

Министерство сельского хозяйства РФ

ФГОУ ВПО «БРЯНСКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ»

Кафедра природообустройства и водопользования

Дунаев А.И.

Зверева Л.А.

## **ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСУШИТЕЛЬНОЙ СЕТИ**

**Учебное пособие**

**по курсовому и дипломному проектированию**

«Рекомендовано УМО по образованию в области природообустройства  
и водопользования в качестве учебного пособия  
для студентов высших учебных заведений, обучающихся  
по направлению подготовки (специальностям) – 280401»

**Брянск 2011**

УДК 631.62(07)

ББК 40.63

Д 83

Дунаев, А.И. **Проектирование осушительной сети**: учебное пособие по курсовому и дипломному проектированию / А.И. Дунаев, Л.А. Зверева.- Брянск: Издательство БГСХА, 2011. – 152 с.

ISBN 978-5-88517-190-8

В учебном пособии даются основы проектирования, практические рекомендации, нормативы и примеры проектирования и расчёта регулирующей и проводящей осушительной сети в условиях грунтового и грунтово-атмосферного типов водного питания при осушении с/х земель гумидной зоны РФ.

По основным вопросам проектирования приводятся справочные материалы в виде отдельных таблиц, графических иллюстраций и приложений.

Учебное пособие предназначено для курсового и дипломного проектирования по тематике осушения сельскохозяйственных земель.

Ориентировано на студентов, обучающихся по специальности 280401 – «Мелиорация, рекультивация и охрана земель».

Рецензенты: В.К. Роговой – ГИП ОАО «Брянскгипроводхоз»;

А.Н. Данильченко – к.т.н., доцент кафедры мелиорации и рекультивации земель МГУП.

ISBN 978-5-88517-190-8

*Рекомендовано методической комиссией факультета «Энергетики и природопользования» Брянской государственной сельскохозяйственной академии. Протокол № 1 от 11.01.2011 г.*

© Брянская ГСХА, 2011

© Дунаев А.И., 2011

© Зверева Л.А., 2011

## СОДЕРЖАНИЕ

### 1. ЗАКРЫТЫЙ ГОРИЗОНТАЛЬНЫЙ ТРУБЧАТЫЙ ДРЕНАЖ

1.1. Установление диаметра, уклона, длины и глубины укладки дрен .....	6
1.2. Расчёт расстояний между дренами в условиях хорошо водопроницаемых грунтов.....	15
1.3. Особенности расчёта междреннего расстояния на торфяниках .....	24
1.4. Примеры расчёта расстояний между дренами .....	25
1.5. Расчёт междренных расстояний в условиях слабопроницаемых почвогрунтов .....	38

### 2. ОТКРЫТЫЕ ОСУШИТЕЛИ

2.1. Установление основных параметров .....	45
2.2. Определение глубины осушителей .....	46
2.3. Определение расстояний между каналами .....	47
2.4. Примеры расчёта открытых осушителей .....	49

### 3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСУШИТЕЛЬНОЙ СЕТИ В ПЛАНЕ

3.1. Организация территории .....	59
3.2. Нормативные положения, рекомендации и особенности проектирования .....	60
3.3. Наименование элементов осушительной сети .....	67
3.4. Примеры проектирования осушительной сети в плане .....	69

### 4. ПРОВОДЯЩАЯ ОСУШИТЕЛЬНАЯ СЕТЬ

4.1. Гидрологические расчёты .....	75
4.2. Гидравлический расчёт каналов .....	84
4.3. Проектирование крепления каналов .....	87
4.4. Гидравлически нерассчитываемые каналы .....	91
4.5. Гидравлический расчёт закрытых коллекторов .....	91
4.6. Примеры расчёта проводящей осушительной сети .....	96

## **5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСУШИТЕЛЬНОЙ СЕТИ В ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛОСКОСТИ**

5.1 Вертикальное сопряжение осушительной сети .....	111
5.2 Определение глубины осушительной сети .....	115
5.3 Проектирование продольных профилей .....	118
5.4 Примеры расчёта глубины проводящей сети и разработки продольных профилей .....	121

## **ПРИЛОЖЕНИЯ**

1. Основные характеристики режима осушения с/х земель .....	129
2. Нормативы обеспеченности гидрологических характеристик для проектирования осушительных систем .....	131
3. Расстояния между дренами и открытыми осушителями .....	133
4. Гидрологические расчётные показатели .....	138
5. Расчётные гидравлические показатели закрытой осушительной сети.....	141
6. Расчётные гидравлические показатели осушительных каналов .....	145
7. Формы продольных профилей .....	147
Литература .....	149

## Введение

Проектирование осушительной сети является одним из основных инженерно-технических вопросов при разработке проектов как осушительных, так и систем двухстороннего регулирования (осушительно-оросительных, осушительно-увлажнительных).

При проектировании осушительной сети следует исходить из следующих основных принципов проектирования:

- максимальное использование рельефа (принцип самотечности), т.е. проектирование параметров в соответствии с рельефом;
- обеспечение минимально достаточной глубины;
- предпочтительные направления трассировки:
  - для открытых каналов – с минимальным уклоном,
  - для закрытой сети – с наибольшим уклоном;
- минимальная протяжённость сети при максимальной прямолинейности;
- постоянство параметров по длине;
- для мелиорируемых торфяников: трассировка крупных каналов, начиная с магистрального – с учётом рельефа минерального дна (тальвегов болот), а расчёт параметров сети – с учётом прогнозируемых изменений водно-физических свойств торфа (как минимум – на период основной осадки);
- минимум внешних воздействий на прилегающие природные ландшафты;
- максимальный учёт интересов землепользователей в рамках технических нормативов и требований природопользования и природообустройства.

Детальная проработка осушительной сети производится после того, когда будут окончательно решены все вопросы по обоснованию и выбору методов и способов осушения (установлена схема осушения), а также когда будет осуществлена предварительная оценка воздействия на окружающую среду.

Проектирование осушительной сети рекомендуется начинать с определения параметров регулирующей сети, так как многие её параметры (длина, междреннее расстояние и пр.) могут существенно влиять на плановую компоновку и параметры проводящей сети.

Завершающим этапом проектирования является вертикальная увязка элементов осушительной сети (сопряжение в вертикальной плоскости), в процессе которой обеспечиваются технические условия безподпорной работы и определяются необходимые параметры для разработки рабочих чертежей - продольных профилей.

# 1. ЗАКРЫТЫЙ ГОРИЗОНТАЛЬНЫЙ ТРУБЧАТЫЙ ДРЕНАЖ

## 1.1 Установление диаметра, уклона, длины и глубины укладки дрен

### 1.1.1 Диаметр дрен

Диаметры закрытых дрен проектируются постоянными в пределах всей их длины.

В обычных условиях строительства и при длине дрен до 200 м диаметр дренажных труб назначается конструктивно и минимального размера, согласно стандартам соответствующих типов труб (см. табл. 1.1).

В особых условиях строительства диаметр дренажа рекомендуется увеличивать. В этом случае величина диаметра должна обосновываться, либо подтверждаться гидравлическими расчётами.

Таблица 1.1 - Диаметры основных типов дренажных труб, рекомендуемых к проектированию

№ п/п	Наименование дренажных труб	Диаметры закрытых дрен, мм	
		в обычных условиях строительства	в особых условиях строительства
1	керамические (гончарные): а) внутренний б) наружный	50 72	75-100(125) 101-130(161)
2	Пластмассовые гофрированные из полиэтилена: а) внутренний б) наружный	42,8-54,4 50-63	65,2-107,2 75-125
3	Пластмассовые гофрированные из поливинилхлорида: а) внутренний б) наружный	44,4-56,2 50-63	67,2-114 75-125

**Примечание.** К особым условиям строительства относятся:

- интенсивное грунтово-напорное водное питание;
- осушение замкнутых понижений;

- проектирование дренажа в местах разгрузки грунтовых вод;
- высокое содержание железа в грунтовых водах;
- расположение дренажа в плавунных грунтах;
- отсутствие условий для обеспечения минимального допустимого уклона и пр..

Установление диаметра дренажных труб посредством гидравлического расчёта производится обычно в случаях, когда известны такие параметры, как междреннее расстояние ( $B$ , м), длина дрены ( $l$ , м), уклон ( $I$ , м), а также максимальная интенсивность дренирования ( $q$ , л/с·га).

В условиях безнапорного режима работы и равномерного установившегося движения воды, расчётный диаметр дренажных труб рекомендуется определять по формуле (на основе формулы Шези):

$$d = 0,00367 \cdot \sqrt[8]{\left(\frac{q \cdot l \cdot B \cdot n}{\sqrt{I}}\right)^3}, \text{ м} \quad (1.1)$$

где  $n$  – коэффициент шероховатости труб (см. прилож. 5.1).

### ***1.1.2 Пример расчёта диаметра дренажных труб***

Требуется определить диаметр труб для дренажа, проектируемого на части осушаемого участка в замкнутом понижении в условиях атмосферно-грунтового питания. В пределах понижения проектируются колонки-поглотители и дренаж сгущается в 2 раза. Интенсивность отвода поверхностных вод  $q_n = 0,007$  м/сут (устанавливается отдельным расчётом).

Проектно-расчётные показатели по дренажу: расстояния между дренами  $B=30$  м, модуль дренажного стока для расчётного периода  $q_{др} = 0,009$  м/сут, длина дрен  $l = 160$  м, уклон  $I = 0,003$ , трубы гончарные.

Требуемая интенсивность отвода воды будет равна:

$$q = q_{др} + q_n = 0,009 + 0,007 = 0,016 \text{ м/сут} = 1,86 \text{ л/с} \cdot \text{га}$$

При сгущении дренажа в 2 раза:  $V = \frac{30}{2} = 15$  м

По формуле (1.1) получаем величину требуемого диаметра труб:

$$d = 0,00367 \cdot \sqrt[8]{\left(\frac{1,86 \cdot 160 \cdot 15 \cdot 0,017}{\sqrt{0,003}}\right)^3} = 0,0553 \text{ м} = 55,3 \text{ мм}$$

где  $n = 0,017$  (см. прилож. 5.1)

По стандарту гончарных труб принимаем  $d = 75$  мм (ближайший больший).

### ***1.1.3 Проектирование уклона закрытого дренажа***

В проектах мелиорации земель рабочие чертежи (продольные профили) по закрытому дренажу не разрабатываются.

Вопросы проектирования уклона решаются на месте строительства при производстве инженерно-геодезических работ по выносу проекта в натуру. В этом случае величина уклона в большей степени будет зависеть от рельефа по трассе дрены, длины дрен, а также глубины коллектора в местах врезки дрен. В проектах необходимо давать рекомендации по назначению уклона.

Проектирование уклона рекомендуется производить в рамках следующих нормативно-практических рекомендаций:

- максимальное соответствие уклонам поверхности земли ( $I_{др} = I_3$ );
- постоянство уклона по всей длине дрены;
- минимально-допустимый уклон 0,003 при использовании труб минимальных диаметров;
- при необходимости проектирования уклона величиной менее 0.003 (до 0.001) рекомендуется увеличивать диаметр труб и давать обоснование посредством гидравлического расчёта;
- в особых условиях строительства (мелкозернистые плавунные грунты, высокое содержание железа в грунтовых водах и пр.) дополнительно учитываются требования соответствующих нормативов по проектированию.



### 1.1.4 Проектирование длины дрен

Установление длины дрен является важным вопросом при проектировании осушительной сети в плане. Основными факторами, влияющими на длину дренажа, являются рельеф (его характер, уклон) и величина проектного диаметра труб.

В пределах площади объекта длина дрен может существенно изменяться вследствие влияния других дополнительных условий: конфигурация участков, трассировка проводящей сети, особенности рельефа и пр.. Наглядная иллюстрация влияния различных факторов на проектирование длины дрен показана на рис. 3.3 и 3.4.

При разработке генплана осушительной системы длина дрен назначается в основном конструктивно на основе нормативно-практических рекомендаций (см. табл. 1.2).

Таблица 1.2 - Длина закрытого дренажа при осушении с/х земель (дренаж из гончарных и пластмассовых труб минимального диаметра)

№ п/п	Проектные условия и факторы	Длина дрен, м		
		максимальная	в среднем	минимальная
1	Для различных уклонов (при отсутствии других условий, ограничивающих длину) при: $I = 0,003$ $I = 0,005$ $I = 0,01$	200 250 300	140-160	70-80
2	На без уклонных (плоских) участках	100	80-90	70
3	На окраинах участков	определяется расчётом		80
4	В единичных случаях (при трассировке закрытых коллекторов под острым углом относительно дрен, проводящих каналов, границ землепользования)	определяется расчётом	-	50
5	В условиях мелкозернистых водонасыщенных песков	150	120	70
6	На торфяниках с большой неравномерностью мощности торфа	200	130-140	70
7	При увеличении диаметра труб в особых условиях строительства	определяется расчётом	-	70

Расчёты по определению длины дрен производятся в основном с целью установления предельной (максимальной) длины и в отдельных случаях имеют поверочный характер. Для определения длины дрены из условия пропуска максимальных расходов рекомендуется использовать формулу:

(из уравнения  $q \cdot l \cdot B \cdot 10^{-7} = \omega \cdot c \cdot \sqrt{R \cdot I}$ ,):

$$l = \frac{3112 \cdot d^{8/3} \cdot \sqrt{I} \cdot 10^3}{q \cdot B \cdot n}, \text{ м} \quad (1.2)$$

где  $d, B$  – проектные диаметр и междреннее расстояние соответственно, м;

$q$  – максимальный модуль дренажного стока, л/с·га;

$I$  – проектный уклон дрены;

$N$  – коэффициент шероховатости труб.

При проектировании дренажа с искусственным уклоном (на слабоуклонных участках при  $I=0,003$ ) длина дрены определяется по формуле (см. рис. 1.1):

$$l = \frac{h_{\max} - h_{\min}}{I - I_3}, \text{ м} \quad (1.3)$$

где  $I_3$  – уклон поверхности земли по трассе дрены;

$I$  – проектный уклон дренажного трубопровода (в данном случае  $I \leq 0,003$ );

$h_{\min}$  – нормативная минимальная глубина дрены в её истоке,  $h_{\min} = 0,7 - 0,8$  м (для торфяников  $h_{\min} = 0,8$  м);

$h_{\max}$  – глубина дрены в устье, зависящая от глубины коллектора ( $h_{зк}$ ) в месте её врезки в коллектор:

$$h_{\max} = h_{зк} - d_k, \text{ м} \quad (1.4)$$

где  $d_k$  – диаметр трубы коллектора, м.

В случаях, когда коллектор имеет большую глубину, при впадении одиночных дрен в каналы, величина  $h_{\max}$  принимается равной предельной глубине копания дреноукладчика. Например, для дреноукладчиков марки ЭТЦ  $h_{\max} = 2,2$  м.

### 1.1.5 Пример расчёта длины дрен

Требуется определить максимальную длину дрен на слабоуклонном участке при проектировании дренажа с минимальным допустимым уклоном (см. рис. 1.1) величиной  $I = [I_{min}] = 0,003$  при известной глубине коллектора  $h_{зк} = 1,6$  м и диаметре  $d_k = 200$  мм, уклон поверхности земли  $I_3 = 0,001$ .

Проектно-расчётные показатели по дренажу: расстояние между дренами  $B = 25$  м, максимальный модуль дренажного стока  $q = 1,25$  л/с·га, трубы гофрированные из ПВХ  $d = 63$  мм (внутренний  $d = 56,2$  мм, см. табл. 1.1).

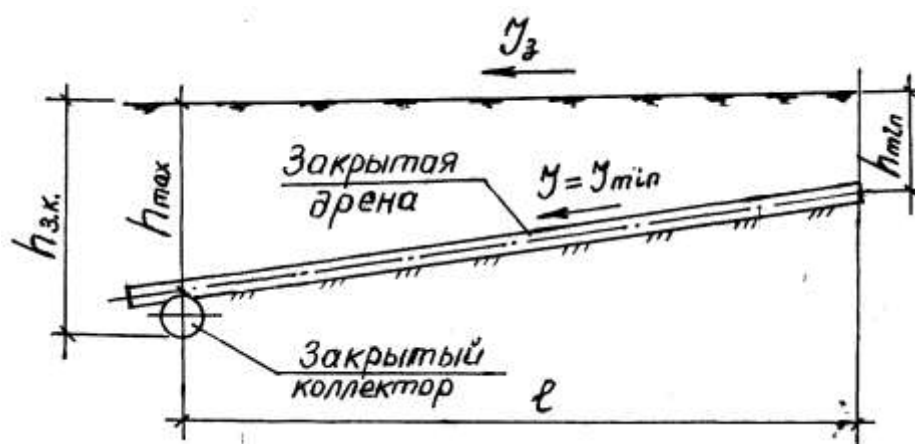


Рис.1.1. Проектирование параметров ( $I, h, l$ ) закрытого дренажа на слабоуклонных участках

#### а) по условиям рельефа

Минимальную глубину дрен (в истоке) принимаем  $h_{min} = 0,8$  (по нормативам 0,7-0,8 м).

Максимальная глубина дрен (в устье) будет равна (формула 1.4):

$$h_{max} = 1,6 - 0,2 = 1,4 \text{ м}$$

По формуле (1.3) получаем:

$$l = \frac{1,4 - 0,8}{0,003 - 0,001} = 200 \text{ м}$$

#### б) из условия пропускной способности труб

Максимальная длина дрены будет равна (ф-ла 1.2):

$$l = \frac{3112 \cdot 0,0562^{8/3} \cdot \sqrt{0,003 \cdot 10^3}}{1,25 \cdot 25 \cdot 0,015} = 167 \text{ м,}$$

где коэффициент шероховатости дренажных труб  $n = 0,015$  (см. прилож. 5.1)

### Выводы

1. Исходя из двух условий, окончательно принимаем  $l = 160 \text{ м}$ .
2. Такой результат позволяет либо увеличить минимальную глубину дрен до величины (из ф-лы 1.3):

$$h_{\min} = h_{\max} + (I_3 - I) \cdot l = 1,4 + (0,001 - 0,003) 160 = 1,08 \text{ (1,05 м),}$$

либо увеличить уклон до величины (из ф - лы 1.3):

$$I = \frac{h_{\max} - h_{\min} + l \cdot I_3}{l} = \frac{1,4 - 0,8 + 160 \cdot 0,001}{160} = 0,00475 \text{ (0,0045)}$$

#### 1.1.6 Определение глубины укладки дрен

Глубина укладки дрен является расчётным показателем для обоснования многих проектных решений.

Её величину рекомендуется определять по нижнему предельному положению депрессионной кривой (см. рис. 1.2), когда требуется максимальная норма осушения (к концу вегетации) и когда депрессионная кривая приближается к верху дренажной трубы. Кроме того, расчётную норму осушения следует принимать по сельскохозяйственным культурам севооборота, требующим максимальную её величину.

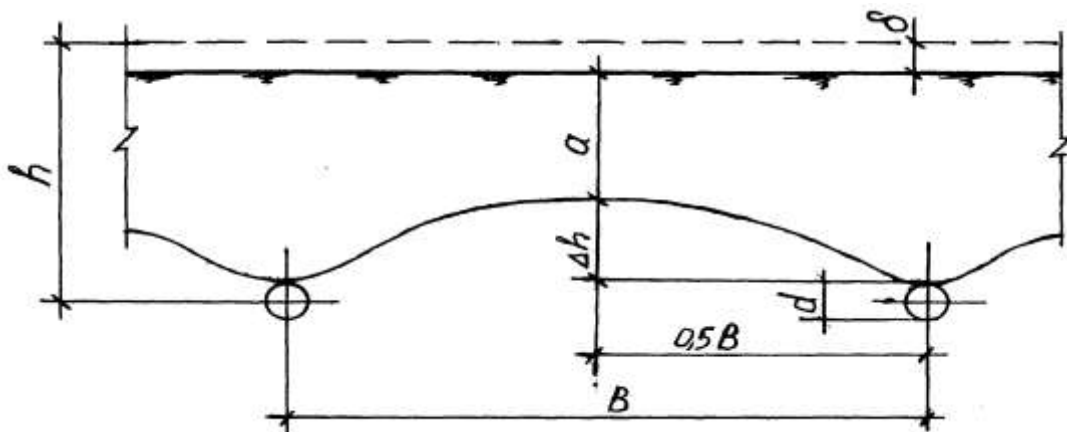


Рис. 1.2 Схема к определению глубины укладки закрытого дренажа

Расчётную глубину укладки дрен рекомендуется определять по формуле:

$$h = a + \Delta h + d/2 + \delta, \text{ м} \quad (1.5)$$

где  $a$  - расчётная норма осушения, м;

$\Delta h$  – падение депрессионной кривой от середины междренья до дрены, м (см. прилож. 3.1, 3.2);

$d$  – наружный диаметр дренажной трубы, м;

$\delta$  – величина осадки поверхности земли (вследствие осушения) за вычетом осадки дна осушителя, м.

В условиях минеральных почвогрунтов величиной осадки можно пренебречь вследствие её незначительности.

На торфяниках осадка поверхности определяется по специальным формулам (Б.С. Маслов, В.Ф. Митин, А.И. Мурашко и др.) или графически по номограммам (У.Х. Томберг). В случаях отсутствия расчётных показателей по торфу, величина осадки определяется ориентировочно из расчёта 10 – 15% от наддренной толщи торфа:

$$\delta = (0,10 \dots 0,15) \cdot (a + \Delta h + 0,5 d), \text{ м} \quad (1.6)$$

### ***1.1.7 Примеры расчёта глубины дрен***

Требуется определить расчётную глубину дрен  $d = 50$  мм при расположении дренажа в супесчаных почвогрунтах и использовании земель под пастбище, а также в торфяниках низинных при использовании их под овощной севооборот с культурами: многолетние травы, овощи, картофель, корнеплоды.

Прогнозные расчётные показатели торфа:

- осадка поверхности  $\Delta h_{\text{п}} = 0,26$  м;

- осадка дрен  $\Delta h_{\text{д}} = 0,11$  м.

а) *минеральные почвогрунты (супесь средняя).*

Расчётную глубину укладки дрен определяем по формуле (1.5):

$$h = a + \Delta h + d/2 + \delta, \text{ м}$$

$$h = 0,75 + 0,35 + 0,072/2 + 0,0 = 1,136 \text{ м}$$

где  $a$  - расчётная норма осушения на конец вегетации,  $a = 0,75$  м (см. прилож. 1.1)

$\Delta h$  - падение депрессионной кривой,  $\Delta h = 0,35$  м (см. прилож. 3.1);

$d = 0,072$  м – наружный диаметр гончарной дренажной трубы  $d = 0,05$  м (см. табл. 1.1);

$\delta = 0,0$  (в минеральных грунтах осадкой пренебрегаем).

Окончательно принимаем  $h = 1,15$  м.

### ***б) торфяные почвогрунты***

Расчёт производим по формуле (1.5):

$$h = 1,10 + 0,25 + 0,072/2 + 0,15 = 1,536 \text{ м}$$

где  $a = 1,10$  м (по картофелю, корнеплодам – культурам севооборота, требующим максимальную величину на конец вегетации, см. прилож. 1.1);

$\Delta h = 0,25$  м (см. прилож. 3.1);

$\delta$  – снижение глубины дрен за счёт осадки торфа вследствие осушения.

$$\delta = \Delta h_{\text{п}} + \Delta h_{\text{д}} = 0,26 - 0,11 = 0,15 \text{ м}$$

или по формуле (1.6):

$$\delta = 0,1(1,10 + 0,25 + 0,072/2) = 0,14 \text{ м}$$

Окончательно принимаем  $h = 1,55$  м.

## 1.2 Расчёт расстояний между дренами в условиях водоносных грунтов

### 1.2.1 Общие положения и рекомендации

Расчёт расстояния между дренами заключается в последовательном решении следующих вопросов:

- установление расчётных периодов и их гидрометеорологических характеристик;
- установление расчётных почвенно-геологических фильтрационных схем и расчётных показателей грунтов;
- выбор расчётных формул и выполнение расчёта;
- анализ результатов расчёта и принятие проектного решения (выводы).

Основным расчётным периодом для условий Нечернозёмной зоны РФ является весенний (период от конца снеготаяния до начала весенних полевых работ), процент обеспеченности которого устанавливается по действующим нормативам (см. прилож.2.1) или на основе технико-экономического обоснования. Продолжительность расчётного весеннего периода устанавливается на основе рекомендаций местных научно-исследовательских или проектных организаций. Например, для условий Брянской области  $t = 10-13$  сут. (по данным Брянскгипрпроводхоза).

В отдельных случаях, когда подъём уровня грунтовых вод к поверхности земли в период вегетации может создавать проблемы обработки полей или угрозу потери урожая, производятся поверочные расчёты для летне-осеннего периода (периода выпадения затяжных дождей продолжительностью  $t = 10$  сут).

Основным материалом для разработки фильтрационных схем являются обобщающие геологические колонки, приводимые в материалах почвенно-мелиоративных и инженерно-геологических изысканий. В первую очередь, в зависимости от геолого-литологического строения, устанавливается сложность профиля, и выделяются следующие схемы:

- а) однослойная (однородная среда, рис. 1.4);

б) двухслойная схема (рис. 1.5);

в) многослойная схема (три пласта и более, рис. 1.3).

Количество расчётных фильтрационных схем зависит от многообразия почвенно-геологического профиля.

В зависимости от степени вскрытия водоносных пластов, вышеуказанные расчётные схемы необходимо отнести к соответствующему расчётному случаю, а именно:

а) расположение дренажа на водоупоре (при  $m_{\text{пр}} = 0$ );

б) близкое залегание водоупора (при  $m_{\text{пр}} \leq B/4$ );

в) глубокое залегание водоупора (при  $m_{\text{пр}} \geq B/4$ ).

Выявление того или иного случая необходимо для выбора соответствующей расчётной формулы (1.9 или 1.10).

При наличии многослойной среды рекомендуется использовать методику расчёта, где используется формула водопроводимости пластов ( $T = k \cdot h$ , м<sup>2</sup>/сут) для приведения напластований грунтов к единому грунту. В этом случае фильтрационную схему рекомендуется свести к схеме двухслойной среды (рис. 1.3б), где все нижележащие пласты, начиная со второго, условно заменяются одним пластом со свойствами водопроводимости второго пласта. Для схемы, изображённой на рис. 1.3, приведённая мощность второго пласта будет равна:

$$h'_2 = h_2 + \frac{K_3}{K_2} \cdot h_3 + \dots + \frac{K_i}{K_2} \cdot h_i, \text{ м} \quad (1.7)$$

Приведённое расстояние от оси дрены до условного водоупора будет равно:

$$m_{\text{пр}} = C + \frac{K_2}{K_1} \cdot h'_2, \text{ м} \quad (1.8)$$



Здесь следует отметить, что методику замены напластований грунтов не рекомендуется использовать при наличии пластов с низким коэффициентом фильтрации (менее 0,1 м/сут), а также при большом различии коэффициентов фильтрации, так как при этом сильно искажаются фактические размеры реальной зоны фильтрации. В этом случае (при  $K_{i+1} < 0,1K_i$ ) возможен вариант расчёта с учётом только вышерасположенных пластов, а слой с низким коэффициентом фильтрации условно считается водоупором (см. п.2.4б, рис.2.3).

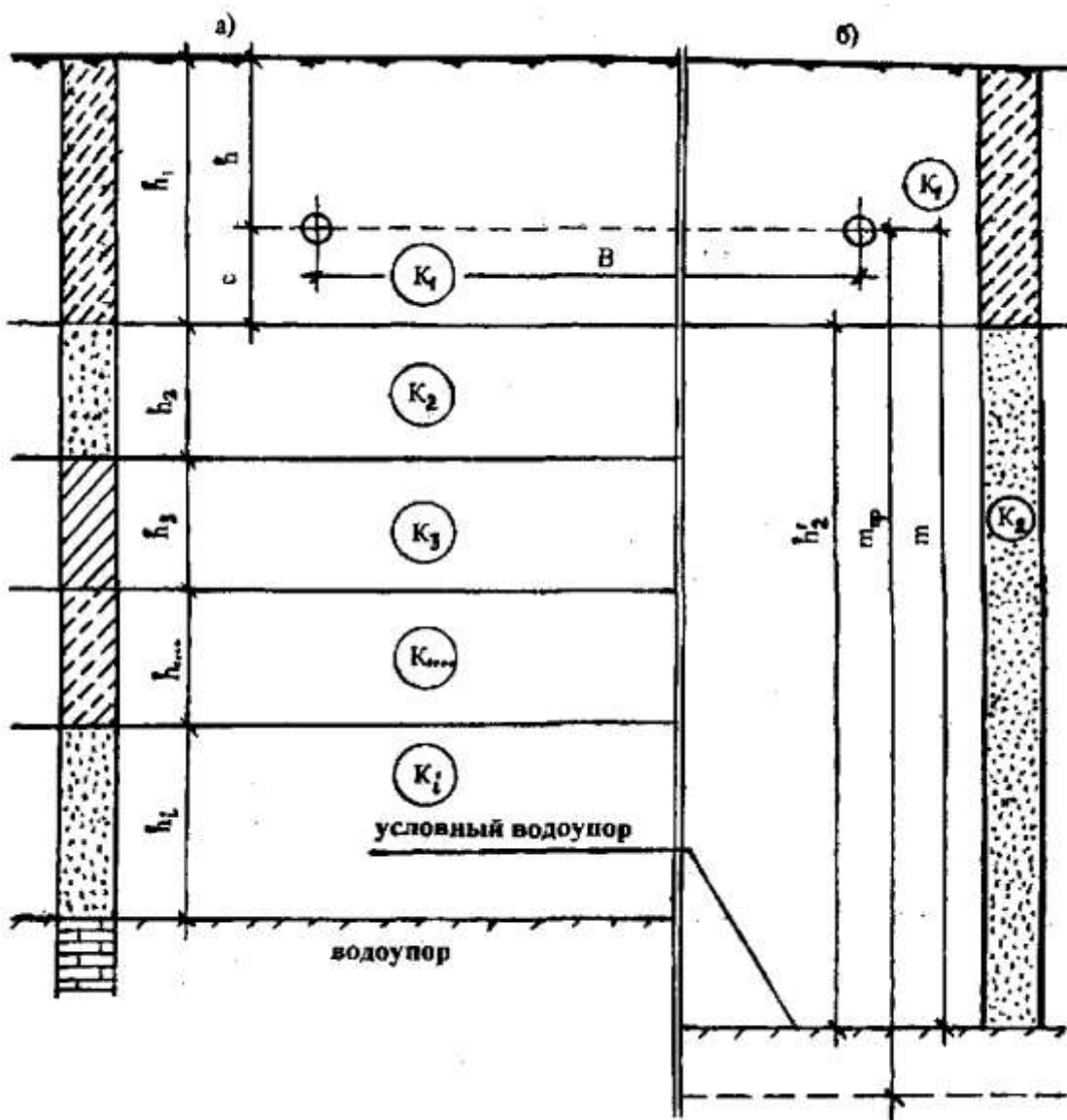


Рис. 1.3 Фильтрационная схема к расчету междреннего расстояния в условиях напластования грунтов:

а – исходная схема по данным изысканий; б – расчетная схема, приведенная к двухслойной среде.

### 1.2.2 Расчётные формулы

Расстояния между дренами при грунтовом и грунтово-атмосферном типах водного питания рекомендуется определять из условия обеспечения требуемого снижения УГВ по формулам стационарной (установившейся) фильтрации [12]:

а) для случая близкого залегания водоупора (при  $m_{\text{пр}} \leq B/4$ ) и расположении дренажа на водоупоре ( $m_{\text{пр}} = 0$ ):

$$B=4\left(\sqrt{L_f^2 + \frac{H \cdot T}{2q}} - L_f\right), \text{ м} \quad (1.9)$$

б) для случая глубокого залегания водоупора (при  $m_{\text{пр}} \geq B/4$ ):

$$B = \frac{2 \cdot \pi \cdot K \cdot H}{q \cdot \left[ \ln\left(\frac{2 \cdot B}{\pi \cdot d}\right) + L_i \right]}, \text{ м} \quad (1.10)$$

В этих формулах:

а) для однородной (однослойной) среды (см. рис. 1.4),  $m_{\text{пр}} = m$ :

$$m = h_1 - h, \text{ м} \quad (1.11)$$

$$L_f = \frac{m}{\pi} \cdot \left[ \ln\left(\frac{2 \cdot m}{\pi \cdot d}\right) + \frac{2h_0}{m} \cdot \ln\left(\frac{4h_0}{\pi \cdot d}\right) + \left(1 + \frac{2 \cdot h_0}{m}\right) \cdot L_i \right], \text{ м} \quad (1.12)$$

$$T = \kappa \cdot (m + h_0), \text{ м}^2/\text{сут} \quad (1.13)$$

б) при расположении дренажа на водоупоре ( $m_{\text{пр}} = m=0$ ,  $h = h_1$ ):

$$L_f = \frac{2 \cdot h_0}{\pi} \cdot \left[ \ln \left( \frac{4 \cdot h_0}{\pi \cdot d} \right) + L_i \right], \text{ м} \quad (1.14)$$

$$T = K \cdot h_0, \text{ м}^2/\text{сут} \quad (1.15)$$

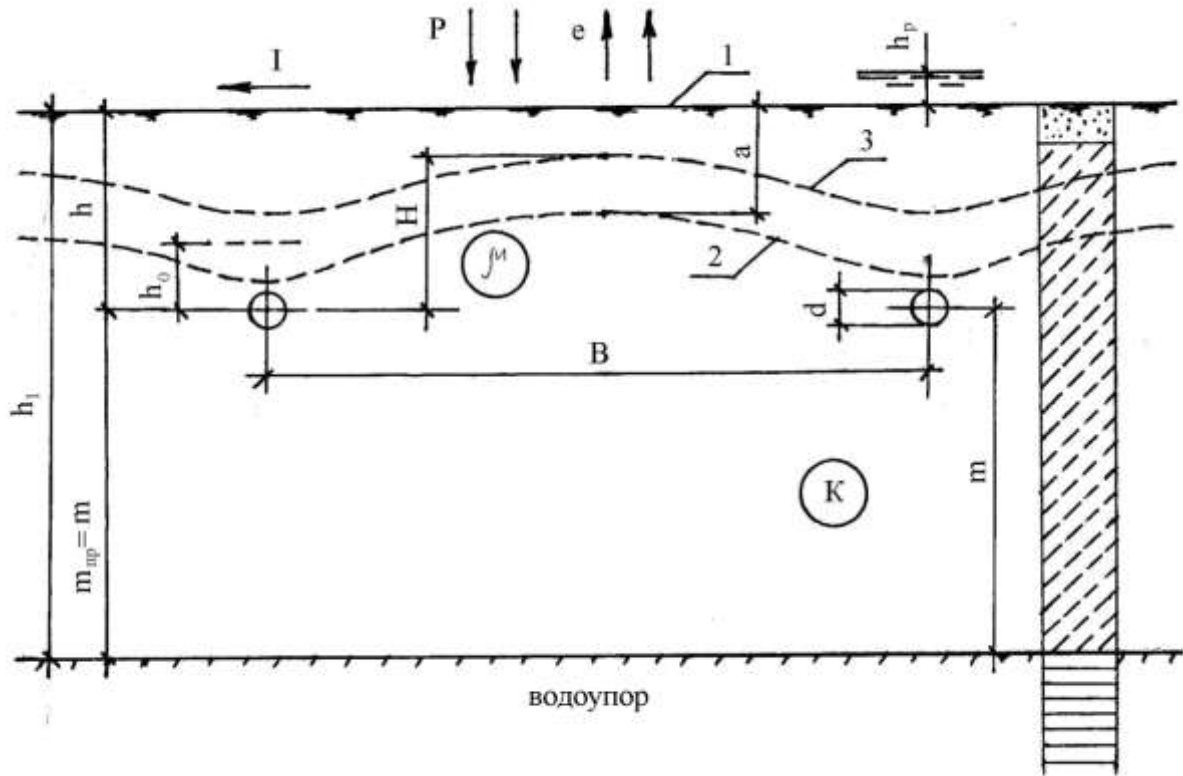


Рис. 1.4 Схема к расчету междренного расстояния в однородной (одно-  
слойной) среде:

1- поверхность земли (исходное положение УГВ); 2 - положение УГВ к  
концу расчетного периода; 3 - среднее расчетное (промежуточное) по-  
ложение депрессионной кривой.

в) для двухслойной среды при расположении дренажа в верхнем слое (см.  
рис. 1.5):

$$C = h_1 - h, \text{ м} \quad (1.16)$$

$$m_{\text{пр}} = C + \frac{K_2}{K_1} \cdot h_2, \text{ м} \quad (1.17)$$

$$m = C + h_2, \text{ м} \quad (1.18)$$

$$L_f = \beta \cdot \frac{K_2}{K_1} \cdot \frac{m}{\pi} \cdot \left[ \ln\left(\frac{2 \cdot m}{\pi \cdot d}\right) + \frac{2 \cdot h_0}{m} \cdot \ln\left(\frac{4 \cdot h_0}{\pi \cdot d}\right) + \left(1 + \frac{2 \cdot h_0}{m}\right) \cdot L_i \right] +$$

$$+ \frac{K_1 - K_2}{K_1} \cdot \frac{c}{\pi} \cdot \left[ \ln\left(\frac{2 \cdot c}{\pi \cdot d}\right) + \frac{2 \cdot h_0}{c} \cdot \ln\left(\frac{4 \cdot h_0}{\pi \cdot d}\right) + \left(1 + \frac{2 \cdot h_0}{c}\right) \cdot L_i \right], \text{ м} \quad (1.19)$$

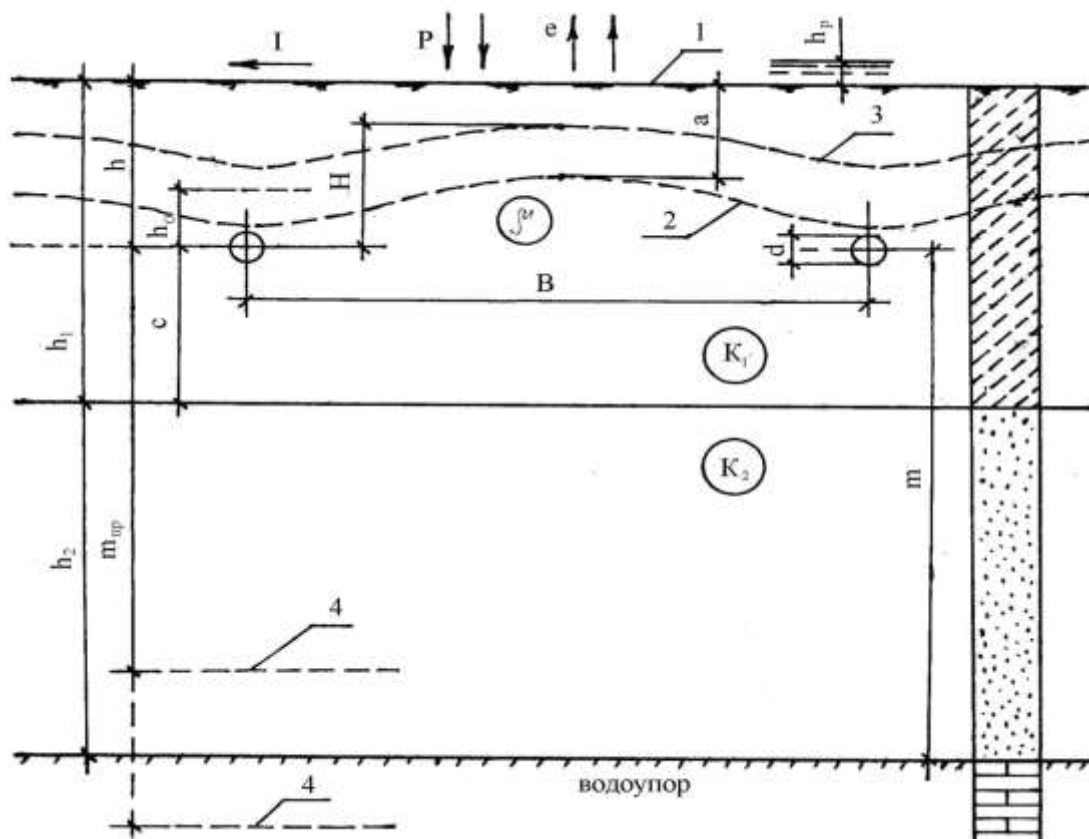


Рис. 1.5 Схема к расчету междренного расстояния в двухслойной среде (дренаж в верхнем слое):

1- поверхность земли (исходное положение УГВ); 2- положение УГВ к концу расчетного периода; 3- среднее расчетное (промежуточное) положение депрессионной кривой; 4 - условное положение водоупора.

$$T = K_1 \cdot (h_0 + c) + K_2 \cdot h_2, \text{ м}^2/\text{сут} \quad (1.20)$$

В формуле (1.19):

$$\beta = 1 - (0,21 \cdot \sqrt{\lambda} \pm \lambda \cdot r) \cdot \lg M \quad (1.21)$$

$$r = \frac{0,5 \cdot d}{C + h_0} \quad (1.22)$$

$$\lambda = \frac{K_2 - K_1}{K_2 + K_1} \quad (1.23)$$

$$M = \frac{h_2}{C + h_0} \quad (1.24)$$

В формуле (1.21) следует принимать:

- при  $\lambda \leq 0$  значение поправочного коэффициента  $\beta = 1$ ;

- при  $M > 1$  ставится знак «+», а при  $M < 1$  знак «-»

г) для многослойной среды и расположении дренажа в верхнем слое (см. рис. 1.3):

$$C = h_1 - h, \text{ м}$$

$$h'_2 - \text{ по формуле (1.7)}$$

$$m_{\text{пр}} = C + \frac{K_2}{K_1} \cdot h'_2, \text{ м (ф-ла 1.8)}$$

$$m = C + h_2, \text{ м (ф-ла 1.18)}$$

$$L_f - \text{ по формуле 1.19}$$

$$T = K_1 \cdot (h_0 + C) + K_2 \cdot h_2, \text{ м}^2/\text{сут (ф-ла 1.20)}$$

$$K = K_1 - \text{ в формулах (1.10 и 1.29)}$$

$$h_1 = h'_2 - \text{ в формуле (1.24)}$$

д) независимо от сложности геологического профиля:

$$H = h - 0,6 \cdot a, \text{ м} \quad (1.25)$$

$$h_0 = 0,5 \cdot H, \text{ м} \quad (1.26)$$

$$q = \frac{h_p + \mu \cdot a + (p - e) \cdot t}{t}, \text{ м/сут} \quad (1.27)$$

Для незатапливаемых территорий:

$$h_p = H_p \cdot (1 - \sigma), \text{ м} \quad (1.28)$$

Коэффициенты водоотдачи:

- для минеральных почвогрунтов (формула Эркина Г.Д.):

$$\mu = 0,056 K^{1/2} \cdot (h - H)^{1/3} \quad (1.29)$$

для торфяных почвогрунтов (формула Ивицкого А.И.):

$$\mu = 0,116 \cdot K^{3/8} \cdot (h - H)^{3/4} \quad (1.30)$$

Во всех вышеприведённых формулах:

$m_{np}$  – приведённое к верхнему пласту расстояние от оси дрены до водоупора, м;

$m$  – расстояние от оси дрены до водоупора, м;

$H$  – расчётный напор над дренажом, м;

$h$  – расчётная глубина укладки дрен, м;

$d$  – наружный диаметр дренажных труб, м;

$K, K_0, K_1, K_2 \dots K_i$  – коэффициенты фильтрации соответствующих водоносных пластов, м/сут;

$C$  – расстояние от оси дрены до подошвы верхнего пласта, м;

$T$  – водопроводимость пластов, м<sup>2</sup>/сут;

$q$  – расчётная интенсивность отвода воды (модуль дренажного стока), м/сут;

$h_1, h_2 \dots h_i$  - мощности соответствующих водоносных пластов, м;  
 $a$  – требуемая норма осушения на конец расчётного периода (см. прилож. 1.1);  
 $H_p$  – слой стока весеннего половодья для года расчётной обеспеченности, м;  
 $\sigma$  - коэффициент поверхностного стока (см. табл. 1.3)

Таблица 1.3 - Коэффициенты поверхностного стока [12]

Водопроницаемость грунтов	Коэффициент поверхностного стока при:		
	коэффициенте фильтрации, м/сут	уклонах поверхности	
		слабом (менее 0,01)	среднем (0,01-0,05)
Хорошая	2,0	0,1-0,2	0,15-0,25
Средняя	1,0	0,15-0,25	0,2-0,3
Ниже средней	0,5	0,2-0,3	0,25-0,45
Слабая	0,1	0,25-0,4	0,3-0,6
Мёрзлый грунт	-	0,3-0,6	0,41-0,75

$I$  - уклон поверхности земли;

$p, e$  – суточная интенсивность соответственно атмосферных осадков и испаряемости в расчётный период для года расчётной обеспеченности, м/сут.;

$t$  – продолжительность расчётного периода, сут;

$L_f$  – общие фильтрационные сопротивления, м;

$L_i$  – коэффициенты фильтрационных сопротивлений в зависимости от характера вскрытия пласта и конструкции дренажа (см. табл. 1.4).

