**МОСКОВСКИЙ**

**АВТОМОБИЛЬНО-ДОРОЖНЫЙ ИНСТИТУТ**

**ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ**

**(МАДИ)**

**Расчет системы**

**дорожного водоотвода**

**Методические указания**

# Москва 2011

# МОСКОВСКИЙ

**АВТОМОБИЛЬНО-ДОРОЖНЫЙ ИНСТИТУТ**

**ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ**

**(МАДИ)**

# Кафедра гидравлики

## УТВЕРЖДАЮ

Зав. кафедрой профессор

\_\_\_\_\_\_\_\_ С.П. Стесин

« \_\_» \_\_\_\_\_\_\_ 2011 г.

РАСЧЕТ СИСТЕМЫ

ДОРОЖНОГО ВОДООТВОДА

Методические указания

Москва 2011

### УДК 532

ББК 30123

Составители: Н.М. Константинов, И.В. Чистяков

© Московский автомобильно-дорожный институт

государственный технический университет (МАДИ), 2011

1. Определение расходов и объемов стока
   1. Определение расхода стока ливневых вод

Расчет притока к дорожным сооружениям системы водоотвода ливневых и талых вод производится в соответствии с требованиями СНиП 2.01.14 - 83 [4, 6]

В основу методики расчета, приведенной в современных нормативных документах, положен принцип предельных интенсивностей. Этот принцип устанавливает расчетную продолжительность ливня равной времени достижения условной элементарной частицей жидкости, движущейся по логу водосбора от водораздела до створа автомобильной дороги.

Территория Российской Федерации представлена картой ливневых районов (рис. 1.1).

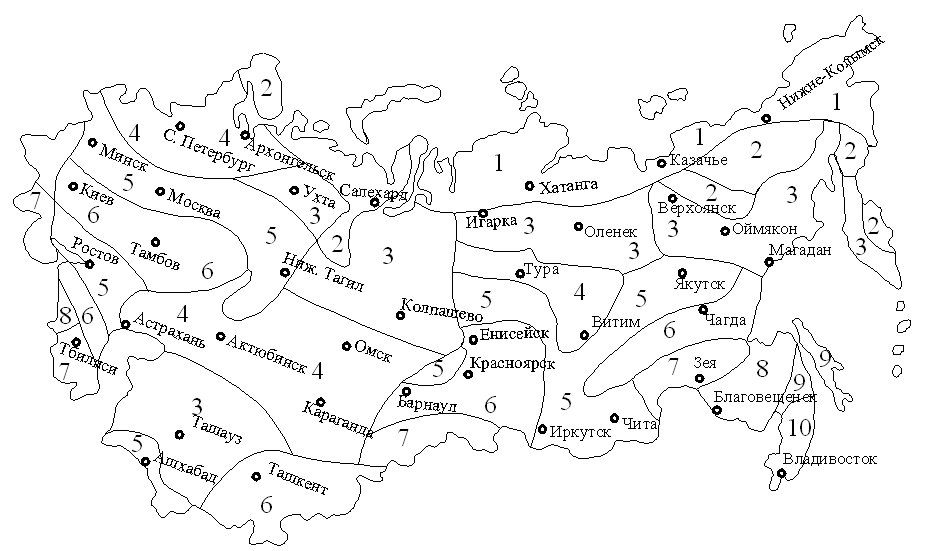


Рис. 1.1

Каждому ливневому району соответствует значение интенсивности ливня часовой продолжительности заданной вероятности превышения (ВП%). Для перехода к ливню расчетной интенсивности, свойственной для конкретного водосборного бассейна, необходимо определить коэффициент перехода . Он зависит от длины лога водосбора, уклона лога и определяется по табл. 1.1.

Расчет расхода стока ливневых вод выполняется по формуле:

, (1.1)

где *Q –* максимальное значение расхода стока ливневых вод, м3/с;

F – площадь водосборного бассейна, км2;

 - интенсивность ливня (мм/мин) часовой продолжительности, определяется согласно ливневому району по табл.1.2.

Таблица 1.1

Коэффициент перехода ливня часовой

продолжительности к ливню расчетной продолжительности

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | При | | | | | | | | | | | | | |
| 0,0001 | | 0,001 | | 0,01 | | 0,1 | | 0,2 | | 0,3 | | 0,5 | 0,7 |
| 0,15 | 4,25 |  | |  | |  | |  | |  | |  | |  |
| 0,30 | 2,57 | 3,86 | |  | |  | |  | |  | |  | |  |
| 0,50 | 1,84 | 2,76 | | 3,93 | |  | |  | | 5,24 | |  | |  |
| 0,75 | 1,41 | 2,08 | | 2,97 | | 4,50 | | 5,05 | |  | |  | |  |
| 1,0 | 1,16 | 1,71 | | 2,53 | | 3,74 | | 4,18 | | 4,50 | | 4,90 | | 5,18 |
| 1,50 | 0,88 | 1,30 | | 1,93 | | 2,82 | | 3,15 | | 3,40 | | 3,70 | | 3,90 |
| 2,0 | 0,73 | 1,07 | | 1,59 | | 2,35 | | 2,64 | | 2,85 | | 3,09 | | 3,27 |
| 2,5 | 0,68 | 0,92 | | 1,37 | | 2,02 | | 2,26 | | 2,44 | | 2,65 | | 2,80 |
| 3,0 | 0,56 | 0,82 | | 1,21 | | 1,79 | | 2,0 | | 2,16 | | 2,34 | | 2,49 |
| 3,5 | 0,50 | 0,74 | | 1,10 | | 1,62 | | 1,81 | | 1,95 | | 2,12 | | 2,31 |
| 4,0 | 0,46 | 0,68 | | 1,0 | | 1,48 | | 1,65 | | 1,78 | | 1,94 | | 2,11 |
| 4,5 | 0,42 | 0,62 | | 0,98 | | 1,37 | | 1,53 | | 1,65 | | 1,78 | | 1,95 |
| 5,0 | 0,40 | 0,58 | | 0,86 | | 1,27 | | 1,42 | | 1,54 | | 1,67 | | 1,82 |
| 6,0 | 0,354 | 0,52 | | 0,76 | | 1,13 | | 1,26 | | 1,36 | | 1,48 | | 1,68 |
| 7,0 | 0,32 | 0,47 | | 0,69 | | 1,02 | | 1,14 | | 1,23 | | 1,33 | | 1,45 |
| 8,0 | 0,29 | 0,43 | | 0,63 | | 0,93 | | 1,04 | | 1,12 | | 1,22 | | 1,33 |
| 9,0 | 0,27 | 0,39 | | 0,58 | | 0,86 | | 0,96 | | 1,04 | | 1,13 | | 1,23 |
| 10,0 | 0,25 | 0,37 | | 0,54 | | 0,80 | | 0,90 | | 0,97 | | 1,05 | | 1,14 |
| 11,0 | 0,23 | 0,34 | | 0,51 | | 0,75 | | 0,84 | | 0,91 | | 0,98 | | 1,07 |
| 12,0 | 0,22 | 0,32 | | 0,48 | | 0,71 | | 0,79 | | 0,86 | | 0,93 | | 0,99 |
| 13,0 | 0,21 | 0,31 | | 0,46 | | 0,67 | | 0,75 | | 0,81 | | 0,88 | | 0,96 |
| 14,0 | 0,20 | 0,29 | | 0,43 | | 0,64 | | 0,72 | | 0,79 | | 0,84 | | 0,91 |
| 15,0 | 0,19 | 0,28 | | 0,41 | | 0,61 | | 0,68 | | 0,74 | | 0,80 | | 0,87 |
| 20,0 | 0,16 | 0,23 | | 0,34 | | 0,50 | | 0,56 | | 0,61 | | 0,66 | | 0,72 |

- длина лога, км;

- уклон лога водосбора.

Таблица 1.2

Интенсивность ливней часовой продолжительности

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № ливневого района терри  тории СНГ | Часовая интенсивность дождя, мм/мин, ВП, % | | | | | | | |
| 10 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | 0,3 | 0,1 |
| 1 | 0,22 | 0,27 | 0,29 | 0,32 | 0,34 | 0,40 | 0,49 | 0,57 |
| 2 | 0,29 | 0,36 | 0,39 | 0,42 | 0,45 | 0,50 | 0,61 | 0,75 |
| 3 | 0,29 | 0,41 | 0,47 | 0,52 | 0,58 | 0,70 | 0,95 | 1,15 |
| 4 | 0,45 | 0,59 | 0,64 | 0,69 | 0,74 | 0,90 | 1,14 | 1,32 |
| 5 | 0,46 | 0,62 | 0,69 | 0,75 | 0,82 | 0,97 | 1,26 | 1,48 |
| 6 | 0,49 | 0,65 | 0,73 | 0,81 | 0,89 | 1,01 | 1,46 | 1,73 |
| 7 | 0,54 | 0,74 | 0,82 | 0,89 | 0,97 | 1,15 | 1,50 | 1,77 |
| 8 | 0,79 | 0,98 | 1,07 | 1,15 | 1,24 | 1,41 | 1,78 | 2,07 |
| 9 | 0,81 | 1,11 | 1,23 | 1,35 | 1,46 | 1,74 | 2,25 | 2,63 |
| 10 | 0,82 | 1,11 | 1,23 | 1,35 | 1,46 | 1,74 | 2,25 | 2,63 |

 - коэффициент потерь стока, определяется в зависимости от вида грунтов и величины площади водосборного бассейна по табл. 1.3.

