Крынки в летние, а частью и зимние месяцы, то необходимо устройство водохранилища для накопления запасов воды в периоды превышения притока воды над убылью ее.

Изысканиями, произведенными Институтом водного хозяйства Украины летом 1928 г., было обследовано ниже с. Зуевки три места, удобных для устройства высокой плотины, причем наиболее удачным является расположение по варианту С, обеспечивающее наибольший объем водохранилища, и удовлетворительное в геологическом отношении.

При отметке горизонта воды в водохранилище 99 м, запасы воды равны 10 900 000 м³, поверхность — 2 936 000 м², затопления ценных угодий при

этом не происходит. При отметке 100 м затопляются уже некоторые шахты и усадьбы у с. Зуевки.

Таблица 13 площадей поверхности и объемов водохранилища при отметках от 90 до 99 м над уровнем моря приводится здесь; график объемов см. Атлас, лист 1.

ТАБЛИЦА 13.

Площади и объемы водохранилища по варианту С.

Абсолют. отметки горизонта воды	Площади зеркала в тыс. м ²	Объемы водохранилища в тыс. м ³
92	245	410
93	436	750
94	964	1 450
95	1 432	2 645
96	1 682	4 150
97	2 045	6 012
98	2 402	8 235
99	2 936	10 900

Потери на испарение. Для учета потерь на испарение с поверхности водохранилища использованы данные Каменской метеорологической станции, которые приведены в гидрологической записке.

Данные этой станции по испарению имеются за период времени с 1894 по 1907 год, т. е. за 14 лет.

В подсчетах потерь на испарение за основу взяты максимальные месячные испарения, наблюдавшиеся за указанный период лет. Потери на испарение с поверхности водохранилища для каждого месяца могут быть вычислены по формуле:

$$\pi = F \cdot Z,$$

где F — средняя для данного месяца площадь зеркала водохранилища в кв. метрах;

Z — слой испарения данного месяца в метрах.

Величина F может быть найдена после предварительного подсчета из условий работы водохранилища.

Что же касается величины Z , то здесь необходимо заметить следующее: определение толщины слоя испарения производится обычно двумя способами:

1) по эвапорометру Вильда, установленному в метеорологической будке и работающему при постоянном наличии воды, при защите от солнца и отчасти от прямого действия ветра.

2) По пловучему испарителю Лермонтова-Любославского. Непосредственных наблюдений за испарением для бассейна реки Крынки не имеется

за отсутствием здесь метеорологических станций. Поэтому приходится пользоваться данными ближайшей метеорологической станции — Каменской, расположенной на север от начала бассейна реки Крынки, в 70 верстах.

Результаты ее наблюдений за испарением по эвапорометру Вильда за 14 лет приведены в таблице 14. Однако, испаряемость по эвапорометру Вильда отнюдь не соответствует испаряемости с водной поверхности водохранилища: условия работы эвапорометров с одной стороны замедляют испарение (защита от ветра и солнца), с другой — ускоряют (малая поверхность и малая глубина: $250 \text{ кв. см} \times 2,5 \text{ см}$).

По наблюдениям над испарением с поверхности реки Сыр-Дарья было установлено¹, что показания испарителя Вильда равны показаниям пловучего испарителя при интенсивности испарения 4 мм в сутки; оказывается меньше последних (на 10—20%) при интенсивности менее 4 мм, и больше последних (на 10—20%) при интенсивности более 4 мм в сутки.

Поскольку в отношении величины испарения основные месяцы по бассейну р. Крынки — май-август дают интенсивность больше 4 мм, то можно предполагать, что в данном случае эвапорометр Вильда показывает несколько преувеличенное испарение по сравнению с пловучим.

Наблюдения на американских водохранилищах привели к выводу, что действительные испарения с поверхности их составляют в среднем лишь 0,91 испаряемости пловучих испарителей.

Испарение с водной поверхности главнейших американских водохранилищ при средне-годовой температуре 15°C составляет 1300—1700 мм в год².

При средней годовой температуре бассейна р. Крынки $7—9^{\circ}\text{C}$ испарение должно быть значительно меньше.

Испарение с водной поверхности для района г. Одессы³ составляет в месяц: максимум для июня — 109 мм, минимум для января — 8 мм. Эти цифры приближаются к средним цифрам испаряемости Макеевской станции по эвапорометру Вильда (июнь — 129,4; январь — 9,8 мм). Кроме того, следует отметить, что зеркало водохранилища способствует некоторому уменьшению потерь воды, так как для осадков, выпадающих непосредственно на эту площадь, коэффициент стока их может быть принят равным 1.

На основании всего сказанного можно заключить, что величины испарений по Вильду, взятые в основу расчетов потерь с поверхности водохранилища, являются скорее преувеличенными, чем преуменьшенными.

В водохозяйственные расчеты введены: для расчета среднего гидрологического года — средние величины испарения по месяцам, и для расчета засушливого года — максимальные величины испарения.

¹ Л. Давыдов. Испарение с поверхности р. Сыр-Дарья по наблюдениям ст. Запорожской. Вестник ирригации № 1. 1924 г., стр. 90—92.

² Костяков. Основы мелиорации, стр. 292.

³ Оболенский. Метеорология. Москва 1927, стр. 283.

Площади F для расчета потерь на испарение взяты по месяцам грубо-приближенно с округлением в большую сторону и приняты одинаковыми для всех четырех случаев водохозяйственных расчетов.

Потери на фильтрацию. Потери на фильтрацию можно разделить на три группы: 1) фильтрация через тело земляной плотины, 2) фильтрация под плотиной и 3) фильтрация в обход плотины.

На основании произведенных геологических изысканий и лабораторных исследований образцов грунтов, может быть ориентировочно рассчитана фильтрация первой и второй групп.

Не считая поверхностного слоя почвы, ложе р. Крынки по оси варианта C состоит, главным образом, из глинистых (50—80% глины) и частично из песчано-глинистых пород (25—30% глины), мощностью 7—9 м, под которым залегают плотные песчаники.

Коэффициент фильтрации таких грунтов весьма незначителен. Так, при 25% содержания частиц меньших 0,01 мм эффективный диаметр зерна по Газену выражается:

$$d_e = \frac{0,01 \times 10}{25} = 0,004 \text{ мм},$$

а коэффициент фильтрации:

$$k = 1000d_e^2 = 0,016 \text{ м/сутки.}$$

Округляя в большую сторону, принимаем $k = 0,02 \text{ м/сутки.}$

Определяем потерю на фильтрацию под телом плотины, считая длину плотины равной $l = 500 \text{ м}$; напор $H = 10 \text{ м}$; глубину водопроницаемого слоя $T = 10 \text{ м}$; длину пути фильтрации $L = 70 \text{ м}$.

Градиент фильтрации равен $I = \frac{H}{L} = \frac{10}{70} = 0,143$. Скорость фильтрации

$$v = k \cdot I = 0,02 \times 0,143 = 0,003 \text{ м/сут.}$$

Расход на фильтрацию под плотиной равен —

$$Q_1 = l \cdot T \cdot v = 500 \times 10 \times 0,003 = 15 \text{ м}^3/\text{сут.}, \text{ а в месяц } 15 \times 30 = 450 \text{ м}^3.$$

Фильтрация через тело земляной плотины должна быть несколько большей, чем под плотиной, до тех пор, пока не уляжется и не уплотнится грунт, ее составляющий.

Примем значение коэффициента фильтрации для земляной плотины в 5 раз более предыдущего, т. е. $k = 0,1 \text{ м/сутки.}$

Расход через тело земляной плотины определится по формуле:

$$Q_2 = \frac{kl}{2L'} \cdot H^2 = \frac{0,1 \times 500}{2 \times 35} \times 100 = 70 \text{ м}^3/\text{сут.}, \text{ а в месяц } 70 \times 30 = 2100 \text{ м}^3,$$

где H — напор, l — длина плотины, L' — длина пути фильтрации, которую принимаем ориентировочно равной 35 м.

Полная потеря на фильтрацию в месяц равна $450 + 2100 = 2550 \text{ м}^3$, или округляя 3000 м³.

Что касается фильтрации третьей группы, в обход плотины, то для ее количественного учета потребовалось бы производство больших и сложных

геологических и лабораторных исследований, а также измерение потерь на фильтрацию в водохранилищах, находящихся в сходных условиях. За неимением таких данных, потерями на фильтрацию этой группы пренебрегаем за счет некоторого преувеличения потерь на испарение.

Вообще говоря, определение потерь на фильтрацию составляет наиболее неопределенную часть водохозяйственных расчетов.

Потребление воды на орошение и водоснабжение сел. Согласно данным изысканий потребление воды селами за период времени с 1/IV 27 г. по 1/IX 27 г. составляет 1 125 000 м³ воды.

На основании этого в водохозяйственные расчеты в течение 3 сухих месяцев с 1-го мая по 1-е августа введено на водоснабжение и орошение по 350 000 м³ в месяц, а с августа по 1-ое сентября — 150 000 м³. В остальные месяцы учтено лишь потребление питьевой воды 20 000 м³ в месяц.

Железнодорожное водоснабжение. В настоящее время из р. Крынки вода потребляется выше проектируемой плотины для железнодорожного водоснабжения в количестве 187 040 м³ в год, т. е. в месяц $187\,040 : 12 = 15586$ м³, округляя, берем 16 000 м³.

Водоснабжение рабочих поселков. По сведениям строительного отдела Донугля предположено водоснабжение рабочих поселков; официальные данные указывают цифру, необходимую для этой цели, 110 м³ в час, что составляет в месяц 79 200 м³ или, округляя, 80 000 м³.

Все приведенные данные сведены в таблицу 14 на стр. 26-27.

Построение водохозяйственных графиков.

Данные по притоку и убыли воды сгруппированы для 4-х характерных случаев:

А) Приток в условиях среднего гидрологического года, потребление по заданию 5-летнего производственного плана.

Б) Приток в условиях маловодного года, потребление по заданию 5-летнего плана.

В) Приток в условиях среднего года, потребление по заданию 10-летнего плана.

Г) Приток в условиях маловодного года, потребление по заданию 10-летнего плана.

Все цифры собраны в таблицу 15 на стр. 29.

На основании всех приведенных данных построены интегральные кривые для 4-х случаев, обозначенных литерами А, Б, В и Г (черт. 3).

Построение графиков производилось следующим образом: по оси абсцисс отложено время по месяцам, по оси ординат суммарные притоки и убыли воды в миллионах куб. м. Пунктирная кривая, расположенная в нижней части графика, означает сумму всех потерь и потребления воды, за исключением производственного потребления Маккомбинатом. Следующая сплошная кривая означает всю суммарную убыль воды по месяцам. Если кривая

М о с к в а	Расчетная площадь водохранилища в тыс. кв. м	Испарение для средне-гидрологического года		Испарение для засушливого года		Потери на фильтрацию	Орошение и водоснабжение сел	Водоснабжение железной дороги	Водоснабжение рабочих поселков
		По Вильду в м.м	Со всей площади в куб. м	По Вильду в м.м	Со всей площади в куб. м				
I	3 000	9,8	29 000	24,3	73 000	3 000	20 000	16 000	80 000
II	3 000	13,7	41 000	25,9	78 000	3 000	20 000	16 000	80 000
III	3 000	28,4	85 000	63,8	191 000	3 000	20 000	16 000	80 000
IV	3 000	95,4	286 000	157,8	473 000	3 000	20 000	16 000	80 000
V	3 000	147,4	442 000	198,4	595 000	3 000	350 000	16 000	80 000
VI	3 000	129,4	388 000	254,0	762 000	3 000	350 000	16 000	80 000
VII	2 500	149,5	374 000	227,8	570 000	3 000	350 000	16 000	80 000
VIII	2 000	162,4	325 000	250,6	501 000	3 000	150 000	16 000	80 000
IX	1 500	110,3	165 000	149,6	224 000	3 000	20 000	16 000	80 000
X	1 500	73,8	111 000	138,2	207 000	3 000	20 000	16 000	80 000
XI	1 500	25,4	38 000	48,2	72 000	3 000	20 000	16 000	80 000
XII	2 000	10,2	20 000	16,3	33 000	3 000	20 000	16 000	80 000
		955,7	2 304 000	1 554,9	3 779 000	36 000	1 360 000	192 000	960 000

притока ложится ниже кривой убыли — имеем недостаток воды; если выше — избыток, который сначала идет на заполнение водохранилища, а затем, после заполнения объема водохранилища, равного $10\,900\,000\text{ м}^3$, — сливается через водослив. В этом случае запас воды, который может быть использован, выражается отрезком $10,9$ мил. куб. м между кривой убыли воды и параллельной ей кривой, расположенной над кривой убыли. Затем, если месячный приток воды становится меньше убыли ее, то разница пополняется за счет водохранилища.

Кривую притока начинаем строить от соответствующей точки пунктирной кривой, причем отрезок между последней и кривой убыли определяет объем воды, взятый из водохранилища, а отрезок между кривой притока и кривой расхода — запас воды, который остается в водохранилище. Если кривая притока пересечется с кривой убыли, это означает, что водохранилище опорожнено.

Случай А оказывается вполне благоприятным: наполнение водохранилища начинается с начала графика (января), в начале марта водохранилище наполнено. В мае начинается использование запасов воды из водохранилища; в июле использование запасов усиливается, достигая максимума к 1-му октября, далее же происходит пополнение водохранилища.

Наименьший объем воды водохранилища к первому декабря равен $6\,949$ тыс. м^3 .

р. Крынке по варианту С, по месяцам в куб. метрах.

Суммарные потери и потребление воды без технического потребления Маккомбината в м ³		По 5-летнему плану			По 10-летнему плану		
		Потребление воды Маккомбинатом	Сумма потерь и потребления (убыль воды)		Потребление воды Маккомбинатом	Сумма потерь и потребления (убыль воды)	
			Для средне-гидр. года	Для засушливого года		Для средне-гидр. года	Для засушливого года
Для среднего гидр. года	Для засушливого года						
148 000	192 000	1 332 000	1 480 000	1 524 000	2 202 000	2 350 000	2 394 000
160 000	197 000	1 332 000	1 492 000	1 529 000	2 202 000	2 362 000	2 399 000
204 000	310 000	1 332 000	1 536 000	1 642 000	2 202 000	2 406 000	2 512 000
405 000	592 000	1 332 000	1 737 000	1 924 000	2 202 000	2 607 000	2 794 000
891 000	1 044 000	1 332 000	2 223 000	2 376 000	2 202 000	3 068 000	3 246 000
837 000	1 211 000	1 332 000	2 169 000	2 543 000	2 202 000	3 039 000	3 413 000
823 000	1 019 000	1 332 000	2 155 000	2 351 000	2 202 000	3 025 000	3 221 000
574 000	750 000	1 332 000	1 906 000	2 082 000	2 202 000	2 776 000	2 952 000
284 000	343 000	1 332 000	1 616 000	1 675 000	2 202 000	2 486 000	2 545 000
230 000	326 000	1 332 000	1 562 000	1 658 000	2 202 000	2 432 000	2 528 000
157 000	191 000	1 332 000	1 489 000	1 523 000	2 202 000	2 359 000	2 393 000
139 000	152 000	1 332 000	1 471 000	1 484 000	2 202 000	2 341 000	2 354 000
6 552 000	6 327 000	15 984 000	20 836 000	22 311 000	26 424 000	31 276 000	32 751 000

Площадь водохранилища при отметке 99,0 равна 2 936 000 кв. м. Объем водохранилища при отметке 99,0 равен 10 900 000 куб. м

По графику (Атлас, лист 1) этот объем соответствует отметке уровня, 97,30 т. е. максимальное понижение уровня равно 1,70 м. Работа водохранилища и водопровода вполне обеспечена.

Случай Б. Приток воды в январе недостаточен; наполнение водохранилища начинается с февраля. В мае водохранилище начинает опорожняться. Наименьший объем водохранилища 840 тыс. м³.

Работа водопровода обеспечена.

Случай В. Наполнение водохранилища начинается в январе; в марте водохранилище заполнено; в мае начинает опорожняться; к 1-му октября имеем минимальный объем 2 599 тыс. м³.

Работа водопровода обеспечена.

Случай Г. Превышение убыли воды над притоком в течение 9 мес. равно 17 890 тыс. м³, превышая объем водохранилища на 6 990 тыс. м³.

Работа водопровода совершенно не обеспечена.

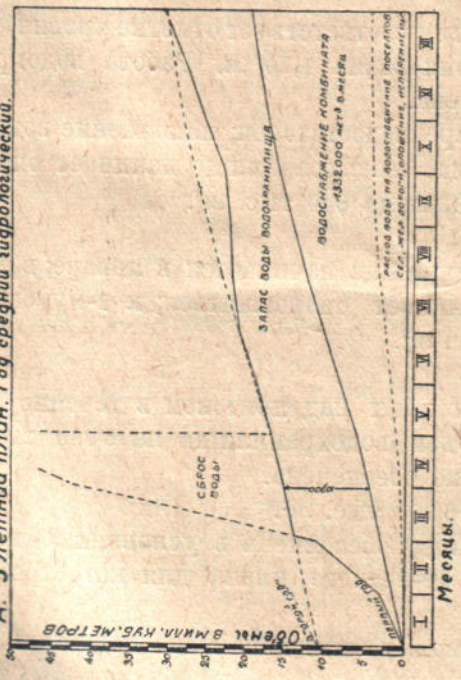
Недостающий объем воды равен 6 990 тыс. м³.

Заключение. Работа водохранилища обеспечена в условиях 5-летнего плана и не обеспечена в условиях 10-летнего плана для катастрофически засушливого года.

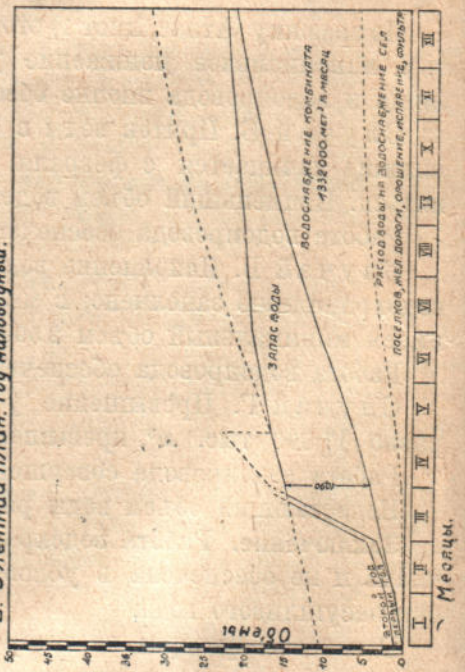
В качестве резерва, из которого может быть пополнена недостача воды в маловодные годы, можно указать на шахтные воды, дебит которых почти не зависит от метеорологических факторов данного года.

График водозащитных расчетов

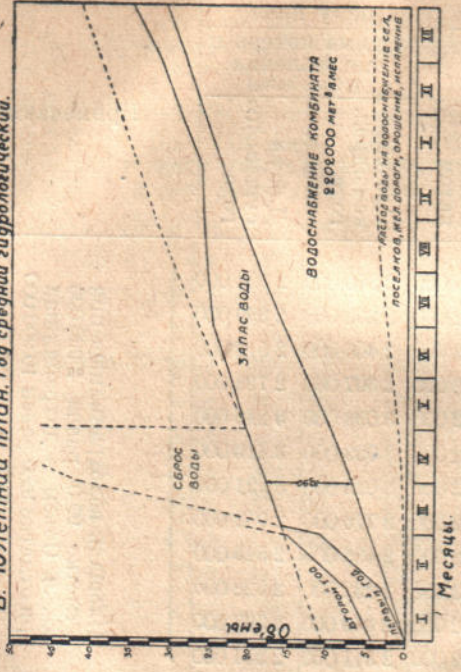
А. 5 летний план. Год средний гидрологический.



Б. 5 летний план. Год маловодный.



В. 10 летний план. Год средний гидрологический.



Г. 10 летний план. Год маловодный.

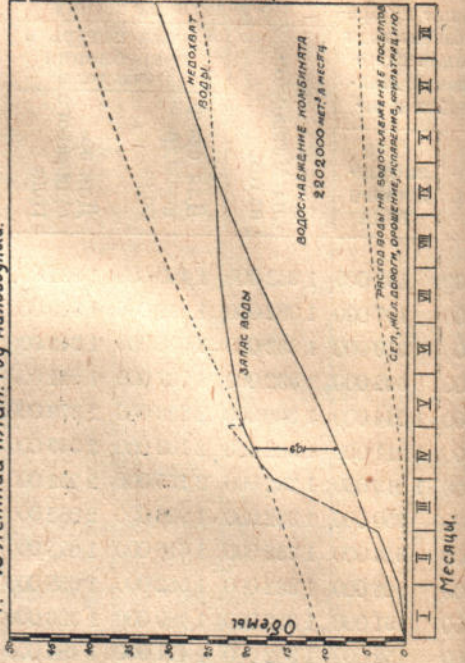


ТАБЛИЦА 15.

Водохозяйственные расчеты в тысячах кубич. метров.

Месяцы	Пятилетний план						Десятилетний план						Примечание
	А. Средний гидрологический год			Б. Маловодный год			В. Средний гидрологический год			Г. Маловодный год			
	Приток	Убыль	Превыш. убыли над притоком	Приток	Убыль	Превыш. убыли над притоком	Приток	Убыль	Превыш. убыли над притоком	Приток	Убыль	Превыш. убыли над притоком	
I	3 318	1 480	—	1 115	1 524	409	3 318	2 350	—	1 115	2 394	1 279	Вычисление объема водохранилища к 1/X для случая А: $10\ 900 - [4\ 167 - (2\ 385 - 2\ 169)] = 6\ 949$ тыс. м ³
II	8 035	1 492	—	2 696	1 529	—	8 035	2 362	—	2 696	2 399	—	
III	31 104	1 536	—	13 478	1 642	—	31 104	2 406	—	13 478	2 512	—	
IV	16 070	1 737	—	5 832	1 924	—	16 070	2 607	—	5 832	2 794	—	
V	1 970	2 223	253	1 348	2 376	1 028	1 970	3 093	1 123	1 348	3 246	1 898	
VI	2 385	2 169	—	1 115	2 543	1 428	2 385	3 039	654	1 115	3 413	2 298	
VII	829	2 155	1 326	674	2 351	1 677	829	3 025	2 196	674	3 221	2 547	
VIII	467	1 906	1 439	441	2 082	1 641	467	2 776	2 309	441	2 952	2 511	
IX	467	1 616	1 149	441	1 675	1 234	467	2 486	2 019	441	2 545	2 104	
X	2 799	1 562	—	544	1 658	1 114	2 799	2 432	—	544	2 528	1 984	
XI	2 488	1 489	—	674	1 523	849	2 488	2 359	—	674	2 393	1 719	
XII	3 318	1 471	—	804	1 484	680	3 318	2 341	—	804	2 854	1 550	
Сумма	73 250	20 836	4 167	29 162	22 311	10 060	73 250	31 276	8 301	29 162	32 751	17 890	
Остается в водохранилище . . .			6 949	—	—	840	—	—	2 599	—	—	—	
Нехватает воды			—	—	—	—	—	—	—	—	—	6 990	

Шахтные воды, отличаясь большой жесткостью, перед пуском их для питания паровых котлов завода нуждаются в смягчении.

Вопрос о смягчении этих вод с экономической и технической точки зрения подлежит особому исследованию.

6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБЪЕМА ВОДОХРАНИЛИЩА ПРИ МНОГОЛЕТНЕМ РЕГУЛИРОВАНИИ СТОКА.

Водохозяйственные расчеты водохранилища, вообще говоря, могут быть сведены к трем основным задачам:

1. Задан объем водохранилища, требуется найти отдачу (т. е. наибольшее возможное потребление воды).
2. Задана отдача, — требуется определить объем.
3. Требуется найти экономически наиболее выгодное сочетание объема водохранилища и отдачи.

В предшествующем изложении мы имели первый, наиболее простой тип задачи, т. е. подпорный горизонт, а следовательно и объем водохрани-

лица был задан геологическими условиями местности. Для заданного объема сделана поверка отдачи в условиях среднего и засушливого года, 5- и 10-летнего производственного плана. Как видно из расчета, в условиях 5-летнего плана сток реки не использован, а в условиях 10-летнего средний многолетний сток N_0 достаточен, но объем водохранилища мал, и заданная отдача ($2\,202\,000\text{ м}^3$) в засушливый год не обеспечена. Между тем, вводя многолетнее регулирование стока, можно увеличить отдачу в маловодные годы за счет запасов воды, сделанных в многоводные годы. Определим ориентировочно каков должен быть объем водохранилища для обеспечения отдачи.

При наличии наблюдений над стоком какой-либо реки за большой период лет (15 — 20 лет) проще всего определить объем водохранилища путем построения суммарной (интегральной) кривой притока и убыли воды за данный период лет. Однако, за неимением таких наблюдений приходится прибегать к косвенным методам расчета. Произведем расчет объема по американскому методу, основанному на теории вероятности. В основу этого метода, за основные характеристики водоносности реки принимают два элемента:

$N_0 = F \times M_0 \times 3150$ — средний многолетний сток (норма стока) в тысячах $\text{м}^3/\text{год}$.

C_v — коэффициент вариации годового стока.

Коэффициент вариации характеризует отклонение какого-либо явления, в данном случае стока от его среднего значения N_0 .

Коэффициент вариации стока определяется по формуле

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (k_i - 1)^2}{n - 1}}$$

где $k_i = \frac{M}{M_0} = \frac{N}{N_0}$ — модульный коэффициент данного года и n — число лет наблюдений.

В теории вероятности коэффициент вариации носит название среднего квадратичного отклонения.

Коэффициент вариации для данной реки — чрезвычайно устойчивая величина. По Фостеру, при 100-летних наблюдениях можно ожидать ошибку в определении C_v в $0,4\%$, при 20-летних наблюдениях в $1,2\%$, при 5-летних — в 5% .

Величина коэффициента вариации зависит от географического положения реки, модуля стока M_0 и площади бассейна F .

Таким образом, является возможность определить вероятное значение C_v для данной реки при отсутствии многолетних наблюдений, путем сопоставления основных факторов, характеризующих данный бассейн, с теми же факторами бассейнов, для которых C_v известно.

В таблице 16 приведены значения C_v для некоторых бассейнов Европейской части СССР.

ТАБЛИЦА 16.

Характеристика стока и коэффициента вариации для некоторых рек Европ. части СССР.

РЕКА	С Е Ч Е Н И Е	Число лет наблюдений	Площадь бассейна км ²	Модуль стока M_0	Средние многолетн. осадки	Коэффициент стока α	Коэффициент вариации C_v
Днепр	Киев	32	336 000	4,3	558	0,248	0,313
Днепр	Лоз. Каменка	46	466 000	3,4	—	—	0,248
Салгир	Симферополь	10	323	3,8	645	0,210	0,634
Буг	Александровск	15	45 176	1,9	—	—	0,303
Москва	Рублев	35	8 000	5,6	549	0,323	0,305
Дон	Калач	46	216 000	3,2	425	0,206	0,305
Донец	Перездная	35	51 200	2,25	475	0,140	0,348
Оскол	Купянск	6	12 754	2,82	470	0,180	0,300
Мнуо	Матвеев Курган	6	5 724	2,1	—	—	0,490

ТАБЛИЦА 17.

Значения C_v для рек Донецкого бассейна, принятые Водоканалстроем¹.

Площадь бассейна в км ²	C_v	Площадь бассейна в км ²	C_v
100	0,64	5 000	0,46
200	0,60	10 000	0,43
500	0,56	20 000	0,41
1 000	0,53	50 000	0,38
2 000	0,50		

Результаты статистической обработки материалов для целей регулирования стока рек сводятся в таблицы и графики по признаку коэффициента вариации. Такие таблицы и графики служат для непосредственного решения задач многолетнего регулирования по данным: норме стока N_0 и коэффициенту вариации C_v .

Пример такого графика² помещаем на черт. 4.

По графику определим, каков должен быть объем водохранилища при условии зарегулирования 60%, 50% и 40% от стока N_0 . Коэффициент вариации принимаем $C_v = 0,50$.

Объем водохранилища, выраженный в единицах среднего стока $N_0 = 73\,250$ тыс. м³ (см. табл. 11), получается соответственно равным:

При зарегулировании 60% стока $V = 0,90 \cdot 73\,250 = 65\,900$ тыс. м³.

" " 50% " $V = 0,62 \cdot 73\,250 = 45\,400$ тыс. м³.

" " 40% " $V = 0,52 \cdot 73\,250 = 30\,700$ тыс. м³.

Вычитая из полученных цифр объем запроектированного нами водохранилища 11 700 тыс. м³, получим объем одного или нескольких водохранилищ, питание которых может производиться за счет той же водосборной площади 1 157 км². Вопрос об экономически наиболее выгодном решении подлежит особому исследованию.

При производстве детальных расчетов по регулированию стока при совместной работе нескольких водохранилищ, можно пользоваться методом, проработанным инж. Крицким и Менкелем для схематического проекта водоснабжения Донецкого бассейна.

7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ МАКСИМАЛЬНОГО РАСЧЕТНОГО РАСХОДА.

Определение расхода по формулам максимального стока.

Вопрос об определении максимального расхода рек, при отсутствии данных, полученных непосредственным измерением, весьма сложен, и до сих пор еще не может считаться разрешенным.

Максимальный расход в этом случае определяют двумя путями: во-

¹ Схематический проект водоснабжения Донецкого бассейна т. III, ч. I.—Климатология и гидрология.

² *Water works practice*, American Water Works Assoc. Baltimore, 1925, а также Схематический проект водоснабжения Донецкого бассейна, соет. Водоканалстроем. Т. III, глава IV. Методология регулирования стока.

первых пользуются формулами максимального стока весенних или ливневых вод, во-вторых, определяют расход по наибольшему уровню высоких вод, пользуясь формулами гидравлики.

Наиболее полные данные по максимальному стоку русских рек собраны инж. Д. Кочериным.

Для сравнения с расходом, полученным по Кочерину, вычислены кроме того расходы по формулам Ланге, Карачевского-Волка и Тарловского; что же касается формул иностранных авторов, то в виду недостаточной проверенности их коэффициентов в наших условиях, осторожнее воздержаться от их применения.

1. Определение расхода по Кочерину произведено, исходя из модулей максимального стока, данных им для различных районов Европейской части СССР и выведенных на основании фактических данных о наибольших расходах (см. „Гидросиловые установки“ П. М. Анисимов, 1927 г., вып. I, стр. 26—28).

Для Донецкого района, к которому относится бассейн р. Крынки, величина модуля взята по таблицам—0,62, а, следовательно, наибольший возможный расход при площади водосбора 1157 км² (1017 кв. верст) равен:

$$Q_{max} = 0,62 \times 1157 = 717 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

2. Расход по формуле Ланге

$$Q_{max} = 0,4 \sqrt[4]{F^3} = 0,4 \sqrt[4]{1017^3} = 72,04 \text{ саж.}^3/\text{сек.} = 700 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

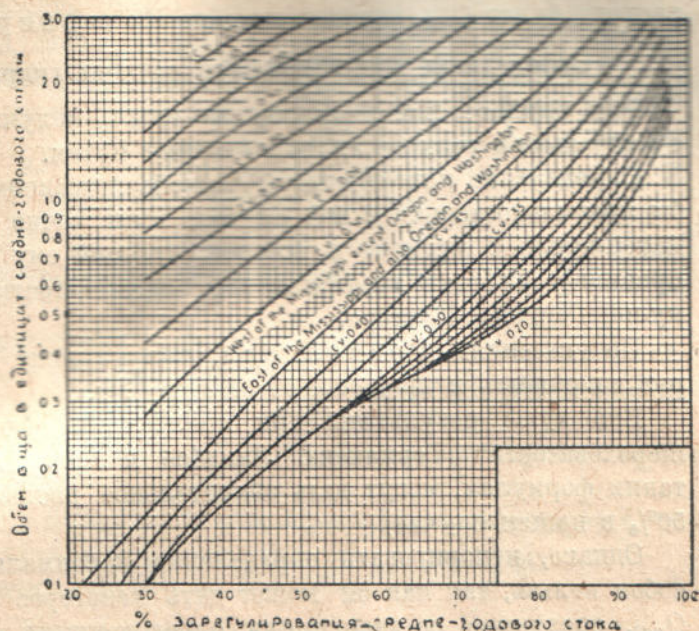
3. Расход по формуле Карачевского-Волка:

$$Q_{max} = \left[\frac{1,32}{\sqrt{F+100}} + 0,007 \right] F \text{ саж.}^3/\text{сек.} = 47,4 \text{ саж.}^3/\text{сек.} = 460 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

4. Расход по формуле Тарловского для бассейнов с площадью свыше 50 кв. верст на снеготаяние

$$Q_{max} = 0,08 F \text{ саж.}^3/\text{сек.} = 0,08 \times 1017 = 81,36 \text{ саж.}^3/\text{сек.} = 790 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

В данном случае формула Тарловского должна давать несколько преувеличенное значение Q , так как норма стока в 0,08 саж.³/сек. с 1 кв. вер. очевидно имела в виду значительно меньшие бассейны, чем рассматриваемый.



Черт. 4. График для определения объема водохранилища.

Сопоставляя полученный ряд значений для Q_{max} :

1. По Кочерину 717 м³/сек.
2. По Ланге 700 " "
3. По Карачевскому . . . 460 " "
4. По Тарловскому 790 " "

можно полагать, что наиболее близким к действительному максимальному расходу будет Q_{max} , определенное по Кочерину: 717 м³/сек.

Определение максимального расхода гидравлическим путем.

Еще труднее, чем по формулам стока, получить достоверные данные о наибольшем расходе гидравлическим путем.

Определение максимального расхода по максимальному горизонту было бы правильно только в том случае, если точно найден и зафиксирован максимальный горизонт и соответствующий ему уклон, и наконец, если правильно выбраны коэффициенты шероховатости при пользовании формулой Гангиле-Куттера.

По указаниям Гравелиуса, коэффициент n только для больших рек изменяется в пределах от 0,02 до 0,06.

Еще хуже результаты при применении формул „без коэффициента шероховатости“ (Германека, Линдбое и др.). Расходы, вычисленные по таким формулам, могут дать значительное расхождение между собой (на 50% в нашем случае).

Однако, игнорировать определение максимального расхода этим способом нельзя, так как он может дать некоторое приближенное значение Q_{max} , сравнимое со значениями, определенными по формулам стока.

В качестве катастрофического года взят 1917 г. Отметки, соответствующие паводку этого года, взяты по указанию местных жителей и нанесены на продольный профиль. Надо отметить, что весной 1917 года был случай прорыва нескольких плотин выше с. Зуевки, благодаря чему паводок мог оказаться более теоретического, определенного по формулам стока.

Расчет наибольшего расхода произведен по поперечному профилю: „Вариант С“ (см. Атлас, лист 4).

Определение расчетного уклона высоких вод.

На продольном профиле на участке между пикетами 2 + 83 и 35 + 40 (длина участка 3257 м) уклон высоких вод показан равным 0,000311. Уклон высоких вод соседнего участка от пикета 35 + 40 до 95 + 50 (длина 6010 м) определен в 0,000761. Для проверки сравниваем уклон высоких вод с донными уклонами на соответствующих участках. Для первого участка донный уклон равен $(87,90 - 85,76) : 3257 = 0,000657$; для второго участка $(92,30 - 87,90) : 6010 = 0,000732$.

Из этого видно, что уклоны дна на этих двух участках почти одинаковы, а уклоны высоких вод отличаются больше, чем вдвое.

Так как отметки высоких вод нанесены по указанию местных жителей „старожиллов“, то является предположение, что либо отметка высоких вод

на пикете 35 + 40 нанесена неверно: она должна быть выше, чем 95,50 м либо кривая уровней высоких вод нанесена неполно; в пределах между пикетами 35 + 40 и 45 + 82 пойма реки суживается и здесь возможен „перепад“, т. е. короткий участок с более крутым уклоном высоких вод.

Так или иначе, но вводить в расчет максимального паводка $i = 0,000311$ было бы неосторожно, лучше взять в сторону завыса средний уклон высоких вод от пикета 2 + 83 (отм. 94,25) до пикета 95 + 50 (отм. 100,19) и принять i равным $5,94 : 9267 = 0,00064$.

Принятый расчетный уклон немного превышает средний уклон бассейна от истока до с. Зуевки, равный 0,000561.

Определение Q_{max} для поперечного профиля по оси варианта С по формуле Гангилье-Куттера.

При определении расхода живое сечение реки разбито на три участка: русло и две поймы. Коэффициент шероховатости для русла принят 0,030, для поймы 0,040.

Вычисление площади живого сечения производим по отметкам, взятым с поперечного профиля (см. Атлас, лист 4), вычитая из отметок наивысшего горизонта воды (94,25) соответствующие отметки дна.

Для примера приводим расчет для левой поймы (на чертеже справа)

1) Площадь живого сечения

$$\omega = 0,29 : 2 \times 3,59 + (0,29 + 1,04) : 2 \times 20 + (1,04 + 1,59) : 2 \times 20 + (1,59 + 4,08) : 2 \times 20 + (4,08 + 5,32) : 2 \times 12 = 153,22 \text{ м}^2.$$

2) Смоченный периметр

$$p = 3,61 + 20,01 + 20,00 + 20,15 + 12,06 = 75,83 \text{ м}.$$

3) Гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{p} = 153,22 : 75,83 = 2,021 \text{ м}; \quad \sqrt{R} = 1,422.$$

4) Коэффициент C по Гангилье и Куттеру при коэффициенте шероховатости $n = 0,040$.

$$C = 30 + (33 - 30) \times 0,02 = 30,06.^1$$

5) Скорость по формуле Шези $V = C \sqrt{R} \sqrt{i}$

$$V = 30,06 \times 1,422 \times 0,0253 = 1,08 \text{ м/сек}.$$

6) Расход $Q = \omega V = 153,22 \times 1,08 = 165,5 \text{ м}^3/\text{сек}.$

Вычисления расхода по формуле Гангилье и Куттера для всего сечения сведены в таблицу 16.

