

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА РФ

ФГБОУ ВПО «БРЯНСКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ
СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ»

Кафедра «Природообустройства и водопользования»

Кривоусова В.Н., Василенков В.Ф., Василенков С.В.

«ИНЖЕНЕРНАЯ ЗАЩИТА ГОРОДСКИХ ТЕРРИТОРИЙ ОТ ЗАТОПЛЕНИЯ И ПОДТОПЛЕНИЯ»

Методические указания к выполнению
контрольных и расчетно-графических работ
для студентов очной и заочной форм обучения по курсу
«Технология природоохранного обустройства территорий»



**Брянск
2013**

УДК 57 (069) : (076.5)
ББК 20.18
К 83

Кривоускова В.Н. Инженерная защита городских территорий от затопления и подтопления: методические указания к выполнению контрольных и расчетно-графических работ по курсу «Технология природоохранного обустройства территорий» для студентов очной и заочной форм обучения по направлениям подготовки бакалавров «Природообустройство и водопользование» и «Землеустройство и кадастры» / В.Н. Кривоускова, В.Ф. Василенков, С.В. Василенков. – Брянск: Издательство Брянской ГСХА, 2013 г. - 70 с.

Методические указания содержат сведения и справочные материалы необходимые для контрольных работ, расчетно-графических работ и дипломного проектирования студентов очного и заочного форм обучения по направлению подготовки бакалавра: 280100.62 - «Природообустройство и водопользование» для профилей: «Мелиорация рекультивация и охрана земель», «Инженерные системы сельскохозяйственного водоснабжения, обводнения и водоотведения», «Экспертиза и управление земельными ресурсами» и по направлению подготовки бакалавра: 120700 - «Землеустройство и кадастры» для профиля «Геодезическое обеспечение землеустройства и кадастров».

Рецензент: к.т.н., доцент О.Е. Широбокова

Рекомендовано к изданию учебно-методической комиссией факультета энергетики и природопользования от 5 марта 2013 г., протокол № 20.

© Брянская ГСХА, 2013
© Кривоускова В.Н., 2013
© Василенков В.Ф., 2013
© Василенков С.В., 2013

Содержание

Введение	4
1 Природные условия территорий	7
1.1 Общие сведения о территории города	7
1.2 Климат и рельеф	7
1.3 Геологическое строение	8
1.4 Гидрогеологические условия	9
2 Техногенные условия территорий	12
2.1 Функциональное зонирование территории	12
2.2 Характеристика водообеспечения территории	12
2.3 Подтопление городской территории	17
3 Водный баланс территории. Оценка инфильтрационного питания подземных вод в условиях техногенных воздействий	19
4 Обоснование инженерной защиты городской территории от затопления и подтопления	22
4.1 Выбор расчетной обеспеченности	22
4.2 Проектирование дамбы обвалования	24
4.3 Отвод поверхностных вод с защищаемой территории	28
4.4 Выбор схемы, типа и конструкции защитного дренажа	38
4.5 Фильтрационные расчеты защитного дренажа	40
4.6 Проектирование дренажа в плане и в вертикальной плоскости	48
4.7 Гидравлический расчет защитного дренажа	51
4.8 Расчет фильтрующей обсыпки и водоприемных отверстий дренажных труб	54
4.9 Определение параметров насосной станции и объема регулирующего резервуара	58
Приложения	62
Список использованных источников	69

Общие указания

Методические указания составлены в соответствии требованиями ФГОС ВПО 3-го поколения и типовыми учебными планами по направлениям бакалавра «Природообустройство и водопользование» и «Землеустройство и кадастры».

Целью методических указаний является помощь в изучении вопросов обоснования и проектирования систем, объектов и сооружений инженерной защиты от затопления и подтопления территорий населенных пунктов.

Под инженерной защитой понимается комплекс инженерных сооружений, инженерно-технических, организационно-хозяйственных и социально-правовых мероприятий, обеспечивающих защиту хозяйственных объектов и территории от затопления и подтопления, берегообрушения и оползневых процессов.

Инженерная защита территорий от затопления и подтопления представляет собой важную проблему, так как эти явления приобрели в настоящее время значительные масштабы.

Осуществление защитных мероприятий от затопления и подтопления территорий позволяет оставлять на старых местах населенные пункты, промышленные предприятия и другие объекты, и исключает необходимость дорогостоящего их восстановления на новых местах.

Затопление - это образование свободной поверхности воды на участке территории в результате повышения уровня водотока, водоема или подземных вод.

Подтопление - это такое положение уровня грунтовых вод или вод сезонной верховодки, которое приводит к нарушению хозяйственной деятельности на данной территории, и при котором проявляется неблагоприятное воздействие воды на подземные части зданий и сооружений, на почвы и грунты, а также на общее санитарное состояние территорий.

Формирование водного режима на городской территории происходит не только под влиянием природных факторов (осадки, испарение, приток поверхностных и грунтовых вод со стороны), но и под действием целого ряда техногенных. Основ-

ными техногенными факторами являются: подпор уровня воды водохранилищем, аварийные и эксплуатационные утечки из водонесущих коммуникаций, поливы зеленых насаждений на территории города.

В качестве основных средств инженерной защиты территорий от затопления водами водохранилищ и подтопления грунтовыми водами применяются оградительные дамбы, искусственное повышение поверхности территории подсыпкой или намывом грунта, сооружения по регулированию и отводу поверхностного стока за пределы обвалованной территории (нагорные каналы, дождевая канализация, насосные станции). Системы защитных дренажей, перехватывающих фильтрационный поток со стороны водохранилища и грунтовый поток со стороны водораздела.

Для обоснования и расчета мероприятий инженерной защиты необходимо выполнить анализ природных и техногенных условий территории и провести на его основе оценку составляющих водного баланса.

Гидрогеологические расчеты дренажа необходимо проводить на основе геофильтрационной схематизации и материалов изысканий по характерным гидрогеологическим разрезам.

Выполнение работы начинается с изучения задания (см. приложение 5).

Исходными данными для контрольной или расчетно-графической работы являются:

1. План территории, М 1:10000.
2. Характеристика природных условий.
3. Характеристика техногенных условий территории.
4. Фильтрационные характеристики почв и грунтов.

На плане территории (рис. 1) показаны следующие относительные высотные отметки: нижняя и верхняя отметки границ городской территории, отметка максимального уровня воды в водохранилище, отметка основания дамбы обвалования. Кроме этого приведена средняя протяженность городской территории вдоль горизонталей, отметка водопора, линия гидрогеологического разреза, глубина уровня грунтовых вод в одной из бур-

вых скважин, средний уклон поверхности грунтового потока со стороны водораздела.

Проектирование защитных мероприятий определяет следующий состав работы:

Введение

- 1 Анализ природных условий
- 2 Анализ техногенных условий территории
- 3 Водный баланс территории. Оценка инфильтрационного питания подземных вод в условиях техногенных воздействий
- 4 Обоснование инженерной защиты городской территории от затопления и подтопления

Список использованных источников

В качестве примера в данной работе рассмотрены вопросы инженерной защиты от затопления и подтопления одного из жилых районов города N, расположенного в Брянской области.

1 ПРИРОДНЫЕ УСЛОВИЯ ТЕРРИТОРИИ

1.1 Общие сведения о территории города

Город N - промышленный центр Брянской области. Расположен на левом берегу р.Десна. Численность населения составляет около 200 тыс.

За год выпадает в среднем 349,2 мм осадков, испаряемость с водной поверхности составляет 767 мм в год.

Среднемесячные скорости ветра в летний период составляют от 3,7 до 5,1 м/с. а в отдельные дни достигают максимальной величины 15 м/с.

Рассматриваемая территория расположена на левом берегу р.Волги, на первой надпойменной террасе.

В геоморфологическом отношении большая часть территории располагается на ровной слаборасчлененной поверхности, которая плавно спускается к реке. Относительные высотные отметки территории составляют 52...64 м. Общий уклон направлен в сторону реки и составляет $I_{\max} = 0,01$, $i_{\min} = 0,0024$.

1.2 Климат и рельеф

Климатическая характеристика территории представлена на примере Жуковского района Брянской области.

Среднее годовое количество осадков составляет 600-650мм. В течение года осадки распределены неравномерно. Наибольшее число осадков приходится на летние месяцы (июль), а меньшее на зимний период (наименьшее – март).

По данным метеостанции наблюдается незначительное преобладание южных ветров (18%) над западными и северо-западными (14%) и юго-восточными (15%). Ветры других направлений составляют 8-12%.

Среднегодовое максимальная глубина промерзания почвы 0,77 м.

Среднемесячная и годовая скорости ветра приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 - Среднемесячная и годовая скорости ветра, м/с

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	За год
4,5	4,8	4,6	4,0	4,1	3,9	3,6	3,2	3,5	3,9	4,1	4,1	3,7

Направления ветра и частота их возникновения приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Направления ветра и частота их возникновения

месяц	С	СВ	В	ЮВ	Ю	ЮЗ	З	СЗ	штиль
I	11	8	8	15	18	12	14	14	4
VII	13	12	8	8	7	13	18	21	8

Средняя годовая температура воздуха составляет 5°C . Среднемесячная температура в течение года изменяется от 18°C в июле до минус 9°C в январе, при этом абсолютный максимум 37°C , а абсолютный минимум минус 41°C . Период с отрицательными температурами длится с ноября по март и составляет от 120 до 150 дней.

1.3 Геологическое строение

В геологическом строении территории принимают участие современные и верхнечетвертичные аллювиальные отложения (alQ_4, alQ_3). Литологически четвертичные отложения представлены в верхней части супесями мощностью 2 м с коэффициентом фильтрации 0,7 м/сут. Ниже залегают мелко- и среднезернистые пески. Мощность этих песков изменяется от 10 до 19 м, коэффициент фильтрации составляет 12 м/сут.

Четвертичные аллювиальные отложения подстилаются нижнемеловыми отложениями (Cr_{1nc}), в составе которых выделены нерасчлененные валанжинский и готеривский ярусы. Литологически нижнемеловые отложения представлены жирными черными глинами, которые являются региональным водоупором. Относительная отметка регионального водоупора - 42 м.

Мощности и коэффициенты фильтрации отложений представлены в таблице 1.

На миллиметровой бумаге необходимо построить геологический разрез по линии А-А, показанной на плане (рис.1). Мощность верхнечетвертичных отложений необходимо определить по геологическому разрезу.

Таблица 1 - Геологическое строение территории

Наименование пород, их возраст	Литология	Мощность, м	Коэффициент фильтрации, м/сут
1. Современные четвертичные отложения (аллювиальные)	супеси	2	0,7
2. Верхнечетвертичные отложения (аллювиальные)	пески	10...19	12
3. Нижнемеловые отложения	глины	360	0,001

1.4 Гидрогеологические условия

Данная территория однородна по условиям питания и разгрузки подземных вод. Подземные воды распространены в четвертичных отложениях. Воды аллювиальных отложений различного возраста гидравлически связаны друг с другом и образуют единый грунтовый поток, дренируемый Волгой, и имеющий общую свободную депрессионную поверхность.

Питание горизонтов осуществляется за счет инфильтрации атмосферных осадков, а также за счет поступления подземных вод со стороны водораздела из отдаленной области питания. Разгрузка водоносных горизонтов осуществляется в сторону реки.

Подземные воды аллювиальных отложений характеризуются преимущественно слабой минерализацией и гидрокарбонатно-кальциевым составом.

Буровой скважиной 1 показанной на плане (рис.1) подземные воды вскрыты на глубине 8 м от поверхности земли. Сред-

ний уклон поверхности подземных вод со стороны водораздела составляет $i = 0,0011$.

В результате повышения горизонта воды в реке при строительстве водохранилища создаются условия для затопления и подтопления городской территории водами водохранилища и подземными водами.

На гидрогеологическом разрезе необходимо показать положение уровней подземных вод до строительства водохранилища и положение уровня воды в водохранилище.

Рассчитаем расход потока подземных вод со стороны водораздела, приходящийся на 1 м ширины его сечения, по формуле:

$$Q_p = w \cdot K \cdot i = T \cdot l \cdot K \cdot i, \quad (1.1)$$

где: w - площадь поперечного сечения потока, м

K - коэффициент фильтрации грунта, м/сут;

i - уклон поверхности потока;

T - мощность потока, м.

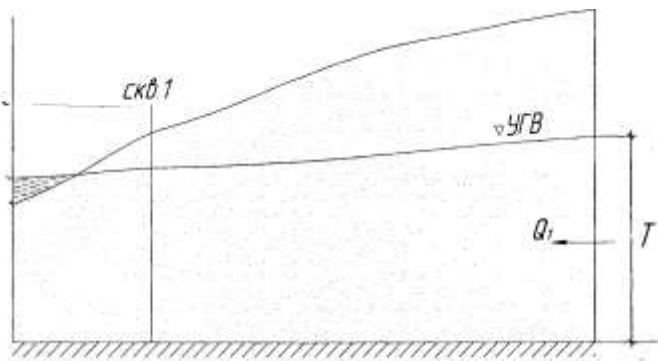
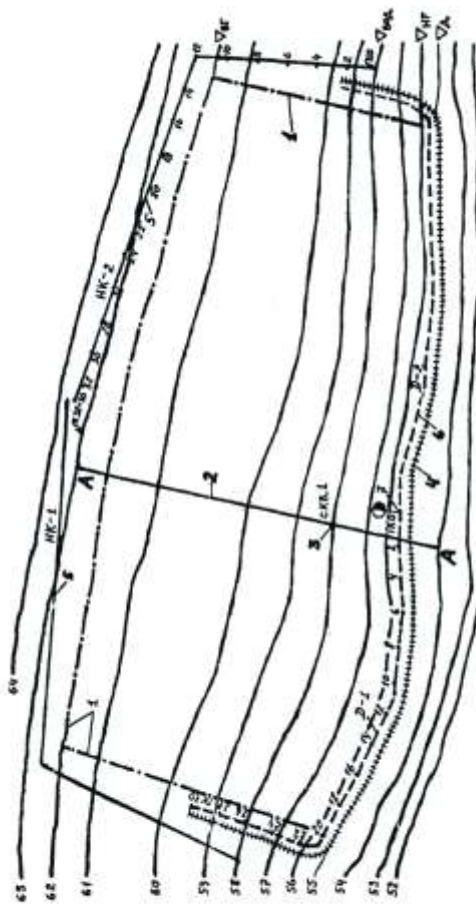


Рисунок 2 - Схема к расчету расхода потока подземных вод

Для упрощения дальнейших расчетов в учебной работе можно принять, что уклон поверхности подземных вод со стороны водораздела на всем протяжении равен среднему уклону. Для рассматриваемого примера, вводя в расчет среднюю мощность потока, получим

$$Q_1 = 8.55 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 00011 = 0,113 \text{ м}^3/\text{сут на 1 п.м.}$$



Исходные данные: $H_{\text{гит}}=8\text{м}$, $I=0,0011$, $K_1=0,7\text{ м/сут.}$, $K_2=12\text{ м/сут.}$, $L_1=4\text{км}$

Рисунок 1 – План территории с мероприятиями инженерной защиты от затопления и подтопления (М1:10000).

1 – граница защищаемой территории; 2 – линия гидрогеологического разреза А-А; 3 – буровая скважина; 4 – дамба обвалования; 5 – нагорные каналы; 6 – береговой дренаж; 7 – насосная станция; относительные отметки ВГ НГ - верхней и нижней границ городской территории; ∇ВОД - отметка уровня воды в водохранилище; ∇Д - отметка основания дамбы.