Таблица 1.4 - Фильтрационные сопротивления по характеру вскрытия пласта и конструкции дрен [12]

№ п/п	Характеристика конструкции дренажа	$L_i$
1	Гончарные (керамические) трубы без фильтра	8,0
	то же, с обёрткой стыков рулонными защитно-фильтрующими	

	материалами	3,0
	то же, со сплошной обёрткой	1,0
2	Гофрированные пластмассовые трубы без фильтра	4,0
	то же, с обёрткой стыков рулонными защитно-фильтрующими материалами	0,5
3	При устройстве объемных фильтров толщиной 20 см и более	0,0

Следует отметить, что в результате расчёта могут быть получены значения (В), значительно отличающиеся от принятых на практике (см. прилож. 3.1).

В этом случае рекомендуется:

1. При отклонении результата в большую сторону – принять (В) на основе практических рекомендаций.
2. При отклонении результата в меньшую сторону – принимать (В) на основе расчетных данных.

Проектные расстояния между дренами округляются (обычно в запас расчёту) с соблюдением определённого шага кратности («2м» - при  $V < 24$  м; «5м» - при  $V > 25$  м).

### **1.3. Особенности расчёта междреннего расстояния на торфяниках**

В процессе осушения происходит уплотнение и осадка торфяной залежи, что приводит к изменению многих свойств торфа, в т.ч. и водно-физических (увеличивается плотность, снижаются коэффициенты фильтрации и водоотдачи и пр.).

При проектировании необходимо прогнозировать эти изменения (как минимум, для первых 3-5 лет осушения) и учитывать их при установлении расчётных параметров. Прогнозирование изменений может производиться как расчётным путём (определение осадки торфа, коэффициентов фильтрации, водоотдачи и пр.), так и на основе практических рекомендаций.



Наиболее распространёнными являются условия двухслойной среды при расположении дренажа в верхнем слое (торфянике). В это случае, учитывая вышеуказанные особенности изменения торфа, рекомендуется перейти к многослойной схеме, а именно:

- торфяная залежь условно расчленяется на два слоя на уровне расположения дренажа (см. рис. 1.8): наддренный слой, подверженный сильным изменениям и поддренный – менее изменяемый.

- полученная таким образом многослойная среда переводится в двухслойную на основе формулы (1.7), и расчёт производится по формулам двухслойной фильтрационной схемы (рис. 1.5), где расчётные показатели  $h_2^|$ ,  $m_{пр}$ ,  $m$  при  $C=0$  совпадут, т.е.:  $m_{пр} = m = h_2^|$ .

Формула общих фильтрационных сопротивлений в расчётах по формуле (1.9) при  $C = 0$  будет иметь вид:

$$L_f = \beta \cdot \frac{K_1}{K_0} \cdot \frac{m}{\pi} \cdot \left[ \ln\left(\frac{2 \cdot m}{\pi \cdot d}\right) + \frac{2 \cdot h_0}{m} \cdot \ln\left(\frac{4 \cdot h_0}{\pi \cdot d}\right) + \left(1 + \frac{2 \cdot h_0}{m}\right) \cdot L_i \right] + \frac{K_0 - K_1}{K_0} \times \\ \times \frac{2 \cdot h_0}{\pi} \cdot \left[ \ln\left(\frac{4 \cdot h_0}{\pi \cdot d}\right) + L_i \right], \text{ м} \quad (1.31)$$

#### 1.4. Примеры расчёта расстояний между дренами

Общие исходные данные для всех нижеприведённых примеров расчёта:

1. Местоположение объекта мелиорации – Брянская область.
2. Сельскохозяйственное использование земель – пашня (овощной севооборот).
3. Гидрометеорологические характеристики по расчётному весеннему периоду для года 10% обеспеченности:  $H_p = 140 - 144$  мм,  $p = 2,6$  мм/сут,  $e = 0,7$  мм/сут.

4. Данные по объекту осушения и дренажу:
- состояние поверхности объекта:  $I = 0,003$ ,  $\sigma = 0,5$ ;
  - дренаж: трубы гончарные  $d_y = 50$  мм ( $d = d_n = 72$  мм),  $h = 1,35-1,45$  м (в минеральных почвогрунтах),  $h = 1,4-1,5$  м – в торфяниках, фильтрационная защита – сплошное укрытие рулонными ЗФМ ( $L_i = 1,0$ ).
5. Режим осушения для весеннего периода:  $t = 12$  сут,  $a = 0,5$  м – для минеральных почвогрунтов,  $a = 0,6$  м – для торфяников.

**а) однослойная (однородная) среда (рис. 1.4)**

Исходные гидрогеологические показатели: водоносный пласт – супесь,  $h_1 = 15$  м,  $K = 0,55$  м/сут.

**Расчёт**

$$m = 15,0 - 1,3 = 13,7 \text{ м}$$

$$m_{пр}, = m = 13,7 \text{ м}$$

$$H = 1,3 - 0,6 \cdot 0,5 = 1,0 \text{ м}$$

$$h_0 = 0,5 \cdot 1,0 = 0,5 \text{ м}$$

$$T = 0,55 (13,7 + 0,5) = 7,81 \text{ м}^2/\text{сут}$$

$$L_f = \frac{13,7}{3,14} \cdot \left[ \ln \left( \frac{2 \cdot 13,7}{3,14 \cdot 0,072} \right) + \frac{2 \cdot 0,5}{13,7} \cdot \ln \left( \frac{4 \cdot 0,5}{3,14 \cdot 0,072} \right) + \left( 1 + \frac{2 \cdot 0,5}{13,7} \right) \cdot 1,0 \right] = 26,3 \text{ м}$$

$$h_p = 0,14 \cdot (1 - 0,5) = 0,07 \text{ м}$$

$$\mu = 0,056 \cdot 0,55^{1/2} \cdot (1,3 - 1,0)^{1/3} = 0,028$$

$$q = \frac{0,070 + 0,028 \cdot 0,5 + (0,0026 - 0,0007) \cdot 12}{12} = 0,0089 \text{ м/сут}$$

По формуле (1.9) получаем:

$$B=4\left(\sqrt{26,3^2 + \frac{1,0 \cdot 7,81}{2 \cdot 0,0089}} - 26,3\right) = 29,3 \text{ м}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{29,3}{4} = 7,32 \text{ м} < 13,7 \text{ м} \left(m_{\text{пр}} > \frac{B}{4}\right), \text{ следовательно формула (1.9) является}$$

неприемлемой, т.е. имеет место случай глубокого залегания водоупора.

Переходим к расчёту по формуле (1.10):

$$B = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 0,55 \cdot 1,0}{0,0089 \cdot \left[\ln\left(\frac{2 \cdot B}{3,14 \cdot 0,072}\right) + 1,0\right]}, \text{ м}$$

Произведя соответствующие упрощения, получаем уравнение:

$$B = \frac{388,09}{\ln(8,85 \cdot B) + 1,0}$$

Решая уравнение подбором, получаем  $B = 54 \text{ м}$ .

$$\frac{B}{4} = \frac{54}{4} = 13,5 \text{ м} < 13,7 \text{ м} \left(m_{\text{пр}} > \frac{B}{4}\right), \text{ следовательно имеет место случай}$$

глубокого залегания водоупора, т.е. формула (1.10) является приемлемой.

### **Выводы**

1. Полученное расчётом значение ( $B$ ) значительно отличается (в большую сторону) от практических рекомендаций.
2. Снижаем результат до уровня практических рекомендаций (см. прилож. 3.1).
3. Принятое к проектированию расстояние между дренами составит  $B = 35 \text{ м}$ .

***б) двухслойная среда (рис. 1.5)***

Исходные гидрогеологические показатели:

- верхний водоносный пласт – супесь,  $h=4$  м,  $K_1 = 0,45$  м/сут.;
- второй водоносный пласт – песок,  $h_2 = 6$  м,  $K_2 = 1,50$  м/сут.;
- глубже 10 м – глина (водоупор).

### Расчёт

$$C = 4,0 - 1,3 = 2,7 \text{ м}$$

$$m = 6,0 + 2,7 = 8,7 \text{ м}$$

$$H = 1,3 - 0,6 \cdot 0,5 = 1,0 \text{ м}$$

$$h_0 = 0,5 \cdot 1,0 = 0,5 \text{ м}$$

$$T = 0,45 (2,7 + 0,5) + 1,50 \cdot 6,0 = 10,44 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

$$r = \frac{0,5 \cdot 0,072}{2,7 + 0,5} = 0,011$$

$$\lambda = \frac{1,50 - 0,45}{1,50 + 0,45} = 0,54$$

$$M = \frac{6,0}{2,7 + 0,5} = 1,875$$

$$\beta = 1 - (0,21 \cdot \sqrt{0,54} + 0,54 \cdot 0,011) \cdot \lg 1,875 = 0,96$$

$$L_f = 0,96 \cdot \frac{1,50}{0,45} \cdot \frac{8,7}{3,14} \cdot \left[ \ln \left( \frac{2 \cdot 8,7}{3,14 \cdot 0,072} \right) + \frac{2 \cdot 0,5}{8,7} \cdot \ln \left( \frac{4 \cdot 0,5}{3,14 \cdot 0,072} \right) + \left( 1 + \frac{2 \cdot 0,5}{8,7} \right) \cdot 1,0 \right] +$$
$$+ \frac{0,45 - 1,50}{0,45} \cdot \frac{2,7}{3,14} \cdot \left[ \ln \left( \frac{2 \cdot 2,7}{3,14 \cdot 0,072} \right) + \frac{2 \cdot 0,5}{2,7} \cdot \ln \left( \frac{4 \cdot 0,5}{3,14 \cdot 0,072} \right) + \left( 1 + \frac{2 \cdot 0,5}{2,7} \right) \cdot 1,0 \right] = 39,89 \text{ м}$$

$$\mu = 0,056 \cdot 0,45^{1/2} \cdot (1,3 - 1,0)^{1/3} = 0,025$$

$$h_p = 0,14 \cdot (1 - 0,5) = 0,07 \text{ м}$$

$$q = \frac{0,070 + 0,025 \cdot 0,5 + (0,0026 - 0,0007) \cdot 12}{12} = 0,0088 \text{ м/сут}$$

По формуле (1.9) получаем:

$$B = 4 \left( \sqrt{39,89^2 + \frac{1,0 \cdot 10,44}{2 \cdot 0,0088}} - 39,89 \right) = 27,4 \text{ м}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{27,4}{4} = 6,85 \text{ м} < 22,7 \text{ м} \left( m_{\text{пр}} > \frac{B}{4} \right), \text{ следовательно, имеет место случай}$$

глубокого залегания водоупора, а формула (1.9) является неприемлемой для расчёта.

Переходим к расчёту по формуле (1.10):

$$B = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 0,45 \cdot 1,0}{0,0088 \cdot \left[ \ln \left( \frac{2 \cdot B}{3,14 \cdot 0,072} \right) + 1,0 \right]}, \text{ м}$$

Произведя соответствующие упрощения, получаем уравнение:

$$B = \frac{321,14}{\ln(8,85 \cdot B) + 1,0}$$

Решая уравнение подбором, получаем  $B = 45,8 \text{ м}$

$$\frac{B}{4} = \frac{45,8}{4} = 11,45 \text{ м} < 22,7 \text{ м} \left( m_{\text{пр}} > \frac{B}{4} \right), \text{ следовательно, имеет место случай}$$

глубокого залегания водоупора, что соответствует использованной формуле (1.10).

## Выводы

1. Расчётное значение ( $B$ ) отличается в большую сторону от принятых в практике мелиорации (см. прилож. 3.1).
2. Рекомендуется снизить результат (в запас расчёту) до уровня практических рекомендаций.

3. Принятое к проектированию расстояние между дренами составит  $B=30\text{м}$ .

*в) многослойная среда (рис. 1.6)*

Исходные гидрогеологические показатели приведены на расчётной схеме (см. рис. 1.6).

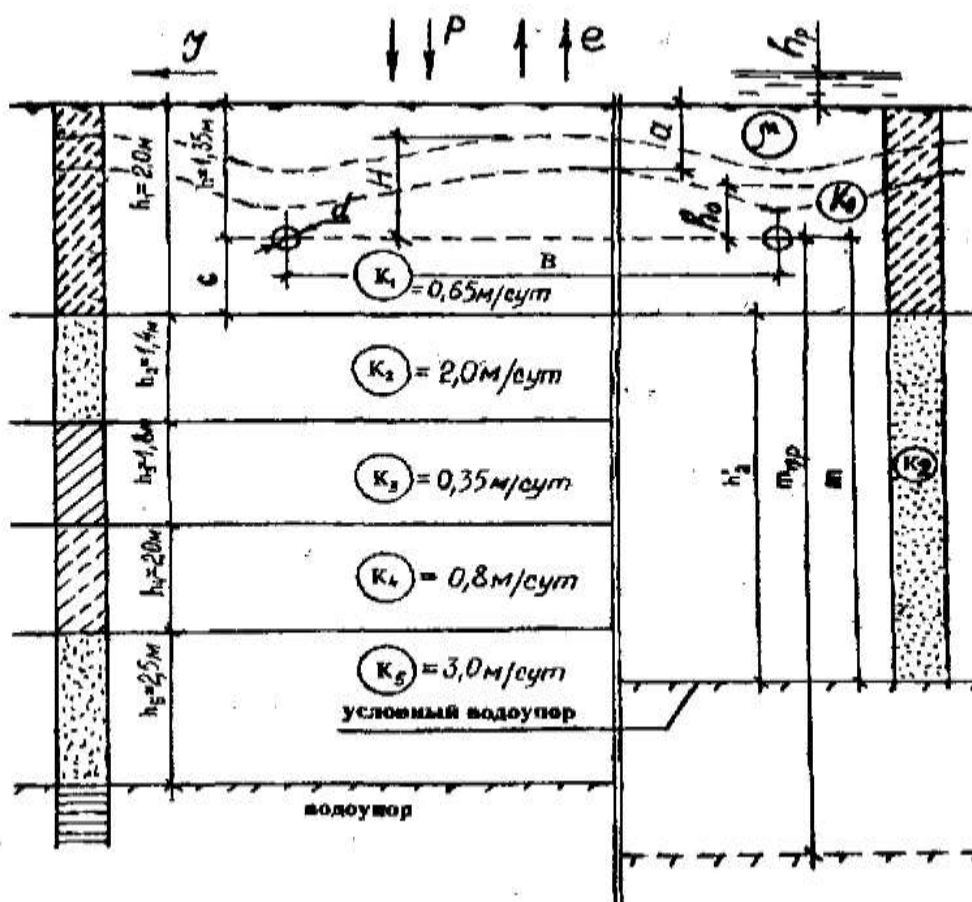


Рис. 1.6 Схема к расчету расстояния между дренами в условиях многослойной среды

Напластование грунтов приводим ко второму слою с  $K_2 = 2.0\text{ м/сут}$ , определив приведённую мощность второго слоя по формуле (1.7):

$$h'_2 = h_2 + \frac{K_3}{K_2} \cdot h_3 + \frac{K_4}{K_2} \cdot h_4 + \frac{K_5}{K_2} \cdot h_5 = 1,4 + \frac{0,35}{2,0} \cdot 1,8 + \frac{0,8}{2,0} \cdot 2,0 + \frac{0,8}{2,0} \cdot 2,5 = 6,3 \text{ м}$$

Далее расчёт производим по методике расчёта дренажа в двухслойной среде.

Расчётное расстояние от оси дрены до водоупора:

$$m = h'_2 + h_1 - h = 6,3 + 2,0 - 1,35 = 6,95 \text{ м}$$

Приведённое (к первому слою) расстояние от оси дрены до водоупора:

$$m_{np} = C + \frac{K_2}{K_1} \cdot h_2 = 0,65 + \frac{2,0}{0,65} \cdot 6,3 = 20,1 \text{ м},$$

где  $C = h_1 - h = 2,0 - 1,35 = 0,65 \text{ м}$ .

Остальные расчётные показатели:

$$H = 1,35 - 0,6 \cdot 0,5 = 1,05 \text{ м}$$

$$h_0 = 0,5 \cdot 1,05 = 0,525 \text{ м}$$

$$T = 0,65 (0,525 + 0,65) + 2,0 \cdot 6,3 = 13,36 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

$$r = \frac{0,5 \cdot 0,072}{0,65 + 0,525} = 0,031$$

$$\lambda = \frac{2,0 - 0,65}{2,0 + 0,65} = 0,51$$

$$M = \frac{6,3}{0,65 + 0,525} = 5,36$$

$$\beta = 1 - (0,21 \cdot \sqrt{0,51} + 0,51 \cdot 0,031) \cdot \lg 5,36 = 0,88$$

$$\begin{aligned} L_f &= 0,88 \cdot \frac{2,0}{0,65} \cdot \frac{6,95}{3,14} \cdot \left[ \ln \left( \frac{2 \cdot 6,95}{3,14 \cdot 0,072} \right) + \frac{2 \cdot 0,525}{6,95} \cdot \ln \left( \frac{4 \cdot 0,525}{3,14 \cdot 0,072} \right) + \left( 1 + \frac{2 \cdot 0,525}{0,65} \right) \cdot 1,0 \right] + \\ &+ \frac{0,65 - 2,0}{0,65} \cdot \frac{0,65}{3,14} \cdot \left[ \ln \left( \frac{2 \cdot 0,65}{3,14 \cdot 0,072} \right) + \frac{2 \cdot 0,525}{0,65} \cdot \ln \left( \frac{4 \cdot 0,525}{3,14 \cdot 0,072} \right) + \left( 1 + \frac{2 \cdot 0,525}{0,65} \right) \cdot 1,0 \right] = \\ &= 33,6 - 3,4 = 30,2 \text{ м} \end{aligned}$$

$$\mu = 0,056 \cdot 0,65^{1/2} \cdot (1,35 - 1,05)^{1/3} = 0,03$$

$$h_p = 0,14 \cdot (1 - 0,5) = 0,07 \text{ м}$$

$$q = \frac{0,07 + 0,03 \cdot 0,5 + (0,0026 - 0,0007) \cdot 12}{12} = 0,009 \text{ м/сут}$$

По формуле (1.9) получаем:

$$B = 4 \left( \sqrt{30,2^2 + \frac{1,05 \cdot 13,36}{2 \cdot 0,009}} - 30,2 \right) = 43,7 \text{ м}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{43,7}{4} = 10,9 \text{ м} < m_{\text{пр}} = 20,1 \text{ м} \left( m_{\text{пр}} > \frac{B}{4} \right), \text{ следовательно имеет место}$$

случай глубокого залегания водоупора, а формула (1.9) является неприемлемой для расчёта.

Выполняем расчёт по формуле (1.10):

$$B = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 0,65 \cdot 1,05}{0,009 \cdot \left[ \ln \left( \frac{2 \cdot B}{3,14 \cdot 0,072} \right) + 1,0 \right]} = \frac{476,23}{\ln(8,85 \cdot B) + 1,0}$$

Решая уравнение подбором, получаем  $B = 64,7 \text{ м}$

$$\frac{B}{4} = \frac{64,7}{4} = 16,2 \text{ м} < m_{\text{пр}} = 20,1 \text{ м} \left( m_{\text{пр}} > \frac{B}{4} \right), \text{ что подтверждает случай глу-$$

бокого залегания водоупора.

## Выводы

1. Расчётное расстояние  $B = 64,7 \text{ м}$  значительно отличается от практических рекомендаций (для супеси до 35 м, см. прилож. 3.1), что указывает на возможность снижения результата в запас расчёту.
2. Принимаем к проектированию расстояние между дренами  $B=35\text{м}$ .



*2) дренаж в торфяниках, подстилающихся водоупорными пластами (рис. 1.7)*

Исходные гидрогеологические показатели:

- торф мощностью  $H_T = 4,5$  м, ( $K = 1,8$  м/сут).

Прогнозируемые показатели торфа:

- осадка  $\delta = 0,15$  м;

- коэффициенты фильтрации: наддренной толщи  $K_1 = 0,43$  м/сут, поддренной  $K_2 = 1,1$  м/сут.

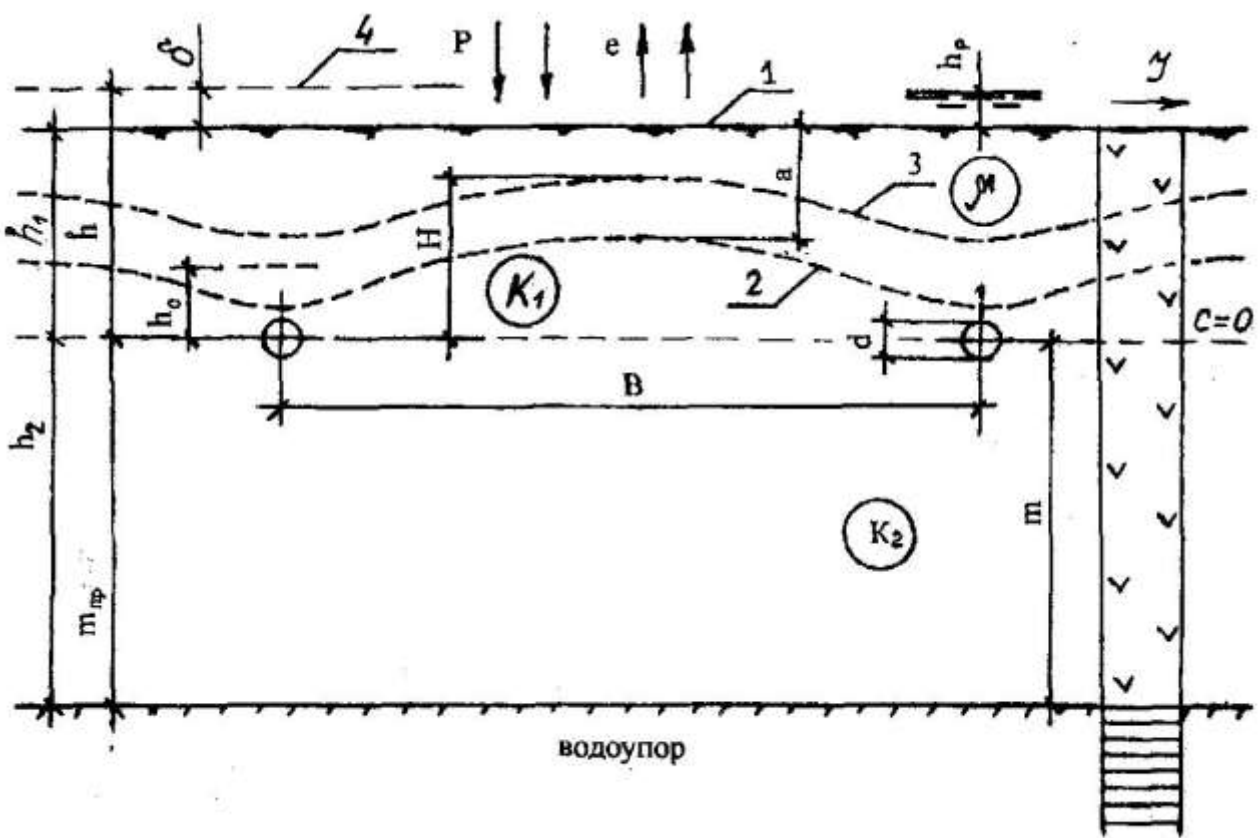


Рис. 1.7 Схема к расчету междренного расстояния при расположении торфа на слабоводопроницаемых грунтах (водоупорах).

1- поверхность земли (исх. положение УГВ); 2 – положение депрессионной кривой к концу расчетного периода; 3 – расчетное (промежуточное) положение депрессионной кривой; 4 – поверхность земли до осушения.

### Расчёт

Разбиваем торфяную залежь на два слоя по уровню расположения дренажа:

$$h_2 = H_T - h = 4,5 - 1,5 = 3,0 \text{ м}$$

$$h_1 = h - \delta = 1,5 - 0,15 = 1,35 \text{ м}$$

Расчёт ведём по формулам методики двухслойной среды ( $C=0$ ,  $m = m_{пр} = h_2 = 3,0 \text{ м}$ ):

$$H = 1,35 - 0,6 \cdot 0,6 = 0,99 \text{ м}$$

$$h_0 = 0,5 \cdot 0,99 = 0,49 \text{ м}$$

$$T = 0,43 (0,49 + 0,00) + 1,1 \cdot 3,0 = 3,51 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

$$r = \frac{0,5 \cdot 0,072}{0,0 + 0,49} = 0,073$$

$$\lambda = \frac{1,1 - 0,43}{1,1 + 0,43} = 0,44$$

$$M = \frac{3,0}{0,0 + 0,49} = 6,12$$

$$\beta = 1 - (0,21 \cdot \sqrt{0,44} + 0,44 \cdot 0,073) \cdot \lg 6,12 = 0,866$$

Общие фильтрационные сопротивления по формуле (1.31):

$$L_f = 0,866 \cdot \frac{1,1}{0,43} \cdot \frac{3,0}{3,14} \cdot \left[ \ln \left( \frac{2 \cdot 3,0}{3,14 \cdot 0,072} \right) + \frac{2 \cdot 0,49}{3,0} \cdot \ln \left( \frac{4 \cdot 0,49}{3,14 \cdot 0,072} \right) + \left( 1 + \frac{2 \cdot 0,49}{3,0} \right) \cdot 1,0 \right] +$$

$$+ \frac{0,43 - 1,1}{0,43} \cdot \frac{2 \cdot 0,49}{3,14} \cdot \left[ \ln \left( \frac{4 \cdot 0,49}{3,14 \cdot 0,072} \right) + 1,0 \right] = 11,26 - 1,54 = 9,72 \text{ м}$$

$$\mu = 0,116 \cdot 0,43^{3/8} \cdot (1,35 - 0,99)^{3/4} = 0,039$$

$$h_p = 0,14 \cdot (1 - 0,5) = 0,07 \text{ м}$$

$$q = \frac{0,07 + 0,039 \cdot 0,6 + (0,0026 - 0,0007) \cdot 12}{12} = 0,0097 \text{ м/сут}$$

По формуле (1.9) получаем:

$$B=4\left(\sqrt{9,72^2 + \frac{0,99 \cdot 3,51}{2 \cdot 0,0097}} - 9,72\right) = 27,28 \text{ м}$$

$\frac{B}{4} = \frac{27,28}{4} = 6,82 \text{ м} > m_{\text{пр}} = 3,0 \text{ м}$ , что указывает на правильность применения формулы (1.9).

### **Выводы**

1. Полученное расчётом расстояние  $B = 27,28 \text{ м}$  близко к рекомендуемым на практике размерам (см. прилож. 3.2).
2. Окончательно принимаем к проектированию расстояние между дренами,  $B=25\text{м}$  (с округлением в запас расчёту).

#### ***д) дренаж в торфяниках, подстилающихся хорошо водопроницаемыми пластами (рис. 1.8)***

Исходные гидрогеологические показатели по профилю:

- торф мощностью  $H_T = 3,0 \text{ м}$ , ( $K = 2,5 \text{ м/сут}$ ),
- песок ( $h_3 = 5,5 \text{ м}$ ,  $K_3 = 2,2 \text{ м/сут}$ );
- тяжёлый суглинок (водоупор).

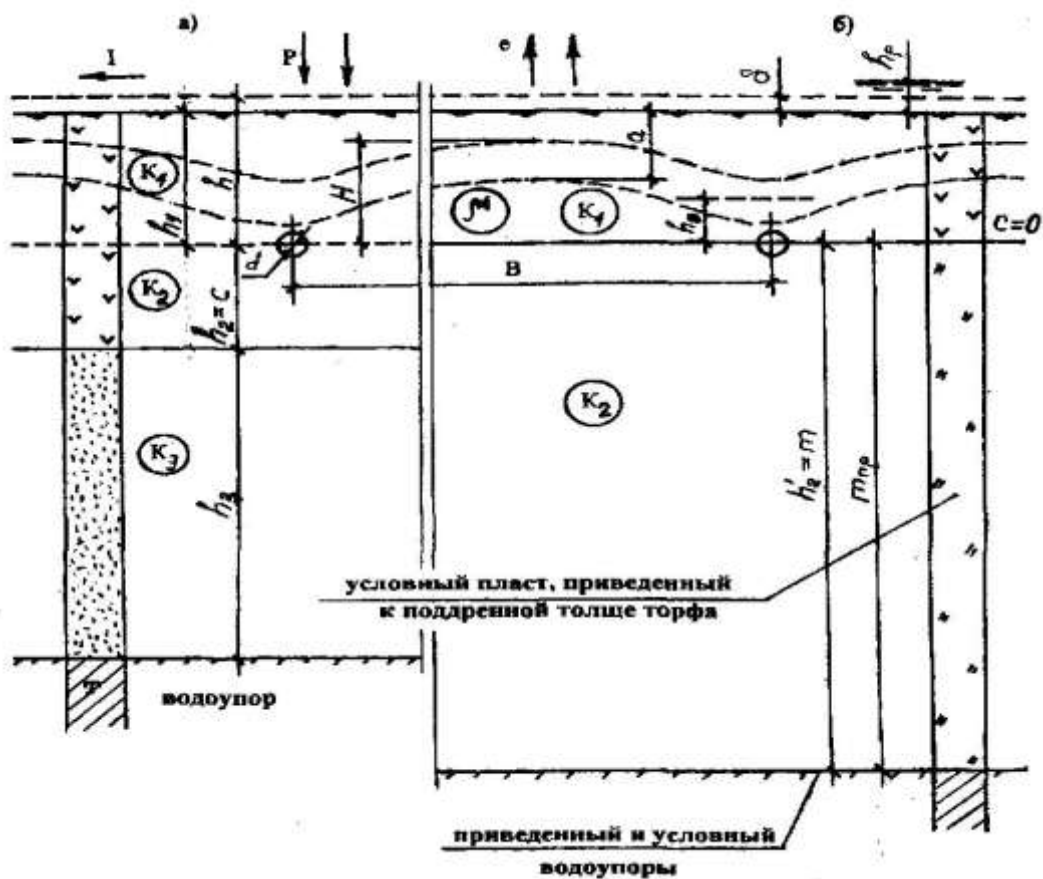


Рис. 1.8 Схема к расчету междренного расстояния на торфяниках в условиях двухслойной среды:

а – исходная схема; б – расчетная схема

Прогнозируемые показатели торфа:

- осадка  $\delta = 0,14$  м;

- коэффициенты фильтрации: наддренной толщи  $K_1 = 0,54$  м/сут,

поддренной  $K_2 = 1,3$  м/сут.

Слой торфа разбиваем на два слоя (по оси дренажа), в результате чего получаем трёхслойную среду (см. рис 1.8а), где:

$$h_1 = h - \delta = 1,5 - 0,14 = 1,36 \text{ м}$$

$$h_2 = H_T - h = 3,0 - 1,5 = 1,5 \text{ м}$$

Трёхслойную среду приводим к расчётной двухслойной (см. рис. 1.8б), где:

$$C=0, m = m_{np} = h'_2 = h_2 + \frac{K_3}{K_2} \cdot h_3 = 1,5 + \frac{2,2}{1,3} \cdot 5,5 = 9,3 \text{ м.}$$

**Остальные расчётные показатели:**

$$H = 1,36 - 0,6 \cdot 0,6 = 1,0 \text{ м}$$

$$h_0 = 0,5 \cdot 1,0 = 0,5 \text{ м}$$

$$T = 0,54 (0,5 + 0,0) + 1,3 \cdot 9,3 = 12,36 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

$$r = \frac{0,5 \cdot 0,072}{0,0 + 0,5} = 0,072$$

$$\lambda = \frac{1,3 - 0,54}{1,3 + 0,54} = 0,41$$

$$M = \frac{9,3}{0,0 + 0,5} = 18,6$$

$$\beta = 1 - (0,21 \cdot \sqrt{0,41} + 0,41 \cdot 0,072) \cdot \lg 18,6 = 0,793$$

Общие фильтрационные сопротивления по формуле (1,31):

$$L_f = 0,793 \cdot \frac{1,3}{0,54} \cdot \frac{9,3}{3,14} \cdot \left[ \ln \left( \frac{2 \cdot 9,3}{3,14 \cdot 0,072} \right) + \frac{2 \cdot 0,5}{9,3} \cdot \ln \left( \frac{4 \cdot 0,5}{3,14 \cdot 0,072} \right) + \left( 1 + \frac{2 \cdot 0,5}{9,3} \right) \cdot 1,0 \right] +$$

$$+ \frac{0,54 - 1,3}{0,54} \cdot \frac{2 \cdot 0,5}{3,14} \cdot \left[ \ln \left( \frac{4 \cdot 0,5}{3,14 \cdot 0,072} \right) + 1,0 \right] = 32,5 - 1,4 = 31,1 \text{ м}$$

$$\mu = 0,116 \cdot 0,54^{3/8} \cdot (1,36 - 1,0)^{3/4} = 0,037$$

$$h_p = 0,14 \cdot (1 - 0,5) = 0,07 \text{ м}$$

$$q = \frac{0,07 + 0,037 \cdot 0,6 + (0,0026 - 0,0007) \cdot 12}{12} = 0,0096 \text{ м/сут}$$

По формуле (1.9) получаем:

$$B=4\left(\sqrt{31,1^2 + \frac{1,0 \cdot 12,36}{2 \cdot 0,0096}} - 31,1\right) = 36,14 \text{ м}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{36,14}{4} = 9,03 \text{ м} < m_{\text{пр}} = 3,01 \text{ м}$$

Условие применимости формулы (1.9) не выполняется, расчёт проводим по формуле для случая глубокого залегания водоупора (по формуле 1.10):

$$B = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 0,54 \cdot 1,0}{0,0096 \cdot \left[ \ln\left(\frac{2 \cdot B}{3,14 \cdot 0,072}\right) + 1,0 \right]} = \frac{353,24}{\ln(8,85 \cdot B) + 1,0}$$

Подбором получаем  $B = 49,8 \text{ м}$

$$\frac{B}{4} = \frac{49,8}{4} = 12,45 \text{ м} > m_{\text{пр}} = 9,3 \text{ м}$$

### **Выводы**

1. Для обоих расчётных случаев (близкого и глубокого залегания водоупора) условия расчёта не выполняются, что говорит о попадании в переходную зону области использования расчётных формул.
2. Принимаем расчётный случай, где расхождение результата расчёта минимальное (случай глубокого залегания водоупора), т.е.  $B = 36,14 \text{ м}$ .
3. Окончательно принимаем к проектированию расстояние между дренами,  $B = 35 \text{ м}$ .

### **1.5 Расчёт междренних расстояний в условиях слабоводопроницаемых почвогрунтов**

### 1.5.1 Общие положения и расчётные показатели

В условиях грунтового и смешенного атмосферно-грунтового питания довольно часто имеют место случаи, когда верхние пласты представлены тяжёлыми по механическому составу грунтами (тяжёлая супесь, суглинок) с низкими коэффициентами фильтрации ( $K < 0,3$  м/сут). При расположении дренажа в верхних слабопроницаемых грунтах рекомендуется использовать методику, основанную на учёте данных механического состава почвогрунтов. В соответствии с этой методикой, расстояние между дренами определяется по формуле:

$$B = B_H \cdot K_n \cdot K, \text{ м} \quad (1.32)$$

где  $B$  – нормативное расстояние между дренами, определяемое по номограммам (см. прилож. 3.4);

$$K_n = \frac{K_{np}}{K_{pp}} \quad (1.33)$$

$K_{np}$  - коэффициент пересчёта для района проектирования (см. прилож.3.5);

$K_{pp}$  - коэффициент пересчёта для района разработки методики (например, для условий Прибалтики по Ц.Н. Шкинису  $K_{pp} = 0.8 - 0.9$ , см. прилож. 3.5);

$K$  – коэффициент, зависящий от природных условий проектируемого объекта, определяемый по зависимости:

$$K = K_1 \cdot \dots \cdot K_6 \quad (1.34)$$

где  $K_1 \dots K_6$  - коэффициенты, зависящие соответственно от степени водности района, степени оглеения почв, гидрогеологических условий, рельефа местности, химического состава почв и характера использования земель:

$$K_1 = \sqrt{\frac{q_{cp}}{q}} \quad (1.35)$$

где  $q_{cp}$  – средний для региона (области) дренажный сток расчётного периода;

$q$  – требуемая интенсивность дренирования в условиях района проектирования.

Для установления коэффициентов  $K_2 \dots K_5$  ниже приводятся справочные таблицы (табл. 1.5, 1.6 и 1.7).

Таблица 1.5 - Поправочные коэффициенты на степень оглеения и химический состав почв

Обозначение коэфф.	Характеристика условий	Количество фракций $d < 0,01$ мм, %			
		90 -70	70-40	40-20	<20
$K_2$	Наличие оглеения:				
	- имеются признаки оглеения	0,85	0,90	0,95	1,00
	- глееватые почвы	0,75	0,85	0,85	0,90
	- глеевые почвы	0,70	0,80	0,80	0,85
$K_5$	- наличие следов железистых соединений	0,85	0,9	0,95	0,95
	- наличие карбонатов	0,90	0,90	0,95	1,00

Таблица 1.6 – Поправочные коэффициенты ( $K_4$ ) по условиям рельефа

№ п/п	Часть склона	Экспозиция склона	Уклон			
			<0,002	0,002-0,005	0,005-0,015	0,015-0,02
1	Верхняя	Ю, ЮВ, ЮЗ	1,00	1,10	1,20	1,30
		З, В, С	1,00	1,10	1,15	1,20
2	Средняя, нижняя	Ю, ЮВ, ЮЗ	1,00	1,05	1,05	1,10
		З, В, С	1,00	1,00	1,05	1,05

Таблица 1.7 - Поправочные коэффициенты ( $K_3$ ), зависящие от гидрогеологических условий

№ п/п	Характеристика условий	$K_3$
1	Водное питание: - атмосферное	1,0
	- смешанное атмосферно-грунтовое	0,8



	- смешанное атмосферно-грунтово - напорное	0,6
2	Наличие фильтрующих прослоек (песчаные, песчано-гравелистые) мощностью более 10 см в глинистых и суглинистых почвогрунтах на глубинах:	
	до 1,0 м	1,1
	до 1,5 м	1,2
	до 2.0 м	1,3

Значения коэффициента ( $K_6$ ), зависящего от сельскохозяйственного использования земель, следует принимать:

- для сенокосов и лугопастбищных угодий  $K_6 = 1,2$ ;
- для садов  $K_6 = 0,65$ ;
- для остальных видов использования земель  $K_6 = 1,0$ .

Следует отметить, что вышеприведённая методика расчёта может применяться и для относительно лёгких почвогрунтов (супесей, лёгких суглинков), когда их мощность не превышает глубину укладки дренажа (при расположении дренажа на водоупоре, см. рис. 1.9б).

### ***1.5.2 Примеры расчёта междренного расстояния в слабопроницаемых почвогрунтах***

1. Для части осушаемого участка со смешанным грунтово-атмосферным питанием и условиями, изображёнными на (рис. 1.9а), требуется определить расстояние между дренами.