 - коэффициент редукции, учитывающий неравномерность выпадения осадков на поверхность водосборного бассейна, принимается по табл. 1.4.

Таблица 1.3

Коэффициент потерь стока \*

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид и характер поверхности | Коэффициент , при *F* , км2 | | |
| *F* =0,1 | *F* = 0,1…10 | *F*=10…100 |
| Асфальт, скала без трещин, бетон | 1 | 1 | 1 |
| Жирноглинистые почвы, такыры и такырные почвы | 0,80…0,95 | 0,65…0,95 | 0,65…0,90 |
| Суглинки, подзолы, подзолистые и серые лесные суглинки, сероземы тяжелосуглинистые, тундровые и болотные почвы | 0,70…0,90 | 0,55…0,90 | 0,50…0,75 |
| Чернозем обычный и южный, светлокаштановые почвы, темно-каштановые почвы | 0,55…0,80 | 0,45…0,75 | 0,35…0,65 |
| Супеси, бурые и серо-бурые пустынно-степные почвы, сероземы супесчаные и песчаные | 0,35…0,60 | 0,20…0,55 | 0,20…0,45 |
| Песчаные, гравилистые, рыхлые каменистые почвы | 0,25 | 0,15…0,20 | 0,10 |

\*Примечание. Меньшие значения коэффициентов соответствуют суточным слоям осадков Н <80 мм, а большие значения соответствуют суточным слоям осадков Н > 200 мм. В пределах слоев осадков 80 мм < Н < 200 мм определяется интерполяцией.

Таблица 1.4

Коэффициент редукции стока 

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| *F* , км2 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
|  | 1 | 0,84 | 0,76 | 0,71 | 0,67 | 0,64 | 0,61 | 0,59 | 0,58 | 0,56 |
| *F* , км2 | 1,5 | 2 | 2,5 | 3 | 4 | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 |
|  | 0,51 | 0,47 | 0,45 | 0,43 | 0,40 | 0,38 | 0,36 | 0,33 | 0,32 | 0,30 |
| *F* , км2 | 14 | 16 | 20 | 25 | 30 | 40 | 50 | 60 | 80 | 100 |
|  | 0,29 | 0,28 | 0,27 | 0,25 | 0,24 | 0,22 | 0,21 | 0,20 | 0,19 | 0,18 |

Объем стока ливневых вод определяется по зависимости (1.2)

 , (1.2)

где *W*лив – объем стока, м3.

**Пример 1.** Определить расход и объем стока ливневых вод.

Исходные данные. Дорога 1-й технической категории в Тамбовской области; вероятность превышения расхода *P =* 1%: *F* = 4,0 км2; *L*лог = 2,0 км; , *J*лога – уклон лога; *J*лога= 0,001; грунты, подстилающие водосбор - суглинки.

По карте-схеме (рис. 1.1) устанавливается район проектирования водопропускного сооружения автомобильной дороги в Тамбовской области – это ливневой район № 6. В соответствии с этим ливневым районом № 6 по табл. 1.2 устанавливается интенсивность ливня часовой продолжительности для заданной ВП=1%:

= 1,01 мм/мин. По табл. 1.1 определяем значение коэффициента =1,07. По табл. 1.3 и 1.4 определяем коэффициент потерь стока на впитывание =0,6 и коэффициент редукции  =0,4.

Определяем величину максимального расхода стока ливневых вод с ВП 1% по формуле (1.1)

** м3/с.

Определяем объем стока ливневых вод по формуле (1.2)

м3 .

1.2. Расчет стока талых вод

Расчет стока талых вод выполняется на основании требований СНиП 2.01.14-83 [1, 2]. Максимальный расход стока талых вод определяется по формуле

, (1.3)

где - коэффициент дружности половодья;

 - расчетный слой стока талых вод той же вероятности превышения, что и расчетный расход;

 - показатель, учитывающий климатическую зону, принимается равным 0,25;

 - коэффициент, учитывающий снижение максимальных расходов в залесенных бассейнах, определяемый как *Ал* – залесенность водосбора в %; в отсутствие леса принимают - коэффициент, учитывающий снижение максимальных расходов в заболоченных районах: .

Слой стока *h*p устанавливается по карте-схеме рис. 1.2.

Коэффициенты дружности паводка талых вод принимают: в зонах тундры и леса 0,01; для Западной Сибири 0,013; в зонах лесостепи и степи от 0,02 до 0,03; в зоне полупустынь 0,06.

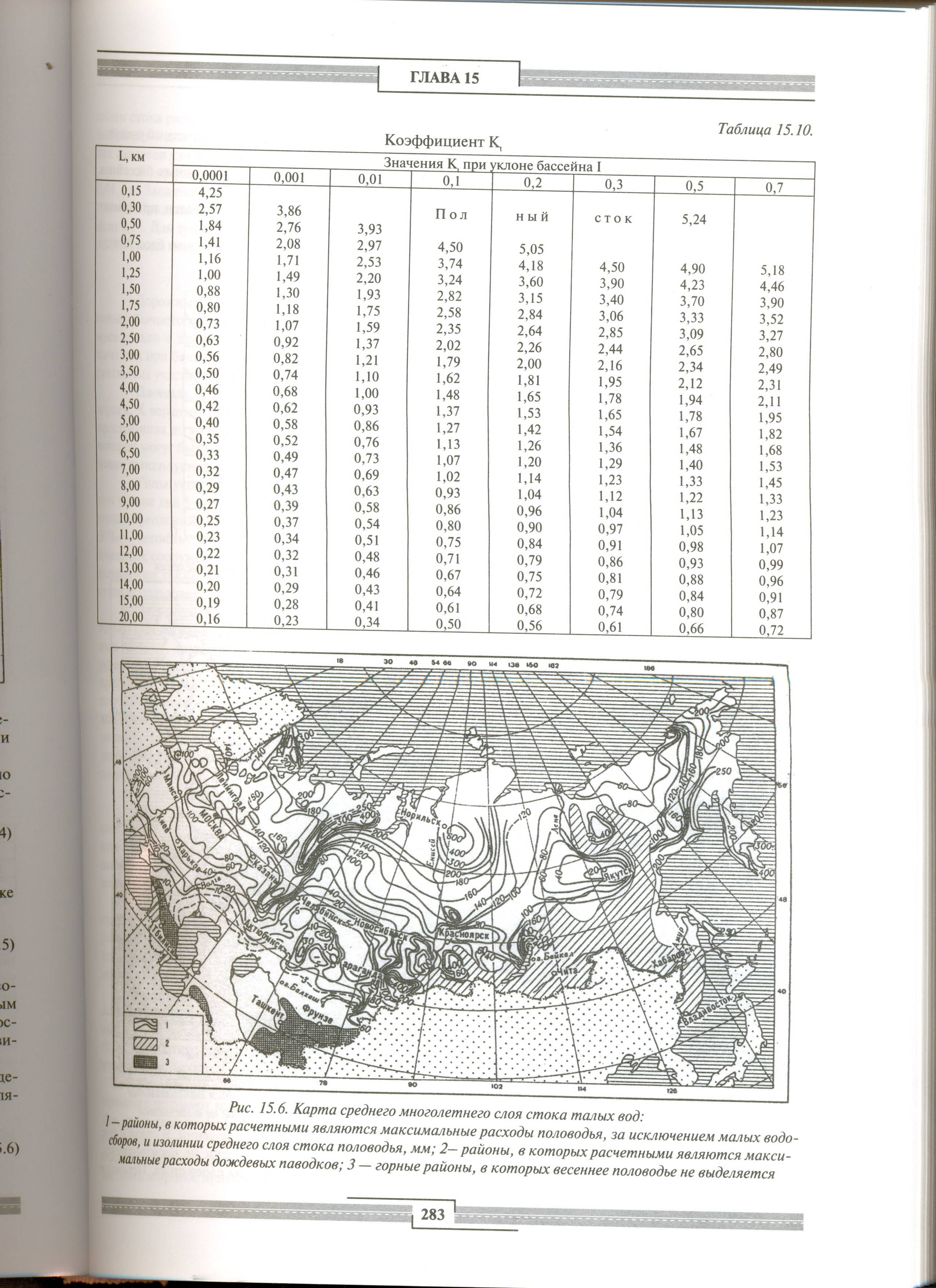


Рис.1.2. Карта среднего многолетнего слоя стока талых вод:

*1* - районы, в которых расчетными являются максимальные расходы половодья, за исключением малых водосборов, и изолинии среднего слоя стока половодья, мм; *2* – районы, в которых расчетными являются максимальные расходы дождевых паводков; *3* – горные районы, в которых весеннее половодье не выделяется

1. Определение нормальных глубин

Глубины равномерного движения ─ нормальные глубины определяются для каждого участка канала с заданным уклоном.