2 ТЕХНОГЕННЫЕ УСЛОВИЯ ТЕРРИТОРИИ

2.1 Функциональное зонирование территории

В генплане города предусмотрено четкое зонирование территории по ее организации и назначению:

- селитебная зона;
- промышленная зона;
- коммунально-складская зона;
- зона предприятий местной и пищевой промышленности;
- зона внешнего транспорта;
- прибрежная зона отдыха.

Зона основных промышленных предприятий расположена к востоку от селитебной зоны и не оказывает прямого влияния на техногенные условия района N1, Коммунально-складская зона и предприятия пищевой промышленности размещены параллельно селитебной территории, в том числе и в рассматриваемом районе.

Баланс площадей территории района представлен в таблице 2.

В условиях проектных границ территория района составляет 800 га, из них селитебная территория - 696 га, прочие (вне-селитебные) территории - 104 га.

В настоящее время население рассматриваемого городского района составляет 45,6 тыс. человек, что соответствует плотности населения 57 чел/га.

2.2 Характеристика водообеспечения территории

Водоснабжение территории осуществляется от водозабора, расположенного на р. Десна. Вода подается в город насосной станцией второго подъема после очистки на водопроводных сооружениях.

Таблица 2 - Баланс территории

№ пп	Вид использования территории	Площадь, га	%
	Селитебная территория		
1.	Жилая застройка	552	69,0
2.	Участки общественных учреждений и предприятий обслуживания	32	4,0
3.	Зеленые насаждения	44	5,5
4.	Улицы, площади, дороги, автостоянки	64	8,0
5.	Неиспользуемые земли прочие территории	4	0,5
6.	Промышленные предприятия	80	10,0
7.	Коммунально-складские объекты	24	3,0
	Всего	800	100

Данные для расчета системы водоснабжения приняты согласно СНиП 2.04.02-84 исходя из нормы водопотребления на 1 человека 330 л/сут. и численности населения района 45,6 тыс. чел. Норма водопотребления распределяется следующим образом:

- питьевая вода - 90 л/сут на 1 чел.
- хозяйственная вода (холодная) - 170 л/сут на 1 чел.
- хозяйственная вода (горячая) - 70 л/сут на 1 чел.

Расчетный среднесуточный расход питьевой и хозяйственной воды Q составит:

$$Q = N \cdot M , \quad (2.1)$$

где N - численность населения, тыс.чел.;

M - норма водопотребления, л/сут на 1 чел.

Для рассматриваемого примера получаем

$$Q = 45,6 \cdot 330 = 15048 \text{ м}^3/\text{сут}$$

На основании плана водопроводной сети была определена удельная протяженность трубопроводов. Удельная протяженность водопроводных сетей составляет 0,20 км/га. Общая протяженность водопроводных сетей составляет:

$$L_B = I_B \cdot F \text{ ,} \quad (2.2)$$

где I_B - удельная протяженность сетей, км/га;

F - площадь района, га.

Для рассматриваемого примера получаем

$$L_B = 0,20 \cdot 800 = 160 \text{ км}$$

Водопроводные сети выполнены из чугунных (80%) и стальных (20%) труб.

Для расчета эксплуатационных утечек из сетей водоснабжения удельные утечки были приняты $1,25 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3/\text{сут}$ на 1 пог.м сети. Общие утечки из сетей водоснабжения составят

$$W_{BO} = W_B \cdot L_B \text{ ,} \quad (2.3)$$

где W_B - удельные утечки, $\text{м}^3/\text{сут}$ на 1 пог.м;

L_B - протяженность водопроводных сетей, м.

Для рассматриваемого примера получаем

$$W_{BO} = 1,25 \cdot 10^{-3} \cdot 160000 = 200 \text{ м}^3/\text{сут}$$

Утечки из водопроводных сетей, таким образом, в % от величины водоподачи составляют

$$W\% = (W_{BO}/Q) \cdot 100 = (200/15048) \cdot 100 = 1,33 \%$$

Теплосети. Теплопотребление города составляет: отопление, вентиляция, горячее водоснабжение. Удельная протяженность теплосети составляет 0,25 км/га, общая протяженность составляет

$$L_T = I_T \cdot F , \quad (2.4)$$

где I_T - удельная протяженность, км/га;
 F - площадь района., га.

Для рассматриваемого примера получаем

$$L_T = 0,25 \cdot 800 = 200 \text{ км}$$

Трубы теплосети стальные, удельные утечки из тепло-трасс принимаются равными утечкам из водопроводной сети, то есть в среднем $1,25 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3/\text{сут}$ на 1 пог.м. Общие утечки составят

$$W_{\text{ТО}} = W_T \cdot L_T , \quad (2.5)$$

где w_t - удельные утечки, $\text{м}^3/\text{сут}$ на 1 пог.м.

Для рассматриваемого примера получаем

$$W_{\text{ТО}} = 1,25 \cdot 10^{-3} \cdot 200000 = 250 \text{ м}^3/\text{сут}$$

Канализация. Сточные воды от жилых домов, хозяйственных объектов, от мойки автотранспорта по системе самотечных и напорных коллекторов поступают на очистные сооружения.

Удельная протяженность канализационных сетей района составляет 0,15 км/га, общая протяженность сетей составляет

$$L_k = I_k \cdot F , \quad (2.6)$$

где I_k - удельная протяженность сетей, км/га;
 F - площадь района, га.

Для рассматриваемого примера получаем

$$L_K = 0,15 \cdot 800 = 120 \text{ км.}$$

Канализационная сеть выполнена из чугунных (25%), стальных (20%) и асбестоцементных (55%) труб. Удельные утечки из канализационных сетей города составляют $1,5 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3/\text{сут}$ на 1 пог.м, общие утечки из канализации составляют

$$W_{KO} = W_K \cdot L_K, \quad (2.7)$$

где W_K - удельные утечки, $\text{м}^3/\text{сут}$ на 1 пог.м.

Для рассматриваемого примера получаем

$$W_{KO} = 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot 120000 = 180 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

В расчетах водного баланса территории должны учитываться также потери воды из водонесущих коммуникаций во время аварий. Потери воды при авариях рассчитываются на основании данных о количестве аварий на сетях коммуникаций и потерь воды при авариях. Приближенно можно принять потери воды при авариях равными 0,1% от эксплуатационных потерь.

Характеристика системы водообеспечения территории приведена в таблице 3.

Таблица 3 - Характеристика водообеспечения территории

Характеристика коммуникаций	Наименование коммуникаций		
	Водопровод	Теплосети	Канализация
1. Удельная протяженность, км/га	0,20	0,25	0,15
2. Общая протяженность, км	160	200	120
3. Удельные утечки, $\text{м}^3/\text{сут}$. на 1 пог.м.	$1,25 \cdot 10^{-3}$	$1,25 \cdot 10^{-3}$	$1,5 \cdot 10^{-3}$
4. Общие утечки, $\text{м}^3/\text{сут}$.	200	250	180
5. Утечки при авариях, $\text{м}^3/\text{сут}$.	0,20	0,25	0,18

Общие эксплуатационные и аварийные утечки из водонесущих коммуникаций составляют для рассматриваемого примера следующую величину

$$W_{\text{ут}} = W_{\text{во}} + W_{\text{то}} + W_{\text{ко}} + W_{\text{а}} = 200 + 250 + 180 + 0,63 \\ = 630,63 \text{ м}^3/\text{сут} = 230179,95 \text{ м}^3/\text{год}$$

2.3 Подтопление городской территории

Подтопление территории – повышение уровня подземных вод и увлажнение грунтов зоны аэрации, приводящие к нарушению хозяйственной деятельности на данной территории, изменению физических и физико-химических свойств подземных вод, преобразованию почвогрунтов, видового состава, структуры и продуктивности растительного покрова, трансформации мест обитания животных.

Подтопление городской территории формируется под влиянием факторов природного и техногенного происхождения. К природным факторам относятся атмосферные осадки и поток грунтовых вод, поступающий со стороны, и регионально разгружающийся в реку. К техногенным следует отнести: подпор грунтовых вод водохранилищем, утечки из водонесущих коммуникаций, полив зеленых насаждений, нарушение естественного оттока поверхностных вод, вызванное городской застройкой и неудовлетворительной работой дождевой канализации.

Помимо природных и техногенных факторов подтопления, действующих на данной территории, определенное влияние на подъем уровня грунтовых вод оказывают источники, действующие вне нее.

Таковыми источниками являются городские территории, расположенные на повышенных отметках за чертой рассматриваемого городского района. На этих территориях расположены жилая застройка, промышленные предприятия, дачные участки. В результате действия этих источников грунтовый поток получает дополнительное к общему притоку техногенное питание.

Анализ имеющейся информации показывает сложный характер формирования грунтового потока на рассматриваемой

территории и за ее пределами. Многофакторность процесса требует изучения режима грунтовых вод, оценки природных и техногенных источников питания, фильтрационных параметров почв и грунтов.

Для выяснения вопроса о возможном подтоплении территории грунтовыми водами и для разработки защитных мероприятий необходимо выполнить расчеты подпора потока грунтовых вод водохранилищем. Расчет подпора грунтовых вод водохранилищем заключается в определении горизонта грунтовых вод, который наблюдался бы на территории при создании водохранилища.

Кривая депрессии грунтовых вод при установившемся подпоре при наличии потока со стороны рассчитывается по уравнению Г.Н. Каменского

$$H = \sqrt{h^2 + (H_1)^2 - h_1^2}, \quad (2.8)$$

где h - глубина потока грунтовых вод до подпора в расчетном сечении на расстоянии X от берега водохранилища;

H - то же, после подпора;

h_1 - глубина потока грунтовых вод у берега реки до подпора;

H_1 - глубина потока грунтовых вод у берега реки, после подпора.

Схема к расчету приведена на рисунке 3.

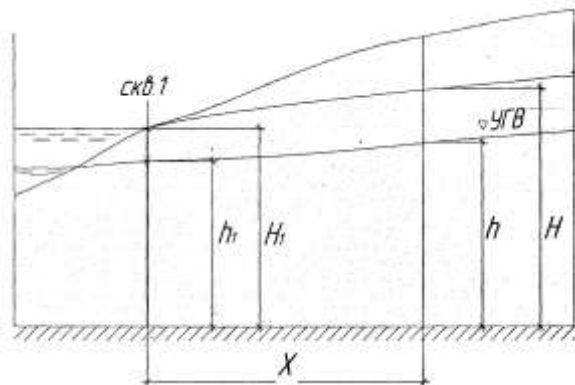


Рисунок 3 - Схема подпора грунтовых вод водохранилищем

Расчет подпора грунтовых вод водохранилищем сведем в таблицу 4.

Таблица 4 - Расчет подпора грунтовых вод

X, м	h, м	$h^2, \text{м}^2$	$(H_1)^2, \text{м}^2$	$h_1^2, \text{м}^2$	H, м
0	8	64	256	64	16,0
100	8,11	65,772	-	-	16,06
250	8,275	68,476	-	-	16,14
500	8,55	73,10	-	-	16,28
1000	9,1	82,81	-	-	16,58
1500	9,65	93,12	-	-	16,89
1700	9,87	97,42	-	-	17,01

На гидрогеологическом разрезе необходимо показать кривую подпора грунтовых вод водохранилищем.

3 ВОДНЫЙ БАЛАНС ТЕРРИТОРИИ. ОЦЕНКА ИНФИЛЬТРАЦИОННОГО ПИТАНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ВОД В УСЛОВИЯХ ТЕХНОГЕННЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

Основными источниками питания вод зоны аэрации, и, следовательно, грунтовых вод на данной территории являются: атмосферные осадки, трансформируемые на застроенной территории; эксплуатационные и аварийные утечки из водонесущих коммуникаций; поливные воды, расходуемые на полив зеленых насаждений.

Величина инфильтрационного питания за год может быть рассчитана по следующему балансовому уравнению

$$G = M_{op} \cdot F_{op} + W_{YT} + O_c \cdot (F - F_{np} \cdot \sigma_{np} - F_H \cdot \sigma_H \cdot \beta) - E_c \cdot F_{np} \quad (3.1)$$

где G - объем инфильтрационного питания грунтовых вод на всей данной территории, $\text{м}^3/\text{год}$;

$M_{ор}$ - оросительная норма зеленых насаждений, $\text{м}^3/\text{га}$ год;

$F_{ор}$ - площадь поливаемых зеленых насаждений, га;

$W_{ут}$ - эксплуатационные и аварийные /течки из водонесущих коммуникаций, $\text{м}^3/\text{год}$;

O_c - атмосферные осадки за расчетный год, $\text{м}^3/\text{га} \bullet \text{год}$;

F - вся рассматриваемая площадь (городской район), га;

$F_{пр}$ - общая площадь проницаемых поверхностей рассматриваемой территории, га;

F_H - общая площадь непроницаемых поверхностей рассматриваемой территории (асфальт, крыши домов и т.д.), га;

$\sigma_{пр}$ - коэффициент стока с проницаемых покрытий;

σ_H - коэффициент стока с непроницаемых покрытий;

β - коэффициент, учитывающий сток с непроницаемых поверхностей в дождевую канализацию;

E_c - суммарное испарение с проницаемых поверхностей за расчетный год, $\text{м}^3/\text{га} \bullet \text{год}$;

В городе осуществляется полив зеленых насаждений. По данным цеха озеленения жилищного управления, в городе поливаются деревья, кустарники,

цветники и газоны. Продолжительность поливного периода с 1 мая по 10 сентября, средневзвешенная оросительная норма составляет $2000 \text{ м}^3/\text{га}$.

Общая площадь полива на территории данного жилого района составляет 50% от площади зеленых насаждений, то есть 22 га (см. табл. 2).

Объем эксплуатационных и аварийных утечек из водонесущих коммуникаций определен в разделе 3.2, и составляет $W_{ут}=230,18 \text{ тыс. м}^3/\text{год}$.

В расчетах можно принять коэффициенты поверхностного стока $\sigma_{пр}=0,15$; $\sigma_H=0,85$; коэффициент $\beta=0,5$.

Определение площадей проницаемых и непроницаемых поверхностей является достаточно сложным, ввиду отсутствия в общем балансе площадей территории этих сведений. Определе-

ние этих величин должно проводиться на основе анализа планов городской застройки. Для города с многоэтажными постройками плотность застройки может быть принята порядка 0,5, т.е. $F_H = F_{np} = 0,5 \cdot F = 0,5 \cdot 800 = 400$ га.

В качестве расчетного принимаем год обеспеченности величины дефицита водного баланса (осадки минус испарение) $P=3\%$, для которого, согласно характеристики природных условий, $O_c=4400\text{м}^3/\text{га}$, а испарение с водной поверхности $E_o=6100\text{м}^3/\text{га}$.

Суммарное испарение с проницаемых поверхностей (зеленые насаждения) определим по формуле:

$$E_c = E_o \cdot K_6, \quad (3.2)$$

где E_o - испарение с водной поверхности, $\text{м}^3/\text{га}$;

K_6 - биологический коэффициент ($K_6=0,8$).

Для рассматриваемого примера получим $E_c = 6100 \cdot 0,8 = 4880\text{м}^3/\text{га}$.

Результаты расчетов инфильтрационного питания в год при обеспеченности $P=3\%$ дефицита водного баланса представлены в таблице 5.

Анализ данных таблицы показывает, что поступление воды составляет 2782,18 тыс.м³/год, из них осадки - 90,1 %, поступление из водонесущих коммуникаций - 8,3%, поливные воды - 1,6 %. Расход воды за счет испарения и транспирации составляет 70,2% от суммы приходных составляющих.