Расчётные показатели: количество фракций суглинка  $d < 0,01$  мм составляет 45,1 % (по данным изысканий), продолжительность расчётного периода (весеннего)  $t = 12$  сут,  $H_{10\%} = 144$  мм,  $q_{cp} = 0,95$  л/с·га (для условий Брянской области), остальные показатели см. на рис. 1.9а).

$$H = h - 0,6 \cdot a = 1,45 - 0,6 \cdot 0,5 = 1,15 \text{ м}$$

$$\mu = 0,056K^{1/2} \cdot (h - H)^{1/3} = 0,056 \cdot 0,12^{1/2} \cdot (1,45 - 1,15)^{1/3} = 0,013$$

$$q = \frac{H_p(1-\sigma) + \mu \cdot a + (p-e) \cdot t}{t} = \frac{0,144(1-0,5) + 0,013 \cdot 0,5 + (0,0026 - 0,0007) \cdot 12}{12} =$$

$$= 0,0084 \text{ м/сут} = 0,98 \text{ л/с} \cdot \text{га}$$

$$K_{\text{п}} = \frac{K_{\text{np}}}{K_{\text{pp}}} = \frac{0,98}{0,85} = 1,153 \text{ (см. прилож. 3.5)}$$

$$K_1 = \sqrt{\frac{q_{\text{ср}}}{q}} = \sqrt{\frac{0,95}{0,98}} = 0,985$$

$K_2 = 0,9$  (имеются признаки оглеения, см. табл.1.5);

$K_3 = 0,8 \cdot 1,2 = 0,96$  (смешанное питание, по глубине до 1,5 м имеют место песчаные прослойки, см.табл.1.7);

$K_4 = 1,00$  (средняя часть склона, северная экспозиция, см. табл. 1.6);

$K_5 = 1,00 \cdot 0,90 = 0,90$  (наличие железистых соединений, см. табл. 1.5);

$K_6 = 1,00$  (использование земель под пашню).

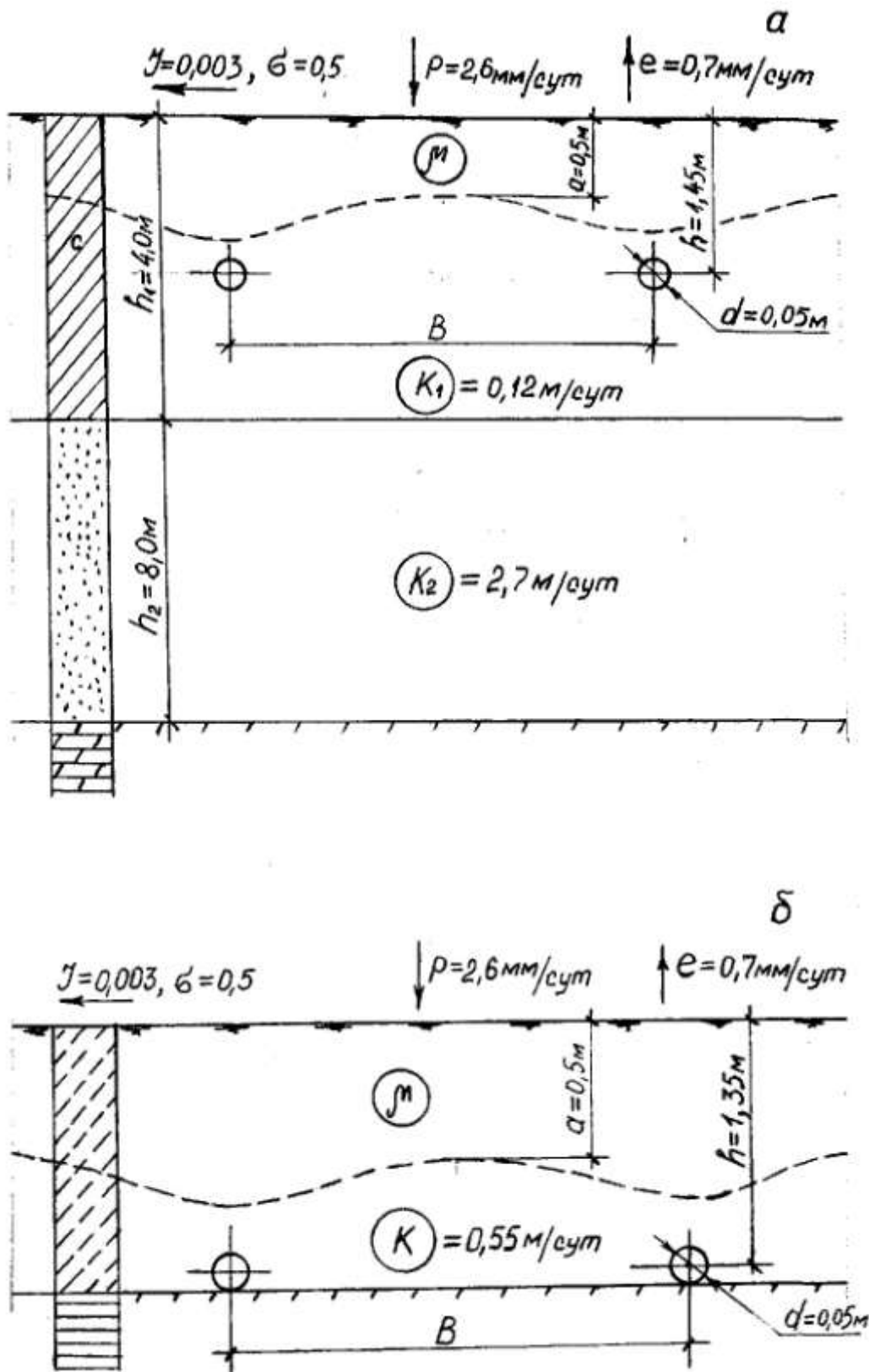


Рис. 1.9 Схемы к расчету междренного расстояния в условиях слабоводопроницаемых почвогрунтов

а - при смешенном грунгово-атмосферном питании; б - при расположении дренажа на водоупоре в условиях атмосферного питания.

$$K = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot K_5 \cdot K_6 = 0,985 \cdot 0,90 \cdot 0,96 \cdot 1,00 \cdot 0,90 \cdot 1,00 = 0,766$$

$V_n = 17,6$  м (при  $h = 1,45$  м и содержании фракций  $d < 0,01$  мм – 45,1%, см. прилож. 3.4).

Расстояние между дренами будет равно:

$$B = V_n \cdot K_n \cdot K = 17,6 \cdot 1,153 \cdot 0,766 = 15,54 \text{ м.}$$

Принимаем  $B = 16$  м.

2. Для части осушаемого участка с атмосферным питанием и условиями, изображёнными на рис. 1.9б, требуется определить междреннее расстояние при проектировании дренажа на уровне водоупора.

Расчётные показатели: содержание фракций  $d < 0,01$  мм в супеси составляет 15,2%; гидрометеорологические показатели такие же, как и в предыдущем примере расчёта; остальные данные см. на рис. 1.9б.

$$H = h - 0,6 \cdot a = 1,35 - 0,6 \cdot 0,5 = 1,05 \text{ м}$$

$$\mu = 0,056 K^{1/2} \cdot (h - H)^{1/3} = 0,056 \cdot 0,55^{1/2} \cdot (1,35 - 1,05)^{1/3} = 0,028$$

$$q = \frac{H_p(1 - \sigma) + \mu \cdot a + (p - e) \cdot t}{t} = \frac{0,144(1 - 0,5) + 0,028 \cdot 0,5 + (0,0026 - 0,0007) \cdot 12}{12} =$$

$$= 0,0091 \text{ м/сут} = 1,05 \text{ л/с} \cdot \text{га}$$

$$K_n = \frac{K_{np}}{K_{pp}} = \frac{0,98}{0,85} = 1,153 \text{ (см. прилож. 3.5)}$$

$$K_1 = \sqrt{\frac{q_{cp}}{q}} = \sqrt{\frac{0,95}{1,05}} = 0,95$$

$K_2 = 0,9$  (почвы глееватые, см. табл.1.5);

$K_3 = 1,0 \cdot 1,1 = 1,10$  (атмосферное питание, наличие фильтрующих прослоек, см.табл.1.7);

$K_4 = 1,05$  (средняя часть склона, экспозиция ЮЗ,  $I=0,003$ , см. табл. 1.6);

$K_5 = 0,95$  (наличие железистых соединений, см. табл. 1.5);

$K_6 = 1,00$  (использование земель под пашню).

$$K = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot K_5 \cdot K_6 = 0,95 \cdot 0,90 \cdot 1,10 \cdot 1,05 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 0,987$$

$V_n = 22$  м (при  $h = 1,35$  м и содержании фракций  $d < 0.01$  мм – 15,2%, см. прилож. 3.4).

Расстояние между дренами будет равно:

$$B = V_n \cdot K_n \cdot K = 22 \cdot 1,153 \cdot 0,987 = 25,04 \text{ м.}$$

Принимаем  $B = 25$  м.

## 2 ОТКРЫТЫЕ ОСУШИТЕЛИ

### 2.1 Установление основных параметров

Открытые осушители относятся в основном к категории гидравлически нерассчитываемых каналов (водосборные площади <500 га), поэтому многие их параметры (см. рис. 1.1) назначаются конструктивно с учётом действующих нормативов.

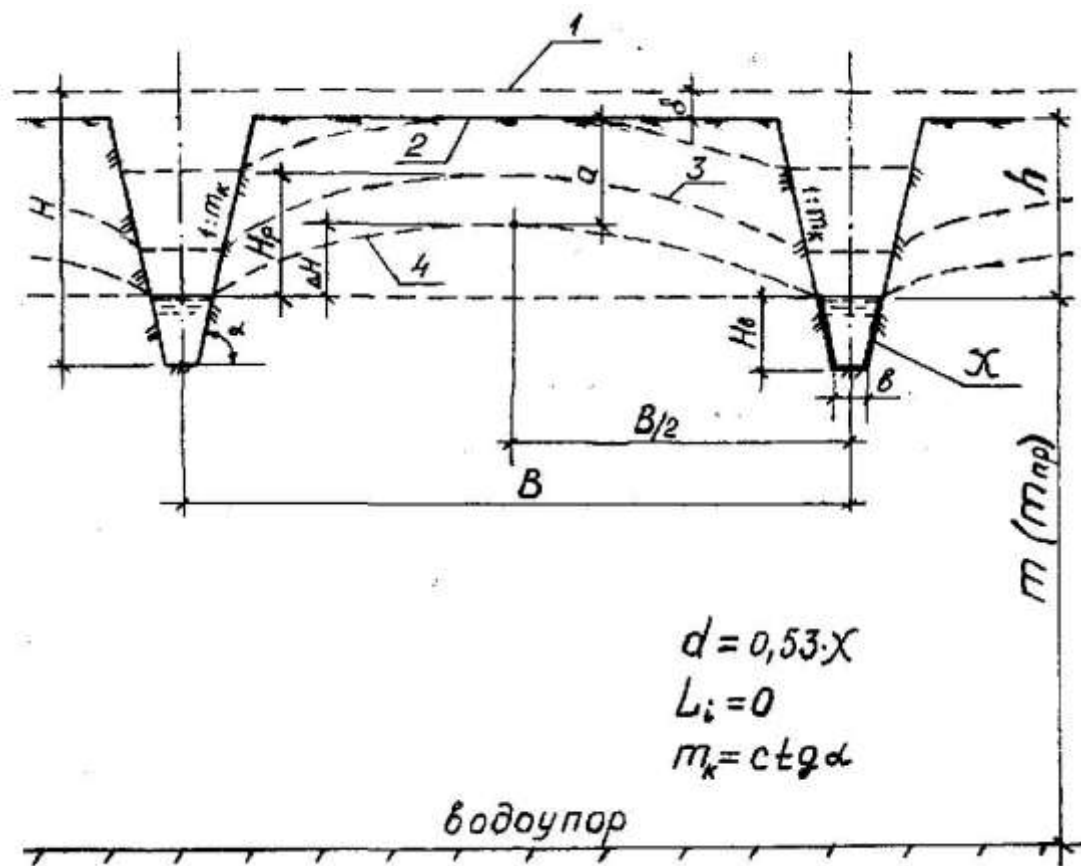


Рис. 2.1 Схема к установлению основных параметров открытых осушителей:

- 1 – поверхность земли до мелиорации; 2 – поверхность земли после осушения (исходное положение УГВ); 3 – промежуточное (расчетное) положение депрессионной кривой; 4 – положение депрессионной кривой к концу расчетного периода

Ширина каналов по дну принимается минимальной  $b = 0,4 - 0,5$  м - из условия механизации строительных работ.

Коэффициенты заложения откосов назначаются по нормативам (см. прилож. 6.1) в зависимости от глубины канала и характера почвогрунтов. При решении данного вопроса рекомендуется использовать расчётную глубину (Н).

Минимальный уклон дна каналов должен быть не менее 0,0005.

Максимальная длина регулирующих каналов принимается 700-800 м – при уклонах менее 0,005, а при уклонах более 0,005 – 1200 -1500 м.

Минимальная длина не лимитируется.

Особенности установления и рекомендации по проектированию глубины и расстояний между осушителями приводятся ниже (см. п.2.2 и п.2.3).

## 2.2 Определение глубины осушителей

Глубину открытых осушителей (см. рис. 2.1) рекомендуется определять по формуле:

$$H = a + \Delta H + H_B + \delta, м \quad (2.1)$$

где  $a$  – расчётная норма осушения к концу вегетации (по наиболее требовательным к режиму осушения с/х культурам, см. прилож. 1.1), м;

$\Delta H$  – падение депрессионной кривой от середины междренья до дрены (прилож. 3.3), м;

$H_B = 0,3 \dots 0,5$  м – расчётная глубина воды в канале (при пропуске бытовых расходов), м;

$\delta$  - величина осадки почвогрунта вследствие осушения, её величина для минеральных почвогрунтов может быть принята  $\delta \approx 0$ , а для торфяных почвогрунтов определится по формуле:

$$\delta = \Delta H_n - \Delta H_o, м \quad (2.2)$$

где  $\Delta H_n$  – осадка поверхности, м;

$\Delta H_d$  – осадка дна осушителя, м.

При отсутствии данных по прогнозируемым показателям торфа ( $\Delta H_n$ ,  $\Delta H_d$ ), величину снижения глубины осушителя ориентировочно можно определять по формуле:

$$\delta = 0,1 \cdot (a + \Delta H), м \quad (2.3)$$

### 2.3 Определение расстояний между каналами

Расстояния между каналами регулирующей осушительной сети могут устанавливаться как расчётным путём, так и на основе практических рекомендаций (см. прилож. 3.3). Установление расстояний по рекомендациям широко используется в случаях, когда:

- осушаемый массив имеет смешанное использование земель: пашня + сенокос (пашня осушается закрытой сетью, а сенокос открытой, и доля сенокосов незначительная - до 20%);

- имеются в наличии рекомендации региональных научно-исследовательских и местных опытных учреждений.

В условиях слабоводопроницаемых почвогрунтов (глина, суглинок) и при отсутствии рекомендаций научно-исследовательских организаций, расстояния между каналами можно ориентировочно определять по данным табл. 2.1 с корректировкой результата по зависимости:

$$B = B_0 \cdot K_{np}, м \quad (2.4)$$

где  $B_0$  – расстояние между осушителями, устанавливаемое по вышеуказанной таблице, м;

$K_{np}$  – региональный коэффициент пересчёта (см. прилож. 3.5).



Таблица 2.1- Расстояния между открытыми каналами при осушении слабодопроницаемых почв в Нечернозёмной зоне РФ

№ п/п	Сельскохозяйственное использование	Уклоны поверхности земли			
		<0,0005	0,0005- 0,002	0,002- 0,01	>0,01
1	Сенокосы	70-90	90-110	110-130	130-180
2	Полевые и овощные се- вообороты при:				
	- кротовании	60-80	80-100	100-150	150-200
	- глубококом рыхлении	70-90	90-110	110-130	130-150

Расчет расстояний между открытыми осушителями в условиях грунтового и атмосферно-грунтового питания производится по методикам и формулам, рекомендуемым для расчёта закрытого дренажа, в которых следует принимать  $d = 0,53 \chi$ ,  $L_i = 0$ , а величины  $H_p$ ,  $h$ ,  $m$  ( $m_{np}$ ) необходимо отсчитывать от уровня воды в канале (см. рис. 2.1), где смоченный периметр ( $\chi$ ) будет равен:

$$\chi = \sigma + \frac{2 \cdot H_g}{\sin \alpha} = \sigma + 2 \cdot H_g \sqrt{1 + m_k^2}, \text{ м} \quad (2.5)$$

$m_k$  – коэффициент заложения откосов канала.

Величину расчётного напора рекомендуется определять по формуле:

$$H_p = H'_p - (h_0 + H'_p) \cdot \frac{q}{K}, \text{ м} \quad (2.6)$$

где  $H'_p = h - 0,6 \cdot a$ ;  $h_0 = 0,5 H'_p$ ;

$q$  – расчётная интенсивность дренирования, м/сут (см. формулу 1.27);

$K$  - коэффициент фильтрации пласта, в пределах которого располагается осушитель, м/сут.

Расчётная глубина воды в осушителе для расчётного весеннего периода определяется по формуле:

$$H'_e = H'_e + (a_k - a_e), м \quad (2.7)$$

где  $H'_e$  - расчётная глубина воды для бытового периода (см. п. 2.2),;

$a_k, a_e$  - нормы осушения соответственно к концу вегетации и на расчётный весенний период (см. прилож. 1.1).

## 2.4 Примеры расчёта открытых осушителей

Исходные гидрометеорологические показатели:  $h_{20\%} = 110$  мм;  $\sigma = 0,5$ ;  $p = 2,0$  мм/сут. Параметры сечения, геологические условия и прочие данные следует смотреть на соответствующих расчётных схемах (рис. 2.2...2.4). Использование земель - искусственные сенокосы. Расчётный период - весенний для года 20% обеспеченности (см. прилож. 2.1), продолжительность расчётного периода  $t = 15$  сут.

### *а) осушители в условиях однородной среды (рис. 2.2)*

Расчётная глубина осушителей (формула 2.1):

$$H = 0,7 + 0,8 + 0,4 + 0,0 = 1,90 \text{ м}$$

где  $a_k$  - норма осушения на конец вегетации,  $a_k = 0,7$  м (по многолетним травам, см. приложение 1.1);

$\Delta H$  - падение депрессионной кривой (см. прилож.3.3),  $\Delta H = 0,8$  м;

$H'_b$  - расчётная глубина для бытового периода,  $H'_b = 0,3-0,5$  м;

$\delta \approx 0$  - (величиной осадки для минерального почвогрунта пренебрегаем)

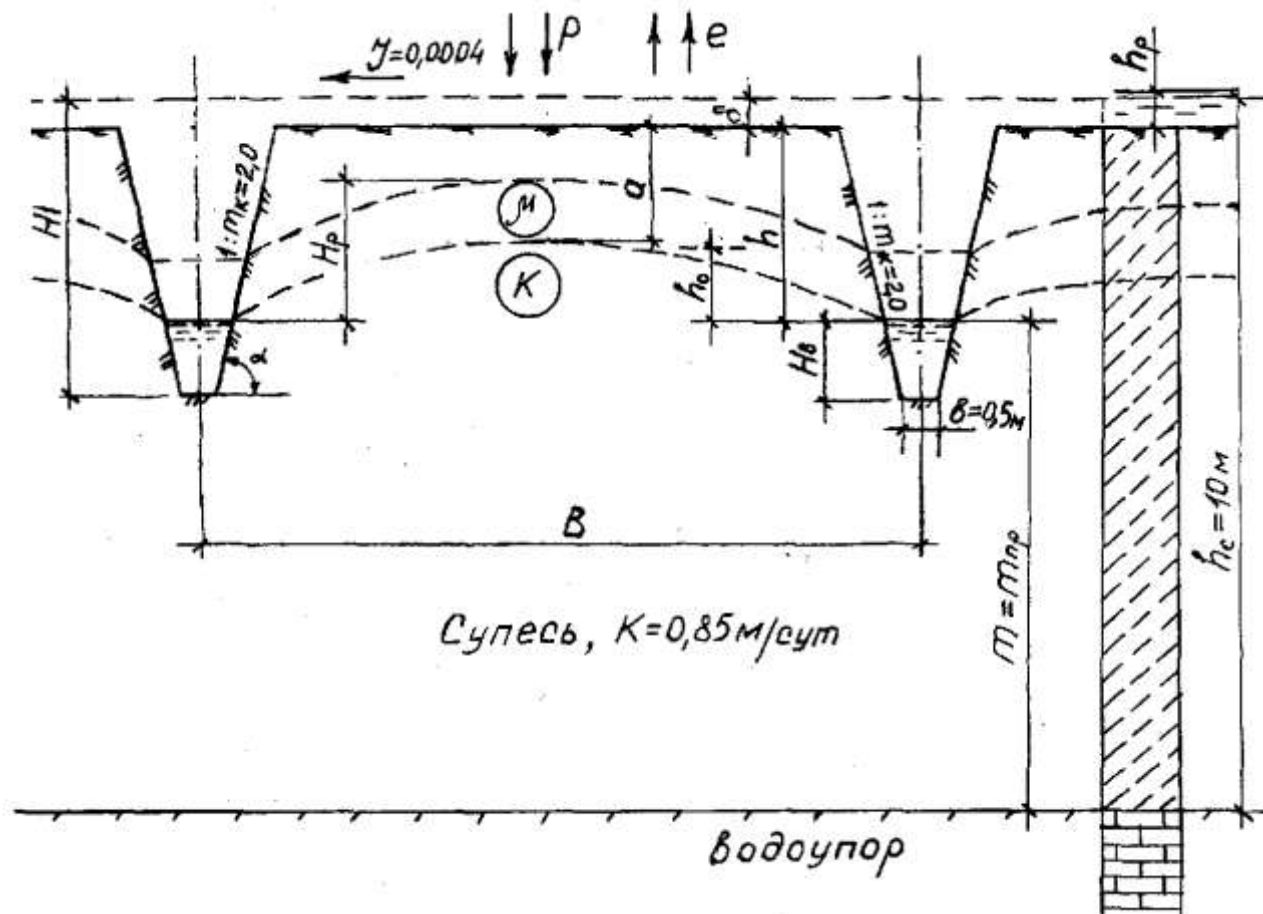


Рис. 2.2 Схема к расчету расстояния между открытыми осушителями в условиях однородной среды

Интенсивность отвода воды (формула 1.27):

$$q = \frac{0,11(1-0,5) + 0,34 \cdot 0,5 + (0,002 - 0,001) \cdot 15}{15} = 0,0058 \text{ м/сут};$$

$$\mu = 0,056K^{1/2} \cdot (h - H)^{1/3} = 0,056 \cdot 0,85^{0,5} (1,3 - 1,0)^{1/3} = 0,034$$

$$H_p' = h - 0,6 \cdot a_b = 1,3 - 0,6 \cdot 0,5 = 1,0 \text{ м}$$

$$H = H - H_b = 1,90 - 0,60 = 1,3 \text{ м}$$

$$H_b = H_b' + (a_k - a_b) = 0,40 + (0,70 - 0,50) = 0,60 \text{ м}$$

$a_b$  – норма осушения для весеннего периода (см. прилож.1.1),  $a_b = 0,5 \text{ м}$ .

Величина расчётного напора будет равна (формула 2,6):

$$H_p = 1,0 - (0,5 + 1,0) \frac{0,0058}{0,85} = 0,99 \text{ м}$$

где  $h_0 = 0,5H_p' = 0,5 \cdot 1,0 = 0,5 \text{ м}$ .

Остальные расчётные показатели:

$$\chi = 0,5 + 2 \cdot 0,60 \sqrt{1 + 2,0^2} = 3,18 \text{ м};$$

$$d = 0,53 \cdot 3,18 = 1,68 \text{ м};$$

$$m = m_{\text{пр}} = h_c - h = 10,0 - 1,3 = 8,7 \text{ м};$$

$$T = 0,85 (8,7 + 0,5) = 7,82 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Общие фильтрационные сопротивления при  $L_i = 0$  (формула 1.12):

$$L_f = \frac{8,7}{3,14} \cdot \left[ \ln \left( \frac{2 \cdot 8,7}{3,14 \cdot 1,68} \right) + \frac{2 \cdot 0,5}{8,7} \cdot \ln \left( \frac{4 \cdot 0,5}{3,14 \cdot 1,68} \right) \right] = 2,99 \text{ м}$$

По формуле (1.9) получаем:

$$B = 4 \left( \sqrt{2,99^2 + \frac{0,99 \cdot 7,82}{2 \cdot 0,0058}} - 2,99 \right) = 92,06 \text{ м}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{92,06}{4} = 23,02 \text{ м} > m_{\text{пр}} = 8,7 \text{ м},$$

следовательно, имеет место случай близкого залегания водоупора, т.е. расчётная формула (1.9) применена правильно.

## Выводы

1. Расстояние между осушителями получено расчётом меньше рекомендуемых ( $B = 125-130 \text{ м}$ , см. прилож 3.3).
2. Доверяясь расчёту, окончательно принимаем к проектированию  $B = 90 \text{ м}$ .

**б) осушители в условиях многослойной среды (рис. 2.3)**

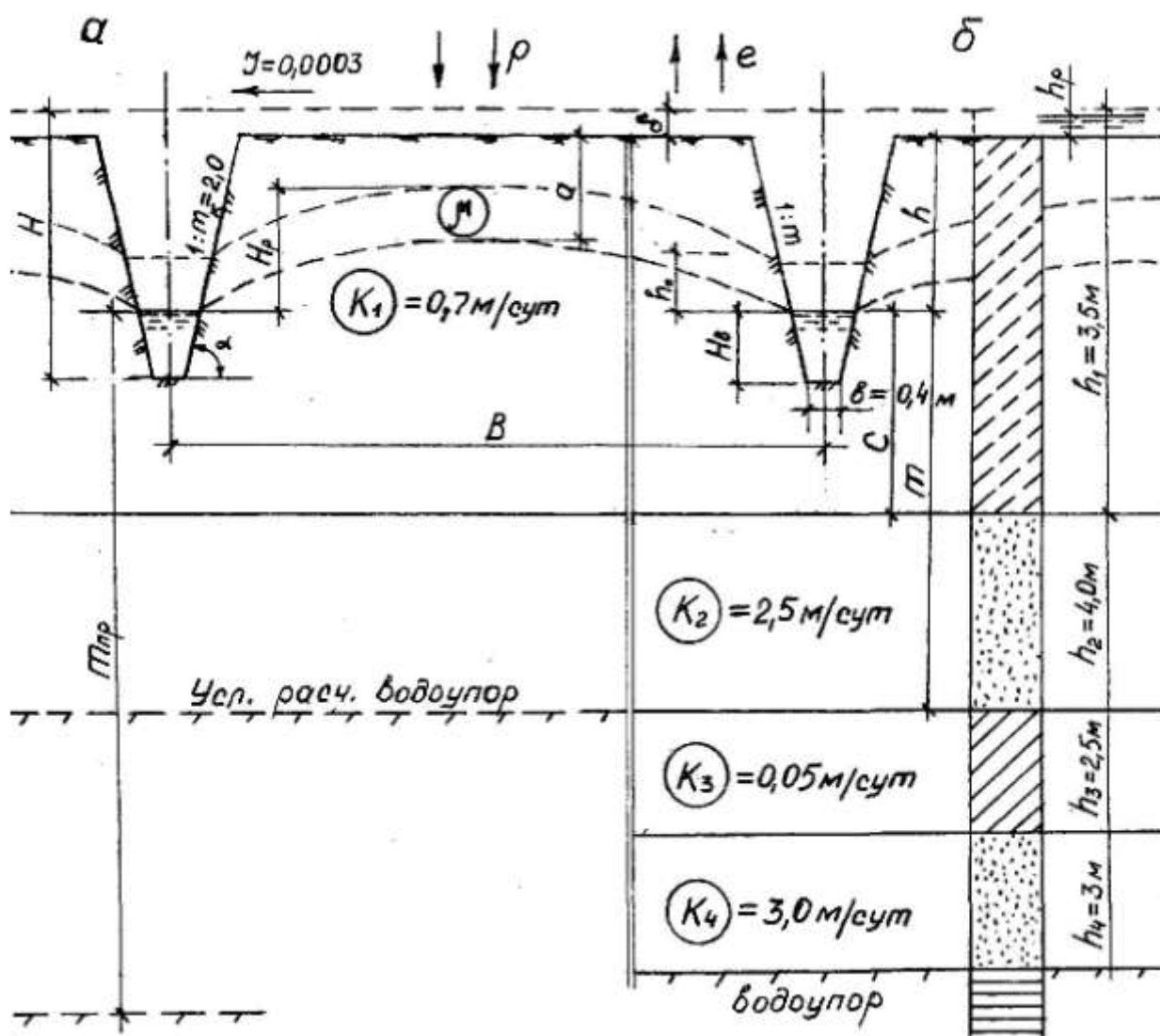


Рис. 2.3 Схемы к расчету расстояния между открытыми осушителями в условиях многослойной среды:

а – расчетная схема; б – схема по условиям данных изысканий

В связи с наличием слабодопроницаемого слоя (слой №3,  $K_3 = 0,05 \text{ м/сут}$ , т.е.  $K_3 < 0,1K_2$ ), расчёт производим для вышерасположенных пластов, условно считая пласт №3 водоупором. Принимаем вариант расчёта двухслойной среды при расположении осушителей в верхнем слое.

Показатели основных расчётных формул (аналогично предыдущему примеру расчёта, см. п. 2.4а):

$$H = 0,7 + 0,8 + 0,4 + 0,0 = 1,9 \text{ м}$$

$$H_B = 0,4 + (0,7 - 0,5) = 0,6 \text{ м}$$

$$H_p' = 1,3 - 0,6 \cdot 0,5 = 1,0 \text{ м}$$

$$h = 1,9 - 0,6 = 1,3 \text{ м}$$

$$h_0 = 1,0 \cdot 0,5 = 0,5 \text{ м}$$

$$\mu = 0,056 \cdot 60,7^{1/2} \cdot (1,3 - 1,0)^{1/3} = 0,031$$

$$q = \frac{0,110(1 - 0,5) + 0,031 \cdot 0,5 + (0,002 - 0,001) \cdot 15}{15} = 0,0057 \text{ м/сут}$$

$$H_p = 1 - (0,5 + 1) \cdot \frac{0,0057}{0,7} = 0,988 \text{ м} (0,99 \text{ м})$$

$$\chi = 0,4 + 2 \cdot 0,6 \sqrt{1 + 2^2} = 3,08 \text{ м}$$

$$d = 0,53 \cdot 3,08 = 1,63 \text{ м}$$

Для условий двухслойной среды:

$$C = 3,5 - 1,3 = 2,2 \text{ м}$$

$$m = 2,2 + 4,0 = 6,2 \text{ м}$$

$$m_{\text{пр}} = 2,2 + \frac{2,5}{0,7} \cdot 4,0 = 16,5 \text{ м}$$

$$T=0,7 \cdot (0,5+2,2)+2,5 \cdot 4 = 11,9 \text{ м}^2/\text{сут}$$

$$\beta = 1 - (0,21 \cdot \sqrt{0,56} + 0,56 \cdot 1,48) \cdot \lg 1,48 = 0,83$$

$$r = \frac{0,5 \cdot 1,63}{2,2 + 0,5} = 0,30$$

$$\lambda = \frac{2,5 - 0,7}{2,5 + 0,7} = 0,56$$

$$M = \frac{4,0}{2,2 + 0,5} = 1,48$$

Общие фильтрационные сопротивления при  $L_i = 0$  (1.19):

$$L_f = 0,83 \cdot \frac{2,5}{0,7} \cdot \frac{6,2}{3,14} \cdot \left[ \ln \left( \frac{2 \cdot 6,2}{3,14 \cdot 1,63} \right) + \frac{2 \cdot 0,5}{6,2} \cdot \ln \left( \frac{4 \cdot 0,5}{3,14 \cdot 1,63} \right) \right] +$$

$$+ \frac{0,7 - 2,5}{2,5} \cdot \frac{2,2}{3,14} \cdot \left[ \ln \left( \frac{2 \cdot 2,2}{3,14 \cdot 1,63} \right) + \frac{2 \cdot 0,5}{2,2} \cdot \ln \left( \frac{4 \cdot 0,5}{3,14 \cdot 1,63} \right) \right] = 4,56 \text{ м}$$

По формуле (1.9) получаем:

$$B = 4 \left( \sqrt{4,56^2 + \frac{0,99 \cdot 11,9}{2 \cdot 0,0057}} - 4,56 \right) = 111,63 \text{ м}$$

$\frac{B}{4} = \frac{111,63}{4} = 27,9 > m_{np} = 16,5 \text{ м}$ , следовательно, расчётная формула применена правильно (случай близкого залегания водоупора).

***в) осушители в торфяных почвогрунтах (рис.2,4)***

Прогнозируемые данные по торфу:

- осадка поверхности  $\Delta h_{\text{п}} = 0,34\text{м}$ ;
- осадка дна осушителей  $\Delta h_{\text{д}} = 0,15\text{м}$ ;

Коэффициенты фильтрации: наддренной толщи  $K_1 = 0,81$  м/сут, поддренной –  $K_2 = 1,65$  м/сут.

**Расчёт**

Расчётная глубина осушителей (ф-ла 2.1):

$$H = 0,7 + 0,8 + 0,4 + 0,19 = 2,09 \text{ м}$$

где  $a_{\text{к}} = 0,8\text{м}$  (многолетние травы, конец вегетации, см. прилож.1.1);

$$\Delta H = 0,7\text{м (см. прилож.3.3);}$$

$H'_{\text{в}} = 0,3 - 0,5$  м – расчётная глубина воды в бытовой период;

$$\delta = \Delta h_{\text{н}} - \Delta h_{\text{д}} = 0,34 - 0,15 = 0,19\text{м}$$

или по формуле (2.3):

$$\delta = 0,125 \cdot (0,8 + 0,7) = 0,19\text{м}$$

Принимаем  $H = 2,1$  м



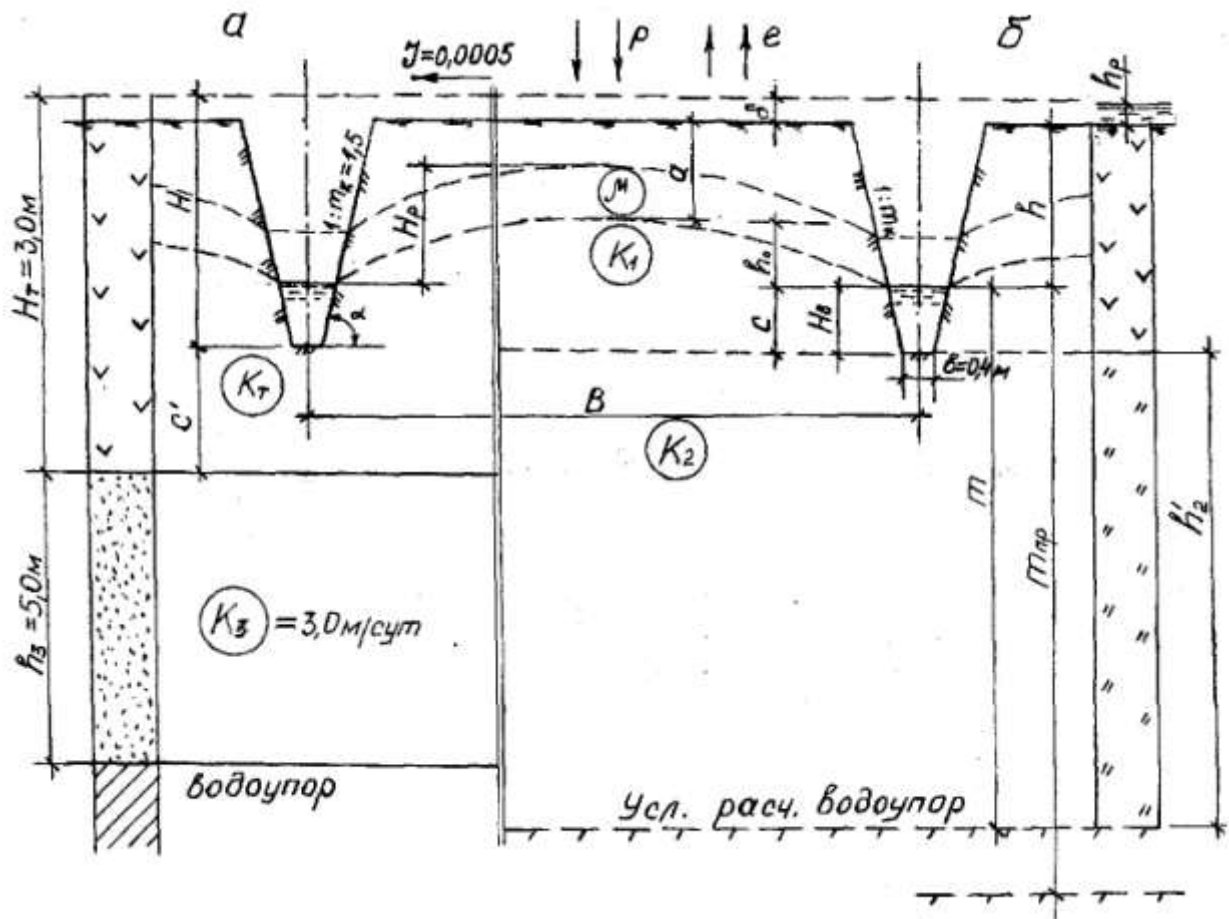


Рис. 2.4 Схемы к расчету расстояний между открытыми осушителями в торфяниках:

а – по данным изысканий; б – расчетная схема

Показатели для основных расчётных формул (аналогично предыдущим примерам расчёта. см. п.2.4а, б):

$$H_b = 0,4 + (0,8 - 0,6) = 0,6 \text{ м}$$

$$a_k = 0,6 \text{ м (см. прилож. 1.1);}$$

$$h = 2,1 - 0,6 = 1,5 \text{ м}$$

$$H_p' = 1,5 - 0,6 \cdot 0,6 = 1,2 \text{ м}$$

$$h_0 = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ м}$$

$$\mu = 0,116 \cdot 0,81^{3/8} \cdot (1,5 - 1,2)^{3/4} = 0,043$$

$$q = \frac{0,110(1 - 0,5) + 0,043 \cdot 0,6 + (0,002 - 0,001) \cdot 15}{15} = 0,0064 \text{ м/сут.}$$

$$H_p = 1,2 - (0,6 + 1,2) \cdot \frac{0,0064}{0,81} = 1,18 \text{ м}$$

$$\chi = 0,4 + 2 \cdot 0,6 \sqrt{1 + 1,5^2} = 2,56 \text{ м}$$

$$d = 0,53 \cdot 2,56 = 1,36 \text{ м}$$

Для расчёта расстояний между осушителями торфяную залежь разделяем на два слоя по линии уровня дна (см. рис. 2.46):

- наддренный слой с  $K_1 = 0,81$  м/сут;
- поддренный слой с  $K_2 = 1,65$  м/сут.

Получаем трёхслойную среду, которую приводим к расчётной двухслойной, заменяя песчаный пласт эквивалентным слоем с фильтрационными свойствами поддренной толщи торфа с  $K_2 = 1,65$  м/сут. Приведённая мощность второго условного пласта будет равна (по ф-ле 1.7):

$$h'_2 = C' + \frac{K_3}{K_2} \cdot h_3 = 0,9 + \frac{3,0}{1,65} \cdot 5,0 = 10,0 \text{ м}$$

где  $C' = H_T - H = 3,0 - 2,1 = 0,9$  м

Расстояние до расчётного водоупора:

$$m = C + h'_2 = 0,6 + 10,0 = 10,6 \text{ м}$$

где  $C = H_B = 0,6$  м

Приведённое расстояние до условного водоупора (ф-ла 1.8):

$$m_{пр} = 0,6 + \frac{1,65}{0,81} \cdot 10 = 21,0 \text{ м}$$

Водопроницаемость пластов (ф-ла 1.20):

$$T = 0,81(0,6 + 0,60) + 1,65 \cdot 10,0 = 17,5 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Общие фильтрационные сопротивления при  $L_i = 0$  (ф-ла 1.19):

$$L_f = 0,71 \cdot \frac{1,65}{0,81} \cdot \frac{10,6}{3,14} \cdot \left[ \ln \left( \frac{2 \cdot 10}{3,14 \cdot 1,36} \right) + \frac{2 \cdot 0,6}{10} \cdot \ln \left( \frac{4 \cdot 0,6}{3,14 \cdot 1,36} \right) \right] + \\ + \frac{0,81 - 1,65}{0,81} \cdot \frac{0,6}{3,14} \cdot \left[ \ln \left( \frac{2 \cdot 0,6}{3,14 \cdot 1,36} \right) + \frac{2 \cdot 0,6}{0,6} \cdot \ln \left( \frac{4 \cdot 0,6}{3,14 \cdot 1,36} \right) \right] = 7,65 \text{ м}$$

где  $\beta = 1 - (0,21 \cdot \sqrt{0,34} + 0,34 \cdot 0,57) \cdot \lg 8,33 = 0,71$

$$\lambda = \frac{1,65 - 0,81}{1,65 + 0,81} = 0,34$$

$$M = \frac{10}{0,6 + 0,6} = 8,33$$

$$r = \frac{0,5 \cdot 1,36}{0,6 + 0,6} = 0,57$$

По формуле (1.9) получаем:

$$B = 4 \left( \sqrt{7,65^2 + \frac{1,18 \cdot 17,5}{2 \cdot 0,0064}} - 7,65 \right) = 132,9 \text{ м}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{132,9}{4} = 33,2 \succ m_{np} = 21,0 \text{ м, следовательно, формула применена правильно}$$

(случай близкого залегания водоупора).

### Выводы

1. Расчетное расстояние несколько превышает рекомендуемую величину (см. прилож. 3.3).
2. Снижаем результат до уровня практических рекомендаций (в запас расчёту) и принимаем окончательно к проектированию  $B = 110 \text{ м}$ .