Расчет ведется на базе формулы Шези

(2.1)

где индекс «0» соответствует равномерному движению.

Ниже приводятся формулы применительно к трапецеидальной форме поперечного сечения водоотвода (рис.2.1):

; (2.2)

(2.3)

(2.4)

(2.5)

(2.6)

(2.7)

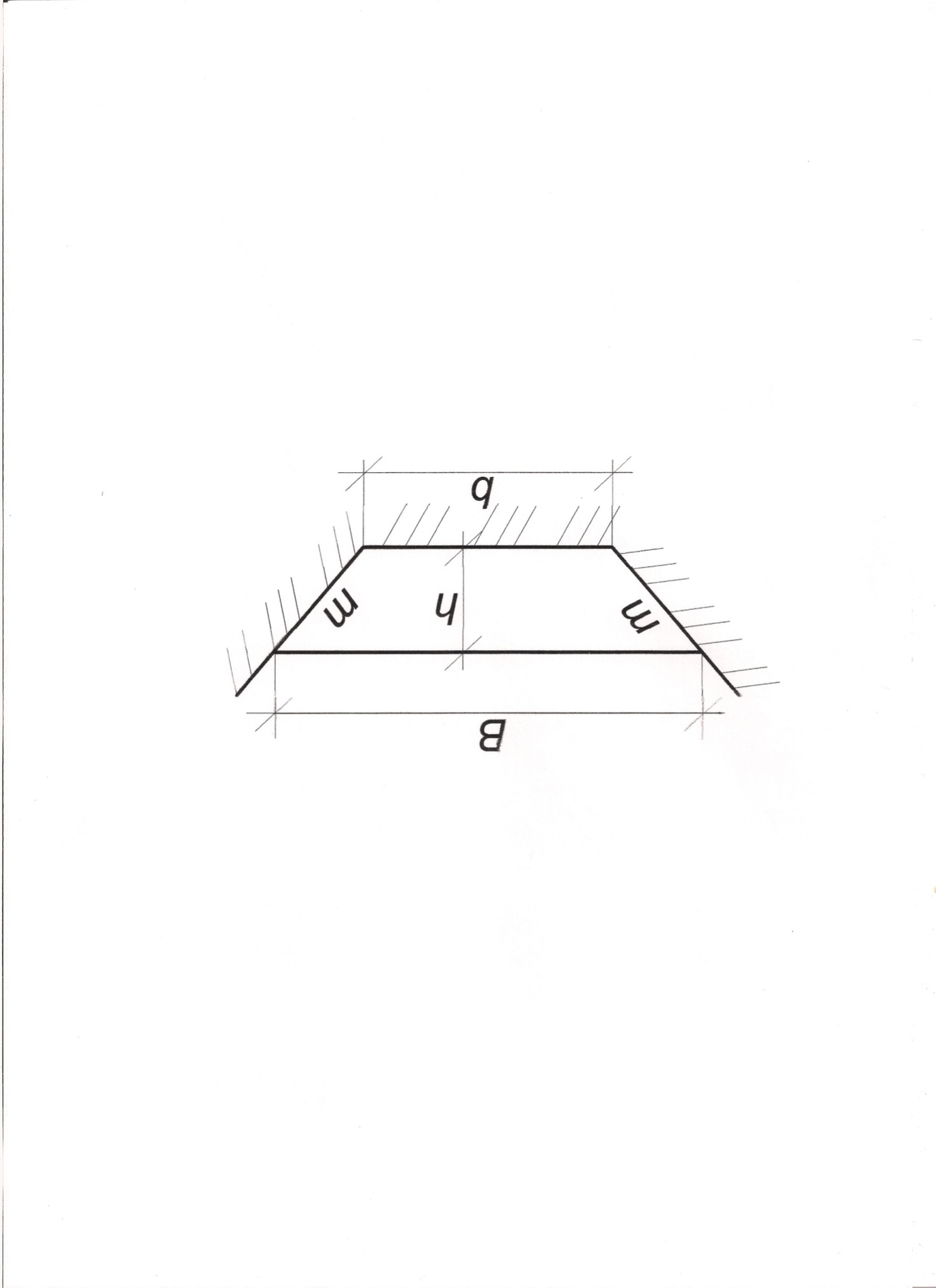


Рис. 2.1

Анализ зависимостей (2.1) – (2.6) показывает, что формула Шези является неявной функцией искомой нормальной глубины. Решение может быть получено применением известных способов решения неявных функций, в том числе – аналитическим подбором. Наиболее простой и наглядный ─ графоаналитический. Пример расчета дан в литературе: глава 11, пример 15 [3].

Последовательность операций следующая.

1. Определяют расходные характеристики всех участков  при равномерном движении, сводя расчеты в табл. 2.1

Таблица 2.1

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| №№ уч. | Уклоны *i*0 | *K*0, м3/с | *h*0,м |
|  |  |  |  |

1. Строят график *K*=*K*(*h*) (рис. 2.2). Для его построения следует задаться рядом произвольных глубин *h*1─*h*n для определения соответствующих им расходных характеристик *K*1─*K*n по формулам (2.2) –(2.6). При этом необходимо следить, чтобы полученный диапазон охватил рабочую зону *K*0 (см. табл. 2.1).

Все расчеты удобнее свести в табл. 2.2.

Таблица 2.2

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| №№  п/п | *h*, м | ω, м2 | , м | *R*, м | *C*, м0,5/с | *K*, м3/с |
| 1 | *h*1 |  |  |  |  | *K*1 |
| … | … |  |  |  |  | … |
| … | … |  |  |  |  | … |
| *n* | *hn* |  |  |  |  | *Kn* |

Коэффициенты Шези вычисляют по формуле Н.Н. Павловского (2.5) или определяют с помощью приложения 5 [6], предварительно установив коэффициент шероховатости *n* по приложениям 6 – 9 [6] для заданного грунта. Упрощенно коэффициент *С* можно находить по формуле Маннинга

 . (2.8)

3. Исходные значения  из табл. 2.1 позволяют определить соответствующие им нормальные глубины *h*0 по графику 2.2, заполняя последнюю графу табл. 2.1.

4. Правильность расчетов должна подтвердить проверка. Для этого полученные нормальные глубины используют для аналитического определения соответствующих им расходных характеристик, проведя расчеты, аналогичные предыдущему этапу и заполняя табл. 2.3 по форме табл.2.2. Полученные значения  этой таблицы не должны отклоняться от исходных табл. 2.1 более чем на 5%. В противном случае соответствующие нормальные глубины следует уточнить.

3. Определение критических глубины *h*k и уклона *i*k

Критическую глубину находят по уравнению критического состояния потока

 . (3.1)

Это уравнение в общем случае является неявной функцией *h*k. Решение может быть получено с помощью известных способов, в частности с применением приложения 2.2. [3] или, как и в предыдущей главе, используя указанные выше методы, в том числе – метод графоаналитического подбора.

В последнем случае последовательность операций следующая.

1. Определяем численно левую часть уравнения (3.1), полагая α=1,1 при турбулентном режиме.

2. Для построения графика  (рис.3.1) задаемся рядом произвольных глубин и находим для каждой величину , сводя все расчеты в табл. 3.1

Таблица 3.1

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| №  п/п | *h*, м | *ω*, м2 | *B*, м | , м5 |
|  |  |  |  |  |

Диапазон величин  должен включать в себя число .

1. Построив график (см. рис.3.1), по нему находим *h*k при известной абсциссе .

Как уже отмечалось выше, для решения неявных функций могут быть использованы известные методы математики.

Например, в данной задаче из уравнения критического состояния (3.1) можно получить выражение для критической глубины канала трапецеидального сечения

На первом этапе в правой части (3.2) используем произвольное значение *h*k, естественно, порядка реальных значений. Например, *h*k =0,5 м и *h*k =1 м. Полученное от решения значение *h*k подставляется в правую часть (3.2) во второй итерации и т.д.

В третьей – четвертой итерации обычно левая и правая части зависимости (3.2) практически дают тождество, т.е. решение состоялось.

4. Обязательна проверка: по глубине *h*k считаем величину  и сопоставляем с числом . Расхождение не должно превышать 5%.

5. Находим критический уклон по формуле Шези (2.1)

 , (3.3)

где *Kk* - расходная характеристика при критической глубине.

4. Построение кривых свободной поверхности в канале

с переменным по длине положительным уклоном

В основе построения находится дифференциальное уравнение неравномерного движения

 , (4.1)

где ℓ - продольная координата вдоль течения;

*h* – текущая глубина;

*П*к ─ параметр кинетичности в сечении глубиной *h*.

Исследование уравнения (4.1) выявляет важнейшие особенности кривых свободной поверхности в характерных ситуациях.

1. При *h* → *h*0 свободная поверхность стремится асимптотически к линии *N – N ─* линии нормальных глубин.

2. При *h* → *h*к свободная поверхность потока приближается к линии критических глубин *К* ─ *К* под прямым углом.

3. При *h* →∞ свободная поверхность асимптотически приближается к горизонтали.

4. На участках с критическим уклоном *i*0 = *i*k свободная поверхность неравномерного движения описывается горизонталью.

Методика построения кривых свободной поверхности сводится к следующему.