ТАБЛИЦА 16.

	ω	p	R	n	C	V	Q
Левая пойма	153,22	75,83	2,021	0,040	30,06	1,08	165,5
Русло реки	105,43	17,48	6,030	0,030	44,74	2,78	293,1
Правая пойма	485,70	341,03	1,423	0,040	27,20	0,82	398,3
Суммарный расход $\Sigma Q = Q_{max}$	—	—	—	—	—	—	856,9

¹ По таблицам: см. Н. Павловский—Гидравлический справочник.

Для сравнения определяем расход по так называемым формулам „без коэффициента шероховатости“ Германека и Линдбое.

Эти формулы находят себе в последнее время некоторое применение на практике, но, к сожалению, они еще не могут считаться достаточно проверенными многочисленными наблюдениями, подобно формуле Гангилье-Куттера.

Определение Q_{max} по формулам Германека.

Формулы для определения скорости V предложены в трех видах, в зависимости от „средней глубины“ t , которая определяется как отношение площади живого сечения к ширине потока по его поверхности¹⁾.

1) при $t < 1,5$ м $V = 30,7 \sqrt{t} - \sqrt{ti}$

2) при $1,5 < t < 6$ м $V = 34 \sqrt[4]{t} \cdot \sqrt{ti}$

3) при $t > 6$ м $V = (50,2 + 0,5t) \sqrt{ti}$

Для примера приведем расчет для левой поймы по формулам Германека

1) Ширина поймы $b = 3,59 + (3 \times 20) + 12 = 75,59$ м.

2) Средняя глубина $t = 153,22 : 75,59 = 2,03$ м.

3) Скорость $V = 34 \sqrt[4]{t} \cdot \sqrt{ti} = 34 \times 1,19 \times 1,43 \times 0,0253 = 1,46$ м/сек.

4) Расход $Q = 153,25 \times 1,46 = 223,7$ м³/сек.

Вычисления расхода по формулам Германека для всего сечения сведены в таблицу.

ТАБЛИЦА 17.

	ω	b	t	V	Q
Левая пойма	153,22	75,59	2,03	1,46	223,7
Русло реки	105,43	16,00	6,59	3,47	366,0
Правая пойма	485,70	320,83	1,52	1,18	573,1
Суммарный расход $\Sigma Q = Q_{max}$	—	—	—	—	1 162,8 м ³ /сек

Определение Q_{max} по формулам Линдбое.

Линдбое дал целую таблицу из 12 формул в зависимости от уклона средней глубины и отношения средней глубины t к ширине b .

Учет последнего фактора проф. М. А. Великанов считает существенным достоинством формулы Линдбое.

Приводим формулы Линдбое, расположенные в виде таблицы.

ТАБЛИЦА 18.

Формулы Линдбое.

Глубина реки	У к л о н $i < 0,0006$	
	Отношение глубины $\frac{t}{b} < 0,028$ к ширине	$\frac{t}{b} > 0,028$
$t < 1,12$	$V = 23,37 (0,822 - \frac{t}{b}) \cdot t^{0,9} \cdot i^{0,42}$	$V = 8,19 (2,293 - \frac{t}{b}) \cdot t^{0,9} \cdot i^{0,42}$
$1,12 < t < 3,65$	$V = 24,11 (0,822 - \frac{t}{b}) \cdot t^{0,63} \cdot i^{0,42}$	$V = 8,45 (2,293 - \frac{t}{b}) \cdot t^{0,63} \cdot i^{0,42}$
$t > 3,65$	$V = 27,45 (0,822 - \frac{t}{b}) \cdot t^{0,53} \cdot i^{0,42}$	$V = 9,62 (2,293 - \frac{t}{b}) \cdot t^{0,53} \cdot i^{0,42}$

¹ Пинегин. Гидравлика стр. 86. Одесса, 1926 г.

Глубина реки	0,0006 < i < 0,005	
	$\frac{t}{b} < 0,028$	$\frac{t}{b} > 0,028$
$t < 1,12$	$V = 33,86 \left(0,822 - \frac{t}{b}\right) \cdot t^{0,63} \cdot i^{0,47}$	$V = 11,56 \left(2,293 - \frac{t}{b}\right) \cdot t^{0,63} \cdot i^{0,47}$
$1,12 < t < 3,65$	$V = 34,94 \left(0,822 - \frac{t}{b}\right) \cdot t^{0,63} \cdot i^{0,47}$	$V = 12,34 \left(2,293 - \frac{t}{b}\right) \cdot t^{0,63} \cdot i^{0,47}$
$t > 3,65$	$V = 39,77 \left(0,822 - \frac{t}{b}\right) \cdot t^{0,63} \cdot i^{0,47}$	$V = 13,94 \left(2,293 - \frac{t}{b}\right) \cdot t^{0,63} \cdot i^{0,47}$

Для примера приведем расчет для левой поймы по формулам Линдбое.

1) Отношение $\frac{t}{b} = 2,03 : 75,59 = 0,0268$

2) Скорость $V = 34,94 \left(0,822 - \frac{t}{b}\right) \cdot t^{0,63} \cdot i^{0,47} =$
 $= 34,94 \cdot (0,822 - 0,0268) \cdot 2,03^{0,63} \cdot 0,00064^{0,47} =$
 $= 34,94 \cdot 0,795 \cdot 1,56 \cdot 0,0239 = 1,04 \text{ м/сек.}$

3) Расход $Q = 153,22 \times 1,04 = 159,4 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Вычисление расхода по формулам Линдбое для всего сечения сведено в таблицу.

ТАБЛИЦА 19.

	ω	t	b	$\frac{t}{b}$	V	Q
Левая пойма	153,22	2,03	75,59	0,02680	1,04	159,4
Русло реки	105,43	6,59	16,00	0,41200	1,70	179,2
Правая пойма	485,70	1,52	320,83	0,00474	0,89	432,3
Суммарный расход $\Sigma Q = Q_{\text{max}}$	—	—	—	—	—	770,9 м ³ /сек.

Заключение.

Сопоставляя результаты расчетов по формулам трех авторов:

- по Гангилье-Куттеру 856,9 м³/сек.
- „ Германеку 1162,8 „
- „ Линдбое 770,9 „

видим значительное расхождение между цифрами расхода по Линдбое и по Германеку. Сравнивая эти цифры с расходами, полученными по формулам стока, не трудно заключить, что цифра расхода по Германеку сильно преувеличена.

Наиболее вероятное значение расхода лежит между цифрами, полученными по Гангилье-Куттеру и по Линдбое, но идя по пути осторожности,

останавливаемся на расчетном расходе по Гангилье-Куттеру, принимая с округлением $Q_{max} = 860 \text{ м}^3/\text{сек}$. Величину расхода, полученную по Германеку, вводим в расчет водопропускного отверстия, как абсолютный максимальный расход, возможный в исключительных условиях при прорыве плотин, расположенных выше проектируемого водохранилища. При расчете на абсолютный максимум допущено повышение горизонта воды в водохранилище на 1 м и учтено влияние трансформационного объема водохранилища (по Кочерину) между отметками 99,00 и 100,00 м

Определение максимального расхода при учете трансформационного влияния водохранилища.

Для окончательного установления максимального расхода, необходимо еще выяснить, нельзя ли учесть влияние запасного объема проектируемого водохранилища на величину расчетного расхода в смысле его уменьшения.

Подходя к вопросу, необходимо отметить скудость гидрологических данных для обоснования такого расчета. Учет влияния водохранилища на величину максимального расхода может быть сделан по схеме, данной инж. Д. Кочериным¹ для двух случаев:

- а) в предположении трехугольной формы графика притока
- б) в предположении трапецидальной формы графика притока.

В случае прорыва плотин, лежащих выше водохранилища, график притока, вероятно, будет иметь трехугольную форму.

В предположении линейного изменения расхода за период паводка инж. Д. Кочерин дает выражение для расчетного расхода с учетом трансформационного влияния q_{max} .

- а) При трехугольной форме графика:

$$q_{max} = Q_m \left(1 - \frac{W}{\Sigma Q} \right)$$

- б) При трапецидальной форме графика

$$q_{max} \left(\frac{\Sigma Q}{Q_m} - \frac{t_2}{2} \right) = \Sigma Q - W$$

где ΣQ — суммарный сток за паводок;

Q_m — максимальный секундный расход притока;

W — запасный объем водохранилища между мертвым горизонтом и горизонтом паводка;

t_2 — период наибольшего стока.

Отметка порога водопуска, по принятому 3-му варианту — 93,00 м; однако, трудно предположить, чтобы горизонт водохранилища перед проходом паводка был понижен на 6 м, поэтому примем отметку расчетного мертвого горизонта 96,00 м, т. е. понижение 3 м ниже рабочего горизонта водохранилища; с другой стороны, во время прохода паводка допустим

¹ Д. Кочерин. Определение отверстий искусственных сооружений с учетом хода паводочного притока и наполнения пруда, стр. 245—291, труды МИИТ, вып. VI 1927 г.

повышение горизонта на 0,50 м, тогда запасный объем водохранилища между отметками 96,00 м и 99,50 м выразится (см. график объема водохранилища, Атлас, лист 1) $W = 12.750 - 4.150 = 8.600$ тыс. м³.

Величину ΣQ — суммарного стока за время паводков определяем, в виду отсутствия непосредственных гидрологических данных по бассейну р. Крынки, исходя из приблизительных соображений Д. Кочерина, как в случае весеннего, так и ливневого стока. На основании данных исследований инж. Н. Е. Долгова инж. Д. Кочерин устанавливает для южной полосы Европейской части Союза следующие нормы:

Для бассейнов около 500 кв. км предельный ливневой сток 45 мм.

Для бассейнов от 2000 до 5000 кв. км предельный ливневой сток 25—30 мм, данный в виде слоя воды над всем бассейном.

Интерполяцией для площади 1157 кв. км находим приблизительный суммарный ливневой сток 40 мм.

Суммарный весенний сток от снетотаяния инж. Д. Кочерин определяет из выражения $\Sigma Q = S\delta fF$, где:

S — наибольший снеговой запас к началу таяния;

δ — плотность снега;

f — коэффициент стока;

F — площадь водосбора.

Ввиду противоположного хода изменения величин δ и f от севера к югу, произведение δf принимается Д. Кочериным постоянным и равным $\delta f = 0,20$.

Величина S определяется Кочериным на основании составленной им карты распределения максимальных высот снеговых запасов; для интересующего нас района $S = 250$ мм.

Тогда $S\delta f = 250 \times 0,2 = 50$ мм.

Относительно величины максимального накопления снега некоторое указание можно получить из работы акад. Рыкачева и Богданова: „Таблицы высот снегового покрова за 1 и 2 декаду марта и декаду наибольшей высоты за 1890—1908 гг.“. (Исследования весеннего половодья, 1908 г. М. 1923).

По данным станций, расположенных в рассматриваемом районе: Новониколаевская, Троицкая, Каменская, Луганск, находим, что максимальная высота покрова достигала 80 см, что при плотности $\delta = 0,30$ отвечает приблизительно 250 мм водяного слоя, т. е. цифре, данной Д. И. Кочериным.

Таким образом, наибольшая величина Q_{max} получается при весеннем стоке $\Sigma Q = 0,050 \times 1\,157\,000\,000 = 57\,850\,000$ куб м.

Что касается периода наибольшего расхода t_2 , то каких-либо конкретных указаний о значении этой величины нет.

Окончательно получаем:

а) При трехугольной форме графика притока, принимая по формуле Гангилье-Куттера $Q_{max} = 856,9$ м³/сек. округленно 860,

$$q_{max} = 860 \left(1 - \frac{8\,600\,000}{57\,850\,000} \right) = 860 \times 0,852 = 733 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

б) При трапециoidalной форме графика притока определяем то время, t_2 , при котором регулирующее влияние водохранилища начинает сказываться.

Очевидно, это значение t_2 найдем, положив в выражении

$$q_{max} \left(\frac{\Sigma Q}{Q_m} - \frac{t_2}{2} \right) = \Sigma Q - W; \quad q_{max} = Q_m$$

когда

$$t_2 = 2 \frac{W}{Q_m} = 2 \frac{8.600.000}{860} = 20\,000 \text{ сек} \cong 5\frac{1}{2} \text{ час.}$$

Последний расчет показывает, что при продолжительности периода наибольшего расхода более $5\frac{1}{2}$ часов водохранилище не будет оказывать влияния в смысле уменьшения величины расчетного расхода.

Произведенные расчеты показывают, что:

а) при трехугольной форме графика расчетный расход уменьшается на 14% ;

б) при трапециoidalной форме графика уменьшение расхода можно учитывать только при продолжительности паводковой волны не более $5\frac{1}{2}$ часов.

Приведенные выше расчеты предполагают, что горизонт водохранилища перед весенним паводком понижен до отм. 96,00, что может и не быть в случае полноводного года. Поэтому более осторожно не принимать в расчет трансформационного влияния запасного объема и остановиться на расчетном расходе $860 \text{ м}^3/\text{сек}$. Кроме того учтем влияние трансформационного объема водохранилища между горизонталями 99,0 и 100,0 м на абсолютно наибольший расход, полученный по формуле Германека $Q_{max} = 1162,8 \text{ м}^3/\text{сек}$.

По предыдущему:

$$q_{max} = 1162,8 \cdot \left(1 - \frac{3.700.000}{57.850.000} \right) = 1162,8 \cdot 0,936 = 1088 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Полученный расход примем за абсолютный максимум, возможный при прорыве плотин вышележащих водохранилищ.

8. ПОСТРОЕНИЕ КРИВОЙ РАСХОДА.

Кривую расхода для поперечного профиля долины р. Крынки по оси варианта С вычисляем по формуле Гангилье-Куттера.

При построении кривой расхода, наибольший расчетный расход, соответствующей отметке уровня 94,25 м, принят равным $860 \text{ м}^3/\text{сек}$.

При вычислении остальных расходов приняты следующие данные: уклон $i = 0,00064$;

$\sqrt{i} = 0,0253$; коэффициент шероховатости для русла взят $0,030$; для поймы $0,040$.

При вычислении смоченного периметра для русла реки бралась действительная величина периметра, а для поймы таковая заменялась проекцией на горизонтальную плоскость.

Расчеты по построению кривой расхода сведены в таблицы: 20 и 21.

ТАБЛИЦА 20.

Отметки уровня воды	ω	ρ	R	\sqrt{R}	c	τ	Q
Л е в а я п о й м а							
90	4,50	9	0,50	0,71	21,00	0,38	1,71
91	17,50	17	1,08	1,02	25,50	0,55	11,53
92	38,50	25	1,54	1,24	28,20	0,82	31,57
93	71,00	40	1,77	1,33	28,55	0,90	63,90
94	126,50	71	1,78	1,33	28,70	0,90	113,85
94,25	153,22	75,83	2,02	1,42	30,06	1,08	165,50
Р у с л о р е к и							
87	3	6	0,50	0,71	28,3	0,51	1,53
88	11	10,50	1,05	1,02	33,30	0,86	9,46
89	23	15,30	1,50	1,22	36,00	1,11	25,50
90	37,51	16,50	2,27	1,51	39,84	1,52	57,00
91	53	17,48	3,03	1,74	42,00	1,85	98,00
92	69	17,48	3,95	1,99	42,95	2,16	149,00
93	85	17,48	4,86	2,20	43,87	2,42	205,70
94	101	17,48	5,78	2,40	44,35	2,70	272,70
94,25	105,43	17,48	6,03	2,46	44,74	2,78	293,10
П р а в а я п о й м а							
92	16	32	0,50	0,71	21,00	0,38	6,08
93	87	110	0,79	0,89	23,30	0,53	46,10
94	389,50	336	1,16	1,08	25,80	0,71	277,00
94,25	485,70	341,03	1,42	1,19	27,20	0,82	398,30

ТАБЛИЦА 21.

Суммарная таблица для построения кривой расхода.

Отметки уровня воды	Расход левой поймы	Расход русла реки	Расход правой поймы	Суммарный расход
87	—	1,53	—	1,53
88	—	9,46	—	9,46
89	—	25,50	—	25,50
90	1,71	57,00	—	58,71
91	11,53	98,00	—	109,53
92	31,57	149,00	6,08	186,65
93	63,90	205,70	46,10	315,70
94	113,85	272,70	277,00	663,55
94,25	165,50	293,10	398,30	856,90
				принято 860,00

На основании данных таблицы 21 построена кривая расходов (см. Атлас, лист 4).

9. ПОСТРОЕНИЕ КРИВОЙ ПОДПОРА.

Рассматривая часть продольного профиля р. Крынки от с. Зуевки Сталинского округа до хутора „Цюцюры“, замечаем, что подпор, производимый проектируемой плотиной, оказывает существенное влияние только до плотины водохранилища для водоснабжения ст. Харцызск; далее подпор от проектируемой плотины сравнительно мало влияет на отметку затопляемости местности (Атлас, лист 2)

Для построения точек кривой подпора пользуемся формулой:

$$\Delta h = \frac{Q^2 \cdot S}{R_{cp} \cdot C_{cp}^2 \cdot \omega_{cp}^2},$$

где: Δh — разность отметок двух точек кривой подпора;

Q — расчетный расход (в нашем случае 860 м³/сек.);

S — горизонтальное расстояние между двумя рассматриваемыми поперечниками;

C_{cp} , R_{cp} , ω_{cp} — среднее значение для коэффициента C , гидравлического радиуса R и площади живого сечения ω для двух рассматриваемых поперечников.

Как видно, в расчетной формуле не приняты во внимание скоростные напоры, однако, это вполне допустимо, так как для подпорных кривых это дает для Δh преувеличенные значения, а, следовательно, кривую подпора с запасом.

Коэффициент C определяем по Базену, по формуле

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}}$$

где R — гидравлический радиус;

m — коэффициент шероховатости, который мы принимаем равным 1,75, как для случая земляного русла, оказывающего большое сопротивление.

Расчет по этой формуле производится путем постепенных проб следующим образом. Задаваясь некоторым, весьма малым, превышением отметки подпорной кривой в следующем после основного сечении, определяем для этого сечения величины ω и R . Найдя эти величины, находим среднее арифметическое для ω и R . Затем по имеющимся R_{cp} определяем C_{cp} . После этого, подставляя в формулу значение букв, определяем Δh . Если Δh равно принятому значению или весьма мало отличается от него, то подбор на данном участке считаем законченным и переходим к следующему, если же Δh значительно отличается от принятого, то делаем пересчет, пока не добьемся совпадения или весьма близкого значения. Так как эти приближенные значения обыкновенно приходится брать 3-4 раза, то проще построить заранее кривые ω и R для каждого рассматриваемого сечения (поперечника). Таких поперечников мы выбираем всего 5 на всем расстоянии от оси проектируемой плотины до существующей плотины

для водоснабжения ст. Харцызск; поперечники эти следующие (нумерация поперечников соответствует пикетажу по фарватеру, Атлас, лист 1 и 2)

№ 1 —	26 + 08
№ 2 —	47 + 77
№ 3 —	70 + 47
№ 4 —	89 + 21
№ 5 —	105 + 94

Исходный поперечник №0, соответствует оси проектируемой плотины и находится на пикете 3 + 58 м.

Как основные, неизменяющиеся во все время подбора, величины, в нашу формулу входят расстояния между поперечниками, которые равны:

№ 0 — № 1:	2608 — 358 = 2250 м.
№ 1 — № 2:	4777 — 2608 = 2169 м.
№ 2 — № 3:	8047 — 4777 = 2270 м.
№ 3 — № 4:	8921 — 7047 = 1874 м.
№ 4 — № 5:	10594 — 8921 = 1673 м.

Таким образом, прежде всего необходимо построить кривые площадей и гидравлических радиусов для всех вышеприведенных поперечников.

Для поперечника №0 по оси проектируемой плотины отметка горизонта верхнего бьефа (при открытом полностью отверстии и проходе паводочного расхода 860 м³/сек.) равна + 99,00 м.

$$\omega = 3070 \text{ м}^2$$

$$R = 5,3 \text{ м.}$$

Площадями живого сечения, лежащими ниже межженного горизонта являются:

для сечения № 1	. . 14,0 м ²	при отметке	88,36
„ „ № 2	. . 7,0 м ²	„ „	89,51
„ „ № 3	. . 13,0 м ²	„ „	91,73
„ „ № 4	. . 8,0 м ²	„ „	93,68
„ „ № 5	. . 7,0 м ²	„ „	93,97

№ 1. Поперечник № 26 + 08.

$$\begin{aligned} \omega_1 (+ 98,48) &= 14,0 + 0,5 \cdot [100 \cdot 3,18 + 100 \cdot (3,18 + 4,79) + 100 \cdot (4,79 + 4,5) + \\ &+ 80 \cdot (4,5 + 4,53) + 24 \cdot (4,53 + 5,18) + 4 \cdot (5,18 + 7,48) + 16 \cdot (7,48 + \\ &+ 0,12) + 7 \cdot (10,12 + 10,12) + 10 \cdot (10,12 + 7,67) + 10 \cdot (7,67 + \\ &+ 7,64) + 10 \cdot (7,64 + 4,16) + 4 \cdot (4,16 + 24,25) + 10 \cdot (4,25 + 4,13) + \\ &+ 40 \cdot (4,13 + 3,98) + 40 \cdot (3,98 + 3,53) + 40 \cdot (3,53 + 3,08) + \\ &+ 40 \cdot (3,08 + 2,42) + 40 \cdot (2,42 + 1,53) + 20 \cdot (1,53 + 1,05) + 35 \cdot 1,05] = \\ &= 14,0 + 0,5 \cdot (318 + 797 + 929 + 722 + 233 + 51 + 266 + 142 + \\ &+ 178 + 153 + 118 + 202 + 84 + 324 + 300 + 264 + 220 + 158 + \\ &+ 52 + 37) = 2788 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

$$P_1 = 100 + 100 + 100 + 80 + 24 + 4 + 16 + 7 + 10 + 10 + 10 + 24 + 10 + 40 + 40 + 40 + 40 + 20 + 28 = 743 \text{ м.}$$

$$R_1 = \frac{2788}{743} = 3,76 \text{ м}$$

$$\omega_2 (+ 98,68) = 2788 + 743 \cdot 0,2 + 0,5 \cdot 0,2 \cdot 15 = 2937 \text{ м}^2.$$

$$P_2 = 743 + 15 = 758 \text{ м}; \quad R_2 = \frac{2973}{758} = 3,87 \text{ м}$$

$$\omega_3 (+ 99,36) = 2937 + 758 \cdot 0,68 + 0,5 \cdot 0,68 \cdot 70 = 3474 \text{ м}^2.$$

$$P_3 = 758 + 70 = 828 \text{ м}; \quad R_3 = \frac{3474}{828} = 4,2 \text{ м}$$

$$\omega_4 (+ 100,00) = 3474 + 828 \cdot 0,64 + 0,5 \cdot 0,64 \cdot 44 = 4018 \text{ м}^2.$$

$$P_4 = 828 + 44 = 872 \text{ м}; \quad R_4 = \frac{4018}{872} = 4,7 \text{ м}$$

№ 2. Поперечник № 47 + 78.

Аналогичным подсчетом получаем

$$\omega_1 (+ 98,47) = 578 \text{ м}^2 \quad P_1 = 154 \text{ м} \quad R_1 = \frac{578}{154} = 3,75 \text{ м}$$

$$\omega_2 (+ 100,00) = 824 \text{ м}^2 \quad P_2 = 168 \text{ м} \quad R_2 = \frac{824}{168} = 4,9 \text{ м}$$

$$\omega_3 (+ 102,00) = 1179 \text{ м}^2 \quad P_3 = 187 \text{ м} \quad R_3 = \frac{1179}{187} = 6,3 \text{ м}$$

№ 3. Поперечник № 70 + 47.

$$\omega_1 (+ 99,00) = 1272 \text{ м}^2 \quad P_1 = 401 \text{ м} \quad R_1 = \frac{1272}{401} = 3,17 \text{ м}$$

$$\omega_2 (+ 100,00) = 1683 \text{ м}^2 \quad P_2 = 422 \text{ м} \quad R_2 = \frac{1683}{422} = 3,99 \text{ м}$$

$$\omega_3 (+ 101,00) = 2119 \text{ м}^2 \quad P_3 = 449 \text{ м} \quad R_3 = \frac{2119}{449} = 4,72 \text{ м}$$

$$\omega_4 (+ 102,00) = 2583 \text{ м}^2 \quad P_4 = 480 \text{ м} \quad R_4 = \frac{2583}{480} = 5,38 \text{ м}$$

$$\omega_5 (+ 103,00) = 3076 \text{ м}^2 \quad P_5 = 505 \text{ м} \quad R_5 = \frac{3076}{505} = 6,09 \text{ м}$$

№ 4. Поперечник № 89 + 21.

$$\omega_1 (+ 100,00) = 915 \text{ м}^2 \quad P_1 = 335 \text{ м} \quad R_1 = \frac{915}{335} = 2,73 \text{ м}$$

$$\omega_2 (+ 102,00) = 1707 \text{ м}^2 \quad P_2 = 457 \text{ м} \quad R_2 = \frac{1707}{457} = 3,74 \text{ м}$$

$$\omega_3 (+ 103,00) = 2195 \text{ м}^2 \quad P_3 = 519 \text{ м} \quad R_3 = \frac{2195}{519} = 4,23 \text{ м}$$

$$\omega_4 (+ 104,00) = 2744 \text{ м}^2 \quad P_4 = 579 \text{ м} \quad R_4 = \frac{2744}{579} = 4,74 \text{ м}$$

$$\omega_5 (+ 104,50) = 3042 \text{ м}^2 \quad P_5 = 611 \text{ м} \quad R_5 = \frac{3042}{611} = 4,98 \text{ м}$$

№ 5. Поперечник № 105 + 94.

$$\omega_1 (+ 100,00) = 399 \text{ м}^2 \quad P_1 = 375 \text{ м} \quad R_1 = \frac{399}{375} = 1,06 \text{ м}$$

$$\omega_2 (+ 101,00) = 807 \text{ м}^2 \quad P_2 = 441 \text{ м} \quad R_2 = \frac{807}{441} = 1,83 \text{ м}$$

$$\omega_3 (+ 102,00) = 1293 \text{ м}^2 \quad P_3 = 532 \text{ м} \quad R_3 = \frac{1293}{532} = 2,43 \text{ м}$$

$$\omega_4 (+ 103,00) = 1853 \text{ м}^2 \quad P_4 = 588 \text{ м} \quad R_4 = \frac{1853}{588} = 3,15 \text{ м}$$

$$\omega_5 (+ 104,00) = 2469 \text{ м}^2 \quad P_5 = 644 \text{ м} \quad R_5 = \frac{2469}{644} = 3,84 \text{ м}$$

На основании вышеизложенных подсчетов построены кривые гидравлических элементов русла — поперечники с нанесением на них кривых площадей и гидравлических радиусов (Атлас, лист 2). Затем, путем последовательного подбора, пользуясь вышеприведенной формулой, составляем расчетную таблицу 22. Из таблицы видно, что подпор, производимый сооружением, фактически оканчивается на поперечнике № 88 + 66, т. е. на расстоянии

$$8866 - 358 = 8508 \text{ м}$$

от оси плотины, конечно при условии, что кривая наблюденных самых высоких паводков, нанесенная на профиле, соответствует действительности. Основываясь на этом, можно было бы ограничиться определением отметки кривой подпора в сечении 4-м (поперечник № 89 + 21). Однако, желая аналитически исследовать вопрос до конца, мы определили отметку еще и на поперечнике № 105 + 94. Таким образом найдены следующие отметки:

Поперечник №	26 + 08	. .	99,016 м
„	№ 47 + 77	. .	99,06 м
„	№ 70 + 47	. .	99,21 м
„	№ 89 + 21	. .	99,43 м
„	№ 105 + 94	. .	100,41 м

Продолжая кривую дальше с уклоном, равным уклону последнего участка, видим, что отметка кривой у существующей плотины для водоснабжения ст. Харцызск равна 100,65 м.

ТАБЛИ
Расчетная таблица к

№№ сече- ний	№№ попе- речников	S м	ω м ²	ω _{ср}	ω ² _{ср}	R м	R _{ср} м	C _{ср}	C ² _{ср}	Q ² · S	
										R _{ср} · C ² _{ср} · ω ² _{ср}	
0	3 + 58	2 250	3 070	3 170	10 048 900	5,3	4,7	48,0	2 304	739 600 × 2 250	
1	26 + 08		3 270			4,7 × 2 304 × 10 048 900					
0	3 + 58	2 250	3 070	3 140	9 859 600	5,3	4,7	48,0	2 304	739 600 × 2 250	
1	26 + 08		3 210			4,7 × 2 304 × 9 859 600					
1	26 + 08	2 169	3 210	2 250	5 062 500	3,1	3,67	45,5	2 070	739 600 × 2 169	
2	47 + 77		1 290			3,67 × 2 070 × 5 062 500					
2	47 + 77	2 270	1 290	1 320	1 742 400	3,24	3,32	44,4	1 971	73 600 × 2 270	
3	70 + 47		1 350			3,32 × 1 971 × 1 742 400					
3	70 + 47	1 874	1 350	1 055	1 113 025	3,40	2,92	43,0	1 849	739 600 × 1 874	
4	89 + 21		76 0			2,92 × 1 849 × 1 113 025					
3	70 + 47	1 874	1 350	1 060	1 123 600	3,40	2,94	43,0	1 849	739 600 × 1 874	
4	89 + 21		770			2,94 × 1 849 × 1 123 600					
4	89 + 21	1 673	770	720	518 400	2,48	2,04	39,0	1 521	739 600 × 1 673	
5	105 + 94		670			2,04 × 1 521 / 518 400					
4	89 + 21	1 673	770	635	403 225	2,48	1,89	38,3	1 467	739 600 × 1 673	
5	105 + 94		500			1,89 × 1 467 × 403 225					
4	89 + 21	1 673	770	660	435 600	2,48	1,93	38,5	1 482	739 600 × 1 673	
5	105 + 94		550			1,93 × 1 482 × 435 600					

Так как гребень этой плотины имеет отметку 101,16 м, то заключаем, что подпор, производимый сооружением, не влияет на подпор в верхнем участке реки (выше существующей плотины), почему и не производим расчета дальше.

ЦА 22.

построению кривой подпоры.

Δh м	Отметки		П Р И М Е Ч А Н И Я
	пробн.	окончат.	
0,015	—	99,00	Пробная отметка для № 26 + 08: $99,00 + 0,10 = 99,10$ м 1-е приближение для № 26 + 08: $99,00 + 0,02 = 99,02$ м
	99,10	—	
0,016	—	99,00	Окончат. отметка для № 26 + 08: $99,00 + 0,016 = 99,016$ м
	99,02	99,016	
0,044	—	99,016	Пробная отметка для № 47 + 77: $99,016 + 0,044 = 99,06$ м Окончат. отметка для № 47 + 77: $99,016 + 0,044 = 99,06$ м
	99,06	99,06	
0,15	—	99,06	Пробная отметка для № 70 + 47: $99,06 + 0,14 = 99,20$ м Окончат. отметка для № 70 + 47: $99,06 + 0,15 = 99,21$ м
	99,20	99,21	
0,23	—	99,21	Пробная отметка для № 89 + 21: $99,21 + 0,19 = 99,40$ м 1-е приближение для № 89 + 21: $99,21 + 0,22 = 99,43$ м
	99,40	—	
0,22	—	99,21	Окончат. отметка для № 89 + 21: $99,21 + 0,22 = 99,43$ м
	99,43	99,43	
0,77	—	99,43	Пробная отметка для № 105 + 94: $99,43 + 1,17 = 100,60$ м
	100,60	—	
1,11	—	99,43	1-е приближение для № 105 + 94: $99,43 + 0,87 = 100,30$ м 2-е приближение для № 105 + 94: $99,43 + 0,97 = 100,40$ м
	100,30	—	
0,99	—	99,43	Окончат. отметка для № 105 + 94: $99,43 + 0,99 = 100,41$ м
	100,40	100,41	

II. ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ:

1. МЕТОДИКА ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ.

Выбор места для сооружения водохранилища намечается предварительно на основании производственных, экономических и гидрологических соображений; выбор же места для постройки плотины и водопропускных сооружений определяется после детальной топографической съемки, геологических исследований и камеральной проработки полученных материалов.

Все перечисленные соображения и материалы являются основой для составления строительного проекта водохранилища.

Целью геологических исследований является выяснение геологического строения местности и свойств грунтов в основном с двух точек зрения:

- 1) определения потерь на фильтрацию,
- 2) определения строительных свойств грунта с целью выяснения типа плотины и основания водопропускного отверстия.

Полевые исследования грунтов.

Сообразуясь с инструкцией СТО¹, можно произвести следующий общий перечень полевых испытаний грунта:

А. Полевая разведка качеств грунта:

- а) осмотр местности,
- б) обследование оснований существующих сооружений и построек в данном районе и ознакомление с данными предыдущих разведок и исследований,
- в) зондировка,
- г) шурфование,
- д) бурение.
- е) определение механических свойств грунтов,
- ж) исследование режима грунтовых вод.

Б. Полевые испытания прочности грунта:

- а) упрощенные испытания ударом,
- б) испытание грунта пробной нагрузкой на сопротивление,

¹ Инструкция по испытанию и исследованию свойств грунтов на месте работ. Москва 1929.

в) испытание грунта пробной нагрузкой на осадку,

г) пробная забивка свай.

Объем испытаний, подлежащих производству в каждом отдельном случае, зависит от важности сооружения и от рода грунта.

Бурение. Наиболее универсальным методом исследования грунта является бурение, которое дает возможность проверить мощность пластов и их состав на большой глубине.

Шурфование, т. е. исследование при помощи колодез, имеет то преимущество, что дает возможность непосредственно определить по одному шурфу не только залегание, но и падение (наклон) пластов, а также плотность и внешний вид их в естественном состоянии. При появлении воды в грунте шурфование становится весьма затруднительным. Устройство шурфов обходится значительно дороже бурения. Желательно, вообще говоря, соединить бурение с шурфованием, закладывая по оси плотины в главнейших точках хотя бы небольшое число шурфов, т. к. геологические разрезы, составленные по данным одного лишь бурения, не всегда могут быть правильными.

Зондировка, исследование грунта зондом, т. е. штангой или трубой, длиной 2—4 м, которая забивается в грунт кувалдой, с поворачиванием после каждого удара, имеет значение лишь как предварительный метод.

При шурфовании и бурении производится отборка образцов грунта в двух экземплярах: первые экземпляры служат для производства исследований по определению физических свойств грунта, вторые экземпляры хранятся, как доказательство для подтверждения принятых решений.

Строительные свойства грунтов. В отношении прочности и устойчивости грунтов, как основания для сооружений, их можно разделить ориентировочно на следующие группы, расположив в порядке убывания прочности:

1. Грунт скалистый сплошной,
2. „ скалистый слоистый и трещиноватый,
3. „ скалистый обломочный,
4. „ песчаный,
5. „ глинистый,
6. „ плавун (мельчайший песок),
7. „ растительный (торф, илистый грунт).

Грунты группы 6 и 7 для основания подпорных гидротехнических сооружений (плотин) непригодны.

Вычерчивание профилей. На основании данных, полученных бурением и шурфованием, составляют две системы геологических разрезов-профилей: поперечные разрезы по оси плотины, выше и ниже ее и продольные вдоль русла реки. Разрезы вычерчиваются обычно с искажением масштаба 1:10; горизонтальный масштаб чаще всего берут 10 м в одном см, вертикальный — 1 м в одном см.

Поперечные профили проводят параллельно оси плотины: первую пару на расстоянии 30—40 м, вторую — на 70—100 м выше и ниже оси.

Профили, построенные таким образом одновременно с полевыми исследованиями, уже дают возможность сделать предварительное заключение о возможности устройства водохранилища в данном месте. Далее, с целью получения более точных и обоснованных выводов, переходят к лабораторному исследованию образцов грунта.

Лабораторные исследования грунта.

Главнейшие физические свойства мягких грунтов группы 4, 5 и 6, имеющие влияние на сопротивление их давлению и определяемые лабораторным путем, следующие:

- а) объемный вес грунта (Δ), определяемый по образцу в естественном, не нарушенном состоянии,
- б) удельный вес частиц грунта (δ), определяемый пикнометром,
- в) пористость (η), т. е. отношение объема пустот в грунте ко всему объему, занимаемому грунтом; определяется волюмометром или же из отношения:

$$\eta = \frac{\delta - \Delta}{\delta}$$

- г) влажность грунта в процентах, определяемая удалением влаги при помощи высушивания образца и взвешивания его до и после высушивания,
- д) примеси органических веществ в процентах, определяемые при помощи прокаливания и взвешивания,
- е) крупность фракций, определяемая механическим анализом,
- ж) угол естественного откоса,
- з) для скалистых грунтов — сопротивление раздавливанию.

Что касается фильтрационных свойств грунтов, то они зависят главным образом от пористости и от механического состава.

Важнейшей характеристикой грунта в фильтрационном отношении является коэффициент фильтрации (K), также подлежащий лабораторному определению.

Фильтрационные свойства грунтов. Основным законом фильтрации воды в песках до настоящего времени остается закон, данный Дарси еще в 1856 г. в виде формул:

$$V = K \cdot \frac{H}{l} = KJ; \quad Q = \omega V = K\omega J,$$

где Q — расход воды,

V — скорость фильтрации,

ω — сечение фильтра,

l — длина фильтрующей колонны,

H — разность уровней воды в верхнем и нижнем концах колонны,

$J = \frac{H}{l}$ — градиент фильтрации, т. е. относительный напор,

K — коэффициент фильтрации, зависящий от свойств песка, а частично от температуры.