### **3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСУШИТЕЛЬНОЙ СЕТИ В ПЛАНЕ**

#### **3.1 Организация территории**

Проектирование осушительной сети в плане тесно взаимосвязано с решением многих вопросов по организации территории осушительной системы, а именно:

- ликвидация мелкоконтурности сельскохозяйственных угодий;
- придание мелиорируемым участкам максимально правильной формы посредством выравнивания границ землепользования;
- проектирование размещения севооборотов и полей;
- взаимоувязка трассировки проектируемых каналов и дорог с границами полей и сельскохозяйственных угодий;
- размещение элементов осушительной сети в пределах территории одного поля.

##### ***3.1.1 Выравнивание границ землепользования***

Ликвидация мелкоконтурности и выравнивание границ природных контуров ландшафтов (лес, роща, перелесок и пр.) должны производиться на основе соответствующих обоснований и с соблюдением природоохранных требований. Допускается присоединение к осушаемой территории примыкающих суходольных участков площадью до 10 га, имеющих вытянутую или сложную (криволинейную) форму.

##### ***3.1.2 Проектирование полей севооборотов***

Требования к конфигурации и размерам полей:

- поля должны быть максимально правильной формы (прямоугольник с соотношением сторон 1:1 – 1:3);
- поля не должны иметь острых и внутренних углов;
- допустимое отклонение площади полей в составе севооборота  $\pm 20\%$  от среднего значения;

При проектировании поля прямоугольной формы рекомендуется:

- соблюсти параллельность двух его длинных сторон;
- обеспечить длину поля в направлении главной его обработки размером не менее 500 м.

### ***3.1.3 Трассировка осушительной сети и дорог***

При трассировании каналов и дорог необходимо максимально совмещать проектируемые трассы каналов и дорог с проектируемыми и существующими границами полей, севооборотов и других угодий.

При проектировании осушительной сети в пределах одного поля рекомендуется:

- проектировать цельные системы закрытых коллекторов в пределах площади поля;
- сводить к минимуму пересечение границ полей закрытыми коллекторами;
- не допускать пересечение границ полей закрытым дренажом и трассировку проводящих каналов внутри полей.

Минимальное расстояние между проводящими осушительными каналами следует принимать 300-400 м (в пределах минимальной ширины поля).

## **3.2 Нормативные положения, рекомендации и особенности проектирования**

Основным важным принципом проектирования в плане самотечной осушительной системы является оптимальное использование рельефа и высотного положения территории (относительно водоприемника) для трассировки осушительной сети.

При проектировании осушительной сети в плане необходимо руководствоваться следующими нормативными положениями и рекомендациями по проектированию:

- элементы осушительной сети трассируются по самым низким отметкам тех площадей, которые к ним подвешиваются по водосбору;

- при проектировании элементов осушительной сети максимально используются естественные понижения местности – тальвеги (см. рис 6.2);
- закрытую осушительную сеть (в основном закрытые коллекторы) рекомендуется трассировать в направлении наибольшего уклона местности (перпендикулярно горизонталям);
- оградительная осушительная сеть (нагорные, нагорно-ловчие каналы) трассируется вдоль верхних границ мелиорируемой территории, со стороны которых поступают грунтовые и поверхностные воды;
- необходимо добиваться максимальной прямолинейности осушительной сети и минимального количества поворотов;
- должен быть максимально по возможности реализован принцип параллельности всех типов осушительной сети;
- допускаются углы поворота  $\alpha$  в плане до  $60^\circ$ , при ббльших углах необходимо либо проектировать дополнительный поворот, либо проектировать закругление (см. рис. 3.1);

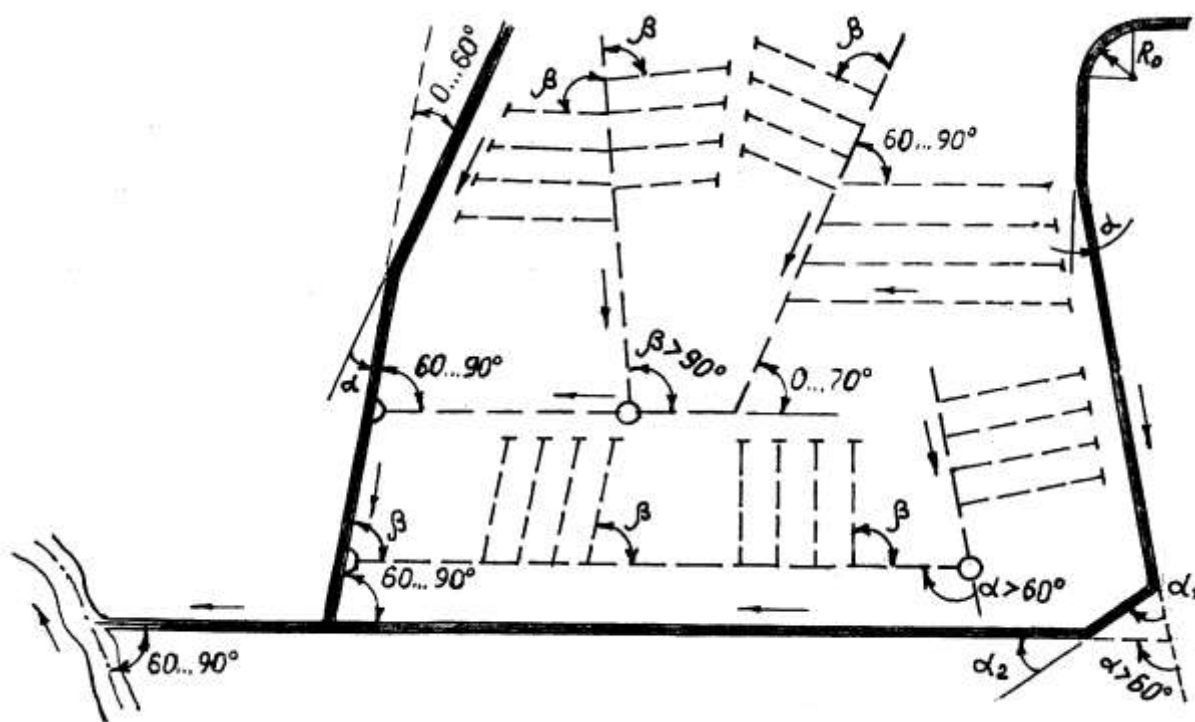


Рис. 3.1 Плановое сопряжение и повороты осушительной сети ( $\beta=60-90^\circ$ ,  $\alpha=0-60^\circ$ )

- осушительная сеть должна иметь достаточно минимальную протяжённость и не допускать противоположного движения воды в каналах и коллекторах;
- плановое сопряжение элементов осушительной сети рекомендуется устраивать под углом  $90^\circ$ , допускаются углы  $\beta$  в диапазоне  $60-90^\circ$  (см. рис. 3.1) при условии попутности сопряжения потоков воды;
- рекомендуется проектировать осушительную сеть максимально по схемам с двухсторонним впадением;
- расстояния между элементами проводящей осушительной сети определяются длиной впадающих элементов: между закрытыми коллекторами – длиной дрен, между открытыми коллекторами – длиной закрытых коллекторов;
- трассы каналов максимально совмещаются с границами сельхозугодий (полей, севооборотов и пр.) и трассами дорог.

Проектирование осушительной сети в плане рекомендуется производить поэтапно, начиная от водоприемника. Вначале трассируются магистральные каналы и оградительная сеть. Затем проектируются трассы открытых коллекторов с увязкой их с границами землепользования. Завершающим этапом является проектирование закрытой коллекторно-дренажной сети.

### ***3.2.1 Проектирование поворотов с закруглениями***

При проектировании поворотов каналов и водоприемников с закруглением должны соблюдаться следующие правила:

- радиусы закруглений гидравлически нерассчитываемых каналов должны быть  $R_0 \geq 20 - 25$  м;
- радиусы закруглений гидравлически рассчитываемых каналов:
  - а) при  $Q < 5 \text{ м}^3/\text{с}$  -  $R_0 \geq 5 \cdot B_0$ ;
  - б) при  $Q > 5 \text{ м}^3/\text{с}$  радиусы закруглений следует определять по формулам А.Ф. Печкурова:

$$R_0 = 45 R \sqrt[3]{B_0} - B_0, \text{ м} \quad (3.1)$$

$$R_0 = R^{1,5}, \text{ м} \quad (3.2)$$

где  $R$  - гидравлический радиус потока воды при пропуске расчётного (руслообразующего) расхода ( $Q$ ), м;

$B_0$  – ширина русла по урезу воды при пропуске расчётного расхода, м.

Из радиусов, определённых по формулам (3.1; 3.2), к проектированию принимается наибольший.

### 3.2.2 Схемы расположения регулирующей сети в плане

Расположение закрытого дренажа и открытых осушителей возможно по трём характерным схемам, представленным на рис. 3.2 на примере закрытого дренажа.

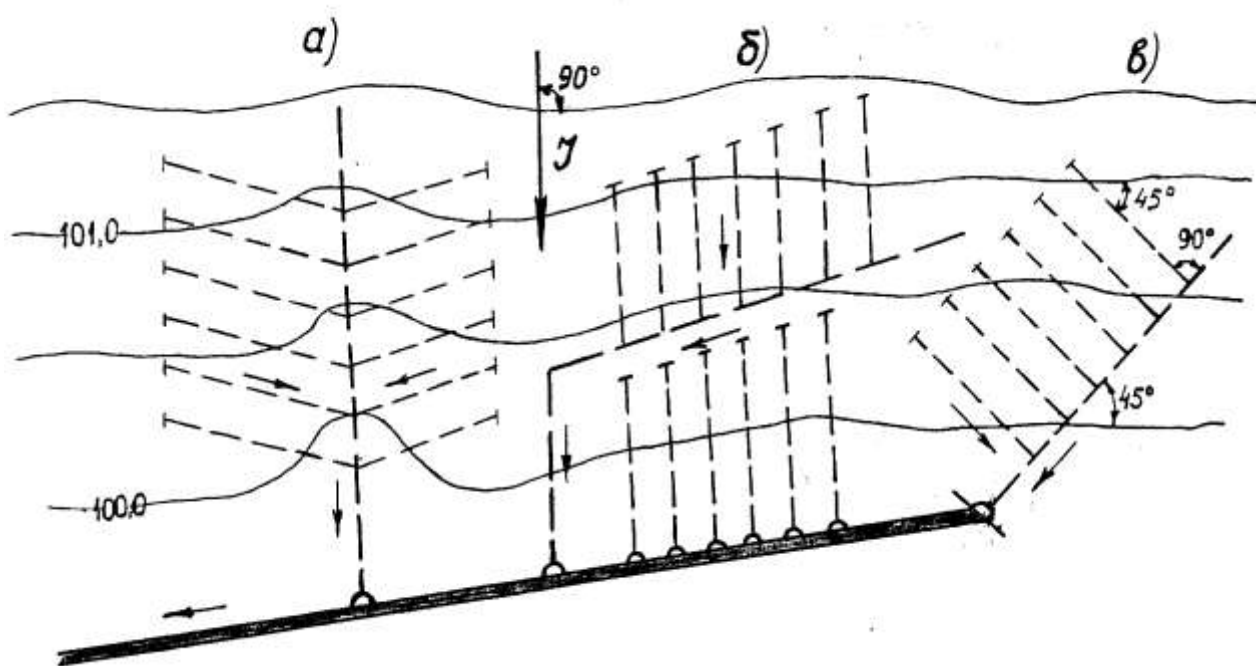


Рис. 3.2 Схемы расположения дренажа в плане:

а – поперечная; б – продольная; в – комбинированная.

#### *а) поперечная схема (рис. 3.2 а)*

Такая схема является наиболее распространённой в практике осушения земель.



Дренаж располагается поперёк направления главного уклона ( $I$ ) поверхности земли (под острым углом к горизонталям), Эта схема является наиболее предпочтительной в силу наибольшего охвата площади одним коллекторным трубопроводом. Схема применима как при больших уклонах поверхности, так и на безуклонных участках.

***б) продольная схема (рис. 3.2 б)***

Дренаж располагается вдоль направления главного уклона ( $I$ ) поверхности земли (поперёк горизонталям). Рекомендуются применять при уклонах  $I \leq 0,005$  и в других случаях, когда двухстороннее впадение дрен в коллектор не представляется возможным.

***в) комбинированная схема (рис. 3.2 в)***

Дрены и коллекторы располагаются ориентировочно под углом  $45^\circ$  к горизонталям. Для схемы характерно прямоугольное сопряжение дрен с коллектором. По характеру и области применения комбинированная схема близка к продольной.

При проектировании открытых осушителей в условиях атмосферно-грунтового питания, выбор соответствующей схемы в большей степени определяется необходимостью наилучшего перехвата и отвода поверхностных вод. Как правило, в таком случае наиболее предпочтительной является поперечная схема.

### ***3.2.3 Проектирование длины осушительной сети***

Проектирование длины осушительной сети является существенным вопросом при разработке плановой компоновки осушительной системы.

Длина назначается в основном конструктивно (в рамках практических рекомендаций) с учётом ряда факторов по организации территории и рельефа.

Длину различных элементов осушительной сети рекомендуется назначать в пределах:

- оптимальная длина открытых коллекторов (транспортирующих собирателей) находится в пределах 1200-1500 м;
- длина закрытых коллекторов в большой степени зависит от гидравлических показателей и типа труб. Для коллекторов, проектируемых из гончарных дренажных труб, оптимальная длина составляет 600-800м, максимальная – в пределах 1000-1200м;
- проектируемая длина закрытых дрен может иметь широкий диапазон значений в зависимости от ряда факторов (гидравлические показатели, рельеф, конфигурация участка и пр.) и составляет в среднем 130-160 м. Особенности проектирования длины дрен в зависимости от вышеуказанных факторов показаны на рис. 3.3 и 3.4.

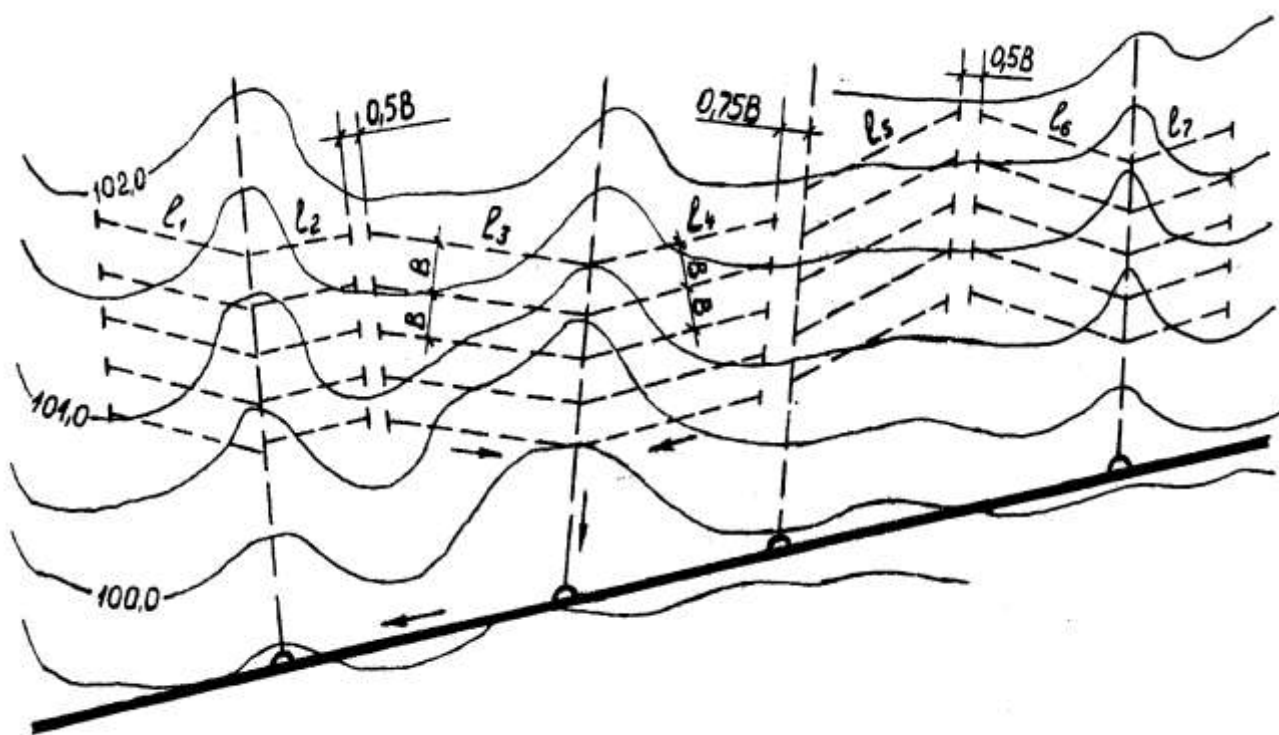


Рис.3.3 Проектирование длины дрен в зависимости от рельефа

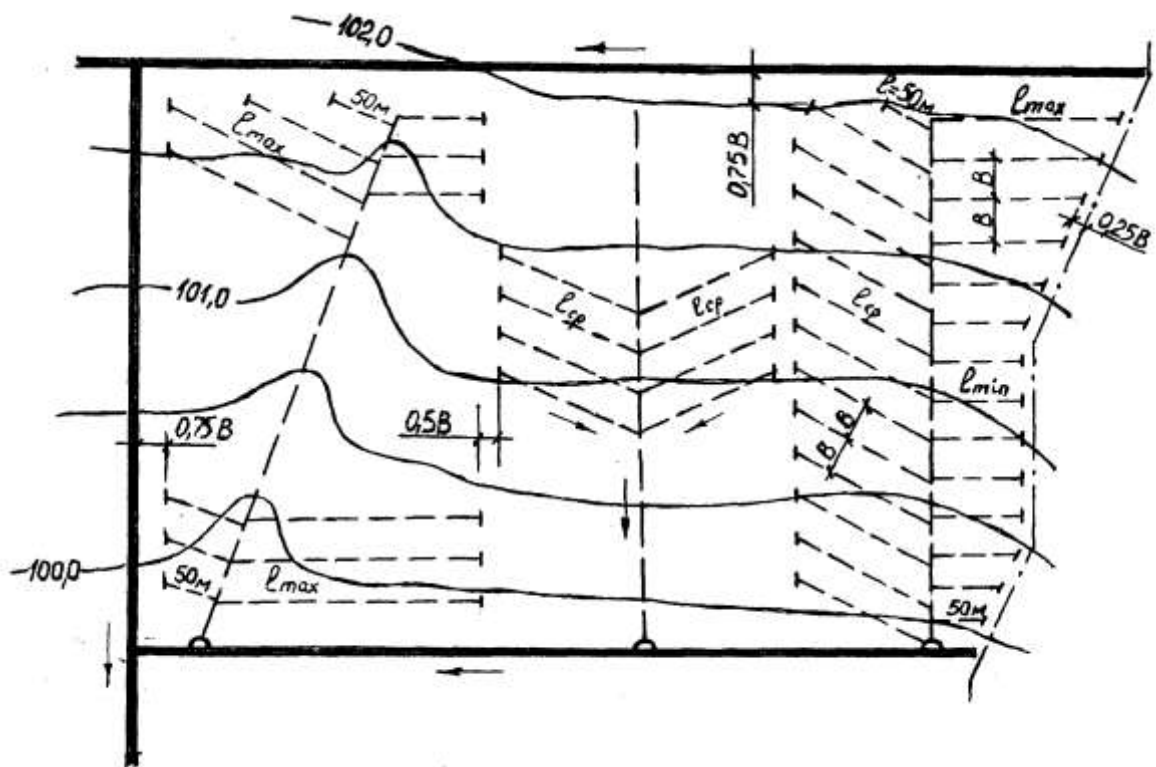


Рис. 3.4 Влияние на длину дрен плановой компоновки проводящей сети, рельефа и конфигурации участка

Максимальная (предельная) длина дрен определяется расчётом (см. п. 1,1.4) или на основе практических рекомендаций (см. табл. 1.2) и составляет обычно 200-300м.

Длину открытых осушителей рекомендуется проектировать в пределах 700-1600 м. оптимальная длина составляет 1000-1200 м. Осушители длиной менее 700 м проектируются обычно при осушении крайковых частей участков.

### 3.2.4 Взаимное расположение осушительной сети в плане

Вопрос планового расположения различных типов осушительной сети относительно друг друга является важным вопросом при детальной разработке плана осушительной системы.

Основные и наиболее характерные фрагменты взаимного расположения различных типов осушительной сети (дрен, коллекторов, каналов) показаны на рис. 3.5. В основе определения проектных размеров взаимного расположения используется расстояние между дренами ( $B$ ).

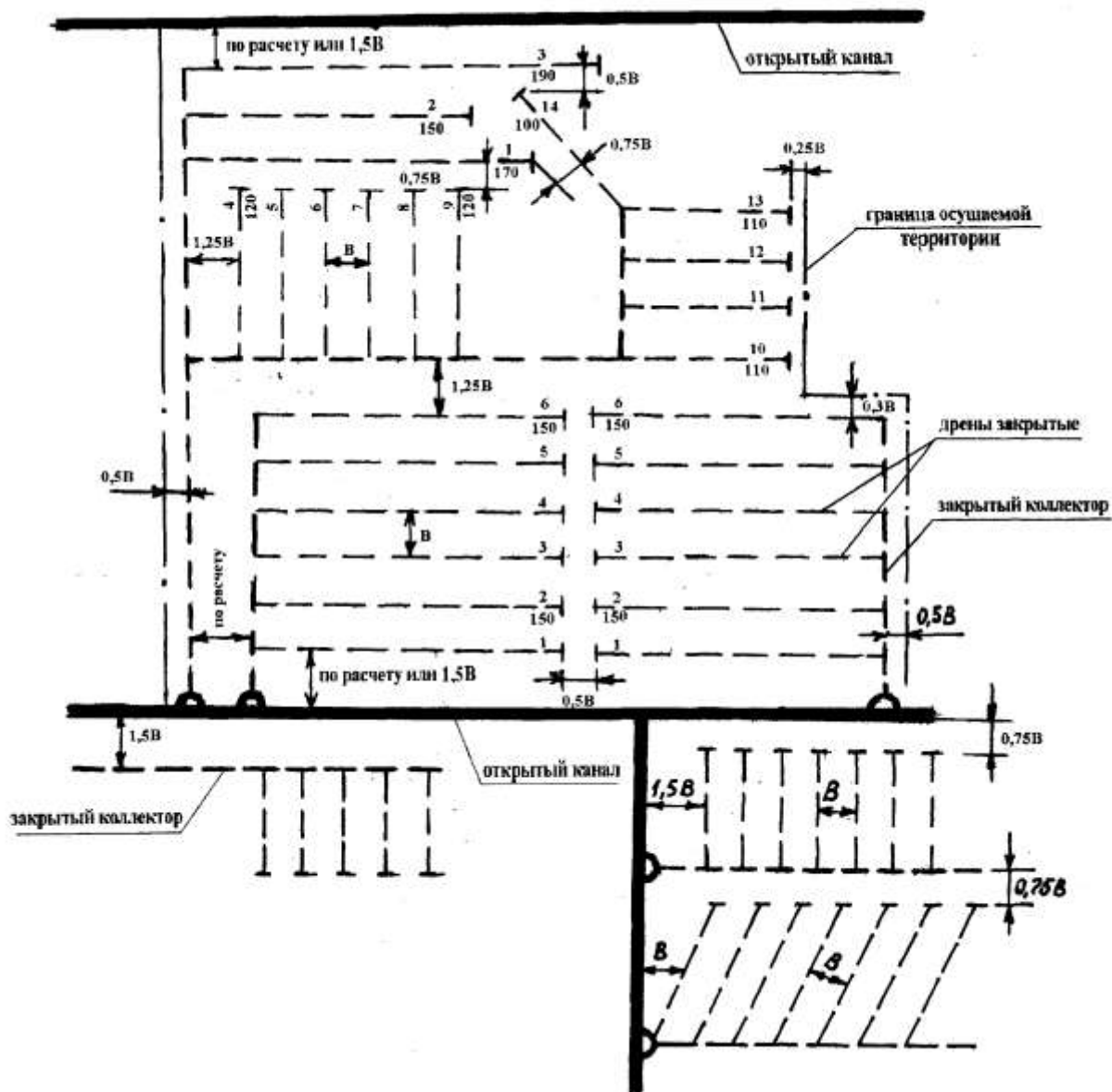


Рис. 3.5 Взаимное расположение элементов осушительной сети

### 3.3 Наименование элементов осушительной сети

Наименование каждого элемента осушительной сети в виде буквенной и цифровой зашифровки значительно облегчает работу при разработке чертежей и использовании ими.

Буквенные обозначения, согласно действующим нормативам, применяются следующие :

*ГД* – открытые проводящие осушительные каналы;

*Др* – закрытые коллекторы;

*Д* – открытые регулирующие осушительные каналы;

*Дн, Дл, Днл* – соответственно нагорные, ловчие, нагорно-ловчие каналы

Буквенное обозначение закрытых дрен не производится.

Нумерация элементов осушительной сети производится снизу вверх в порядке следования элементов сети независимо от их типа. Нумерация производится отдельно в системе каждого канала (коллектора) путём добавления порядковой цифры к шифровке принимающего канала или коллектора.

Для элементов осушительной сети, впадающих непосредственно в водоприемник, может применяться наименование из трёх букв, когда спереди ставится первая буква из названия реки-водоприемника, например: *1-БГД, 2-БГД, 3-БДр* и т.д.. Нумерация в этом случае производится аналогично - (снизу вверх – против течения).

При большой разветвленности сети (наличии коллекторов нескольких порядков) продолжение цифровой нумерации производится расстановкой цифр сзади, например: *3-1.3ГД-2* или *3-1.3Др-2*; *3-1.3.ГД-2.4* или *3-1.3Др-2.4*.

При симметричной схеме (двухстороннем впадении элементов сети) рекомендуется нумерацию разделять на нечётную и чётную (с левой и правой сторон соответственно).

Закрытые дрены нумеруются только в пределах системы каждого коллектора, нумерация производится от устья коллектора. Номера на плане проставляются в истоковой зоне дрен, где дополнительно указывается длина дрены (цифры представляются в виде дроби, см. рис. 3.5).

Пример зашифровки элементов осушительной сети показан на рис. 3.6.

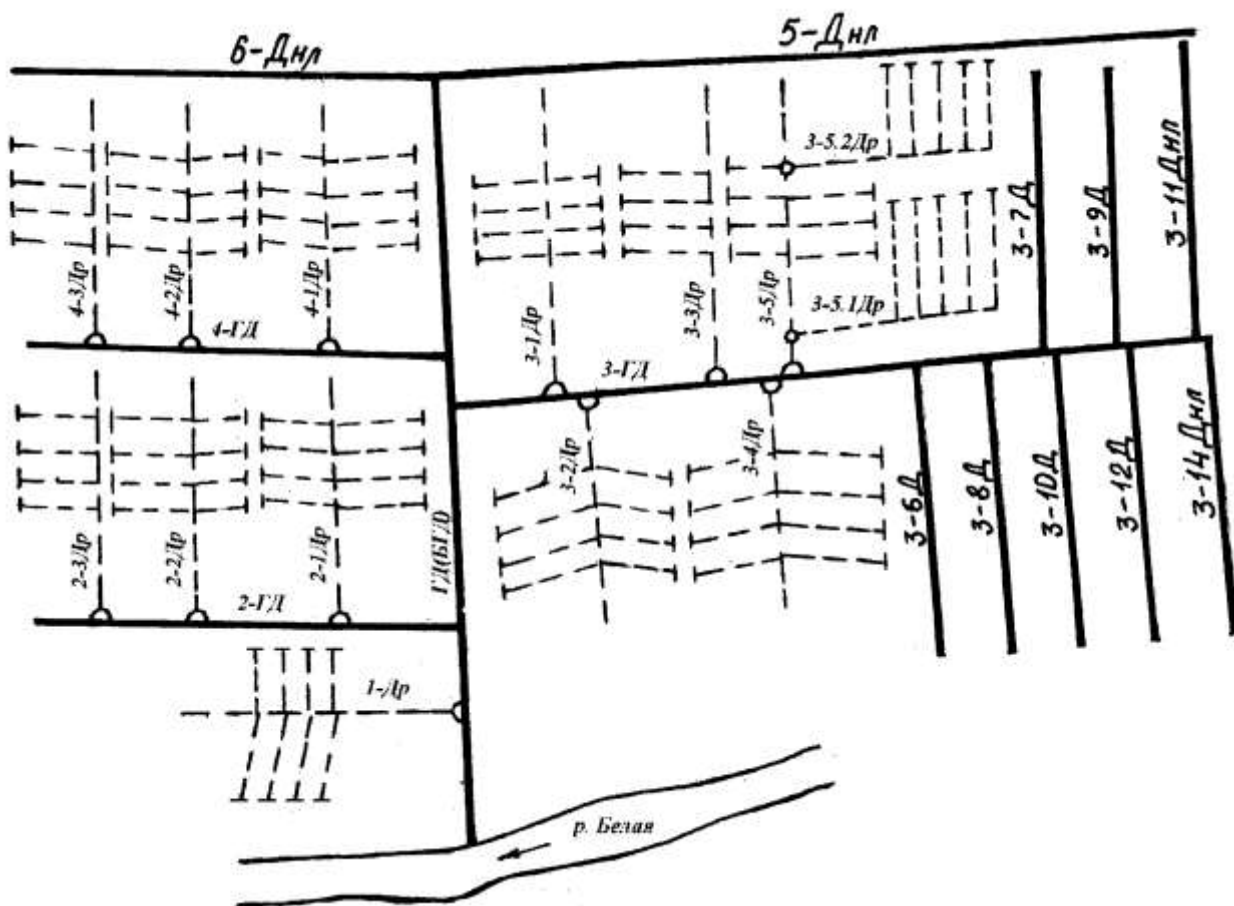


Рис. 3.6 Наименование (зашифровка) осушительной сети

### 3.4 Примеры проектирования осушительной сети в плане

В качестве примера, ниже приводятся три варианта плановой компоновки осушительной сети в комплексе с сооружениями (см. рис. 3.7; 3.8 и 3.9) для осушительной системы закрытого типа в условиях одного и того же переувлажнённого участка. Третий вариант (рис. 3.9), окончательно принятый к проектированию, представлен в детальном исполнении.

Краткая характеристика вариантов плановой компоновки осушительной сети приводится в таблице 3.1.

Условные обозначения к планам осушительных систем показаны на рис. 3.10.

Таблица 3.1 - Характеристика проектных вариантов плановой компоновки осушительной системы (см. рис 3.7 ...3.9)

Схема осушительной системы	Основной критерий выбора варианта	Достоинства	Недостатки
1 (рис.3.7)	максимальное использование закрытой проводящей сети	<ul style="list-style-type: none"> <li>- хорошие условия для организации территории;</li> <li>- максимальное использование рельефа при трассировке сети (преобладает поперечная схема расположения дренажа, двухстороннее впадение дрен в коллекторы)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- плохие условия для трассировки оградительной сети (вдоль «верхней линии»);</li> <li>- усложнение конструкции закрытой сети (проектирование коллекторов 2-х и более порядков)</li> </ul>
2 (рис.3.8)	максимальное использование рельефа при трассировке каналов (минимальная глубина осушительной сети)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- максимум прямоугольного сопряжения осушительной сети;</li> <li>- прямолинейность осушительной сети</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- схема неудобна для организации территории (поля сложной конфигурации);</li> <li>- одностороннее впадение дрен в закрытые коллекторы (неполное использование рельефа при трассировке закрытой сети)</li> </ul>
3 (рис.3.9)	максимальное использование открытой проводящей сети	<ul style="list-style-type: none"> <li>- хорошие условия для организации территории (форма полей близка к прямоугольной);</li> <li>- простая конструкция закрытой коллекторно-дренажной сети;</li> <li>- хорошие условия для трассировки оградительной сети</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- неполное использование рельефа при трассировке части проводящих каналов</li> </ul>

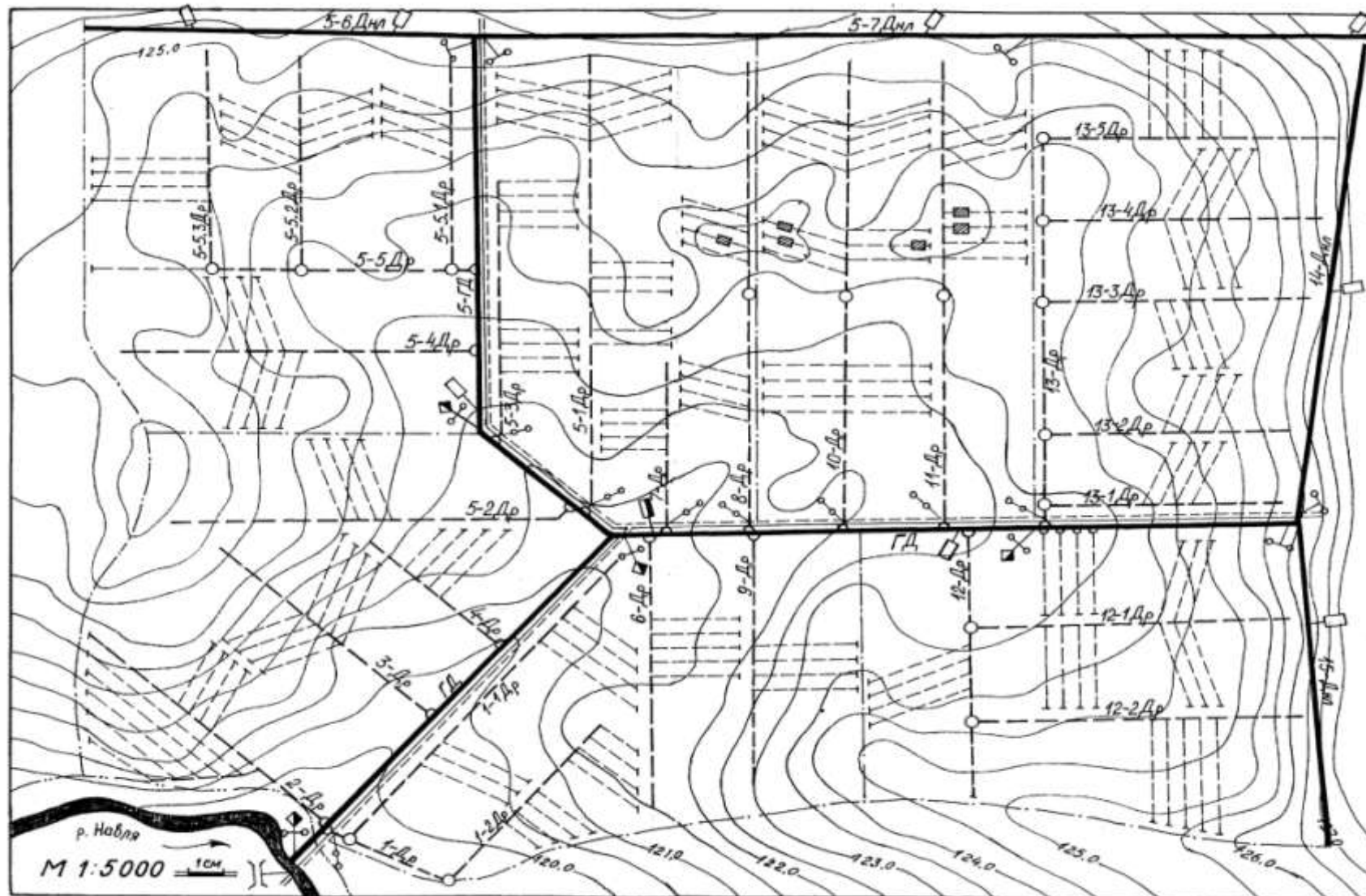


Рис. 3.7 План осушительной системы (1-й вариант)



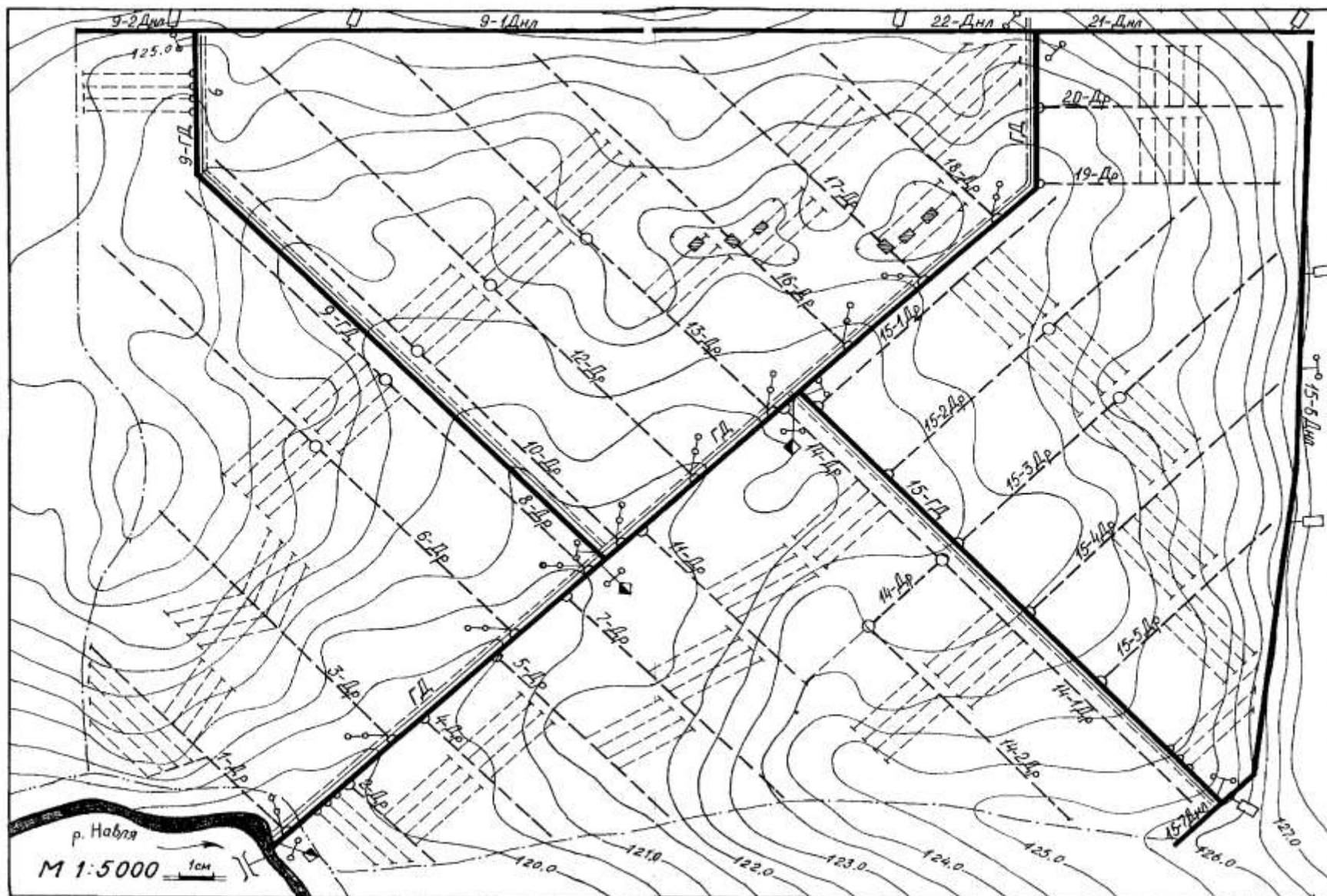


Рис. 3.8 План осушительной системы (2-й вариант)

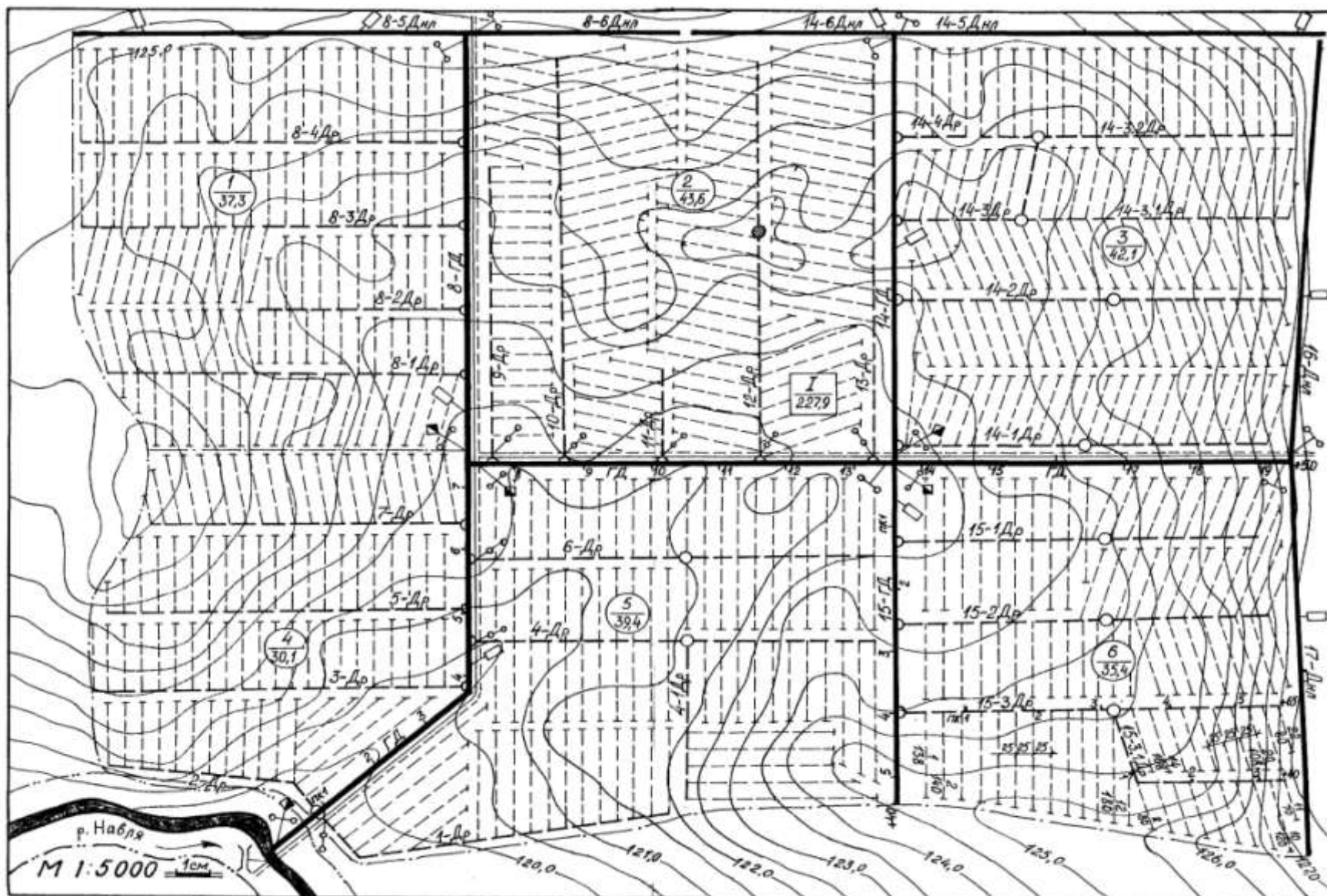


Рис. 3.9 План осушительной системы (3-й вариант, принятый к проектированию)

## Условные обозначения

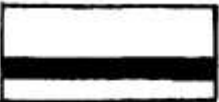
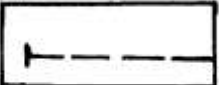
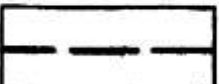
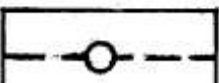
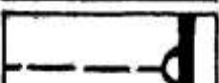
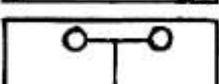
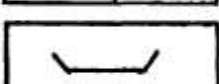
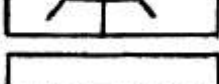
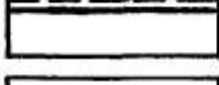
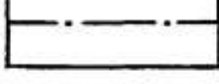

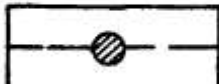
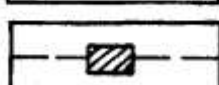
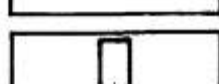
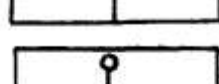
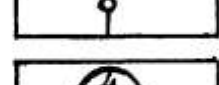
	<i>осушительный канал</i>
	<i>закрытая дрена</i>
	<i>закрытый коллектор</i>
	<i>смотровой колодец</i>
	<i>устьевой сооружение</i>
	<i>трубопереезд</i>
	<i>мост</i>
	<i>дорога с покрытием</i>
	<i>граница поля (грунтовая профилированная дорога)</i>
	<i>регулятор-переезд трубчатый</i>
	<i>колодец поглотительный</i>
	<i>колонка-поглотитель</i>
	<i>водосбросная воронка (открытого типа)</i>
	<i>переход коллектора под дорогой</i>
	<i><u>номер поля</u> площадь поля, га</i>
	<i>граница прибрежной водоохранной полосы (строгого режима)</i>

Рис. 3.10 Условные обозначения к планам осушительных систем

(см. рис. 3.7, 3.8 и 3.9)

## 4. ПРОВОДЯЩАЯ ОСУШИТЕЛЬНАЯ СЕТЬ

### 4.1 Гидрологические расчёты

#### 4.1.1 Общие положения

Основной целью гидрологического расчёта является определение расчётных расходов в каналах проводящей и оградительной осушительной сети, в реках-водоприемниках.