1. Полагаем длину каждого участка с постоянным уклоном бесконечной. Это гарантирует равномерное движение с нормальной глубиной на удалении от соседних участков и от других возможных возмущений – труб, мостов, перепадов и т.д.

2. Проводим на всех участках линию критической глубины *K–K* и нормальных *N*1─*N*1, *N*2–*N*2и т.д. (рис. 4.1), отмечая и соотношение уклонов 

Продольный профиль систем водоотвода строится в искаженном масштабе, как и профиль самой дороги: в относительно мелком продольном и более крупном вертикальном, из-за разного порядка значений перепада отметок и соответствующих расстояний между ними.

Утрированность уклонов участков водоотвода следует применять и в построении схемы кривых свободной поверхности, несмотря на их абсолютную малость. Это поможет более четко изобразить форму поверхности на тех или иных участках.

3. Построение кривых проводим, рассматривая попарно соседние участки. Примером может быть пара начальной части канала рис. 4.1 – первый и второй (рис. 4.2).

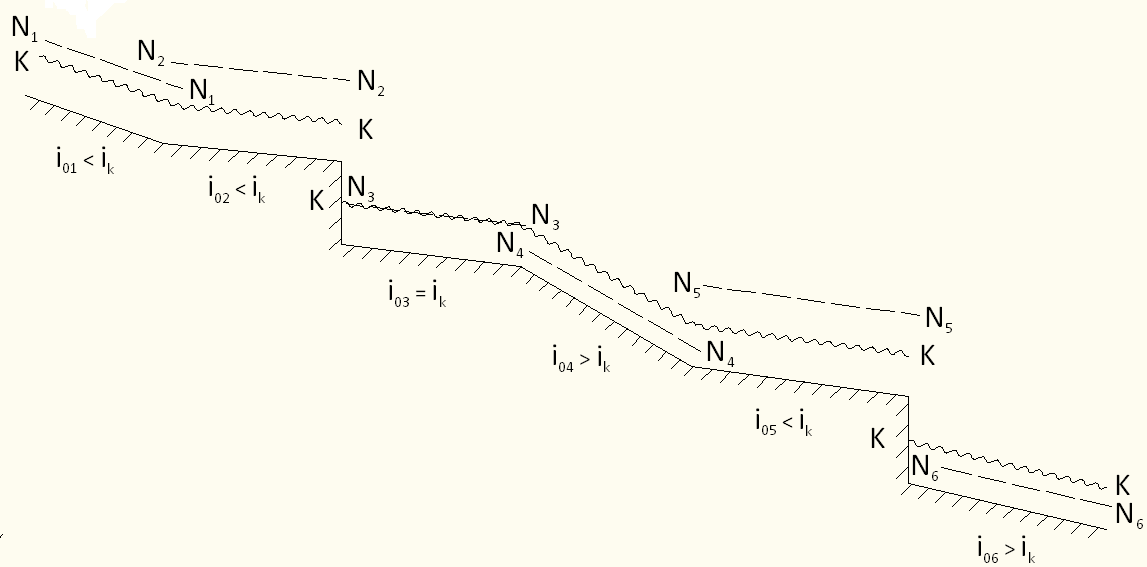


Рис. 4.1

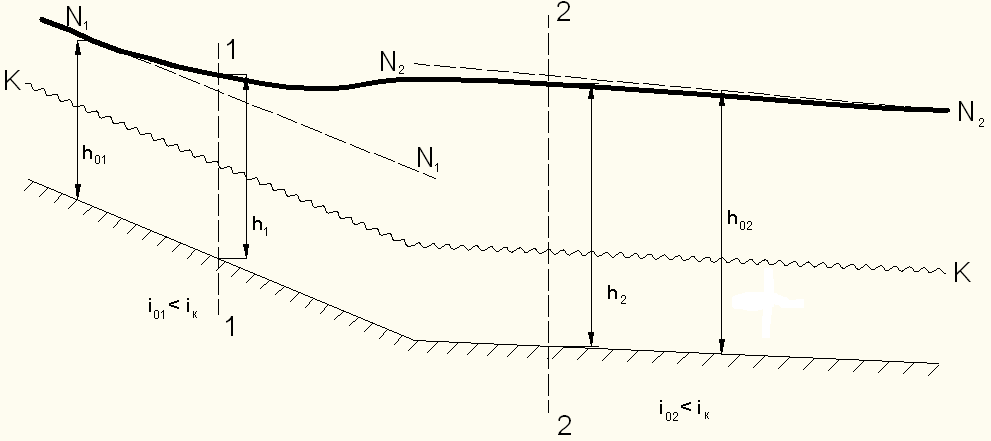


Рис.4.2

Анализ пары соседних участков дает целый ряд конкретных выводов: на удалении от перелома продольного профиля устанавливается равномерное движение с глубинами *h*01 и *h*02. А это обуславливает диапазон изменения глубин в зоне влияния перелома (от *h*01 до *h*02) и его характер – уменьшение (т.е. кривую спада) или увеличение (кривую подпора).

4. Форма кривой свободной поверхности определяется четырьмя результатами исследования дифференциального уравнения неравномерного движения (4.1), изложенными выше, вначале п. 4.

Предположим, что подпор от *h*01 до *h*02 осуществляется пунктирной кривой (рис.4.2). На удалении от перелома профиля эта кривая должна асимптотически приближаться слева к линии *N*1- *N*1, а справа ─ к линии *N*2- *N*2 .Проверим правильность построения.

Подстановка данных сечения 1-1 *h*1 > *h*к > *h*01 и, соответственно, *П*к1 < 1 в уравнение (4.1) приводит к положительному знаку производной . Это подтверждает правильность характера кривой подпора на 1-ом участке.

На втором участке для сечения 2-2 при и *h*02 > *h*2 > *h*к и *П*к2 < 1 производная < 0, т.е. в зоне глубин *h*02 > *h* > *h*к может быть кривая спада. Следовательно, кривая подпора в этом диапазоне невозможна. Противоречие теоретического анализа и построенной кривой приводит к двум с ледствиям: кривой подпора в диапазоне *h*02 > *h*2 > *h*к не может быть, её следует зачеркнуть; реально в рассматриваемых условиях на участке возможен только вариант = 0, т.е. равномерное движение с нормальной глубиной *h*2 = *h*02.

Полученный итог подводит к необходимости коррекции кривой на 1-ом участке: она должна охватить весь диапазон изменения глубины *h*01 - *h*02.

Верхний предел *h* = *h*02 на переломе профиля дает существенное уточнение формы кривой свободной поверхности в её правой части.

Глубина *h* = *h*02 на переломе больше характерных глубин 1-го участка: критической и нормальной *h*01. С некоторой степенью упрощения можно положить здесь *h*→∞, а соответственно поверхность - стремящейся асимптотически к горизонтальной прямой (рис. 4.3). Вся кривая имеет положительный уклон

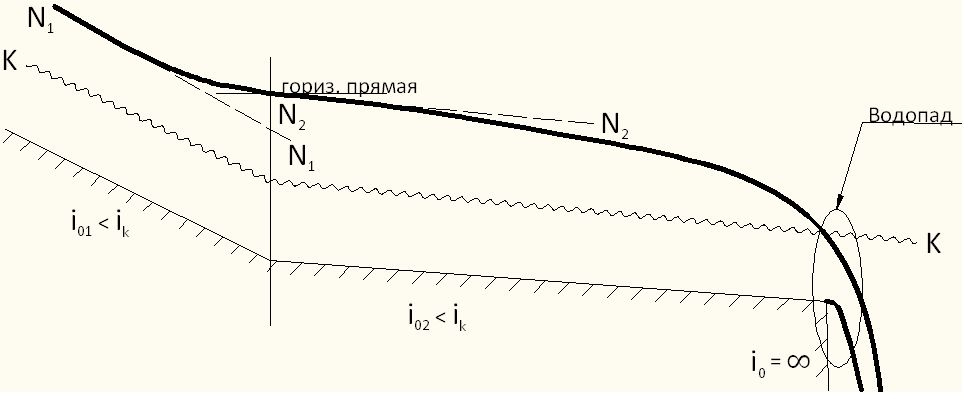


Рис.4.3

Читателю предлагается самостоятельно убедиться в правильности построения кривой свободной поверхности на финишной части 2-го участка.

Следует только учесть, что вертикальная стенка перепада имеет уклон  (см. рис.4.3) и, соответственно, заведомо бурное состояние потока. Переход потока из спокойного состояния в конце 2-го участка в бурное в зоне пересечения линии критических глубин называется водопадом.

На участках 3-4 построение предлагается выполнить самостоятельно. Нужно отметить две ситуации, когда на стадии схемы поверхности возникают 3 вариантные решения: прыжкового сопряжения бьефов\* (участки 4-5 на рис.4.1) и поверхности на участке с уклоном в нижнем бьефе перепада (участок 6 на рис. 4.1).