Скорость фильтрации V в формуле Дарси — так называемая приведенная скорость фильтрации — не равняется истинной скорости движения фильт-

рационных струек в порах грунта, т. к. в формуле Дарси имеется ввиду воображаемая средняя скорость движения воды, которая должна существовать в каждой точке поперечного сечения ω для пропуска расхода Q .

Истинная скорость фильтрации V' больше приведенной V , и выражается формулой

$$V' = \frac{V}{\eta} = \frac{K J}{\eta},$$

где η пористость грунта.

Для определения коэффициента фильтрации в зависимости от механического состава грунта, различными исследователями предложен ряд формул, из которых укажем на формулы Газена и Сливера.

Формула Газена. Для относительно чистых песков применяется формула Газена:

$$K = A \cdot C \cdot d_e^2 (0,70 + 0,03t^\circ),$$

где A — коэффициент, зависящий от мер, в которых выражается K ; для скорости в метрах в сутки $A = 1$; для скорости в см/сек.

$$A = \frac{1}{864} = 0,00116.$$

C — так наз. коэффициент чистоты грунта, зависящий от содержания илистых, глинистых и других примесей; для чистых песков принимается C равным от 800 до 1000, для более загрязненных 500 — 800.

d_e — так называемый „действующий“ или эффективный диаметр зерна. $(0,70 + 0,03t^\circ)$ поправка на температуру; t° градусы по Цельсию, при $t^\circ = +10^\circ$ поправка на температуру равна 1.

Эффективный диаметр зерна определяется как диаметр таких частиц, меньше которых содержится в данном грунте по весу 10%.
По указанию Газена, его формула применима для песков, имеющих d_e от 0,01 до 3,0 мм и „коэффициент неоднородности“ не больше 5,0.

Коэффициентом неоднородности называется отношение $\frac{d_o}{d_e}$, где d_o диаметр такого зерна, меньше которого в грунте содержится по весу 60%.

По данным среднеазиатской практики, формула Газена оказалась применимой и при значениях $\frac{d_o}{d_e}$, значительно превышающих 5,0.

Значения d_e и d_o определяются на основании данных механического анализа.

Полагая в общей формуле Газена $t^\circ = 10^\circ$ и $C = 864$, получим формулу в упрощенном виде;

$$K \text{ (см/сек.)} = d_e^2 \text{ (мм)}$$

или в метрах в сутки при $C = 1000$

$$K \text{ (м/сутки)} = 1000 d_e^2 \text{ (мм)}.$$

Формула Сливера. Аналогичная формула предложена Сливтером

$$K = A' \cdot C \cdot d_m^2 (1 + 0,0337t^\circ), \text{ где}$$

d_m — средний диаметр зерна, определяемый по данным механического анализа.

A' — числовой коэффициент; для метров в сутки $A' = 5$, для сантиметров в секунду $A' = 0,00576$.

t° — температура по Цельсию,

C — коэффициент, зависящий от пористости грунта (η); значения приведены в таблице:

ТАБЛИЦА 23.

η	C	η	C	η	C	η	C
26	11,87	31	21,22	37	38,08	43	62,67
27	13,50	33	26,01	39	45,24	45	72,95
29	16,94	35	31,63	41	53,39	47	84,55

Вопрос о коэффициенте фильтрации для глинистых песков прорабатывался в Институте водного хозяйства научным сотрудником В. Г. Ткачук, предложившей в результате опытов формулу:

$$K = \frac{800 \cdot d_e^2}{a^2},$$

где a — количество глинистых частиц ($< 0,01$ мм) в процентах.

Вопрос о коэффициенте фильтрации для чистых глин и пород с большим содержанием глины остается до сих пор не проработанным.

Закон Дарси для глинистых песков в полной мере уже не применим, т. к. пропорциональность между расходом и градиентом нарушается.

Материалы для классификации грунтов. Для правильных строительных выводов было бы весьма важно иметь законченную и полную классификацию грунтов с гидротехнической точки зрения, т. к. только в этом случае опыт, почерпнутый при производстве какой-либо постройки, мог бы быть использован для других построек при аналогичных свойствах грунта и при том же типе сооружения.

Кроме того разбивка грунтов на группы по определенным характерным признакам могла бы иметь то значение, что по некоторым свойствам, определенным лабораторным путем (напр., состав, плотность), можно было бы судить и о других свойствах того же грунта, уже не производя соответствующих исследований.

Для условий наших равнинных рек в первую очередь необходима проработка классификации мягких грунтов (глина, песок).

Классификация и нормы Bligh'я. Блай, на основании данных, преимущественно индийской практики, дал гидротехническую классификацию водопроницаемых грунтов, разделив последние в зависимости от необходимого, по его мнению, отношения длины контура подземной части флюэта l к действующему напору H .

Отношение $C = \frac{l}{H}$ называется коэффициентом Блая (величина, обратная градиенту).

Приводим классификацию Блая и значения коэффициента C .

1. Тонкий ил или легкий песок, подобный Нильскому	18
2. Мелкий песок, подобный Колорадскому	15
3. Крупный песок	12
4. Гравий с песком	9
5. Галька с песком, булыги с песком	4—6
6. Глинистый грунт	5—9

К этой таблице многие гидротехники добавляют еще и глинистые грунты.

Нормы Блая имеют довольно большое распространение среди русских гидротехников, хотя выводы Блая в сущности могут быть полностью применены лишь к тем сооружениям, на основании изучения которых построена классификация Блая. Это сооружения с длинными растянутыми флютбетонами. Нормы Блая в общем можно считать преувеличенными. Как классификация грунтов, таблица Блая может рассматриваться лишь как предварительная наметка.

Классификация Института водного хозяйства Украины. Институт водного хозяйства приступил в 1928 г. к систематическому изучению физических свойств рыхлых осадочных пород, причем особое внимание было уделено глинистым породам: — глинам, суглинкам и глинистым пескам. В основу изучения был положен целый ряд признаков грунта, а именно его механический состав, фильтрационные свойства, объемный вес, удельный вес частиц, пористость и пластичность. Коэффициент фильтрации при этом определяется в лабораторных условиях, т. е. при нарушенной структуре грунта.

На основании экспериментальных работ научный сотрудник Института водного хозяйства В. Г. Ткачук¹ подразделяет рыхлые песчано-глинистые породы на четыре группы согласно таблице 24.

ТАБЛИЦА 24.

Классификация песчано-глинистых пород Института водного хозяйства Украины.

№ группы	Название пород	Удельный вес частиц	Коэффициент пластичности	Характеристика механического состава			Пределы значения коэффициента фильтрации		Приложимость закона Дарси
				Общая характеристика	% фракц. < 0,01	Удельная пор. верхн.	м. /сут.	см. /сек.	
II	Пески чистые	2,50 2,65	—	Преобладают песчаные фракции	0—2	1—10	$A \cdot 10^{-1}$ A	$A \cdot 10^{-2}$ $A \cdot 10^{-3}$	Закон Дарси полностью применим
I	Пески глинистые	2,65 2,70	—	То же	2—20	10—25	$A \cdot 10^{-1}$ $A \cdot 10^{-2}$	$A \cdot 10^{-4}$ $A \cdot 10^{-6}$	Значительные отклонения от закона Дарси

¹ Вісті Науково-дослідчого інституту водного господарства України, т. IV. 1930.

№ группы	Название породы	Удельный вес частиц	Коэффициент пластичности ¹	Характеристика механического состава			Пределы значения коэффициента фильтрации ²		Приложимость закона Дарси
				Общая характеристика	% фракц. < 0,01	Удельная поров. Удельная поров.	м. / сут.	см / сек.	
III	Супески	2,68 2,70	—	Преобладают мелко песчаные и пылевидные фракции	10—25	25—90	$A \cdot 10^{-3}$	$A \cdot 10^{-6}$	Отклонения незначительные Тоже Тоже
IV	Суглинки	2,68 2,70	1—30	Преобладают пылевидные и глинистые фракции	25—50	90—270	$A \cdot 10^{-4}$	$A \cdot 10^{-7}$	
V	Глины	2,70 и больше	> 30	Преобладают глинистые фракции	свыше 50	свыше 270	$A \cdot 10^{-5}$ и меньше	$A \cdot 10^{-8}$ и меньше	

Классификация фракций грунта, в зависимости от величины частиц, принятая Институтом, дана в таблице 25.

ТАБЛИЦА 25.

Диаметр частиц в м.м.	> 1,5	от 1,5 до 0,5	от 0,5 до 0,25	от 0,25 до 0,05	от 0,05 до 0,01	от 0,01 до 0,005	< 0,005
Определенные фракций	Гравий	Крупный песок	Средний песок	Мелкий песок	Пылевидный песок	Крупноглинистые частицы	Мелкоглинистые частицы
Определение группы фракций	П е с к и			П л ы в у н ы		Г л и н ы	

Породы, состоящие нацело или почти нацело из крайних фракций этой шкалы, будут являться наиболее надежными в смысле устойчивости, величины допускаемых нагрузок и обеспеченными в отношении размыва. Это будут либо чистые пески, которые при соответствующих нагрузках легко отдают избыток воды и приобретают постоянный для данного давления объем, либо чистые глины, которые хотя и не обладают

¹ Коэффициент пластичности грунта определяется как разность между нижним пределом пластичности и нижним пределом текучести, выраженными в процентах. Нижний предел пластичности определяется влажностью грунта (в процентах), при которой его можно раскатать в нити диаметром 1—1½ м.м. Нижний предел текучести определяется так: из образца грунта готовят лепешку толщиной 1 см, разрезают ее острым шпателем пополам, встряхивают, причем нижние края лепешки при достижении предела текучести сливаются.

² А—числовой коэффициент от 1 до 10. Переходный множитель от метров в сутки к сантиметрам в секунду равен 864, а приблизительно 1000.

вышеуказанным свойством чистых песков, но зато чрезвычайно долго сохраняют свою пластичность, т. е. переходят в полужидкое состояние лишь при сравнительно большом проценте содержания воды (см. нижний предел текучести глин).

Породы, состоящие из промежуточных фракций или из смеси значительного процента этих фракций с глинистыми, являются менее надежными. В первом случае это плавун, а во втором суглинок и близкие по своим свойствам к ним сильно глинистые пески, легко переходящие в текучее состояние (см. нижний предел текучести суглинков).

Геологическое обоснование проекта.

Общие соображения о качестве грунтов. В отношении прочности и устойчивости грунтов, как основания для всякого сооружения, их можно разделить на три основные группы в порядке убывания прочности.

1. Грунт скалистый.
2. Грунт песчаный (но не плавун).
3. Грунт глинистый.

Учет фильтрационных свойств грунта заставляет внести в приведенную классификацию некоторые определенные коррективы.

Крупно-песчаный грунт дает хорошее основание для всякого сооружения, но в фильтрационном отношении для подпорных сооружений он может оказаться опасным, если не содержит в себе достаточной примеси глины. То же самое можно сказать и относительно обломочного скалистого грунта. Слоистые и трещиноватые скалистые грунты обычно водопроницаемы, но применяемая в настоящее время инъекция цементного раствора под давлением в значительной степени улучшает качество трещиноватых грунтов.

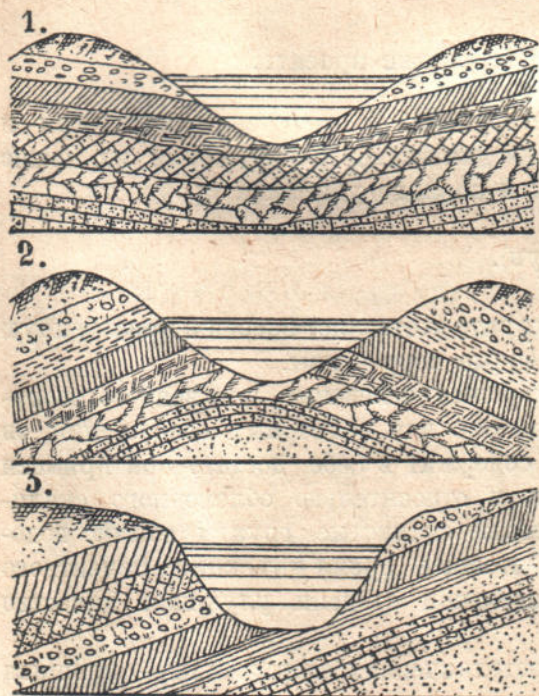
Наилучшее основание для гидротехнических сооружений — сплошная монолитная или слабо-трещиноватая скала, затем идут смешанные грунты, состоящие из крупных песчаных и мельчайших глинистых фракций. Такие грунты удовлетворяют одновременно условиям прочности и малой проницаемости, о чем было сказано выше.

Геологическое строение местности. При проектировании гидротехнических сооружений в поймах рек редко приходится иметь дело с основанием из однородного грунта, простирающегося на значительную глубину, значительно чаще наблюдается более или менее сложная картина напластований грунтов.

С точки зрения устойчивости основания под сооружением наклонное напластование, при наличии глинистых слоев, представляет опасность в смысле возможности появления сдвигов в напластованиях в том случае, когда угол падения (наклона) пластов больше угла трения для данного грунта. Угол трения для мокрой глины составляет, примерно, 20° . Особенно опасным является расположение наклонного пласта из твердой породы на жирной глине.

С точки зрения водопроницаемости основания и потерь на фильтрацию, направление падения пластов при наклонном напластовании имеет большое значение при наличии водопроницаемых прослоек.

Опасность, в смысле ухода воды из водохранилища, представляют песчаные прослойки под плотиной с падением в сторону нижнего бьефа и в сторону берегов, а также поверхность рыхлых горных пород, подвергавшихся в свое время разрушению и выветриванию, а затем покрытых хотя бы и мало проницаемыми породами. Такая поверхность представляет из себя как бы ряд каналов, по которым



Черт. 5.

возможен уход воды из водохранилища, если вода получит доступ к разрушенной породе и если расположение пластов неблагоприятно.

Изучение структуры грунта ведется в поперечном и продольном разрезах поймы. В поперечном разрезе под плотиной будем различать следующие типы расположения напластований (черт. 5).

1. Синклиналь.
2. Антиклиналь.
3. Наклонное напластование.
4. Горизонтальное напластование.

С точки зрения потерь на фильтрацию наиболее неблагоприятным является антиклинальное расположение пластов, способствующее уходу воды из водохранилища по двум направлениям, затем идут пласты с на-

клоном в одну сторону; наиболее благоприятно синклинальное расположение; промежуточное положение занимает горизонтальное напластование.

В продольном разрезе долины (поперек плотины) уходу воды способствует падение пластов в сторону нижнего бьефа, благоприятным же является обратный наклон в сторону верхнего бьефа.

Потери на фильтрацию. Подсчет потерь на фильтрацию, вообще говоря, представляет из себя весьма неопределенную задачу. Для неоднородного грунта, с которым обычно приходится иметь дело, эту задачу вряд ли можно разрешить теоретическим путем. При изменении механического состава грунта его коэффициент фильтрации изменяется в сотни и тысячи раз, и, поэтому, прослойка крупно-зернистого грунта среди мелко-зернистого, малопроницаемого, сразу вызывает значительное увеличение

фильтрационных потерь. С другой стороны, заиливание водохранилища играет немалую роль в смысле уменьшения потерь на фильтрацию.

Попытка теоретического подсчета фильтрационных потерь приведена на стр. 24.

Непосредственные измерения потерь на фильтрации, произведенные для некоторых американских водохранилищ, показывают, что в течение года эти потери составляют от нуля до 86% от емкости водохранилища.

В таблице 26 помещено несколько примеров, приводимых Костяковым¹:

ТАБЛИЦА 26.

Фильтрационные потери некоторых американских водохранилищ.

Название водохранилищ	Ш т а т	1908 г.	1909 г.	1910 г.	1911 г.
East Park	Калифорния	—	0	0	0
Gold Springs	Орегон	22%	9%	17%	15%
Dear Flat	Айдахо	—	86%	62%	61%
Clar Lake	Калифорния	—	30%	20%	6%

Наибольшие потери дает водохранилище Dear Flat. В 1914 г. для этого водохранилища, сильно фильтровавшего благодаря песчаному и гравелистому ложу, просачивание вследствие заиливания уменьшилось по сравнению с 1911 г. в 3 раза, составляя таким образом 20% от объема водохранилища в год².

Для более или менее достоверного предварительного подсчета фильтрационных потерь, кроме детальных данных о геологическом строении и свойствах грунта в районе водохранилища, нужно было бы располагать данными о фильтрационных потерях из водохранилищ, находящихся в аналогичных условиях. Пока таких данных нет, можно подойти к поставленной задаче лишь грубо приближенно, учитывая все факторы, полученные в результате полевых и лабораторных исследований, и определяя их суммарно, как условия благоприятные, средние и неблагоприятные в фильтрационном отношении.

Рассматривая приведенные выше данные из практики американских водохранилищ, можно, примерно, предложить такую шкалу для ориентировочного подсчета годовых фильтрационных потерь, выраженных в процентах от объема водохранилища:

1. Условия благоприятные от 0 до 15%.
2. Условия средние от 15 до 30%.
3. Условия неблагоприятные свыше 30%.

¹ Костяков. Основы мелиорации. 1927 г., стр. 293—294.

² Силантьев. Конструкция земляных плотин. „Вестник ирригации“ 1925 г. № 9, стр. 33.

2. ГЕОЛОГИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТА ВОДОХРАНИЛИЩА НА р. КРЫНКЕ.

Полевые разведочные работы.

Полевые геологические разведочные работы в долине р. Крынки, произведенные в 1928 г., состояли из а) осмотра местности, б) буровых работ.

Осмотр долины р. Крынки на участке четырех проектных осей площади, произведенных проф. С. Гембицким, выяснил следующее.

Река Крынка по выходе из узкой долины, левый берег которой слагается высокими, почти отвесными обнажениями песчаника, делает поворот на запад и на протяжении около 3-х километров до хут. Дубового течет по широкой долине, делая повороты сначала на юг, а затем на восток, образуя резко выраженную излучину (см. Атлас, лист 1).

Долина реки Крынки в указанном месте имеет возвышенный правый берег и более пологий левый. Река прорыла в долине довольно глубокое русло, так что при низком стоянии воды береговая терраса возвышается над уровнем воды приблизительно на 3 или 4 м.

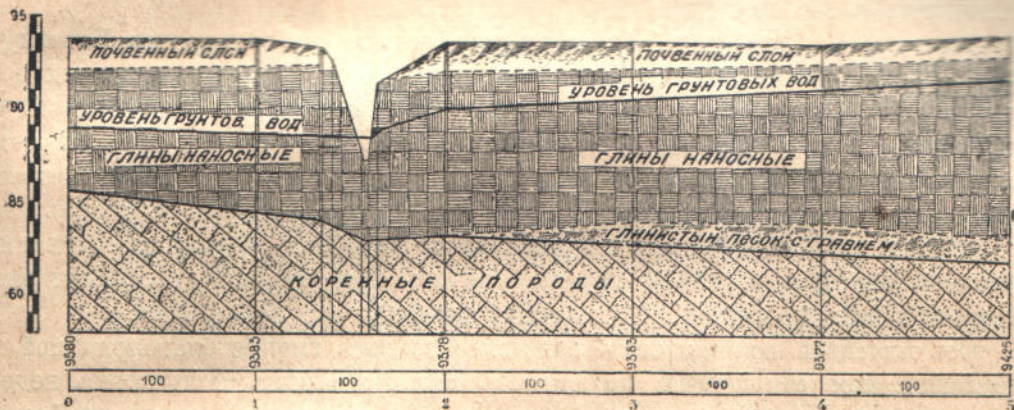
Геологическое строение долины р. Крынки представляется в следующем виде: коренными породами являются песчаники и глинистые сланцы каменноугольного возраста, относящиеся к среднему отделу, свиты S_2^3 , по обозначению Геологического комитета. Песчаники главным образом встречаются в обнажениях высокого левого берега. Сама долина выполнена аллювиальными отложениями в виде продуктов разрушения коренных пород, главным образом глинистыми, частично илистыми образованиями, на которых лежит слой чернозема.

Согласно проекта 1928 г. нормальный подпорный уровень воды в водохранилище должен быть поднят до горизонтали 100,00 м. При этой отметке ряд небольших, частью заброшенных шахт в районе с. Зувка должен быть затоплен. Вода из водохранилища проникнет через шахты в нарушенные породы, которые явятся источником для поглощения воды из водохранилища, если не будут приняты меры к изоляции шахт.

Далее в районе р. Ольховой (приток р. Крынки) при подпорной отметке 100,00, воды будут подняты более чем на 1 метр. Во время производства разведочных работ шахты № 1/5 на р. Ольховой подходили к самой реке и велись на небольшой глубине, вызывая оседание почвы и образование трещин под крестьянскими домами в кварталах, близких к реке. В весеннее половодье наблюдался усиленный приток воды в шахтные выработки со стороны реки. Приняв это во внимание, можно предположить, что поднятие уровня до отметки 100,0 может грозить затоплением выработок. Исходя из этих соображений, в предлагаемом проекте остановились на более низкой отметке нормального подпорного горизонта 90,0 м, что дает некоторый запас в смысле предохранения шахт от затопления и разрушения.

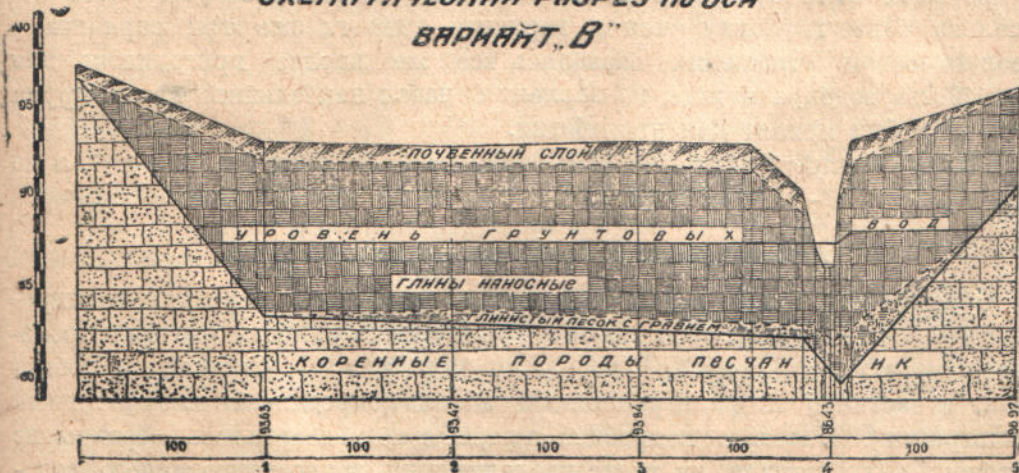
Буровые работы. Разведочные буровые работы в долине р. Крынки ниже села Зуевка были начаты в 1926 г. по оси плотины „Вариант 1928 г.“
 Первые пять буровых скважин — три по оси плотины, а две в 20 метрах выше оси, были сделаны Чистяковской геологической разведочной партией Донугля.

**СХЕМАТИЧЕСКИЙ РАЗРЕЗ ПО ОСИ
 ВАРИАНТ „А“**



Черт. 6.

**СХЕМАТИЧЕСКИЙ РАЗРЕЗ ПО ОСИ
 ВАРИАНТ „В“**



Черт. 7.

Мягкие наносные породы были пройдены простым ударно-вращательным бурением вплоть до крепких коренных аркозовых песчаников, а затем четыре из этих скважин были углублены алмазным бурением.

Диаметр скважин в наносах был 4", алмазное бурение проходило с диаметром 46 мм, с получением столбиков породы диаметром 25 мм. Во время алмазного бурения стенки скважин в наносах были закреплены обсадными трубами с внутренним диаметром в 2".

Данные бурения показали, что место, выбранное для постройки плотины, помещается на нижних слоях мощного песчаника, прикрытого глинистыми наносами. Для определения мощности песчаника бурение в одной из скважин продолжено до сланца, подстилающего песчаник. Мощность песчаника оказалась равной 8,60 м.

Далее летом 1927 года буровые разведочные работы велись Институтом водного хозяйства, которым было сделано 50 скважин в мягких породах до песчаника с целью детального выяснения геологического строения долины. Из них 7 скважин было сделано по оси предполагаемой плотины, 4 параллельно оси в 30 метрах выше ее, 4 в 30 метрах ниже оси и 35 в разных местах русла и поймы р. Крынки. В результате обработки данных бурения и принимая во внимание результаты механического анализа образцов грунта, взятого при бурении, составлен ряд геологических профилей. (Продольный профиль см. Атлас, лист 2).

Ось плотины по варианту 1928 г. оказалась вполне благоприятной в геологическом отношении, но емкость водохранилища получилась недостаточной и в 1928 году летом перешли к изысканиям для устройства плотины ниже по течению реки.

Летом 1928 года Институтом было сделано 80 скважин по трем вариантам: по оси А, выше и ниже ее 25 скважин, то же по вар. В—25 скважин, то же по вар. С—30 скважин.

Во всех этих трех вариантах залегание песчаника уже было несколько более глубоким, чем в варианте 1928 г.; все три варианта в геологическом отношении оказались все же вполне пригодными для устройства водохранилища, но вариант С давал наибольший объем пруда и потому был принят для проработки.

Геологический разрез по оси варианта А и В см. черт. 6 и 7, а по оси варианта С—Атлас, лист 4.

Лабораторная проработка образцов грунта.

Образцы грунтов из скважин по оси плотины были переданы в гидрогеологическую лабораторию Института водного хозяйства, где был произведен механический анализ пород по методу проф. Сабанина и Робинсона, а частично и фильтрационный анализ (определение коэффициента фильтрации). Наиболее подробной проработке подвергались образцы из скважин, находящихся на месте расположения запроектированного водопропускного отверстия.

Механический анализ. Научным сотрудником Института В. Ткачук был произведен механический анализ более 150 образцов, полученных при бурении. В таблице помещаем результаты анализа для наиболее характерных образцов из скважин по оси плотины варианта С.

ТАБЛИЦА 27.
Механический состав образцов грунта.

№№ сква- жин	№№ слоев	Название породы	Механический состав в %				
			10	10-0,25	0,25-0,075	0,075-0,01	0,01
70	1	Растительный грунт . . .	—	0,8	2,5	22,6	74,1
	2	Глина желтая наносная . .	—	8,9	8,0	15,0	68,1
	3	Глина желтая наносная . .	—	8,0	7,0	18,6	66,4
	4	Глина серая коренная . . .	—	0,7	1,1	12,6	85,6
	5	Песчаная глина серая . . .	—	28,9	11,8	10,9	48,4
71	3	Глина темная коренная . .	—	2,2	3,0	19,3	75,5
	4	Глинистый песок	18,6	32,6	11,1	18,0	29,7
73	2	Глина темная	—	1,1	9,2	25,1	64,6
	3	Глина серая	—	1,0	9,9	25,1	64,0
	4	Глинистый песок	10,2	45,0	12,6	7,1	25,1
74	1	Растительный грунт	—	1,9	1,3	17,0	79,8
	2	Глина желтая	—	0,7	3,4	23,1	72,8
	3	Глина серая наносная . . .	—	0,6	5,8	25,4	68,2
75	3	Глина желтая	—	3,2	8,5	17,7	70,6
	4	Глинистый песок	—	33,0	17,4	10,7	38,9

Как видно из таблицы, и наносные и коренные глины по своему механическому составу могут быть отнесены к группе V песчано-глинистых пород по классификации Института (см. таблицу 24), т. е. это глины с коэффициентом фильтрации не больше $A \cdot 10^{-3}$ см/сек.

Что касается глинистого песка, то по своему механическому составу он мог быть назван скорее суглинком, и лишь большое содержание крупно-песчаных частиц и отсутствие пластичности заставило нас условно, до более подробной проработки классификации, дать ему название глинистого песка; его фильтрационные свойства были дополнительно определены экспериментально на фильтрационном приборе. То же было сделано и для наносной глины, как доминирующей породы под основанием плотины.

Фильтрационный анализ. Фильтрационные свойства глины были проверены на приборе, сконструированном по сист. проф. Терцаги¹.

Прибор состоит из медного вертикального цилиндра, в него вставляется кольцо диам. 10 см, вышиной 4 см, в которое вмазывается испытываемая

¹ Вісті Науково-дослідчого інституту водного господарства України. Т. II, 1928, часть 1, стр. 172.

глина в пластичном состоянии. Сверху глина засыпается песком, затем дробью и прижимается грузом.

Вода просачивается через глину снизу вверх под относительным напором (градиентом) $J =$ от 5 до 50.

Коэффициент фильтрации глин из скважин по оси варианта C оказался порядка $K = A \times 10^{-8}$ см/сек, или $A \times 10^{-5}$ м/сутки. При изменении градиента коэффициент фильтрации постепенно уменьшался; резкое изменение (на 80%) коэффициента K соответствовало переходу градиента от $J = 10$ к $J = 5$.

Для глинистого песка с примесью гравия был специально сконструирован прибор для горизонтального движения воды в породе. Прибор состоит из медной трубки длиной 180 мм и диаметром 30 мм, с плотно завинчивающимися крышками с отводными носиками. С двух сторон в трубке имеются дырчатые и покрытые густой сеткой поршни. Трубка заполняется породой, которая зажимается между двумя поршнями, затем один из отводных носиков соединяется с сосудом, в котором можно поддерживать уровень воды на любой высоте. Коэффициент фильтрации вычислялся по формуле Дарси на основании количества воды, вытекающего из свободного носика трубки за определенный промежуток времени при данном напоре и при горизонтальном положении трубки.

Измерения коэффициента фильтрации для глинистого песка № 73-4 дали следующие результаты: при $J = 1,0$ $K = 4 \times 10^{-6}$ см/сек, при $J = 2,0$ $K = 4,2 \times 10^{-6}$ см/сек, при $J = 3,0$ $K = 7 \times 10^{-6}$ см/сек и при $J = 4,0$ $K = 8,2 \times 10^{-6}$ см/сек. Таким образом, несмотря на присутствие гравия и значительное содержание крупно-песчаных фракций, коэффициент фильтрации глинистого песка весьма незначителен.

Испытание песчаника. Лабораторное испытание образцов песчаника, взятых из шурфа на правом берегу реки Крынки по оси плотины варианта 1928 г., было произведено в Механической лаборатории Киевского политехнического института (испытано 4 образца) и в лаборатории строительных материалов того же Института (испытано 2 образца). Образцы были доставлены в виде кубиков размером $5 \times 5 \times 5$ см. Испытание производилось на сопротивление раздавливанию при помощи прессы Амслер-Лаффона и на водопоглощаемость.

Сопротивление раздавливанию по данным лаборатории строительных материалов после 25-кратного замораживания оказалось равным 1080 и 1100 кг/см², а по данным механической лаборатории сопротивление раздавливанию образцов без предварительного замораживания равнялось от 1125 кг/см² до 1610 кг/см². Водопоглощаемость в процентах от веса сухого образца изменялась от 0,30 до 0,55%.

Испытание на замораживание было произведено в ящике системы проф. Белелюбского при температуре -18°C . Образцы, подвергавшиеся замораживанию, после 25-кратного испытания никаких изменений как в весе, так и в наружном виде не обнаружили. На основании этих испытаний можно судить о хорошем качестве песчаника, как основания для водоспуска, и о пригодности песчаника для кладки быков и устоев.

Выводы.

Изучение геологических разрезов по 4 вариантам оси плотины: 1928 г., *A*, *B* и *C* показывает, что во всех 4-х случаях мы имеем аналогичную геологическую картину: речная долина выработана в толще коренных пород: песчаников и сланцев. Толща песчаников частью обнажается, на правом берегу реки в виде огромных отвесных скал. Речная долина заполнена аллювиальными отложениями, состоящими главным образом из глин, частично из сильно глинистых песков, составляющих самый нижний слой аллювия. Аллювиальные глины прикрыты слоем растительного грунта толщиной 1—1½ м. Мощность аллювиальных отложений колеблется от 8 до 10 м. По оси варианта *C* поверх песчаников имеются линзы коренных глин мощностью 2—3 м.

На основании изучения обнажений и сообразуясь с геологической картой Донбасса, составленной проф. Лутугиным, можно установить, что по оси варианта *A* мы имеем наклонное напластование коренных пород, от левого берега к правому, а по оси вариантов *B* и *C* приблизительно горизонтальное напластование.

Рассмотрение разреза вдоль русла реки показывает, что ни в одном месте в русле мы не имеем толщи речного насоса менее 1,40 м. Такая толща при отсутствии в ней прослоек щебня твердых пород (песчаника, известняка) должна гарантировать от ухода вод по трещинам в коренных породах. Наклон коренных пород под осью *A* направлен в сторону нижнего бьефа, а под осью *B* и *C* в сторону верхнего бьефа.

Подводя итог всему сказанному, можно заключить, что изученный участок реки Крынки является благоприятным для устройства водохранилища, в частности расположение оси плотины по варианту *C* с точки зрения геологической возражений не встречает.

Потери на фильтрацию в случае устройства водохранилища могут быть лишь самые незначительные, в водохозяйственных расчетах эти потери приняты 36000 м³ в год, что составляет 1/3% от объема водохранилища.

III. ЭСКИЗНЫЙ РАСЧЕТ ЩИТОВОГО ВОДОСПУСКА, ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ И ВЫБОР ВАРИАНТА.

Основным вариантом водопропускного отверстия по заданию должен быть водоспуск со щитами Стонея, так как применение щитов Стонея выгодно при больших подпорах (в данном случае 11 м) и больших расходах (860 м³/сек).

С целью выбора наиболее целесообразного как в экономическом, так и в эксплуатационном отношении решения, эскизно спроектированы и сравнены 4 варианта щитового водоспуска с числом пролетов от 2-х до 5-ти. Устройство только одного пролета не может быть допущено, так как в случае порчи механизма единственного щита, весь водоспуск обречен на полное бездействие.

Поэтому однопролетный вариант исключается из рассмотрения.

Основные данные по четырем вариантам приведены в следующей таблице:

ТАБЛИЦА 28.

№№ вариантов.	Число пролетов	Размер щитов в м	Превышение порога над водобоем	Напор H в м	Суммарн. ширина отверстий	Число быков	Ширина быков в м	Расстояние между устоями в м
I	5	8 × 5,0	6,0	5,0	40	4	2,5	50,0
II	4	9 × 5,5	5,5	5,5	36	3	2,8	44,4
III	3	10 × 6,0	5,0	6,0	30	2	3,0	36,0
IV	2	11 × 7,5	3,5	7,5	22	1	4,0	26,0

1. РАСЧЕТ ВОДОПРОПУСКНОГО ОТВЕРСТИЯ.

Определяем водопропускную способность водоспуска при отметке 99,0 м соответствующей нормальному рабочему горизонту водохранилища.

Щиты предполагаем поднятыми во всех пролетах.

Расчет ведем по формуле водослива:

$$Q = mb_e \sqrt{2g} H^{3/2},$$

где m берем по гидравлическому справочнику проф. Павловского для I, II, III варианта с очертанием профиля порога по Криджеру, равным 0,49, а для IV варианта с трапециoidalным округленным профилем—0,48.

b_e — эффективная ширина водопропускного отверстия определяется по формуле Френсиса:

$$b_e = b - 0,1 \xi \cdot H_0 n,$$

где b — геометрическая ширина водопропускного отверстия;

ξ — коэффициент, зависящий от формы очертания галереи сифра; $\xi = 0,7$ для полуциркулярной или заостренной формы;

n — число отдельных сжатий струи;

H_0 — напор, исправленный на скорость подхода; скоростью подхода в нашем случае пренебрегаем ввиду ее незначительности, а именно:

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{860}{3070} = 0,28 \text{ м/сек} < 0,30 \text{ м/сек}.$$

Коэффициент затопления σ_n струи принимаем равным единице, так как прыжок во всех вариантах, как это будет видно из дальнейших расчетов, — отогнан.

Коэффициент полноты напора σ_p равен единице, так как напор, соответствующий отметке 99,00, является расчетным.

Данные по расчету расходов располагаем в следующую таблицу:

ТАБЛИЦА 29.

№№ вариантов	Напор H	$H^{3/2}$	Число пролетов	Число дел сжатий	b_e в м	m	Расход Q м ³ /сек
I	5,0	11,2	5	10	36,50	0,49	888
II	5,5	12,9	4	8	32,92	0,49	923
III	6,0	14,7	3	6	27,49	0,49	878
IV	7,5	20,5	2	4	19,90	0,48	869

Как видно из этой таблицы, пропускная способность щитового водоспуска при принятых размерах и при отметке горизонта верхнего бьефа 99,0 м, во всех 4-х вариантах превосходит $Q = 860 \text{ м}^3/\text{сек}$, величину, принятую за основной расчетный расход.

Далее, проверяем пропускную способность водоспуска на прохождение абсолютно наибольшего паводочного расхода, возможного для данного сечения при прорыве вышележащих плотин — $1088 \text{ м}^3/\text{сек}$, определенного по формуле Германека (см. стр. 40); величину этого расхода можно считать преувеличенной. Для проверки определяем пропускную способность водоспуска при отметке горизонта верхнего бьефа 100,00 м (на 1 м выше нормального).

Отметка проезжей части железобетонного моста во всех 4-х вариантах взята 101,70 м; принимая во внимание, что высота моста по вариантам изменяется в пределах от 1,20 до 1,50 м (в зависимости от величины

пролета), отметка низа балок моста будет изменяться от 100,20 до 100,50 м, превышая катастрофический горизонт в водохранилище по крайней мере на 0,20 м.