Перед выполнением расчёта необходимо решить следующие вопросы:

- установить виды расчётных расходов, на основе которых будут обосновываться проектные решения;
- выбрать достаточный минимум расчётных створов;
- по каждому расчётному створу определить размеры и характеристики водосборных площадей.

Виды расчётных расходов, их обеспеченность и условия пропуска устанавливаются на основе действующих нормативов (см. приложение 2.2) в зависимости от проектного использования земель. При смешанном сельскохозяйственном использовании (различные севообороты + сенокосы и пр.) в пределах одного осушаемого массива, где проектируется единая осушительная сеть, расчёт производится по наиболее требовательному виду использования.

Расходы в осушительных каналах в основном имеют непрерывно-переменный характер, увеличиваются к устью по мере увеличения водосбора. В связи с этим, расчёты производятся для определённых (характерных) сечений в сети каналов – расчётных створах. Расход створа является расчётным расходом для участка канала до вышележащего створа.

При выборе расчётных створов рекомендуется руководствоваться рядом нормативных положений и требований, а именно, створы необходимо назначать:

- в устьях каналов, имеющих водосборную площадь более **500 га** и выше (по длине канала) в соответствующих характерных местах по мере снижения площади водосбора до **500 га**;

- выше впадения каждого гидравлически рассчитываемого канала;
- в местах резкого изменения уклона;
- в местах расположения дорожно-гидротехнических сооружений (независимо от величины водосборной площади);
- при изменении водосборной площади на 20-30%: на бесприточных участках каналов (каналы оградительной сети, «холостые» участки магистральных каналов); на участках каналов с впадающей только регулирующей или закрытой коллекторно-дренажной сетью.

В целях снижения количества расчётных створов, рекомендуется по возможности их максимально объединять, например: места изменения уклона и водосборной площади; устьевые створы и створы по местоположению сооружений; изменение уклона приурочивается к месту «выше впадения» гидравлически рассчитываемого канала и пр..

Для получения размеров и характеристик водосборных площадей необходимо:

- запроектированную проводящую и оградительную сеть каналов перенести на мелкомасштабную карту местности (*M 1:25000 – 1:50000*);
- пользуясь картометрическими методами, по каждому створу установить границы водосборных площадей и определить их основные характеристики (степени залесённости, заболоченности, зарегулированности и пр.);
- сделать выкопировку из карты водосборной площади, которая прилагается к проекту и является исходной основой для выполнения гидрологических расчётов.

#### **4.1.2 Максимальные расходы весеннего половодья**

Расчётный максимальный расход воды весеннего половодья рекомендуется определять по формуле:

$$Q_p = \frac{K_0 \cdot h_p \cdot A}{(A + A_1)^n} \cdot \delta \cdot \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \mu, \text{ м}^3/\text{с} \quad (4.1)$$

где  $K_0$  – параметр, характеризующий дружность весеннего половодья (см. табл.4.1);

$A$  – площадь водосбора, км<sup>2</sup>;

$A_I$  – поправочная площадь, учитывающая редукцию модуля стока в зависимости от изменения водосборной площади (см. табл. 4.1), км<sup>2</sup>;

$n$  – показатель степени редукции (см. табл. 4.1);

$\delta$  – коэффициент, учитывающий агротехнические особенности (распаханность) водосбора (см. табл. 4.1);

$\mu$  – коэффициент, учитывающий неравенство статистических параметров слоя стока и максимальных расходов воды (см. табл. 4.1);

$\delta_2$  – коэффициент, учитывающий влияние зарегулированности стока на водосборе (озёрами, прудами, водохранилищами и пр.), определяемый по формуле:

$$\delta_1 = \frac{1}{1 + c \cdot f_{oz}} \quad (4.2)$$

$f_{oz}$  – средневзвешенная озёрность водосбора, %;

$c$  – коэффициент, зависящий от величины среднемноголетнего слоя стока весеннего половодья (см. табл. 4.1);

$\delta_2$  – коэффициент, учитывающий влияние залесённости и заболоченности водосбора, определяемый по формуле:

$$\delta_2 = 1 - 0,8 \cdot \lg(0,05 \cdot f_n + 0,1 \cdot f_b + 1) \quad (4.3)$$

где  $f_n, f_b$  – степени соответственно залесённости и заболоченности водосбора, % ;

$h_p$  – суммарный слой стока весеннего половодья для года расчётной обеспеченности, определяемый по зависимости:

$$h_p = K_p \cdot \bar{h}, мм \quad (4.4)$$

$K_p$ - модульный коэффициент перехода от величины среднемноголетней к величине расчётной обеспеченности (ордината кривой трёхпараметрического гамма-распределения, (см. приложение 4.1). Для центральных районов европейской части РФ при установлении  $K_p$  можно принимать:

$$C_s = 2 C_v$$

$$C_v = 1,25 C'_v \text{ (при } A < 50 \text{ км}^2\text{),}$$

$C'_v$  – коэффициент вариации слоя стока весеннего половодья, определяемый по картам изолиний (см. приложение 4.3);

$\bar{h}$  - среднемноголетний слой стока весеннего половодья, мм (при отсутствии местных данных определяется по картам изолиний, см приложение 4.2).

Таблица 4.1- Расчётные параметры к формуле максимального расхода весеннего половодья

№ п/п	Параметры	Природные зоны европейской части РФ									
		лесная					лесостепная				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	$\mu$	1,0	0,97	0,96	0,93	0,90	1,0	0,96	0,93	0,89	0,80
2	$A_l$	1,0					2,0				
3	$n$	0,17					0,25				
4	К <sub>0</sub> при категории рельефа:										
	I	0,010					0,030				
	II	0,008					0,017				
	III	0,006					0,012				
5	$\delta$ при распаханности водосбора: <50%	1,0					1,0				
	50-70%	0,95					0,95				
	≥ 70%	0,90					0,90				
6	С при $\bar{h} : \geq 100$ мм	0,20					0,20				
	99-75мм	0,25					0,25				
	74-55 мм	0,30					0,30				

### 4.1.3 Предпосевные расходы

Предпосевные расходы определяются по зависимости:

$$Q_{nn} = Q_p \cdot K, \text{ м}^3/\text{с} \quad (4.5)$$

где  $Q_p$  – максимальный расход весеннего половодья,  $\text{м}^3/\text{с}$ ;

$K$  – коэффициент редукции максимального расхода, который рекомендуется определять по формуле П.А. Дудкина:

а) для водосборов с холмистым рельефом и преобладанием глинистых и суглинистых почв

$$K = \frac{1,64}{T^{0,34}} - 0,4 \quad (4.6)$$

б) для заболоченных водосборов со спокойным рельефом и пологими склонами, с преобладанием супесчаных, песчаных и песчано-болотных почв

$$K = \frac{3,63}{T^{0,2}} - 1,64 \quad (4.7)$$

В вышеприведённых формулах:  $T$  – допустимая продолжительность затопления весенними талыми водами, сут. (устанавливается на основе сельскохозяйственного использования земель – по наиболее требовательным с/х культурам, см. приложение 1.3).

### 4.1.4 Максимальные расходы дождевых летне-осенних паводков

При проектировании осушительных систем в условиях Нечернозёмной зоны РФ широко используется формула предельной интенсивности стока:

$$Q_d = q_{1\%} \cdot \varphi \cdot H_{1\%} \cdot \delta \cdot \lambda_p \cdot A, \text{ м}^3/\text{с} \quad (4.8)$$



где  $q_{1\%}$  - максимальный модуль дождевого стока для года  $1\%$  обеспеченности, выраженный в долях от произведения ( $\varphi \cdot H_{1\%}$ );

$\varphi$  - коэффициент паводочного стока;

$H_{1\%}$  - максимальный суточный слой осадков для года  $1\%$  обеспеченности;

$\delta$  - коэффициент, учитывающий снижение максимального расхода проточными озёрами;

$\lambda_p$  - переходный коэффициент от обеспеченности расходов  $p = 1\%$  к величине расчётной обеспеченности;

$A$  - площадь водосбора, км<sup>2</sup>.

Методику расчёта по формуле (4.8) и особенности установления её расчётных параметров следует смотреть в пособии [2].

При отсутствии надлежащих условий для использования формулы (4.8) (отсутствие точных данных, весьма приближённая оценка части расчётных параметров и пр.), а также в проектах учебного характера, рекомендуется использовать формулу Д.Л. Соколовского:

$$Q_o = \frac{B_p \cdot A}{\sqrt{A}} \cdot \delta \cdot \delta' \cdot \delta'' \cdot \delta''', \text{ м}^3 / \text{с} \quad (4.9)$$

где  $B_p$  - районный параметр, определяющий обеспеченность расчётного расхода (см. табл. 4.2);

$\delta$  - коэффициент, учитывающий характер рельефа водосбора (см. табл. 4.2);

$\delta'$ ,  $\delta''$ ,  $\delta'''$  - коэффициенты, учитывающие снижение расчётного расхода за счёт (соответственно): озёрности и заболоченности, характера (водопроницаемости) почв на водосборе, топографических особенностей водосборной площади, которые определяются по формулам:

$$\delta' = 1 - 0,7 \cdot \lg \cdot (1 + f_{oz} + 0,2 \cdot f_o) \quad (4.10)$$

$$\delta'' = 1 - v \cdot \lg \cdot (1 + f_{np}) \quad (4.11)$$

$$\delta''' = 0,5 \cdot \frac{B_m \cdot L}{A} \quad (4.12)$$

где  $f_{oz}, f_{\delta}$  - степени заозёрности и заболоченности водосборной площади соответственно, %;

$f_{np}$  - доля хорошо водопроницаемых почв на водосборе (в долях от единицы);

$\nu$  - коэффициент, учитывающий характер почв на водосборе (см. табл. 4.2);

$B_m$  – максимальная ширина водосбора, км;

$L$  – длина водосборной площади, км;

$A$  – площадь водосбора, км<sup>2</sup>.

Таблица 4.2 - Расчётные параметры к формуле Д.Л.Соколовского (4.9) для условий лесной и лесостепной зоны европейской части РФ

№ п/п	Параметры	Обеспеченность, %				
		1	2	3	10	25
1	$B_p$	12-13	10-11	7-9	4-6	3-3,5
2	$\delta$ при рельефе: - плоском	0,5 – 0,6				
	- холмисто-волнистом	0,7 – 0,8				
	- смешанном	0,6 – 0,7				
	- депрессивном	площадь депрессий (блюдца, западины) вычитаются из площади водосбора				
3	$\nu$ - для почв:					
	а) с лесным покровом	0,25 – 0,30				
	- глинистых, суглинистых	0,30 – 0,35				
	- супесчаных	0,35 – 0,40				
	- песчаных, заболоченных					
б) всех типов без лесного по- крова	0,25 – 0,30					

#### 4.1.5 Бытовые расходы

Бытовые (среднемеженные) расходы в каналах осушительной сети определяются по формуле:

$$Q_{\delta} = q_{вн} \cdot A_{вн} + q_{др} \cdot A_{др}, л/с \quad (4.13)$$

где  $A_{вн}$ ,  $A_{др}$  – площади внешнего водосбора и внутреннего водосбора с осушаемой территории соответственно, тяготеющие к расчётному створу, га;

$q_{вн}$  – модуль бытового стока с внешней водосборной площади, л/с·га;

$q_{др}$  – модуль дренажного стока в бытовой период с осушаемой территории, л/с·га.

Внешняя водосборная площадь для соответствующих расчётных створов:

$$A_{вн} = A - A_{ос}, га \quad (4.14)$$

где  $A$  – общая водосборная площадь (устанавливается при определении  $Q_p$ ,  $Q_d$ ), га;

$A_{ос}=A_{др}$  – дренируемая площадь, определяемая на основе генплана осушительной системы, га.

Модуль внешнего стока определяется по местным данным или региональным формулам, а при их отсутствии или недостаточности данных может быть принят по табл. 4.3.

Таблица 4.3 - Модуль стока с внешнего водосбора в бытовой период

№ п/п	Водное питание переувлажнённых земель	$q_{вн}$ , л/с·га
1	Атмосферно-грунтовое	0,02
2	Грунтово-делювиальное, бассейн грунтовых вод	0,03
3	Поток грунтовых вод	0,04
4	Грунтово-напорное	0,05

Модуль дренажного стока в бытовой период с осушаемых земель рекомендуется определять из формул, по которым производился расчёт расстояний между закрытыми дренами или открытыми осушителями (в обратном порядке):

**а) для случая близкого залегания водоупора**

$$q_{op} = \frac{928 \cdot H \cdot T}{(B + 4 \cdot L_f)^2 - 16 \cdot L_f^2}, \text{ л/с} \cdot \text{га} \quad (4.15)$$

**б) для случая глубокого залегания водоупора**

$$q_{op} = \frac{728,5 \cdot H \cdot K}{B \left[ \ln \left( \frac{2 \cdot B}{\pi \cdot d} \right) + L_i \right]}, \text{ л/с} \cdot \text{га} \quad (4.16)$$

где  $B$  – расчётное расстояние между закрытыми дренами или осушителями, м;  
 $H$  – расчётный напор для бытового периода, который ориентировочно можно принять по таблице 4.4 или по данным приложения 3 – равным  $\Delta h$  ( $\Delta H$ ).

Остальные расчётные показатели в формулах (4.15; 4.16) следует принимать из соответствующих расчётов по определению междренних расстояний.

Следует иметь ввиду, что в данном расчёте нельзя использовать проектное расстояние ( $B$ ), которое может значительно отличаться от расчётного (вследствие округления или снижения в запас расчёту).

Таблица 4.4 - Расчётный напор для расчёта регулирующей сети в бытовой период

№ п/п	Тип регулирующей сети	Расчётное расстояние между дренирующими элементами сети ( $B$ ), м	Напор ( $H$ ), м			
			торф	супесь	сугли глинок	песок
1	Закрытый горизонтальный трубчатый дренаж	20 – 25	0,20	0,30	0,35	-
		25 – 35	0,25	0,35	-	0,20
		35 - 45	0,30	-	-	0,25
2	Открытые осушители	70 – 90	0,50	-	0,90	0,40
		90 – 110	0,60	0,70	0,80	0,45
		110 - 140	0,70	0,80	-	0,50

--	--	--	--	--	--	--

## 4.2 Гидравлический расчёт каналов

Посредством гидравлического расчёта каналов решаются следующие проектные вопросы и задачи:

- обоснование и расчёт основных параметров (из условия пропуска максимальных расходов);
- обеспечение необходимого скоростного режима (по всем расчётным расходам);
- обеспечение пропуска бытовых расходов согласно нормативным требованиям вертикального сопряжения;
- обоснование конструкции крепления каналов (на основе скоростного режима).

При расчёте осушительных каналов принимается гидравлический режим равномерного установившегося движения воды в открытых руслах [12], что позволяет использовать в основе расчёта формулу Шези:

$$Q = \omega \cdot c \cdot \sqrt{R \cdot I}, \text{ м}^3/\text{с} \quad (4.17)$$

где  $Q$  – пропускная способность канала,  $\text{м}^3/\text{с}$ ;

$\omega$  – площадь живого сечения,  $\text{м}^2$ ;

$c$  – скоростной коэффициент Шези,  $\text{м}^{0,5}/\text{с}$ ;

$I$  – гидравлический уклон (поверхности воды);

$R$  – гидравлический радиус потока воды, определяемый по зависимости:

$$R = \frac{\omega}{\chi}, \text{ м} \quad (4.18)$$

где  $\chi$  - смоченный периметр сечения канала, м.

Для каналов трапецеидальной формы:

$$\omega = (b + m \cdot h) \cdot h, \text{ м}^2 \quad (4.19)$$

$$\chi = \epsilon + 2h\sqrt{1+m^2}, \text{ м} \quad (4.20)$$

Скоростной коэффициент Шези рекомендуется определять:

а) по формуле И.И.Агроскина:

$$C = \frac{1}{n} + 17,72 \cdot \lg R, \text{ м}^{0,5} / \text{с} \quad (4.21)$$

б) или по формуле Н.Н Павловского:

$$C = \frac{1}{n} R^y, \text{ м}^{0,5} / \text{с} \quad (4.22)$$

где  $y = 1,5\sqrt{n}$  при  $R < 1$  м,  $y = 1,3\sqrt{n}$  при  $R > 1$  м.

Гидравлический расчёт каналов сводится в основном к решению одной из задач гидравлики, когда определяется глубина воды в канале, а именно:

$$\frac{Q, I, b, m, n}{h - ?}$$

При решении данной задачи в первом приближении расчёта:

- пропускная способность канала (Q) приравнивается к расчётным расходам;
- гидравлический уклон (J) приравнивается к проектным уклонам дна канала, которые устанавливаются на основе продольного профиля поверхности земли по трассе канала;
- ширина каналов по дну (b) принимается минимальной в пределах **0,5 – 0,6** м;
- коэффициенты заложения откосов (m) назначаются на основе действующих нормативов в зависимости от грунта и строительной глубины (см. прилож. 6.1).

Строительная глубина на данном этапе расчёта может быть принята: для открытых коллекторов **1,8 – 2,0** м, для магистральных каналов  $\geq 2$  м;

- коэффициенты шероховатости русла ( $n$ ) принимаются по земляному руслу или с учётом крепления одерновкой (см. прилож. 6.2).

По найденным глубинам воды ( $h_i$ ) и расчётным расходам ( $Q_i$ ) определяется расчётная скорость ( $v_i$ ) и гидравлический радиус ( $R_i$ ) на соответствующих участках канала по формулам:

$$v_i = \frac{Q_i}{(b + m \cdot h_i) \cdot h_i}, \text{ м/с} \quad (4.23)$$

$$R = \frac{(b + mh_i) \cdot h_i}{b + 2 \cdot h_i \cdot \sqrt{1 + m^2}}, \text{ м} \quad (4.24)$$

В результате расчёта должно обеспечиваться выполнение условия:

$$[v_3] \leq v_i \leq \alpha_n \cdot [v_p] \quad (4.25)$$

где  $[v_3]$  - допустимая незаиляющая скорость, которая принимается для осушительных каналов 0,2 м/с (0,1 м/с – в особых случаях);

$[v_p]$  - допустимая неразмывающая скорость при  $R = 1,0$  м (см. прилож. 6.3);

$\alpha_n$  - поправка на глубину потока воды (для каналов в земляном русле при  $R \neq 1$  м  $\alpha_n = \sqrt[3]{R}$ , см. прилож. 6.3).

В условиях невыполнения условия (4.25) рекомендуется:

а) при  $v_i > \alpha_n \cdot [v_p]$ :

- уменьшение уклона при незначительном отклонении результата;
- при отсутствии условий для снижения уклона и значительном превышении  $[v_p]$  -- проектирование крепления русла;

б) при  $v_i < [v_3]$ :

- увеличение уклона;
- при невозможности увеличения уклона – снижение  $[v_3]$  до **0,1** м/с – при условии проектирования особых условий эксплуатации канала (например: канал чаще окашивать и очищать от заиления).

При внесении вышеуказанных изменений необходимо корректировать (повторять) соответствующие расчёты первого приближения с учётом новых гидравлических показателей.

### 4.3 Проектирование крепления каналов

В целях выбора оптимального варианта конструкции крепления рекомендуется произвести анализ пропуска расчётных расходов и разделить сечение канала на характерные его элементы по условиям работы (см. рис. 4.1).

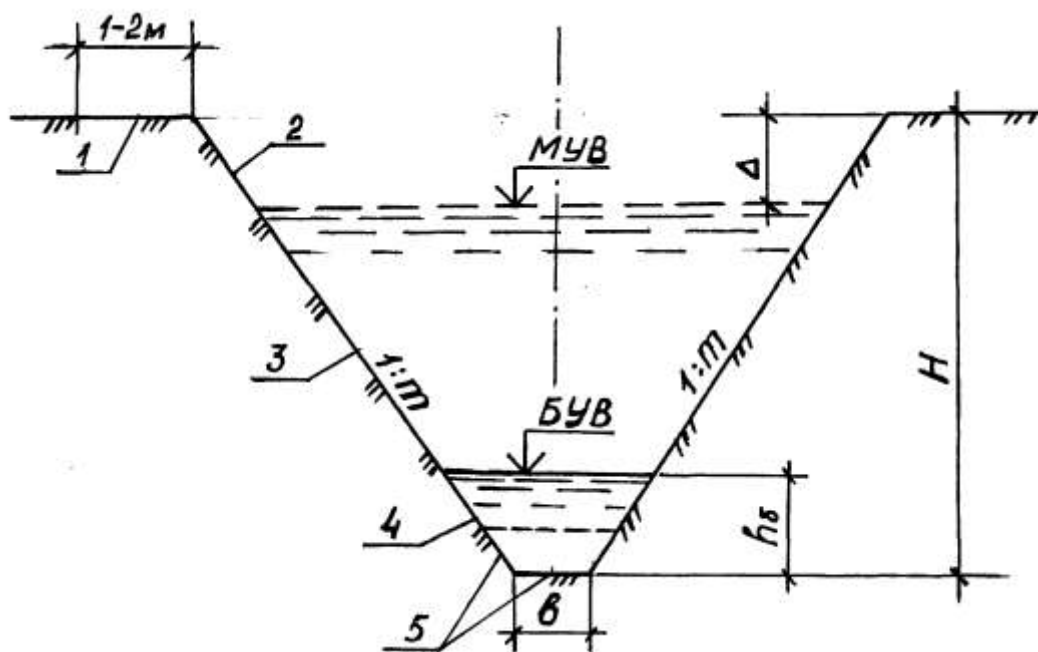


Рис. 4.1 Характерные элементы сечения канала по условиям пропуска расходов:

1 – приоткосная полоса; 2 – сухая часть откоса; 3 – периодически затопливаемая часть откоса; 4 – постоянно затопленная придонная часть откоса; 5 – донная часть канала.

Скоростной и уровенный режимы работы канала являются одним из важнейших факторов выбора типа крепления. Кроме того, на выбор конструк-



ции крепления существенное влияние может оказать ряд гидрогеологических факторов, а именно:

- наличие слабоустойчивых песчаных, мелкозернистых песчаных и плавунных грунтов (особенно в придонной части канала);

- высота и градиент высачивания грунтовых вод (в слабоустойчивых грунтах для повышения устойчивости откосов дополнительно проектируется приоткосный разгрузочный дренаж).

В современных условиях наиболее распространенными являются следующие материалы и типы крепления осушительных каналов (по элементам сечения, см. рис. 4.1):

- а) приоткосная полоса – гидропосев трав;

- б) сухая часть откоса – гидропосев трав, посев трав по слою растительного грунта, дернокрошка;

- в) периодически затапливаемая часть откоса при  $v < 1,5$  м/с – одерновка, залужение многолетними травами;

- г) периодически затапливаемая часть откоса при  $v > 1,5$  м/с – бетонные и керамзитобетонные плиты в комплексе с фильтрующими материалами;

- д) затопленная и донная части – железобетонные лотки и плиты в комплексе с камнем и фильтрующими материалами.

В настоящее время при проектировании широко используются типовые конструкции крепления, для выбора которых и привязки их к местным условиям необходимы следующие показатели и факторы:

- расчётные максимальные скорости воды;

- параметры сечения канала ( $m$ ,  $b$ ,  $H$ );

- отметки максимального и бытового уровней воды;

- особые условия строительства и работы канала;

- местные условия;

- экономические показатели (технико-экономическое обоснование вариантов).

Ниже приводятся некоторые, наиболее характерные типовые конструкции (ТП 820 -01-41) крепления осушительных каналов (см. рис. 4.2, 4.3, 4.4, 4.5).

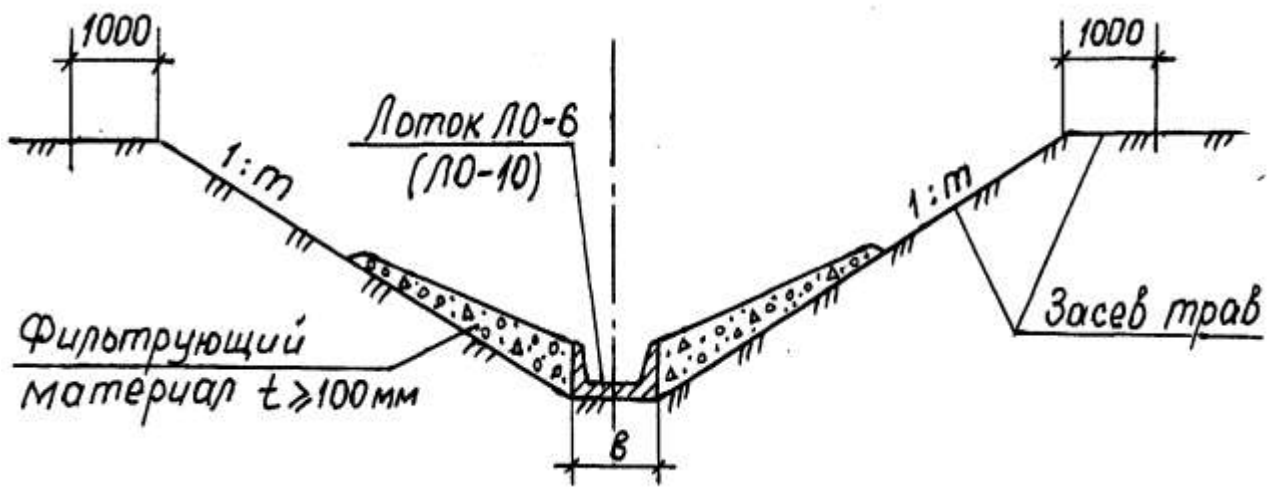


Рис. 4.2 Крепление канала облегченными лотками и фильтрующими материалами в слабоустойчивых грунтах

$$(v_p \leq 1,5 \text{ м/с}, \delta = 0,6-1,0 \text{ м}, m = 2,0-2,5)$$

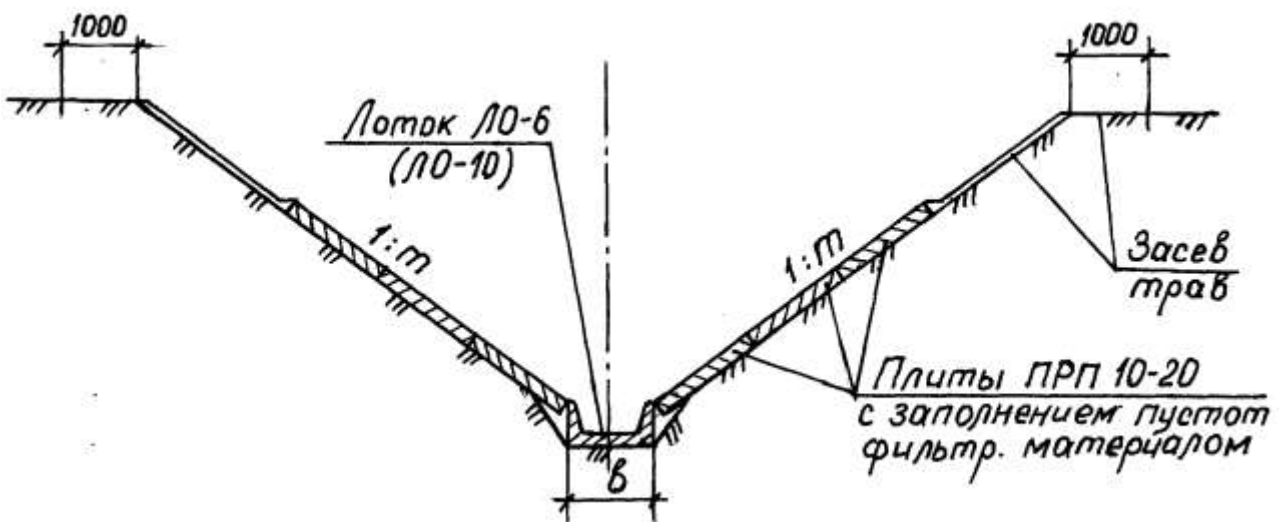


Рис. 4.3 Крепление канала облегченными лотками и решетчатыми плитами

$(v_p \leq 2,0 \text{ м/с}, e = 0,6-1,0 \text{ м}, m = 1,5-2,5)$

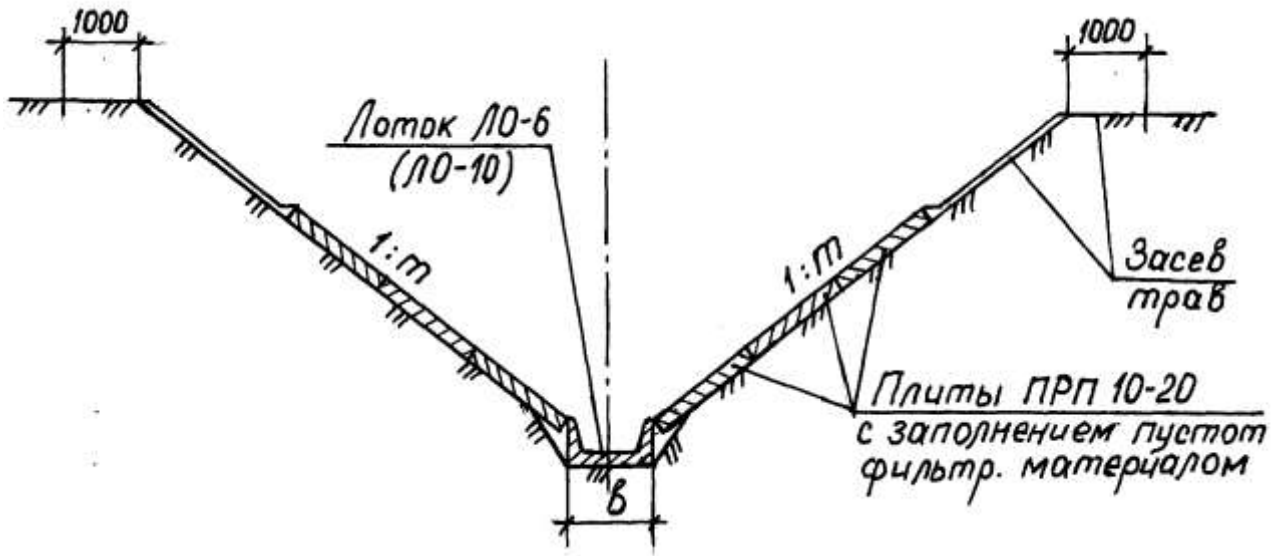


Рис. 4.4 Крепление канала лотками и плитами с дренажными отверстиями

$(v_p \leq 4,0 \text{ м/с}, e = 1,0 \text{ м}, m = 1,5-2,5)$

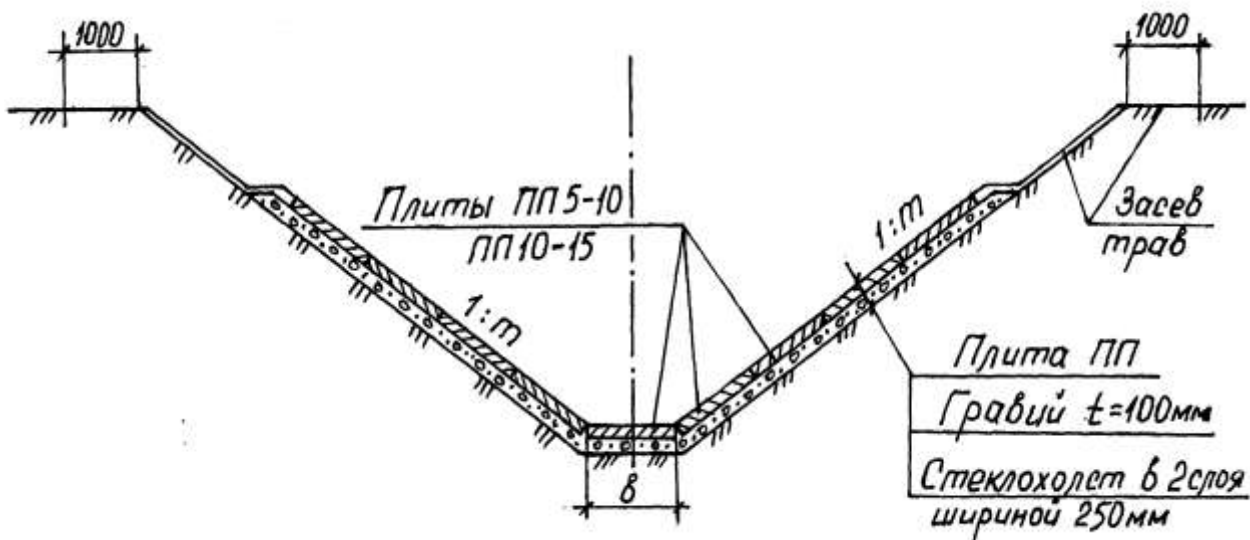


Рис. 4.5 Крепление канала плитами ПП

$$(v_p \leq 4,0M/c, \epsilon = 0,6-1,5M, m = 1,5-2,5)$$

#### 4.4 Гидравлически нерассчитываемые каналы

При проектировании осушительных систем значительная часть каналов (открытые коллекторы) может быть отнесена к категории гидравлически не рассчитываемых. В эту категорию входят каналы:

- имеющие водосборную площадь  $< 500$  га;
- с максимальным расчётным расходом  $< 0,5$  м<sup>3</sup>/с.

Многие параметры таких каналов устанавливаются конструктивно с учётом действующих нормативных требований.

Ширина каналов по дну проектируется минимального размера  $0,4 - 0,6$  м.

Заложение откосов назначается по общим правилам проектирования осушительных каналов (см. прилож. 6.1).

Глубина каналов устанавливается при проектировании продольных профилей из условия вертикального сопряжения с впадающими элементами осушительной сети и водоприемником.

Проектные уклоны дна рекомендуется принимать  $\geq 0,0005$  (на безуклонных территориях -  $\geq 0,0002$ ).

При проектировании каналов в условиях соответствующих грунтов с уклонами более:  $0,0005$  – песчаных;  $0,001$  – супесчаных;  $0,003$  - суглинистых, торфяных;  $0,005$  – глинистых, рекомендуется либо производить гидравлический расчёт по определению скоростного режима, либо проектировать (конструктивно) крепление русла.

#### 4.5 Гидравлический расчёт закрытых коллекторов

Основными задачами гидравлического расчёта закрытых трубчатых коллекторов являются:

1. Определение диаметров труб и размеров (длин) участков коллектора по каждому расчётному диаметру.

2. Обеспечение оптимального скоростного режима (нормативный диапазон скорости должен находиться в пределах 0,3 – 1,5 м/с).

Диаметры труб определяются из условия пропускания максимальных расходов при работе труб полным сечением. Нормативный гидравлический режим работы: безнапорный – при равномерном установившемся движении воды.

В основе расчёта используется формула Шези:  $Q = \omega \cdot c \cdot \sqrt{R \cdot I}$ , м<sup>3</sup>/с, где расчётные параметры для трубчатой сети определяются по формулам

$$\omega = 0,785 \cdot d, \text{ м}^2 \quad (4.26)$$

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6}, \text{ м}^{0,5}/\text{с} \quad (4.27)$$

$$R = 0,25 \cdot d, \text{ м} \quad (4.28)$$

где  $d$  – диаметр трубы, м;

$n$  – коэффициент шероховатости труб (см. прилож. 5.1);

$Q$  – пропускная способность трубы при соответствующем диаметре и уклоне, приравниваемая к расчётному расходу коллектора в расчётном створе (сечении), м<sup>3</sup>/с.

$I$  – гидравлический уклон, приравниваемый к уклону трубопровода и определяемый на основе продольного профиля земли по трассе коллектора.

Расчётный расход воды в любом сечении коллектора определяется по зависимости:

$$Q_k = q \cdot A_k, \text{ л/с} \quad (4.29)$$

где  $q$  – максимальный модуль дренажного стока, определяемый для весеннего периода по воднобалансовой формуле (см. расчёт междренного расстояния), л/с·га;

$A_k$  - площадь внутреннего водосбора коллектора, подвешенная к расчётному створу, определяемая по генплану с учётом взаимного расположения элементов осушительной сети (бокового и торцевого «прихватов» дрен, см. рис. 4.6 а), га.

В случаях постоянства междреннего расстояния и длины дрен в пределах системы коллектора, расчётные расходы удобно определять суммированием расходов отдельных дрен, т.е.:

$$Q_k = \sum_{i=1}^n Q_{др} \cdot l / c \quad (4.30)$$

где расчётный расход дрены (в устье) определяется по формуле:

$$Q_{др} = q \cdot B \cdot (l + \Delta l) \cdot 10^{-4}, л / с \quad (4.31)$$

где  $B$  – расстояние между дренами, м;

$l$  - длина дрены, определяемая по генплану, м;

$\Delta l$  - величина «торцевого прихвата» дрены, составляющего в основном  $0,25B$  (см. рис. 3.5), м.

Расчётная скорость движения воды в трубах определяется по формуле:

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d_i^2}, м / с \quad (4.32)$$

где  $d_i$  – диаметр трубы на расчётном участке. м;

$Q_i$  - расчётный расход на соответствующем участке (в нижней его части), м<sup>3</sup> /с.

Наиболее простым является графический способ расчёта закрытых коллекторов. Основная его суть заключается в графическом определении длин участков коллектора с соответствующими диаметрами на основе использования данных по пропускной способности труб ( $Q_i$ ). Пропускная способность труб определяется либо расчётным путём на основе выше приведенных формул, либо с использованием специальных таблиц (см. прилож. 4.1). Форма графической интерпретации расчёта показана на рис. 4.6.