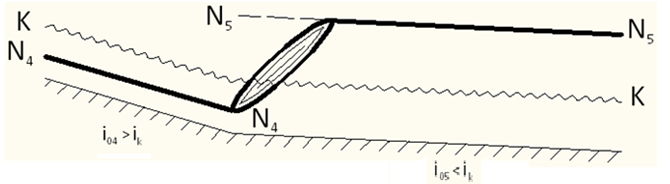
Переход потока из бурного состояния при *h* < *h*к в спокойное с *h* > *h*к

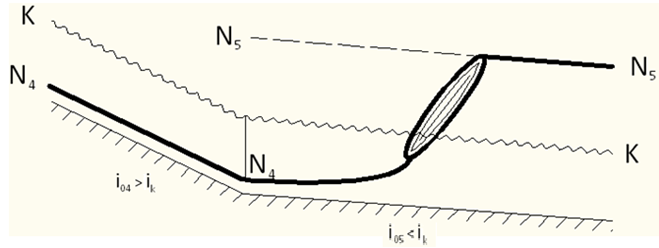
происходит скачкообразным ростом глубин – гидравлическим прыжком (см. рис. 4.4).

\* Примечание: бьефом называется участок водотока (верхний бьеф) до сооружения или характерного сечения потока или за ними (нижний бьеф).

Относительно перелома профиля гидравлический прыжок может быть надвинутым, т.е. начинаться в этом сечении (рис. 4.4,*а*); отогнанным,

т.е. на расстоянии длины кривой отгона вправо (рис.4.4,*б*); затопленным, т.е. на 4-м участке на расстоянии соответствующей кривой подпора от перелома (рис.4.4,*в*).





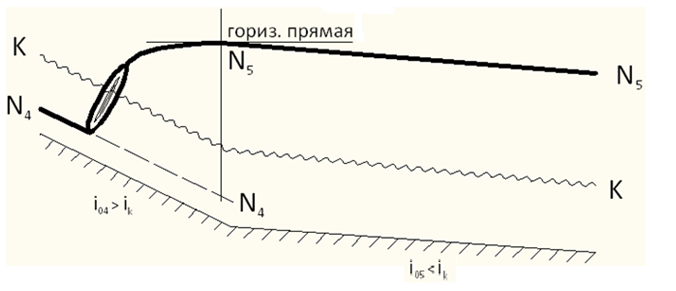


Рис. 4.4

Надвинутый прыжок соответствует энергетическому балансу в сечении перелома *Э*04=*Э*05+*Э*п, где *Э*04 и *Э*05 ─ удельные энергии сечения при глубинах *h*04 и *h*05, а *Э*п – потеря энергии в прыжке (см. рис. 4.4,*а*). Если возникает положительный энергетический дисбаланс *Э*04>*Э*05+*Э*п, то излишек энергии вызывает отгон прыжка вниз по течению от перелома профиля (см. рис. 4.4,*б*). Отрицательный дисбаланс в сечении перелома *Э*04<*Э*05+*Э*п свидетельствует о невозможности высоты прыжка на величину разности *h*04 ─ *h*05. Прыжок в сечении перелома профиля затапливается, перемещаясь вверх по течению (см. рис. 4.4,*в*).

За перепадом с бурным потоком в нижнем бьефе возникает беспрыжковое сопряжение бьефов (см. рис. 4.5).

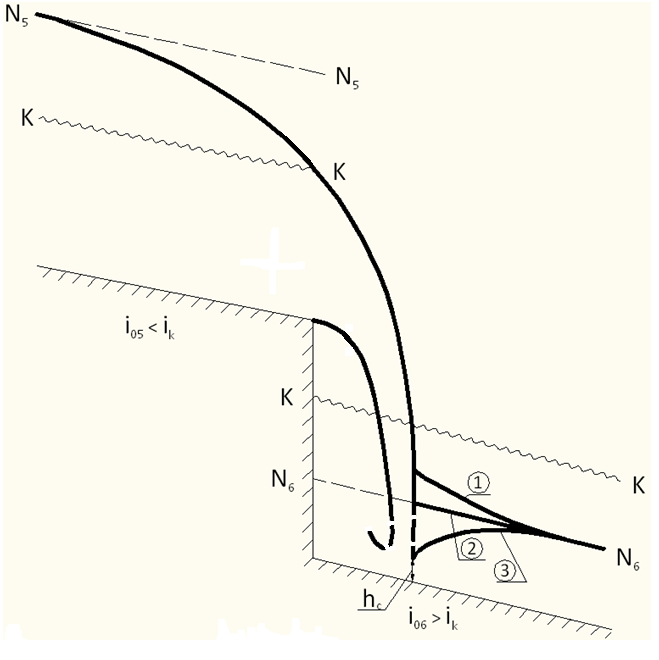


Рис.4.5

Глубина в сжатом *h*с зависит от условий падения потока, но всегда меньше критической *h*с < *h*к. Это вытекает из анализа уравнения неразрывности: при выходе с перепада глубина и скорость потока не могут быть больше критических, в свободном падении скорость увеличивается, а глубина уменьшается.

Нормальная глубина в отводящем русле (*h*06 на рис. 4.5) может быть: равна *h*с (1 на рис. 4.5), больше *h*с (2 на рис. 4.5) и меньше *h*с (3 на рис. 4.5).

В первом случае за сжатым сечением изменений глубины быть не может.

Во втором случае от сжатого сечения возникнет кривая спада.

В третьем случае – кривая подпора.

Построение кривых свободной поверхности на базе уравнения неравномерного движения обнаруживает локальные места с резко-изменяющимся движением, например, на выходе спокойного потока с перепада (рис. 4.5) или в местах сопряжения падающей струи со свободной поверхностью в отводящем русле 1, 2 и 3. В перечисленных примерах поверхностные струйки имеют большую кривизну и имеют траекторию направленную под большими углами относительно придонных, которые параллельны дну.

Уравнение (4.1) получено на основе уравнения Д. Бернулли. Как и последнее, оно справедливо для плавно-изменяющегося движения, и не дает точных решений при резко-изменяющемся движении, сохраняя только его качественный характер.

Ограниченность его протяженности, локальность мест резко изменяющегося движения по сравнению с длиной кривых свободной поверхности, как правило, позволяют игнорировать отмеченные особенности на этапе построения схемы свободной поверхности и расчета длин кривых.

При расчете местных сооружений перепадов, водобойных колодцев и т.д. влияние участков резко-изменяющегося движения следует учитывать и пользоваться уточнениями, полученными в экспериментах. Подобные рекомендации приводились ранее в соответствующих главах.

В заключение может быть сделано обобщение. При условии  каждого участка на переломе профиля могут возникать только три варианта глубин: 1) нормальная глубина левого участка; 2) нормальная глубина правого участка; 3) критическая глубина.

5. Определение длины кривой свободной поверхности.

Расчет длины кривой ℓ (рис. 5.1) ведется по интегральной форме

уравнения неравномерного движения Б.А. Бахметева.

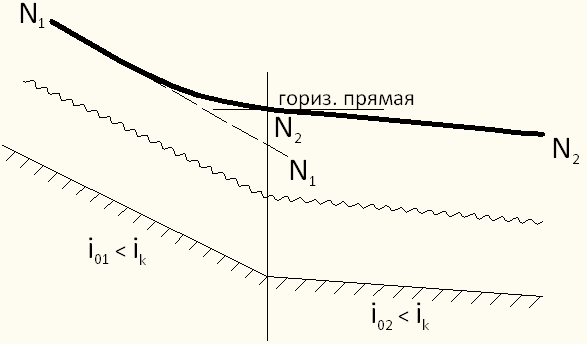


Рис.5.1

 , (5.1)

где *i*0 и *h*0 – уклон дна и нормальная глубина того участка, на котором расположена кривая;

 - относительная глубина в расчетном сечении с глубиной *h*;

;

 - средние значения коэффициента Шези, ширины по верху и смоченного периметра для расчетных сечений 1-1 и 2-2;

 - функция относительной глубины, определяется по приложению 23 [3] в зависимости от *η* и гидравлического показателя формы русла

,

*K* – расходная характеристика.

Расчет должна предварять схема кривой свободной поверхности с указанием участвующих в расчете характеристик. В рассматриваемом примере это рис. 5.1 как начальный фрагмент рис. 4.1. После этого конкретизируются перечисленные выше зависимости:

;

;



.

В такой точной постановке *h*1=*h*01 дальнейшие расчеты излишни, результат известен: , так как кривая свободной поверхности идет асимптотически к линии *N*1-*N*1. Но , не устраивает инженерную практику. Для получения конечного численного значения следует в сечении 1-1 принять расчетную глубину, отличную от нормальной в рамках допускаемой ошибки, например, 1%.

Последнее дает два возможных математически варианта *h*1= 1,01*h*01 и *h*1= 0,99*h*01. Но второй вариант не соответствует математике в другом отношении: кривая пересекает свою асимптоту, что невозможно. Остается только принять *h*1= 1,01*h*01.

Из изложенного выше следуют два вывода.

1. Расчет нельзя выполнить без внимательного исполнения и анализа формы кривой.
2. В расчетных сечениях, где глубина *h* равна нормальной *h*0, следует принять глубину *h*, отличную от нормальной на 1%.

6. Определение глубины сжатого сечения

и дальности отлета струи

В месте приземления падающего потока образуется сжатое сечение глубиной *h*с (рис. 6.1).