Таким образом повышение уровня воды на один метр над нормальным допустимо.

Коэффициент напора σ_n при отметке 100,00 будет уже меньше единицы, так как напор отличается от расчетного.

Применяя формулу, предложенную проф. Павловским (Гидравлический справочник, стр. 57) для определения расходов при напорах менее расчетных, к данному случаю, когда напор более расчетного, получим

$$\sigma_n = 0,88 + 0,12 \sqrt{\frac{H_{90}}{H_{100}}}$$

так как

$$\sqrt{\frac{5}{6}} \approx \sqrt{\frac{5,5}{6,5}} \approx \sqrt{\frac{6}{7}} \approx \sqrt{\frac{7,5}{8,5}} \approx 0,92,$$

то σ_n для всех 4 вариантов ориентировочно равно:

$$\sigma_n = 0,88 + 0,12 \cdot 0,92 = 0,88 + 0,11 = 0,99.$$

Как и в предыдущем случае, расчет расхода через водоспуск распространяем в следующую таблицу:

ТАБЛИЦА 30.

№ вари- антов	H в м	$H^{3/2}$	Число пролетов	b в м	Число отд. сжатий	b_e	σ_n	m_r	Q м ³ /сек
I	6,0	14,7	5	40	10	35,80	0,99	0,49	1 131
II	6,5	16,55	4	36	8	32,36	0,99	0,49	1 151
III	7,0	18,5	3	30	6	27,06	0,99	0,49	1 076
IV	8,5	24,75	2	22	4	19,62	0,99	0,48	1 022

Таким образом, пропускная способность всех четырех вариантов при отметке 99,0 удовлетворяет основному расчетному расходу $Q = 860$ м³/сек и исключительному катастрофическому $Q = 1088$ м³/сек при отметке 100,0 м для первых двух вариантов.

Благодаря незначительному расхождению с заданием все четыре варианта принимаются для предварительных ориентировочных расчетов.

2. ОРИЕНТИРОВОЧНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИНЫ КРЕПЛЕНИЙ.

По Блау (Bligh).

Длина подземного контура флютбета гидротехнического сооружения, так наз. контурная линия пути фильтрации L , определяется по формуле Блау

$$L = C \cdot H$$

где H — действующий напор, т. е. разность уровней верхнего и нижнего бьефов.

C — коэффициент, зависящий от рода грунта; для глины C принимается равным от 5 до 9.

Применяя формулу и метод Блая для предварительного ориентировочного расчета флютбета, следует оговориться, что метод Блая нужно уже считать устаревшим, а формулы его дают преувеличенные размеры флютбета. Однако более новые, научно-обоснованные методы фильтрационного расчета проф. Павловского и проф. Терцага, еще недостаточно приспособлены для расчетной гидротехнической практики. Что касается выяснения характера и формы надземного потока в нижнем бьефе сооружения и связанных с этим гидротехнических расчетов, то последнему вопросу в настоящей записке уделено большое внимание.

Роль фильтрации в данном проекте не будет значительной в виду того, что грунт под основанием плотины и водоспуска глинистый и суглинистый, и, как показали лабораторные исследования, мало проницаемый. Кроме того, на глубине 7—9 метров залегают плотные песчаники. Незначительные прослойки глинистых песков предположено перерезать железобетонным шпунтовым рядом, доходящим до песчаников.

При таких обстоятельствах значение C может быть взято минимальным; принимаем $C = 5$.

Таким образом теоретическая длина пути фильтрации для всех вариантов $L = C \cdot H = 5 \cdot 11 = 55$ м.

Длина отдельных частей водоспуска по формулам Блая выражается так:

1. Понур $L_{\text{пон}} = \text{от } 1 \text{ до } 2H$.

2. Водобой $L_{\text{вод}} = 1,07 \cdot C \cdot \sqrt{H}$.

3. Крепление нижнего бьефа (длина водобоя плюс рисберма).

$L_{\text{кр}} = 0,65 \cdot C \sqrt{H_b q}$ где $C = 5$ коэффициент Блая.

H_a — высота гребня щитов под полом нижнего бьефа.

H_b — высота верхнего горизонта над дном (по Михайлову)¹ или низким горизонтом нижнего бьефа.

Длину понура, благодаря запроектированной железобетонной диафрагме по всей длине плотины, принимаем без расчета = 5,00 м.

Расчет длины водобоя и длины крепления располагаем в следующую таблицу:

ТАБЛИЦА 31.

№№ вариантов	$H_a = H_b$	$\sqrt{H_a}$	$q = \frac{Q}{b}$	$H_b \cdot q$	$\sqrt{H_b \cdot q}$	$L_{\text{вод}}$	$L_{\text{кр}}$
I	11,0	3,32	21,50	236,50	15,4	18,0	50,00
II	11,0	3,32	23,88	262,68	16,2	18,0	52,60
III	11,0	3,32	28,67	315,26	17,8	18,0	57,70
IV	11,0	3,32	39,10	430,10	20,7	18,0	67,30

¹ Михайлов К. А. Проектирование ирригационных сооружений, стр. 151.

По допускаемой скорости в конце рисбермы.

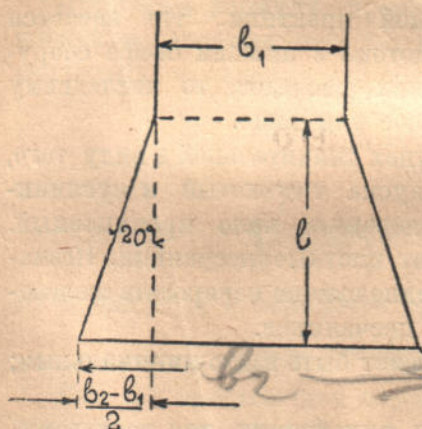
Для определения ширины рисбермы в конечном ее сечении ставим условие, чтобы скорость воды при выходе на неукрепленный грунт не превышала 1,90 м/сек (грунт — глина).

Отметка уровня воды в нижнем бьефе при расходе 860 м³/сек (см. кривую расхода) равна 135,25 м; отметку верха рисбермы принимаем равной 129,00, и при таких условиях глубина воды на рисберме будет 6,25 м.

Ширина рисбермы, соответствующая этой глубине, равна

$$b = \frac{860}{6,25 \times 1,90} = 72,5, \text{ округляя, } 73 \text{ м.}$$

Так как вычисленное значение b значительно превосходит расстояние между устоями в свету для всех 4 вариантов, то нижний бьеф должен расширяться в плане. Величину угла, образуемого нижними откосными крыльями с продольной осью водоспуска, принимаем равной 20°; это предельный угол, при котором еще нельзя



Черт. 8.

ожидать образования по бокам струи значительных полостей, заполненных водоворотами.

Суммарную длину водобоя и рисбермы $L_{кр}$ определяем из прямоугольного треугольника (черт. 8) по катету $\frac{b_2 - b_1}{2}$ и противолежащему углу

$$L_{кр} = \frac{b_2 - b_1}{2 \operatorname{tg} 20^\circ}$$

Расчеты по определению $L_{кр}$ располагаем в таблицу № 32.

ТАБЛИЦА 32.

№№ варианта	b_1	b_2	$\frac{b_2 - b_1}{2}$	$\operatorname{tg} 20^\circ$	$L_{кр}$	Примечание
1	50,0	73,0	11,5	0,364	31,6	Размеры в метрах
2	44,0	73,0	14,3	0,364	39,3	
3	36,0	73,0	18,5	0,364	50,8	
4	26,0	73,0	23,5	0,364	64,6	

Окончательно по всем 4-м вариантам длину водобоя и всего крепления принимаем:

ТАБЛИЦА 33.

№№ варианта	Длина водобоя	Длина рисбермы	Длина крепления
I	15,0	16,6	31,6
II	15,0	24,3	39,3
III	15,0	32,8	47,8
IV	15,0	42,5	57,5

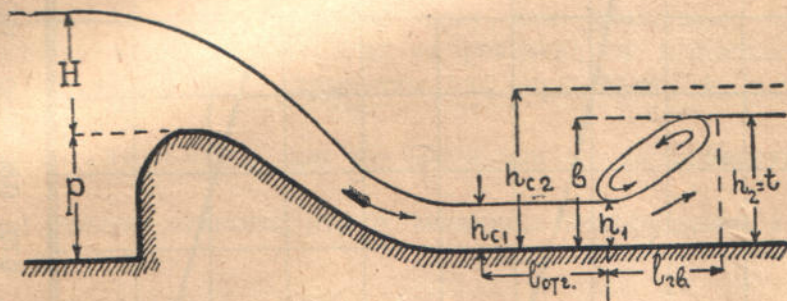
и проверяем принятые размеры гидравлическим расчетом.

3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ НИЖНЕГО БЬЕФА.

Рассмотрим схему сопряжения струи, выпадающей с водослива, с поверхностью нижнего бьефа. Щиты предполагаем поднятыми на полную высоту (черт. 9).

Вводим обозначения:

h_{c1} — глубина струи в сжатом сечении в начале водобоя (состояние течения так наз. „бурное“);



Черт. 9.

h_{c2} — глубина сопряженная с h_{c1} ;

h_2 — глубина „спокойного“ течения на водобое; при отсутствии водобойного порога она равна бытовой глубине t ;

h_1 — глубина сопряженная с h_2 , т. е. глубина в начальном сечении „прыжка воды“;

p — высота порога водоспуска над водобоем;

H — высота напора над порогом;

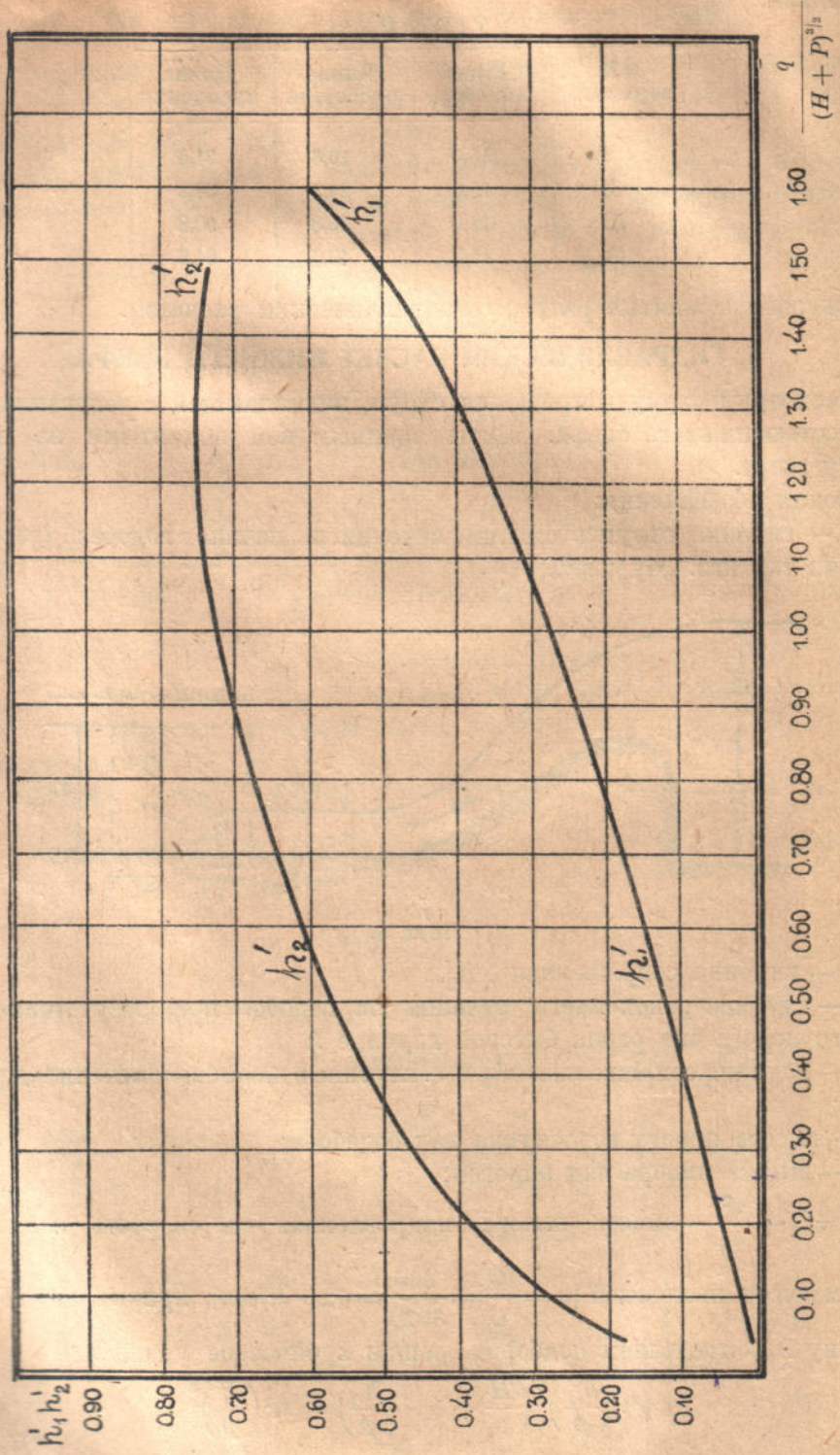
$H_0 = H + \frac{v^2}{2g}$ — высота напора, исправленная на скорость подхода; в

виду малости последней [$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{860}{3070} = 0,28$ м/сек], принимаем $H = H_0$.

Глубину h_{c1} определяем подбором, решая кубическое уравнение

$$\varphi^2 \cdot \left(\frac{h_{c1}}{p}\right)^2 \left(\frac{H}{p} + 1 - \frac{h_{c1}}{p}\right) = m^2 \left(\frac{H}{p}\right)^3$$

График Оболенского для определения h_{c1} и h_{c2} при $\varphi=0,95$ и $\alpha=1,0$.



или, что то же,

$$\frac{q}{h_{c1}} = \varphi \sqrt{2g} \sqrt{H+p-h_{c1}};$$

$$q = \frac{Q}{b} = \text{погонный расход}; \quad \sqrt{2g} = 4,43$$

φ —коэффициент скорости.

Определив h_{c1} , находим h_c по формуле

$$h_c = \frac{h_{c1}}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8q^2 \cdot \alpha}{gh_{c1}^3}} - 1 \right)$$

α —коэффициент перераспределения скоростей (коэффициент Кориолиса) принимаем равным 1,0, по предложению проф. Ребока.

Для определения формы сопряжения струи с поверхностью нижнего бьефа сравниваем h_{c2} с t . При этом, если

$h_{c2} < t$ —струя затоплена;

$h_{c2} = t$ —сопряжение надвинутым прыжком;

$h_{c2} > t$ —сопряжение отогнанным прыжком.

Определение h_{c1} , решая подбором кубическое уравнение, задача довольно кропотливая; для упрощения ее рекомендуем пользоваться графиком С. Оболенского, служащим для определения h_{c1} и h_{c2} по заданному q и $H+p$.

График Оболенского при $\varphi = 0,95$ и при $\alpha = 1,0$ приводится здесь (черт. 10).

Считаем нужным отметить, что от величины коэффициента α зависит только h_{c1} , но не h_{c2} .

На абсциссах графика отложены величины $\eta = \frac{q}{(H+p)^{3/2}}$

$$\text{на ординатах } h_1' = \frac{h_{c1}}{H+p} \text{ и } h_2' = \frac{h_{c2}}{H+p}.$$

Определив по графику h_1' и h_2' , легко находим h_{c1} и h_{c2} .

Определим форму сопряжения струи при расходе $860 \text{ м}^3/\text{сек}$ для каждого из 4-х вариантов.

Вариант I. 5 пролетов по 8 м; $b = 5 \times 8,0 = 40 \text{ м}$;

$$q = \frac{860}{40} = 21,5 \text{ м}^3/\text{сек};$$

$$\eta = \frac{q}{(H+p)^{3/2}} = \frac{21,5}{36,5} = 0,59.$$

По графику Оболенского находим

$$h_1' = 0,153,$$

откуда

$$h_{c1} = h_1' \cdot (H+p) = 0,153 \cdot 11 = 1,68 \text{ м}.$$

Проверяем полученное значение для h_{c1}

$$\frac{21,5}{1,68} = 128; \quad 0,95 \cdot 4,43 \sqrt{9,32} = 128.$$

Следовательно h_{c1} определено верно.

Глубина h_{c1} , сопряженная с h_{c1}

$$h_{c1} = \frac{1,68}{2} \left\{ \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 21,5^2}{9,81 \cdot 1,68^3}} - 1 \right\} = 6,70 > t = 6,25 \text{ м,}$$

следовательно прыжок отогнан.

Вариант II. 4 пролета по 9,0 м; $b = 4 \times 9,0 = 36,0$ м;

$$q = \frac{860}{36} = 23,9 \text{ м}^3/\text{сек};$$

$$\eta = \frac{23,9}{36,5} = 0,655.$$

По графику Оболенского находим

$$h_1' = 0,175, \text{ откуда } h_{c1} = h_1' \cdot (H + p) = 0,175 \cdot 11 = 1,93 \text{ м;}$$

$$h_{c1} = \frac{1,93}{2} \left\{ \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 23,9^2}{9,81 \cdot 1,93^3}} - 1 \right\} = 6,85 > 6,25 \text{ м}$$

— прыжок отогнан.

Вариант III. 3 пролета по 10 м; $b = 3 \times 10,0 = 30$ м;

$$q = \frac{860}{30} = 28,67 \text{ м}^3/\text{сек};$$

$$\eta = \frac{28,67}{36,5} = 0,786.$$

По графику находим

$$h_1' = 0,209, \text{ откуда } h_{c1} = 0,209 \cdot 11 = 2,30 \text{ м;}$$

проверяем полученное значение для h_{c1} подстановкой

$$\frac{28,67}{2,30} = 12,4; \quad 0,95 \cdot 4,43 \cdot \sqrt{8,70} = 12,4$$

следовательно h_{c1} определено верно.

Глубина h_{c2} сопряженная с h_{c1}

$$h_{c1} = \frac{2,30}{2} \left\{ \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 28,67^2}{9,81 \cdot 2,30^3}} - 1 \right\} = 7,46 > 6,25 \text{ м}$$

— прыжок отогнан.

Вариант IV. 2 пролета по 11,0 м; $b = 2 \cdot 11,0 = 22$ м

$$q = \frac{860}{22} = 39,1 \text{ м}^3/\text{сек}; \quad \eta = \frac{39,1}{36,5} = 1,07.$$

По графику Оболенского находим

$$h_1' = 0,306, \text{ откуда } h_{c1} = 0,306 \times 11 = 3,37 \text{ м.}$$

Проверяем полученное значение для h_{c1}

$$\frac{39,1}{3,37} = 11,6; \quad 0,95 \cdot 4,43 \cdot \sqrt{7,63} = 11,6$$

Следовательно h_{c1} определено верно.

Глубина h_{c1} сопряженная с h_c

$$h_c = \frac{3,37}{2} \left\{ \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 39,1^2}{9,81 \cdot 3,37^3}} - 1 \right\} = 8,10 \text{ м} > 6,25 \text{ м}$$

— прыжок отогнан,

Гидравлический расчет длины водобоя.

Приведенный выше ориентировочный расчет длины креплений по Блаю можно рассматривать как первое и при том довольно грубое приближение. Более надежные результаты могут быть получены при определении длины креплений в зависимости от формы и типа сопряжения ниспадающей струи с нижним бьефом.

В предлагаемом эскизном расчете рассмотрен лишь один частный случай истечения через водоспуск, а именно при расчетном расходе $Q = 860 \text{ м}^3/\text{сек.}$ и отметке уровня верхнего бьефа 99,00 м. Как было уже показано, во всех вариантах при этом получается отогнанный прыжок.

Для определения длины водобоя нужно далее:

- 1) определить длину отгона прыжка $l_{отг.}$
- 2) определить длину поверхностного водоворота с горизонтальной осью, образующегося при прыжке $l_{г.в.}$

При расчете водобоя ставим условие, чтобы поверхностный водоворот прыжка не выходил за пределы хорошо укрепленного водобоя.

Расчет ведется в предположении плоской водобойной части с нулевым уклоном.

В конце водобоя, для лучшего погашения энергии потока, для предохранения рисбермы от размывов и для более равномерного распределения потока по рисберме, запроектирован зубчатый порог Ребока высотой 1,00 м и шириною 2,00 м (см. Атлас, лист 10).

Многочисленные лабораторные опыты, а также работа порога в построенных сооружениях, показали полную целесообразность этой конструкции. (См. дальше черт. 29).

Окончательно полная длина водобойной плиты между порогом водоспуска и рисбермой определяется как сумма следующих величин:

$l_{отг.}$ = длина отгона прыжка

$l_{г.в.}$ = длина поверхностного горизонтального водоворота

$l_{зан}$ = некоторый запас

$l_{пор}$ = ширина порога Ребока = 2,0 м.

Метод Hinds'a для определения длины отгона прыжка.

Для определения длины отгона прыжка обычно применяемые ф-лы Бресса и др. неприемлемы, так как они имеют ввиду призматическое (в крайнем случае — медленно расширяющееся) русло; в данном же случае водобой спроектирован расширяющимся под углом 20° в обе стороны. Расширение русла целесообразно, так как оно в значительной степени уменьшает длину отгона прыжка.

Длину отгона прыжка для переходного участка при переменной ширине русла удобнее всего определять графо-аналитическим способом Хиндса¹ (Hinds).

Hinds пользуется известным уравнением прыжка, по которому взаимные глубины h_1 и h_2 связаны зависимостью

$$\frac{Q}{g} \cdot v_1 + P_1 = \frac{Q}{g} v_2 + P_2, \text{ где}$$

v — средняя скорость, Q — расход воды, P — давление воды на плоскость живого сечения ω . Значки 1 и 2 указывают к какому сечению относится уравнение.

По этому уравнению для любого заданного русла и постоянного расхода можно, задаваясь различными h , путем подбора найти сопряженную с ней глубину, т. к. при данном расходе и форме русла правая и левая часть уравнения прыжка являются функциями глубины h .

Выражение $\Pi(h) = \frac{Q}{g} v + P$ взятое, как функция глубины h , называется „прыжковой функцией“.

Hinds строит графически изменение функции $\Pi(h)$ вдоль оси потока, когда глубина h и скорость v вообще меняется, а следовательно изменяется и функция $\Pi(h)$.

Начало прыжка (правильнее — ось прыжка) Hinds находит как точку пересечения кривых прыжковых функций $\Pi(h_1)$ и $\Pi(h_2)$, построенных для „бурного“ и „спокойного“ течений.

Для прямоугольного русла

$$\omega = b \cdot h; \quad v = \frac{Q}{b \cdot h}; \quad P = \frac{b h^2}{2};$$

тогда выражение „прыжковой функции“ примет вид

$$\Pi(h) = \frac{Q^2}{b h g} + \frac{b h^2}{2}.$$

Определяем значения h_1 и h_2 для „бурного“ и „спокойного“ течений для всех 4-х вариантов для сечений, взятых через 10 м по оси флютбета водоспуска.

¹ Проф. Н. Н. Павловский — О новых работах по гидравлике. Ленинград, 1928. „Известия Научно-мелиорационного института“ № 8-9 1925 г.

Для ориентировочного расчета принимаем величины h_1 и h_2 в пределах бурного и спокойного течений постоянными.

Откладывая по оси ординат значения $\Pi(h_1)$ для „бурного“ течения и $\Pi(h_2)$ для „спокойного“ течения, а по оси абсцисс соответствующие ширины b вдоль оси потока, получим координаты точек для построения кривых прыжковых функций. Построив кривые прыжковых функций, находим точку пересечения их, которую и принимаем за начало прыжка.

Точка пересечения соответствует равенству $\Pi(h_1) = \Pi(h_2)$.

При определении положения оси прыжка на водобое нужно принять во внимание образование вихрей ниже бьефа, уменьшающих площадь живого сечения струи. Исследование этого вопроса приведено ниже.

Определение ширины живого сечения струи, соответствующей началу прыжка.

Вариант I. 5 пролетов по 8 м с 4-мя быками по 2,5 м.

Значения ширины нижнего бьефа через 10 м по оси сооружения следующие:

$$b_1 = 5,8 + 4 \cdot 2,5 = 50 \text{ м}$$

$$b_2 = 50 + 0,728 \cdot 10 = 57,3 \text{ м}$$

$$b_3 = 50 + 0,728 \cdot 20 = 64,6 \text{ м}$$

Ход расчета по определению „прыжковых функций“ располагаем в следующие таблицы:

А. Бурное течение.

$$h_1 = 1,68 \text{ м}; \quad h_1^2 = 2,82; \quad \frac{h_1^2}{2} = 1,41; \quad Q^2 = 739 \text{ 600.}$$

ТАБЛИЦА 34.

b	$\omega_1 = bh_1'$	$\omega_1 g$	$\frac{Q^2}{\omega_1 g}$	$\frac{bh_1^2}{2}$	$\Pi(h_1)$
50,0	84,0	824,0	897,6	70,5	968,1
57,3	96,4	946,0	781,8	80,8	862,6
64,6	108,5	1 064,0	695,1	91,1	786,2

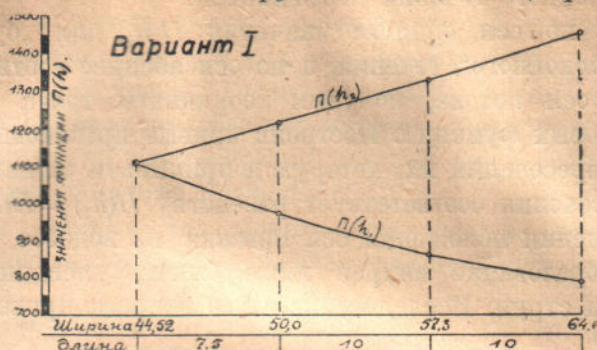
Б. Спокойное течение.

$$h_2 = 6,25 \text{ м}; \quad h_2^2 = 39,1; \quad \frac{h_2^2}{2} = 19,55; \quad Q^2 = 739 \text{ 600.}$$

ТАБЛИЦА 35.

b	$\omega_2 = bh_2$	$\omega_2 g$	$\frac{Q^2}{\omega_2 g}$	$\frac{bh_2^2}{2}$	$\Pi(h_2)$
50,0	312,5	3 066	241,2	978	1 219,2
57,3	358,1	3 513	210,5	1 120	1 330,5
64,6	403,8	3 961	186,7	1 263	1 449,7

По кривым прыжковых функций находим, что начало прыжка соответствует ширине живого сечения струи $b^{пр.} = 44,52$ м (черт. 11).



Черт. 11.

Вариант II. 4 пролета по 9,0 м с 3-мя быками шириною 2,80 м каждый. Значения ширины нижнего бьефа через 10 м по оси сооружения следующие:

$$b_1 = 4 \cdot 9,0 + 3 \cdot 2,8 = 44,40 \text{ м}$$

$$b_2 = 44,4 + 10 \cdot 0,728 = 51,7 \text{ м}$$

$$b_3 = 44,4 + 20 \cdot 0,728 = 59,0 \text{ м}$$

Ход расчетов по определению „прыжковых функций“ располагаем в следующие таблицы:

А. Бурное течение.

$$h_1 = 1,93 \text{ м}, \quad h_1^2 = 3,72, \quad \frac{h_1^2}{2} = 1,86, \quad Q^2 = 739\,600$$

ТАБЛИЦА 36.

b	$\omega_1 = bh_1$	$\omega_1 g$	$\frac{Q^2}{\omega_1 g}$	$\frac{bh_1^2}{2}$	$\Pi(h_1)$
44,4	85,7	846	879,4	2,6	962,0
51,7	99,8	979	755,4	96,2	851,6
59,0	113,9	1 117	662,1	109,7	771,8

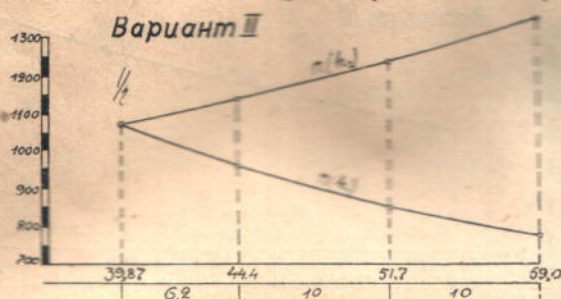
Б. Спокойное течение.

$$h_2 = 6,25 \text{ м}, \quad h_2^2 = 39,1, \quad \frac{h_2^2}{2} = 19,55, \quad Q^2 = 739\,600$$

ТАБЛИЦА 37.

b	$\omega_2 = bh_2$	$\omega_2 g$	$\frac{Q^2}{\omega_2 g}$	$\frac{bh_2^2}{2}$	$\Pi(h_2)$
44,4	77,5	2 722	276,7	868,0	1 139,7
51,7	323,1	3 170	233,3	1 010,7	1 244,0
59,0	368,8	3 618	204,4	1 153,5	1 357,9

По кривым „прыжковых функций“ находим, что начало прыжка соответствует ширине живого сечения струи $b_{пр.} = 39,87$ м (черт. 12).



Черт. 12.

Вариант III. Три пролета по 10 м с 2-мя быками шириною по 3 м. Значения ширины нижнего бьефа по оси сооружения следующие:

$$b_1 = 3 \cdot 10 + 2 \cdot 3 = 36,0 \text{ м}$$

$$b_2 = 36 + 10 \cdot 0,728 = 43,3 \text{ м}$$

$$b_3 = 36 + 20 \cdot 0,728 = 50,6 \text{ м.}$$

Ход расчетов по определению „прыжковых функций“ располагаем в следующие таблицы:

А. Бурное течение.

$$h_1 = 2,3 \text{ м, } h_1^2 = 5,29 \text{ м, } \frac{h_1^2}{2} = 2,65 \text{ м, } Q^2 = 739\,600$$

ТАБЛИЦА 38.

b	$\omega_1 = bh_1$	$\omega_1 g$	$\frac{Q^2}{\omega_1 g}$	$\frac{bh_1^2}{2}$	$\Pi(h_1)$
36,0	82,8	812	910,8	95,4	1 006,2
43,3	99,6	977	757,1	114,7	871,8
50,6	116,4	1 142	647,7	134,1	781,8

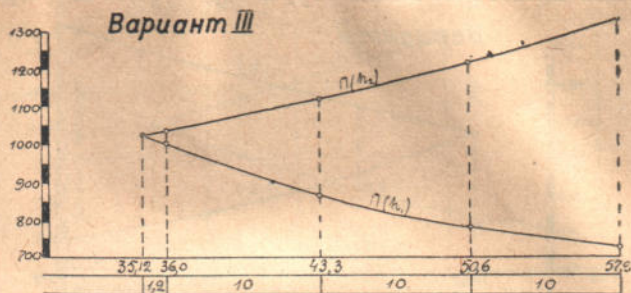
Б. Спокойное течение.

$$h_2 = 6,25 \text{ м, } h_2^2 = 39,1 \text{ м, } \frac{h_2^2}{2} = 19,55 \text{ м, } Q = 739\,600$$

ТАБЛИЦА 39.

b	$\omega_2 = bh_2$	$\omega_2 g$	$\frac{Q^2}{\omega_2 g}$	$\frac{bh_2^2}{2}$	$\Pi(h_2)$
36,0	225,0	2 207	335,1	703,8	1 038,9
43,3	270,6	2 654	278,5	846,5	1 122,5
50,6	316,3	3 103	238,3	989,2	1 227,5

По кривым „прыжковых функций“ находим, что начало прыжка соответствует ширине b потока $b_{пр} = 35,12$ м (черт. 13).



Черт. 13.

Вариант IV. Два пролета по 11 м с одним быком шириною 4 м. Значения ширины нижнего бьефа через 10 м по оси сооружения следующие:

$$b_1 = 2 \cdot 11 + 4 = 26 \text{ м}$$

$$b_2 = 26 + 10 \cdot 0,728 = 33,3 \text{ м}$$

$$b_3 = 26 + 20 \cdot 0,728 = 40,6 \text{ м}$$

$$b_4 = 26 + 30 \cdot 0,728 = 47,9 \text{ м}.$$

Ход расчетов по определению „прыжковых функций“ располагаем в следующие таблицы.

А. Бурное течение.

$$h_1 = 3,37 \text{ м}; \quad h_1^2 = 11,36 \text{ м}; \quad \frac{h_1^2}{2} = 5,68 \text{ м}; \quad Q^2 = 739 \text{ 600}$$

ТАБЛИЦА 40.

b	$\omega_1 = bh_1$	$\omega_1 g$	$\frac{Q^2}{\omega_1 g}$	$\frac{bh_1^2}{2}$	$\Pi(h_1)$
26,0	87,6	859	861,0	147,7	1 008,7
33,3	112,2	1 101	671,8	189,1	860,9
40,6	136,8	1 342	551,1	230,6	781,7
47,9	161,4	1 583	467,2	272,1	739,3

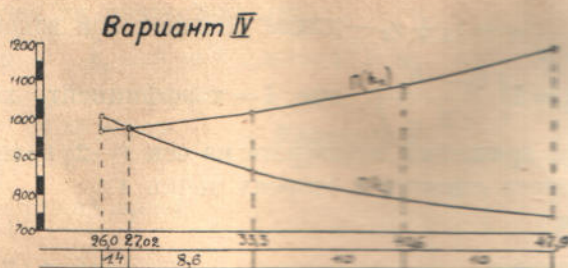
Б. Спокойное течение.

$$h_2 = 6,25 \text{ м}; \quad h_2^2 = 39,1 \text{ м}; \quad \frac{h_2^2}{2} = 19,55 \text{ м}; \quad Q^2 = 739 \text{ 600}$$

ТАБЛИЦА 41.

b	$\omega_2 = bh_2$	$\omega_2 g$	$\frac{Q^2}{\omega_2 g}$	$\frac{bh_2^2}{2}$	$\Pi(h_2)$
26,0	162,5	1 594	463,9	508,3	972,2
33,3	208,1	2 041	362,3	651,0	1 013,3
40,6	253,7	2 489	297,2	793,7	1 090,9
47,9	299,4	2 937	251,8	936,4	1 188,2

По кривым „прыжковых функций“ находим, что начало прыжка соответствует ширине живой струи, равной $b_{пр} = 27,02$ м (черт. 14).

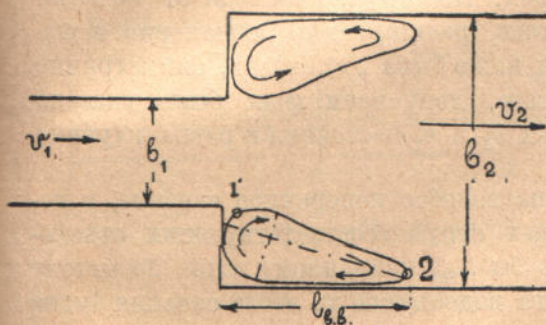


Черт. 14.

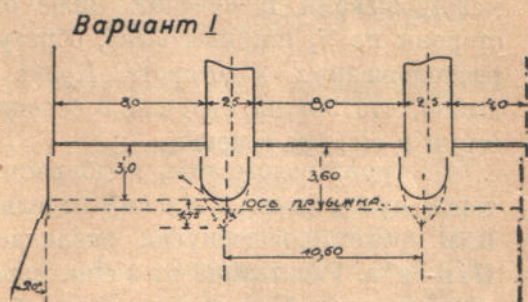
Построение водоворотов по методу Мацмана.

Приведенными выше расчетами определена ширина живого сечения струи, соответствующая началу прыжка. Чтобы определить начало прыжка на водобое, необходимо принять во внимание вертикальные водовороты, которые уменьшают ширину живого сечения струи.

Для определения длины водоворотов, образующихся ниже быков, воспользуемся формулами инж. Б. А. Мацмана¹, который в основу своих



Черт. 15.



Черт. 16.

выводов ставит допущение, что движение водоворота происходит по закону площадей, т. е. произведение окружной скорости каждой частицы водоворота на расстояние ее до оси вращения, есть величина постоянная для всех точек траектории данной частицы.

При внезапном расширении струи от сечения b_1 к сечению b_2 и при достаточной глубине струи в сечении b_2 , по бокам ее образуются водовороты с вертикальной осью вращения (черт. 15).

Зная расход Q и глубину струи h_1 и h_2 в сечениях b_1 и b_2 , можно определить соответствующие скорости v_1 и v_2 в тех же сечениях.

Допускаем, что наибольшая скорость частиц водоворота в точке 1 равна v_1 , а наименьшая в точке 2 равна v_2 .

¹ „Вестник ирригации“, № 2 1928 г.

Тогда по закону площадей

$$v_1 r_1 = v_2 r_2 = \text{const.};$$

$l_w = r_1 + r_2$ — длина большой оси водоворота.

Обозначаем $r_1 = \xi \left(\frac{b_2 - b_1}{2} \right)$, где ξ — коэффициент, характеризующий положение центра вращения водоворота на оси 1—2; величина $\xi \geq 0,5$, так как центр водоворота сдвинут в сторону точки 1.

Таким образом

$$r_2 = \xi \left(\frac{b_2 - b_1}{2} \right) \cdot \frac{v_1}{v_2}; \quad l_w = r_1 + r_2 = \frac{(v_2 + v_1) \cdot \xi \cdot (b_2 - b_1)}{2v_2}.$$

Для целей практики инж. Мацман считает возможным принять $\xi = 0,5$ и заменить длину большой оси водоворота (1—2) ее проекцией на ось потока, после чего формула длины водоворота принимает вид:

$$l_{a.s.} = l_w = \frac{(v_2 + v_1)(b_2 - b_1)}{4v_2}$$

Эту формулу принимаем для дальнейших расчетов.