Таблица 5 - Расчет инфильтрационного питания

№ п/п	Составляющие	Величина, тыс. м ³ /год	%
1	Расчетные осадки $O_c \cdot (F - F_{np} \cdot \sigma_{np} - F_H \cdot \sigma_H \cdot \beta)$	2508	90,1
2	Поступление из водонесущих коммуникаций W_{ym}	230,18	8,3
3	Поливные воды $M_{op} \cdot F_{op}$	44,0	1,6
	Итого	2782,18	100
4	Суммарное испарение $E_c \cdot F_{np}$	1952,0	70,2
	Всего G	830,18	

Для дальнейших расчетов удобно выразить инфильтрационное питание в единицах измерения м/сут по формуле

$$P=G/(F \cdot T) \quad (3.3)$$

где G - инфильтрационное питание, м³/год ;
 F - рассматриваемая площадь, м²;
 T - число суток в году.

Для рассматриваемого примера получим

$$P = \frac{830180}{800 \cdot 10000 \cdot 365} = 0.00028 \quad \text{м/сут}$$

4 ОБОСНОВАНИЕ ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАЩИТЫ ГОРОДСКОЙ ТЕРРИТОРИИ ОТ ЗАТОПЛЕНИЯ И ПОДТОПЛЕНИЯ

4.1 Выбор расчетной обеспеченности

Проведя анализ природных и техногенных условий рассматриваемой территории видно, что данная территория подвержена явлениям затопления и подтопления. Для инженерной защиты территории необходимо наметить систему защитных мероприятий. В состав намечаемых мероприятий по инженерной защите рассматриваемой территории входят: обвалование оградительной дамбой; защита от притока поверхностных вод со стороны водораздела с помощью нагорных каналов; организованный сбор и быстрый отвод поверхностных вод на самой защищаемой территории с помощью дождевой канализации (водосточной сети); устройство защитного дренажа; перекачка поверхностных и дренажных вод за пределы обвалованной территории.

Так как наблюдается ежегодное варьирование расходов и уровней воды в реках и водохранилищах, поверхностного стока, естественного увлажнения территории (осадков и испарения), то для учета этой изменчивости при проектировании

защитных сооружений необходимо выбрать расчетную вероятность превышения (обеспеченность) этих величин. Несмотря на различное влияние этих величин на состояние городской территории, в первом приближении расчетную обеспеченность для них можно принять одинаковой и зависящей от класса капитальности сооружений.

Классы капитальности сооружений инженерной защиты назначаются, как правило, не ниже классов защищаемых объектов в зависимости от их хозяйственной значимости.

Все постоянные гидротехнические сооружения по капитальности разбиты на IV класса. Класс основных гидротехнических сооружений водоподпорного типа принимается в соответствии со СНиП 33-01-2003 по таблице Б.3 и СНиП 2.05.15-85, по наивысшему его значению по таблицам, приведенным в приложении 2. Если разрушение основного сооружения может вызвать последствия катастрофического характера для городов, крупных промышленных предприятий, гидроузлов, транспортных магистралей, класс сооружения при надлежащем обосновании допускается повышать (численно изменять в меньшую сторону).

При проектировании постоянных речных гидротехнических сооружений, в данном случае дамбы обвалования, расчетные максимальные расходы воды надлежит принимать исходя из ежегодной вероятности превышения (обеспеченности), устанавливаемой в зависимости от класса сооружений для двух расчетных случаев - основного и поверочного - по таблице 6.

Таблица 6 - Расчетные вероятности превышения

Расчетные случаи	Ежегодная вероятность превышения Р %, расчетных максимальных расходов воды в зависимости от класса сооружения			
	I	II	III	IV
Основной	0,1	1,0	3,0	5,0
Поверочный	0,01	0,1	0,5	1,0

При этом расчетные гидрологические характеристики следует определять по СНиП 2.01.14 -83.

Пропуск расчетного расхода воды для основного расчетного случая должен обеспечиваться при нормальных условиях эксплуатации. Пропуск расчетного расхода воды для проверочного расчетного случая должен обеспечиваться при чрезвычайных условиях эксплуатации (при допустимых в чрезвычайных условиях уровнях воды). При этом, учитывая кратковременность прохождения пика паводка, допускаются большие размывы, меньшая устойчивость креплений и др., не угрожающие разрушением основных сооружений, и последствия которых могут быть устранены после пропуска паводка.

В данной работе допускается рассмотреть только основной расчетный случай. Для рассматриваемого примера в соответствии с таблицами приложения 1, основные гидротехнические сооружения можно отнести к третьему классу. Для основного расчетного случая и III класса сооружений расчетная вероятность превышения (обеспеченность) расчетных максимальных расходов воды составляет 3% (см. табл. 6).

4.2 Проектирование дамбы обвалования

Для защиты территорий от затопления применяют две принципиально различные схемы обвалования: схему общего обвалования и схему обвалования по участкам.

Схема общего обвалования характеризуется устройством одной дамбы, полностью отгораживающей всю территорию от водохранилища. Эта схема применяется при отсутствии на защищаемой территории водотоков, а также при наличии небольших водотоков, когда есть целесообразность принудительно перекачать их сток через дамбу в водохранилище.

Схема обвалования по участкам применяется на территориях, пересекаемых большими оврагами или реками с большим расходом воды, перекачка которого нецелесообразна.

Анализируя топографические условия защищаемой территории, видим, что здесь отсутствуют овраги и водотоки. Городская застройка расположена плотно, без деления на неза-

висимые участки. В таких условиях целесообразно применять схему общего обвалования. Достоинством схемы общего обвалования является малая протяженность дамб обвалования.

По условиям работы выбираем незатопляемый тип дамбы обвалования. Незатопляемые дамбы предназначаются для постоянной защиты территорий от затопления. Эти дамбы не должны допускать перелива воды через их гребень при любых высоких горизонтах половодий.

При обваловании территорий оградительные дамбы работают в условиях, близких к земляным плотинам малого и среднего напора, поэтому их проектирование и строительство производится с соблюдением норм и технических условий на эти сооружения.

Дамбу планируем возводить путем отсыпки грунта и его уплотнения на месте механизмами. Грунт для дамбы - супесь должна браться из карьеров в зоне затапливаемой береговой полосы.

Ширину дамбы по гребню назначаем равной 4,5...6 м с учетом наличия проезжей дороги на гребне, которая служит для наблюдения за дамбой и проведения ремонтных работ в процессе ее эксплуатации.

Коэффициент заложения откосов должен быть для связных грунтов не менее коэффициента внутреннего трения грунта, т.е. $m \geq \operatorname{tg} \rho$ (ρ – угол внутреннего трения). В соответствии со СНиП 2.06.03-85 заложение откосов дамб при напоре до 3 м следует принимать с учетом свойств грунтов тела дамб по таблице 7.

Таблица 7 – Коэффициенты заложения откосов дамб

Грунты	Коэффициенты заложения откосов	
	верхового	низового
Глинистые	1,5.. ..2,5	1,5. ..2, 5
Песчаные	2...3	1,5. ...3
Торфяные	2,5.. .3	2. ..2, 5

В соответствии с таблицей назначаем заложение откосов дамбы: для верхового – $m_1 = 2,5$, для низового – $m_2 = 2,5$.

Защиту откосов дамбы от разрушающего воздействия волнобоя, льда, дождя осуществляем путем укрепления защитной одеждой. Верховой откос защищаем каменным покрытием в виде каменной наброски. Низовой откос укрепляем одерновкой.

Дренаж в теле дамбы не проектируем, так как дамба возводится на проницаемом основании, и дренирование ее тела может быть обеспечено работой береговой дрены, располагаемой со стороны низового откоса дамбы.

Превышение гребня дамбы над расчетным горизонтом воды в водохранилище вычисляется по формуле:

$$h = h_H + \Delta h + a, \quad (4.1)$$

где h_H - высота наката ветровых волн расчетной обеспеченности на откос, м;

Δh - ветровой нагон, м (принимается $\Delta h = 0,2 \dots 0,3$ м);

a - конструктивный запас возвышение гребня дамбы, м ($a=0,5$ м). Высота наката волны на откос определяется по формуле:

$$h_H = 3,2 \cdot K_0 \cdot C \cdot \operatorname{tg} \alpha, \quad (4.2)$$

где K_0 - эмпирический коэффициент, зависящий от типа крепления откоса (для каменной наброски $K_0=0,77$);

α - угол наклона откоса к горизонту,

$$\operatorname{tg} \alpha = 1/m,$$

где m -коэффициент заложения откоса;

C - расчётная высота волны (м), определяется по формуле:

$$C = 0,0208 \cdot V_B^{5/4} \cdot L^{1/3}, \quad (4.3)$$

где V_B - расчетная скорость ветра, м/с;

L - длина разгона волны, км (принимается $L=2 \dots 5$ км)

Для рассматриваемого примера получаем

$$C = 0,0208 \cdot 15^{5/4} \cdot 2,5^{1/3} = 0,83 \text{ м,}$$

$$h_{\text{н}} = 3,2 \cdot 0,77 \cdot 0,83 \cdot 0,4 = 0,82 \text{ м,}$$

$$h = 0,82 + 0,2 + 0,5 = 1,52 \text{ м}$$

Максимальный расчетный горизонт воды в водохранилище при НПУ соответствует отметке 58 м. Таким образом, высотная отметка гребня дамбы равна

$$\nabla_{\text{ГД}} = \nabla_{\text{НПУ}} + h = 58 + 1,52 = 59,52 \text{ м}$$

Трассу дамбы проектируем по горизонтали поверхности земли 55 м, следовательно, высота дамбы равна:

$$H = \nabla_{\text{ГД}} - \nabla_{\text{ПЗ}} = 59,52 - 55 = 4,52 \text{ м}$$

$\nabla_{\text{ПЗ}}$ – высотная отметка поверхности земли, м.

На плане необходимо показать дамбу обвалования, а на миллиметровой бумаге необходимо вычертить поперечный профиль дамбы обвалования (рекомендуемый масштаб 1:100) в соответствии со схемой на рисунке 4.

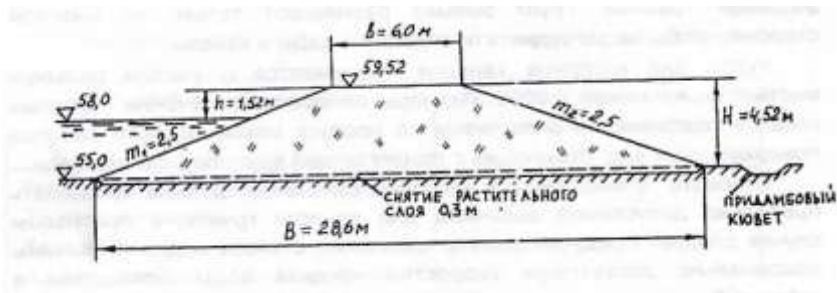


Рисунок 4 – Поперечный профиль дамбы обвалования

4.3 Отвод поверхностных вод с защищаемой территории

При защите территорий от затопления большое значение имеет правильная организация поверхностного стока. При решении этого вопроса необходимо предусматривать следующие мероприятия:

а) предупреждать поступление на защищаемую территорию поверхностных вод со стороны водораздела;

б) организовывать сток поверхностных (ливневых и талых) вод непосредственно на самой защищаемой территории;

в) устраивать аккумулярующие емкости в целях снижения мощностей насосных станций для перекачки поверхностных вод.

Для предупреждения поступления поверхностных вод на защищаемую территорию со стороны водораздела устраиваются нагорные каналы или лотки,

перехватывающие сток этих вод. Нагорные каналы, как правило, устраиваются вне защищаемой территории со стороны верхней ее границы.

Их следует делать по возможности прямыми, без резких изломов и поворотов, так как в таких местах обычно происходит интенсивное отложение наносов. На плане необходимо показать трассы нагорных каналов.

Собираемые нагорными каналами воды должны быть самотеком отведены за пределы защищаемой территории и сброшены в водохранилище (обычно без перекачки).

Нагорным каналам придается трапециевидная (симметричная или несимметричная) форма поперечного сечения, ширина по дну принимается от 0,5 м и более, в зависимости от ожидаемого расхода воды. Глубина каналов определяется из гидравлических расчетов с учетом запаса на заиливание 0,1 м и превышения бровки канала над наивысшим горизонтом воды 0,25 м.

Заложение откосов каналов зависит от типа грунта и глубины каналов и может быть подобрано по данным таблицы 8. Откосы каналов засеваются травами. Грунт выемки размещают только на низовой стороне, чтобы не затруднять поступление воды в каналы.

Таблица 8 - Коэффициент заложения откосов "m" нагорных каналов

Грунт	"m" при глубине, м			
	1	1...2	2...3	3...4
Пески мелкозернистые	2,0	2,5	2,5	3,0
среднезернистые	1,5	2,0	2,5	2,75
крупнозернистые	1,5	1,5	2,0	2,5
Супеси	1,5	1,5	2,0	2,5
Суглинки	1,0	1,0	1,5	2,0
Глины	0,75	0,75	1,0	1,0
Торф	0,5	0,5	0,75	1,0
При бетонировании откосов и дна	0,5	0,5	0,75	0,75

Уклоны каналов без крепления дна и откосов должны обеспечивать пропуск минимальных расходов воды при скоростях не более 0,3-0,5 м/с. Наибольшие допустимые продольные уклоны каналов при отсутствии одежды следует принимать равными 0,0005-0,005.

Размеры поперечного сечения нагорных каналов подбираются с расчетом на пропуск максимального расхода поверхностных вод, стекающих с прилегающей водосборной площади.

Скорость течения воды в нагорных каналах не должна превышать предельно допустимой величины для данного грунта, в противном случае следует предусматривать крепление откосов и дна. Величины максимально допустимых скоростей течения воды в каналах приведены в таблице 9.

Таблица 9 – Максимально допустимые скорости течения воды в каналах

Тип грунта или крепления	Максимально допустимая скорость, м/с
Неукрепленные каналы в песках	0,5
То же в суглинках	1,0
То же в глинах	1,5
Каналы, укрепленные мощением	2,5
Суглинки: легкие	0,7...0,8
средние	1,10
плотные	1,1...1,2
Каналы с бетонным креплением, лотки бетонные и железобетонные	6,0

На тех участках, где уклоны местности становятся особенно значительными, например, на сбросных участках, обычно устраиваются перепады и быстротоки.

Организация стока ливневых и талых вод на самой защищаемой территории достигается посредством вертикальной планировки и устройством открытой или закрытой водосточной сети. По этой сети вода отводится самотеком в пониженные места территории или в специально устраиваемые водосборники, а оттуда при помощи насосной станции перекачивается через оградительную дамбу в водохранилище. Закрытая водосточная сеть более совершенна и чаще применяется в городах и на промышленных площадках.

Закрытая водосточная сеть состоит из:

- а) уличных лотков;
- б) дождеприемников;
- в) подземных коллекторов 2-го и 1-го порядка, прокладываемых преимущественно под проездами;
- г) магистральных коллекторов;
- д) смотровых колодцев на коллекторной сети;
- е) перепадов и быстротоков; ж) водовыпусков.

Водосточные коллекторы выполняются из бетонных, железобетонных или асбестоцементных труб.

Выполним гидравлический расчет сечения нагорного канала НК-2 в конце его рабочей части (ПК12). Для этого сначала гидрологическими расчетами определим расчетный максимальный расход воды в данном сечении.

Максимальные расходы воды по происхождению делятся на максимумы весеннего половодья и летне-осенние ливневые или дождевые максимумы. При расчете гидротехнических сооружений необходимо установить, максимум какого происхождения является расчетным, то есть наиболее высоким.