Глубина *h*с определяется из уравнения Д. Бернулли, записанного для сечения 1-1 до падения и 2-2 в месте приземления.

 , (6.1)

где .

На рис. 6.1 приведен простейший вариант, когда бурный равномерный поток позволяет выбрать сечение 1-1 непосредственно над стенкой падения *Р*. При подходе к падению спокойного потока сечение 1-1 приходится выбирать выше по течению там, где можно считать движение плавноизменяющимся. При этом могут быть три отличных друг от друга варианта (§ 10.1 [3] и § 10.5 [3]). Подстановка в (5.1) всех известных величин дает возможность определить подбором глубину сжатого сечения *h*с<*h*к. Коэффициент скорости *φ* следует определить по табл. 10.1 [3] как функцию сопротивлений на участке между сечениями 1-1 и 2-2. Может быть использован и график на рис 10.5 [6].

Глубину сжатого сечения можно определить и с помощью вспомогательных графиков в учебной литературе:

для каналов трапецеидального поперечного сечения по прил. 29 [3] и прямоугольного сечения – по прил. 30 [3].

Дальность отлета струи при свободном падении определяется по формуле 10.12 [6] или 10.15 [6]

(6.2)

где  и  - глубина и скорость в начальном сечении свободного падения.

Подробнее этот материал изложен в учебной литературе: § 12.1 [3]. При падении потока с водослива следует воспользоваться формулой 10.14 [3].

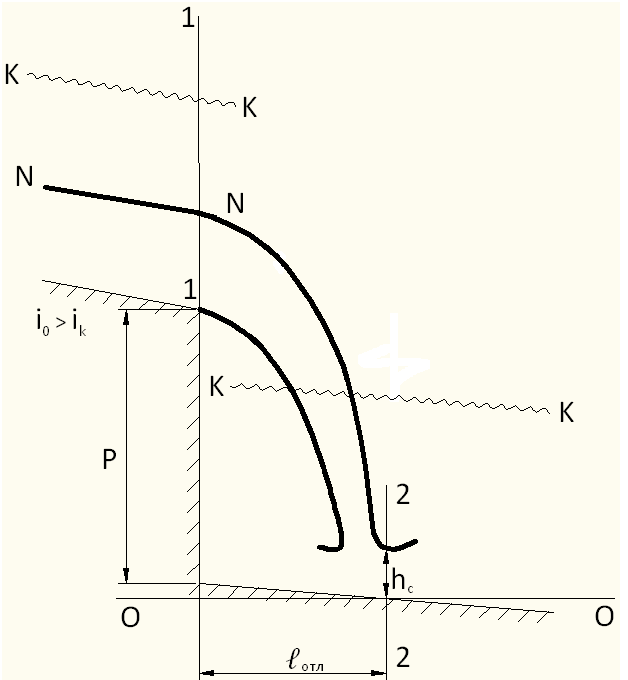


Рис.6.1

7. Расчет гидравлического прыжка

В рамках РГР обычно возникает два вопроса по расчету гидравлического прыжка: определение второй сопряженной глубины *h*” и длины прыжка *ℓ*п (рис.7.1).

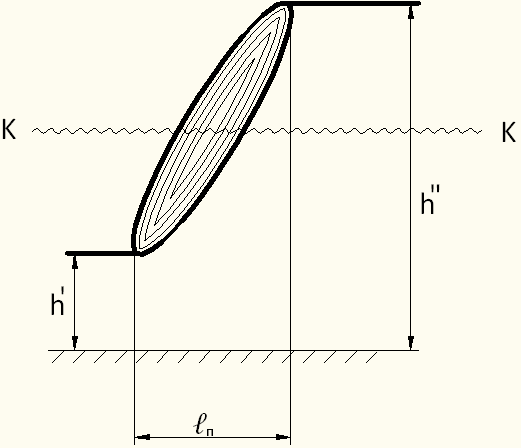


Рис.7.1

Вторая сопряженная глубина *h*”  определяется по графику (рис.8.7 [3]) при известной первой сопряженной глубине .

Техника выполнения следующая:

1.Находим параметр, величина которого определяет нужную кривую на рис.8.7 [3].

2.Вычисленная ордината – относительная первая сопряженная глубина  дает точку пересечения с кривой .

3.Вертикальный подъем из этой точки до пересечения с верхней ветвью той же кривой  фиксирует искомую ординату относительной второй сопряженной глубины 

4.Умножая это число на критическую глубину *h*к, находим вторую сопряженную глубину

Длина прыжка *ℓ*п на ровном русле (свободного прыжка) определяется по эмпирическим формулам. Для прямоугольного русла – по формуле Н.Н. Павловского ((8.10) [3] и (8.14 [3]), т.е.

 , (7.1)

где  высота прыжка.

Для трапецеидального русла следует применять формулу М.Д. Чертоусова (8.13) [6]

 , (7.2)

где *В*1 и *В*2 – ширина потока поверху в стартовом и финишном сечениях прыжка.

В руслах трапецеидального профиля за перепадами длина прыжка может быть определена по приближенной формуле Т.Я. Швец (7.3) [5] или И.С. Загребина (7.4) [3]

 , (7.3)

где «*k*» - дан в функции коэффициента откоса *m*:

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| *m* | 0,0 | 0,5 | 1,0 | 1,5 | 2 |
| *k* | 4,33 | 5,8 | 7,1 | 8,3 | 9,4 |

 , (7.4)

где *Р* – высота перепада, *Е*0 – запас энергии потока до падения относительно дна сжатого сечения.

В водобойных сооружениях возникает подпертый гидравлический прыжок меньшей длины *ℓ*пп (рис.7.2).

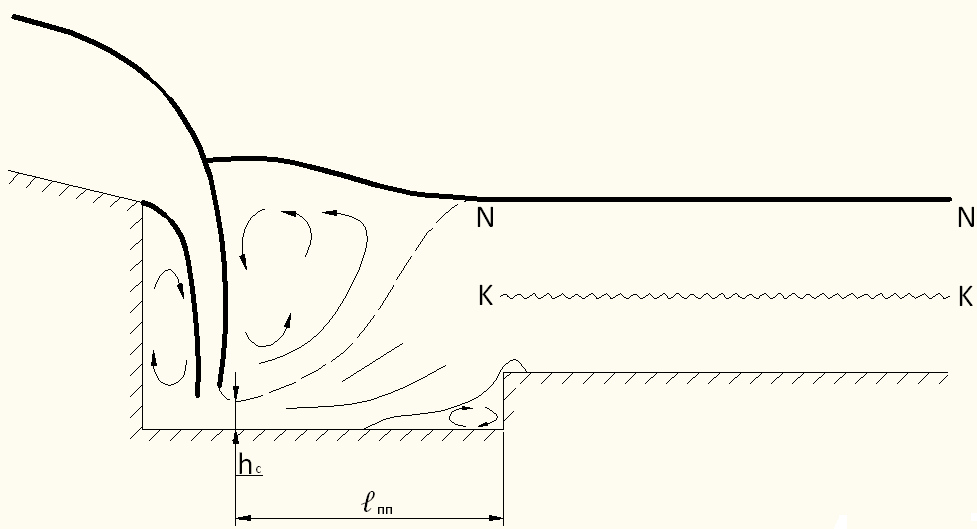


Рис.7.2

Сокращение длины подпертого прыжка против свободного возможно до 30%, т.е.

 . (7.5)

Если вторая сопряженная оказалась больше или равна бытовой *h*”≥*h*б=*h*05, т.е. возникает отогнанный или надвинутый гидравлический прыжок, то перевод его в форму затопленного прыжка требует сооружения водобойного колодца или другого водобойного сооружения.

8. Расчет водобойного колодца

За перепадами и быстротоками со спокойным потоком в отводящем русле возникает прыжковое сопряжение бьефов по типу отогнанного, надвинутого или затопленного гидравлического прыжка. Инженерная практика, как правило, требует сопряжения бьефов затопленным гидравлическим прыжком, что часто ведет к созданию водобойных сооружений: водобойного колодца или водобойной стенки.

Глубина в колодце слагается из 3-х величин (рис. 7.2): глубины самого колодца , бытовой глубины за ним и перепада над бытовой глубиной – результата работы выходной стенки колодца как местного сопротивления по вертикальному сжатию потока или как входа на водослив с широким порогом бесконечной протяженности . Рекомендации по определению даны в учебной литературе: формула (10.35) [6].

При расчете малых сооружений, к которым относятся, как правило, сооружения дорожного водоотвода, перепадом зачастую пренебрегают, что создает дополнительную гарантию затопления прыжка в сжатом сечении колодца.

Ниже приводится методика расчета водобойного колодца на примере сопряжения 4-го и 5-го участков канала по схеме рис. 4.1.

1. Определяем тип прыжка на стыке участков (рис. 8.1).