Переходя к нашему случаю, считаем, что струя, переходя от сечения между быками к сечению ниже быков, расширяется равномерно в обе стороны на $\frac{1}{2}$ ширины быка, образуя ниже быка 2 смежных, симметрично расположенных водоворота. Кроме того, допускаем (как было указано выше), что высота струи h в сечениях b_1 и b_2 постоянна и равна глубине струи в сжатом сечении.

Построив водовороты, подбираем на водобое поперечное сечение, в котором сумма живых сечений отдельных струй (соответствующих отдельным пролетам водоспуска) равнялась бы b_{np} , найденному выше по методу Hinds'a. Расстояние от конца порога водоспуска до этого сечения будем считать длиной отгона прыжка, обозначив ее через l .

Пользуясь приведенной формулой, определяем длину отгона прыжка для всех 4-х вариантов.

Вариант I. 5 пролетов по 8 м, 4 быка шириной по 2,50 м.

$$b_1 = 8,0 \text{ м}; \quad b_2 = 8,0 + 2,50 = 10,5 \text{ м}; \quad h = 1,68 \text{ м}$$

$$v_1 = \frac{Q}{b_1 \cdot h \cdot n} = \frac{860}{8 \times 1,68 \times 5} = 12,8 \text{ м/сек};$$

$$v_2 = \frac{Q}{b_2 \cdot h \cdot n} = \frac{860}{10,5 \times 1,68 \times 5} = 9,76 \text{ м/сек.}$$

Длина вертикального водоворота за быками:

$$l_{a.s.} = \frac{(9,76 + 12,8)(10,50 - 8)}{4 \times 9,76} = 1,45 \text{ м.}$$

Построив водовороты на плане водобоя, определяем по чертежу длину отгона прыжка $l = 3,60$ м (черт. 16).

Вариант II. 4 пролета по 9,00 м, 3 быка шириной по 2,80 м.

Производим расчет по предыдущему:

$$b_1 = 9,0 \text{ м}; \quad b_2 = 9,00 + 2,80 = 11,8 \text{ м}; \quad h = 1,93 \text{ м}$$

$$v_1 = \frac{860}{1,93 \times 9 \times 4} = 12,38 \text{ м/сек}$$

$$v_2 = \frac{860}{1,93 \times 11,80 \times 4} = 9,44 \text{ м/сек.}$$

Длина вертикального водоворота за быками

$$l_{в.в.} = \frac{(9,44 + 12,38)(11,30 - 9,0)}{4 \times 9,44} = 1,62 \text{ м.}$$

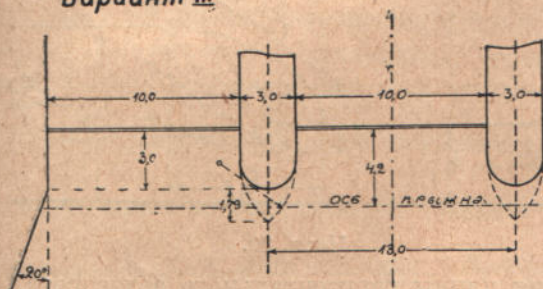
Построив водовороты на плане

водобоя, находим длину отгона прыжка $l = 3,80$ м (черт. 17).

Вариант III. 3 пролета по 10 м; 2 быка по 3,0 м.

$$b_1 = 10 \text{ м}; \quad b_2 = 10 + 3 = 13 \text{ м}; \quad h = 2,30 \text{ м};$$

Вариант III



Черт. 18.

$$v_1 = \frac{860}{2,30 \times 10 \times 3} = 12,46 \text{ м/сек};$$

$$v_2 = \frac{860}{2,30 \times 13 \times 3} = 9,60 \text{ м/сек};$$

$$l_{в.в.} = \frac{(9,60 + 12,46)(13 - 10)}{4 \times 9,60} = 1,72 \text{ м.}$$

Построив водовороты на плане водобоя, находим по чертежу длину отгона прыжка $l = 4,20$ м (черт. 18).

Вариант IV. 2 пролета по 11 м с одним быком шириной 4 м.

$$b_1 = 11,0 \text{ м}; \quad b_2 = 11 + 4 = 15,0 \text{ м}; \quad h = 3,37 \text{ м};$$

$$v_1 = \frac{860}{3,37 \times 11 \times 2} = 11,60 \text{ м/сек};$$

$$v_2 = \frac{860}{3,37 \times 15 \times 2} = 8,51 \text{ м/сек};$$

$$l_{в.в.} = \frac{(11,60 + 8,51)(15 - 10)}{4 \times 8,51} = 2,96 \text{ м.}$$

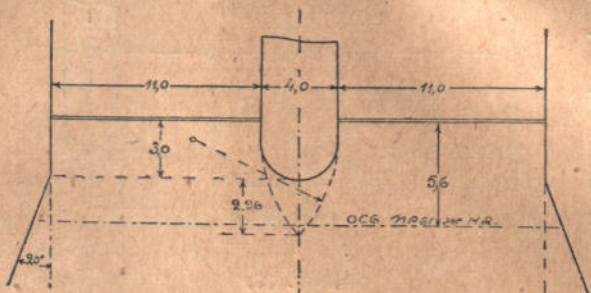
Построив водовороты на плане водобоя, находим длину отгона прыжка $l = 5,60$ м (черт. 19).

Определение длины поверхностного горизонтального водоворота, образующегося при отогнаном прыжке, производим также по методу инж. Б. А. Мацмана¹ (черт. 20).

По заданному расходу и глубине струи h_1 и h_2 находим скорости v_1 и v_2 , соответствующие этим глубинам, предполагая, что ширина потока b постоянная.

Допускаем, что наибольшая скорость частиц водоворота в точке 1 равна v_1 и наименьшая в точке 2 равна v_2 (черт. 20).

вариант IV



Черт. 19.

На основании закона площадей можем написать

$$r_1 v_1 = r_2 v_2 = \text{const.} \dots (x)$$

и $l_w = r_1 + r_2$ есть длина большой оси водоворота.

Обозначаем $r_1 = \xi(h_2 - h_1)$, где:

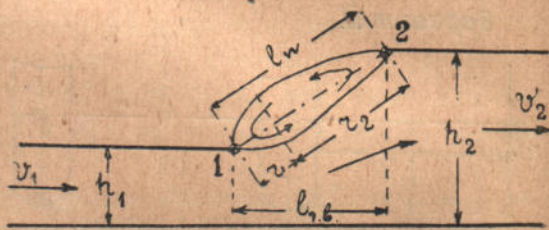
ξ = коэффициент, характеризующий положение центра вращения водоворота по оси

1—2; $\xi \geq 0,5$, так как центр вращения водоворота сдвинут в сторону точки 1.

Подставляя выражение для r_1 в формулу (x), получим:

$$v_1 \xi (h_2 - h_1) = v_2 r_2.$$

Принимая горизонтальную проекцию большой оси водоворота равной самой оси l_w (ввиду незначительности угла наклона к горизонту и в запас расчета) и считая $\xi = 0,5$, получим окончательную расчетную формулу для определения длины горизонтального водоворота.



Черт. 20.

$$l_{c.o.} = l_w = \frac{(v_2 + v_1) \cdot (h_2 - h_1)}{2v_2} = \frac{(h_2 + h_1) \cdot (h_2 - h_1)}{2h_1}$$

Определяем по этой формуле длину большой оси поверхностного горизонтального водоворота, принятую нами за длину прыжка.

Глубины h_1 и h_2 соответствуют „бурному“ и „спокойному“ течению.

Расчет по определению длины поверхностного горизонтального водоворота располагаем в следующую таблицу:

ТАБЛИЦА 42.

№№ вариантов	h_1	h_2	$h_2 + h_1$	$h_2 - h_1$	$\frac{(h_2 + h_1) \times (h_2 - h_1)}{2h_1}$	$2h_1$	$l_{c.o.}$
I	1,68	6,25	7,93	4,57	36,24	3,36	10,79 м
II	1,93	6,25	8,18	4,32	35,34	3,86	9,16 "
III	2,30	6,25	8,55	3,95	33,77	4,60	7,34 "
IV	3,37	6,25	9,62	2,88	27,71	6,74	4,11 "

¹ „Вестник ирригации“ № 2 за 1928 г.

Картина образования прыжка бывает довольно разнообразная, но все же можно разделить прыжки по внешнему виду на два основных типа:

прыжок с волнистой струей,

прыжок с горизонтальным водоворотом.

Прыжок первого типа представляет собой ряд волн с затухающей амплитудой. Гребни волн расположены выше поверхности спокойного течения; затем, постепенно понижаясь, сливаются с этой поверхностью, и поток переходит к картине равномерного движения. Поверхность волн бывает или гладкая, или же имеет буруны-водовороты с верхней стороны волн.

Прыжок второго типа представляет собой более резкий переход от поверхности бурного течения к поверхности спокойного. В месте перехода расположен резко выраженный водоворот с горизонтальной осью (Deckwalze). Сопрягающая поверхность бурлит, пенится, отделяя захваченные ею пузырьки воздуха и брызги воды. Скорости сопрягающей свободной поверхности направлены против течения потока. В сечении непосредственно перед водоворотом свободная поверхность гладкая, далее поток веерообразно расширяется под водоворотом, замедляет скорость и переходит к спокойному течению.

В прилагаемых чертежах приведен ряд примеров образования прыжка в лаборатории в Карлсруэ¹.

Из этих примеров видно, что между двумя основными типами прыжка нет резко выраженной границы, и один тип может иногда переходить в другой. Все же можно установить, что критерием образования одной или другой формы прыжка является отношение между глубинами спокойного и бурного течения $\frac{h_2}{h_1}$. При значениях $\frac{h_2}{h_1}$ больше 2,40 наблюдается прыжок с водоворотом, при $\frac{h_2}{h_1}$ меньше 2,40 — преимущественно прыжок с волнистой струей. В пределах $\frac{h_2}{h_1}$ от 2,00 до 2,40 наблюдаются оба типа прыжка.

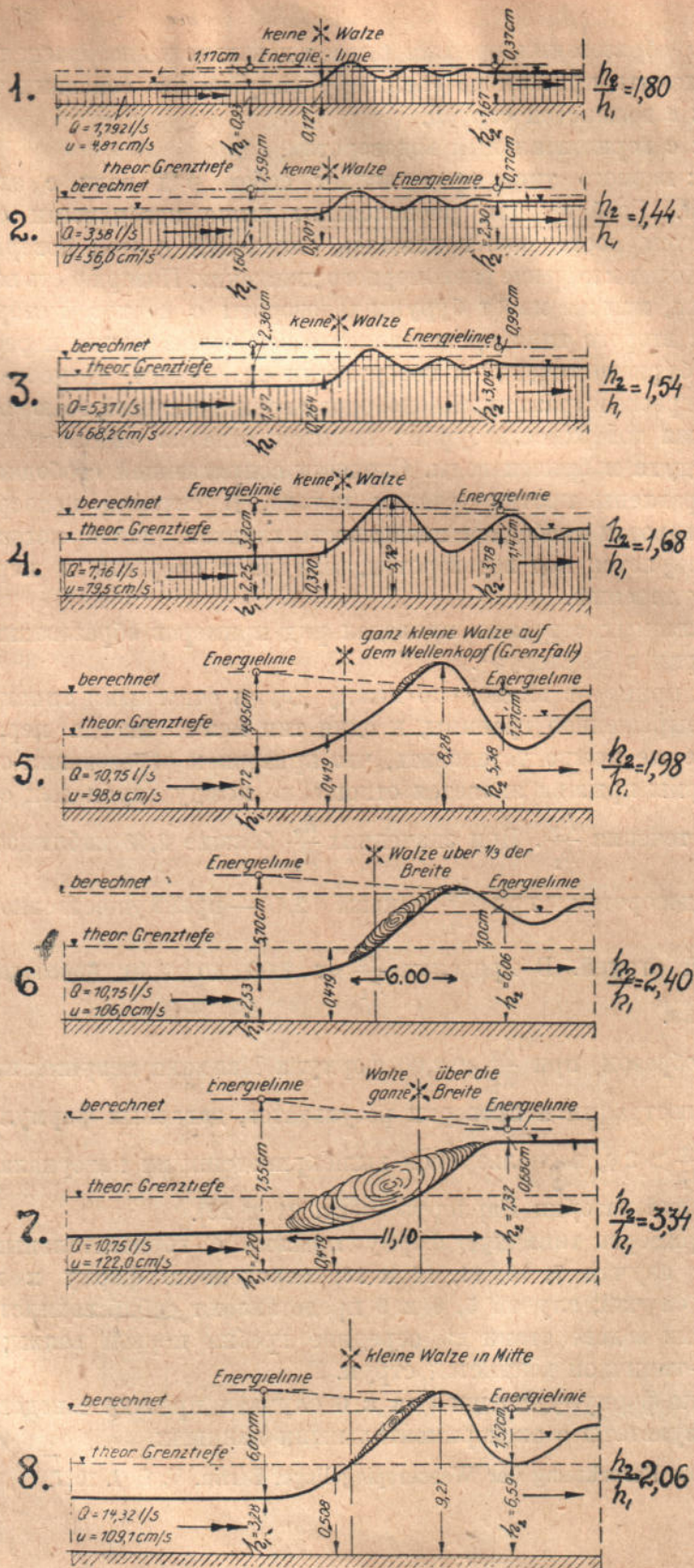
Таким образом при $\frac{h_2}{h_1} < 2,00$ формула Мацмана неприменима.

Для иллюстрации и проверки результатов, даваемых формулами Мацмана при $\frac{h_2}{h_1} > 2,0$, воспользуемся вышеприведенными материалами, полученными в лаборатории Карлсруэ (черт. 21 и 22).

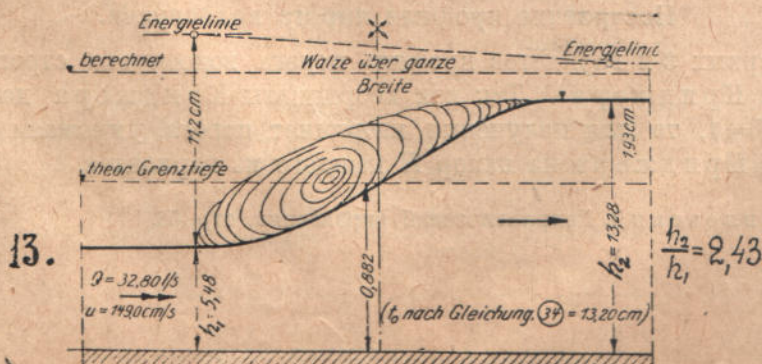
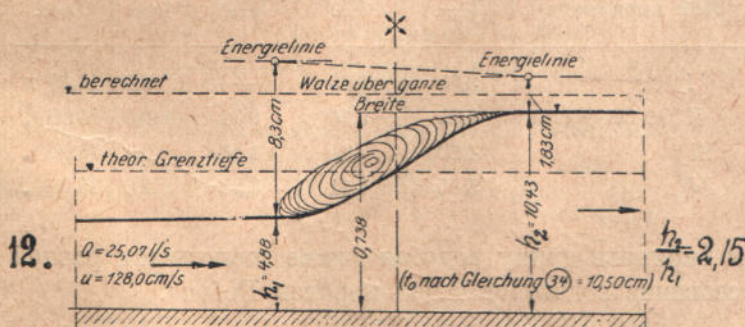
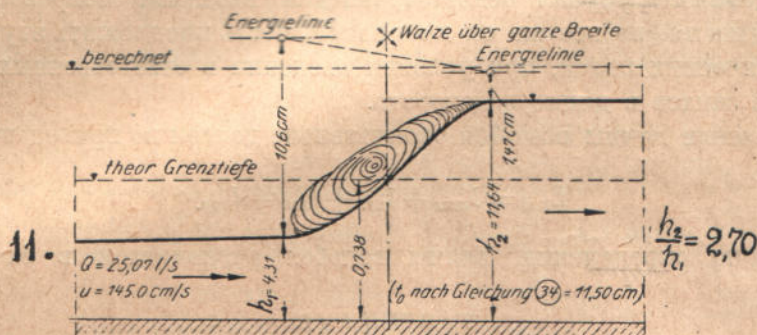
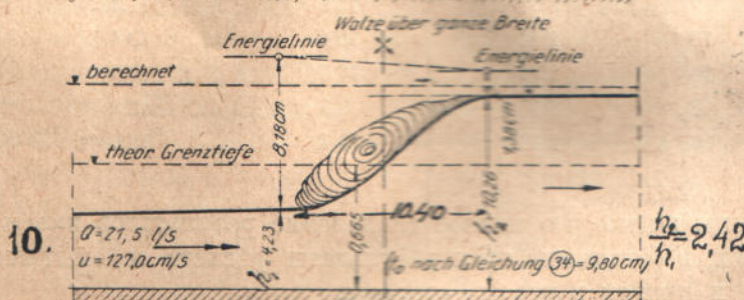
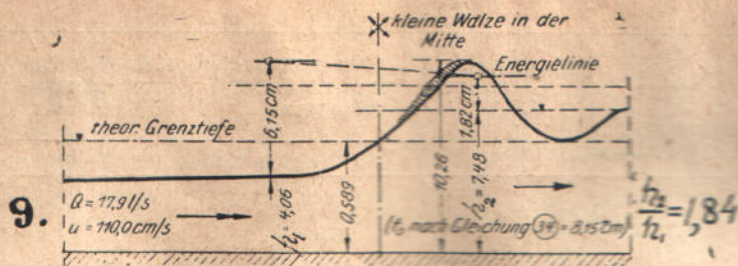
Из 13 примеров типичную форму прыжка с горизонтальным водоворотом дают случаи 7, 10, 11, 12 и 13; переходную форму к волнистой струе 6-ой случай; случаи 5, 8 и 9 представляют собою волнистую струю с маленькими водоворотами по середине гребня первой волны; 1, 2, 3 и 4 случаи — типичной волнистой струи.

Применим формулу Мацмана к 6 случаям прыжка с водоворотом и сравним результаты с экспериментальными данными.

¹ V ö s s. Die Berechnung der Wasserspiegellage. Berlin. V. D. I. 1927.



Черт. 21. Формы сопряжения при прыжке согласно опытам, произведенным в лаборатории в Карлсруэ.



Черт. 22. Формы сопряжения при прыжке согласно опытам, произведенным в лаборатории в Карлсруэ.

ТАБЛИЦА 43.

№№ пример.	Отношение $\frac{h_2}{h_1}$	Длина водово- рота по ф-ле Мацмана	Длина на осно- вании экспери- мент. данных
		в сантиметрах	
6	2,40	6,0	6,0
7	3,34	11,1	11,1
10	2,42	10,4	10,4
11	2,70	13,6	10,5
12	2,15	8,7	12,2
13	2,43	13,4	18,0

Из таблицы видно, что полное совпадение результатов имеем в первых трех случаях; в остальных трех результаты расчета и опытные данные расходятся, и притом в разные стороны.

Приведенный материал недостаточен для введения поправок к формуле Мацмана, но все же он дает возможность предложить эту формулу для практических целей, при условии введения в ответственных случаях некоторого запаса в длине водоворота.

Определение длины водобоя окончательно делаем по приведенной выше формуле:

$$L_{вод} = l_{отг.} + l_{г.в.} + l_{зап.} + l_{пор.}$$

Расчет по определению длины водобоя располагаем в следующей таблице:

ТАБЛИЦА 44.

№№ вариантов	$l_{отг.}$	$l_{г.в.}$	$l_{зап.}$	$l_{пор.}$	$L_{вод.}$
I	3,60	10,79	—	2,0	16,39 м
II	3,80	9,16	0,04	2,0	15,00 "
III	4,20	7,34	1,46	2,0	15,00 "
IV	5,60	4,11	3,29	2,0	15,00 "

В первом варианте длину водобоя также принимаем равной 15 м, допуская образование водоворотов над порогом Ребока.

Построение профиля порога водоспуска.

Для первых 3-х вариантов профиль порога водоспуска строим по координатам Криджера¹. Так как координаты Криджера даются для напора $H=1$, то для получения координат порога, умножаем значения координат Криджера на напор H каждого из вариантов.

¹ Н. Павловский. Гидравлический справочник, стр. 68.

Очертания верхней поверхности струи, ниспадающей через порог, также определяем по координатам Криджера, умножая координаты на величину напора H .

Пользуемся таблицей координат Криджера для того случая, когда верховая сторона порога вертикальна.

Округление оголовка порога с верховой стороны делаем по дуге круга радиуса $r = 2,0$ м, а не по координатам Криджера. Очертание верховой части оголовка по дугам окружности предложено В. Г. Бовинным для плотины Днепростроя. По мнению проф. Ребока, очертание оголовка по окружности увеличивает коэффициент расхода.

Направление осей координат — вправо и вниз.

Сопряжение верхней поверхности порога водоспуска с водобоем делаем по дуге круга, радиус которого R берем, также пользуясь таблицей Криджера.

Для напора $H =$ от 5 до 8 м и высоты порога $p = 10$ м, значения сопрягающих радиусов колеблются от 7 до 9 м. Принимаем R от 7,50 до 8 м.

В конце порога, во всех четырех вариантах делаем уступ над водобоем высотой 0,40 м, с целью предупреждения сильного изнашивания поверхности водобоя ниспадающей с порога водой, которая может нести взвешенные частицы.

Вихри, образующиеся ниже этого уступа, благодаря его небольшой высоте (0,40 м), незначительны, и опасности в смысле образования вакуумов, вредно действующих на кладку, не представляют.

Вариант I. Напор $H = 5,0$ м, высота порога $p = 6,0$ м (см. черт. 23).

Значение координат Криджера для определения очертания поверхности кладки порога и верхней поверхности ниспадающей струи, при напоре $H = 5$ м, даны в следующей таблице:

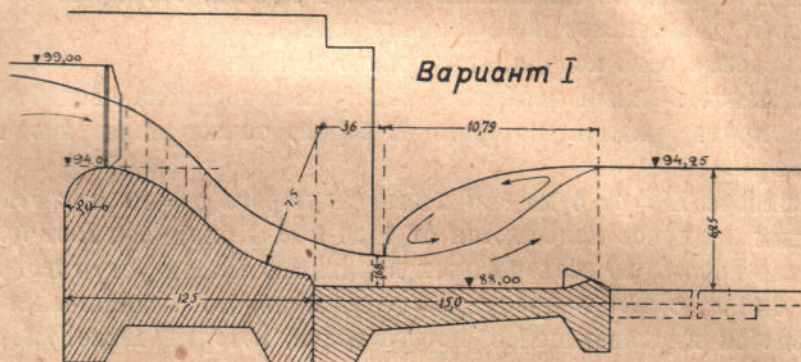
ТАБЛИЦА 45.

Абсциссы x	Ординаты		Примечание
	Поверхности кладки порога	Верхн. очерт. струи	
0,00	—	— 4,16	Координаты в метрах
0,50	—	— 4,02	
1,00	—	— 3,86	
1,50	—	— 3,70	
2,00	+ 0,04	— 3,51	
3,00	+ 0,30	— 3,10	
4,00	+ 0,71	— 2,56	
5,00	+ 1,29	— 1,90	
6,00	+ 1,99	— 1,10	
7,00	+ 2,88	— 0,15	
8,50	+ 4,35	+ 1,53	

На основании этих координат и найденных выше величин: глубины струи в сжатом сечении $h_1 = 1,68$ м, бытовой глубины в нижнем бьефе $t = 6,25$ м, длины отгона прыжка $l_{отг.} = 3,60$ м и длины поверхностного водоворота $l_{в.в.} = 10,79$ м, строим очертание кладки порога водоспуска и сопряжение ниспадающей струи с поверхностью нижнего бьефа (черт. 23).

Принимаем $R = 7,50$ м.

Между дугой радиуса $R = 7,50$ м и очертанием порога по Криджеру делаем прямую вставку длиной 0,80 м.



Черт. 23.

Вариант II. Напор $H = 5,5$ м, высота порога $= 5,5$ м.

Значения координат Криджера для поверхности кладки порога и поверхности струи при напоре $H = 5,5$ даны в следующей таблице:

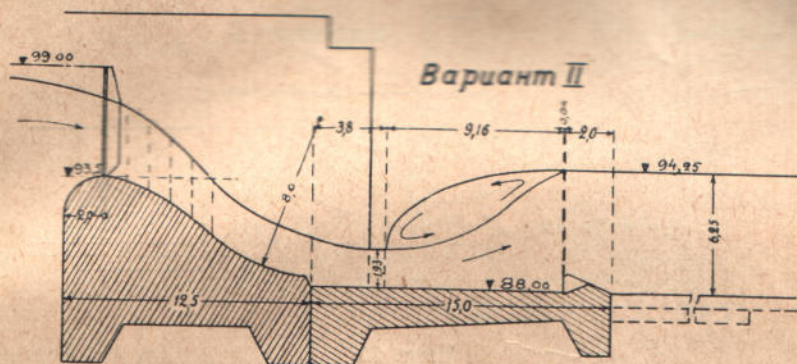
ТАБЛИЦА 46.

Абсциссы	Ординаты	
	Поверхности кладки порога	Верхней поверхности струи
0,00	—	— 4,57
0,55	—	— 4,42
1,10	—	— 4,25
1,65	—	— 4,07
2,20	+ 0,04	— 3,86
3,30	+ 0,33	— 3,41
4,40	+ 0,78	— 2,81
5,50	+ 1,41	— 2,09
6,60	+ 2,18	— 1,20
7,70	+ 3,11	— 0,17
9,35	+ 4,79	+ 1,68

На основании этих координат глубины струи в сжатом сечении $h_1 = 1,93$ м, бытовой глубины на водобое $t = 6,25$ м, длины отгона прыжка

$l_{отг} = 3,80$ м и длины поверхностного водоворота $l_{г.с.} = 9,16$ м, строим очертание кладки порога водоспуска и сопряжение струи с поверхностью нижнего бьефа.

Сопрягающий радиус принимаем $R = 8,00$ м; между дугой с радиусом $8,0$ м и очертанием порога по Криджеру делаем прямою вставку длиной $0,80$ м (черт. 24).



Черт. 24.

Вариант III. Напор $H = 6,0$ м, высота порога $= 5,0$ м.

Значения координат Криджера для поверхности кладки и поверхности струи при напоре $H = 6,0$ м даны в таблице.

ТАБЛИЦА 47.

Абсциссы	Ординаты	
	Поверхности кладки порога	Поверхности струи
0,00	—	— 4,99
0,60	—	— 4,82
1,20	—	— 4,63
1,80	—	— 4,44
2,40	+ 0,04	— 4,21
3,60	+ 0,36	— 3,72
4,80	+ 0,85	— 3,07
6,00	+ 1,54	— 2,28
7,20	+ 2,38	— 1,31
8,40	+ 3,39	— 0,18

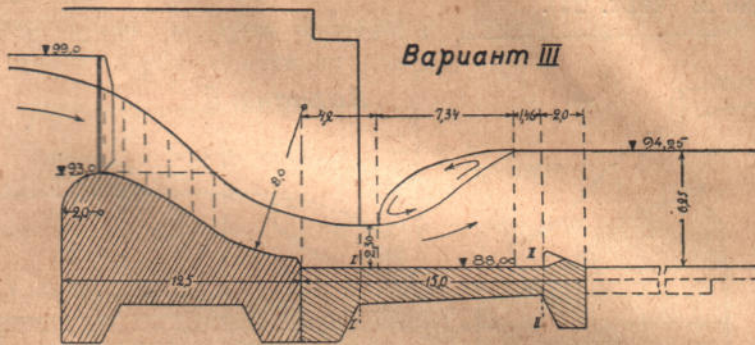
На основании этих координат глубины струи в сжатом сечении $h_1 = 2,30$ м, бытовой глубины в нижнем бьефе $t = 6,25$ м, длины отгона прыжка $l_{отг} = 4,20$ м и длины поверхностного горизонтального водоворота $l_{г.с.} = 7,34$ м строим очертание кладки порога водоспуска и сопряжение струи с поверхностью нижнего бьефа.

Сопрягающий радиус принимаем $R = 8,0$ м.

Между дугой радиуса $R=8,0$ м и очертанием порога по Криджеру делаем прямую вставку длиной 0,80 м (черт. 25).

Вариант IV. Напор $H=7,5$ м, высота порога $p=3,5$ м.

При сравнительно небольшой высоте порога для IV варианта, опасности от образования над ним вакуума не предвидится, и для упрощения произ-



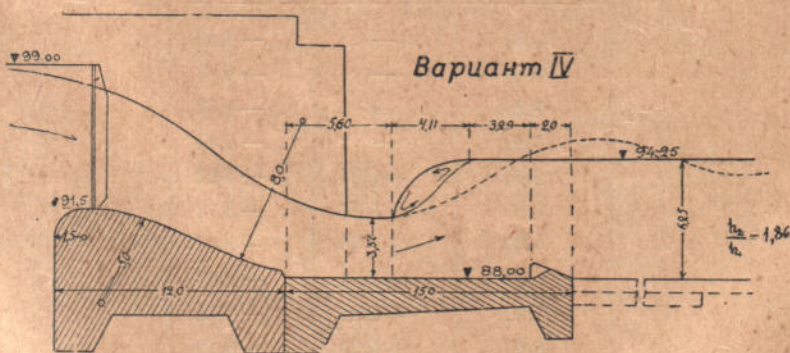
Черт. 25.

водства работ очертание порога по Криджеру заменено трапециодальным, с округленными углами.

Величины радиусов для закругления трапециодального профиля порога взяты по Павловскому, а радиус, сопрягающий очертание порога с водобоем, — по Криджеру.

Значения радиусов такие:

- 1) радиус верхового закругления трапеции $r_1=1,5$ м
- 2) радиус низового закругления трапеции $r_2=5,0$ м
- 3) сопрягающий радиус $R=8,0$ м



Черт. 26.

Длину верхнего основания трапеции принимаем 3,0 м, а нижнего — 11,5 м.

Для построения поверхности струи по 4-му варианту, пользуемся координатами Криджера для первого участка порога, а на втором участке порога линию поверхности струи соединяем плавной кривой с глубиной в сжатом сечении $h_1=3,37$ м (черт. 26).

Бытовая глубина в нижнем бьефе $t=6,25$ м, длина отгона прыжка $l_{отг.} = 5,60$ м и длина поверхностного горизонтального водоворота $l_{з.в.} = 4,11$ м.

Координаты Криджера для очертания струи даны в таблице:

ТАБЛИЦА 48.

Абсциссы	Ординаты		Ординаты
	поверхности струи	Абсциссы	
0,00	- 6,23	3,00	- 5,26
0,75	- 6,03	4,50	- 4,65
1,50	- 5,79	6,00	- 3,83
2,25	- 5,55	7,50	- 2,85

Длина порога (вдоль оси водоспуска), для первых 3-х вариантов принята 12,50 м, для 4-го варианта принята 12,0 м, и определилась в результате построения профиля порога, как конструктивная величина.

После того, как построена рациональная форма профиля порога, следовало бы проверить сечение профиля на устойчивость, но так как сечение последнего довольно широкое (по сравнению с высотой), то нет оснований ожидать выхода равнодействующей силы из ядра сечения порога, а также появления напряжений в грунте, превышающих допустимые.

На черт. 26 построен прыжок с горизонтальным водоворотом, однако, в данном случае можно скорее ожидать образование прыжка в виде волнистой струи (показанной пунктиром), т. к. отношение $h_2 : h_1 = 1,86 < 2,00$.

Определение толщины водобойной плиты по методу Bligh'я.

Для определения толщины „затопленного флютбета“ Бляй предлагает формулу:

$$t = n \cdot \frac{h_x}{\delta - 1},$$

где h_x ордината эпюры фильтрационного напора, соответствующая данному сечению, δ — удельный вес кладки (для бетона $\delta = 2,20$); n — коэффициент запаса, принимаемый Бляем равным $\frac{4}{3}$.

В настоящее время большинство гидротехников считает, что формула Бляя с коэффициентом запаса $\frac{4}{3}$ дает преувеличенные результаты по следующим причинам:

1) Вес бетонной кладки вследствие намокания увеличивается.

Инж. Вуд (The practical design of irrigation works)¹ считает, что вес бетонной кладки, намокая, увеличивается на 20%.

¹ Вестник ирригации № 9, 1928 г., стр. 21.

2) Поверхность, воспринимающая давление воды на флютбет, меньше горизонтальной проекции поверхности соприкосновения флютбета с грунтом.

Теоретическое рассмотрение моделей грунта, составленных из частиц правильной формы, уложенных по определенному закону, показывает, что площадь давления воды на флютбет может уменьшаться до 50% от общей площади горизонтальной проекции флютбета и, таким образом, фильтрационное давление на флютбет уменьшается в той же степени.

3) Боковое растекание фильтрационного потока, не учитываемое Бляем, также уменьшает давление на флютбет.

На основании этих соображений в ирригационной практике Средней Азии в формулу Бляя вводятся следующие коррективы.

1) Коэффициентом запаса n пренебрегают ($n = 1$) или берут его значение не более 1,10.

2) Удельный вес бетона с учетом намокания принимают равным от 2,20 до 2,60¹.

В предлагаемом проекте приняты меры, сводящие к минимуму фильтрацию под сооружением:

1) между повуром и порогом водоспуска запроектирована железобетонная диафрагма, опущенная до песчаника.

2) в случае если песчаник окажется трещиноватым, должна быть произведена цементация под основанием путем бурения скважин и нагнетания в них цементного раствора под давлением.

Эти меры дают возможность уменьшить значение коэффициента C в ф-ле Бляя, и назначить толщину водобоя, главным образом, по конструктивным соображениям и по глубине возможного промерзания.

На основании предыдущих рассуждений принимаем толщину водобойной плиты от 2,00 м до 1,40 м и проверяем достаточность принятых размеров по Бляю при

$$n = 0,90$$

$$\delta = 2,30 \text{ т/м}^3.$$

Рассчитываем сечение I—I (см. черт. 25).

Фильтрационный путь до сечения I—I, измеренный по чертежу $l_1 = 40,50 \text{ м}$ (см. Атлас, лист 10); ордината

$$h_1 = \frac{L - l_1}{C}, \text{ где}$$

$L = CH = 5 \times 11 = 55 \text{ м}$ — длина пути фильтрации при коэффициенте Бляя $C = 5$;

$$h_1 = \frac{55 - 40,50}{5} = 2,90 \text{ м}$$

и толщина флютбета $t_1 = \frac{0,90 \cdot 2,90}{2,20 - 1} = 2,01 \cong 2,00 \text{ м}$,

т. е. размер, принятый нами ранее.

¹ Михайлов — Проектирование ирригационных сооружений. Тифлис 1928.

Фильтрационный путь до сечения II—II равен $l_{II} = 50$ м; поэтому

$$h_{II} = \frac{55 - 50}{5} = 1 \text{ м} \text{ и } t_{II} = \frac{0,90 \cdot 1}{2,30 - 1} = 0,70 \text{ м.}$$

что меньше принятого нами размера наполовину.

Оставляем толщину флютбета в сечении II—II равной 1,40 м, как величину, необходимую для придания водобоя массивности и обеспечивающую основание от промерзания.

Вычисление ординат эпюры фильтрационного напора (Атлас, лист 10) произведено по формуле

$$h_x = \frac{L - l_x}{C}.$$

Результаты подсчетов приведены в таблице.

ТАБЛИЦА 49.

№№ по порядку	Измеренная по чертежу длина пути фильтрации l_x	$L - l_x$	Фильтрационный напор h_x
1	1,50	53,50	10,70 м.
2	19,00	36,00	7,20 "
3	21,00	34,00	6,80 "
4	24,00	31,00	6,20 "
5	30,50	24,50	4,90 "
6	33,50	21,50	4,30 "
7	37,50	17,50	3,50 "
8	40,50	14,50	2,90 "
9	50,00	5,00	1,00 "
10	53,00	2,00	0,40 "

Расчет рисбермы.

Ширина рисбермы в конечном ее сечении предыдущими расчетами определена в 73,0 м.

При расширении струи на рисберме и частично на водобое, образуются водовороты с вертикальной осью вращения, расположенные по бокам струи.

Теоретическое исследование этого вопроса дано выше (см. стр. 79); приведенным методом воспользуемся для определения длины вихрей, образующихся на рисберме.

Формула инж. Б. А. Мацмана для определения длины вертикальных водоворотов имеет вид:

$$l_{в.в.} = \frac{(v_2 + v_1)(b_2 - b_1)}{4v_2}, \text{ где}$$

$l_{в.в.}$ — длина вертикального водоворота;

v_1 и v_2 — скорости воды, соответствующие ширине сечения b_1 и b_2 в сжатом и расширенном сечениях.

Ширина в расширенном сечении для всех 4-х вариантов равна $b_2=73,00$ м; ширину струи, соответствующую началу водоворотов, для каждого из 4-х вариантов берем равной ширине водобоя в начале прыжка.

Для определения скорости v_1 предполагаем, что глубина струи в начальном и конечном сечениях равна бытовой глубине $t=6,25$ м. Скорость v_2 для всех вариантов равна 1,90 м/сек.

Определяем длину водоворота (таблица 50), образующегося на рисберме и угол растекания струи при соответствующей длине водоворота.

ТАБЛИЦА 50.

№№ вариантов	b_1	b_2	v_1	v_2	v_2+v_1	b_2-b_1	$4v_2$	$l_{ос.}$	$tg\alpha$	Угол раст. струи α
I	44,52	73,0	3,09	1,90	4,99	28,48	7,60	18,70	0,76	37°20'
II	39,87	73,0	3,45	1,90	5,35	33,13	7,60	23,30	0,71	35°30'
III	35,12	73,0	3,92	1,90	5,82	37,88	7,60	29,00	0,65	33°00'
IV	27,02	73,0	5,09	1,90	6,99	45,98	7,60	42,30	0,54	28°20'

По предыдущему расчету длина креплений равна

$$1\text{-й вариант} = 31,8 \text{ м} > 18,70 \text{ м} \quad 3\text{-й вариант} = 50,8 \text{ м} > 29,00 \text{ м}$$

$$2\text{-й вариант} = 39,3 \text{ м} > 25,30 \text{ м} \quad 4\text{-й вариант} = 64,6 \text{ м} > 42,30 \text{ м}$$

Угол расхождения водобоя и рисбермы принят равным 20° для всех 4-х вариантов. По приведенным же расчетам во всех 4-х вариантах этот угол больше 20°.