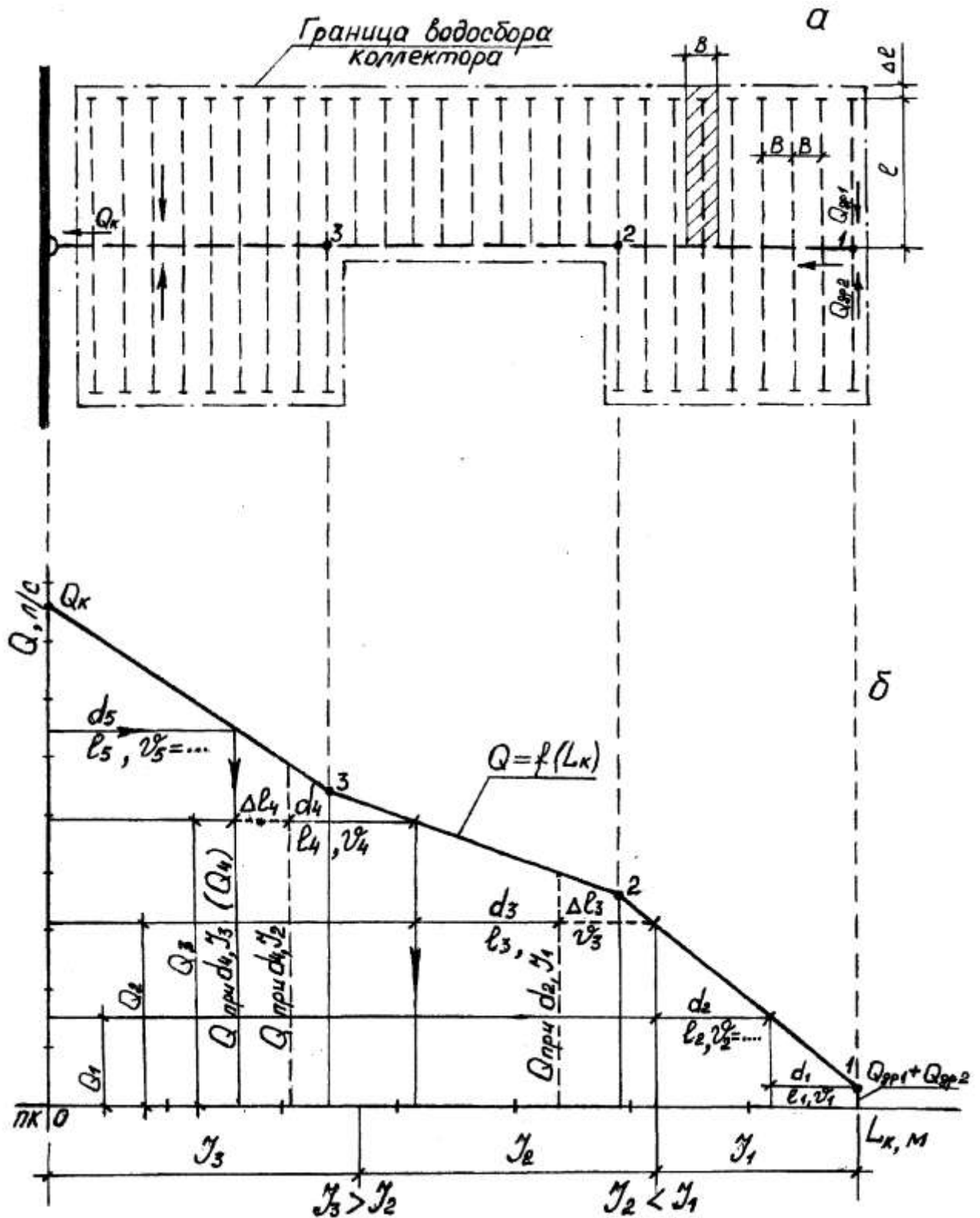


Рис. 4.6 Схемы к гидравлическому расчету закрытого коллектора:

а – плановое изображение системы коллектора;

б – график подбора диаметров труб



Рекомендуется следующий порядок выполнения расчёта:

1. Строится график изменения расхода по длине коллектора  $Q = f(L_k)$ .
2. Задаются минимальным стандартным диаметром трубы коллектора (следующим после дрены). Например, для гончарного дренажа диаметром 50 мм –  $d_1 = 75$  мм.
3. По формулам или по расчётным таблицам определяется пропускная способность трубы ( $Q_1$ ), и в масштабе графика проводится линия, параллельная оси абсцисс (см. рис. 4.6 б). Точка пересечения с графиком отсекает на оси абсцисс отрезок (справа), длина которого будет соответствовать участку коллектора с диаметром  $d_1$ .
4. Задаются следующими по стандарту диаметрами труб и вышеуказанные действия повторяются. Расчёт заканчивается по мере выхода за пределы графика.

### ***Особенности расчёта***

При построении графика  $Q = f(L_k)$  следует иметь в виду, что характер изменения расхода по длине коллектора принято считать прямолинейным. Это позволяет для простых коллекторных систем строить график по двум характерным точкам:

- а) в устье коллектора ( $Q_k = q \cdot A_k$  или  $Q_k = \Sigma Q_{др}$ );
- б) в истоке коллектора (при одностороннем впадении дрен –  $Q_k = \Sigma Q_{др}$ , при двустороннем впадении дрен –  $Q_k = Q_{др1} + Q_{др2}$ ).

В случае сложной коллекторно-дренажной системы (см. рис. 4.6 а), при построении графика следует брать дополнительные расчётные точки (створы). Они обычно представляют собой места резких изменений системы (переход с двухстороннего характера впадения дрен на односторонний, впадение коллектора другого порядка и пр.), в которых график  $Q = f(L_k)$  может иметь резкие скачки или изломы прямой (см. рис. 4.6 б и 4.9 б).

Расчёт коллекторов с изменяющимся уклоном имеет некоторые особенности на этапах смены уклонов, а именно (см. рис. 4.6 б):

*а) изменение уклона с большего на меньший ( $I_1 > I_2$ ).* В этом случае длина расчётного участка ( $l_3$ ) уменьшается на величину  $\Delta l_3$  (на рисунке показано пунктиром), т.е. места изменения диаметров и уклонов совмещаются. Скорость воды ( $v_2 = \dots$ ) будет неизвестна (работа труб неполным сечением);

*б) изменение уклона с меньшего на больший ( $I_2 < I_3$ ).* Длина расчётного участка ( $l_4$ ) увеличивается на величину  $\Delta l_4$ , т.е. необходимо в данном случае дополнительно определить пропускную способность ( $Q_4$ ) при новом уклоне ( $I_3$ ) и прежнем диаметре ( $d_4$ ).

При расчёте коллекторов, проектируемых из гончарных труб, часто возникает ситуация, когда величина диаметра в нижней (устьевой) части начинает превышать 250 мм (максимальная величина по стандарту). В этом случае рекомендуется рассмотреть следующие варианты проектирования:

- увеличение уклона (при небольшой длине оставшегося участка);
- проектирование коллектора в нижней (устьевой) его части по конструкции в две нитки;
- продолжение нижней части коллектора с переходом на другие типы труб (например асбестоцементные – при  $d \leq 500$  (600) мм).

#### **4.6 Примеры расчёта проводящей осушительной сети**

Для осушительной системы, изображённой на рис. 3.9, требуется выполнить:

1. Гидрологический и гидравлический расчёты магистрального канала *ГД*;
2. Гидравлический расчёт системы закрытого коллектора *15-3Др*.

Местоположение объекта – Брянская область, сельскохозяйственное использование земель – овощекормовой севооборот.

#### 4.6.1 Гидрологический расчёт системы магистрального канала ГД

Анализ выбора расчётных створов и исходные расчётные характеристики водосборной площади приведены в таблице 4.5.

Таблица 4.5 - Расчётные створы и основные характеристики водосборной площади канала ГД

№ расчётных створов	Местоположение створа (пикетаж)	Водосборная площадь, км <sup>2</sup>			Расчётные характеристики					Обоснование выбора расчётного створа
		общая А	осушаемая А <sub>ос</sub>	внешняя А <sub>вн</sub>	f <sub>л</sub> , %	f <sub>б</sub> , %	f <sub>оз</sub> , %	f <sub>пр</sub>	$\frac{B}{L}$ , км	
1	пк 0+15	17,60	2,28	15,32	27	13	0,12	0,63	$\frac{4,2}{5,2}$	устье канала (А>500 га), сооружение: регулятор-перезд трубчатый
2	пк 7+50	11,39	1,21	10,18	28	14	0,13	0,60	$\frac{3,4}{4,8}$	выше впадения гидравлич. расщ. канала (8-ГД), изменение уклона, сооружение: регулятор трубчатый
3	пк 13+65	5,33	-	5,33	30	16	0,15	0,70	$\frac{2,3}{3,5}$	выше впадения гидравлически расщ. канала (14-ГД), изменение уклона

Виды расчётных расходов, их обеспеченность и условия пропуска устанавливаем на основе сельскохозяйственного использования земель (см. прилож. 2.2 и 2.3). Нормативные данные по расчётным расходам представлены в таблице 4.6

Таблица 4.6 - Расчётные расходы, их обеспеченность и условия пропуска

С/х использование	Рассчитываемый элемент сети	Расчётные расходы	Запас от бровки канала при пропуске расчётного расхода, м	Обеспеченность, %
овоще-кормовой севооборот (без озимых культур)	канал ГД	предпосевной	0,6	10
		летнее-осенних дождевых паводков	0,0	10
		среднемеженный (бытовой)	по нормативным условиям	50
	регуляторы-переезды трубчатые (створы № 1;2)	максимальный (весеннего половодья или дождевых паводков): а) основной расчётный б) поверочный	- 0,0	5 1

**а) максимальные весеннего половодья и предпосевные расходы**

Расходы весеннего половодья и предпосевные определяем по формулам (4.1) и (4.5) соответственно.

Вначале устанавливаем параметры, которые будут постоянными в условиях данного объекта:

- $h' = 95$  мм,  $C'_v = 0.46$  (по картам изолиний, см. прилож. 4,2 и 4,3),  
 $C_v = 1,25 \cdot 0,46 = 0,575$  (при  $A < 50$  км<sup>2</sup>);
- $K_0 = 0,006$ ;  $n = 0,17$ ;  $\delta = 1,0$ ;  $c = 0,25$ ;  $A_I = 1,0$  км<sup>2</sup> (см. табл. 4.1);
- $T = 9$  сут (по наиболее требовательным культурам севооборота, см. прилож. 1,3).

Расчёт производим для створа № 1 и обеспеченности  $p=10\%$ .

Расчётный слой стока весеннего половодья для года 10% обеспеченности:

$$h_p = 95 \cdot 1,77 = 168 \text{ мм}$$

где  $K_p = 0,77$  (при  $C_v = 0,575$ ,  $C_s = 2 C_v$ ,  $p = 10\%$ , см. прилож. 4.1).

Коэффициент, учитывающий зарегулированность стока на водосборе ( ф-ла 4.2):

$$\delta_1 = \frac{1}{1 + 0,25 \cdot 0,12} = 0,97$$

где  $f_{оз} = 0,12\%$  (см. табл. 4.5)

Коэффициент, учитывающий влияние залесённости и заболоченности водосбора (ф-ле 4.3):

$$\delta_2 = 1 - 0,8 \cdot \lg (0,05 \cdot 27 + 0,1 \cdot 13 + 1) = 0,55$$

где  $f_n = 27\%$ ,  $f_6 = 13\%$  (см. табл. 4.5).

Максимальный расход весеннего половодья в створе №1 канала *ГД* будет равен (ф-ла 4,1):

$$Q_p = \frac{0,006 \cdot 168 \cdot 17,6}{(17,6 + 1,0)^{0,17}} \cdot 1,0 \cdot 0,97 \cdot 0,55 \cdot 0,93 = 5,35 \text{ м}^3/\text{с}$$

где  $\mu = 0,93$  (см. табл. 4.1).

Величина предпосевного расхода составит (ф-ла 4.5):

$$Q_{nn.} = 0,70 \cdot 5,35 = 3,75 \text{ м}^3/\text{с}$$

где коэффициент редукции максимального расхода для предпосевного периода (ф-ла 4.7):

$$K = \frac{3,63}{9^{0,2}} - 1,64 = 0,7$$

Для остальных створов и других обеспеченностей расчёт производим в табличной форме (см. табл. 4.7).

Таблица 4.7 - Расчёт максимальных весеннего половодья и предпосевных расходов в канале *ГД*

№ расч. створа	P, %	$h$ , мм	$K_p$	$h_p$ , мм	$K_0$	$A_2$ , км <sup>2</sup>	$\frac{1}{(A+1)^{0,17}}$	$\delta$	$\delta_1$	$\delta_2$	$\mu$	$Q_p$ , м <sup>3</sup> /с	K	$Q_{nn.}$ , м <sup>3</sup> /с
1	10	95	1,77	168	0,006	17,6	0,608	1,0	0,971	0,55	0,93	5,35	0,7	3,75
	5	95	2,10	199	0,006	17,6	0,608	1,0	0,971	0,55	0,93	6,55	-	-
	1	95	2,80	266	0,006	17,6	0,608	1,0	0,971	0,55	1,0	9,12	-	-
2	10	95	1,77	168	0,006	11,39	0,652	1,0	0,968	0,54	0,93	3,63	0,7	2,55
	5	95	2,10	199	0,006	11,39	0,652	1,0	0,968	0,54	0,96	4,45	--	-
	1	95	2,80	266	0,006	11,39	0,652	1,0	0,968	0,54	1,0	6,19	-	-
3	10	95	1,77	168	0,006	5,33	0,731	1,0	0,964	0,51	0,93	1,80	0,7	1,26

В таблице 4.7:

- для створа №2:  $\delta_1 = \frac{1}{1 + 0,25 \cdot 0,13} = 0,968$

$$\delta_2 = 1 - 0,8 \cdot \lg(0,05 \cdot 28 + 0,1 \cdot 14 + 1) = 0,54$$

$$\text{- для створа № 3: } \delta_2 = \frac{1}{1 + 0,25 \cdot 0,15} = 0,964$$

$$\delta_2 = 1 - 0,8 \cdot \lg(0,05 \cdot 30 + 0,1 \cdot 16 + 1) = 0,51$$

**б) максимальные расходы летне-осенних дождевых паводков**

Расходы определяем по формуле Д.Л.Соколовского (4.9).

Параметры, постоянные для всех расчётных створов будут равны:

$$v = 0,37; \delta = 0,65 \text{ (см. табл. 4.2).}$$

Расчёт производим для створа №1 при  $p = 10\%$ .

Коэффициент, учитывающий топографические особенности водосборной площади (ф-ла 4.12):

$$\delta''' = 0,5 \cdot \frac{4,2 \cdot 5,2}{17,6} = 0,62$$

где  $B_m = 4,2$  км,  $L = 5,2$  км,  $A = 17,6$  км<sup>2</sup> (см. табл. 4,5).

Коэффициент, учитывающий характер почв на водосборе (ф-ла 4.11):

$$\delta'' = 1 - 0,37 \cdot \lg(1 + 0,63) = 0,92$$

$$\text{где } f_{np} = 0,63 \text{ (см. табл. 4.5)}$$

Коэффициент, учитывающий зарегулированность и заболоченность водосборной площади (ф-ла 4.10)

$$\delta' = 1 - 0,7 \cdot \lg(1 + 0,12 + 0,2 \cdot 13) = 0,60$$

$$\text{где } f_{oz} = 0,12 \% ; f_{\bar{o}} = 13\% \text{ (см. табл. 4.5).}$$

Максимальный расход дождевых паводков в створе № 1 канала ГД для года 10% обеспеченности будет равен (ф-ла 4.9):

$$Q_o = \frac{5 \cdot 17,6}{\sqrt{17,6}} \cdot 0,65 \cdot 0,60 \cdot 0,92 \cdot 0,62 = 4,66 \text{ м}^3 / \text{с}$$

где районный параметр  $B_p = 5$  (см. табл. 4.2)

Расчёт для других створов производим в табличной форме (см. табл. 4.8.), где расчётные параметры для соответствующих створов будут равны:

$$\text{- створ №2 - } \delta''' = 0,5 \cdot \frac{3,4 \cdot 4,8}{11,39} = 0,72$$

$$\delta'' = 1 - 0,37 \cdot \lg(1 + 0,60) = 0,92; \quad \delta' = 1 - 0,7 \cdot \lg(1 + 0,13 + 0,2 \cdot 14) = 0,58$$

$$\text{- створ №3 - } \delta''' = 0,5 \cdot \frac{2,3 \cdot 3,5}{5,33} = 0,75$$

$$\delta'' = 1 - 0,37 \cdot \lg(1 + 0,70) = 0,91; \quad \delta' = 1 - 0,7 \cdot \lg(1 + 0,15 + 0,2 \cdot 16) = 0,55$$

Таблица 4.8 - Расчёт максимальных расходов летне-осенних дождевых паводков в канале ГД

№ расч. створа	P, %	$B_p$	A, км <sup>2</sup>	$\frac{1}{\sqrt{A}}$	$\delta$	$\delta'$	$\delta''$	$\delta'''$	$Q_d, \text{ м}^3/\text{с}$
1	10	5	17,60	0,238	0,65	0,60	0,92	0,62	4,66
	5	8	17,60	0,238	0,65	0,60	0,92	0,62	7,45
	1	12	17,60	0,238	0,65	0,60	0,92	0,62	11,18
2	10	5	11,39	0,296	0,65	0,58	0,92	0,72	4,21
	5	8	11,39	0,296	0,65	0,58	0,92	0,72	6,73
	1	12	11,39	0,296	0,65	0,58	0,92	0,72	10,1
3	10	5	5,33	0,433	0,65	0,55	0,91	0,75	2,82

### в) бытовые (среднемеженные) расходы

Модуль внешнего стока принимаем на основе практических рекомендаций:  $q_{вн} = 0,03 \text{ л/с} \cdot \text{га}$  (см. табл. 4.3).

Модуль стока с дренируемой территории определяем из формулы, по которой определялось расстояние между дренами. В данном случае по формуле (4.15) на основе расчётных показателей, взятых из примера расчёта, приводимого в п.1.4г ( $K = 0,43 \text{ м/сут}$ ,  $T = 3,51 \text{ м}^2/\text{сут}$ ,  $L_f = 9,72 \text{ м}$ ,  $V = 27,28 \text{ м}$ ,

проектное  $V = 25 \text{ м}$ ):

$$q_{op} = \frac{928 \cdot 0,25 \cdot 3,51}{(27,28 + 4 \cdot 9,72)^2 - 16 \cdot 9,72^2} = 0,28 \text{ л/с} \cdot \text{га}$$

где  $H = 0,25$  м (см. табл. 4.4)

Бытовые расходы определяем по формуле (4.13), расчёт производим в табличной форме (см. табл.4.9).

Таблица 4.9 - Расчёт бытовых расходов в канале *ГД*

№ расчёт- ного створа	Водосборные площади, га		Модули стока, л/с·га		Бытовой расход $Q_b$	
	$A_{вн}$	$A_{ос}$	$q_{вн}$	$q_{др}$	л/с	$м^3/с$
1	1532	228	0,03	0,28	110,8	0,111
2	1018	121	0,03	0,28	64,4	0,064
3	533	-	0,03	-	16,0	0,020

#### 4.6.2 Гидравлический расчёт магистрального канала *ГД*

Продольный профиль канала *ГД* показан на рис. 5.5.

Для расчёта разбиваем канал на участки по правилу: для канала в целом – между расчётными створами (три участка), между створами – по изменению уклона (третий истоковый участок делим на два в связи с изменением уклона).

Таким образом, получаем четыре расчётных участка с уклонами:

$$I_1 = 0,0027; I_2 = 0,0013; I_3 = 0,0067; I_4 = 0,0095.$$

Анализ геологических условий по трассе канала показывает, что на всех расчётных участках можно принять одинаковыми следующие параметры (в первом приближении расчёта):

- $v = 0,5$  м (минимальная);
- $m = 2,0$  (для торфяных и супесчаных почвогрунтов при  $H_{стр} \geq 2,0$  м, см. прилож. 6.1);



- $n = 0,035$  (приемлемо для каналов в земляном и одернованном русле, см. прилож. 6.2).

Для расчёта используем формулу Шези (4.17), где расчётные параметры  $R, \omega, \chi, C$  определяем по формулам 4.18, 4.19, 4.20 и 4.21 соответственно.

Задавая произвольными значениями глубины воды, по формуле Шези определяем пропускную способность канала ( $Q_i$ ) при соответствующих глубинах воды ( $h_i$ ). Расчёт производим в табличной форме (см. табл. 4.10).

По данным таблицы 4.10 строим графики  $h = f(Q)$ , по которым определяем расчётные глубины воды при пропуске расчётных расходов (см. рис. 4.7 и 4.8). Найденные графически глубины воды используем для определения расчётных скоростей воды (см. табл. 4.11). Гидравлические радиусы находим методом интерполяции по табл. 4.10 в зависимости от ( $h$ ). Допустимая незаиляющая скорость принята  $[v_3] = 0,2$  м/с, допустимая неразмывающая скорость  $[v_3] = 0,7$  м/с (для торфяных и супесчаных грунтов в среднем, см. прилож. 6.3).

Таблица 4.10 - Расчёт пропускной способности канала ГД

h, м	$\omega, \text{ м}^2$	$\chi, \text{ м}$	R, м	$\sqrt{R}$	C, $\text{ м}^{0.5}/\text{с}$	$\omega \cdot c \sqrt{R}$	$I_1 = 0,0027$		$I_3 = 0,0013$		$I_4 = 0,0067$		$I_4 = 0,0095$	
							$\sqrt{I_1}$	Q, $\text{ м}^3/\text{с}$	$\sqrt{I_2}$	Q, $\text{ м}^3/\text{с}$	$\sqrt{I_3}$	Q, $\text{ м}^3/\text{с}$	$\sqrt{I_4}$	Q, $\text{ м}^3/\text{с}$
0,1	0,07	0,95	0,074	0,27	8,56	0,162	0,052	0,0084	0,036	0,0058	0,082	0,013	0,097	0,016
0,2	0,18	1,39	0,13	0,36	12,9	0,836		0,043		0,030		0,068		0,081
0,3	0,33	1,84	0,18	0,42	15,4	2,13		0,11		0,077		0,17		0,21
0,5	0,75	2,74	0,27	0,52	18,5	7,22		0,37		0,26		0,59		0,70
0,8	1,65	4,08	0,41	0,64	21,7	23,33		1,21		0,84		1,91		2,26
1,0	2,50	4,97	0,50	0,71	23,3	41,36		2,15		1,49		3,39		4,01
1,2	3,48	5,86	0,59	0,77	24,5	65,65		3,41		2,36		5,38		6,37
1,6	5,92	7,65	0,77	0,88	26,6	138,57		7,21		4,99		11,36		13,44

104

Расчётные формулы:  $Q = \omega \cdot c \cdot \sqrt{R} \cdot \sqrt{I}, \text{ м}^3/\text{с}; R = \frac{\omega}{\chi}, \text{ м}; \omega = (b + m \cdot h) \cdot h, \text{ м}^2; \chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}, \text{ м};$

$$C = \frac{1}{n} + 17,72 \cdot \lg R, \text{ м}^{0.5} / \text{с}$$

Таблица 4.11 - Результаты гидравлического расчета канала ГД

№ расчётн. створа	Расчётный участок канала (пикетаж)	Расчётный расход, м <sup>3</sup> /с			Уклон I	Расчётная глубина воды, м			Площадь живого сечения, м <sup>2</sup>			Скорости воды, м/с			Гидравл. радиус при проп. макс им. расхода, м		Допустимые скорости, м/с		
		Q <sub>пп</sub>	Q <sub>д</sub>	Q <sub>б</sub>		h <sub>пп</sub>	h <sub>д</sub>	h <sub>б</sub>	ω <sub>пп</sub>	ω <sub>д</sub>	ω <sub>б</sub>	v <sub>пп</sub>	v <sub>д</sub>	v <sub>б</sub>	R <sub>д,м</sub>	$\sqrt[3]{R_{д}}$	[g <sub>p</sub> ]	$\frac{[g_p] \times \sqrt[3]{R_{д}}}{\sqrt[3]{R_{д}}}$	[g <sub>з</sub> ]
1	<b>нк0+15– нк7+35</b>	3,75	4,66	0,111	0.0027	1.27	1,37	0.30	3,86	4,44	0.33	0.97	1,05	0.34	0,67	0,87	0,7	0,61	0,2
2	<b>нк7+35– нк13+65</b>	2.55	4,21	0.064	0.0013	1.23	1,52	0,28	3,64	5,38	0,30	0,70	0,78	0.21	0,73	0,90	0,7	0,63	0,2
3	<b>нк13+65– нк17</b>	1,26	2,82	0.02	0.0067	0.70	0,93	0,12	1,33	2,19	0,09	0,95	1,29	0,22	0,46	0,77	0,7	0,54	0,2
3	<b>нк17– нк19+50</b>	1,26	2.82	0.02	0.0095	0,63	0,86	0.11	1,11	1,91	0,08	1,13	1.48	0.25	0,44	0,76	0,7	0,53	0,2

Расчётные формулы:  $v = 0,5 \text{ м}; m = 2.0; n = 0,035; \omega = (v + m \cdot h) \cdot h, \text{ м}^2; v = Q/\omega, \text{ м/с}.$

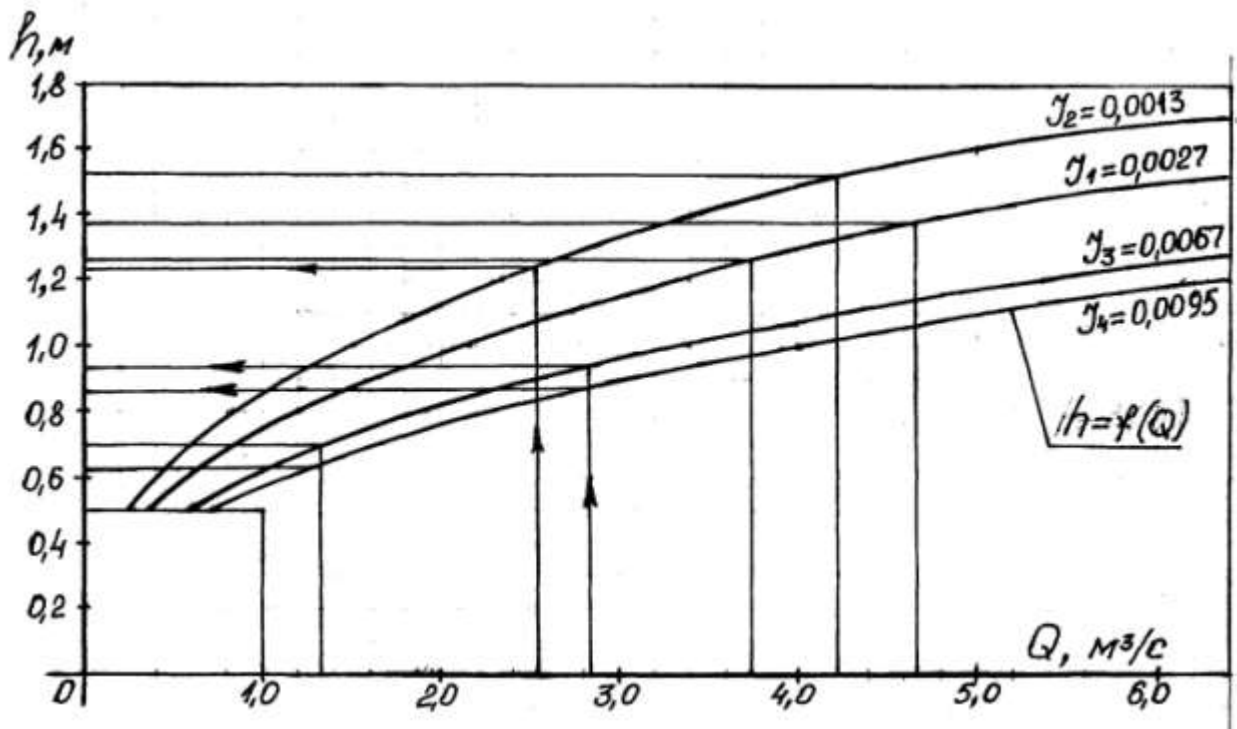


Рис. 4.7 Расходная характеристика канала ГД в диапазоне пропуски максимальных расходов

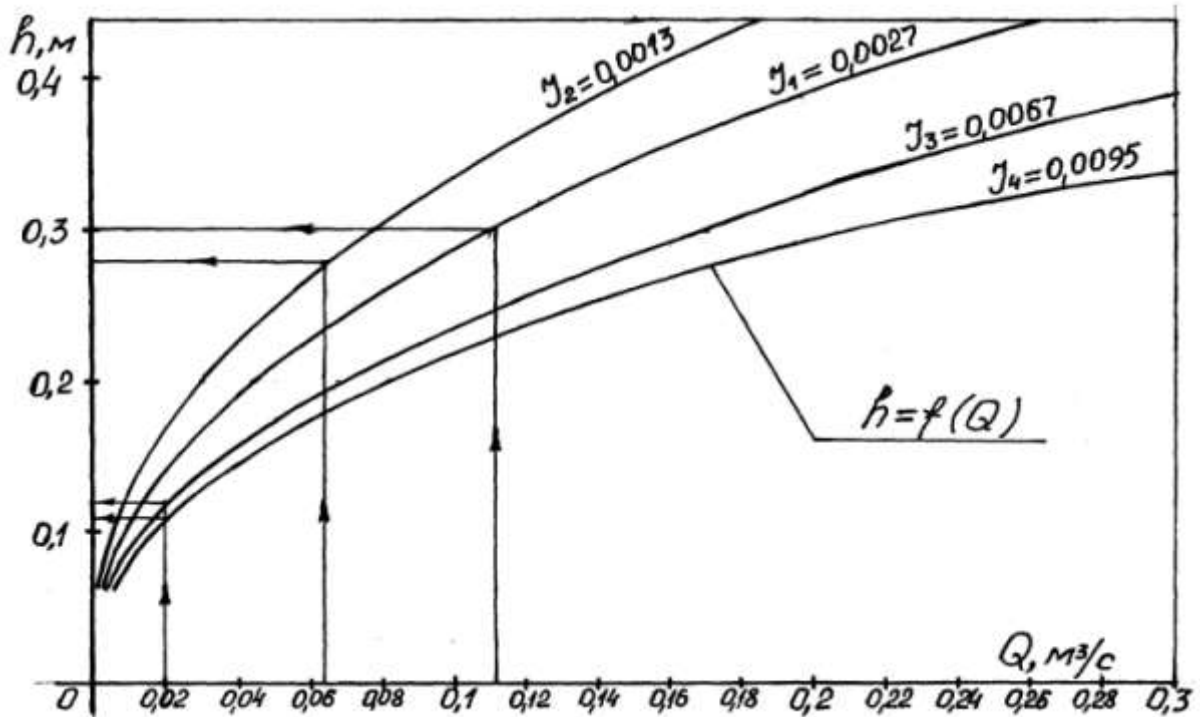


Рис. 4.8 Расходная характеристика канала ГД при малых расходах  
(в зоне прохождения бытовых расходов)

## Выводы

1. Условие незаиляемости (4.25) на всех расчётных участках канала выполняется ( $[v_6]=0,21-0,34$  м/с  $>$   $[v_3]=0,2$  м/с). Следовательно, дополнительные мероприятия по предотвращению интенсивного заиления не требуются.

2. Условие неразмываемости (4.25) по всему каналу не выполняется ( $[v_d]=0,78-1,48$  м/с  $>$   $[v_p] \sqrt[3]{R_d} = 0,53 - 0,63$  м/с), что указывает на необходимость крепления канала.

3. Ввиду того, что скоростной режим существенно различается по длине канала, выбор конструкции его крепления рекомендуется произвести отдельно по каждому расчётному участку.

## Крепление канала

Анализируя скоростной режим, геологические и гидрогеологические условия, а также условия работы канала (см. рис. 4.1), выбираем варианты крепления.

На основе качественного анализа и последующего технико-экономического обоснования вариантов, были приняты соответствующие типы крепления (см. табл. 4.12).

Технико-экономическое обоснование условно опущено (это отдельный вопрос, см. соответствующую литературу).

Таблица 4.12 - Типы крепления канала *ГД* на расчётных участках

№ расч. участка	Длина участка (пикетаж)	Крепление по элементам поперечного сечения		
		постоянно затопленные придонные части	периодически затопливаемые части откосов	сухие части откосов и приоткосных полос
1	<i>нк0+15– нк7+35</i>	фильтрующий материал $t=150$ мм	одерновка	гидропосев трав
2	<i>нк7+35-нк13+65</i>	-«-	-«-	-«-
3	<i>нк13+65– нк17</i>	ж/б лотки ЛО-6	фильтрующий материал $t \geq 100$ мм	-«-
4	<i>нк17– нк19+50</i>	-«-		-«-

Примечание. В связи с незначительными изменениями профиля канала и коэффициента шероховатости, выполнять второе приближение расчёта или его корректировку не требуется.

#### 4.6.3 Гидравлический расчёт системы закрытого коллектора *15-ЗДр*

На рис. 4.9а показано плановое изображение системы коллектора *15-ЗДр* (фрагмент плана осушительной системы, см. рис. 3.9).

Расчёт выполняем графическим способом. Для построения графиков  $Q_k = f(L_k)$  определяем расчётные расходы в характерных сечениях (створах) по зависимости (4.29). Расчёт производим в табличной форме (см. табл. 4.13) Расходы дрен, используемые в расчёте, определяем по формуле (4.31):

- для системы коллектора 2-го порядка *15-3.1Др* (дрены № 10, 11)

$$Q_{10} = 1,125 \cdot 25(120+18,7) \cdot 10^{-4} = 0,39 \text{ л/с}$$

$$Q_{11} = 1,125 \cdot 25(70+18,7) \cdot 10^{-4} = 0,25 \text{ л/с}$$

- аналогично для системы коллектора 1-го порядка *15-ЗДр* (дрены № 12, 21, 22)

$$Q_{12} = 1,125 \cdot 25(180+18,7) \cdot 10^{-4} = 0,56 \text{ л/с}$$

$$Q_{21} = 1,125 \cdot 25(80+18,7) \cdot 10^{-4} = 0,28 \text{ л/с}$$

$$Q_{22} = 1,125 \cdot 25(108+18,7) \cdot 10^{-4} = 0,35 \text{ л/с}$$

где  $q = 0,0097 \text{ м}^3/\text{сут} = 1,125 \text{ л/с} \cdot \text{га}$  – максимальный модуль дренажного стока (для весеннего периода, см. пример расчёта в п. 1.4Г);

$$\Delta l = \Delta l_1 + \Delta l_2 = 0,25 \text{ В} + 0,5 \text{ В} = 0,75 \text{ В} = 0,75 \cdot 25 = 18,7 \text{ м}$$

(см. рис. 4.9а и 3.5).

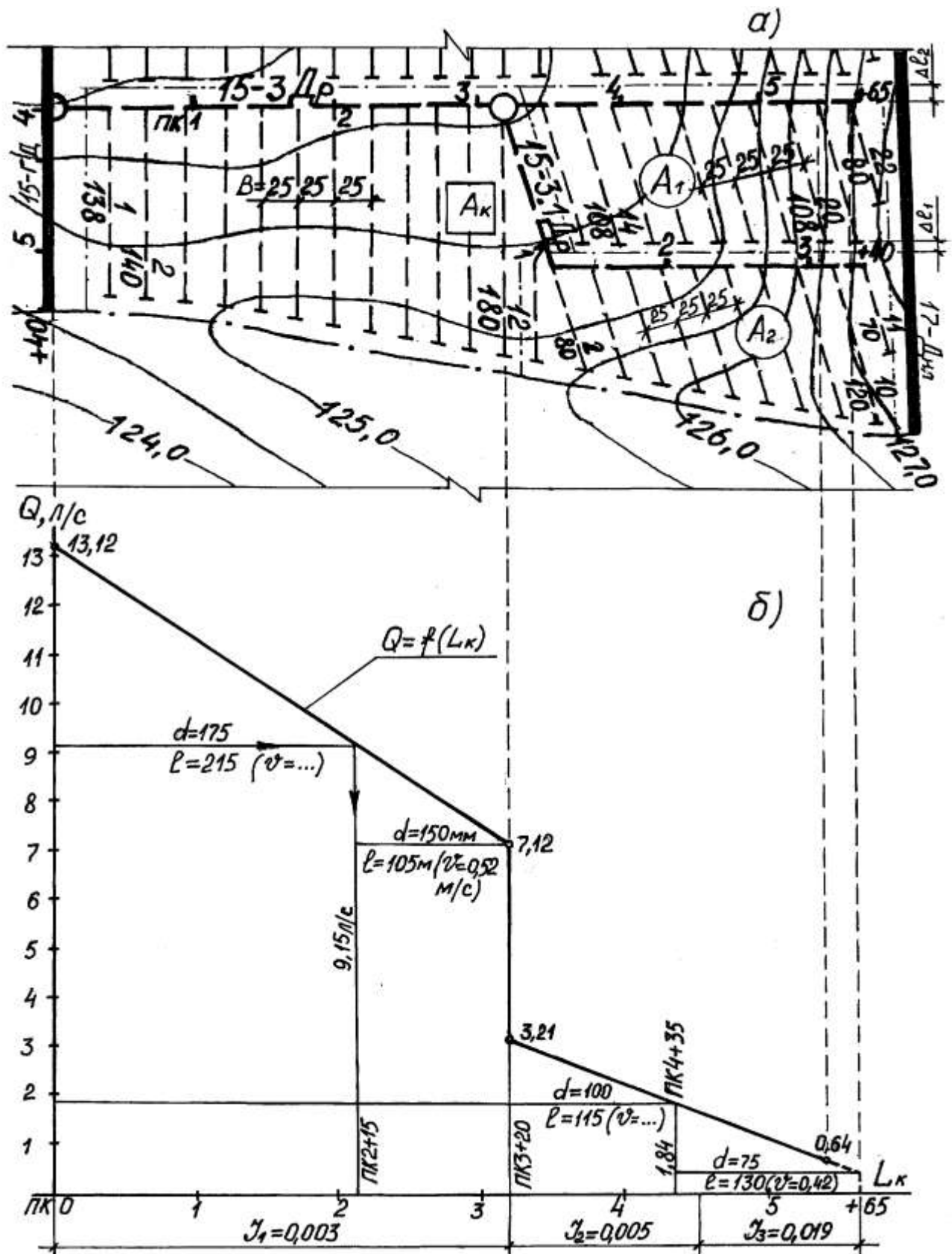


Рис. 4.9 Графическая иллюстрация гидравлического расчета закрытого коллектора 15-3Др:

- а – плановое сопряжение системы коллектора;
- б – график подбора диаметров труб.

Таблица 4.13 - Определение расчётных расходов системы коллектора **15-3Др**

Наименование коллектора	Местоположение расчётного сечения (пикетаж)	Площадь внутреннего водосбора $A$ , га	Расчётные расходы, л/с			Примечания
			перед сечением	скачок	за сечением	
<b>15-3.1Др</b>	<b>ПК 3+15</b>	-	0,64	-	0,64	$Q = Q_{10} + Q_{11}$
	<b>ПК 1+00</b>	2,75	3,09	-	3,09	$Q = q \cdot A_2 (A_2 = 2,75 \text{ га, см. рис. 4.9a})$
	<b>ПК 0+00</b>	2,98	3,35	-	3,35	$A'_k = A_2 + B \cdot L_{\text{ПК0-ПК1}} \cdot 10^{-4}, \text{га}$ $Q'_k = q \cdot A'_k$
<b>15-3Др</b>	<b>ПК 5+45</b>	-	0,63	-	0,63	$Q = Q_{21} + Q_{22}$
	<b>ПК 3+20</b>	6,33	3,21	3,91	7,12	$Q = q \cdot A_1 (A_1 = 2,85 \text{ га, см. рис. 4.9a}); \Delta Q = Q'_k + Q_{12}$ $Q' = Q + \Delta Q$
	<b>ПК 0+00</b>	11,66	13,12	-	13,12	$Q_k = q \cdot A_k; A_k = 11,66 \text{ га}$ (см. рис. 4.9a)

По данным таблицы 4.13 строим графики  $Q_k = f(L_k)$ , используя специальные таблицы для гидравлического расчёта гончарных труб (прилож. 5.3). В зависимости от проектных уклонов и стандартных диаметров труб, определяем пропускную способность труб ( $Q_i$ ) и расчётные скорости движения воды ( $V_i$ ). По методике, изложенной в п.4.5, графически определяем размеры участков коллекторов с соответствующими диаметрами труб (см. рис. 4.9б и рис. 4.10).

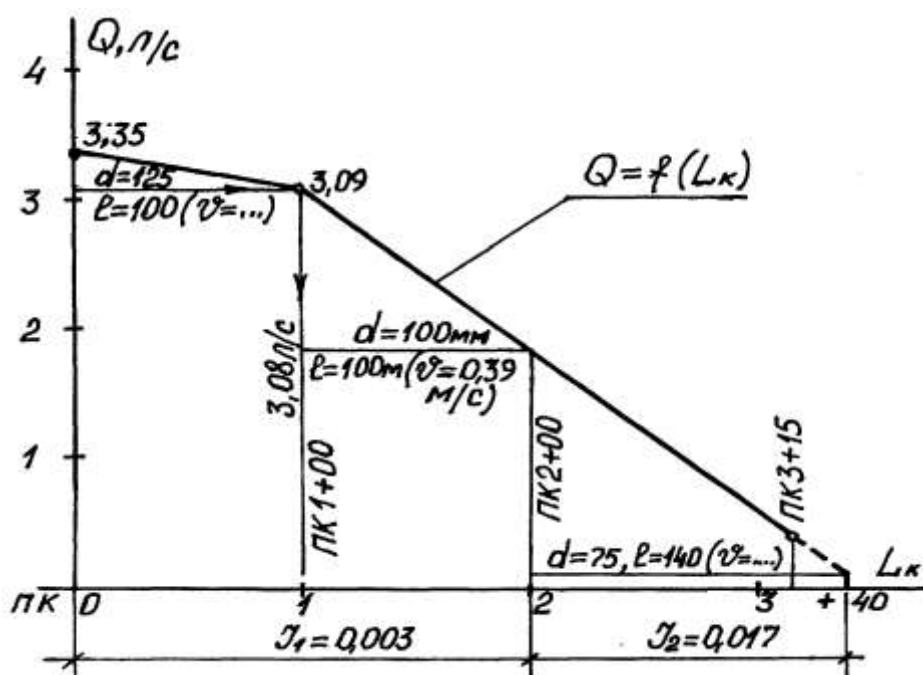


Рис. 4.10 График подбора диаметров труб закрытого коллектора **15-3.1Др**



## 5 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСУШИТЕЛЬНОЙ СЕТИ В ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛОСКОСТИ

### 5.1. Вертикальное сопряжение осушительной сети

#### 5.1.1 Сопряжение открытых каналов:

##### *а) сопряжение гидравлически рассчитываемых каналов (рис. 5.1а)*

Сопряжение называется «горизонт в горизонт». Сопрягаются бытовые горизонты воды, рекомендуемый перепад между горизонтами воды  $\delta_1 = 0,0 - 0,2 \text{ м}$ ;

*б) впадение гидравлически нерассчитываемого канала в гидравлически рассчитываемый (рис. 5.1б);*

Сопряжение называется «дно в горизонт». Сопрягается дно впадающего канала с бытовым горизонтом воды принимающего канала. Рекомендуемый перепад между дном и горизонтом воды  $\delta_2 \geq 0 \text{ м}$ ;

##### *в) сопряжение гидравлически нерассчитываемых каналов (рис. 5.1в)*

Сопряжение называется «дно в дно». Сопрягается дно впадающего канала с дном принимающего канала. Минимальный допустимый перепад между вышеуказанными отметками  $\delta_3 = 0,2 - 0,3 \text{ м}$  (большее значение относится к торфяникам);

##### *г) сопряжение магистрального канала с водоприемником (рис. 5.1г).*

Сопрягаются **бытовые горизонты** воды. Минимальный перепад между горизонтами воды рекомендуется принимать  $\delta_4 = 0,1 - 0,15 \text{ м}$ .