Максимальный расход весеннего половодья определим в соответствии со СНиП 2.01.14-83 по формуле

$$Q_B = \frac{K_0 * h_p * \mu}{(A + A_1)^n} \delta * \delta_1 * \delta_2 * A \quad (4.4)$$

где Q_B - максимальный расход весеннего половодья обеспеченности $P=3\%$. m^3/c ;

A - площадь водосбора до расчетного створа, km^2 ;

A_1 - дополнительная площадь водосбора, учитывающая снижение редуции (для степной зоны принимается $A_1 = 10 km^2$);

K_0 - параметр, характеризующий дружность весеннего половодья, зависит от категории рельефа (для рассматриваемого случая $K_0 = 0,017$);

h_p - расчетный слой суммарного весеннего стока вероятности превышения $P=3\%$, определяемый в зависимости от коэффициента вариации C_v и коэффициента асимметрии C_s , а также среднего многолетнего слоя весеннего стока h_0 (табл. 10);

μ - коэффициент, учитывающий неравенство статистических параметров слоя стока и максимальных расходов (для рассматриваемого случая при $P=3\%$, $\mu=0,97$);

σ - коэффициент, учитывающий влияние озер и водохранилищ, принимаем равным 1;

σ_1 - коэффициент, учитывающий снижение максимального расхода воды в залесенных бассейнах;

σ_2 - коэффициент, учитывающий снижение максимального расхода воды в заболоченных бассейнах;

n - показатель степени редукции.

Параметры h_0 , C_v определяются по данным таблицы 10.

Приведенные в таблице 10 значения коэффициента вариации слоя стока весеннего половодья C_v действительны при площади водосбора более 200 км². Для водосборных площадей менее 200 км² в табличные значения C_v вводится поправочный коэффициент 1,25.

Таблица 10 - Гидрологические характеристики водосборных бассейнов

Экономический район, область	h_0 , мм	C_v	$H_{1\%}$, мм	№ района	$\lambda_{3\%}$
Северный район					
Архангельская область	180	0,3	80		0,74
Вологодская область	160	0,35	100	3	0,70
Мурманская область	200	0,30	70		0,74
Северо-Западный район					
Ленинградская область	140	0,35	100	2	0,77
Новгородская область	130	0,35	110	3	0,77
Псковская область	120	0,35	100	3	0,77
Волго-Вятский район					
Нижегородская область	90	0,40	80	3	0,74
Кировская область	150	0,35	100	3	0,70
Республика Мордовия	85	0,45	100	5	0,74
Центральный район					
Брянская область	90	0,45	130	7	0,58
Владимирская область	80	0,40	110	5	0,70
Ивановская область	100	0,50	100	5	0,70
Тверская область	100	0,50	100	3	0,70
Калужская область	100	0,40	115	5	0,74
Костромская область	140	0,45	80	3	0,70
Московская область	100	0,40	120	3	0,70

Продолжение таблицы 10

Орловская область	90	0,45	130	7	0,58
Рязанская область	95	0,40	105	5	0,74
Смоленская область	130	0,35	100	3	0,77
Тульская область	90	0,45	115	5	0,74
Ярославская область	130	0,50	80	3	0,70
Центрально-Черноземный район					
Воронежская область	80	0,40	120	7	0,64
Курская область	70	0,50	140	7	0,58
Ленинградская область	80	0,40	120	3	0,64
Тамбовская область	85	0,45	100	3	0,74
Белгородская область	70	0,50	140	7	0,58
Поволжский район					
Пензенская область	80	0,50	100	5	0,74
Волгоградская область	30	0,80	85	6	0,64
Самарская область	60	0,60	75	5	0,74
Саратовская область	40	0,65	120	3	0,64
Ульяновская область	80	0,45	100	5	0,74

Для перехода от среднего многолетнего слоя стока h_0 обеспеченности 50% к расчетному слою стока h_p обеспеченности $P, \%$ вводится коэффициент перехода K_p , величина которого зависит от $P\%$ и C_s . Значение коэффициента асимметрии принимают по соотношению $C_s = 2C_v$, в итоге h_p определяют по формуле:

$$h_p = h_0 \cdot K_p. \quad (4.6)$$

где K_p - коэффициент перехода определяется по таблице 11.

Таблица 11 - Значения коэффициента K_p при коэффициенте изменчивости $C_s = 2 \cdot C_v$ и $P = 3\%$

Коэффициент вариации, C_v	Ординаты K кривой гамма-распределения при коэффициенте изменчивости														
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
$K_p=3\%$	1,2	1,1	1,6	1,9	2,1	2,4	2,7	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,4	4,7	5,0

Регулирующее влияние озер и учитывается коэффициентом σ , а влияние болот коэффициентом σ_2 . В рассматриваемой зоне заозеренность и заболоченность небольшая, менее 2%, поэтому можно принять $\sigma=1$, $\sigma_2=1$. Коэффициент σ_1 определяется по формуле

$$\sigma_1 = 1 / (f_{л} + 1)^{0,16} \quad (4.7)$$

где $f_{л}$ - залесенность водосбора, %.

В данной работе площадь A принимается в зависимости от площади защищаемой территории F , т.к. $A = F \cdot K$, где коэффициент K задается в исходных данных. Для рассматриваемого примера $F = 800$ га, по заданию $K=0,4$, тогда получаем $A = 800 \cdot 0,4 = 320$ га или $3,2 \text{ км}^2$.

Далее, по таблице 10 находим $h_0=60$ мм, $C_v=0,6$, $f_{л}=9\%= 0,09$. Находим $C_v=0,6 \cdot 1,25=0,75$, по таблице 11 интерполяцией находим $K_p=2,8$, по формуле (4.6) находим $h_p= 60 \cdot 2,8=168$ мм. По формуле (4.7) находим $\sigma_1 = 1/(0,09+1)^{0,16}=0,99$.

Затем, подставляя в формулу (4.4) найденные значения параметров, получаем

$$Q_B = \frac{0,017 \cdot 168 \cdot 0,97}{(3,2 + 10)^{0,35}} \cdot 0,99 \cdot 3,2 = 3,56 \quad \text{м}^3/\text{сут}$$

Максимальные мгновенные расходы воды дождевых паводков для водосборов с площадями менее 100 км^2 определяют в соответствии со СНиП 2.01.14-83 по эмпирической формуле:

$$Q_{ло} = q_1 \% \cdot \varphi \cdot H_1 \% \cdot \sigma \cdot \lambda_p \cdot A, \quad (4.8)$$

где $Q_{ло}$ - максимальный расход воды дождевых паводков обеспеченности $p\%$, $\text{м}^3/\text{с}$;

$q_1\%$ - максимальный модуль стока вероятности превышения $p=1\%$, выраженный в долях, определяемый по СНиП

2.01.14-83 в зависимости от гидроморфометрической характеристики русла, продолжительности склонового добега и района (табл. 10);

$H_{1\%}$ - максимальный суточный слой осадков (мм) вероятности превышения $p=1\%$, определяемый по данным ближайших метеостанций (табл. 10);

φ - сборный коэффициент стока, зависит от характера почвогрунтов водосбора, суточного слоя осадков, площади водосбора, уклона водосбора (для рассматриваемого случая принимается $\varphi = 0,15$);

σ - коэффициент, учитывающий влияние озер;

λ_{p-} - переходный коэффициент от вероятности превышения $p=1\%$ к другой вероятности (табл.10);

A - площадь водосбора, км^2 .

Подставляя в формулу (4.8) найденные значения параметров, получаем

$$Q_{\text{ло}} = 0,18 \cdot 0,15 \cdot 72 \cdot 1 \cdot 0,74 \cdot 3,2 = 4,6 \text{ м}^3/\text{с}$$

Наибольшим из двух максимумов является расход $Q_{\text{ло}}$, поэтому гидравлический расчет канала ведем, используя этот расход.

Для расчета размеров проводящих каналов применяется следующая формула равномерного движения:

$$Q = \omega \cdot v_{\text{cp}} = \omega \cdot c \sqrt{Ri}, \quad (4.9)$$

где Q - расход воды, $\text{м}^3/\text{сек}$;

ω - площадь живого сечения канала, м^2 ; $\omega = (b + m \cdot h_p) \cdot h_p$

v - средняя скорость потока, $\text{м}/\text{сек}$ ($v = C \sqrt{Ri}$);

C - скоростной коэффициент (коэффициент Шези), $\text{м}^{0,5}/\text{с}$,

определяется по формуле Н.Н. Павловского; $C = \frac{1}{n} R^y$

n – коэффициент шероховатости;

y – показатель степени;

$$y = \sqrt{n} * 1,5 \text{ при } R < 1.0$$

$$y = 1.3 \sqrt{n} \text{ при } R > 1.0$$

R – гидравлический радиус, м; $R = \frac{\omega}{\chi}$

χ – смоченный периметр сечения, м $\chi = b + 2h_p \sqrt{1 + m^2}$

i – средний уклон дна канала.

n – коэффициент шероховатости;

Коэффициент шероховатости для свежеврытых каналов находится в пределах 0,025-0,030.

При трапецевидной форме земляных каналов гидравлический расчет рекомендуется вести по схеме:

$$\omega_{\text{пр}} \rightarrow \chi_{\text{пр}} \rightarrow R_{\text{пр}} \rightarrow C_{\text{пр}} \rightarrow K_{\text{пр}} = K_g (1 \pm 0.05),$$

где $K_{\text{пр}}$ и K_g проектные и действительные модули расхода.

Модуль расхода представляет собой расход воды канала, приходящийся на единицу уклона:

$$K_g = Q / \sqrt{i},$$

$$K_{\text{пр}} = \omega_{\text{пр}} C \sqrt{R}.$$

Суть гидравлического расчета состоит в подборе поперечного сечения канала, обеспечивающего безопасный пропуск заданного расчетного расхода. В связи с тем, что глубина канала является в данном случае заданной, подбирается необходимая ширина канала. При ручном расчете вычисления желательно представить в табличной форме (табл. 12).

Таблица 12 - Гидравлический расчет нагорного канала

$h_p, \text{м}$	$b, \text{м}$	$\omega, \text{м}^2$	$\chi, \text{м}$	$R, \text{м}$	C	$C\sqrt{R}$	$V_{cp}, \text{м/с}$	$K_{пр}$
1,2	1,0	4,08	6,38	0,64	29,7	23,76	0,53	96,94
1,4	1,0	5,32	7,27	0,73	30,6	26,14	0,58	139,1
1,6	1,0	6,72	8,17	0,82	31,7	28,71	0,64	192,9
1,7	1,0	7,48	8,62	0,87	32,1	29,94	0,67	223,9

Расчет считается законченным, если различие между $K_{пр}$ и K_g не превышает 5% $K_g = 209,09$

Для рассматриваемого примера имеем следующие исходные данные $Q_{лю} = 4,6 \text{ м}^3/\text{с}$, уклон канала $i = 0,0005$, коэффициент шероховатости русла $n = 0,03$, коэффициент заложения откосов $m = 2$, ширину канала по дну принимаем равной 1,0 м. Глубину воды в канале принимаем равной $h_b = 1,6 \text{ м}$. (см. таблицу 12).

С учетом запаса на заиливание и превышение бровки канала над наивысшим горизонтом глубина канала принимается равной

$$h_k = 1,6 + 0,1 + 0,25 = 1,95 \text{ м}$$

Для обеспечения устойчивости русла канала необходимо, чтобы скорости течения воды в нем не превышали бы допустимых скоростей на размыв, указанных в таблице 9.

Скорость течения воды в канале определяется по формуле:

$$V = Q/w, \quad (4.10)$$

где Q - расход воды в канале, $\text{м}^3/\text{с}$;

w - площадь живого сечения, м^2 , $w = (b + m \cdot h_b) \cdot h_b$

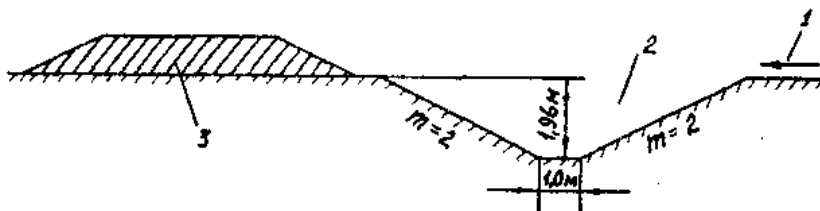
Для рассматриваемого примера получаем

$$w = (1,0 + 2 \cdot 1,61) \cdot 1,6 = 6,79 \text{ м}^2$$

$$V = 4,6/6,79 = 0,68 \text{ м/с}$$

Полученная скорость течения воды в канале не превышает максимально допустимую скорость течения воды для данных грунтов.

Схема поперечного сечения нагорного канала НК-2 показана на рисунке 5 на пикете 12



1 - поверхностный сток, 2 - сечение канала, 3 – кавальер

Рисунок 5 - Схема поперечного сечения нагорного канала

На миллиметровой бумаге необходимо вычертить план и разрез нагорного канала НК-2 (в масштабе 1:200), размеры в метрах.

4.4 Выбор схемы, типа и конструкции защитного дренажа

Для понижения уровня грунтовых вод на территориях, защищаемых от подтопления, в зависимости от топографических, геологических и гидрогеологических условий применяются следующие основные схемы защитных дренажей: однолинейная, двухлинейная, многолинейная, кольцевая и комбинированная.

Однолинейная схема дренажа выполняется в виде одиночной дрены, устраиваемой вдоль берега водохранилища. В зависимости от места расположения этой дрены по отношению к защищаемой территории и роли, которую она выполняет, ее называют либо береговой, либо головной дренажем.

Береговые и головные однолинейные дренажи применяются при осушении сельских населенных пунктов и дачных

участков. Расчеты их аналогичны и проводятся по однотипным формулам.

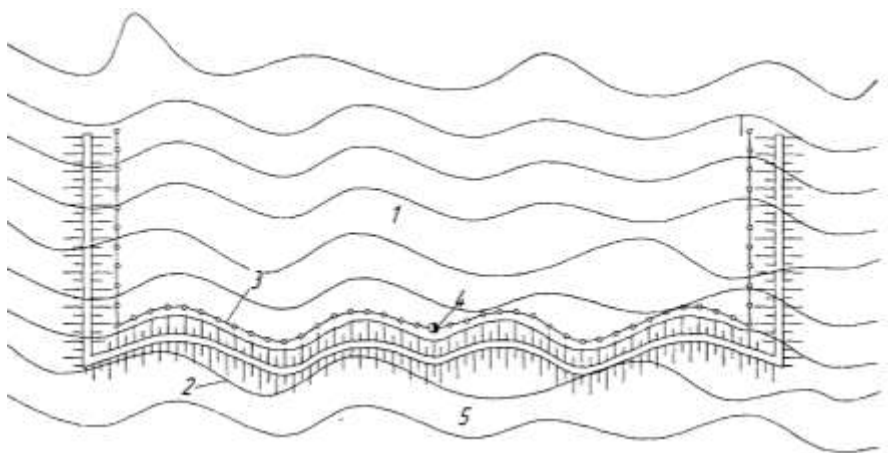
Береговая дрена располагается вблизи водохранилища, у нижней границы защищаемой территории, и предназначается для захвата грунтовых вод, поступающих со стороны водораздела и вод, фильтрующихся из водохранилища в сторону этой территории. При защите территории от затопления с помощью оградительных дамб рекомендуется обязательно устраивать береговую дрена.

Однолинейная схема дренажа особенно эффективна в тех случаях, когда защищаемая территория вытянута в виде узкой полосы вдоль береговой линии водохранилища, и при небольшом притоке грунтовых вод со стороны высокого берега.

При устройстве дамб обваловывания на проницаемом основании оказывается целесообразным располагать береговую дрена таким образом, чтобы она одновременно выполняла и роль придамбового дренажа, то есть обеспечивала бы необходимое снижения кривой депрессии и в теле дамбы.

Вопрос о том, какая из схем защитного дренажа необходима в каждом конкретном случае, решается на основании фильтрационных расчетов и на основании технико-экономического сравнения ряда возможных вариантов с учетом эксплуатационных затрат.