Таким образом, во всех вариантах выхода водоворотов на неукрепленный грунт не будет, и принятый угол расхождения рисбермы можно считать удовлетворительным.

4. ЭСКИЗНЫЙ РАСЧЕТ ПРОЕЗЖЕГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОСТА.

Для эскизного расчета проезжего железобетонного моста воспользуемся двумя проектами моста с шириной проезжей части, равной 4,50 м, и 2-мя тротуарами по 1 метру.

При пролете (в свету) 7,50 м (проект проезжего моста Института водного хозяйства) объем железобетонного моста составляют:

а) балки продольные $0,58 \times 0,35 \times 8,90 \times 4 \dots\dots\dots 7,23 \text{ м}^3$.

б) скосы продольных балок $6 \times \frac{0,05 \times 0,22}{2} \times 8,90 \dots\dots\dots 0,30 \text{ м}^3$.

в) плита $4,85 \times 0,12 \times 8,90 \dots\dots\dots 5,18 \text{ м}^3$.

г) тротуары $2 \times \left\{ 0,10 \times 0,90 \times 8,90 + 0,08 \times 0,08 \times 8,90 + \right.$
 $\left. + 0,18 \cdot 0,18 \cdot 8,90 + \frac{(0,60 \times 0,60 - \frac{3,14 \times 0,60^2}{4})}{2} \cdot 8,90 \right\} \dots\dots\dots 3,00 \text{ м}^3$.

Итого $\dots\dots\dots 15,71 \text{ м}^3$.

На единицу длины пролета моста (в свету) приходится объем железобетона $= \frac{15,71}{7,50} = 2,10 \text{ м}^3$.

При пролете моста (в свету) 10,00 м (проект моста по варианту III 1929 г.) объем железобетонного моста составляет:

а) балки продольные $0,40 \times 0,73 \times 10 \times 4 \dots\dots\dots 11,68 \text{ м}^3$;

б) плита $0,13 \times 11 \times 4,90 = 7,01 \text{ м}^3$

в) тротуары $\left(0,16 \times 0,12 + \frac{0,11 + 0,15}{2} \times 0,48 + \right.$
 $+ 0,15 \times 0,40 + \frac{0,40 \times 0,30}{2} \times 0,11 + 0,30 \times 0,07 +$
 $\left. + \frac{0,30 + 0,38}{2} \times 0,06 \right) \times 11 \times 2 \dots\dots\dots 4,84 \text{ м}^3$.

г) скосы продольных балок $\frac{0,15 \times 0,05}{2} \times 6 \times 10 \dots\dots\dots 0,22 \text{ м}^3$.

д) поперечные опорные балки $0,50 \times 0,77 \times 4,90 \times 2 \dots\dots\dots 3,77 \text{ м}^3$.

Итого $= 27,52 \text{ м}^3$.

На единицу длины пролета (в свету) приходится объем железобетона $\frac{27,52}{10,00} = 2,75 \text{ м}^3$.

Далее определяем путем интерполяции и экстраполяции объем железобетона, приходящийся на 1 пог. м проезжего моста при пролетах в свету 8, 9 и 11 м; затем вычисляем объем одного и всех пролетов моста по вариантам.

ТАБЛИЦА 51.

№ вари-антов	Число про-летов	Величина пролет. в свету в м	Объем жел-бетона в 1 пог. м моста в м ²	Объем жел-бет. в одном пролете моста в м ³	Объем жел-бет. во всех пролетах в м ³
I	5	8,00	2,23	17,84	89,20
II	4	9,00	2,49	22,41	89,64
III	3	10,00	2,75	27,50	82,50
IV	2	11,00	3,01	33,11	66,22

5. ЭСКИЗНЫЙ РАСЧЕТ ЩИТОВ СТОНЕЯ.

Для предварительного определения веса щитов пользуемся формулами инж. Мелентьева¹, по которым полный вес щита Q определяется как функция его площади F .

Инж. Мелентьевым предложены три формулы; две из них дают крайние значения веса щитов:

$$1) Q = (350 + 2,5F) F;$$

¹ С. В. Тарановский — Щиты Стонея; материалы к проекту Днепростроя Москва 1927 г.

$$2) Q = (160 + 2,5F) F.$$

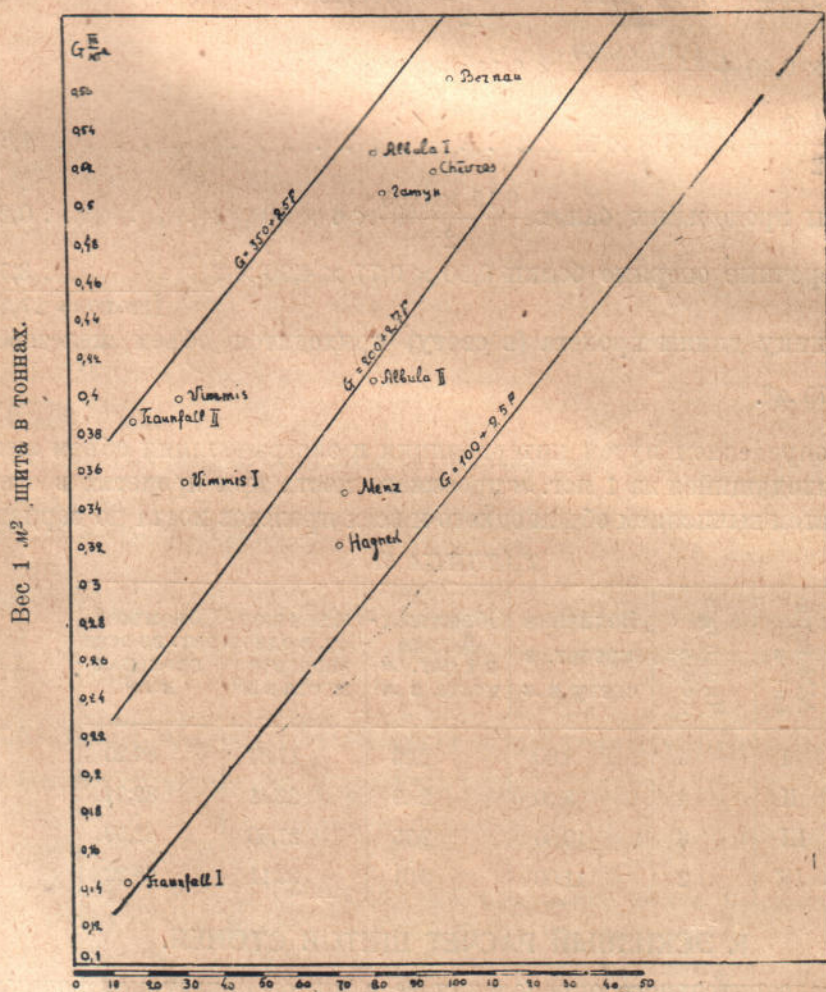
а третье среднее значение:

$$3) Q = (200 + 2,7F) F,$$

Q — берется в килограммах; F — в квадратных метрах.

На прилагаемом графике (черт. 27) веса, определенные по ф-лам Мелентьева, отнесены к 1 м^2 поверхности щита в свету и изображены

ГРАФИК
ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЕСА ЩИТОВ СТОНЕЯ.



Черт. 27.

прямыми линиями. Отдельными точками показаны веса 1 м^2 щитов Стонея в построенных сооружениях.

Пользуясь этим графиком, определяем вес 1 м^2 щитов Стонея, вес одного щита и вес всех щитов по каждому из 4-х вариантов.

Вес противовесов принимаем равным 75% веса щитов.

Расчет по определению веса щитов и противовесов располагаем в следующей таблице:

ТАБЛИЦА 52.

№№ вариантов	Размер щитов в свету в м	Площадь одного щита в м ²	Вес 1-го кв. м щита в м	Вес одного щита в м	Число щитов	Общий вес щитов в м	Вес противовеса в м
I	8 × 5	40,0	0,207	12,28	5	61,4	46,1
II	9 × 5,5	49,5	0,233	16,50	4	66,0	49,5
III	10 × 6	60,0	0,260	21,60	3	64,8	48,7
IV	11 × 7,5	82,5	0,120	34,65	2	69,3	52,0

6. ЭСКИЗНЫЙ РАСЧЕТ МОСТИКА УПРАВЛЕНИЯ.

Подсчет объема железобетона мостика управления по вариантам производим ориентировочно, используя для этого два проекта:

1) Проект мостика, составленный Институтом в 1927 г. для щитов размером в свету 7,5 × 6 м; пролет мостика в свету 7,70 м.

2) Проект мостика управления, составленного тем же Институтом в 1929 г. для щитов размерами в свету 10 × 6 м; пролет мостика в свету 10,30 м.

Объем мостика управления по первому проекту составляется из объема

1) плиты $0,10 \times 3 \times 8,90 \dots \dots \dots 2,67 \text{ м}^3$

2) продольных балок $2 \times 0,35 \times 0,50 \times 8,90 \dots \dots \dots 3,12 \text{ м}^3$

3) вутов продольных балок $4 \times \frac{0,05 \times 0,20}{2} \times 8,90 \dots \dots \dots 0,18 \text{ м}^3$

4) поперечных балок $6 \times (0,20 \times 0,20 \times 1,15 + 2 \times \frac{0,20 + 0,12}{2} \times 0,2 \times 0,58 \cdot 0,50 \text{ м}^3$

5) вутов поперечных балок $12 \times \frac{0,05 \times 0,20}{2} \times 2,30 \dots \dots \dots 0,14 \text{ м}^3$

Итого $\dots \dots 6,61 \text{ м}^3$

Объем погонного м мостика в свету равен $W = \frac{6,61}{7,70} = 0,86 \text{ м}^3$.

Объем мостика управления по второму проекту состоит из объема:

1) плиты $(10,0 + 0,70 \times 2) \times 0,10 \times 3,20 \dots \dots \dots 3,65 \text{ м}^3$

2) продольных балок $11,40 \times (1,10 - 0,10) \times 0,55 \times 2 \dots \dots \dots 12,54 \text{ м}^3$

3) вутов продольных балок $2 \times \frac{0,15 \times 0,05}{2} \times 11,40 \dots \dots \dots 0,09 \text{ м}^3$

4) поперечных балок $3 \times 0,20 \times 0,30 \times 2,10 + 4 \times 0,24 \times 0,30 \times 2,10 \dots \dots \dots 0,98 \text{ м}^3$

5) вутов поперечных балок $12 \times \frac{0,15 \times 0,05}{2} \times 1,80 \dots \dots \dots 0,08 \text{ м}^3$

6) опорных балок $0,30 \times 1,02 \times 3,20 \times 2 \dots \dots \dots 1,96 \text{ м}^3$

Итого $\dots \dots 19,30 \text{ м}^3$

Объем погонного м мостика равен:

$$W = \frac{19,30}{10,30} = 1,87 \text{ м}^3.$$

Для ориентировочного определения объема железобетонных мостиков управления считаем, что объем зависит от величины пролета мостика и площади щита.

Определяем объем железобетона в одном погонном метре мостика, приходящийся на 1 кв. м щита для двух мостиков, объемы которых подсчитаны по указанным выше проектам. По этим двум величинам по интерполяции определяем объем одного пог. м мостика, приходящийся на 1 кв. м площади щита для остальных вариантов.

Умножая полученное значение на площадь щита, величину пролета мостика в свету и число пролетов, получим соответственно: объем одного пог. м мостика, объем одного пролета и объем всех пролетов для всех 4-х вариантов.

Расчет по определению объема железобетонных мостиков управления располагаем в следующую таблицу:

ТАБЛИЦА 53.

№№ вариантов	Размер щитов в свету в м $l \times h$	Площадь щитов F	Пролет мостика в свету	Относительн. объем мостика $\frac{W}{LF}$	Объем одного пог. м мостика	Объем одного пролета моста в м ³	Число пролетов	Объем всех пролетов в м ³
Вне вар.	7,5 × 5,0	37,5	7,70	280 0,0229	0,86	—	—	—
I	8 × 5,0	40,0	8,30	332 0,0246	0,92 0,98	8,13	5	40,60
II	9 × 5,5	49,5	9,30	460 0,0275	1,26 1,36	12,65	4	50,60
III	10 × 6,0	60,0	10,30	620 0,0303	1,83 1,82	18,75	3	56,25
IV	11 × 7,5	82,5	11,30	925 0,0332	2,72 2,72	30,75	2	61,50

7. СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ.

На основании приведенного эскизного расчета щитового водоспуска по четырем вариантам производим сравнение и выбор варианта для детальной проработки.

Сравнение вариантов производим с двух точек зрения: их стоимости и технической рациональности.

Производя сравнение, вводим в рассмотрение те элементы сооружения, которые по своим размерам и конструкции, а следовательно и стоимости, разнятся по отдельным вариантам, и исключаем из рассмотрения элементы сооружения, имеющие приблизительно одинаковые размеры.

Таким образом сравнению подлежат:

- 1) Флютбет: а) понур, б) порог водоспуска, в) водобой и г) рисберма.
- 2) Быки с башнями управления и облицовкой поверхности,

- 3) Проезжий мост.
- 4) Мостик управления.
- 5) Щиты Стонея с противовесами.
- 6) Земляные работы под сооружениями.

Исключаем из рассмотрения:

- 1) Береговые устои водоспуса.
- 2) Земляную плотину.

Для определения стоимости отдельных элементов сооружения определяем объем работ по каждому элементу; результаты подсчетов сводим в таблицы 54—57.

Флотбет. Подсчет количества работ:

ТАБЛИЦА 54.

№№ вариантов	Наименование частей флотбета и материал	Длина или ширина в м	Площадь поперечн. сечения в м ²	Объем в м ³	Примечание	
I	а) понур, бетон 1:3:6	52,0	7,5	390	Площади поперечных сечений измерены планиметром	
	б) порог, бетон 1:2:4	40	76,2	3 018		
	в) водобой, бетон 1:2:4	52	34,0	1 770		
	г) рисберма—габионы	19,8	66,2	1 311		
II	Материал — тот же, что и в вар. I	а) понур	44,8	7,5		336
		б) порог	36	73,7		2 654
		в) водобой	46,4	34,0		1 575
		г) рисберма	27,3	61,5		1 680
III	Материал — тот же, что и в вар. I	а) понур	38,4	7,5		288
		б) порог	30	71,0		2 130
		в) водобой	36	34,0		1 224
		г) рисберма	38,8	58,8		2 280
IV	Материал — тот же, что и в вар. I	а) понур	28,3	7,5	216	
		б) порог	22	58,4	1 285	
		в) водобой	28	34,0	952	
		г) рисберма	54,5	53,8	2 930	

Быки. Для определения объема кладки быков воспользуемся детальным подсчетом объема кладки быка и башни управления по варианту III.

Разделив этот объем на ширину быка, получаем объем кладки, отнесенный к одному пог. м ширины быка; умножая этот объем на суммарную ширину всех быков соответствующего варианта, получаем объем быков с ледорезами и башнями по вариантам.

Объем быка с башней и ледорезом по варианту III равен 849,28 м³, на единицу ширины быка приходится объем кладки, равный $\frac{849,28}{3} = 283$ м³.

Точно также для подсчета облицовки быка ледореза и средних башен управления, умножаем площадь облицовки на отношение числа быков рассчитываемого варианта к числу их в 3-м варианте.

Таким образом объем кладки быков с ледорезами и башнями в быках будет:

По варианту I при 4-х быках шириною по 2,5 м — $4 \times 2,5 \times 283 = 2830$ м³

По варианту II при 3-х быках шириной по 2,8 м — $3 \times 2,8 \times 283 = 2375$ м³

По варианту III при 2-х быках шириной по 3,0 м — $2 \times 3 \times 283 = 1698,6$ м³

По варианту IV при 1-м быке шириной по 4,0 м — $1 \times 4 \times 283 = 1132$ м³

Так как облицовка ледорезов и быков запроектирована из гранита с различной чистотой обтески, то вычисляем площадь облицовки ледорезов и быков с башнями отдельно.

Площадь облицовки по варианту III

1) ледореза = 220,2 м²;

2) быков с башнями = 840,8 м².

Расчет площади облицовки располагаем в следующую таблицу:

ТАБЛИЦА 55.

№№ вариантов	Число быков	Отнош. к числу быков в 3-м вар.	Площадь облицовки ледорезов в кв. м	Площадь облицовки быков и башн. на них в кв. м	Примечание
I	4	2,00	440,4	1681,6	Расчет ориентировочный и изменение площади облицовки в зависимости от ширины быков не принято во внимание.
II	3	1,50	330,3	1261,2	
III	2	1,00	220,2	840,8	
IV	1	0,50	110,1	420,4	

Объемы железобетона проезжего моста по вариантам уже подсчитаны выше и имеют следующие значения:

Вариант I — 88,25 м³

Вариант II — 89,60 м³

Вариант III — 82,50 м³

Вариант IV — 66,20 м³

Объем железобетона мостиков управления по вариантам:

Вариант I 40,60 м³

Вариант II 50,60 м³

Вариант III 66,25 м³

Вариант IV 61,50 м³

Вес щитов Столея и противовесов к ним согласно приведенных выше расчетов имеет следующие значения:

ТАБЛИЦА 56.

№№ вари- антов	Вес щитов	Вес проти- весов
	в м	в м
I	61,4	46,1
II	66,0	49,5
III	64,8	48,7
IV	69,3	52,0

Для ориентировочного подсчета земляных работ по отрывке котлована под сооружением по вариантам, воспользуемся детальным подсчетом по III варианту.

Умножая объем земляных работ по 3-му варианту на соотношение ширины котлована по соответствующему варианту к той же ширине по 3-му варианту, получим объем котлована под сооружением по каждому из вариантов.

Расчет количества земляных работ располагаем в следующую таблицу:

ТАБЛИЦА 57.

№№ вари- антов	Ширина котлована	Отношение ши- рины рассчиты- ваемого вари- анта к ширине по вар. III	Объем зем- ляных раб.
	в м		в м ³
I	63,00	1,285	35 200
II	57,40	1,170	32 000
III	49,00	1,000	27 370
IV	39,00	0,796	21 750

Приведенными расчетами определено количество работ по отдельным частям сооружения по вариантам. Для сравнения стоимости всех работ сводим расчеты в таблицу 58.

ТАБЛИЦА 58.

§§	Наименование частей соору- жения и материалы их	Наименов. единиц ра- боты	Количество работ	Стоимость единицы работ в руб.	Стоимость частей сооружен. в руб.
<i>Вариант I</i>					
1	Флютбет				
	а) понур (бетон 1:2:4) . .	кв м	390,0	33,5	13 070
	б) порог " " . .	"	3 048,0	33,5	102 000
	в) водобой " " . .	"	1 770,0	33,5	5 930
	г) рисберма (габионы) . .	"	1 311,0	29,9	39 200

№	Наименование частей сооружения и материалы их	Наименование единиц работ	Количество работ	Стоимость единицы работ в руб.	Стоимость частей сооружений в руб.
2	Быки				
	а) Кладка быков, ледорезов и башен из бута	кб м	2 830,0	28,5	80 650
	б) облицовка ледорезов тесаным начисто гранитом	кв м	440,4	105,0	46 500
	в) облицовка быков и башен тесаным получисто песчаником	"	1 681,6	38,8	65 300
3	Проезжий мост (железобетон)	кб м	88,2	174,1	15 530
4	Мостик управления (железобетон)	"	40,6	174,1	7 070
5	Щиты Стонея	т	61,4	750,0	46 050
	противовесы к ним	"	46,1	350,0	16 100
6	Земляные работы	кб м	35 200	1,9	66 850
	Итого стоимость по варианту I	—	—	—	Р6. 557 620
<i>Вариант II</i>					
1	Флютбет:				
	а) понур 1:2:4	кб м	336,0	33,5	11 250
	б) порог	"	2 654,0	33,5	89 000
	в) водобой	"	1 575,0	33,5	52 750
	г) рисберма	"	1 680,0	29,9	50 200
2	Быки:				
	а) кладка быков	"	2 375	28,5	67 700
	б) облицовка ледорезов	кв м	330,3	105,5	34 850
	в) облицовка быков	"	1 261,2	38,8	48 980
3	Проезжий мост	кб м	89,6	174,1	15 600
4	Мостик управления	"	50,6	174,1	8 820
5	Щиты Стонея	т	66,0	750,0	49 500
	противовесы к ним	"	49,5	350,0	17 330
6	Земляные работы	кб м	32 000	1,9	60 800
	Итого стоимость по варианту II	—	—	—	Р6. 506 780
<i>Вариант III</i>					
1	Флютбет:				
	а) понур	кв м	288	33,5	9 650
	б) порог	"	2 130	33,5	71 400
	в) водобой	"	1 224	33,5	41 000
	г) рисберма	"	2 280	29,9	68 200

§§	Наименование частей сооружения и материалы их	Наименов. единиц работ	Количество работ	Стоимость единицы работ в руб.	Стоимость частей сооруже- н. в руб.
2	Быки:				
	а) кладка	кб м	1 088,8	38,5	48 400
	б) облицовка ледорезов	кв м	236,2	105,5	23 250
	в) облицовка быков	"	880,8	38,8	22 650
3	Проезжий мост	кб м	82,5	174,1	14 370
4	Мостик управления	"	56,3	174,1	9 800
5	Щиты Стоней	т	64,8	750,0	48 650
	противовесы к ним	"	48,7	350,0	17 050
6	Земляные работы	кб м	27 370	1,9	52 000
	Итого стоимость по ва- рианту III	—	—	—	Р6. 436 320
<i>Вариант IV.</i>					
1	Флютбет:				
	а) понур	кб м	216	33,5	7 240
	б) порог	"	1 285	33,5	43 000
	в) водобой	"	952	33,5	31 870
	г) рисберма	"	2 930	29,9	87 670
2	Быки:				
	а) кладка	"	1 132	28,5	32 300
	б) облицовка ледорезов	кв м	110,1	105,5	11 610
	в) облицовка быков	"	420,4	38,8	16 320
3	Проезжий мост	кб м	66,2	174,1	11 520
4	Мостик управления	"	61,5	174,1	10 070
5	Щиты Стоней	т	69,3	750,0	52 000
	противовесы к ним	"	52,0	350,0	18 200
6	Земляные работы	кб м	21 750	1,9	41 350
	Итого стоимость по ва- рианту IV	—	—	—	Р6. 365 150

Приведенные ориентировочные расчеты стоимости сооружения, как и нужно было ожидать, показывают, что наиболее дешевым является четвертый, двухпролетный, вариант водоспуска.

Если принять стоимость перечисленных работ по четвертому варианту за 100%, то сравнительные стоимости по вариантам выразятся так:

IV вариант	100%	II вариант	140%
III вариант	128%	I вариант	153%

Однако при рассмотрении Советом Института водного хозяйства Украины эскизов по предложенным IV вариантам, последние были сравнены не только в отношении их стоимости, но и в отношении их технической рациональности и удобства в эксплуатационном отношении.

Совет констатировал, что увеличение числа пролетов, удорожая стоимость постройки, вместе с тем дает удобства при маневрировании щитами и, в случае порчи оборудования одного из пролетов, менее тяжело отзывается на понижении пропускной способности всего сооружения в целом.

Кроме того постройка громоздких щитов Стоenea размером $11,0 \times 7,5$ м по IV варианту может вызвать известные затруднения.

Эти соображения заставили остановиться на промежуточном решении и к детальной разработке был назначен третий, трехпролетный, вариант.

8. ДЕТАЛИЗАЦИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ ПО ПРИНЯТОМУ ВАРИАНТУ III.

Детализация гидравлических расчетов по принятому варианту будет заключаться в выяснении вопроса, достаточна ли принятая нами длина водобоя при расходах меньших расчетного. Если рассматривать водобой, как конструкцию, служащую для погашения энергии падающего потока, то наиболее невыгодные условия работы водобоя должны соответствовать расходу, при котором величина энергии потока, затраченная при переходе потока через водопропускное отверстие, достигает максимума. Полная энергия потока E в 1 сек (мощность потока) равна произведению средней удельной энергии \mathcal{E} на расход Q .

Таким образом

$$E = Q\mathcal{E} = Q \left[\left(h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right) - \left(h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right) \right].$$

Обозначая величину перепада $h_1 - h_2$ через z и пренебрегая скоростью подхода воды v_1 , имеем

$$E = Q \left(z - \frac{v_2^2}{2g} \right).$$

Подсчитаем величину E при расходах, соответствующих различным высотам подъема щита и при постоянном уровне воды в верхнем бьефе $+99,00$ м.

Расход через щитовое отверстие на один погонный метр ширины щита определим по формуле¹⁾:

$$q = \varepsilon\varphi D\sqrt{2g} \sqrt{H - h + \frac{v_1^2}{2g}}, \text{ где}$$

ε и φ коэффициенты сжатия струи и скорости;

D — высота открытия щита;

H — превышение уровня в верхнем бьефе над порогом водоспуска.

¹ К. А. Михайлов. Проектирование ирригационных сооружений на сети. Тифлис 1928 г.

h — в случае подтопления выходящей из-под щита струи равно глубине на водобое; в случае истечения в атмосферу, что наиболее соответствует рассматриваемому случаю, равно $\frac{D}{2}$

v_1 — скорость подхода.

Пренебрегая скоростью подхода, приводим формулу погонного расхода к следующему виду:

$$q = \varepsilon\varphi D\sqrt{2g} \sqrt{H - \frac{D}{2}} = \mu D \sqrt{2g} \sqrt{H - \frac{D}{2}}.$$

Коэффициент расхода $\mu = \varepsilon\varphi$ зависит от соотношения открытия к напору H и может быть определен по формуле Лебро¹:

$$\mu = 0,094 \frac{D}{H} + 0,66.$$

Расчеты производим при следующих открытиях щита:

$$D_1 = 0,50 \text{ м}$$

$$D_2 = 1,0 \text{ м}$$

$$D_3 = 2,0 \text{ м}$$

$$D_4 = 4,0 \text{ м}$$

Определим коэффициент расхода μ для указанных случаев.

$$\mu_1 = 0,094 \cdot \frac{0,5}{6} + 0,66 = 0,67$$

$$\mu_2 = 0,094 \cdot \frac{1,0}{6} + 0,66 = 0,68$$

$$\mu_3 = 0,094 \cdot \frac{2,0}{6} + 0,66 = 0,69$$

$$\mu_4 = 0,094 \cdot \frac{4,0}{6} + 0,66 = 0,72$$

Далее определяем погонный расход q для тех же случаев и полный расход Q при одновременном открытии всех трех щитов, считая $Q = 30 q$

ТАБЛИЦА 59.

№ случая	Величина открытия щита в м	Коэффициент расхода	$D\mu\sqrt{2g}$	$\sqrt{H - \frac{D}{2}}$	q	Q
1	0,5	0,67	1,99	2,40	4,78	143
2	1,0	0,68	3,61	2,35	7,19	216
3	2,0	0,69	6,12	2,24	13,72	412
4	4,0	0,72	12,76	2,00	25,52	766

¹ Гидротехнический сборник № 1, 1927 г., стр. 84.

По кривой расходов определяем отметку бытового горизонта нижнего бьефа, соответствующего приведенным выше открытиям щитов, бытовую глубину (t), величину перепада (z), скорости в конечном сечении водобоя, удельную (\mathcal{E}) и полную (E) потерю гидравлической энергии на водобое, выраженную в тоннометрах в одну секунду (см. таблицу 60).

Ширина конечного сечения водобоя равна

$$36,0 + 2 \operatorname{tg} 20^\circ \cdot 12 = 44,74 \text{ м.}$$

ТАБЛИЦА 60.

№ слу- чая	Рас- ход Q	Отметка гориз. нижнего бьефа	Бытовая глуб. t	Перепад z	$\omega =$	$v_2 = \frac{Q}{\omega}$	$\frac{v_2^2}{2g}$	\mathcal{E}	E
					$= 44,74t$				
1	143	91,55	3,55	7,45	159	0,81	0,04	7,41	1 060
2	216	92,27	4,27	6,73	191	1,24	0,06	6,67	1 440
3	412	93,30	5,30	5,70	237	3,03	0,15	5,55	2 280
4	766	94,14	6,12	4,86	274	7,60	0,39	4,47	3 420
5	860	94,25	6,25	4,75	280	9,42	0,48	4,27	3 670

Из таблицы видно, что удельная энергия, погашенная на водобое, с увеличением расхода убывает, но полная возрастает. Таким образом, а priori можно сказать, что при расходе в 860 м³/сек, водобой будет находиться в наиболее тяжелых условиях работы. Этим наиболее тяжелым условиям будет соответствовать и наибольшая дальность отгона прыжка.

Чтобы показать это, определим глубину струи в начальном сечении водобоя h_{c1} и сопряженную с нею глубину h_{c2} .

Глубины h_{c1} и h_{c2} находим по графику Оболенского при коэффициентах $\alpha = 1,00$ и $\varphi = 0,90$ для расходов Q меньших 700 м³/сек, и $\varphi = 0,95$ при $Q > 700$ м³/сек.

Сравнивая h_{c2} с бытовой глубиной на водобое t , определим форму сопряжения струи с поверхностью нижнего бьефа.

Если $h_{c2} < t$ — струя затоплена;

$h_{c2} = t$ — сопряжение надвинутым прыжком;

$h_{c2} > t$ — сопряжение отогнанным прыжком.

ТАБЛИЦА 61.

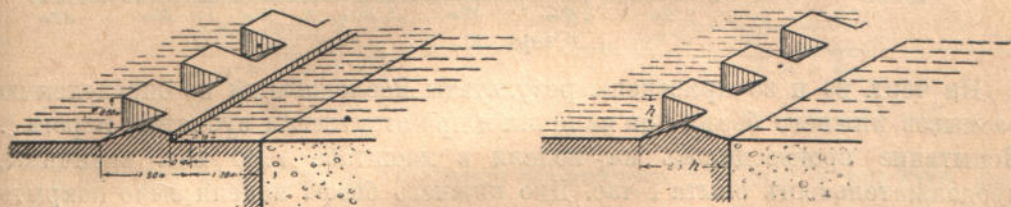
№	Р а с х о д		h_{c1}	h_{c2}	t	Форма сопряжения
	Q	q				
1	143	4,78	0,39	3,31	< 3,55	Затопленный прыжок
2	216	7,19	0,57	4,07	< 4,27	
3	412	13,72	1,10	5,39	> 5,30	
4	766	25,52	1,98	7,15	> 6,14	Отогнанный прыжок
5	860	28,60	2,30	7,46	> 6,25	

Из таблицы видно, что при малых расходах происходит затопление струи; при расходе $412 \text{ м}^3/\text{сек}$ имеем уже отгон прыжка, который с увеличением расхода увеличивается. Что касается горизонтального водоворота прыжка, то размеры такого могут достигать максимума и при сравнительно небольших расходах. Однако, подбирать размеры водобоя по наибольшим возможным размерам водоворота было бы невозможно, так как скорость движения воды в них, далекая от максимальной, сравнительно не опасна, и граница распространения водоворота может быть вынесена за водобой, в пределы рисбермы.

Таким образом, основные размеры, полученные в результате эскизного расчета третьего варианта, — оставлены без изменения.

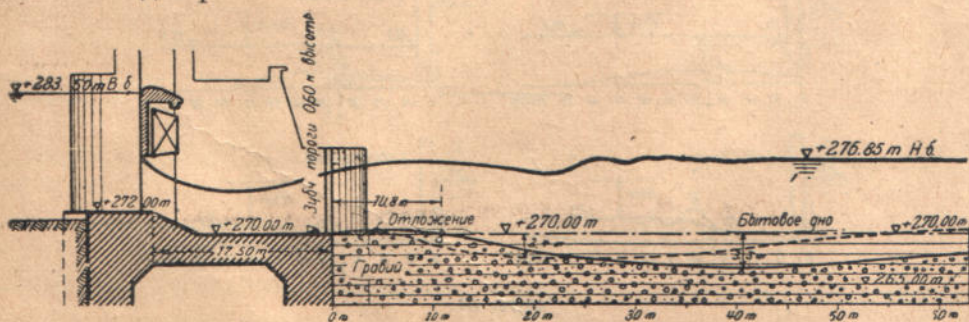
9. ЗУБЧАТЫЙ ПОРОГ РЕБОКА.

В конце водобоя запроектирован зубчатый порог системы Ребока (черт. 28). Зубчатый порог, разработанный на основании лабораторных



Черт. 28.

модельных исследований, вполне оправдал себя на практике, как конструкция, способствующая погашению гидравлической энергии и предохраняющая нижний бьеф от размывов. Действие зубчатого порога характеризуется тем, что непосредственно ниже него образуется донный горизонтальный водоворот.



Черт. 29.

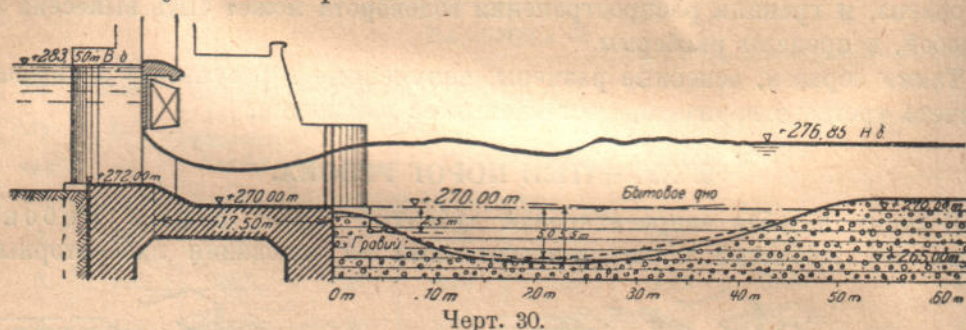
В виду того, что придонные скорости водоворота направлены против течения, то в пределах водоворота размывов не происходит, а наоборот, наблюдается некоторое отложение наносов (черт. 29).

Сам Ребок считает, что при наличии зубчатого порога надобность в устройстве рисбермы отпадает. В предлагаемом проекте сочи, однако,

более осторожным ввести зубчатый порог, оставив при этом рисберму в габионной кладки.

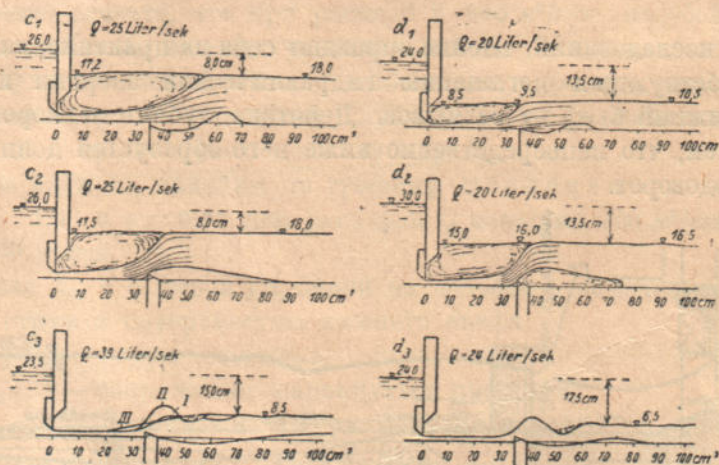
Все приведенные выше гидравлические расчеты сделаны в предположении плоской водобойной плиты без порога, а порог введен, так сказать, в запас прочности.

Приводим некоторые результаты лабораторных испытаний моделей флютбета с зубчатым порогом.



Черт. 30.

На черт. 29 и 30 приведены результаты исследований по определению размывов нижнего бьефа при наличии и при отсутствии зубчатого порога¹. Испытание производилось на модели в масштабе 1:50 нат. величины, продолжительность опыта 1 час. Дно нижнего бьефа модели было покрыто мелким гравием с диаметром зерен 6-12 мм.



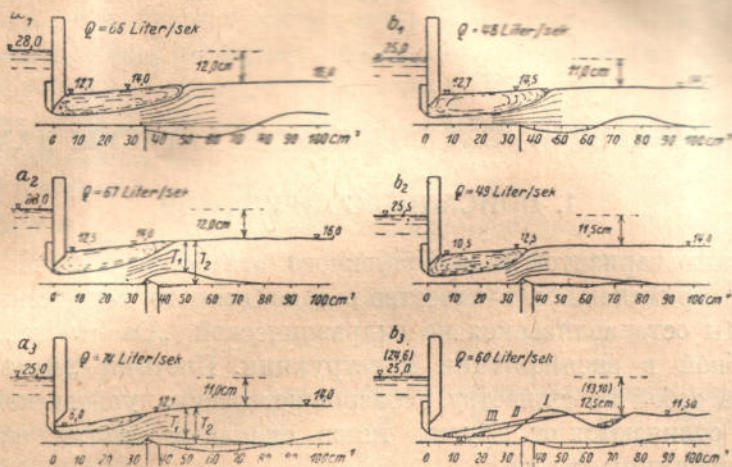
Черт. 31.

На черт. 31 и 32 дано 12 продольных разрезов² истечения воды из-под щита. Масштаб модели 1:50. Открытие щита (по вертикальным колоннам) 4, 3, 2 и 1, 2 см, что соответствует в натуре открытиям 2 м, 1,5 м, 1 м и 0,6 м. Верхний горизонтальный ряд разрезов воспроизводит картину истечения при плоском флютбете, второй ряд — при водобое с порогом Ребока

¹ Der Bauingenieur, 1928, № 4.