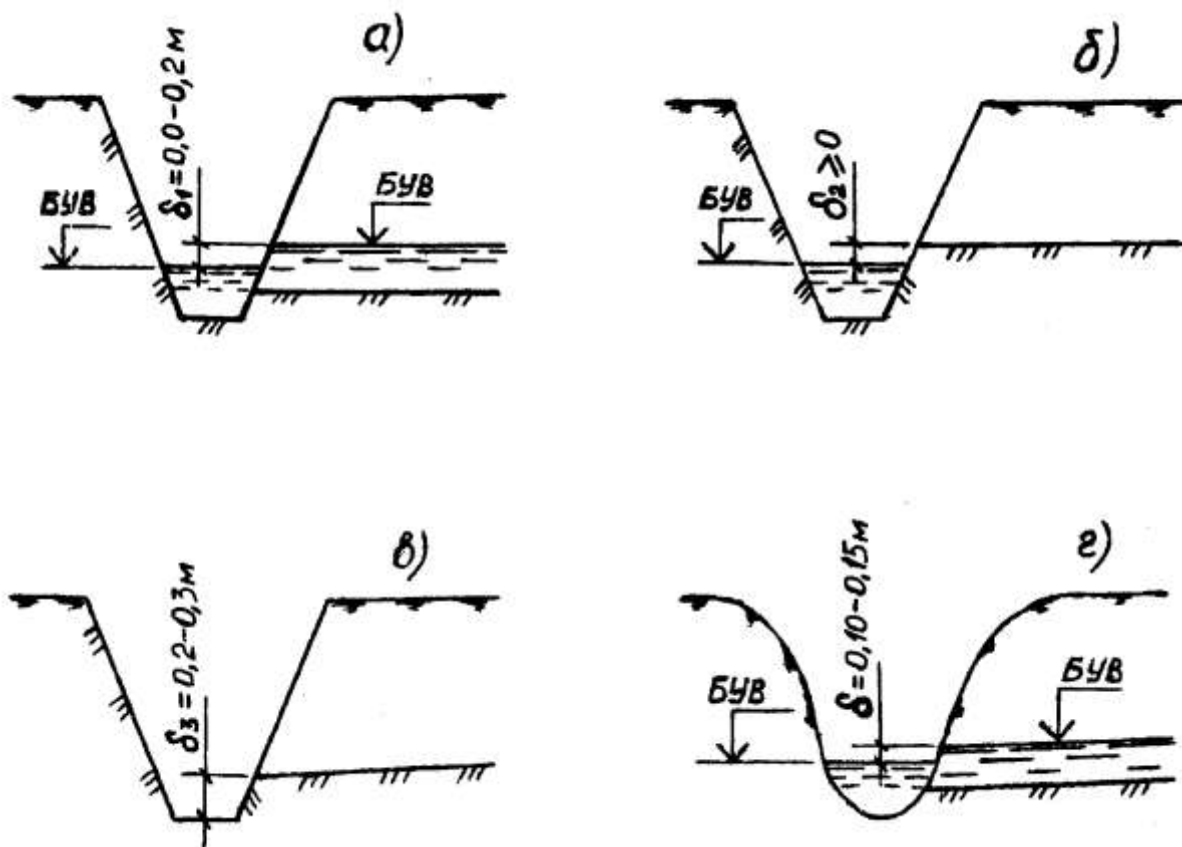


Рис. 5.1 Сопряжение открытых осушительных каналов:

а – сопряжение гидравлически рассчитываемых каналов; б – сопряжение гидравлически нерассчитываемого канала с гидравлически рассчитываемым; в – сопряжение гидравлически нерассчитываемых каналов; г – сопряжение магистрального канала с водоприемником

### 5.1.2 Сопряжение закрытой осушительной сети с открытыми каналами:

а) сопряжение закрытого коллектора с гидравлически рассчитываемым каналом (рис. 5.2а).

Сопрягается нижняя шельга трубы (см. рис. 5.2в) с бытовым горизонтом воды в канале. Минимальный допустимый перепад между шельгой и горизонтом воды  $\delta_4 = 0,2 - 0,3 \text{ м}$  (большее значение относится к торфяникам);

**б) сопряжение закрытого коллектора с гидравлически нерассчитываемым каналом (рис. 5.2б).**

Сопрягается нижняя шельга трубы с дном канала. Минимальный допустимый перепад между шельгой и дном канала  $\delta_5 = 0,4 \text{ м.}$ ;

**в) впадение одиночных дрен в открытые каналы (рис. 5.2 а, б);**

Сопрягается нижняя шельга трубы с дном канала независимо от типа канала по его гидравлической категории. Минимальный допустимый перепад между трубой и дном канала  $\delta_6 = 0,5 \text{ м.}$

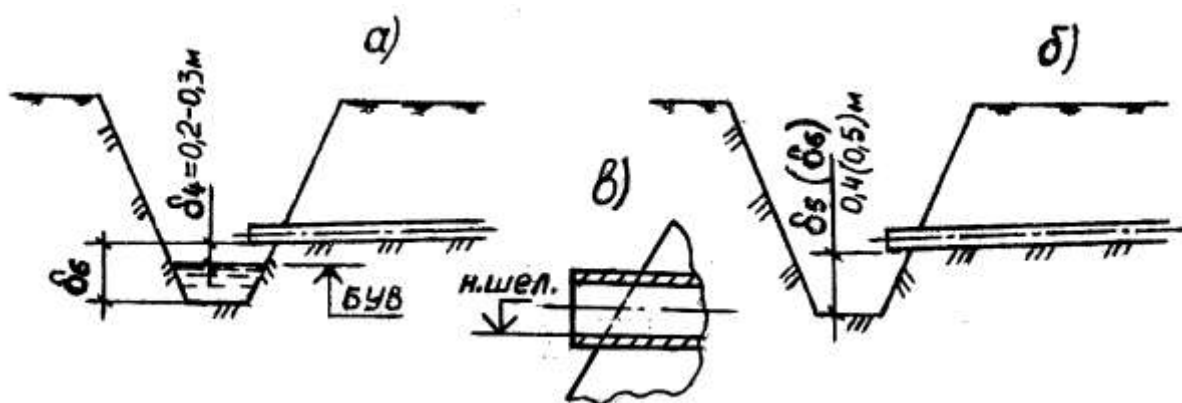


Рис. 5.2 Сопряжение закрытой осушительной сети с открытыми каналами:

а – сопряжение закрытых дрен ( $\delta_6$ ) и коллекторов ( $\delta_4$ ) с гидравлически рассчитываемым каналом; б – сопряжение закрытых коллекторов (дрен) с гидравлически нерассчитываемым каналом; в – сопрягаемый уровень устьевой трубы

### 5.1.3 Сопряжение закрытой осушительной сети

#### а) сопряжение дрен с коллектором

Сопрягаются нижние шельги труб. Величина командования (перепада сопрягаемых уровней) зависит от конструкции сопряжения (внахлестку, посредством фасонных частей). При сопряжении по конструкции внахлестку (см.

рис. 5.3а) величина командования ( $\delta_7$ ) принимается ориентировочно равной диаметру трубы коллектора ( $d_k$ ).

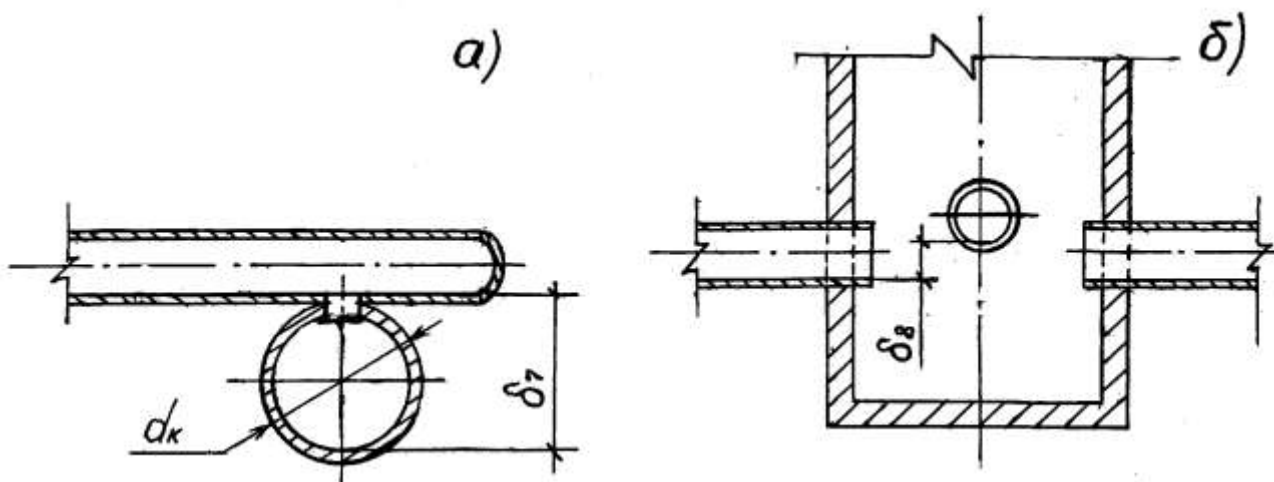


Рис. 5.3 Сопряжение закрытой осушительной сети:

а – сопряжение дрен с коллектором «внахлестку»; б – сопряжение коллекторов при помощи колодца

**б) сопряжение закрытых коллекторов.**

Сопряжение коллекторов между собой (разных порядков) внахлестку или при помощи фасонных частей производится аналогично сопряжению дрен с коллекторами.

Широко применяется сопряжение посредством колодцев (см. рис. 5.3б): перепадных – при разнице в глубинах сопрягаемых коллекторов  $\delta_8 > 0,25-0,30$  м, отстойных – при соизмеримых глубинах ( $\delta_8 \geq 0,1$  м и должно выполняться условие  $\delta_8 \geq 0,8 d$ , где  $d$  – максимальный диаметр трубы принимающего коллектора).

## 5.2 Определение глубины осушительной сети

Установление минимальной (достаточной) глубины осушительной сети является важным вопросом при разработке продольных профилей.

Расчёт рекомендуется производить по впадающим элементам сети, требующим наибольшую глубину.

Глубина осушительной сети определяется по последовательной цепочке сверху вниз - от дренажа до водоприемника. Глубина увеличивается с каждой ступенью, как минимум, на величину командования ( $\delta_i$ ). Схема геометрической интерпретации расчёта приводится на рис. 5.4.

В случаях, когда глубина осушительной сети изменяется по длине (по условиям рельефа), расчётную глубину следует определять для устьевых участков.

Ниже приводятся рекомендации по определению глубины для наиболее распространённых случаев вертикального сопряжения.

### 5.2.1 Закрытые коллекторы

Глубина закрытого трубчатого коллектора определяется исходя из двух условий:

- на основе практических рекомендаций  $h_{зк} = 1,4 - 1,6$  м, в среднем 1,5 м;
- из условия вертикального сопряжения с дренами. При сопряжении по конструкции внахлестку (рис. 5.3а):

$$h_{зк} = h_{др} + \delta_7, \text{ м} \quad (5.1)$$

где  $h_{др}$  – расчётная глубина закрытого дренажа (см. п.5.2);

$\delta_7 \approx d_k$  – диаметр трубы коллектора (при использовании гончарных дренажных труб в расчёте рекомендуется принимать  $d_k = 0,15 - 0,25$  м).

Исходя из двух условий, окончательно принимается наибольшее значение.

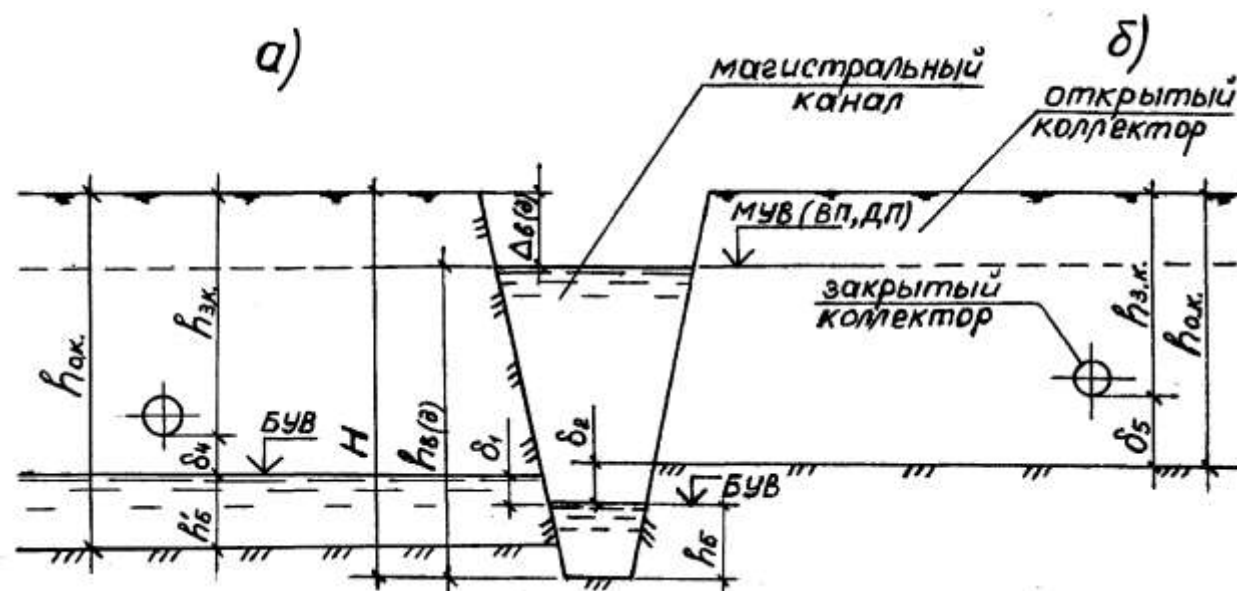


Рис. 5.4 Схема к определению глубины проводящей осушительной сети:

а – для гидравлически рассчитываемых каналов; б – при впадении гидравлически не рассчитываемых открытых коллекторов в магистральный канал

### 5.2.2 Открытые коллекторы

При проектировании относительно небольших осушительных систем, когда открытые коллекторы являются гидравлически нерассчитываемыми каналами, глубина открытого коллектора может быть определена из условия вертикального сопряжения его с закрытыми коллекторами (см. рис. 5.2б и 5.4б):

$$h_{ок} = h_{зк} + \delta_5, \text{ м} \quad (5.2)$$

где  $\delta_5$  – минимальный допустимый перепад (командование) между сопрягающими отметками, м

### 5.3.3 Магистральный канал

Глубина магистрального канала определяется исходя из двух условий (см. рис.5.4):

- из условия пропуска максимальных расчётных расходов воды:

$$H = h_{\epsilon} + \Delta_{\epsilon} \text{ или } H = h_{nn} + \Delta_{nn}, \text{ м} \quad (5.3)$$

$$H = h_{\delta} + \Delta_{\delta}, \text{ м} \quad (5.4)$$

где  $h_{\epsilon}$ ,  $h_{\delta}$ ,  $h_{nn}$  – расчётные глубины воды при пропуске соответствующих расходов весеннего половодья, дождевых паводков, (предпосевных расходов), м;

$\Delta_{nn}$ ,  $\Delta_{\delta}$ ,  $\Delta_{\epsilon}$  – запасы от бровок при пропуске соответствующих расходов (см. прилож.2.2), м;

- из условия вертикального сопряжения с впадающим в канал элементами осушительной сети (в данном случае – с открытыми коллекторами):

$$H = h_{ок} + \delta_1 + (h_{\delta} - h'_{\delta}), \text{ м} \quad (5.5)$$

$$H = h_{ок} + \delta_2 + h_{\delta}, \text{ м} \quad (5.6)$$

где  $h_{ок}$  – расчётная глубина открытого коллектора в устьевой зоне (см. рис. 5.4), м;

$\delta_1$ ,  $\delta_2$  – соответствующие перепады между сопрягающими отметками (см. рис. 5.1 а,б), м;

$h_{\delta}$ ,  $h'_{\delta}$  – расчётные глубины воды при пропуске бытовых расходов, м.

Величины  $\delta_1$ ,  $\delta_2$  рекомендуется принимать в пределах 0,1 – 0,2 м и лишь в крайних случаях равными нулю.

Исходя из двух условий, окончательно к проектированию принимается наибольшее значение глубины.

### **5.3 Проектирование продольных профилей**

Существенным вопросом, который решается при разработке продольных профилей, является проектирование глубины и уклонов с оптимальным учётом ряда условий и факторов, основными из которых являются:

- природные условия строительства (рельеф, геологические условия и условия пропуска максимальных расходов);
- способы производства механизированных строительных работ (типы применяемых машин и их параметры);
- нормативные требования по обеспечению нормальной работы осушительной сети (к вертикальной увязке, гидравлическому режиму).

#### ***5.3.1 Общие принципы и рекомендации по проектированию***

Основными принципами проектирования продольных профилей являются:

- максимальное соответствие уклонов поверхности земли и проектного дна;
- обеспечение постоянства (равномерности) уклона проектного дна (проектирование по возможности минимального количества участков с разными уклонами);
- проектирование строительной глубины каналов, коллекторов в минимально необходимых пределах;
- обеспечение минимального объема земляных работ по выемке грунта.

Минимальные размеры уклонов рекомендуется назначать:

- гидравлически рассчитываемые каналы – 0,0002 – 0,0003;
- гидравлически нерассчитываемые каналы – 0,0005 (0,0002);
- закрытые трубчатые коллекторы - 0,003 (0,002).

Минимальные уклоны проектируются в случаях слабоуклонности или отсутствия уклона поверхности земли.



При проектировании строительной глубины по трассе рекомендуется максимально придерживаться минимально достаточных размеров (расчётных) и не превышать максимально допустимых значений, а именно:

- для каналов трапецидальной формы глубина должна быть не более 3 м;
- глубина закрытых коллекторов должна находиться в пределах глубины копания трубокладчика (например, при использовании древнокладчиков серии ЭТЦ – не более 2,2 м).

В отдельных случаях, при соответствующем обосновании (сложный рельеф, сопряжение с водоприемником и пр.), максимальная глубина может быть превышена. Это касается отдельных небольших участков каналов и закрытых коллекторов, где проектом может предусматриваться срезка верхнего слоя грунта по трассе. Аналогично может быть увеличена глубина (при прохождении трасс через понижения) посредством проектирования верхней части канала в насыпи (см. рис.5.5 – проектная поверхность показана крупным пунктиром на участке канала *пк4 – пк12*).

### ***5.3.2 Требования и порядок построения продольных профилей***

При проектировании продольных профилей необходимо соблюдать ряд нормативных требований и правил. Проектирование рекомендуется производить в определенном порядке, а именно:

1. Вычерчивается форма продольного профиля (см. прилож. 7) и производится разбивка пикетажа на плане и на профиле по правилу – снизу вверх (от устья).

2. По материалам генплана осушительной системы изображается план трассы.

3. Строится линия поверхности земли по точкам пересечения горизонталей с трассой (изображается прямыми отрезками в виде ломаной линии), для

чего разбивается шкала высот, по которой определяются высотные отметки поверхности земли в пикетных и других точках (с точностью  $\pm 5$  см при  $M_g 1:100$ ).

4. На основе анализа рельефа по трассе предварительно проектируются уклоны проектного дна, которые являются исходным материалом для гидравлических расчётов. Уклоны необходимо определять с точностью  $\pm 0,0001$ .

5. Учитывая величину расчётной строительной глубины, фиксируется линия проектного дна и определяются её отметки. Высотные отметки проектного дна, начиная с  $нкI$ , определяются аналитически с точностью  $\pm 1$  см. В основе расчёта отметок используется зависимость по определению превышения между двумя точками:  $\Delta h_g = I \cdot L$ , где  $I$  и  $L$  – соответств. уклон и расстояние. Высотная отметка на  $нк0$  (исходная) определяется графически, затем к ней последовательно прибавляются расчётные величины  $\Delta h$  на соответствующих пикетах.

6. Показываются расчётные уровни воды (на профилях каналов) на основе данных гидравлического расчёта.

7. На основе плана трассы фиксируются впадающие элементы осушительной сети и проставляются их сопрягающие отметки с учётом нормативных положений вертикальной увязки.

8. Выполняются остальные расчётные и оформительные части профиля: изображение узла сопряжения с водоприемником, расчёт площадей сечения и объём земляных работ, разработка поперечного сечения и пр..

На продольных профилях, кроме пикетных, дополнительно приводятся проектные показатели и в других характерных местах трассы, а именно:

- в местах резких изменений уклонов поверхности земли;
- в местах изменения уклонов проектного дна;
- на поворотах в плане;
- в местах впадения притоков, расположения сооружений и пр..

В целях упрощения чертежа рекомендуется сокращать количество вышеуказанных дополнительных точек путём их максимального совмещения с пикетными.

## 5.4 Примеры расчёта глубины проводящей сети и разработки продольных профилей

Приводимый ниже пример проектирования отражает один из методов разработки продольных профилей осушительной сети, который заключается в следующем:

- предварительно определяется глубина элементов осушительной сети по самой неблагоприятной трассе («диктующей линии»), выбираемой по принципу наибольшей длины, слабоуклонности и низкого высотного положения относительно водоприемника. Глубина определяется по последовательной цепочке - сверху вниз (от дренажа до водоприемника);
- фиксируется линия проектного дна вышеуказанной неблагоприятной трассы, относительно которой далее устанавливается глубина и разрабатываются продольные профили по остальным элементам сети, но уже по обратному направлению – снизу вверх и по отдельным разветвлениям сети.

Расчёт производим на примере осушительной системы, изображённой на рис. 3.9 при расчётной глубине закрытого дренажа  $h_{др} = 1,4$  м.

Выбираем расчётную (диктующую) линию. В данном случае, наиболее вероятной является последовательная цепочка:

- закрытый коллектор 2-го порядка **15-3.1Др**;
- участок (**ПК3+20 – ПК0**) закрытого коллектора 1-го порядка **15 – 3Др**;
- участок (**нк4 – нк0**) открытого коллектора **15-ГД**;
- участок (**нк13 +65 – нк0**) магистрального канала **ГД**.

### 5.4.1 глубина коллектора 15 – 3.1Др

Глубину определяем по формуле (5.1) и условию  $h_{др} \geq 1,5$  м:

$$h'_{зк} = 1.4 + 0,15 = 1,55 \text{ м (принимаем } h'_{зк} = 1,55 \text{ м)}$$

где глубина дрен ( $h_{др} = 1,4$  м.) принята равной расчётной величине без учёта «искусственного» заглубления, т.к. условия рельефа в системе коллектора **15 – 3.1Др** позволяют проектировать дренаж с уклоном, равным уклону поверхности земли.

#### **5.4.2 Глубина коллектора 15 – 3Др.**

Проектируем коллектор с увеличивающейся глубиной к устью, а глубину определяем в двух характерных точках расчётного участка, т.к. по трассе имеет место слабый уклон поверхности земли для трубчатой сети (см. рис. 5.7):

$$I_3 = \frac{123,95 - 123,50}{320} = 0,0014$$

Принимаем приемлемый (близкий к минимально допустимому) уклон коллектора  $I_k = 0,003$ .

Глубина коллектора в узле его сопряжения с коллектором **15 – 3.1Др** будет равна (см. рис.5.3а):

$$h''_{зк} = h'_{зк} + \delta_8 = 1,55 + 0,12 = 1,67 \text{ м}$$

$$\text{где } \delta_8 = 0,8d_k = 0,8 \cdot 0,15 = 0,12 \text{ м } (\delta_8 \geq 0,1 \text{ м})$$

Глубина коллектора в устьевой зоне:

$$h_{зк} = h''_{зк} + l(I_k - I_3) = 1,67 + 320 \cdot (0,003 - 0,0014) = 2,18 \text{ м}$$

(по условиям производства строительных работ в данном случае  $h_{зк} \leq 2,2$  м).

#### **5.4.3 Глубина открытого коллектора 15-ГД**

Глубину на месте сопряжения с коллектором **15-3Др** определяем по формуле (5.2)

$$h'_{ок} = 2,18 + 0,40 = 2,58 \text{ м}$$

где  $\delta_5 = 0,4 \text{ м}$  (см. рис. 5.2б).

Относительно большая глубина (2,58м), анализ рельефа ниже по трассе канала (см. рис. 5.6) и анализ трасс остальных впадающих коллекторов (*15-1Др*, *15-2Др*) указывают на возможность снижения глубины к устью до величины  $h_{ок} = 2,2 - 2,3 \text{ м}$  (за счёт проектирования уклона дна  $I_{ок} < I_{земли}$ ).

#### **5.4.4 Глубина магистрального канала ГД**

Глубину магистрального канала устанавливаем исходя из 3-х условий:

- из условия вертикального сопряжения с впадающими в канал элементами сети;
- из условия пропуска расчётных расходов (см.прилож.2.2);
- из условия нормативного максимума глубины

В первом приближении назначаем глубину из условия вертикального сопряжения с открытым коллектором *15-ГД* (по месту его впадения на *пк13+65*):

$$H = 2,25 + 0,00 + 0,28 = 2,53 \text{ м (по формуле 5.6, см.рис.5.1б и 5.4б)}$$

где  $h_6 = 0,28 \text{ м}$  – бытовая глубина воды на расчётном участке №2;

$\delta_5 = 0$  – ввиду крайности случая.

На продольном профиле канала в сечении на *ПК 13+65* (см.рис.5.5), отмеряя величину (**H**) от поверхности земли, находим исходную проектную точку дна. Через неё проводим линию проектного дна канала вниз до водоприемника (это линия с уклонами проектного дна, которая предварительно назначается перед гидравлическим расчётом). Проверяем запроектированную глубину на экстремальных участках трассы канала:

***а) по максимуму глубины***

В данном случае наибольшая глубина будет иметь место в районе ***нк5+60***  
 $H = 2,9 \dots 3,0$  м (для каналов трапецеидальной формы  $H \leq 3$  м)

***б) на минимум глубины -- из условия пропускá расчётных расходов:***

$$H > H_{расч}$$

$H = 2,0 - 2,1$  м - на ***нк 10+60*** (расчётный участок №2 канала ***ГД***)

$$H_{mn} = 1,23 + 0,60 = 1,80 \text{ м}, H_D = 1,52 + 0,00 = 1,52 \text{ м} \text{ (по формулам 5.3 и 5.4),}$$

где  $\Delta_{mn} = 0,6$  м,  $\Delta_D = 0, 0$  м. *табл.4.6)*

аналогично на расчётном участке №1 (***нк4+20***):  $H = 2,2 - 2,3$  м

$$H_{mn} = 1,27 + 0,60 = 1,87 \text{ м}, H_D = 1,37 + 0,00 = 1,37 \text{ м}$$

Результаты расчёта указывают на выполнимость условий пропускá расчётных расходов с некоторым запасом.

### **Выводы**

1. Увеличение глубины канала на отдельных его участках возможно только при изменении уклонов дна.
2. Для снижения глубины имеется некоторый резерв (при условии неизменности принятых ранее проектных решений), а именно:
  - по условиям вертикального сопряжения: - за счёт снижения глубины коллектора ***15-3.1Др*** – 0,05 м, снижения уклона коллектора ***15-3 Др*** до минимально допустимого (0,002) - 0,32 м, в сумме 0,37 м ( 0,4) м;
  - по условиям пропускá расчетных расходов (по участку №2):  
 $2,05 - 1,87 = 0,18$  м (0,2 м);

- в конечном итоге может быть принято меньшее значение снижения глубины  $\Delta H = 0,2\text{м}$ .

3. Изменять глубину магистрального канала, т.е. добиваться более оптимального проектного решения (во втором приближении), рекомендуется только в комплексе с анализом продольных профилей всех остальных элементов осушительной сети.

#### **5.4.5 Примеры проектирования продольных профилей**

На рис. 5.5, 5.6 и 5.7 изображены образцы продольных профилей проектируемых каналов (магистрального *ГД*, открытого коллектора *15-ГД*) и закрытого коллектора *15-ЗДр*, входящих в состав осушительной системы, изображённой на рис.3.8. При проектировании продольных профилей были использованы расчётные показатели из примеров расчёта проводящей осушительной сети (см. п.4.6).

При исполнении и оформлении чертежей продольных профилей необходимо учитывать следующее:

- форма, её содержание и размеры должны соответствовать действующим нормативам (см. прилож.7);
- вертикальный масштаб должен быть  $M_v 1:100$  (норматив);
- горизонтальный масштаб обычно выбирается равным масштабу генплана  $M_r 1:2000$  ( $1:5000$ ), для профилей большой длины может быть снижен до  $1:10000$ ;
- чертежи продольных профилей должны содержать информацию о почвенно-геологических условиях и конструкции поперечного профиля (сечения).

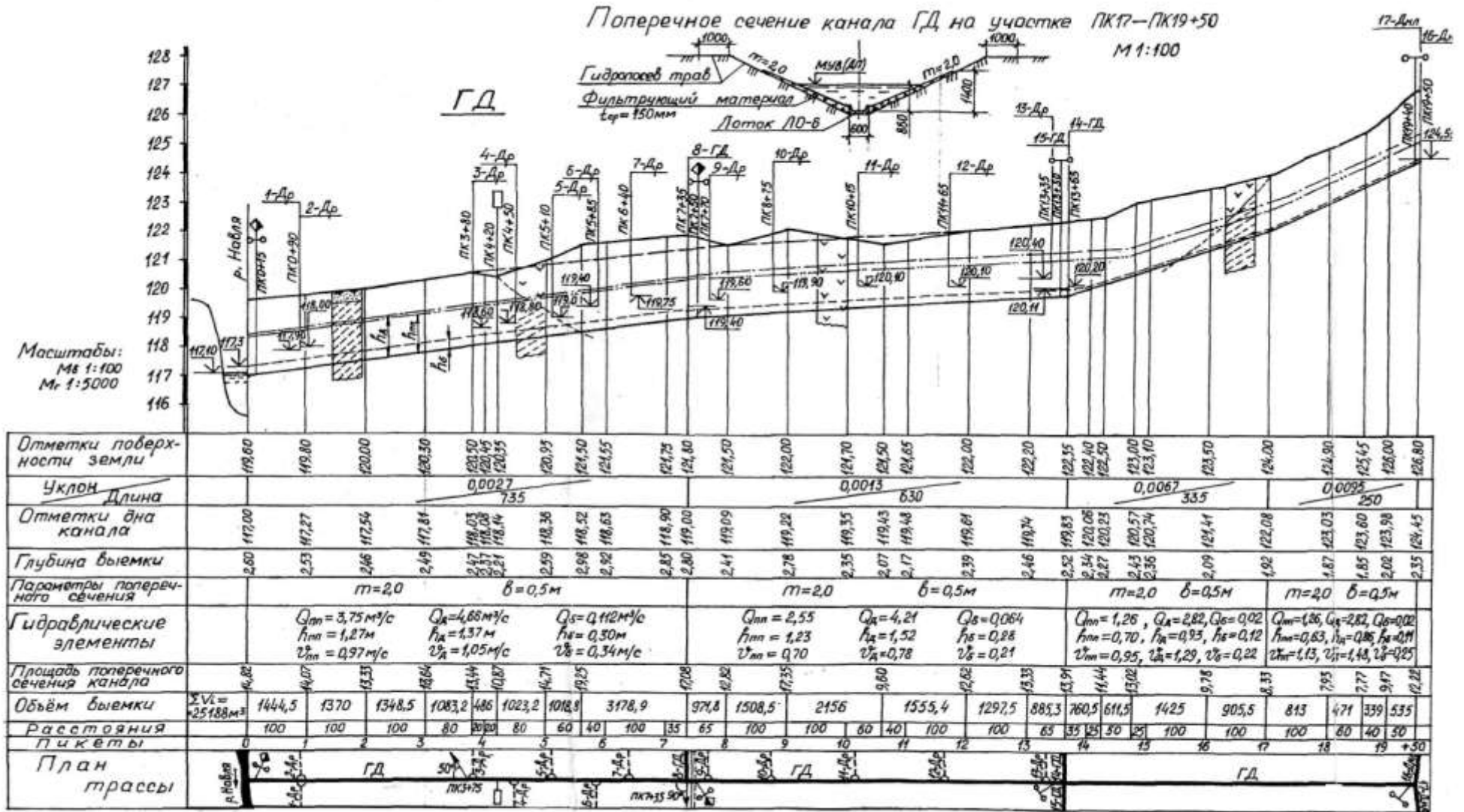


Рис. 5.5 Продольный профиль магистрального канала



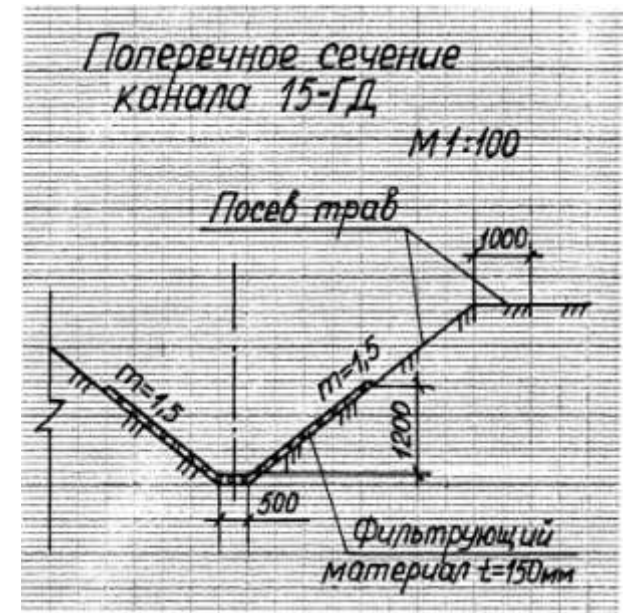
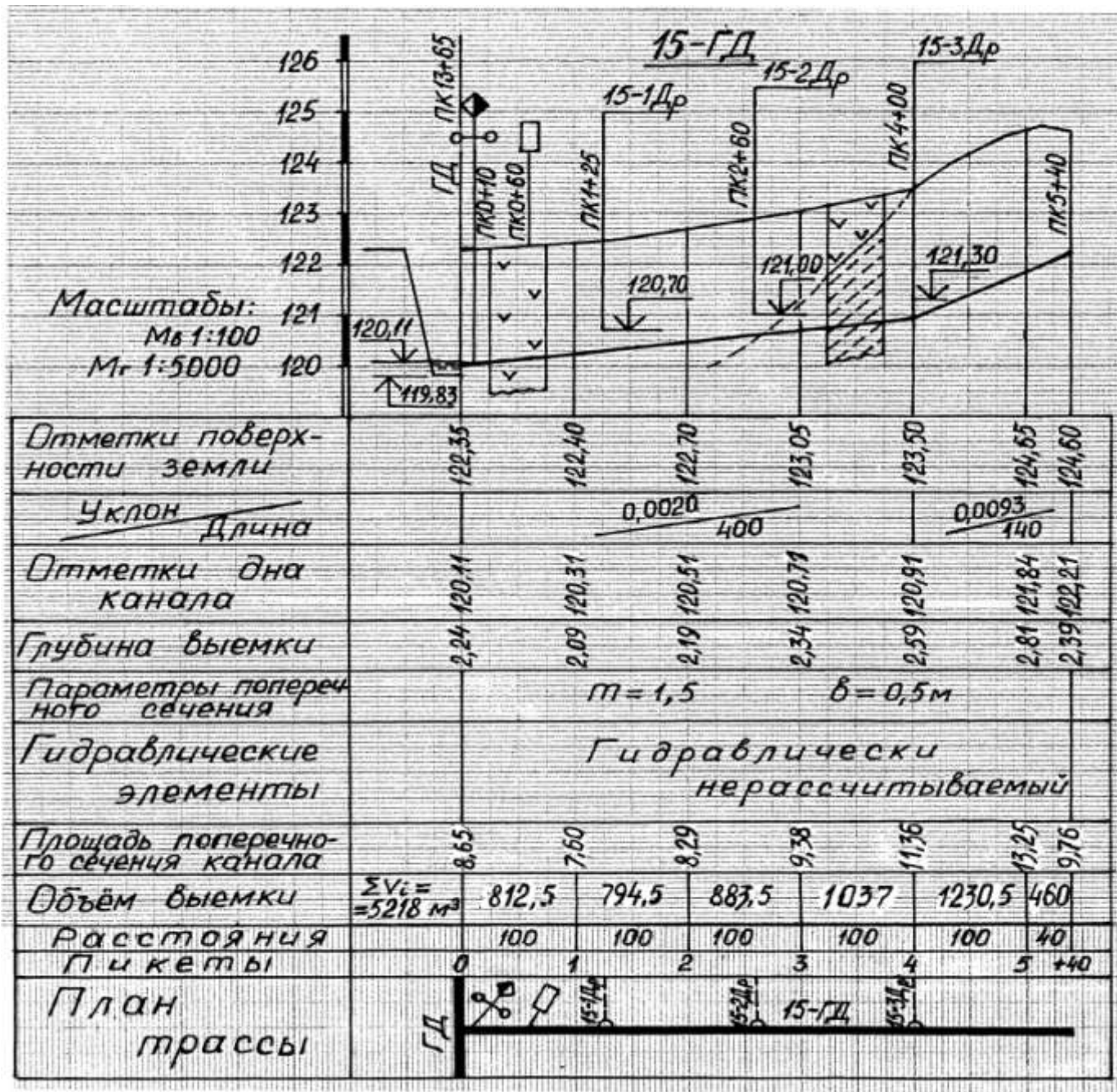


Рис. 5.6 Продольный профиль открытого коллектора 15-ГД

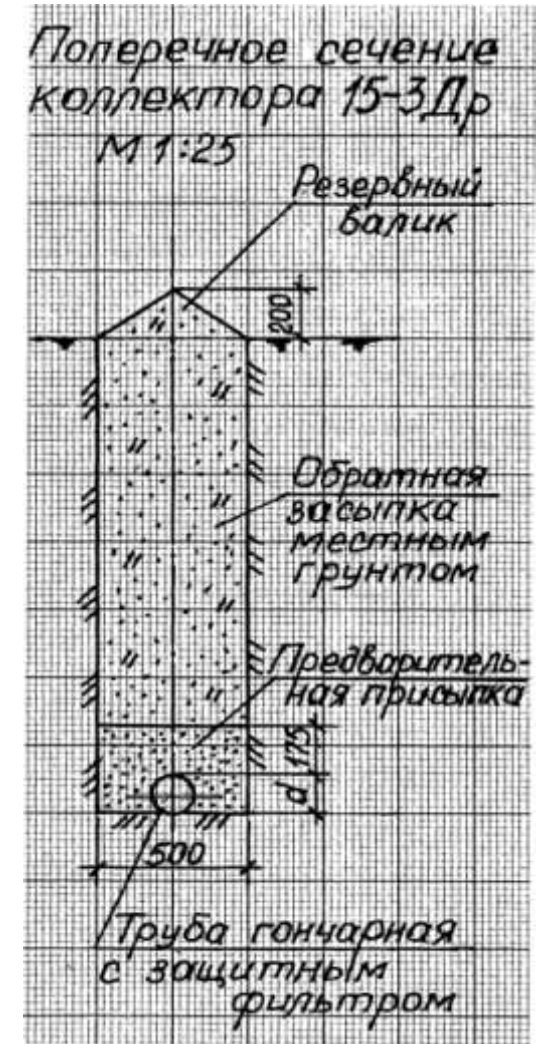
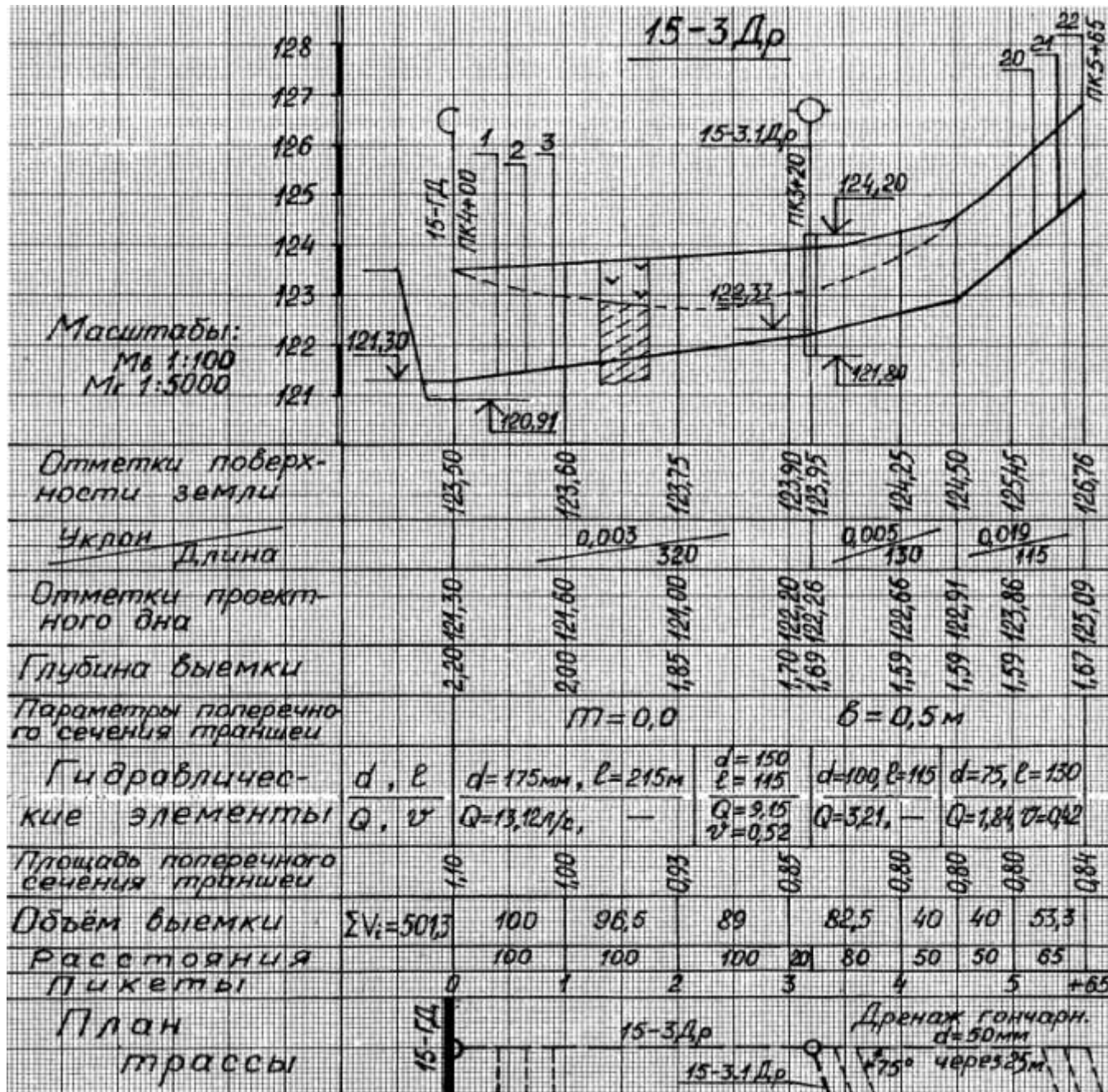


Рис. 5.7 Продольный профиль закрытого коллектора 15-3 Др

## ПРИЛОЖЕНИЕ 1

### Основные характеристики режима осушения сельскохозяйственных земель

**Приложение 1.1 Нормы осушения, см**

Сельско- хозяйственные культуры	Весенний предпосевной период		1 –й месяц вегетации		К концу вегетации		Осенне- зимний период
	торф	минер. почвы	су- глин. почвы, торф	песчан., супесчан. почвы	суглин. почвы, торф	песчан., супесчан. почвы	
1. Озимые зерновые	70-80	60-70	80	70	90	80	70-80
2. Зерновые яровые	60-70	50-60	80	70	90	80	60-70
3. Силовые	60-70	50-60	85	75	95	85	60-70
4. Многолетние травы	60-70	50-60	70	60	80	70	70-80
5. Картофель	60-70	50-60	100	90	110	100	60-70
6. Корнеплоды, овощи	60-70	50-60	90	80	100	90	60-70
7. Луговые травы	40-50	30-40	65	55	75	65	60-70
8. Пастбищные травы	50-60	40-50	70	60	85	75	60-70

**Приложение 1.2 Сроки отвода поверхностных и почвенных вод в  
вегетационный период**

Сельскохозяйственные культуры	Сроки отвода избыточных вод, сутки			
	поверхностных вод	из пахотного слоя 0-0,25 м	из под пахотного слоя 0,25-0,5 м	от 0,5 м до нормы осушения
1. Зерновые	0,5	1,2	2,0-3,0	4,0-5,0
2. Корнеплоды, овощи	0,8	1,5	2,0-3,0	4,0-5,0
3. Многолетн. травы	1,5	2,0-3,0	3,0-5,0	6,0-7,0
4. Картофель	0,5	1,0-2,0	2,0-4,0	5,0-6,0
5. Силовые	0,8	1,0-2,0	2,0-3,0	4,0-5,0

**Приложение 1.3 Допустимая продолжительность весеннего затопления сельскохозяйственных культур**

Сельскохозяйственные культуры	Продолжительность затопления без ущерба для урожая с/х культур, сутки
1. Травы луговые: - клевер, овсяница	5-10
- тимофеевка, мятлик, мышиный горошек	12-15
- лисохвост, костёр	15-25
- канареечник, бекмания	25-30
2. Озимые зерновые	0
3. Яр. зерновые, овощи, силосные, пропашные	7-10
4. Многолетние травы пастбищные	12-15

## ПРИЛОЖЕНИЕ 2

### Нормативы обеспеченности гидрологических характеристик для проектирования сооружений на осушительной сети

#### Приложение 2.1 Обеспеченность гидрометеорологических характеристик для проектирования горизонтального дренажа

Сельскохозяйственное использование земель	Расчётная обеспеченность	
	закрытый дренаж	открытые осушители
1. Пашня, пастбище	10	10
2. Сенокосы	25	20

#### Приложение 2.2 Обеспеченность расчётных расходов и условия их пропуска для открытых каналов и водоприёмников осушительных систем площадью до 2000 га

№ п/п	Сельскохозяйственное использование сельскохозяйственных земель	Расчётные расходы и модули стока	Запас от бровки канала при пропуске расчётного расхода	Обеспеченность, %
1	для всех видов использования земель	средне-меженный (бытовой)	ниже впадающей сети (по нормативам вертикального сопряжения)	50
2	полевые севообороты с озимыми культурами на в не пойменных землях	весеннего половодья	0,00	10
		летне-осеннего паводка	0,30	10
3	полевые севообороты без озимых культур	предпосевной	0,60	10
		летне-осеннего паводка	0,00	10
4	овощные севообороты	предпосевной	0,80	5
		летне-осеннего паводка	0,50	5
5	пастбищные	летне-осеннего паводка	0,30	10
6	сенокосы	летне-осеннего паводка	0,00	10
7	сады	весеннего половодья	0,00	5
		летне-осеннего паводка	0,50	5

Примечание. При наличии смешанного сельскохозяйственного использования земель, когда используются единые каналы и водоприёмники, проектирование рекомендуется производить по наиболее «жесткому» условию.