Анализируя конкретные условия защищаемой территории города N (рельеф местности, гидрогеологические условия, характер защиты от затопления и подтопления, расположений защищаемой территории относительно береговой линии водохранилища). Принимаем в качестве расчетной однолинейную схему защитного дренажа в виде береговой дрена (рис. 6).



1 - защищаемая территория, 2- дамба обвалования,
3-береговая дрена, 4 - насосная станция, 5 – водохранилище

Рисунок 6 - Схема однолинейной береговой дрены

Принимаем горизонтальный тип дренажа, по конструкции - закрытый трубчатый.

4.5 Фильтрационные расчеты защитного дренажа

Фильтрационные расчеты на территориях, защищаемых от затопления и подтопления, имеют следующие основные задачи:

1. Прогноз положения уровня грунтовых вод на защищаемых территориях при создании водохранилищ в целях установления целесообразности осуществления тех или иных защитных мероприятий.

2. Определение рационального расположения дренажа, его типа, заглубления и длины, при которых обеспечивается требуемое понижение уровня грунтовых вод на защищаемой территории.

3. Определение расходов дренажных вод, подлежащих сбросу или перекачке.

В условиях защиты территории от затопления и подтопления уреченный режим талых вод управляется работой дренажных устройств. При наполнении водохранилища этот режим в сравнительно короткий промежуток времени формируется и в дальнейшем приобретает относительно стабильный характер. Колебания уровней воды в водохранилище при работе берегового дренажа не оказывают большого влияния на режим грунтовых вод защищаемой территории. Поэтому при фильтрационных расчетах дренажа можно принимать движение грунтовых вод на защищаемой территории установившемся.

В условиях данной территории можно рассматривать плоскую задачу фильтрации, в которой принимается, что трасса дренажа имеет бесконечное протяжение, контуры областей питания и стока грунтового потока проходят параллельно трассе дренажа. С достаточным приближением водоупор можно привести к горизонтальному.

Таким образом, требуется выполнить расчет горизонтальной береговой дрены несовершенного типа в условиях установившейся фильтрации при поступлении потока подземных вод из отдаленной области питания. В расчетах требуется также учесть инфильтрационное питание грунтовых вод. Расчетная схема для этого случая показана на рисунке 7.

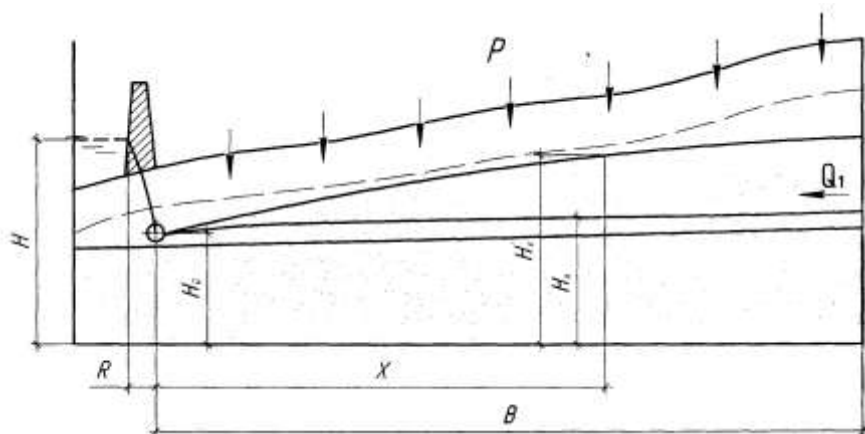


Рисунок 7 - Расчетная схема

Для данной расчетной схемы для определения расхода несовершенной дрены может быть применена формула С.Ф. Аверьянова с поправкой на дополнительное инфильтрационное питание:

$$Q_0 = \frac{2 \cdot \alpha_1}{(1 + \alpha_1)} \cdot (Q_1 + \frac{K \cdot T_1 \cdot (H - H_0)}{R} + Q_p) \quad (4.11)$$

где Q_1 - расход безнапорного потока со стороны водораздела, м³/сут на 1 пог.м длины дрены;

K - коэффициент фильтрации дренируемой толщи, м/сут;

T_1 - средняя мощность фильтрационного потока на участке от дрены до водоема, м.

Среднюю мощность фильтрационного потока на участке от дрены до водоема определяем по формуле:

$$T_1 = (H + H_0) / 2, \quad (4.12)$$

где H - напор воды на контуре водоема, м;

H_0 - превышение уровня воды в дрене над подошвой водопора, м;

R - расстояние от уреза воды в водохранилище до дрены, м;

Q_p - расход воды, поступающей в дрину за счет инфильтрационного питания, м³/сут на 1 пог.м.

Геометрию и фильтрационную неоднородность русла водоема можно учесть введением в расчет обобщенного гидрогеологического параметра русла водоема ΔR , характеризующего его фильтрационное сопротивление, и определяемого по формуле В.М. Шестакова. При двухслойном сложении русла водоема величина ΔR определяется следующим образом:

$$\Delta R = \sqrt{\frac{m_1 \cdot m_2 \cdot K_2}{K_1}} \quad (4.13)$$

где m_1, k_1 - мощность (м) и коэффициент фильтрации (м/сут) первого слоя соответственно;

m_2, k_2 - мощность (м) и коэффициент фильтрации (м/сут) второго слоя соответственно.

Таким образом, в формулу (4.13) вместо величины R вводится значение

$$\bar{R} = R + \Delta R$$

где R – расстояние от уреза воды в водоеме до дрены, м.

Положение депрессионной кривой от дрены в сторону водораздела определяется по формуле С.Ф.Аверьянова:

$$H_x = H_0 + \frac{1 - \alpha_1}{1 + \alpha_1} (H - H_0) + \frac{(1 + \frac{\alpha_1}{\alpha_x}) * Q_1 * X}{(1 + \alpha_1) * K * T_2} \quad (4.14)$$

где

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{H_0}{R} A}; \quad \alpha_x = \frac{1}{1 + \frac{H_0}{X} A}; \quad A = 1,47 \lg \frac{1}{\sin \frac{\pi \cdot d}{2H_0}}$$

d - диаметр дрены, м;

X - расстояние от дрены до расчетного сечения, м;

$T_1 = (H_x + H_0) / 2 \approx H_0$ - средняя мощность потока со стороны водораздела на участке от дренажа до расчетного сечения X, м;

H_x - искомая величина напора над водоупором в любой точке на расстоянии X от дрены, м.

В уравнении (4.14) не учтено влияние на положение депрессионной кривой величины инфильтрации в грунт атмосферных осадков и хозяйственно-промышленных вод. Это влияние может быть учтено по уравнениям А.И. Голованова:

$$H_x' = H_x + \Delta H_p, \quad (4.15)$$

$$\Delta H_p = \frac{P \cdot B \cdot X}{K \cdot T} - \frac{P \cdot X^2}{2 \cdot K \cdot T}, \quad (4.16)$$

где H_x - ордината депрессионной кривой с учетом инфильтрации на расстоянии X от дрены, м;

P - величина инфильтрации, м/сут;

B - расстояние от дрены до границы области питания, м;

K - коэффициент фильтрации грунта, м/сут;

T - средняя на этой длине мощность фильтрационного потока.

Глубину заложения дренажа можно принять от 3 до 4 м, расстояние от уреза воды в водохранилище до дрены - от 30 до 50 м.

Для рассматриваемого примера имеем следующие исходные данные для фильтрационных расчетов: глубина заложения дренажа - 3,5 м; $H = 16,0$ м; $R = 40$ м; $d = 1,0$ м; $H_0 = 10,0$ м; $K_1 = 0,7$ м/сут; $K_2 = 12$ м/сут; $Q_1 = 0,113$ м³/сут на 1 м;

$P = 0,00028$ м/сут; $B = 2110$ м.

Определим расход дрены. Предварительно определим

$$\Delta R = \sqrt{\frac{2 \cdot 10 \cdot 12}{0,7}} = 18,52 \text{ м}$$

$$R = 40 + 18,52 = 58,52 \text{ м}$$

$$T_2 = (16 + 10) / 2 = 13 \text{ м}$$

$$T_1 \approx H_0 = 10 \text{ м}$$

$$d/H_0 = 1,0/10 = 0,1, \text{ тогда}$$

$A = 1,2$ - по графику $A = f(d/H_0)$ - рис. 8.

$$a_1 = \frac{1}{1 + \frac{10}{58,52} \cdot 1,2} = 0,83$$

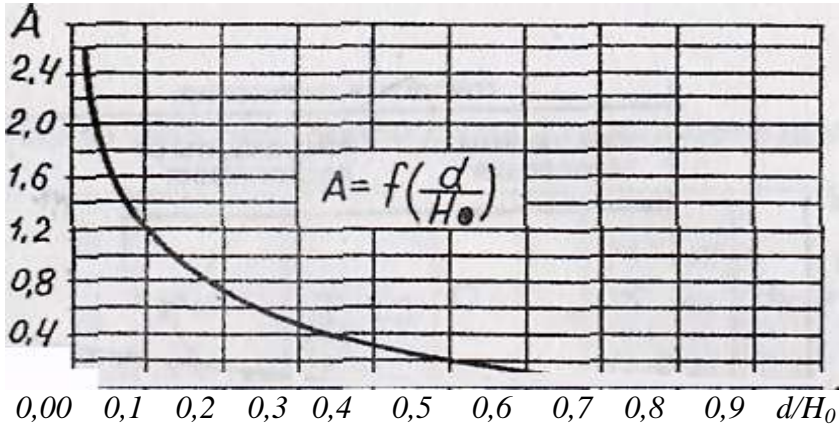


Рисунок 8 – График для определения величины А

Расход воды, поступающей в дренаж за счет инфильтрационного питания, определяется по формуле:

$$Q_p = \frac{P \cdot F}{L_d}, \quad (4.17)$$

где F - площадь городской территории, м^2 ,
 L_d - длина дренажа, м.

Подставляя в формулу (4.17) численные значения, получаем

$$Q_p = (0.00028 \cdot 800 \cdot 10000) / 5850 = 0.383 \text{ м}^3/\text{сут на 1 пог.м.}$$

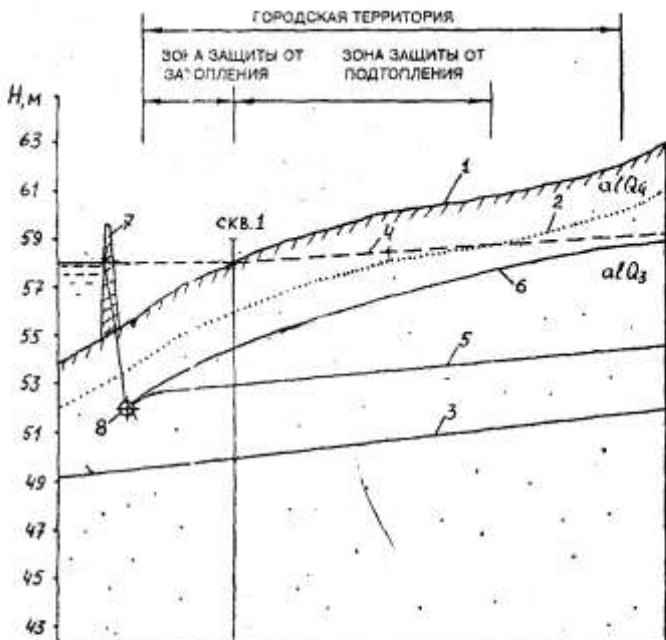
Расчет положения депрессионной кривой сводим в таблицу 13.

Таблица 13- Расчет депрессионной кривой при работе дренажа

X, м	$H_0 + \frac{(1-\alpha_1)}{(1+\alpha_1)} \cdot (H - H_0)$	α_x	$\frac{(1+\alpha_1/\alpha_x)}{(1+\alpha_1)}$	Q_1 / X	$\frac{(1+\alpha_1/\alpha_x) \cdot Q_1 \cdot X}{(1+\alpha_1) \cdot K \cdot T_1}$	$H_{x,м}$	$H'_{x,м}$
50	10,56	0,806	1.109	5,65	0,052	10,61	10,80
100	-	0,893	1.054	11,30	0,099	10,66	11,04
250	-	0.954	1,022	28,25	0,241	10,80	11,72
500	-	0,977	1,011	56,50	0,476	11.04	12,77
1000	-	0,988	1,006	113,0	0,947	11,51	14,51
1500	-	0,992	1,004	169,5	1,418	11,98	15,79
2000	-	0,994	1,003	226,0	1,889	12,45	16,60
2110	-	0.994	1,003	238,4	1,993	12,55	16,71

По данным таблицы 13 строим депрессионную кривую от дрены в сторону водораздела на гидрогеологическом разрезе (рис. 9) .

На защищаемой территории должна обеспечиваться требуемая норма осушения, то есть глубина понижения уровня грунтовых вод, считая от проектной отметки территории. Норма осушения при проектировании защиты от подтопления принимается в соответствии со СНиП 2.06.15-85 в зависимости от характера застройки защищаемой территории (таблица 14).



РАССТОЯНИЯ, М	200	140	140	220	260	340	580	340	180
ОТМ. ПОВ-ТИ ЗЕМЛИ, М	59,0	55,0	56,0	58,0	59,0	60,0	60,0	64,0	63,0
ОТМ. ПОДШВЫ ОТЛОЖЕНИЙ alQ ₄	53,0	53,0	54,0	56,0	57,0	58,0	58,0	60,0	62,0
ОТМ. УРОВНЯ ГРУНТОВЫХ ВОД, М	52,3	51,5	51,6	52,3	52,3	52,3	52,3	53	53,67
РАССТОЯНИЯ, М		0	100	250	500	1000	1500	2000	2110
ОТМ. КРИВОЙ ПОДПОРА УГВ, М				58,0	58,06	58,09	58,08	58,09	58,07
РАССТ. ОТ ДРЕНЫ, М		0	100	250	500	1000	1500	2000	2110
ОТМ. ДЕПР. КРИВОЙ БЕЗ УЧЕТА ИНФ, М		52,0	52,66	53,04	53,04	53,51	53,88	54,47	54,53
ОТМ. ДЕПР. КРИВОЙ С УЧЕТОМ ИНФ, М		52,0	53,04	53,72	54,77	55,04	57,78	58,47	58,71

1 – поверхность земли; 2 – подошва отложений alQ₄;
 3- УГВ до строительства водохранилища; 4 – УГВ при подпоре водохранилищем; 5 – депрессионная кривая при работе дренажа без учета инфильтрации; 6 – депрессионная кривая с учетом инфильтрации; 7 – дамба; 8 – дрена

Рисунок 9 – Совмещенный гидрогеологический разрез (1:200, 1:20000)

Таблица 14 – Требуемые нормы осушения

Характер застройки	Норма осушения, м
1. Территория крупных промышленных зон и комплексов	До 15
2. Территории городских промышленных зон, коммунально-складских зон, центры крупнейших, крупных и больших городов	5
3. Селитебные территории городов и сельских населенных пунктов	2
4. Территории спортивно-оздоровительных объектов и учреждений обслуживания зон отдыха	1
5. Территории зон рекреационного и защитного назначения (зеленые насаждения общего пользования, парки, санитарно-защитные зоны).	1

В соответствии с табл. 14, на рассматриваемой территории должна обеспечиваться норма осушения, равная 2 м. При невыполнении этого требования следует рассмотреть другой вариант защитного дренажа, изменив заглубление, расположение, тип или схему дренажа.

Анализируя положение рассчитанной для данного случая депрессионной кривой, можно сделать вывод о том, что требуемая норма осушения на рассматриваемой территории обеспечивается. Следовательно, схема, тип, расположение и заглубление защитного дренажа подобраны верно.