² Исследование д-ра Люшера.

при больших бытовых глубинах нижнего бьефа, третий ряд — при малых бытовых глубинах. Размывы для всех случаев показаны на чертеже. Продольные разрезы показывают, что распространение горизонтального водоворота благодаря наличию зубчатого порога значительно уменьшается,



Черт. 32.

вода быстрее переходит в состояние спокойного течения, а глубина размывов уменьшается против обычных размеров, или даже размывы совершенно исчезают.

Приведенные примеры показывают целесообразность устройства зубчатого порога.

В предлагаемом проекте зубчатый порог железобетонный (см. Атлас, лист 10). Арматура введена для увеличения сопротивляемости зубьев ударам льдин, плавающих тел и т. д.

IV. ЭСКИЗНЫЙ ПРОЕКТ ВОДОСПУСКА СИСТЕМЫ ДАХВЕР.

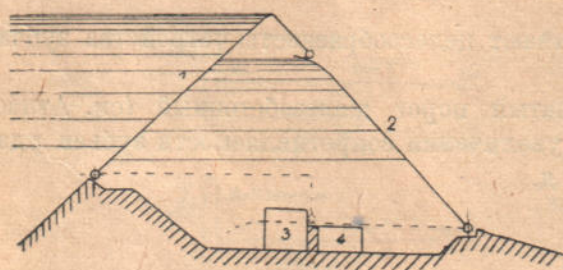
1. ОПИСАНИЕ СООРУЖЕНИЯ.

По заданию вариантом водопропускного отверстия должна быть конструкция с применением, в качестве водоподъемного механизма, складной плотины. Мы останавливаемся на гидравлической „Dachwehr“, как наиболее удобной в эксплуатации конструкции. Плотины „Дахвер“, представляющие собой по существу усовершенствование уайтовской плотины „Бертреп“, отличаются от других типов складных плотин следующими главными преимуществами:

1. Весьма легкая и простая конструкция водоподъемных щитов (кляпаные железные балки-ребра с нашитыми на них досками).

2. Крайняя простота управления плотиной, позволяющая несколькими оборотами маховичка на задвижке получать любой горизонт стояния гребня плотины, а также, по желанию, быстро открывать отверстие и закрывать его.

3. Полное отсутствие каких-либо механических приспособлений (трансмиссий, двигателей и проч.), за исключением простых щитовых затворов для приведения в движение плотины.



Черт. 33.

Одной из существенных частей современной „Dachwehr“ является гидравлический регулятор установки, помещающийся обычно в одном из быков или устьев водопропускного отверстия.

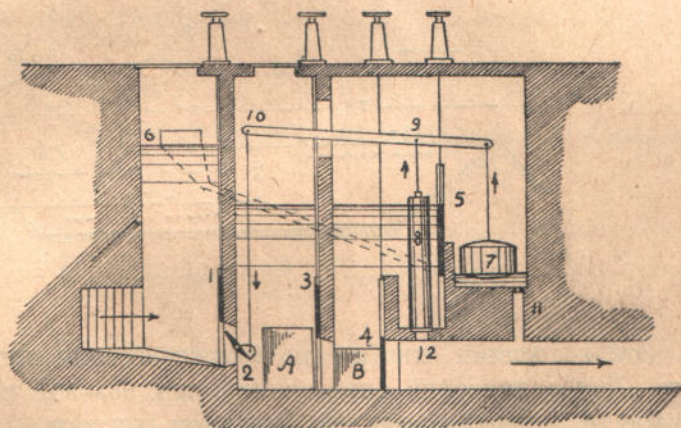
Плотина „Dachwehr“ (как вообще все плотины типа „Бертреп“) состоит из двух жестких элементов (см. схему чертеж 33): элемент № 1 — так называемый „верхний клапан“ и элемент № 2 или „нижний клапан“. Верхний клапан на своем верхнем конце имеет перпендикулярно к нему идущий козырек, кончающийся катком. И верхний, и нижний клапаны шарнирно укреплены в массиве порога водопропускного отверстия и могут легко перемещаться на этих шарнирах. На схеме сплошными линиями показана поднятая „Dachwehr“, а пунктиром — она же в сложенном положении; кроме того, как уже говорилось выше, плотина может принимать любое промежуточное, между этими двумя крайними, положение. Для регулиро-

вания плотины и для промывки имеются два отверстия № 3 и № 4, соединенные с регулятором.

Как видно из чертежа 34, регулятор состоит из водоприемного отверстия, закрытого решеткой, выходящего в верхний бьеф. Из этого отверстия вода попадает в первую камеру, в конце которой имеется дынное отверстие, закрывающееся щитовым затвором 1 и вращающимся затвором 2. Следующая камера закрывается затвором 3; в эту камеру выходит отверстие А (соответствующее отверстию 3 на схеме черт. 33), служащее для наполнения плотины. Последняя камера закрывается щитом 4; в нее выходит отверстие В для опорожнения (на схеме) черт. 33 — 4). Горизонт воды верхнего бьефа регулируется водосливом 6, а горизонт крышевидного пространства — водосливом 5.

Если плотину желательно поднять, то закрывают затвор 4, а ребро водослива 5 ставят на желаемую отметку (все остальные затворы должны быть открыты). Тогда

вода, устремляясь из второй камеры через окно в крышевидное пространство плотины, поднимает эту последнюю до того момента, пока горизонт воды в крышевидном пространстве не достигнет ребра водослива 5. Как только вода начнет переливаться через этот водослив, — полый поплавок 7 начнет подниматься и приведет в движение затвор 2 (вращение вокруг точки 9); поступление воды под крышевидное пространство прекратится; вода из камеры поплавок медленно уйдет через весьма малое отверстие 11; поплавок опустится и откроет затвор 2.



Черт. 34.

Если же расход увеличится столь значительно, что отверстие 11 будет недостаточно, а вода в камерах все еще будет прибывать, то поплавок, всплывая, начнет вращать коромысло уже не вокруг точки 9, а вокруг точки 10, т. е. поднимет цилиндр 8 и освободит большое отверстие 12.

Такое же поднятие поплавок произойдет, если вода в верхнем бьефе поднимется выше горизонта, на который установлено ребро водослива 6.

Если желательно сложить плотину, то достаточно открыть затвор 4.

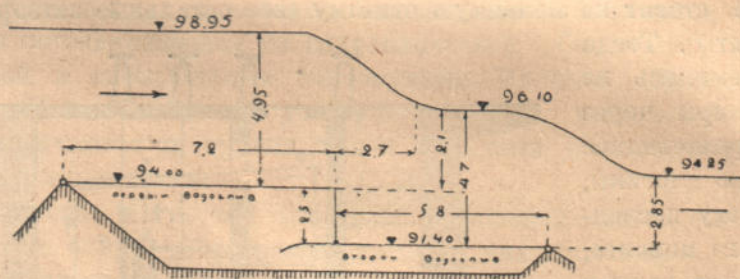
В случае промывки необходима следующая комбинация затворов: затворы 1 и 4 открыты, а затвор 3 закрыт. Тогда вода, не имея другого пути в нижний бьеф, кроме путей через одно окно, плотину и другое окно, энергично проходит через плотину, вымывая могущие оказаться там минеральные осадки.

Все водосливы и затворы приводятся в движение простыми маховичками.

2. РАСЧЕТ ОТВЕРСТИЯ.

По гидрологическим подсчетам максимальный паводочный расход определен в $860 \text{ м}^3/\text{сек}$, при бытовом уровне воды $+94,25 \text{ м}$.

Из чертежа 35 видно, что сложенный затвор представляет собой некоторый ступенчатый профиль, который, при расчете, следует рассматривать состоящим из двух частей (по течению реки): первый водослив — затопленный, с большим затоплением, и второй водослив — затопленный с малым затоплением. И тот и другой водосливы не представляют собой водосливов с широким порогом (так как отношение ширины порога C к напору H во всяком случае менее 2), а являются водосливами практически профилей.



Черт. 35.

Эти водосливы относим (по классификации проф. Павловского; см. его „Гидравлический справочник“, стр. 53—55) к группе II — водосливы трапециoidalных профилей. При этом считаем

первый водослив — тип Π_b , с коэффициентом расхода $m = 0,40$,
так как у нас $S = 1$ и $\frac{H}{C} > 0,5$;

второй водослив — тип Π'_b , с коэффициентом расхода $m = 0,38$,
так как у нас $S' = 2$ и $\frac{H}{C} > 1$.

Коэффициент формы и полноты напора считаем равным единице.

Коэффициенты затопления определяем по способу американских инженеров (см. „Гидравлический справочник“, стр. 60).

Все водоспускное отверстие делим на две части; ширину каждой части принимаем равной 23 м ; таким образом, полная ширина водопропускного отверстия равна $b = 2 \times 23 = 46 \text{ м}$.

Отметка рабочего горизонта водохранилища равна $+99,00 \text{ м}$, поэтому желательный напор первого водослива $H = 5,00 \text{ м}$.

Так как горизонт второго водослива определяет величину затопления первого водослива, то рассчитываем раньше второй водослив и после этого первый водослив.

Расчетный расход $Q = 860$.

Расчет второго водослива. Скорость подхода определяем, считая для подбора напор в первом водосливе равным 5 м; в этом случае

$$v = \frac{Q}{b \cdot H} = \frac{860}{46 \times 5} = 3,74 \text{ м/сек.}$$

Скоростной напор

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{(3,74)^2}{2 \times 9,81} = 0,71 \text{ м}$$

Исправленный на скорость подхода напор равен

$$H_0 = 5,0 + 0,71 = 5,7 \text{ м.}$$

Для случая очертания головы опоры застроенной по треугольнику с большой, сравнительно с основанием, высотой, принимаем коэффициент в формуле Френейса $\xi = 0,6$.

Эффективная ширина отверстия равна

$$b_0 = 46,0 - 0,1 \cdot 0,6 \cdot 4 \cdot 5,7 = 44,7 \text{ м.}$$

При затоплении $\frac{h}{H} = \frac{2,85}{4,7} = 0,60$, коэффициент затопления (Гидравлический справочник, стр. 60): $\sigma_n = 0,91$

$$H_0 = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{m^2 b_0^2 2g \sigma_n^2}} = \sqrt[3]{\frac{860^2}{(0,38)^2 \cdot (44,7)^2 \cdot 2 \cdot 9,81 \cdot (0,91)^2}} = 5,4 \text{ м.}$$

Таким образом

$$H = 5,4 - 0,71 = 4,7 \text{ м}$$

т. е. значение, настолько близкое к принятому, что можно не пересчитывать отверстия, а остановиться на окончательной величине

$$H = 4,7 \text{ м.}$$

При этом получаем отметку нижнего бьефа для первого водослива

$$91,40 + 4,7 = 96,10 \text{ м,}$$

что дает превышение горизонта нижнего бьефа над порогом водослива

$$h = 96,10 - 94,00 = 2,1 \text{ м.}$$

Расчет первого водослива. Скорость подхода определим следующим образом: подпор считаем равным 5,0 м; высоту порога 6,0 м; рабочую ширину реки (между откосными крыльями устоев), взятую на некотором расстоянии от порога, принимаем равной 50,0 м; тогда скорость подхода

$$v = \frac{860}{11 \cdot 50} = 1,56 \text{ м/сек.}$$

Скоростной напор

$$\frac{(1,56)^2}{2 \cdot 9,81} = 0,12 \text{ м.}$$

При этом исправленный напор равен

$$H_0 = 5,0 + 0,12 = 5,12 \text{ м.}$$

Эффективную ширину отверстия также считаем равной (по предыдущему) $b_0 = 44,7$ м. При затоплении $\frac{h}{H} = \frac{2,1}{5,00} = 0,42$, коэффициент затопления $\alpha_n = 0,95$

$$H_0 = \sqrt[3]{\frac{860^2}{(0,4)^2 \cdot (44,7)^2 \cdot 2 \cdot 9,81 \cdot (0,95)^2}} = 5,07 \text{ м.}$$

Таким образом,

$$H = 5,07 - 0,12 = 4,95 \text{ м}$$

каковую величину и считаем окончательной.

Отметка верхнего бьефа при проходе паводка с расходом $Q = 860 \text{ м}^3/\text{сек}$ будет

$$94,00 + 4,95 = 98,95 \text{ м}$$

Место сопряжения струи первого водослива с ее нижним бьефом найдем приближенно, пользуясь уравнением траектории свободно падающей струи:

$$y = \frac{gx^2}{2v^2}$$

у нас:

$$y = 98,95 - 96,1 = 2,85 \text{ м}$$

$$v = 3,9 \text{ м/сек}$$

$$x = v \sqrt{\frac{2y}{g}} = 3,9 \sqrt{\frac{2 \cdot 2,8}{9,81}} = 3,00 \text{ м;}$$

принимаем $x = 2,7$ м (от ребра плотины, так как понижение струи, переливающейся через водослив, начинается несколько раньше начала падения порога).

Проверка отверстия при $Q = 1088 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Водопроемное отверстие необходимо еще проверить на прохождение абсолютного наибольшего паводочного расхода, возможного при прорыве вышележащей плотины $Q = 1088 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Придерживаясь того же порядка, что и в основном расчете, рассчитываем раньше второй водослив, а затем первый.

Расчет второго водослива. Считая высоту струи в первом водосливе около $5,75$ м, определяем скорость подхода

$$v = \frac{1088}{46 \cdot 5,75} = 4,1 \text{ м/сек.}$$

Скоростной напор при этом

$$\frac{(4,1)^2}{2 \cdot 9,81} = 0,86 \text{ м}$$

Принимаем напор равным $5,2$ м, тогда исправленный на скорость подхода напор равен

$$H_0 = 5,2 + 0,86 = 6,06 \text{ м} \approx 6,1 \text{ м}$$

Эффективная ширина отверстия равна

$$b_0 = 46,0 - 0,1 \cdot 4 \cdot 0,6 \cdot 6,1 = 44,5 \text{ м}$$

при затоплении $\frac{h}{H} = \frac{2,85}{5,2} \approx 0,55$ коэффициент затопления

$$\sigma_n = 0,92$$

$$H_0 = \sqrt[3]{\frac{1088^2}{(0,38)^2 \cdot (44,5)^2 \cdot 2 \cdot 9,81 \cdot (0,92)^2}} = 6,28 \text{ м}$$

Таким образом

$$H = 6,28 - 0,82 = 5,46 \text{ м.}$$

При этом отметка нижнего бьефа для первого водослива равна

$$91,40 + 5,46 = 96,86 \text{ м}$$

что дает повышение горизонта нижнего бьефа над порогом водослива

$$h = 96,86 - 94,00 = 2,86 \text{ м.}$$

Расчет первого водослива. По тем же соображениям, что и в основном расчете отверстия, находим скорость подхода

$$v = \frac{1088}{12,50} = 1,81 \text{ м/сек}$$

Скоростной напор

$$\frac{(1,81)^2}{2 \cdot 9,81} = 0,17 \text{ м}$$

Исправленный напор

$$H_0 = 5,75 + 0,17 = 5,92 \text{ м}$$

Эффективную ширину принимаем ту же: $b_0 = 44,5 \text{ м}$

$$\frac{h}{H} = \frac{2,55}{5,75} = 0,445; \quad \sigma_n = 0,945$$

$$H_0 = \sqrt[3]{\frac{1088^2}{(0,4)^2 \cdot (44,5)^2 \cdot 2 \cdot 9,81 \cdot (0,945)^2}} = 5,96 \text{ м}$$

и при этом

$$H = 5,96 - 0,16 = 5,8 \text{ м}$$

т. е. отметка верхнего бьефа при этом наибольшем паводке равна

$$94,00 + 5,80 = 99,80 \text{ м}$$

Однако, в виду малой вероятности такого огромного расхода, все расчеты производим, пользуясь данными горизонтов для расхода $860 \text{ м}^3/\text{сек.}$

3. РАСЧЕТ ОСНОВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.

Ширина каждого из двух отверстий принята равной $23,0 \text{ м.}$

Принимаем общее число ребер равным 20; в этом случае расстояние между осями ребер равно за вычетом полной ширины наклепываемого листа

$$\frac{23}{19} \approx 1,2 \text{ м.}$$

Расчет досчатого настила.

Как видно из схемы (черт. 35) водопропускного отверстия, где нанесены горизонты воды при прохождении паводка $860 \text{ м}^3/\text{сек}$, в наихудшем положении находятся доски верхнего клапана, на которые давление воды равно $5,0 \text{ т/м}^2$.

При пролете $1,2 \text{ м}$ и при допущении, что настил представляет собой в статическом смысле балку, свободно лежащую на двух опорах, изгибающий момент без учета собственного веса настила будет равен

$$M = \frac{5,0 (1,2)^2}{8} = 0,90 \text{ т м.}$$

Выбирая в качестве материала дуб с допускаемым напряжением (нормальное при изгибе) 100 кг/см^2 , получаем величину необходимого момента сопротивления, способного воспринять такой изгибающий момент

$$W = \frac{90000}{100} = 900 \text{ см}^3.$$

Необходимую толщину доски получаем из уравнения

$$\frac{bh^2}{6} = 900$$

откуда

$$h = \sqrt{54} = 7,35 \text{ см.}$$

Принимаем $3''$ дубовые доски для настила верхнего клапана.

Для нижнего клапана наибольшая нагрузка на настил равна (по той же схеме) $4,7 \text{ т/м}^2$ и момент

$$M = \frac{4,7 (1,2)^2}{8} = 0,85 \text{ т м}$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot 850}{100}} = 7,0 \text{ см.}$$

Принимаем также $3''$ дубовые доски.

Кроме настила расчету подлежат: верхний клапан, нижний клапан, козырек, связи, катки и пр., для чего необходимо выяснить, при каких условиях какой из элементов находится в наименее выгодных условиях. Для определения этих условий определяем изгибающие моменты и опорные реакции для основных элементов „Dachwehr“ при разных ее положениях.

Определение усилий.

1-ое положение — плотина держит расчетный рабочий горизонт.

Длина верхнего клапана . . . 7,2 м

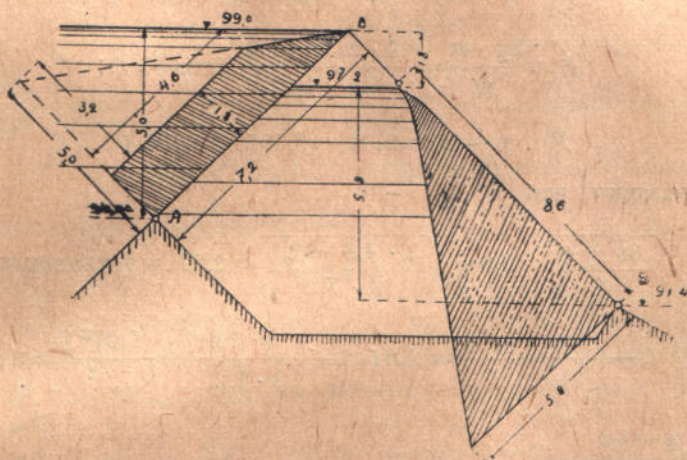
Длина нижнего клапана . . . 8,6 м

Длина козырька 2,5 м

Площадь нагрузки на верхний клапан найдем, вычитая из треугольника давления воды верхнего бьефа треугольник давления воды крыше-видного пространства плотины.

Площадь нагрузки на нижний клапан представляет собой треугольник (с катетом, равным разности отметок внутреннего горизонта и опоры нижнего клапана) с искривленным концом, обуславливаемой формой этого клапана (черт. 36).

Величина изгибающего момента для козырька зависит от направления реакции его шарнирной подвижной опоры (реакция C).



Черт. 36.

Направление это в свою очередь зависит от очертания верхней части нижнего клапана.

Построение этого очертания не входит в задачу предлагаемого эскизного проекта. В приведенном далее расчете направление реакции взято самое невыгодное: параллельное верхнему клапану AB и перпендикулярное козырьку BC .

Верхний клапан представляет собою балку на двух опорах, нагруженную по трапеции.

Величину верхнего основания этой трапеции найдем из уравнения подобия:

$$\frac{x}{7,2} = \frac{3,2}{5,0}$$

$$\text{откуда } x = \frac{3,2 \cdot 7,2}{5,0} = 4,6 \text{ м}$$

Реакцию опор и изгибающие моменты верхнего клапана найдем, суммируя отдельные значения для двух положений: только равномерная нагрузка на части пролета черт. 37 и только треугольная на части пролета черт. 38.

$$A = \frac{qb}{2l} (2l - b) = \frac{1,8 \cdot 4,6}{2 \cdot 7,2} (2 \cdot 7,2 - 4,6) = 5,65 \text{ м};$$

$$B = qb - A = 1,8 \cdot 4,6 - 5,65 = 2,65 \text{ м};$$

$$M = \frac{qb^2}{8} \left(\frac{4a}{l} + \frac{b^2}{l^2} \right) = \frac{1,8 \cdot 4,6^2}{8} \left(\frac{4 \cdot 2,6}{7,2} + \frac{4,6^2}{7,2^2} \right) = 8,8 \text{ т.м.};$$

треугольная нагрузка на части пролета

$$p = 2,6 \cdot 1,8 \cdot 0,5 = 2,34 \text{ м};$$

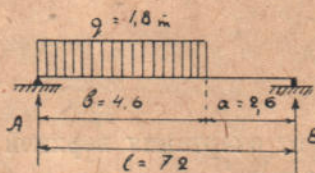
$$A = \frac{2p \cdot a}{3l} = \frac{2 \cdot 2,34 \cdot 1,6}{3 \cdot 7,2} = 0,565 \text{ м};$$

$$B = p - A = 2,34 - 0,565 = 1,775 \text{ м.}$$

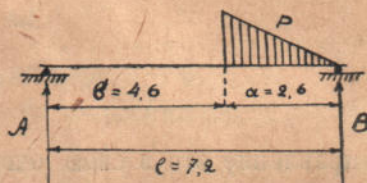
M_{\max} при условии, что

$$x = a \cdot \sqrt{\frac{3b + a}{3l}} = 2,6 \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot 4,6 + 2,6}{3 \cdot 7,2}} = 2,27 \text{ м (от опоры B)}$$

$$M = P \left(1 - \frac{2a}{3l} - \frac{x^2}{l^2} \right) = 2,34 \left(1 - \frac{2 \cdot 2,6}{3 \cdot 7,2} - \frac{2,27^2}{7,2^2} \right) = 1,55 \text{ т.м.}$$



Черт. 37.



Черт. 38.

Полные значения (с учетом ширины полосы 1,2 м)

Опорная реакция A:

$$A = 1,2 (5,65 + 0,565) = 7,45 \text{ т}$$

Опорная реакция B:

$$B = 1,2 (2,65 + 1,775) = 5,31 \text{ т}$$

Изгибающий момент от давления воды на клапан:

$$M = 1,2 (8,8 + 1,55) = 12,4 \text{ т.м.}$$

При подсчете полного изгибающего момента взята сумма максимальных значений изгибающих моментов от нагрузок по прямоугольнику и по треугольнику, хотя максимальные значения моментов относятся к различным сечениям пролета.

Таким образом значение полного изгибающего момента получается несколько преувеличенным.

От нагрузки по прямоугольнику по всему пролету находим (при величине нагрузки $q = 0,9$ т на 1 м²).

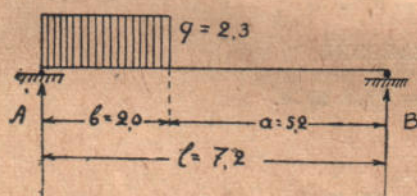
$$A = B = \frac{0,9 \cdot 7,2}{2} = 3,24 \text{ т}$$

$$M = \frac{0,9 (7,2)^2}{8} = 5,83 \text{ т.м}$$

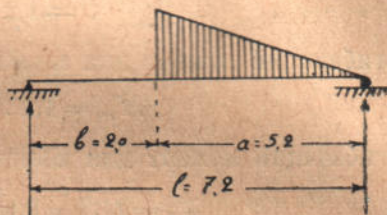
нагрузка по прямоугольнику на части пролета (черт. 40):

$$A = \frac{qb}{2l} (2l - b) = \frac{2,3 \cdot 2,0}{2 \cdot 7,2} (2 \cdot 7,2 - 2,0) = 3,96 \text{ т}$$

$$B = qb - A = 2,3 \cdot 2,0 - 3,96 = 0,64 \text{ т}$$



Черт. 40.



Черт. 41.

$$M = \frac{qb^2}{8} \left(\frac{4a}{b} + \frac{b^2}{l^2} \right) = \frac{2,3 \cdot 2,0^2}{8} \left(\frac{4 \cdot 5,2}{7,2} + \frac{2,0^2}{7,2^2} \right) = 3,42 \text{ т.м}$$

нагрузка по треугольнику (черт. 41):

$$P = 5,2 \cdot 2,3 \cdot 0,5 = 5,98 \text{ т}$$

$$A = \frac{2Pa}{3l} = \frac{2 \cdot 5,98 \cdot 5,2}{3 \cdot 7,2} = 2,88 \text{ т}$$

$$B = P - A = 5,98 - 2,88 = 3,10 \text{ т}$$

Наибольший момент будет в сечении, на расстоянии от опоры B

$$x = a \sqrt{\frac{3b + a}{3l}} = 5,2 \sqrt{\frac{3 \cdot 2,0 + 5,2}{3 \cdot 7,2}} = 3,74 \text{ м}$$

$$M = P \left(1 - \frac{2a}{3l} - \frac{x^2}{l^2} \right) = 5,98 \left(1 - \frac{2 \cdot 5,2}{3 \cdot 7,2} - \frac{3,74^2}{7,2^2} \right) = 1,50 \text{ т.м}$$

Полные значения от давления:

$$A = 1,2 (3,24 + 3,96 + 2,88) = 11,38 \text{ т}$$

$$B = 1,2 (3,24 + 0,64 + 3,10) = 8,38 \text{ т}$$

$$M = 1,2 (5,83 + 3,42 + 1,50) = 12,76 \text{ т.м.}$$

Нижний клапан нагружен так же, как и в первом положении, по треугольнику.

Полное давление на балку

$$P = 3,4 \cdot 6,3 \cdot 0,5 = 10,72 \text{ т}$$

$$D = \frac{10,72 \cdot 2}{3} = 7,15 \text{ т}$$

$$C = 10,72 - 7,16 = 3,57 \text{ т}$$

$$M = 0,128 P \cdot l = 0,128 \cdot 10,72 \cdot 6,3 = 8,64 \text{ т м.}$$

Полное значение (с учетом ширины 1,2 м):

$$D = 1,2 \cdot 7,15 = 8,58 \text{ т}$$

$$C = 1,2 \cdot 3,57 = 4,28 \text{ т}$$

$$M = 1,2 \cdot 8,64 = 10,4 \text{ т м}$$

Принимаем следующие расчетные изгибающие моменты:

Для нижнего клапана:

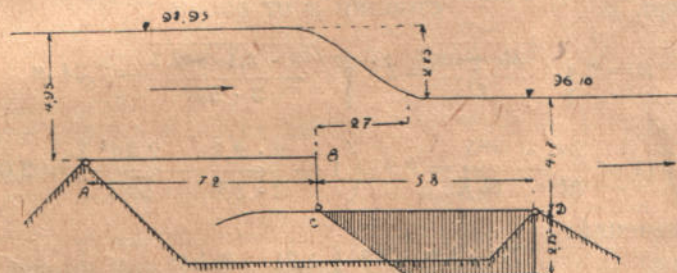
$$M_{\text{нк}} = 10,4 \text{ т м.}$$

Для козырька

$$M_{\text{к}} = 4,28 \cdot 2,10 = 8,99 \text{ т м.}$$

Для верхнего клапана

$$M_{\text{вк}} = 12,76 + 0,5 \cdot 8,99 = 17,26 \text{ т м.}$$



Черт. 42.

3-е положение — плотина сложена; через отверстие проходит паводок $860 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Эпюра нагрузок (с введением дополнительного треугольника вместо близкого к нему криволинейного контура) представлена на чертеже 42 ломаной линией, и заштрихована.

Верхний клапан при открытых отверстиях регулятора не нагружен; однако, считаем его, как балку, нагруженную сплошной нагрузкой $2,85 \text{ т}$ на 1 м^2 , на случай полуспушенной воды, и закрытого отверстия регулятора; тогда находим

$$A = B = \frac{2,85 \cdot 7,2}{2} = 10,26 \text{ т}$$

$$M = \frac{2,85 \cdot 7,2^2}{8} \times 18,5 \text{ т м}$$

Полные значения

$$A = B = 1,2 \cdot 10,26 = 12,3 \text{ т}$$

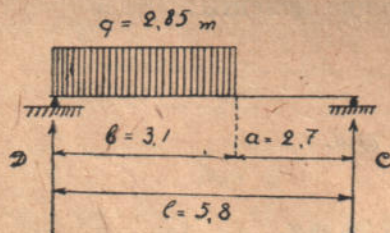
$$M_{\text{вк}} = 1,2 \cdot 18,5 = 22,2 \text{ т м}$$

Определяя расчетные величины нижнего клапана, рассматриваем его: 1) как балку, нагруженную по прямоугольнику (черт. 43) и 2) как балку, нагруженную по треугольнику (в обоих случаях нагрузка занимает только часть пролета).

$$D = \frac{qb}{2l}(2l - b) = \frac{2,85 \cdot 3,1}{2 \cdot 5,8}(2 \cdot 5,8 - 3,1) = 6,47 \text{ т}$$

$$C = qb - D = 2,85 \cdot 3,1 - 6,47 = 2,37 \text{ т}$$

$$M = \frac{qb^2}{8} \left(\frac{4a}{l} + \frac{b^2}{l^2} \right) = \frac{2,85 \cdot 3,1^2}{8} \cdot \left(\frac{4 \cdot 2,7}{5,8} + \frac{3,1^2}{5,8^2} \right) = 7,35 \text{ т м}$$



Черт. 43.

нагрузка по треугольнику

$$P = 2,7 \cdot 2,85 \cdot 0,5 = 3,85 \text{ т}$$

$$D = \frac{2 \cdot Pa}{3l} = \frac{2 \cdot 3,85 \cdot 2,7}{3 \cdot 5,8} = 1,2 \text{ т}$$

$$C = P - D = 3,85 - 1,2 = 2,65 \text{ т}$$

Наибольший момент в сечении, на расстоянии x от опоры C

$$x = a \sqrt{\frac{3b + a}{3l}} = 2,7 \sqrt{\frac{3 \cdot 3,1 + 2,7}{3 \cdot 5,8}} = 2,24 \text{ м}$$

будет

$$M = P \left(1 - \frac{2a}{3l} - \frac{x^2}{l^2} \right) = 3,85 \left(1 - \frac{2 \cdot 2,7}{3 \cdot 5,8} - \frac{2,24^2}{5,8^2} \right) = 2,08 \text{ т м}$$

Полные значения:

$$D = 1,2(6,47 + 1,2) = 9,2 \text{ т}$$

$$C = 1,2(2,37 + 2,65) = 5,0 \text{ т}$$

$$M_{\text{вк}} = 1,2(7,35 + 2,08) = 11,32 \text{ т м}$$

Изгибающий момент для козырька при 3-ем положении считаем равным нулю.

Расчетные изгибающие моменты для всех трех положений сведены в таблицу 62:

ТАБЛИЦА 62.

Изгибающие моменты в т м для элементов затворов.

Название элементов	Положение затворов		
	1-е	2-е	3-е
Верхний клапан	22,85	17,26	22,20
Нижний клапан	32,90	10,40	11,32
Козырек	20,90	8,99	—

Из таблицы видно, что наибольшие моменты соответствуют первому положению затворов.

$$P_p = 12,3 \text{ т}$$

$$\text{гибкая связь} - P_p = \frac{9,95 \cdot 3,3}{2,8} = 11,7 \text{ т}$$

$$\text{каток} - P_p = 12,3 \text{ т}$$

Подбор сечения верхнего клапана. Расчетный изгибающий момент

$$M = 22,2 \text{ т.м.}$$

Состав сечения:

1) Вертикальная стенка $600 \times 12 \text{ мм}$

$$J_1 = 21600 \text{ см}^4.$$

2) 4 равнобоких уголка $100 \times 100 \times 12 \text{ мм}$

$$J_2 = 67600 \text{ см}^4.$$

Момент инерции всего сечения с учетом 20% ослабления заклепками (при $e = 30 \text{ см}$):

$$J_N = 0,8 (21600 + 67600) = 71360 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления сечения

$$W = \frac{71360}{30} = 2380 \text{ см}^3.$$

Наибольшее нормальное напряжение

$$n = \frac{2285000}{2380} = 960 \text{ кг/см}^2.$$

Подбор сечения нижнего клапана. Расчетный изгибающий момент

$$M = 32,9 \text{ т.м.}$$

Состав сечения:

1) Вертикальная стенка $600 \times 12 \text{ мм}$

$$J_1 = 21600 \text{ см}^4.$$

2) 4 равнобоких уголка $90 \times 90 \times 12 \text{ мм}$

$$J_2 = 61250 \text{ см}^4.$$

3) 2 горизонтальных листа $200 \times 12 \text{ мм}$

$$J_3 = 2 \times 22480 = 44960 \text{ см}^4.$$

Момент инерции всего сечения с учетом 20% ослабления заклепками (при $e = 31,2 \text{ см}$):

$$J_N = 0,8 (21600 + 61250 + 44960) = 102250 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления сечения

$$W = \frac{102250}{31,2} = 3277 \text{ см}^3.$$

Наибольшее нормальное напряжение

$$n = \frac{3290000}{3277} = 1004 \text{ кг/см}^2.$$

Подбор сечения козырька.

Расчетный изгибающий момент

$$M = 20,90 \text{ т м}$$

Сечение сохраняем то же, что и для верхнего клапана.

Напряжение

$$n = \frac{2090000}{2380} = 878 \text{ кг/см}^2$$

Расчет катков. Расчетная сжимающая сила

$$C_p = 9,95 \text{ т.}$$

Наибольшее напряжение, воспринимаемое стальным катком при равномерном сжатии, считая по диаметральному сечению катка, равно 40 кг/см^2 .

Необходимая площадь диаметрального сечения

$$\omega = \frac{9950}{40} = 249 \text{ см}^2.$$

Принимаем размеры катка:

диаметр	15 см
длина	22 см.

4. ГИДРОСТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ „Dachwehr“.

Исследование работы клапанов заключается в определении прижимающих и поднимающих моментов, образующихся при крайних положениях клапанов. Для работы конструкции необходимо, чтобы поднимающий момент всегда был больше прижимающего. Так как величина прижимающего момента есть функция веса отдельных элементов, то необходимо определить эти веса (при чем на заклепки и соединения прибавляем 25% от основного веса).

Вес верхнего клапана складывается из:

1. Собственного веса клепаной балки и настила (нагрузка равномерно распределенная).
2. Собственного веса козырька с его настилом (нагрузка сосредоточенная на конце клапана).
3. Собственного веса гибкой связи (сосредоточенной в пролете).
4. Собственного веса защелки (сосредоточенной в пролете).

1) Собственный вес балки ($l = 7,2 \text{ м}$)

стенка $600 \times 12 \text{ мм}$

$$56,52 \times 7,2 \times 1,25 = 509 \text{ кг}$$

4 уголка $100 \times 100 \times 12 \text{ мм}$

$$4 \times 17,84 \times 7,2 \times 1,25 = 642 \text{ кг}$$

настил из $7,5 \text{ см}$ дубовых (мокрых) досок

$$0,075 \times 1,2 \times 7,2 \times 1,25 \times 1000 = 810 \text{ кг}$$

Всего $1961 \text{ кг} \cong 1,96 \text{ т}$

2) Собственный вес козырька ($l = 2,5 \text{ м}$)

2 швеллера № 18.

$$2 \times 22,97 \times 2,5 \times 1,25 = 144 \text{ кг}$$

настил из $7,5 \text{ см}$ дубовых (мокрых) досок

$$0,075 \times 1,2 \times 2,5 \times 1,25 \times 1000 = 281 \text{ кг}$$

Соединительный уголок $80 \times 80 \times 10$ ($l = 1,2 \text{ м}$)

$$11,86 \times 1,8 \times 1,25 = 18 \text{ кг}$$

Всего $443 \text{ кг} \cong 0,44 \text{ т}$

3) Собственный вес гибкой связи ($l = 3,4 \text{ м}$).

Круглое железо $d = 40 \text{ мм}$

$$3,4 \times 12,57 \times 1,25 = 53 \text{ кг} \cong 0,05 \text{ т}$$

4) Собственный вес защелки (включая жесткую связь козырька с клепа-
ным профилем верхнего клапана)

2 уголка $80 \times 80 \times 10$ ($l = 1,7 \text{ м}$)

$$2 \times 11,86 \times 1,7 \times 1,25 = 50 \text{ кг}$$

2 уголка $80 \times 80 \times 10$ ($l = 1,7 \text{ м}$)

$$2 \times 11,86 \times 1,7 \times 1,25 = 50 \text{ кг}$$

Всего $100 \text{ кг} = 0,1 \text{ т}$

Вес нижнего клапана складывается из:

1. Собственного веса клепаной балки и настила (нагрузка равномерно-
распределенная).

2. Собственного веса поперечной клепаной опорной балки (сосредото-
ченная нагрузка в пролете клапана).

3. Собственного веса жесткой связи (соединительный уголок) между
отдельными элементами клапана.

1) Собственный вес балки ($l = 8,6 \text{ м}$)

стенка $600 \times 12 \text{ мм}$

	$56,52 \times 8,6 \times 1,25 =$	608 кг
4 уголка $90 \times 90 \times 12$ мм	$4 \times 15,93 \times 8,6 \times 1,25 =$	685 кг
2 горизонтальных листа 200×12 мм	$18,84 \times 2 \times 8,6 \times 1,25 =$	405 кг
настил из 7,5 см дубовых (мокрых) досок	$0,075 \times 1,2 \times 8,6 \times 1,25 \times 1000 =$	968 кг
	Всего	2666 кг $\approx 2,67$ т.