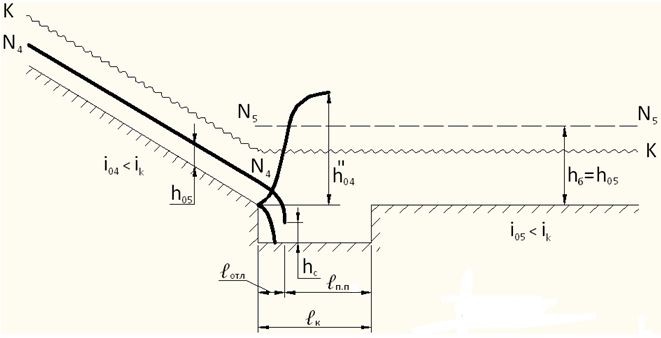


Рис.8.1

Согласно схеме первая сопряженная глубина на стыке участков равна нормальной глубине 4-го участка *h*’=*h*04. При известном параметре  для заданного сечения канала и первой относительной глубине  находим по рис. 8.7 [3] вторую, сопряженную в безразмерном виде . В итоге имеем . Если - необходимо запроектировать водобойный колодец.

2. Находим глубину колодца в первом приближении

 , (8.1)

где σ=1,2 – коэффициент затопления прыжка.

3.Определяем глубину сжатого сечения *h*с на дне колодца в соответствии с рекомендациями п. 6, а по ней в соответствии с вышеизложенной методикой, по рис. 8.7 [3] – вторую сопряженную глубину .

4.Окончательно вычисляем глубину колодца по (8.1) при σ=1,00÷1,05 при =0:

.

5. Длина колодца *ℓ*к включат в себя дальность отлета струи *ℓ*отл и длину подпертого затопленного гидравлического прыжка *ℓ*п. Первую находим по формуле (6.2), а вторую – по зависимостям (7.2) и (7.3).

В итоге имеем

 (8.2)

9. Расчет бесколодезного перепада

Расчет в итоге сводится к определению длины ступени и уклона перепада *i*п из условия *i*п ≤*i*м, где *i*м─ уклон местности. Длину ступени определяют в соответствии с расчетной схемой свободной поверхности (рис. 9.1), когда оптимальный вариант минимума удельной энергии потока) при *h*к в конце ступени достигается её наименьшей длиной. Обоснование приведенного положения дано в учебной литературе (§ 10.2 [3] и § 12.3 [3]).

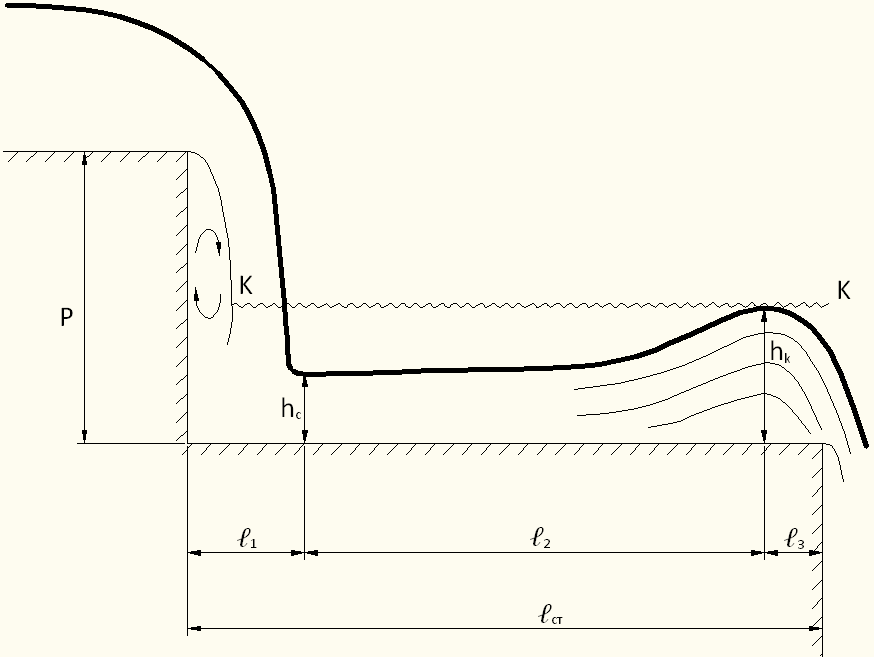


Рис.9.1

В соответствии с расчетной схемой длина ступени слагается из трех характерных фрагментов

 , (9.1)

1) *ℓ*1=*ℓ*отл – см. п.6;

2*) ℓ*2 – длина кривой подпора от сжатого сечения с глубиной *h*с до сечения с критической глубиной, расчет ведется в соответствии с п.5;

3)  (9.2) – длина участка слива с резкоизменяющимся движением. Уклон перепада равен

 . (9.3)

10. Расчет перепада колодезного типа

Гашение энергии на перепадах колодезного типа (рис.10.1) осуществляется с помощью затопленного подпертого гидравлического прыжка.

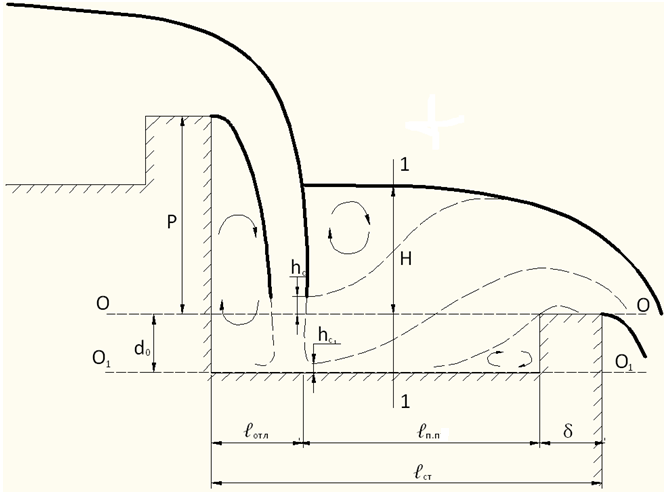


Рис.10.1

Это определяет и методику расчета глубины колодца *d*0 и длины ступени *ℓ*ст. Порядок расчетов следующий.

1. По условиям схемы 10.1 запас энергии в сечении 1-1 до падения относительно плоскости отсчета 0-0 равен

\* ,

где гидродинамический напор *Н*0 перед водобойной стенкой, работаю-

щей как практический водослив прямоугольного профиля с коэффициен-

\* Примечание. При других характерных случаях падения с обычного перепада расчет *Е*0 см. п. 6 и учебную литературу: § 12.1[2] § 10.1[3].

том расхода *т*в=0,4, определяется из формулы расхода водослива (10.1)

. (10/1)

Средняя ширина потока в трапецеидальном сечении перед водосливом при неизвестной пока его высоте может быть принята (рис. 10.2).

Статический напор *Н* на этом этапе тоже неизвестен. В первом приближении можно положить *Н* ≈ *Н*0.

В этом случае зависимость (10.1) получает вид

. (10.2)

Выражение (10.2) – неявная функция *H*0.

Последний находим одним из способов, отмеченных выше в разделах 1 и 2.

2. Определяют глубину сжатого сечения *h*с (рис. 10.1) в соответствии с рекомендациями п.6 при запасе энергии .

1. Находят вторую сопряженную глубину прыжка *h*с” (см. п.7).

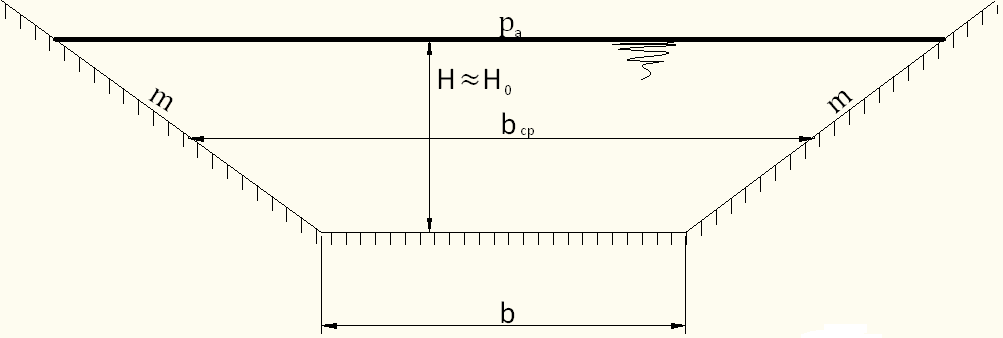


Рис.10.2

4. На этом этапе можно определить глубину колодца *d*01 в первом приближении, опять принимая *Н* ≈ *Н*0.

 , (10.3)

где σ=1,2 – коэффициент затопления прыжка.

5. Предыдущие операции 1, 2 и 3 необходимо повторять во втором приближении в связи с увеличением высоты падения потока до величины *Р* + *d*01,т.е. определяют *h*с1 и *h*”c1. При этом следует иметь ввиду в формулах (10.1) и (10.2).