4.6 Проектирование дренажа в плане и в вертикальной плоскости

Проектирование защитного дренажа в плане и в вертикальной плоскости ведется в соответствии с выбранной его схемой, типом и конструкцией.

Дренаж проектируется в виде однолинейной горизонтальной дрены, прокладываемой параллельно дамбе обвалова-

ния, в непосредственной близости от нее - на расстоянии 40 м от уреза воды в водохранилище. Дренаж трубчатый, несовершенного типа, общая протяженность его состоит 5850 м.

Концевые участки дренажа в целях предупреждения обходной фильтрации продлены вдоль концевых участков дамбы обвалования.

Береговой дренаж защищает территорию от подтопления и является одновременно придамбовым дренажем, обеспечивающим снижение депрессионной кривой в самой дамбе обвалования.

Посередине трассы дренажа предусматриваем устройство перекачивающей насосной станции, которая разделяет его на две ветви Д-1 и Д-2. имеющих уклон в сторону насосной станции.

Уклоны ветвей дренажа выбираем с учетом минимально допустимых уклонов трубчатых дрен, которые рекомендуется принимать в зависимости от диаметров труб (таблица 15).

Таблица 15 - Минимально допустимые уклоны дренажа

Диаметр труб, мм	Минимально допустимый уклон
50...100	0,002
125...200	0,0015
более 200	0,001

Насосную станцию, предназначенную для перекачки дренажных и поверхностных вод, проектируем совмещенного типа, с подземной частью из железобетона и надземной частью из кирпича. Подземная часть представляет собой резервуар, разделенный перегородкой на два отсека для отдельного приема дренажных и ливневых вод. В плане насосная станция имеет круглую форму.

По трассе дренажа предусматриваем устройство смотровых колодцев из железобетонных колец не реже чем через 100 м на прямых участках, на каждом повороте дренажа и при изменении уклонов. Смотровые колодцы служат для наблюдения за работой, а также для очистки и ремонта дренажа закрытого типа. Они устраиваются с отстойниками, куда опадают частицы

грунта, взвешенные в дренажной воде, препятствующей заилению дрены.

Для отвода поверхностных вод предусмотрен также кювет у низового откоса дамбы. Дренажные и поверхностные воды поступают в резервуар насосной станции, откуда насосами перекачиваются в водохранилище. Для уменьшения количества поверхностных вод, подлежащих перекачке насосной станцией, по верхней границе территории устраиваются нагорные каналы, перехватывающие эти воды и отводящие их самотеком в водохранилище.

Проектирование защитного дренажа в вертикальной плоскости сводится к обеспечению необходимых продольных уклонов и сопряжений элементов дренажа. Оно проводится путем построения продольного профиля дрены.

При построении продольного профиля выбирается наиболее удобный масштаб. Вертикальный масштаб может быть принят равным 1:100 (1:50), горизонтальный 1:10000 (1:20000). По трассе дренажа показываются пикеты, нулевой пикет проставляется у насосной станции. После этого по трассе дрены вычерчивается линия поверхности земли с указанием отметок местности, снимаемых с плана.

На последнем пикете, который соответствует истоку ветви дрены, от поверхности земли откладывается глубина дрены, Через полученную отметку в направлении устья проводится линия оси дрены. Уклон дрены принимается с учетом уклона поверхности земли по трассе дрены и с учетом минимально допустимых уклонов, принимаемых по таблице 15. На участках с безуклонной поверхностью уклон принимается равным минимально допустимым значениям.

Если уклон поверхности земли вдоль трассы дрены больше минимально допустимого, то уклон дрены принимается равным среднему уклону поверхности земли, чтобы глубина выемки по длине участка была примерно одинаковой.

Правильность выбора уклона обычно проверяется гидравлическим расчетом из условий недопущения размыва и заиления.

Окончательно продольный профиль береговой дрены и по-

перечное сечение на одном из пикетов строятся после выполнения гидравлических расчетов и определения диаметров труб.

4.7 Гидравлический расчет защитного дренажа

Гидравлический расчет трубчатого дренажа заключается в определении диаметров труб и глубины их наполнения водой, а также в проверке скоростей течения воды. Расчет проводят по формулам равномерного движения, причем трубы рассматривают как безнапорные.

Гидравлический расчет проводят по участкам, отличающимся величиной расхода настолько, что это влияет на диаметр труб.

При подборе необходимых диаметров труб для берегового дренажа и определении глубины их наполнения, а также при проверке максимальных скоростей течения воды в них следует исходить из максимального расхода дренажа, который соответствует периоду наивысшего горизонта воды в водохранилище.

При полном заполнении трубчатых дрен гидравлический расчет можно проводить по формулам:

$$V = 0,5 \cdot C \cdot d^{1/2} \cdot i^{1/2} \quad , \quad (4.18)$$

$$Q = 0,39 \cdot C \cdot d^{5/2} \cdot i^{1/2} \quad , \quad (4.19)$$

где V - скорость течения воды, м/с;

Q - расход дренажной трубы, м³/с;

d - внутренний диаметр трубы, м;

i - уклон трубы;

C - скоростной коэффициент, определяемый выражением:

$$C = (1/n) \cdot R^{1/6}$$

Гидравлический радиус, принимаемый для труб с полным заполнением $R=d/4$;

n - коэффициент шероховатости, равный:

для гончарных труб - 0,017,

для бетонных и железобетонных труб - 0,015,

для асбестоцементных труб - 0,013;

для гладких пластмассовых – 0,012.

Скорости течения воды в трубчатых дренажах допускаются обычно в пределах 0,15...1,5 м/с. Меньшая скорость недопустима из-за опасности заилиения, большая грозит опасностью размыва. Оптимальные скорости течения воды в дренажных трубах составляют 0,5...0,8 м/с.

В трубчатых дренах не следует добиваться полного заполнения их водой, так как максимальная пропускная способность получается при заполнении на высоту $0,95d$, а наибольшая скорость при заполнении на $0,81d$. Практически глубину заполнения следует принимать не более $0,8d$ и не менее $0,4d$.

Гидравлические расчеты трубчатых дрен выполняем по формулам равномерного движения воды. Для этого сначала определяется глубина наполнения трубы при расчетном расходе Q и выбранном диаметре трубы d . Затем определяется площадь живого сечения ω при найденной глубине наполнения трубы. После этого определяется скорость течения воды в трубе $V=Q/\omega$ и сопоставляется с допустимой скоростью.

Диаметры дрен назначают в соответствии с сортаментом выпускаемых промышленностью труб. В приложении 4 приведены основные технические характеристики некоторых типов труб, нашедших применение в горизонтальном дренаже. Таблица для гидравлического расчета асбестно-цементных труб ВТ-3, ВТ-6, ВТ-9 приведены в приложении 3.

Выполним гидравлический расчет ветви Д-1 берегового дренажа для рассматриваемого случая. Длина ветви Д-1 составляет 3000 м, ее расход равен $14,96 \text{ м}^3/\text{сут}$ на 1 пог.м. Расход в устье дрены равен

$$Q = \frac{Q_0 \cdot L}{86400} \quad (4.20)$$

где Q_0 - расход дрены, $\text{м}^3/\text{сут}$ на 1 пог.м (см. раздел 4.5);

L - длина рассматриваемой ветви дренажа, м.

Для рассматриваемого примера получаем

$$Q = \frac{14.96 \cdot 3000}{86400} = 0.52 \text{ м}^3/\text{с}$$

Разбиваем длину дрены на три расчетных участка примерно по 1000 м каждый. Внутри участков следует выделять также участки с разными уклонами. Полагая, что изменение расхода по длине дрены происходит линейно, определяем расходы в конце каждого расчетного участка.

В качестве дренажных принимаем железобетонные, безнапорные трубы, для которых коэффициент шероховатости равен 0,015. Технические характеристики дренажных труб приведены в приложении 4.

Результаты расчетов сводим в таблицу 16.

Таблица 16 - Результаты гидравлических расчетов дренажа

Расчетный расход, $Q, \text{ м}^3/\text{с}$	Расчетный участок и уклон	Внутр. диаметр, $d, \text{ м}$	Относит. наполнение, δ	Глубина воды, $h=d \cdot \delta, \text{ м}$	Площадь живого сечения, $\omega, \text{ м}^2$	Скорость течения, $V=Q/\omega, \text{ м/с}$
0,52	ПКО... ПК10, 0,001	0,9	0,84	0,76	0,56	0,93
0,35	ПК10... ПК21, 0,001	0,8	0,75	0,60	0,40	0,88
0,16	ПК21... ПК 30, 0,0045	0,5	0,62	0,31	0,13	1,23

Анализ результатов расчетов показывает, что глубины наполнения труб находятся в рекомендуемом диапазоне, а скорости течения воды в трубах не превышают допустимых значений.

После проведенных основных расчетов дренажа, необходимо построить продольный профиль береговой дрены (1:200; 1:20000) и поперечное сечение береговой дрены (1:50), размеры в метрах.

4.8 Расчет фильтрующей обсыпки и водопримемных отверстий дренажных труб

Дренажные обсыпки в горизонтальных дренажах подбирают таким образом, чтобы частицы дренируемого грунта не кольматировали обсыпки и не вымывались в дренажные трубы. Материал самих дренажных обсыпок не должен просыпаться в водопримемные отверстия труб.

В качестве дренажных фильтрующих обсыпок в настоящее время применяются природные пески, гравий, щебень и искусственные минеральные волокнистые материалы.

Материалы, применяемые в качестве фильтров должны удовлетворять требованиям прочности, морозостойкости и устойчивости к агрессивным грунтовым водам. Водопроницаемость их должна быть выше водопроницаемости дренируемого грунта. Материалы для обсыпок не должны содержать частиц диаметром менее 0,1 мм более 3,..5% по весу.

В проектной практике применяются обсыпки, состоящие из одного или двух-трех слоев, крупность частиц которых в каждом из последующих слоев увеличивается в несколько раз.

При подборе обсыпок следует по возможности делать их однослойными. По данным практики установлено, что во всех дренируемых песчаных грунтах с диаметром $d_{50} > 0,2$ мм можно ограничиваться однослойными обсыпками.

Подбор обсыпок проводится с использованием значений структурного коэффициента K_c и коэффициента неоднородности фильтрующего материала η ,

$$K_c = D_{50}/d_{50} \quad (4.21)$$

$$\eta = D_{60}/D_{10}, \quad (4.22)$$

где D_n - диаметр частиц, меньше которого содержится в обсыпке $n\%$ по весу;

d_n - диаметр частиц, меньше которого содержится в дренируемом грунте $n\%$ по весу (при наличии двухслойной обсыпки -

во внешнем слое обсыпки). При подборе сплошных обсыпок рекомендуется исходить из того, чтобы коэффициент неоднородности их не превышал 10.

Подбор водоприемных отверстий дренажных труб сводится к установлению их формы, размеров и расположения. Размеры водоприемных отверстий щелевой или круглой формы рекомендуется принимать из следующих соотношений:

$$B_{\text{отв}}=(1,5\dots2,0)D_{50} \quad , \quad (4.23)$$

$$D_{\text{отв}} = (3,0\dots4,0)D_{50} \quad , \quad (4.24)$$

где $B_{\text{отв}}$ - ширина щелевых отверстий или зазоров в стыках дренажных труб;

$D_{\text{отв}}$ - диаметр круглых отверстий;

D_{50} - диаметр частиц, меньше которого содержится в обсыпке 50% по весу.

Рекомендуется принимать ширину щелевых отверстий от 3 до 7 мм, диаметр круглых отверстий от 5 до 15 мм. Щелевые отверстия должны располагаться по длине трубы на расстояниях 0,5...0,7 м друг от друга. Суммарная площадь круглых отверстий принимается порядка 0,5 % от поверхности труб.

В рассматриваемом нами случае дренируемый береговой дренажной водоносный горизонт представлен мелкозернистыми песками, что создает опасность выноса мелких частиц в водоприемные отверстия. Для предотвращения этого явления необходимо запроектировать фильтрующую обсыпку дренажных труб. При подборе механического состава фильтрующей обсыпки воспользуемся графиком В.С.Истоминой (рис. 10).

Механический состав песков водоносного горизонта характеризуется следующими данными:

$$d_{10}=0.11\text{мм}; d_{50}=0.2\text{мм}; d_{60}=0.23\text{мм}; d_{85}=0.3\text{мм}; d_{98}=0.9\text{мм}.$$

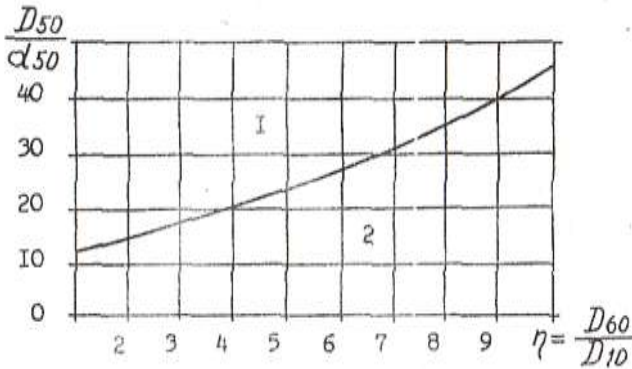


Рисунок 10 - График для подбора первого слоя обсыпки в песчаных грунтах

(1-зона недопустимых значений, 2 - зона допустимых значений)

Построим нижнюю и верхнюю границы допустимого диапазона механического состава дренажной обсыпки. Задаем коэффициентом неоднородности обсыпки $D_{60}/D_{10} = 8$. При этом соотношение D_{50}/d_{50} может быть принято в пределах от 3 до 35. Вначале рассчитаем верхнюю границу технического состава обсыпки при $D_{50}/d_{50} = 3$. Учитывая, что дренируемый грунт имеет $d_{50} = 0,20$ мм, рассчитаем $D_{50} = 0,20 \cdot 3 = 0,60$ мм. D_{60} может быть принято несколько большим, около 1.0 мм, а $D_{10} = D_{60}/8 = 1/8 = 0.13$ мм. Максимальный диаметр принимаем $D_{\text{макс}} = 2$ мм.

Для нижней границы $D_{50}/d_{50} = 35$. Так как дренируемый грунт имеет $d_{50} = 0,20$ мм, то $D_{50} = 0,20 \cdot 35 = 7,0$ мм. Тогда D_{60} может быть принято несколько большим, около 8 мм, а $D_{10} = 8/8 = 1$ мм. Максимальный диаметр принимаем $D_{\text{макс}} = 20$ мм.

По полученным данным строим кривые механического состава дренируемого грунта и обсыпки (рис. 11).

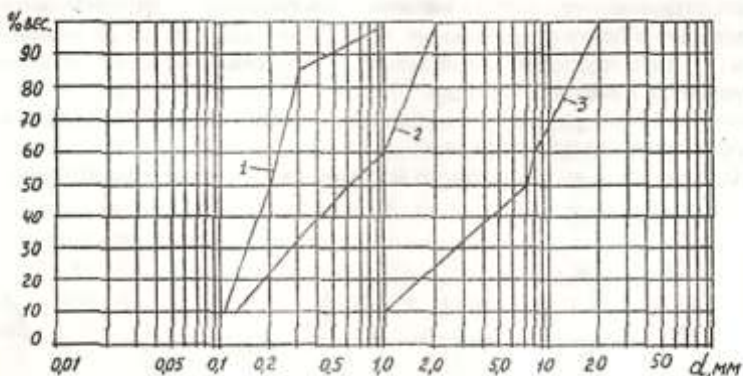


Рисунок 11 - Графики механического состава:

- 1 – дренируемого песчаного грунта,
- 2 - материала обсыпки при $K_c = 3$,
- 3 - материала обсыпки при $K_c = 35$

Фильтрующие материалы, графики которых будут располагаться между кривыми 2 и 3, могут быть использованы для фильтрующей обсыпки при заданном коэффициенте неоднородности, равном 8.