**Приложение 2.3 Обеспеченность расчётных расходов и уровней воды  
сооружений осушительных систем при площади обслуживания одним  
сооружением менее 50 тыс. га.**

№ п/п	Наименование сооружений	Класс сооружений	Расчётная обеспеченность, %	
			основной рас- чётный случай	поверочный расчётный случай
1	шлюзы- регуляторы, мо- сты на водоприёмниках	IV	3-5	1
2	мосты, трубопереезды, регуляторы-переезды трубчатые на каналах	IV	5	1-2

## ПРИЛОЖЕНИЕ 3

### Расстояния между дренами и открытыми осушителями

#### Приложение 3.1 Расстояния между закрытыми дренами в условиях минеральных почвогрунтов

№ п/п	Грунты		Содержание частиц грунта $d < 0,01$ мм	При осушении		Падение депрессионной кривой $\Delta h$ , м
				полевых, овощных, приферм. севооборотов	лугопастбищных угодий, искусственных сенокосов	
1	глина		65-50	13-15	18-20	-
2	суглинок	тяжёлый	50-40	15-16	20-24	-
		лёгкий	40-30	16-20	24-28	0,35-0,45
3	супесь	тяжёлая	30-20	20-25	28-35	0,30-0,35
		лёгкая	20-10	25-35	30-40	
4	песок	мелкий	< 10	25-30	35-40	0,26-0,25
		средний		35-40	40-50	
		крупный		40-50	45-55	

**Приложение 3.2 Расстояния между дренами в условиях торфяных грунтов при норме атмосферных осадков 600-700 мм, (м)**

№ п/п	Мощность слоя торфа	Торф древесный и тростниковый		Торф других видов		Падение депрессионной кривой $\Delta h$ , м
		степень разложения торфа, %				
		> 40	< 40	> 40	< 40	
I. Торфяники подстилаются хорошо водопроницаемыми грунтами (песок, супесь)						
1	0,6-0,9	24	25-26	27	28-29	0,20-0,30
2	0,9-1,2	26	27-28	29	30-31	
3	1,2-1,5	28	29-30	31	32-33	
4	> 1,5	30	31-32	33	34-35	
II. Торфяники подстилаются водонепроницаемыми грунтами						
1	0,6-0,9	20	21-22	23	24-25	0,20-0,25
2	0,9-1,2	20	23-24	25	26-27	
3	1,2-1,5	24	25-26	27	28-29	
4	> 1,5	25	26-28	29	30-32	

Примечание 1. При норме осадков > 700 мм междреннее расстояние увеличивается на 15 %.

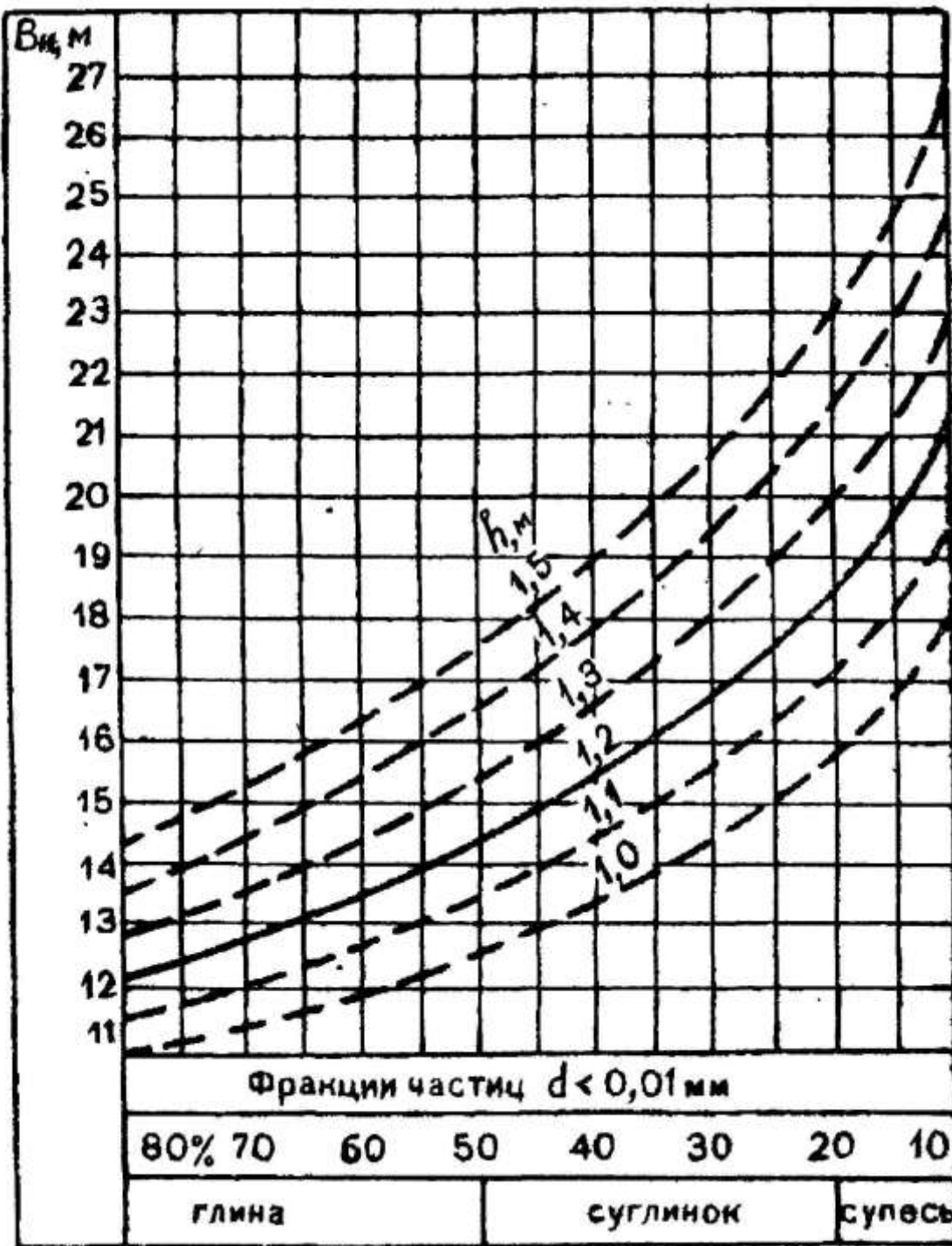
2. При использовании земель под лугопастбищные угодья и сенокосы междреннее расстояние увеличивается на 10-15 %.



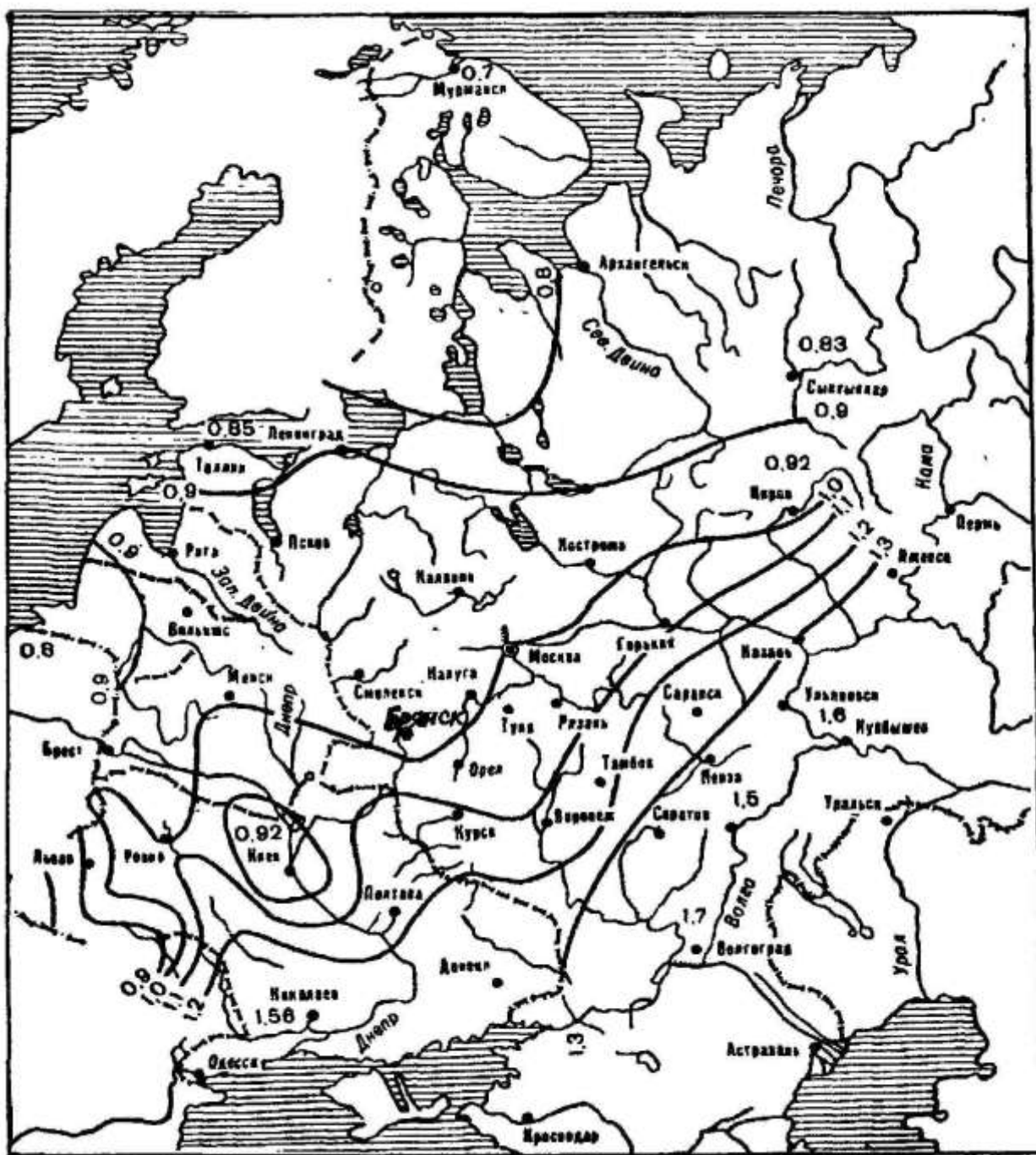
**Приложение 3.3 Расстояния между открытыми осушителями  
при осушении сенокосных и лугопастбищных угодий, м**

Почвогрун- ты	Уклоны поверхности осушаемой территории						ΔН, м
	≤0,0002	0,0005	0,001	0,002	0,003	0,005	
суглинок средний	75	80	85	90	95	100	1,0
суглинок лёгкий	100	105	110	115	120	125	0,9
супесь	125	130	135	140	145	150	0,8
песок	200	220	250	300	350	400	0,5
торф низинный	100	110	120	130	140	150	0,7

Примечание. При напорном режиме грунтовых вод указанные в таблице расстояния уменьшаются на 30-50%.



Приложение 3.4 Графики нормативных междренних расстояний в зависимости от глубины дрен и механического состава почвогрунтов (по Ц.Н. Шкинкису)



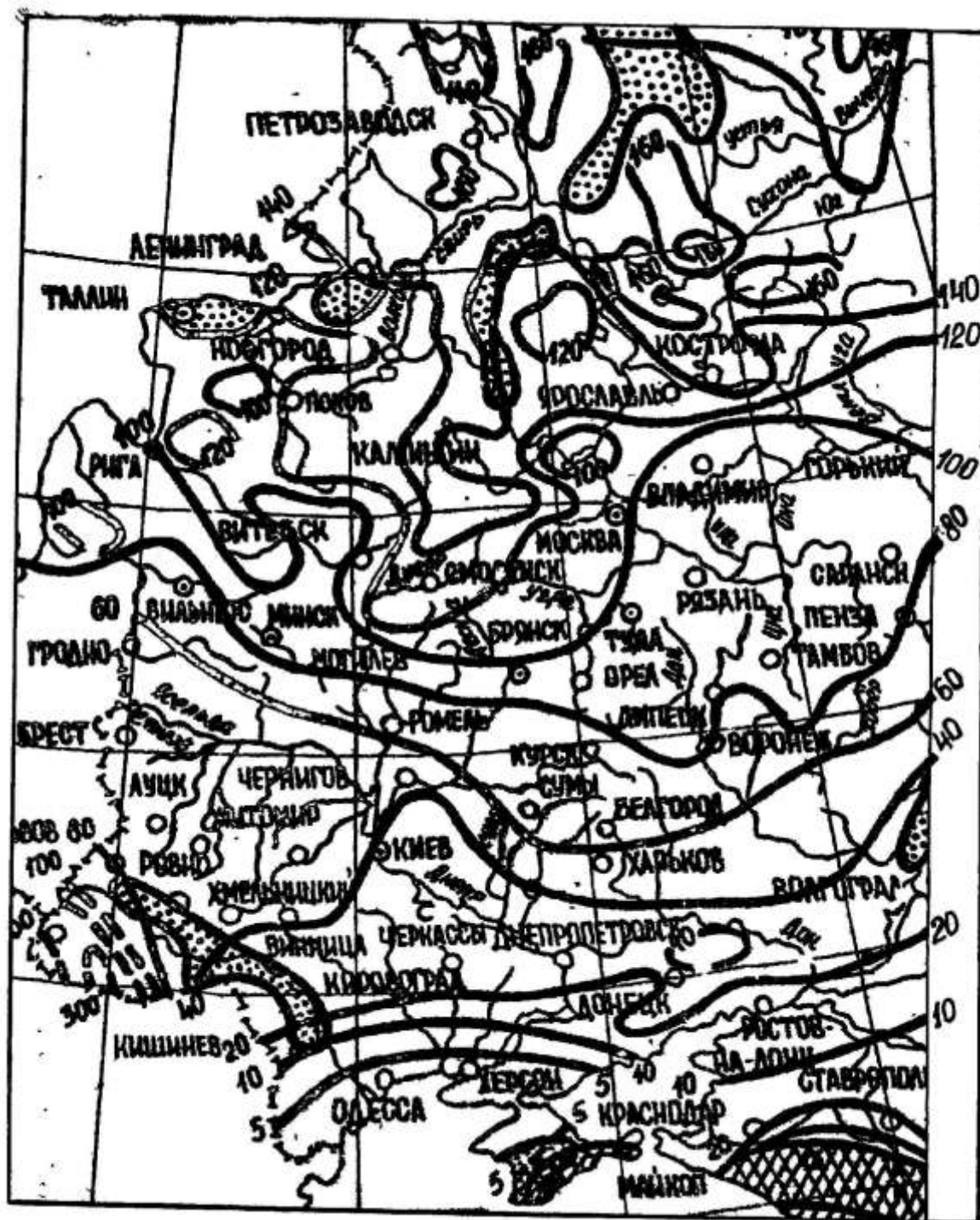
Приложение 3.5 Коэффициенты пересчёта расстояний между регулируемыми элементами осушительной сети в условиях слабоводопроницаемых почвогрунтов [7].

## ПРИЛОЖЕНИЕ 4

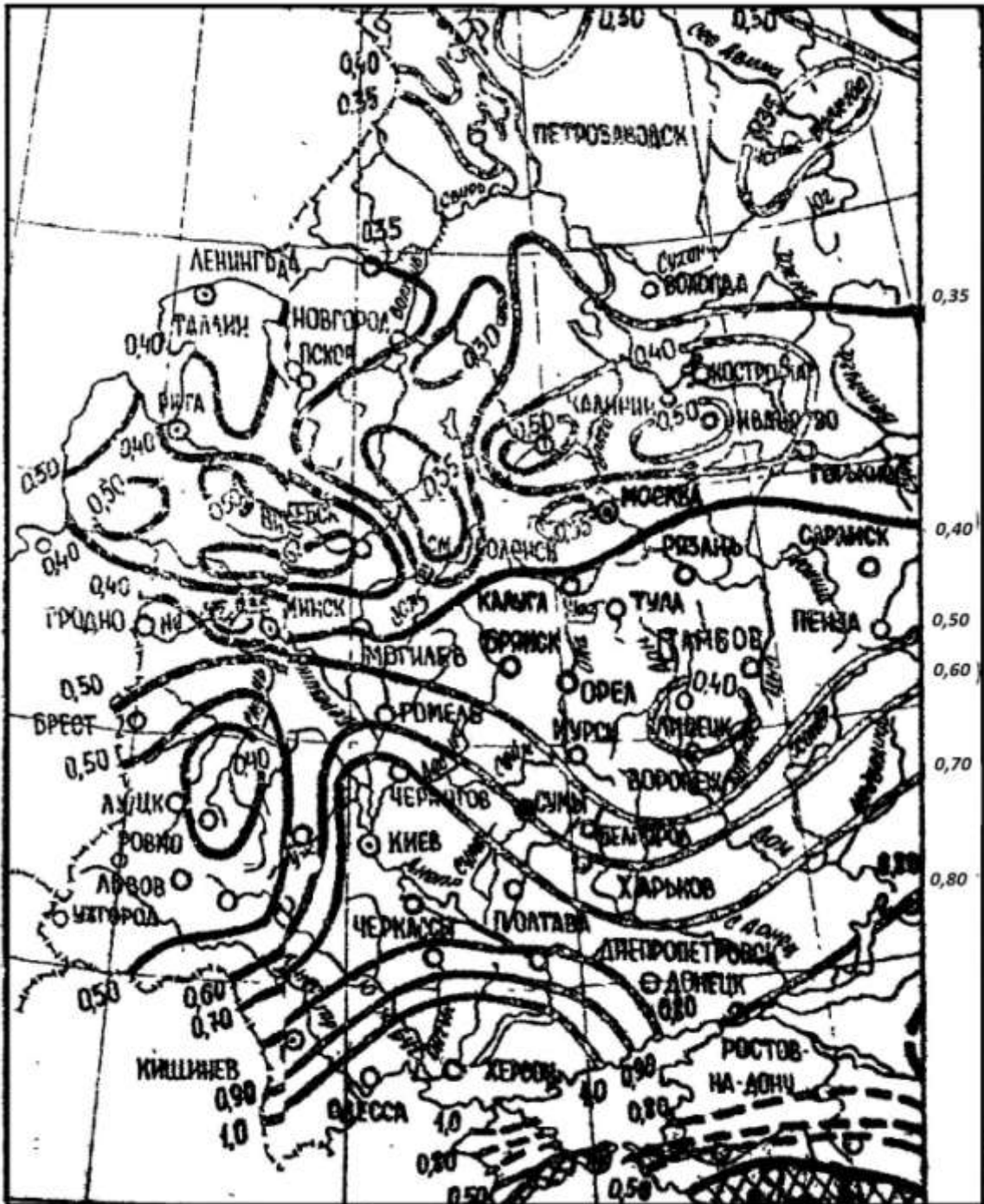
### Гидрологические расчётные показатели

#### Приложение 4.1 Ординаты кривых трёхпараметрического гамма-распределения при $C_s = 2C_v$

$C_v$	Обеспеченность стока (P), %							
	0,1	0,5	1	3	5	10	20	50
0,1	1,34	1,28	1,25	1,20	1,17	1,13	1,08	0,997
0,2	1,73	1,59	1,52	1,41	1,35	1,26	1,16	0,986
0,3	2,19	1,94	1,82	1,64	1,54	1,40	1,24	0,970
0,4	2,70	2,32	2,16	1,87	1,74	1,54	1,31	0,948
0,5	3,27	2,74	2,51	2,13	1,94	1,67	1,38	0,918
0,6	3,87	3,20	2,89	2,39	2,15	1,80	1,44	0,886
0,7	4,56	3,68	3,29	2,66	2,36	1,94	1,50	0,846
0,8	5,30	4,18	3,71	2,94	2,57	2,06	1,54	0,800
0,9	6,08	4,74	4,15	3,21	2,78	2,19	1,58	0,748
1,0	6,91	5,30	4,60	3,51	3,00	2,30	1,61	0,693
1,1	7,75	5,90	6,05	3,80	3,22	2,40	1,62	0,640
1,3	9,60	7,13	6,02	4,42	3,60	2,57	1,62	0,520
1,5	11,60	8,42	7,08	4,98	3,96	2,70	1,59	0,405



Приложение 4.2 Карта изолиний среднего слоя стока половодья (h), мм



Приложение 4.3 Карта изолиний коэффициента изменчивости ( $C_v$ ) слоя стока половодья.

## ПРИЛОЖЕНИЕ 5

### Расчетные гидравлические показатели закрытой осушительной сети

#### Приложение 5.1 Коэффициенты шероховатости труб

№ п/п	Наименование и характеристика труб	Коэффициенты шероховатости
1	керамические (гончарные) длиной менее 1 м	0,017
2	пластмассовые гофрированные	0,013-0,015
3	пластмассовые гладкие	0,010-0,013
4	асбестоцементные	0,013
5	бетонные (железобетонные)	0,015

**Приложение 5.2 Таблица для гидравлического расчёта пластмассовых  
гофрированных дренажных труб из ПВХ**

Укло- ны дрен	Диаметры труб, мм									
	50		63		75		90		125	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0,001	0,11	0,17	0,12	0,29	0,13	0,45	0,14	0,66	0,16	1,47
0,002	0,15	0,23	0,17	0,42	0,19	0,65	0,20	0,94	0,23	2,08
0,003	0,18	0,28	0,21	0,51	0,23	0,80	0,24	1,16	0,28	2,56
0,004	0,21	0,33	0,24	0,59	0,27	0,93	0,28	1,34	0,33	2,96
0,005	0,24	0,36	0,27	0,65	0,30	1,03	0,31	1,49	0,36	3,28
0,006	0,26	0,40	0,30	0,72	0,33	1,13	0,34	1,63	0,39	3,60
0,007	0,28	0,43	0,32	0,78	0,35	1,22	0,37	1,76	0,43	3,92
0,008	0,30	0,46	0,34	0,83	0,38	1,34	0,40	1,88	0,46	4,17
0,009	0,32	0,49	0,37	0,89	0,40	1,38	0,42	2,00	0,49	4,43
0,010	0,34	0,51	0,39	0,94	0,42	1,46	0,44	2,11	0,51	4,65
0,015	0,41	0,62	0,47	1,14	0,52	1,78	0,54	2,58	0,60	5,70
0,020	0,48	0,72	0,55	1,32	0,60	2,06	0,62	2,90	0,72	6,60
0,030	0,58	0,88	0,67	1,62	0,73	2,52	0,76	3,65	0,88	8,04
0,04	0,67	1,02	0,77	1,86	0,74	2,90	0,88	1,20	1,03	9,04
0,05	0,75	1,14	0,86	2,09	0,95	3,26	0,99	4,70	1,14	10,45
0,07	0,88	1,34	1,02	2,46	1,12	3,86	1,17	5,57	1,34	12,22
0,09	1,01	1,53	1,15	2,80	1,27	4,37	1,32	6,30	1,52	13,90



**Приложение 5.3 Таблица для гидравлического расчёта гончарных  
(керамических) и бетонных (железобетонных) труб**

Внутренний диаметр, мм	V, м/с	УКЛОН									
	Q, л/с	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010
40	V			0,21	0,24	0,27	0,30	0,32	0,34	0,37	0,39
	Q			0,27	0,30	0,34	0,38	0,40	0,43	0,47	0,49
50	V		0,20	0,24	0,28	0,32	0,34	0,37	0,40	0,43	0,45
	Q		0,39	0,48	0,55	0,62	0,68	0,73	0,78	0,83	0,88
75	V	0,19	0,26	0,32	0,37	0,42	0,46	0,49	0,53	0,56	0,59
	Q	0,82	1,16	1,42	1,65	1,84	2,01	2,18	2,33	2,47	2,60
100	V	0,22	0,32	0,39	0,45	0,50	0,55	0,59	0,64	0,68	0,71
	Q	1,77	2,50	3,08	3,54	3,96	4,33	4,68	5,01	5,31	5,60
125	V	0,26	0,37	0,46	0,52	0,59	0,64	0,69	0,74	0,79	0,83
	Q	3,30	4,71	5,72	6,59	7,43	8,05	8,78	9,31	9,93	10,5
150	V	0,29	0,42	0,52	0,59	0,66	0,72	0,79	0,83	0,89	0,94
	Q	5,24	7,45	9,15	10,47	11,77	12,8	14,0	14,8	15,8	16,6
175	V	0,33	0,46	0,57	0,67	0,74	0,82	0,87	0,93	0,96	1,04
	Q	7,91	11,02	13,68	16,1	17,75	19,7	20,85	22,15	23,0	25,0
200	V	0,36	0,51	0,62	0,73	0,80	0,88	0,95	10,1	1,07	1,13
	Q	11,24	15,94	19,5	22,6	25,2	27,6	29,8	31,8	33,8	35,6
250	V	0,41	0,59	0,72	0,83	0,93	1,02	1,10	1,17	1,24	1,31
	Q	20,3	28,9	35,4	40,71	45,6	49,87	53,9	57,66	61,0	64,4
300	V	0,47	0,67	0,81	0,94	1,06	1,15	1,25	1,33	1,41	1,49
	Q	33,7	47,36	57,86	66,6	75,0	81,44	88,82	94,16	100,5	105,8
350	V	0,52	0,73	0,90	1,03	1,16	1,27	1,37	1,47	1,56	1,64
	Q	49,9	70,8	86,9	99,6	111,8	122,8	132,2	141,6	150,2	158,2
400	V	0,57	0,80	0,99	1,13	1,27	1,39	1,50	1,60	1,70	1,79
	Q	71,2	100,9	123,9	142,6	159,5	174,7	188,4	192,0	214,1	225,3

**Продолжение приложения 5.3**

**Таблица для гидравлического расчёта гончарных (керамических)  
и бетонных (железобетонных) труб**

Внутренний диаметр, мм	V, м/с	УКЛОН									
	Q, л/с	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,016	0,017	0,018	0,019	0,020
40	V	0,41	0,43	0,44	0,46	0,47	0,49	0,50	0,52	0,53	0,54
	Q	0,52	0,54	0,56	0,58	0,59	0,62	0,63	0,66	0,67	0,68
50	V	0,47	0,49	0,51	0,53	0,55	0,57	0,58	0,60	0,62	0,63
	Q	0,92	0,95	1,00	1,04	1,07	1,11	1,14	1,18	1,21	1,24
75	V	0,62	0,65	0,67	0,69	0,72	0,74	0,77	0,79	0,81	0,83
	Q	2,73	2,86	2,97	3,07	3,19	3,29	3,40	3,49	3,59	3,69
100	V	0,75	0,78	0,81	0,84	0,87	0,90	0,92	0,95	0,98	1,00
	Q	5,89	6,10	6,37	6,60	6,83	7,05	7,27	7,50	7,72	7,88
125	V	0,87	0,90	0,94	0,98	1,01	1,05	1,08	1,11	1,14	1,17
	Q	10,99	11,4	11,9	12,34	12,75	13,3	13,61	14,01	14,42	14,7
150	V	0,98	1,02	1,07	1,11	1,15	1,18	1,22	1,26	1,29	1,32
	Q	17,49	18,12	19,0	19,64	20,3	20,9	21,6	22,3	22,9	23,5
175	V	1,09	1,14	1,19	1,23	1,28	1,32	1,36	1,40	1,43	1,48
	Q	26,1	27,4	28,6	29,57	30,08	31,7	32,6	33,6	34,4	35,6
200	V	1,19	1,23	1,30	1,37	1,38	1,43	1,47	1,52	1,56	1,60
	Q	37,4	38,8	40,6	42,0	43,3	44,8	46,3	47,7	49,1	50,2
250	V	1,38	1,43	1,49	1,55	1,60	1,66	1,71	1,76	1,81	1,85
	Q	67,6	70,2	73,4	76,0	78,6	81,2	83,7	86,3	88,9	90,8
300	V	1,56	1,62	1,69	1,76	1,82	1,88	1,94	1,99	2,05	2,10
	Q	111,0	115,4	120,5	124,8	129,0	133,2	137,5	141,7	145,9	149,1
350	V	1,73	1,79	1,87	1,94	2,01	2,07	2,14	2,20	2,27	2,32
	Q	166,1	172,4	180,3	186,7	193,0	199,3	205,6	212,0	218,3	223,2
400	V	1,88	1,97	2,04	2,12	2,21	2,26	2,34	2,4	2,48	2,52
	Q	235,6	247,9	255,9	265,8	277,1	283,8	293,5	301,4	311,5	316,5

## ПРИЛОЖЕНИЕ 6

### Расчётные гидравлические показатели осушительных каналов

#### Приложение 6.1 Коэффициенты заложения откосов каналов в земляном русле, закреплённых засевом трав или одерновкой

Грунты	Коэффициент заложения откосов при соответствующих глубинах каналов		
	до 1,5 м	1,5...2,0 м	более 2,0 м
1. Торф всех видов со степенью разложения до 50%	1,0	1,5	2,0 (до глубины 3,0м)
2. Суглинок лёгкий, супесь, песок, торф всех видов со степенью разложения 50...70%	1,5	2,0	2,5 (до глубины 2,5м)
3. Песок мелкозернистый, торф всех видов со степенью разложения 70%	2,0	2,5	2,5 (до глубины 2,5м)

Примечание. При наличии по вертикальному разрезу различных грунтов и при других типах крепления заложение откосов при соответствующем обосновании может изменяться.

#### Приложение 6.2 Коэффициенты шероховатости каналов

№ п/п	Характеристика русла, тип крепления	Коэффициенты шероховатости
I. Каналы в земляном русле при пропуске расходов 1-25 м <sup>3</sup> /с		
1	глинистые грунты, супесь, песок, торф	0,030
2	гравелисто-галечниковые и прочие грунты с примесью камней и гальки	0,0325
II. Каналы с облицовкой		
1.	бетонная облицовка, хорошо отделанная	0,012-0,014
2	бетонная облицовка грубая	0,015-0,017
3	сборные бетонные лотки	0,012-0,015
4	покрытия из асфальтобетонных материалов	0,013-0,016
5	одернованное русло	0,030-0,035

**Приложение 6.3 Значения неразмывающей скорости при R=1м для осушительных каналов в земляном русле**

Грунты	Допускаемая скорость, м/с
Глина	1,10
Суглинок тяжелый	1,00
Суглинок средний	0,90
Суглинок лёгкий	0,75
Супесь	0,70
Песок крупный (d = 1÷ 2 мм)	0,70
Песок средний (d = 0,5 мм)	0,50
Песок мелкий (d = 0,05÷ 0,01 мм)	0,25
Торф сфагновый малоразложившийся	1,20
Торф сфагновый малоразложившийся	1,50
Торф сфагновый разложившийся	0,65
Торф осоково-гипновый малоразложившийся	0,90
Торф осоково-гипновый разложившийся	0,55
Торф древесный	0,40
Торф хвощовый	0,80

Примечание. При R ≠ 1 табличное значение скорости помножается на  $\sqrt[3]{R}$ .

**Приложение 6.4 Значения неразмывающей скорости для закреплённых русел при глубине воды от 0,6 м до 3,0 м**

Тип крепления	Допускаемая скорость, м/с
Одерновка плашмя	1,0-1,5
Жердевая стенка и выстилка	3,0-3,5
Одиночная каменная мостовая	2,5-4,0
Двойная каменная мостовая	3,5-5,0
Бетонная одежда	6,0-10,0

Примечание. Меньшие значения принимаются при средней глубине потока до 0,5-0,6 м, а большие – при средней глубине от 3 м и более. Промежуточные значения определяются интерполяцией.

**Формы продольных профилей**

**а) существующий (реконструируемый) канал**

<i>Отметки левой бровки</i>		15	165-185 мм
<i>Отметки правой бровки</i>		15	
<i>Существующие отметки</i>	<i>уровня воды в период съёмки</i>	15	
	<i>дна канала</i>	15	
<i>Проектная длина участка/ уклон</i>		10	
<i>Проектные отметки дна канала</i>		15	
<i>Параметры поперечного сечения</i>		5-10	
<i>Гидравлические элементы</i>		20	
<i>Площадь поперечного сечения</i>		10	
<i>Объем выемки</i>		10	
<i>Расстояния</i>		5-10	
<i>Пикеты</i>		5-10	
<i>№№ Створов</i>		5-10	
<i>План трассы</i>		20	

**б) проектируемый канал**

**в) закрытый коллектор**

<i>Отметки поверхности земли</i>
<i>Уклон / Длина участка</i>
<i>Отметки дна канала</i>
<i>Глубина выемки</i>
<i>Параметры поперечного сечения</i>
<i>Гидравлические элементы</i>
<i>Площадь поперечного сечения</i>
<i>Объем земляных работ</i>
<i>Расстояния</i>
<i>Пикеты</i>
<i>План трассы</i>

<i>Отметки поверхности земли</i>	15	125—140 мм
<i>Уклон / Длина участка</i>	10	
<i>Отметки проектного дна</i>	15	
<i>Глубина выемки</i>	10	
<i>Параметры траншеи</i>	5-10	
<i>Гидравлические элементы</i>	20	
<i>Площадь поперечного сечения</i>	10	
<i>Объем земляных работ</i>	10	
<i>Расстояния</i>	5-10	
<i>Пикеты</i>	5-10	
<i>План трассы</i>	20	

Примечания: 1. Начало изображения профиля (ПК 0) производится на расстоянии 20 мм от конечной линии формы.

2. Шкала высот совмещается с конечной линией формы.

## Литература

1. Анисимов В.А. Справочник мелиоратора / В.А. Анисимов К.В., Губер и др - М.: Россельхозиздат, 1980.- 256 с.
2. Пособие по определению расчётных гидрологических характеристик / ГГИ. – Л.: Гидрометеиздат, 1984. - 448 с.
3. Дунаев А.И. Проектирование осушительной системы. Учебно-методическое пособие по курсовому проектированию. – Б.: БГСХА, 2010. - 103 с.
4. Комплект технологических карт на крепление открытых осушительных каналов. Горький: Горьковоргтехводстрой, 1987.
5. Костяков А.Н. Основы мелиорации. – М.: Сельхозгиз, 1960. -662 с.
6. Кременецкий Н.Н., Гидравлика / Н.Н.Кременецкий Д.В., Штеренлихт и др. - М.: Энергия, 1980. -384 с.
7. Маслов Б.С. Справочник мелиоратора / Б.С. Маслов, И.В. Минаев, К.В. Губер. – М.: Росагропромиздат, 1989. - 384 с
8. Мелиорация. Энциклопедический справочник / под ред. А.И. Мурашко.- Минск.: Белорусская Советская Энциклопедия им. Петруся Бровки, 1984.- 566 с.
9. Мелиорация и водное хозяйство: Справочник, т.3 «Осушение» / под ред. Б.С. Маслова.- М.: Ассоциация Экост, 2001. -606 с.
- 10.Руководство по проектированию осушительных и осушительно-увлажнительных систем.- М.: Главнечернозёмводстрой, 1976.- 133 с.
- 11.Сельскохозяйственные гидротехнические мелиорации / А.А, Богушевский., А.И. Голованов, В.А. Кутергин и др.. Под ред. Е.С. Маркова. – М.: Колос, 1981. - 375 с.
- 12.СНиП 2.06.03 – 85. Мелиоративные системы и сооружения.
- 13.ТПР 820-01-4. Каналы осушительные с расходом воды до 20 м<sup>3</sup>/с.- Минск.: Белгипроводхоз, 1985.
- 14.Шкинкис Ц.Н.. Гидрологическое действие дренажа. – Л.: Гидрометеиздат, 1981.- 312 с.
- 15.Шебеко В.Ф. Гидрологические расчёты при проектировании осушительных и осушительно-увлажнительных систем /В.Ф. Шебеко, П.И. Закржевский, Э.А. Брагилевская. – Л.: Гидрометеиздат, 1980.-312 с.

Для заметок



Учебное издание

Дунаев Александр Иванович

Зверева Людмила Алексеевна

## **ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСУШИТЕЛЬНОЙ СЕТИ**

Учебное пособие по курсовому и дипломному проектированию

Компьютерный набор Зверева Л.А.

Редактор Павлютина И.П.



---

Подписано к печати 25.01.2011 г. Формат 60x84 1/16 .  
Печать офс. Бумага офс. Усл. п.л. 8,83. Тираж. 100 экз.  
Изд. № 1878.

---

Издательство ФГУ ВПО «Брянская государственная сельскохозяйственная академия»  
243365 Брянская область, Выгоничский район, с. Кокино, Брянская ГСХА