2) Собственный вес поперечной балки ($l = 1,2$ м)
стенка 600×12 мм

	$56,52 \times 1,2 \times 1,25 =$	85 кг
4 уголка $80 \times 80 \times 10$ мм	$11,86 \times 4 \times 1,2 \times 1,25 =$	71 кг
	Всего	156 кг $\approx 0,16$ т.

3) Вес жесткой связи не учитываем за счет уменьшения сечения верхнего конца нижнего клапана.

Теперь можем определить полные веса клапанов и дополнительные изгибающие моменты от собственного веса, а также дополнительные напряжения материала.

Верхний клапан. Полный вес верхнего клапана

$$P_B = 1,96 + 0,44 + 0,05 + 0,1 = 2,55 \text{ т}$$

или на ширину 1,0 м

$$P_B = \frac{2,55}{1,2} = 2,13 \text{ т.}$$

Для определения положений равнодействующей, составим уравнение моментов относительно опоры

$$2,55x = 1,96 \times 3,6 + 0,05 \times 3,7 + 0,1 \times 5,8 + 0,44 \times 7,2$$

откуда

$$x = 4,31 \text{ м}$$

Момент от сплошной нагрузки

$$M_1 = \frac{1,96 \cdot 7,2}{8} = 1,75 \text{ т.м.}$$

Момент от сосредоточенных грузов найдем так:

Реакция опоры А от этих грузов

$$A = \frac{0,05 \cdot 3,5 + 0,1 \cdot 1,4}{7,2} = 0,044 \text{ т}$$

$$M_2 = 0,044 \cdot 3,7 = 0,163 \text{ т.м.}$$

Полная величина изгибающего момента от собственного веса

$$M = 176 + 0,163 = 1,923 \text{ т.м.}$$

Дополнительное напряжение от собственного веса

$$n = \frac{192300}{2380} \approx 81 \text{ кг/см}^2.$$

Полное напряжение элемента верхнего клапана

$$n = 933 + 81 = 1014 \text{ кг/см}^2.$$

Нижний клапан. Полный вес нижнего клапана

$$P_n = 2,67 + 0,16 = 2,83 \text{ т}$$

или на ширину 1,0 м

$$P_n = \frac{2,83}{1,2} = 2,36 \text{ т.}$$

Для определения положения равнодействующей, составим уравнение моментов относительно опоры А

$$2,83 x = 0,16 \times 2,8 + 2,67 \times 4,3 \\ x = 4,22 \text{ м.}$$

Момент от сплошной нагрузки

$$M_1 = \frac{2,83 \cdot 8,6}{8} = 3,04 \text{ т.м.}$$

Момент от сосредоточенного груза определим следующим образом:

Реакция опоры А от этого груза

$$A = \frac{0,16 \cdot 5,8}{8,6} = 0,108 \text{ т.}$$

$$M_2 = 0,108 \cdot 2,8 = 0,30 \text{ т.м}$$

Полная величина изгибающего момента от собственного веса

$$M = 3,04 + 0,30 = 3,34 \text{ т.м}$$

Дополнительное напряжение от собственного веса

$$n = \frac{334000}{3277} = 102 \text{ кг/см}^2.$$

Имея положения и величины равнодействующих от собственного веса клапанов со всеми связанными с ними элементами „Dachwehr“, можем уже определить прижимающие моменты (от собственного веса) и, после нахождения поднимающих моментов судить, правильно ли рассчитана конструкция, т. е. поднимется ли она из самого худшего для клапанов положения. Таким худшим положением является то, при котором клапаны опущены до отказа, т. к. при приподнятых клапанах (одно из промежуточных положений) и при совершенно поднятых клапанах (крайнее наи-

высшее положение), разность горизонтов, а следовательно, и давление значительно больше, чем при сложенных клапанах.

Однако, при этом крайнем положении (сложенные клапаны) может быть опять-таки два крайних случая: 1) проходит наибольший паводок и 2) после прохождения паводка — меженный расход, т. е. весьма ничтожный.

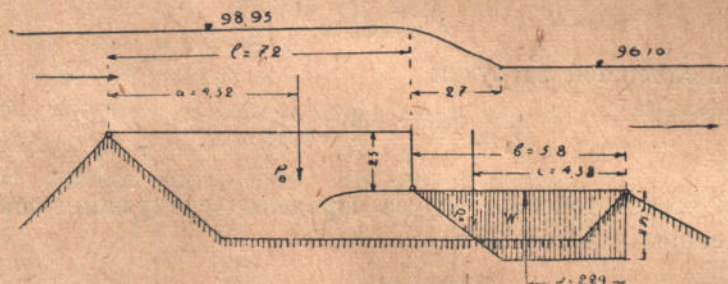
Разберем эти оба случая в отдельности, имея в виду, что величина прижимающего момента в обоих случаях будет одинакова, и пренебрегая весом вытесняемого элементами объема воды, что дает запас в неблагоприятную сторону.

Выше было выведено, что на ширину 1,0 м (по фасаду отверстия) вес верхнего клапана $P_B = 2,13 \text{ т}$ и вес нижнего клапана $P_H = 2,36 \text{ т}$.

Определяем величину прижимающего момента который, на основании вышеизложенного, одинаков для обоих случаев.

$$M_{\text{пр.}} = \frac{P_B \cdot a}{l} b + P_H \cdot c = \frac{2,13 \cdot 4,32 \cdot 5,8}{7,2} + 2,36 \cdot 4,38 = 17,8 \text{ т.м.}$$

Величина поднимающего момента, разная в обоих случаях, зависит от суммарного вертикального давления на нижний клапан W , обуславли-



Черт. 44.

ваемого разностью горизонтов. В первом случае (проходит наибольший паводок) эпюра давления показана на чертеже 44 и имеет форму трапеции; во втором случае она имеет форму прямоугольника с точкой приложения равнодействующей давления по середине отрезка нижнего клапана ($d = \frac{b}{2} = \frac{5,8}{2} = 2,9 \text{ м}$) и с высотой, равной длине козырька, т. е. 2,5 м.

Для первого случая необходимо определить величину и положение равнодействующей W .

Полная величина равнодействующей равна сумме отдельных нагрузок P_1 и P_2 .

$$W = P_1 + P_2$$

$$P_1 = 2,7 \times 2,85 \times 0,5 = 3,85 \text{ т}$$

$$P_2 = 3,1 \times 2,85 = 8,84 \text{ т}$$

$$W = 3,85 + 8,84 = 12,69 \text{ т}$$

Из уравнения моментов относительно опоры *B* найдем расстояние приложения силы *W* от этой опоры

$$12,69d = 3,85 \times 4,0 + 8,84 \times 1,55,$$

откуда

$$d = 2,29 \text{ м.}$$

Поднимающий момент в первом случае

$$M_{\text{пл}} = W \cdot d = 12,69 \cdot 2,29 = \\ = 29,1 \text{ т м} > 17,8 \text{ т м.}$$

Во втором случае

$$W = 5,8 \cdot 2,5 = 14,5 \text{ т}$$

Поднимающий момент во втором случае

$$M_{\text{пл}} = 14,5 \cdot 2,9 = 42,3 \text{ т м} > 17,8 \text{ т м}$$

Откуда заключаем, что конструкция рассчитана правильно и может подняться при любом положении клапанов.

5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ РЕГУЛЯТОРА.

(Опускание затвора).

Основным расчетом гидравлического регулятора является определение времени, в течение которого „Dachwehr“ может из наивысшего положения клапанов перейти в сложенное положение. Эта задача, вообще говоря, представляет задачу об истечении из отверстия конечных размеров при переменном напоре под переменный уровень. При учете всех, могущих быть в данном случае условий, эту задачу, вообще говоря, точно разрешить невозможно. Для приближенного решения (впрочем, достаточно точного для целей практики) необходимо сделать следующие допущения:

1. Приток воды под крышевидное пространство совершенно прекращен (что возможно выполнить, если закрыть затвор 1, см. черт. 34).

2. Площадь горизонтального сечения опорожняемого сосуда принята некоторой средней постоянной (на самом же деле, как это видно из конструкции, эта площадь является функцией горизонта воды в крышевидном пространстве).

3. Горизонт воды в нижнем бьефе стоит ниже или на уровне отметки выходного отверстия регулятора.

При этом время опорожнения определим по формуле

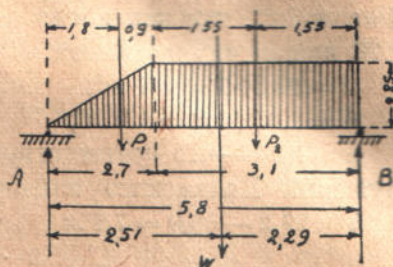
$$T = \frac{2 \Omega \sqrt{h}}{\mu \cdot \omega \sqrt{2g}}$$

где *T* — время полного опорожнения

Ω — площадь горизонтального сечения крышевидного пространства;

ω — площадь выходного отверстия;

μ — коэффициент;



Черт. 45.

h — разность горизонтов начального и конечного положения;

g — ускорение силы тяжести: $\sqrt{2g} = 4,43$.

Для расчетов мы берем только одну (из имеющихся у нас двух) „Dachwehr“, так как время опорожнения будет одно и то же.

В нашем случае имеем:

$$\Omega = 23 \times 7 = 161 \text{ м}^2;$$

$$\omega = 1,0 \times 1,2 = 1,2 \text{ м}^2;$$

$\mu = 0,55$ — что соответствует коэффициенту, принятому в расчетах сооружений Панамского канала¹.

$$h = 97,2 - 90,0 = 7,2 \text{ м}$$

$$T = \frac{2 \cdot 161 \cdot \sqrt{7,2}}{0,55 \cdot 1,2 \cdot 4,43} = 296 \text{ сек}$$

принимаем с запасом на неучтенную переменность величины и местные сопротивления (которые в нашем случае невелики ввиду большого отверстия) = 360 сек. или 6 минут.

Это время вполне соответствует времени опускания клапанов действующих гидротехнических установок с „Dachwehr“.

Теперь необходимо проверить, не будет ли скорость в выходном канале при опорожнении крышевидного пространства чересчур велика для бетона.

Площадь поперечного сечения опорожняемой части крышевидного пространства

$$\omega = \frac{2,5 + 11,0}{2} 3,8 + \frac{8,8 + 9,8}{2} 2,0 + \frac{9,8 + 8,0}{2} 1,4 = 56,7 \text{ м}^2.$$

Полный объем опорожняемой части крышевидного пространства

$$V = 56,7 \times 23,0 = 1304,0 \text{ м}^3.$$

Принимая (для получения запаса в заведомом увеличении скорости) время опорожнения 296 сек, получаем секундный расход отверстия

$$q = \frac{1304}{296} = 4,4 \text{ м}^3/\text{сек},$$

а скорость в канале V

$$V = \frac{4,4}{1,50 \times 1,00} = 2,93 \text{ м/сек}$$

что приемлемо для бетона тем более, что все поверхности каналов предположено оштукатурить сталебетоном, допускающим весьма большие скорости.

Регулирование отметки гребня плотины.

Как уже говорилось в части, посвященной описанию принципа работы гидравлического регулятора, положение гребня плотины регулируют водослив 6 с постоянным горизонтом (черт. 34), не допускающим повышение

¹ См. проф. Н. Павловский, „Гидравлический справочник“, стр. 43.

горизонта выше наперед заданной отметки, и водослив 5, регулирующий различные горизонты в широких в нашем случае пределах, а именно, до 2,9 м; таким образом мы нашим регулятором можем держать гребень плотины в пределах от 96,1 до 99,0 м. Полный поплавок 7, по вышеизложенному, закрыванием вращающегося затвора 2 исполняет эти функции. Интересно определить, какой слой воды и в какое время должен перелиться через подвижной водослив 5 для того, чтобы закрыть затвор 2 (иными словами, мы хотим определить время, в течение которого начнет работать регулятор при повышении горизонта выше того, который закреплен положением затвора 5).

Путь, проходимый концом вертикальной тяги к затвору 2 из открытого положения этого затвора в закрытое, равен 0,5 м; такую же толщину, вернее, ничтожно меньшую, должен иметь слой воды под поплавком 7. При площади горизонтального сечения камеры для поплавка 7, равной

$$1,2 \times 1,5 = 1,8 \text{ м}^2$$

этому слою соответствует объем воды

$$1,8 \times 0,5 = 0,9 \text{ м}^3.$$

Расход воды через водослив

$$Q = mb\sqrt{2g}\sqrt{H^3}.$$

Коэффициент расхода m принимаем по сокращенной формуле Базена равным 0,42.

Для нашего случая $b = 1,2 \text{ м}$.

Предположим, что толщина переливающегося слоя воды равна $\approx 5 \text{ см}$; в этом случае расход водослива будет

$$Q = 0,42 \cdot 1,2 \cdot 4,43 \cdot \sqrt{0,05^3} = 0,25 \text{ м}^3/\text{сек}$$

иными словами, поплавок 7 закроет затвор 2 через

$$\frac{0,9}{0,25} \approx 4 \text{ сек}$$

(кстати замечаем, что расход $0,25 \text{ м}^3/\text{сек}$ весьма близок к среднему между расходу р. Крынки).

Как крайний, в смысле продолжительности, случай работы регулятора, рассмотрим условия его работы при расходе, которому соответствует толщина слоя воды, переливающейся через водослив 5, равная 2 см. Этому слою соответствует расход

$$Q = 0,42 \cdot 1,2 \cdot 4,43 \sqrt{0,02^3} = 0,006 \text{ м}^3/\text{сек}$$

и время до начала регулирования будет равно

$$\frac{0,9}{0,006} = 150 \text{ сек или } \approx 2,5 \text{ минут.}$$

Это время будет предельным наибольшим при ничтожном (даже невероятном) расходе лишь в том случае, если гребень стоит на отметке

ниже рабочей отметки водохранилища; если же гребень имеет отметку $+99,00$ м, то к работе водослива 5 присоединяется водослив 6, дающий при слое воды 2 см и при ширине его 1,0 м расход

$$Q = \frac{0,006 \cdot 1,0}{1,2} \approx 0,005 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Таким образом полный расход обоих работающих водосливов будет

$$Q = 0,006 + 0,005 = 0,011 \text{ м}^3/\text{сек}$$

и время до начала регулирования уменьшится до

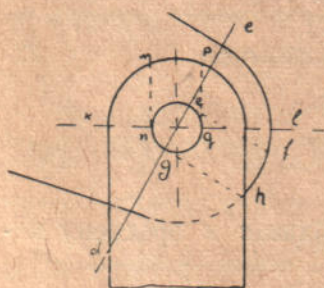
$$\frac{0,9}{0,011} = 82 \text{ сек} \approx 1,4 \text{ минуты.}$$

Наполнение крышевидного пространства (подъем плотины).

Вопрос о времени наполнения крышевидного пространства (времени подъема плотины) находится в зависимости не только от объема этого пространства, но и от объема всего водохранилища, так как, лишь только гребень поднимается хотя бы на 1 см, необходимо, чтобы расход наполнил объем всего водохранилища также на 1 см. Ввиду этого задача делается настолько неопределенной, что не поддается точному (хотя бы в пределах практики) решению.

6. РАСЧЕТ ПЯТОВЫХ ШАРНИРОВ.

Пятовые шарниры должны быть проверены в основных размерах входящих в их состав элементов, помощью которых осуществляется вращение клапанов.



Черт. 46.



Расчетными силами для них являются:

для шарнира верхнего клапана $P = 12,3$ т;

для шарнира нижнего клапана $P = 19,9$ т.

Желая сохранить однообразие, оба шарнира рассчитываем по наибольшей силе $P = 19,9$ т.

Шарнир осуществляем в виде некоторого круглого железного стержня, на который, с одной стороны, надет элемент клапана, а с другой стороны — элементы опорной части, вложенной в кладку (черт. 46).

При этом наше соединение может быть разрушено под действием расчетной силы 19,9 т при следующих условиях:

1. Когда срежется стержень по плоскости сдвига $a - b$ (черт. 46, справа).
2. Когда элемент клапана (лист) разорвется по наиболее ослабленному сечению $c - d$;
3. Когда сомнется край элемента клапана (листа) у стержня;

4. Когда элемент опоры (парные листы) разорвется по наиболее ослабленному сечению $k-l$.

5. Когда срежутся части элемента опоры (парные листы), на которые надавливает стержень при действии расчетной силы ($m-n, p-q$).

6. Когда сомнется край элемента опоры (парные листы) у стержня.

Так как стенка у нас имеет толщину всего 12 мм, то на опоре приклепываем к ней два листа такой же толщины и получаем общую толщину опорной части клапана $e = 3 \cdot 1,2 = 3,6$ см.

Допускаемое напряжение на срезывание принимаем равным $R = 600$ кг/см².

Допускаемое напряжение на смятие принимаем равным

$$R_1 = 2R = 2 \times 600 = 1200 \text{ кг/см}^2.$$

1-ое условие. Для определения диаметра стержня пользуемся формулой

$$P = 2 \frac{\pi d^2}{4} R,$$

откуда

$$d = \sqrt{\frac{2P}{\pi \cdot R}} = \sqrt{\frac{19900 \cdot 9}{3,14 \cdot 600}} = 4,6 \text{ см};$$

принимаем диаметр стержня равным 5 см.

2-ое условие. Для определения величины необходимой полезной ширины элемента клапана (при толщине листа $e = 1,2 \times 3 = 3,6$ см, черт. 47) и допускаемом напряжении на разрыв $R = 800$ кг/см² пользуемся формулой

$$P = (b - d) e R$$

откуда

$$b = \frac{P + deR}{eR} = \frac{19900 + 5 \cdot 3,6 \cdot 800}{3,6 \cdot 800} = 12 \text{ см}.$$

3-е условие. Достаточность выбранного диаметра проверяем по формуле

$$deR_1 = P,$$

откуда находим

$$d = \frac{P}{eR_1} = \frac{19900}{3,6 \cdot 1200} = 4,6 \text{ см}.$$

4-е условие. Для определения необходимой полезной ширины элемента опоры (парные листы) пользуемся формулой

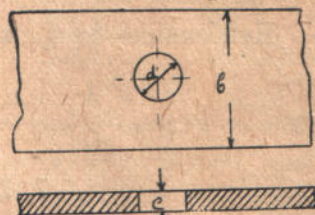
$$P = (b - d) e R_1$$

(обозначения те же, что и для 2-го условия), откуда имеем

$$b = \frac{P + d \cdot e \cdot R_1}{e \cdot R_1} = \frac{19900 + 5 \cdot 4 \cdot 800}{4 \cdot 800} = 11,2 \text{ см}.$$

5-е условие. Суммарную длину отрезков линии срезывания обозначим через x ; получаем

$$P = x \cdot eR$$



Черт. 47.

откуда находим

$$x = \frac{P}{eR} = \frac{19900}{4 \cdot 600} = 8 \text{ см}$$

так что длина отдельного отрезка получается равной 4 см.

6-е условие. Необходимую толщину парных листов определяем из условия смятия при $d = 5 \text{ см}$, обозначая эту толщину через x .

$$d \cdot 2x \cdot R_1 = P;$$

$$x = \frac{P}{2d \cdot R_1} = \frac{19900}{2 \cdot 5 \cdot 1200} = 1,66 \text{ см.}$$

Ставим листы толщиной по 2,0 см.

Проверим теперь листы (толщиною 20 мм) на изгибающий момент, который будет вследствие приложения силы 19,9 т на расстоянии от места заделки 0,25 м.

Изгибающий момент при этом будет равен

$$M = 19,9 \cdot 0,25 = 4,975 \text{ т.м.}$$

Момент сопротивления двух листов толщиной по 20 мм и высотой 250 мм будет

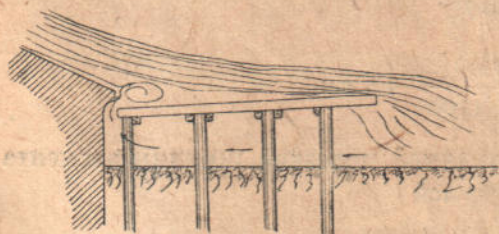
$$W = \frac{2,2 \cdot 25^2}{6} = 417 \text{ см}^3.$$

Наибольшее напряжение

$$n = \frac{M}{W} = \frac{497500}{417} = 1193 \text{ кг/см}^2.$$

7. КРЕПЛЕНИЯ НИЖНЕГО БЪЕФА.

В качестве приспособления, воспринимающего силу падающей воды, мы устанавливаем водобойную конструкцию типа фирмы Пфлетчингер-Лойфер, отличающуюся крайней простотой и не требующую при себе укрепления рибсермы.



Черт. 48.

Работа этой конструкции основана на следующем (см. чертеж 48).

При прохождении некоторого расхода через отверстие в месте сопряжения конца сливной части порога и начала водобоя Пфлетчингера образуются горизонтальные водовороты и

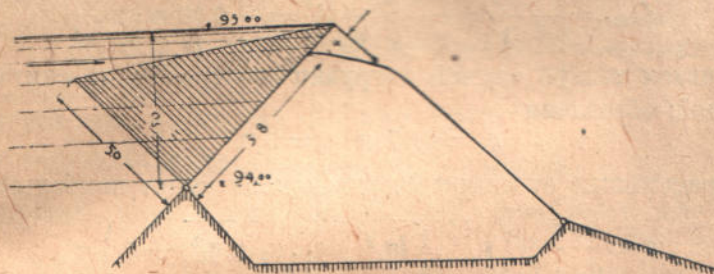
разряжение, вследствие чего в щели между настилом из бревен и выступающим над настилом козырьком порога начинается засасывание, направление которого указано на схеме стрелками. В результате, частицы грунта перемещаются и подбивают водобой. Многочисленные наблюдения над действующими установками с водобоем Пфлетчингер-Лойфер показывают, что подбивка его заканчивается в течение 3—4 месяцев. В начале работы

установки, непосредственно за выступающими зубьями водобоя (цель которых заключается в поглощении энергии потока), образуется выбоина; однако, постепенно эта выбоина все более и более отодвигается, уменьшаясь при этом по своей глубине и совершенно затухая.

В нашей конструкции настил предположен из 6-верш. брусьев квадратного сечения, уложенных на такие же поперечины; при этом для образования зубьев брусья длиной в 12,5 и 10,5 м уложены, чередуясь между собой; поперечины поддерживаются 5 верш. сваями, исполненными из 3-саж. бревен.

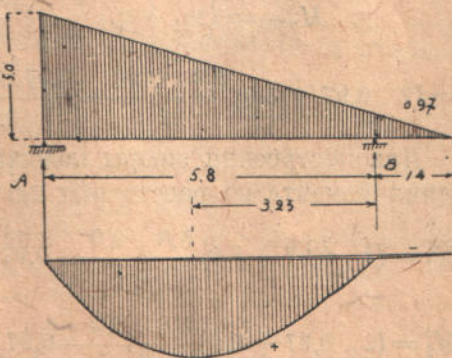
8. ПОВЕРКА СЕЧЕНИЯ ВЕРХНЕГО КЛАПАНА НА СЛУЧАЙ РЕМОНТА.

В случае малого ремонта, когда повреждения настолько невелики, что не требуют установки дополнительных щитов перед „Dachwehr“, а возможно ограничиться только выпуском всей воды из-под крышевидного



Черт. 49.

пространства, закрепив нижний клапан на специальном упоре, который поддерживает оба клапана в постоянном положении таким образом, что гребень стоит на рабочей отметке водохранилища 99,00 м), элемент верхнего клапана не испытывает противодействия воды, разгружающей его и тем самым облегчающей его работу. Эпюра распределения нагрузки будет иметь вид не трапеции, как это было при нашем „1-м условии“ расчета, для определения наибольшего изгибающего момента элементов), а треугольника с высотой, равной разности отметок рабочего горизонта и пятового шарнира верхнего клапана (в нашем случае $99,00 - 94,00 = 5,0$ м) (черт. 49). Опорный момент, передаваемый верхнему клапану от козырька, отсутствует.



Черт. 50.

Кроме того условия работы изменяются не только в отношении нагрузки, но и в отношении пролета, а именно: в „1-м положении“ мы рассматривали верхний клапан как балку, свободно лежащую на двух опорах с пролетом 7,2 м; теперь же мы имеем балку на двух опорах с пролетом 5,8 м и консоль с выносом 1,4 м, так как в этом случае нет

опирания катка козырька верхнего клапана на элемент нижнего клапана (черт. 50).

Для определения ординаты эпюры распределения нагрузки на консоль составим уравнение

$$\frac{x}{5,0} = \frac{1,4}{(5,8 + 1,4)},$$

откуда

$$x = 0,97 \text{ м.}$$

Далее находим отрицательный момент на опоре B , рассматривая систему с нагрузкой только консоли (нагрузку трапецидальную считаем отсутствующей); этот момент будет наибольшим отрицательным моментом нашей балки

$$P = 1,4 \cdot 0,97 \cdot 0,5 = 0,68 \text{ т.}$$

$$M_{\text{макс}} = -\frac{Pl}{3} = -\frac{0,68 \cdot 1,4}{3} = -0,32 \text{ т.м.}$$

Рассматриваем теперь случай нагрузки по трапеции, считая консоль ненагруженной; обозначая

$$q_1 = 0,97 \text{ и } q_2 = 5,0,$$

находим то расстояние от опоры B , где момент будет наибольшим

$$\begin{aligned} x &= \frac{l}{q_2 - q_1} \left(\sqrt{\frac{1}{3} (q_1^2 + q_1 \cdot q_2 + q_2^2)} - q_1 \right) = \\ &= \frac{5,9}{5,0 - 0,97} \left(\sqrt{\frac{1}{3} (0,97^2 + 0,97 \cdot 5,0 + 5,0^2)} - 0,97 \right) = 3,23 \text{ м.} \end{aligned}$$

Наибольший изгибающий момент в этом сечении будет

$$\begin{aligned} M_{\text{макс}} &= (2q_1 + q_2) \frac{l \cdot 3,23}{6} - q_1 \frac{3,23^2}{2} - (q_2 - q_1) \frac{3,23^3}{6 \cdot l} = \\ &= (2 \cdot 0,97 + 5,0) \frac{5,8 \cdot 3,23}{6} - 0,97 \frac{(3,23)^2}{2} - (5,0 - 0,97) \frac{3,23^3}{6 \cdot 5,8} = +12,7 \text{ т.м.} \end{aligned}$$

Для построения эпюры положительных моментов найдем еще два значения момента на расстоянии 2,0 и 4,4 м от опоры B

$$M_1 = (2 \cdot 0,97 + 5,0) \frac{5,8 \cdot 2,0}{6} - 0,97 \frac{2,0^2}{2} - (5,0 - 0,97) \frac{2,0^3}{6 \cdot 5,8} = +10,55 \text{ т.м.}$$

$$M_2 = (2 \cdot 0,97 + 5,0) \frac{5,8 \cdot 4,4}{6} - 0,97 \frac{4,4^2}{2} - (5,0 - 0,97) \frac{4,4^3}{6 \cdot 5,8} = +10,27 \text{ т.м.}$$

Абсолютный наибольший положительный изгибающий момент найдем, вычтя разгружающее влияние нагруженной консоли

$$M_{\text{макс}} = +12,7 - \frac{0,32 (5,8 - 3,23)}{5,8} = +12,56 \text{ т.м.}$$

С исправлением на ширину 1,2 м он будет равен

$$M_p = 1,2 \cdot 12,56 \approx 15,1 \text{ т.м.}$$

Таким образом видим, что хотя этот момент и больше изгибающего момента при аналогичном горизонте воды в верхнем бьефе, но все же менее принятого нами расчетного значения изгибающего момента для элемента верхнего клапана:

$$12,4 < 15,1 < 22,2$$

Проверим теперь сечение защелки, состоящей из двух уголков $80 \times 80 \times 10$ и имеющей длину 1,7 м.

Сила, сжимающая упорные уголки защелки, равна реакции опоры В (для случая ремонта); поэтому необходимо определить величину этой реакции.

От нагрузки только консоли:

$$B_1 = P = 0,68 \text{ т};$$

от нагрузки только самой балки:

$$B_2 = (2q_1 + q_2) \frac{l}{6} = (2 \cdot 0,97 + 5,0) \frac{5,8}{6} = 6,71 \text{ т}.$$

Полное значение (с учетом ширины 1,2 м)

$$B = 1,2 (0,68 + 6,71) = 8,9 \text{ т}.$$

Допускаемое напряжение на сжатие (основное) считаем равным 900 кг/см^2 .

Наибольший момент инерции двух уголков $80 \times 80 \times 10$ относительно оси $x-x$

$$I_{\text{мин.}} = 2 \cdot 87,2 = 174,4 \text{ см}^4.$$

Площадь поперечного сечения двух уголков

$$\omega = 2 \cdot 15,1 = 30,2 \text{ см}^2.$$

Расчетное значение (учитывая ослабление заклепками):

$$I = 0,8 \cdot 174,4 = 140 \text{ см}^4.$$

$$\omega = 30,2 - 2 \cdot 1,0 = 28,2 \text{ см}.$$

Радиус инерции

$$r = \sqrt{\frac{I}{\omega}} = \sqrt{\frac{140}{28,2}} = 2,23 \text{ см}.$$

Коэффициент уменьшения основного допускаемого напряжения (при $\mu = 0,0001$)

$$\varphi = \frac{1}{1 + \mu \frac{l^2}{r^2}} = \frac{1}{1 + 0,0001 \left(\frac{170}{2,23} \right)^2} = 0,63.$$

Допускаемое напряжение для нашего случая

$$R = 0,63 \cdot 900 = 567 \text{ кг/см}^2$$

у нас получается

$$n = \frac{P}{\omega} = \frac{8900}{28,2} = 316 \text{ кг/см}^2.$$

9. ОПИСАНИЕ НЕКОТОРЫХ ДЕТАЛЕЙ.

Уплотнение.

Все части, где сопрягаются элементы клапанов с порогом, быком и устоями водопропускного отверстия, должны быть сконструированы так, чтобы просачивание вод совершенно отсутствовало, или в крайнем случае было бы весьма мало.

В пятовых шарнирах это выполнено следующим образом (см. Атлас, лист 7, где показана деталь шарнирного конца элемента нижнего клапана). К концевым поперечным уголкам жесткости приклепаны перпендикулярно к ним идущие уголки, к которым, в свою очередь, приклепан лист толщиной 12 мм, загибающийся по округленному концу клапана; в этом месте к клапану приклепаны с двух сторон листы толщиной по 12 мм для придания жесткости в боковом направлении. Соответственно этому листу, идущему вдоль всей ширины водопропускного отверстия к узкой горизонтальной площадке бетонного тела порога заершенными болтами прикреплены уголки; к этим уголкам приклепан лист толщиной 12 мм, идущий также вдоль всей ширины водопропускного отверстия и плотно прижатый к листу клапана. Таким образом, при любом, возможном для клапана, положении давление воды плотно прижимает эти листы друг к другу, уплотняя это соединение в достаточной степени.

Что касается крайних боковых элементов клапана, идущих в притык к стенкам устоя и быка, то к клепаным балкам элементов тут приболчивают деревянные брусья таким образом, что они весьма ничтожно выступают за край горизонтальных листов клепаного профиля элемента клапана. К этим же профилям прикреплены кожаные полосы, идущие вдоль всего элемента. Таким образом, эта конструкция, во-первых, предохраняет систему от повреждений, вследствие ударов о стенки быка и устоя, могущих быть от бокового шатания клапана, и во-вторых, благодаря кожаным полосам, из которых одна предназначается для хода клапана вверх, а другая — для хода вниз, играет роль уплотнения, не позволяя воде фильтровать сквозь щели между клапаном и массивами быка и устоя.

Соединение шарнира с телом порога.

Выше, при расчете пятовых шарниров, было указано, что элемент клапана при помощи болта подвижно соединен с телом порога. В качестве опоры у нас применены два листа толщиной 20 мм каждый, на некотором расстоянии соединенных заклепками и прокладками с двутавровым профилем № 30, глубоко заделанным в бетонное тело порога (глубина заделки только двутаврового профиля более 1,5 м). Это сопряжение, как видно из расчета, прочно во всех случаях работы „Dachwehr“.

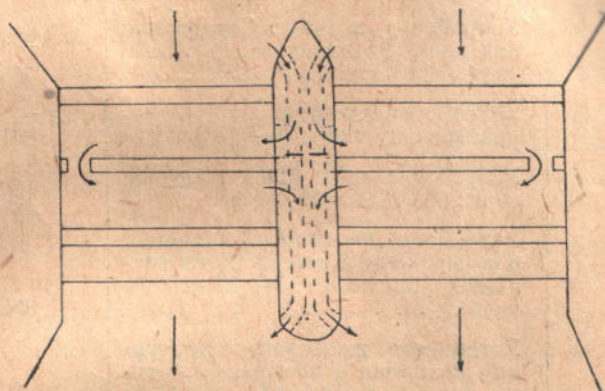
В некоторых австрийских установках применен другой вариант этого соединения, а именно: вместо парных листов и двутаврового профиля

устанавливается фасонная чугунная опора, кончающаяся завершенным стержнем, заделанным подобно нашему профилю в бетонный массив порога.

Приспособления для промывки крышевидного пространства.

Как видно из поперечного разреза водопропускного отверстия (Атлас, л. 8) посредине между впускным и выпускным окнами регулятора, устроена невысокая стенка, служащая опорой поперечной балки нижнего клапана; эта стенка идет вдоль всей ширины отверстия. Если бы она была сплошной по всей длине, то с обеих ее сторон скопилось бы большое количество минеральных отложений, наносимых при работе регулятора из верхнего бьефа, так как предохранительная решетка в начале отверстия, конечно, не задержит песчинок (ее назначение задерживать крупные тела).

Чтобы избежать этих отложений, мы устраиваем эту стенку не сплошной, а с перерывом между двумя крайними (к устоям) элементами нижнего клапана. Таким образом,



Черт. 51.

как видно из схемы (черт. 51) вода проходит через регулятор, переднюю часть крышевидного пространства, заднюю его часть и опять через регулятор поступает в нижний бьеф (путь воды на схеме указан стрелками). Понятно, что при такой конструкции промывка крышевидного пространства вполне обеспечена. На схеме пунктиром показаны каналы регулятора, а жирными линиями — закрытые при промывке плотины затворы.

10. ОРИЕНТИРОВОЧНЫЙ ПОДСЧЕТ СТО ИМОСТИ ВОДОСПУСКА ДАХВЕР

(Вариант V, без учета стоимости устоев)

ТАБЛИЦА 63.

№ по порядку	Наименование работ	Количество	Стоимость единицы		Стоимость всей работы В рублях
			Рубли	Коп.	
1	Кладка фундамента и цоколя быка из бетона <i>кб м</i> $34,9 \times 5,0 \times 6,0 + 26,0 \times 4,0 \times 10,5 +$ $+ \frac{3,14 \times 4^2}{2 \times 4} \times (10,5 + 4,2) + 23,0 \times$ $\times 4,0 \times 4,2 + \frac{1,20 + 4,0}{2} \times 6,9 \times 3,9 +$ $+ \frac{18 + 6,28}{2} \times 8,0 - (2,0 + 2,5 + 4,5) \times$ $\times 1,2 \times 2 \times 11,7 \dots \dots \dots$	2230	33	50	74 700

№ по порядку	Наименование работ	Количество	Стоимость единицы		Стоимость всей работы
			Рубли	Коп.	В рублях
2	Кладка флутбета из бетона <i>кб м</i> : 110 × 46 =	5 060	33	50	169 510
3	Устройство железобетонной будки управления <i>кб м</i>	20	174	—	3 480
4	Устройство свайного основания под пол Пфлетчингера, пог. <i>м</i> : 30 × 9 × 6,5 =	1 755	3	60	6 320
5	Устройство лаг под пол Пфлетчингера пог. <i>м</i> : 6 × 46 + 56 × 10,5 =	864	1	80	1 560
6	Устройство пола Пфлетчингера; <i>кв м</i> : 12,3 × 46 =	566	24	80	14 040
7	Устройство настила на клапанах и козырьке плотины из досок толщиной 7 см; <i>кв м</i> : (7,4 + 2,3 + 8,8) × 46 =	851	3	60	3 060
8	Устройство железной конструкции клапанов и козырька плотины <i>кг</i> : 40 × 7,4 × 56,52 + 4 × 40 × 7,4 × 17,84 + 40 × 8,8 × 56,52 × 4 × 40 × 8,8 × 15,93 + 40 × 2 × 2,3 × 22,97 + 40 × 3,3 × 10,88 = 85920				
	а с учетом веса заклепок и других мелких частей <i>т</i> 85,920 × 1,15 . .	93,8	750	—	74 100
9	Устройство железобетонного проежного мостика, 2 пролета по 23 <i>м</i> в свету: железобетон <i>куб. м</i> бетонная забутка <i>куб. м</i>	180,0 400,0	174 33	— 50	31 320 13 400
10	Выкопка котлована под фундамент быка и флутбета, считая, что объем земляных работ находится в прямой зависимости от ширины водоспуска и равен: $\frac{59}{49} \times 27370 = 32964 \text{ м}^3$, а с увеличением на 20% за счет большей глубины по сравнению со шпотовым водоспуском объем равен 1,20 × 32964 =	39 577	1	90	75 160
	Итого	—	—	—	467 550

Как видно из таблицы 63, стоимость варианта V превосходить стоимость принятого нами варианта III. В случае замены водобойного пола сист. Пфлетчингера бетонным водобоем и рисбермой из габионов стоимость варианта V возрастает еще на 70 000 рублей.