Если карьерный материал для обсыпки имеется в наличии, можно проверить его пригодность по графику 11 следующим образом. Определяют отношение D_{50}/d_{50} и коэффициент неоднородности материала, предназначенного для обсыпки, D_{60}/D_{10} . На графике (см. рис.11) находят точку с этими координатами. Если эта точка лежит в области допустимых значений, то такой материал может быть использован для фильтрующей обсыпки.

Толщина слоя фильтрующей обсыпки и горизонтальном дренаже, исходя из условий производства работ по ее укладке, не должна приниматься менее 0,15м.

Диаметры круглых водоприемных отверстий в дренажных трубах, рассчитанные соответственно по верхней и нижней кривым механического состава обсыпки, будут равны

$$D_{\text{отв}} = 3,0 \cdot 0,6 = 1,8\text{мм}$$

$$D_{\text{отв}} = 3,0 \cdot 7,0 = 21\text{ мм}$$

4.9 Определение параметров насосной станции и объема регулирующего резервуара

За пределы защищаемой территории должна быть перекачана вода, отводимая береговой дренажной, а также поверхностная дождевая вода.

В целях удешевления строительства и эксплуатации защитных сооружений можно обслуживать дренажную и водосточную сети общей насосной станцией. Чтобы насосы могли работать экономично, их на насосной станции должно быть несколько.

Ввиду того, что ливневые воды отличаются большими, но кратковременными расходами, а также несут много взвешенных твердых частиц, бывает целесообразным для их перекачки установить специальные насосы, вступающие в работу в период ливней.

Максимальные расчетные расходы дождевых вод продолжаются недолго, а в остальное время года сток бывает в несколько раз меньше. В целях оптимизации режима откачки при насосной станции обычно предусматривают водосборный регулирующийся резервуар.

Расчетный максимальный приток воды к насосной станции определяется по формуле:

$$Q_{н.с.}^{\max} = Q_{\phi} + Q_{пов} \quad (4.25)$$

где Q_{ϕ} - расход фильтрационных вод, отводимых береговой дренажной, м³/с;

$Q_{пов}$ - расход поверхностных дождевых вод, м³/с.

Расход фильтрационных вод, отводимых береговой дренажной, равен

$$Q_{\phi} = \frac{Q_o \cdot L_d}{86400} \quad (4.26)$$

где Q_o - удельный расход береговой дренажной, м³/с на 1 п.м.;

L_d - длина береговой дренажной, м.

Подставляя в эту формулу численные значения, получаем

$$Q_{\phi} = \frac{14,96 \cdot 5850}{86400} = 1,013 \text{ м}^3/\text{с}$$

Максимальные расходы дождевых вод определены в разделе 4.3.

Таким образом, максимальный приток воды к насосной станции, определенный по формуле (4.25) составит:

$$Q^{\max}_{\text{н.с.}} = 1,013 + 4,6 = 5,613 \text{ м}^3/\text{с}$$

Расход фильтрационных вод, отводимых береговой дренажной, в несколько раз меньше, чем расход поверхностных дождевых вод. Для перекачки фильтрационных вод предусматриваем насос, расход которого определяем по формуле

$$Q_{\text{нф}} = Q_{\phi}/n, \quad (4.27)$$

где n - коэффициент использования суточного времени ($n=0,80\dots0,90$).

Для рассматриваемого случая получаем

$$Q_{\text{нф}} = 1,013/0,9 = 1,126 \text{ м}^3/\text{с}$$

Для перекачки дождевых вод предусматриваем специальные насосы, которые включаются в работу в период дождевого паводка. Для уменьшения мощности насосной станции и выравнивания режима ее работы при насосной станции предусматриваем водосборный регулирующий резервуар, в котором временно будет аккумулироваться часть дождевых вод.

Полезный объем регулирующего резервуара определяется по формуле Ю.А. Юшкаускаса:

$$W_p = 0,25 \cdot t_{\text{ц}} \cdot Q_{\text{нп}}, \quad (4.28)$$

где $Q_{\text{нп}}$ - расчетная подача насоса, $\text{м}^3/\text{с}$;

$t_{\text{ц}}$ - наименьшая продолжительность цикла работы насоса в секундах ($t = 6\dots12$ час - при ручном управлении, $t=0,5\dots1,0$ час - при автоматизированном управлении).

Число насосных агрегатов выбирается согласно таблице 17.

Таблица 17 – Расчет числа насосов в зависимости от расхода воды

Расход, м ³ /с	Число насосов, N, шт
1,5	2
2...3	3
более 3	4

Число насосов, перекачивающих дождевые поверхностные воды, согласно таблице, равно N=4. Тогда с учетом коэффициента использования суточного времени насосами, расход одного насоса составляет

$$Q_{\text{нп}} = Q_{\text{нп}} / (n \cdot N) = 4,6 / (0,9 \cdot 4) = 1,28 \text{ м}^3/\text{с}$$

Предусматриваем автоматизированное управление насосами при $t_{\text{ц}} = 1,0 \text{ час} = 3600 \text{ сек}$, тогда полезный объем регулирующего резервуара, определенный по формуле (4.28), равен

$$W_p = 0,25 \cdot 3600 \cdot 1,28 = 1152 \text{ м}$$

Тогда трансформированный расчетный расход насосов, перекачивающих поверхностные дождевые воды, с учетом наличия регулирующего резервуара найдем по формуле:

$$Q_{\text{нов}} = Q_c \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{W_p}{W_c}}\right), \quad (4.29)$$

где Q_c - расчетный расход стока, м³/с;

W_p - регулирующая емкость резервуара, м³;

W_c - объем стока, определяется как $W_c = Q_{\text{ло}} \cdot t$, где

t - расчетная продолжительность дождя ($t = 1 \text{ ч} = 60 \text{ мин} = 3600 \text{ с}$).

Подставляя в формулу (4.27) численные значения, получаем

$$Q_{\text{нов}} = 3,97 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{1152}{16560}}\right) = 2,94 \text{ м}^3 / \text{с}$$

Насосы, перекачивающие через дамбу в водохранилище фильтрационные воды, отводимые береговой дренай, должны создавать напор (без учета потерь напора в трубопроводах и в самой насосной станции)

$$H_{\text{нф}} = \nabla_{\text{гд}} - \nabla_{\text{к}},$$

где $\nabla_{\text{гд}}$ - отметка гребня дамбы;

$\nabla_{\text{к}}$ - отметка дна водоприемного колодца береговой дрены.

Принимаем, что дно водоприемного колодца находится на 1,0 м глубже низа трубы береговой дрены, тогда для рассматриваемого примера получаем

$$\nabla_{\text{к}} = 49,4 - 1,0 = 48,4 \text{ м}$$

$$H_{\text{нф}} = 59,52 - 48,4 = 11,12 \text{ м}$$

Насосы, перекачивающие поверхностные дождевые воды, должны создавать напор

$$H_{\text{нп}} = \nabla_{\text{гд}} - \nabla_{\text{р}},$$

где $\nabla_{\text{р}}$ - отметка дна регулирующего резервуара.

Принимаем, что дно регулирующего резервуара находится на той же отметке, что и дно водоприемного колодца. Тогда для рассматриваемого примера получаем $H_{\text{нп}} = H_{\text{нф}} = 11,12 \text{ м}$.

Классы защитных сооружений

Защищаемые территории	Максимальный расчетный напор, м, на водоподпорное сооружение для классов			
	I	II	III	IV
1. Селитебные плотность жилого фонда территории, м ² на 1 га Св. 2500 2100...2500 1800...2100 Менее 1800	* - - -	До 5 `8 `10 Св. 10	До 3 `5 `8 `10	- До 2 `5 `8
2. Оздоровительно-рекреационного и санитарно-защитного назначения	-	-	Св. 10	До 10
3. Промышленные с годовым объемом производства, млн. руб.** Св. 500 100...500 До 100	* - -	До 5 `8 Св. 8	До 3 `5 `8	- До 2 `5
4. Коммунально-складские: - общегородского назначения; - прочие	- -	До 8 Св. 8	До 5 `8	До 2 `5
5. Памятники культуры и природы	-	До 3	-	-

* При соответствующем обосновании допускается защитные сооружения относить к 1 классу, если выход из строя может вызвать последствия катастрофического характера для защищаемых крупных городов и промышленных предприятий.

** В ценах 1986 года.

Классы основных постоянных гидротехнических сооружений в зависимости от их высоты и типа грунтов основания

Сооружения	Тип грунтов основания	Высота ГТС, м, при их классе			
		I	II	III	IV
Оградительные сооружения (волноломы, дамбы); ледозащитные сооружения	А, Б, В	Более 25	5...25	Менее 5	-

Примечание: Грунты А – скальные; Б – песчаные, крупнообломочные и глинистые в твердом и полутвердом состоянии; В – глинистые, водонасыщенные в пластичном состоянии.

Значение коэффициента (С) по формуле академика Н.Н. Павловского $C=(1/n) \cdot R^Y$

R	Скоростной коэффициент С при коэффициенте шероховатости n												
	0,015	0,025	0,04	0,07	0,12	0,20	0,35	0,6	1,0	1,6	2,5	4,0	
0,04	52,7	47,0	42,3	38,2	34,8	31,8	29,7	27,5	25,0	23,0	21,0	19,0	17,0
0,05	54,4	48,7	43,9	39,8	36,2	33,2	30,9	28,6	26,0	23,8	21,6	19,4	17,2
0,06	55,9	50,1	45,2	41,1	37,4	34,2	31,8	29,4	26,6	24,3	22,0	19,7	17,4
0,07	57,1	51,3	46,4	42,2	38,5	35,2	32,8	30,3	27,4	25,0	22,6	20,2	17,8
0,08	58,2	52,4	47,5	43,2	39,4	36,0	33,5	30,9	27,9	25,4	22,9	20,4	18,0
0,10	60,1	54,3	49,3	45,0	40,8	37,4	34,8	32,2	29,1	26,5	23,8	21,1	18,4
0,12	61,7	55,8	50,8	46,5	42,6	39,0	36,2	33,4	30,2	27,5	24,7	21,9	19,1
0,14	63,1	57,2	52,2	47,7	43,7	40,1	37,4	34,8	31,9	29,1	26,3	23,4	20,6
0,16	64,4	58,4	53,3	48,9	44,8	41,2	38,4	35,6	32,6	29,7	26,8	23,9	21,1
0,18	65,5	59,5	54,4	49,9	45,7	42,2	39,4	36,6	33,5	30,6	27,7	24,8	21,9
0,20	66,5	60,4	55,3	50,8	46,6	43,6	40,3	37,5	34,4	31,5	28,4	25,3	22,4
0,22	67,4	61,3	56,2	51,7	47,4	44,4	41,2	38,4	35,3	32,4	29,3	26,2	23,3
0,24	68,2	62,1	57,0	52,5	48,2	45,2	42,1	39,3	36,2	33,3	30,2	27,1	24,1
0,26	69,0	62,9	57,7	53,2	48,9	45,9	42,8	39,9	36,9	33,9	30,9	27,8	24,8
0,28	69,7	63,6	58,4	53,9	49,5	46,5	43,4	40,4	37,4	34,4	31,4	28,4	25,4
0,30	70,4	64,3	59,1	54,5	47,2	47,2	43,9	40,9	37,9	34,9	31,9	28,9	25,9
0,32	71,1	64,9	59,7	55,1	47,8	47,8	44,4	41,4	38,4	35,4	32,4	29,4	26,4
0,34	71,8	65,5	60,3	55,7	48,3	48,3	44,9	41,9	38,9	35,9	32,9	29,9	26,9
0,36	72,4	66,1	60,9	56,3	48,8	48,8	45,4	42,4	39,4	36,4	33,4	30,4	27,4
0,38	72,9	66,6	61,4	56,8	49,3	49,3	45,9	42,9	39,9	36,9	33,9	30,9	27,9
0,40	73,4	67,1	61,9	57,3	49,8	49,8	46,4	43,4	40,4	37,4	34,4	31,4	28,4
0,42	73,9	67,6	62,4	57,8	50,2	50,2	46,9	43,9	40,9	37,9	34,9	31,9	28,9
0,44	74,4	68,1	62,9	58,2	50,7	50,7	47,4	44,4	41,4	38,4	35,4	32,4	29,4
0,46	74,8	68,6	63,3	58,7	51,1	51,1	47,8	44,8	41,8	38,8	35,8	32,8	29,8
0,48	75,3	69,0	63,7	59,1	51,5	51,5	48,3	45,3	42,3	39,3	36,3	33,3	30,3
0,50	75,7	69,4	64,1	59,5	51,9	51,9	48,7	45,7	42,7	39,7	36,7	33,7	30,7
0,52	76,1	69,9	64,5	59,9	52,3	52,3	49,1	46,1	43,1	40,1	37,1	34,1	31,1
0,54	76,6	70,2	64,9	60,3	52,6	52,6	49,5	46,5	43,5	40,5	37,5	34,5	31,5
0,56	77,0	70,6	65,3	60,6	53,0	53,0	49,9	46,9	43,9	40,9	37,9	34,9	31,9
0,58	77,3	71,0	65,6	61,0	53,3	53,3	50,3	47,3	44,3	41,3	38,3	35,3	32,3
0,60	77,7	71,4	66,0	61,3	53,7	53,7	50,7	47,7	44,7	41,7	38,7	35,7	32,7
0,62	78,1	71,7	66,3	61,7	54,0	54,0	51,1	48,1	45,1	42,1	39,1	36,1	33,1
0,64	78,4	72,1	66,6	62,0	54,3	54,3	51,4	48,4	45,4	42,4	39,4	36,4	33,4
0,66	78,8	72,4	67,0	62,3	54,6	54,6	51,7	48,7	45,7	42,7	39,7	36,7	33,7
0,68	79,1	72,7	67,3	62,6	54,9	54,9	52,0	49,0	46,0	43,0	40,0	37,0	34,0
0,70	79,4	73,0	67,6	62,9	55,2	55,2	52,3	49,3	46,3	43,3	40,3	37,3	34,3
0,72	79,7	73,3	67,9	63,2	55,5	55,5	52,6	49,6	46,6	43,6	40,6	37,6	34,6
0,74	80,0	73,6	68,2	63,5	55,7	55,7	52,9	49,9	46,9	43,9	40,9	37,9	34,9
0,76	80,2	73,9	68,4	63,8	56,0	56,0	53,2	50,2	47,2	44,2	41,2	38,2	35,2
0,78	80,5	74,2	68,7	64,0	56,2	56,2	53,4	50,4	47,4	44,4	41,4	38,4	35,4
0,80	80,8	74,5	69,0	64,3	56,5	56,5	53,7	50,7	47,7	44,7	41,7	38,7	35,7
0,82	81,0	74,7	69,2	64,6	56,7	56,7	53,9	50,9	47,9	44,9	41,9	38,9	35,9
0,84	81,2	75,0	69,4	64,8	56,9	56,9	54,1	51,1	48,1	45,1	42,1	39,1	36,1
0,86	81,4	75,3	69,5	65,1	57,1	57,1	54,3	51,3	48,3	45,3	42,3	39,3	36,3
0,88	81,6	75,5	69,7	65,3	57,3	57,3	54,5	51,5	48,5	45,5	42,5	39,5	36,5
0,90	81,8	75,8	69,9	65,5	57,5	57,5	54,7	51,7	48,7	45,7	42,7	39,7	36,7
0,92	82,1	76,0	70,2	65,8	57,8	57,8	55,0	52,0	49,0	46,0	43,0	40,0	37,0
0,94	82,4	76,2	70,5	66,0	58,0	58,0	55,2	52,2	49,2	46,2	43,2	40,2	37,2
0,96	82,7	76,5	70,8	66,2	58,3	58,3	55,5	52,5	49,5	46,5	43,5	40,5	37,5
0,98	83,0	76,7	71,1	66,4	58,5	58,5	55,7	52,7	49,7	46,7	43,7	40,7	37,7
1,00	83,3	76,9	71,4	66,7	58,8	58,8	56,0	53,0	50,0	47,0	44,0	41,0	38,0
1,02	83,5	77,1	71,6	66,9	59,0	59,0	56,2	53,2	50,2	47,2	44,2	41,2	38,2
1,04	83,7	77,4	71,8	67,1	59,2	59,2	56,4	53,4	50,4	47,4	44,4	41,4	38,4
1,06	84,0	77,6	72,1	67,3	59,4	59,4	56,6	53,6	50,6	47,6	44,6	41,6	38,6
1,08	84,2	77,8	72,3	67,5	59,6	59,6	56,8	53,8	50,8	47,8	44,8	41,8	38,8
1,10	84,4	78,0	72,5	67,7	59,8	59,8	57,0	54,0	51,0	48,0	45,0	42,0	39,0
1,12	84,6	78,2	72,7	67,9	60,0	60,0	57,2	54,2	51,2	48,2	45,2	42,2	39,2
1,14	84,8	78,4	72,9	68,1	60,2	60,2	57,4	54,4	51,4	48,4	45,4	42,4	39,4
1,16	85,0	78,6	73,0	68,2	60,3	60,3	57,6	54,6	51,6	48,6	45,6	42,6	39,6
1,18	85,2	78,8	73,2	68,4	60,5	60,5	57,8	54,8	51,8	48,8	45,8	42,8	39,8
1,20	85,4	79,0	73,4	68,6	60,7	60,7	58,0	55,0	52,0	49,0	46,0	43,0	40,0
1,25	85,9	79,4	73,9	69,0	61,1	61,1	58,4	55,4	52,4	49,4	46,4	43,4	40,4

Продолжение приложения 2

R	Скоростной коэффициент C при коэффициенте шероховатости λ											
	0,012	0,015	0,018	0,021	0,024	0,027	0,030	0,033	0,036	0,039	0,042	0,045
1,30	86,3	79,9	74,3	69,5	61,5	52,5	46,9	42,3	38,6	35,5	30,6	26,9
1,40	87,1	80,7	75,1	70,3	62,2	53,2	47,5	43,0	39,2	36,1	31,1	27,5
1,50	88,0	81,5	75,9	71,0	62,9	53,9	48,2	43,6	39,8	36,7	31,7	28,0
1,60	88,7	82,2	76,5	71,7	63,6	54,5	48,7	44,1	40,4	37,2	32,2	28,4
1,70	89,5	82,9	77,2	72,4	64,3	55,1	49,3	44,7	40,9	37,7	32,7	28,9
1,80	90,1	83,5	77,8	73,0	64,8	55,6	49,8	45,1	41,3	38,1	33,0	29,3
1,90	90,8	84,2	78,4	73,5	65,4	56,1	50,3	45,6	41,8	38,5	33,4	29,7
2,00	91,4	84,8	79,0	74,1	65,9	56,6	50,8	46,0	42,2	38,9	33,8	30,0
2,10	91,9	85,3	79,5	74,6	66,3	57,0	51,2	46,4	42,6	39,2	34,1	30,3
2,20	92,4	85,9	80,0	75,1	66,8	57,4	51,6	46,8	43,0	39,6	34,4	30,7
2,30	93,0	86,4	80,5	75,6	67,2	57,9	51,9	47,1	43,3	39,9	34,8	30,9
2,40	93,5	86,9	81,0	76,0	67,7	58,3	52,3	47,5	43,6	40,3	35,1	31,2
2,50	94,0	87,3	81,5	76,5	68,1	58,7	52,7	47,9	43,9	40,6	35,4	31,5
2,60	94,5	87,8	81,9	76,9	68,4	59,0	53,0	48,2	44,2	40,9	35,6	31,7
2,70	94,9	88,2	82,3	77,3	68,8	59,3	53,3	48,5	44,5	41,1	35,9	31,9
2,80	95,3	88,6	82,6	77,6	69,1	59,7	53,6	48,7	44,8	41,4	36,1	32,2
2,90	95,8	89,0	83,0	78,0	69,5	60,0	53,9	49,0	45,0	41,6	36,4	32,4
3,00	96,2	89,4	83,4	78,4	69,8	60,3	54,2	49,3	45,3	41,9	36,6	32,5
3,10	96,6	89,8	83,7	78,7	70,1	60,5	54,4	49,5	45,5	42,1	36,8	32,7
3,20	96,9	90,1	84,1	79,0	70,4	60,8	54,6	49,7	45,7	42,3	36,9	32,9
3,30	97,3	90,5	84,4	79,3	70,7	61,0	54,9	49,9	45,9	42,4	37,1	33,0
3,40	97,6	90,8	84,8	79,6	71,0	61,3	55,1	50,1	46,1	42,6	37,2	33,2
3,50	98,0	91,1	85,1	79,9	71,3	61,5	55,3	50,3	46,3	42,8	37,4	33,3
3,60	98,3	91,5	85,4	80,2	71,5	61,7	55,5	50,5	46,4	43,0	37,5	33,5
3,70	98,6	91,8	85,7	80,5	71,8	61,9	55,7	50,7	46,6	43,1	37,7	33,8
3,80	99,0	92,1	85,9	80,7	72,0	62,1	55,8	50,9	46,8	43,3	37,8	33,7
3,90	99,3	92,3	86,2	81,0	72,2	62,3	56,0	51,0	46,9	43,4	38,0	33,8
4,00	99,6	92,6	86,5	81,2	72,5	62,5	56,2	51,2	47,0	43,6	38,1	33,9
4,10	99,8	92,9	86,7	81,5	72,7	62,7	56,3	51,4	47,2	43,7	38,2	34,0
4,20	100,1	93,2	86,9	81,7	72,8	62,9	56,5	51,5	47,3	43,8	38,3	34,1
4,30	100,3	93,4	87,2	81,9	73,0	63,1	56,6	51,6	47,4	43,9	38,3	34,2
4,40	100,6	93,7	87,4	82,1	73,2	63,2	56,8	51,8	47,5	44,0	38,4	34,3
4,50	100,8	93,9	87,6	82,3	73,3	63,4	56,9	51,9	47,7	44,1	38,5	34,3
4,60	101,0	94,2	87,8	82,5	73,5	63,6	57,0	52,0	47,8	44,2	38,6	34,4
4,70	101,3	94,4	88,0	82,7	73,7	63,7	57,2	52,1	47,9	44,3	38,7	34,5
4,80	101,5	94,6	88,3	82,9	73,9	63,9	57,3	52,2	48,0	44,4	38,7	34,5
4,90	101,8	94,8	88,5	83,1	74,0	64,0	57,5	52,3	48,0	44,5	38,8	34,6
5,00	102,0	95,1	88,7	83,3	74,2	64,1	57,6	52,4	48,1	44,6	38,9	34,6

Таблица для гидравлического расчета
асбестоцементных труб ВТ-3, ВТ-6, ВТ-9 (ГОСТ 539-65)

Q, л/с	1000 l для условного прохода d, мм						
	50	75	100	125	150	200	250
0,4	1,43	—	—	—	—	—	—
0,5	2,15	—	—	—	—	—	—
0,6	3,0	—	—	—	—	—	—
0,7	3,97	—	—	—	—	—	—
0,8	5,05	—	—	—	—	—	—
0,9	6,27	0,884	—	—	—	—	—
1,0	7,61	1,06	—	—	—	—	—
1,2	10,6	1,49	—	—	—	—	—
1,4	14,1	1,97	—	—	—	—	—
1,6	18,1	2,52	0,628	—	—	—	—
1,8	22,5	3,13	0,775	—	—	—	—
2	27,3	3,79	0,942	—	—	—	—
2,2	32,6	4,51	1,12	0,483	—	—	—
2,5	41,3	5,72	1,42	0,610	—	—	—
3	58,1	7,97	1,97	0,850	—	—	—
3,5	77,5	10,6	2,62	1,13	0,497	—	—
4	99,5	13,6	3,33	1,44	0,631	—	—
4,5	124	16,9	4,16	1,78	0,784	—	—
5	152	20,5	5,03	2,16	0,947	—	—
6	—	28,8	7,03	3,01	1,32	—	—
7	—	38,4	9,34	4,00	1,75	0,426	—
8	—	49,3	12,0	5,11	2,24	0,541	—
9	—	61,5	14,9	6,36	2,78	0,672	0,233
10	—	74,9	18,1	7,72	3,37	0,810	0,285
12	—	106	25,4	10,8	4,72	1,14	0,40
14	—	—	33,9	14,4	6,29	1,51	0,525
16	—	—	46,3	18,5	8,05	1,92	0,67
18	—	—	54,5	23,0	10,0	2,39	0,83
20	—	—	66,4	28,1	12,2	2,90	1,01
22	—	—	—	33,6	14,5	3,46	1,20
24	—	—	—	39,5	17,1	4,06	1,40
26	—	—	—	46,0	19,9	4,71	1,63
28	—	—	—	52,8	22,8	5,40	1,87
30	—	—	—	60,2	26,0	6,14	2,12
35	—	—	—	—	34,7	8,18	2,82
40	—	—	—	—	44,6	10,5	3,60

Продолжение приложения 3

Q, л/с	1000 l для условного прохода d, мм					
	200	250	300	350	400	500
45	13,1	4,48	1,94	0,965	0,504	0,179
50	15,9	5,45	2,35	1,17	0,611	0,216
55	19,0	6,50	2,81	1,39	0,728	0,258
60	22,4	7,64	3,29	1,64	0,854	0,301
65	26,1	8,88	3,82	1,90	0,989	0,349
70	30,0	10,2	4,39	2,18	1,13	0,401
75	34,1	11,6	4,99	2,47	1,29	0,453
80	38,6	13,1	5,63	2,78	1,45	0,511
85	—	14,7	6,29	3,12	1,62	0,570
90	—	16,3	7,00	3,46	1,80	0,634
95	—	18,1	7,75	3,83	1,99	0,701
100	—	19,9	8,53	4,21	2,19	0,769
110	—	23,8	10,2	5,03	2,61	0,918
120	—	28,1	12,0	5,92	3,07	1,08
130	—	32,7	13,9	6,87	3,56	1,25
140	—	—	16,0	7,89	4,09	1,43
150	—	—	18,3	8,98	4,65	1,62
160	—	—	20,6	10,1	5,24	1,83
170	—	—	23,1	11,4	5,87	2,05
180	—	—	25,8	12,6	6,53	2,28
190	—	—	—	14,0	7,23	2,52
200	—	—	—	15,4	7,96	2,77
220	—	—	—	18,4	9,53	3,30
240	—	—	—	21,8	11,2	3,89
260	—	—	—	—	13,1	4,52
280	—	—	—	—	15,0	5,19
300	—	—	—	—	17,1	5,91
320	—	—	—	—	19,3	6,66
340	—	—	—	—	—	7,47
360	—	—	—	—	—	8,31
380	—	—	—	—	—	9,21
400	—	—	—	—	—	10,1
420	—	—	—	—	—	11,1
440	—	—	—	—	—	12,1
460	—	—	—	—	—	13,2
480	—	—	—	—	—	14,3

Приложение 4

Технические характеристики дренажных труб

Тип трубы	Внутренний диаметр, мм	Наружный диаметр, мм	Длина трубы, мм	Тип соединения
Керамические Раструбные	100	132	600	Раструбное
	150	190	600	
	175	219	600	
	200	246	600	
	250	298	600	
	300	350	600	
Асбестоцементные Безнапорные	100	118	2950	Муфтовое
	141	161	2950	
	189	211	3950	
	279	307	3950	
	368	402	3950	
	456	511	3950	
Железобетонные Безнапорные	400	500	5000	Раструбное
	500	620	5000	
	600	720	5000	
	700	860	5000	
	800	960	5000	
	900	1100	5000	
	1000	1200	5000	
	1200	1420	5000	
	1400	1620	5000	
1600	1840	5000		

Задание к выполнению контрольной работы

По курсу: «Технология природоохранного обустройства территорий»

На тему: «инженерная защита городской территории
от затопления и подтопления»

Студент *Иванов И.П.* курс 2 группа ЗИ 081

Цель задания – обосновать и запроектировать мероприятия по инженерной защите городской территории от затопления водами водохранилища и подтопления грунтовыми водами.

Исходные данные:

1. Месторасположение объекта _____ область.
2. Численность населения _____ чел.
3. План территории 1 : 10000.
4. Относительные отметки границ городской территории: верхней ВГ = 62 м, НГ = 56 м.
5. Максимальная отметка уровней воды в водохранилище $Vод = 58$ м.
6. Относительная отметка основания дамбы обвалования $Д = 55$ м.
7. Относительная отметка водоупора $В = 42$ м.
8. Глубина УГВ в наблюдаемой скважине $Н_{УГВ} = 8$ м.
9. Средний уклон уровня грунтовых вод $i = 0.0011$.
10. Коэффициент фильтрации отложений: $K_1 = 0,7$ м/сут.
 $K_2 = 12$ м/сут.
11. Гидрогеологический разрез по линии I – I.

Задание выдал ст. преподаватель Крвопускова В.Н.

Дата выдачи _____ 20 г.

Дата защиты _____ 20 г.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНиП 2.06.15-85. Инженерная защита территории от затопления и подтопления. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
2. СНиП 2.06.03-85. Мелиоративные системы и сооружения. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
3. СНиП 2.06.05-84. Плотины из грунтовых материалов. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
4. СНиП 2.06.01-86. Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
5. СНиП 2.01.14-83. Определение расчетных гидрологических характеристик. - М.: Стройиздат, 1985.
6. СНиП 2.04.03-85. Канализация. Наружные сети и сооружения. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
7. СНиП 33-01-2003 Гидротехнические сооружения. Основные положения 2004-01-01.
8. Сельскохозяйственные гидротехнические мелиорации. Под ред. Маркова Е.С. - М.: Колос, 1981.
9. Дегтярев Б.М. Дренаж в промышленном и гражданском строительстве. - М.: Стройиздат, 1990.
10. Железняков Г.В. и др. Гидротехнические сооружения. Справочник проектировщика. - М.: Стройиздат, 1983.
11. Пособие П1-98 к СНиП 2.06.03-85. Проектирование и возведение мелиоративных систем и сооружений. Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. Минск. 1999.
12. Курсовое и дипломное проектирование по гидротехническим сооружениям. Под ред. В.С. Лапшенкова.- М.: Агропромиздат, 1989 – 448 с.

Учебное издание

Кривоускова Валентина Николаевна
Василенков Валерий Фёдорович
Василенков Сергей Валерьевич

**«ИНЖЕНЕРНАЯ ЗАЩИТА
ГОРОДСКИХ ТЕРРИТОРИЙ
ОТ ЗАТОПЛЕНИЯ И ПОДТОПЛЕНИЯ»**

Методические указания к выполнению
контрольных и расчетно-графических работ
для студентов очной и заочной форм обучения по курсу
«Технология природоохранного обустройства территорий»

Редактор Лебедева Е.М.

Подписано к печати 3.03.2013 г. Формат 60x84 ¹/₁₆.
Бумага печатная. Усл. п. л. 4,06. Тираж 30 экз. Изд. № 2307.

Издательство Брянской государственной сельскохозяйственной академии
243365 Брянская обл., Выгоничский район, с. Кокино, Брянская ГСХА