6. Уточняют бытовую глубину *Н* перед водобойной стенкой из уравнения Д. Бернулли для сечения 1-1 (рис.10.3)

 . (10.4)

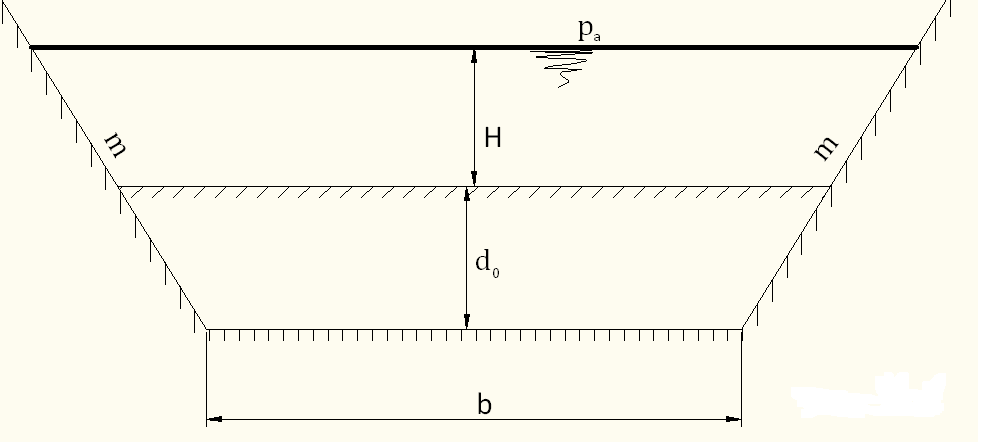


Рис.10.3

7. Определяют окончательно глубину колодца *d*0

 , (10.5)

где σ=1,05÷1,10.

При расчете сопряжения бьефов за перепадом может оказаться, что водобойная стенка на выходе перепада работает как подтопленный водослив. А это приведет к повышению напора *H* перед ней по сравнению со свободным водосливом. При необходимости в этом случае следует произвести определение *d*0 в третьем приближении с учетом отмеченных выше обстоятельств.

В большинстве случаев водобойная стенка работает как свободный водослив. Поэтому для малых сооружений дорожного водоотвода обычно ограничиваются вторым приближенным по расчету *d*0. Возможное подтопление водобойной стенки дает в этом случае повышение коэффициента затопления прыжка перед ней.

6. Длина ступени *ℓ*ст (рис. 10.1) определяется как сумма трех характерных расстояний:

*ℓ*отл – дальности отлета струи (см.п.6);

*ℓ*п.п. – длина подпертого гидравлического прыжка (см. п.7, формулы (7.2) и (7.3) и

 . (10.6)

Окончательно

 (10.7)

11. Расчет дорожной водопропускной трубы

(безнапорный режим)

Дорожные водопропускные трубы в безнапорном режиме работают как водослив с широким порогом. Расчет начинается с предположения простейших условий: труба (водослив) «короткая» при свободном истечении (Рис. 11.1), что дает основание для использования известной формулы расхода водослива

 . (11.1)

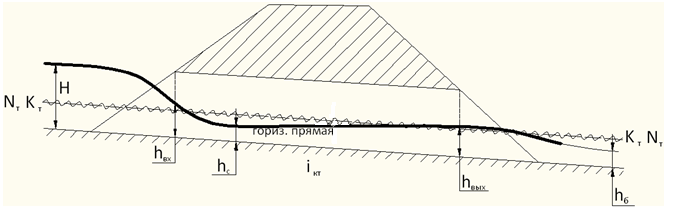


Рис.11.1

В большинстве случаев применяют круглые трубы. Для круглых труб среднюю ширину *b*к сечения с критической глубиной можно определить с помощью рис. 2 [1]. Придание трубе критического уклона *i*кт при отсутствии подтопления обеспечивает работу по принципу «короткого» водослива с широким порогом. Коэффициент расхода *m* такого водослива при свободном истечении зависит только от условий входа, т.е. от принятого в проекте типа входного оголовка (обычно с углом раструбности 10о ÷ 20º). Повышенную эффективность труба имеет при коническом входном звене с аналогичным оголовком.

На стартовой фазе расчета необходимо определить основные характеристики:

диаметр трубы D, напор перед ней *Н* (рис. 11.1), критическую глубину *h*кт и уклон *i*кт, обеспеченность режима «короткого» свободного водослива.

Порядок расчета следующий.

1. При расчетном нормативном заполнении входного сечения трубы, принятом типе входного оголовка по максимальному параметру расходаопределяем минимально возможный диаметр *D*min.

 (11.2)

Для труб с коническим входным звеном =0,3, а для обычных =0,41.

Полученный диаметр округляем до ближайшего типового *D*т (прил. 1 [1]), и находим соответствующий ему параметр расхода .

2. При известном параметре расхода *ПQ* по прил. 3 [1] находим относительную  критическую глубину, а по ней – её абсолютное значение .

3. Проверяем возможность подтопления трубы при высоких значениях бытовой глубины ().

Затопление гидравлического прыжка в сжатом сечении (рис. 11.2) возможно только при выполнении условия (11.3).

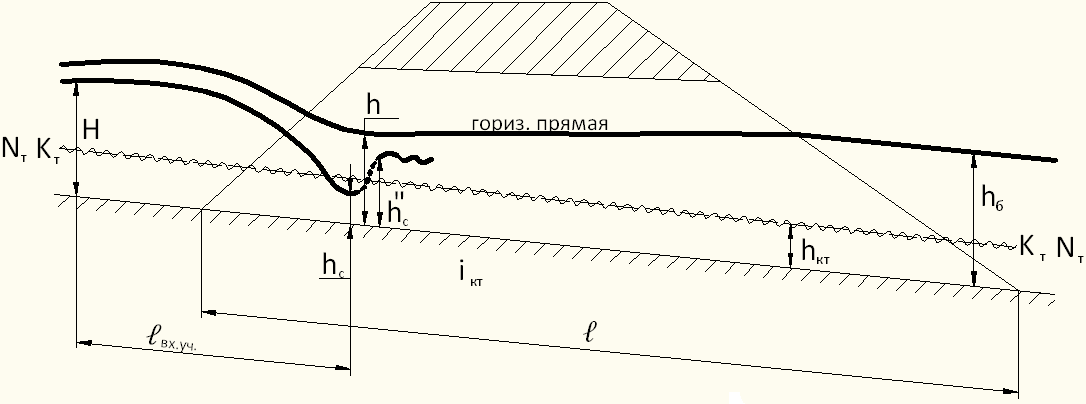


Рис.11.2

 , (11.3)

где *h* - глубина спокойного потока в конце входного участка, которая может возникнуть под влиянием подпора со стороны нижнего бьефа

 . (11.4)

Критический уклон трубы *i*кт определяют по прил. 4 [1]. При этом коэффициент шероховатости бетонных труб принимают равным , а гофрированных 0,03.

Вторая сопряженная глубина для сжатого сечения приближенно равна

 . (11.5)

Если расчет дает , то труба работает как свободный «короткий» водослив с широким напором.

4. Определяем напор перед трубой из формулы (11.1). Предварительно по табл. 2 [1] для заданного типа оголовка и формы поперечного сечения трубы находим коэффициент расхода m, а с помощью рис. 2 [1] при известном *ПQ* – отношение  и *b*к - среднюю ширину сечения трубы с критической глубиной *h*кт.

В итоге имеем  . (11.6)

5. Проверяем реальную степень наполнения трубы , сопоставляя её с рекомендуемым значением =0,8÷0,9.

Заниженная степень наполнения говорит об экономической неэффективности, завышенная ─ о недостаточном инженерном запасе пропускной способности.

6. Установленный напор *Н* откладывают на схеме свободной поверхности, и корректируют её форму перед трубой.

12. Расчет крепления канала

Расчет проводится отдельно для каждого участка с постоянным уклоном в пределах плавноизменяющегося движения после окончания всех операций по определению глубин. Последовательность расчетов дается ниже на примере (рис. 12.1).

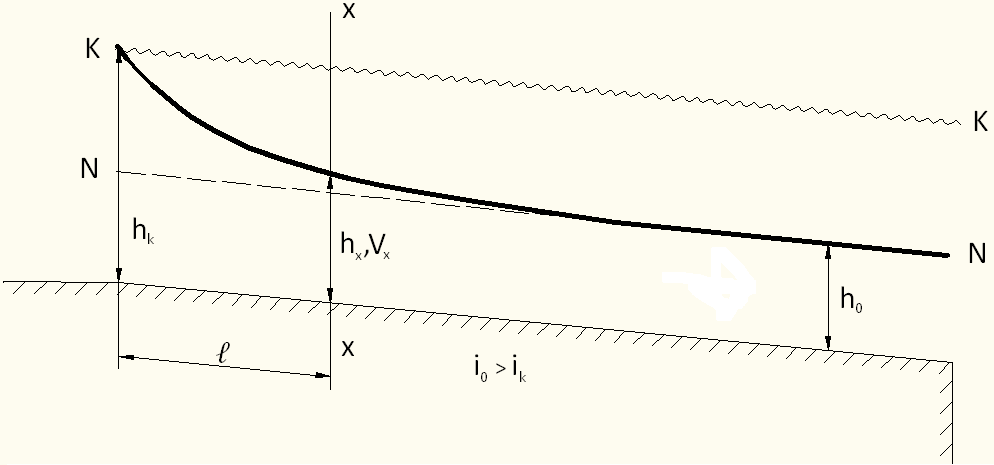


Рис. 12.1

1. Определяют максимальную скорость vmax - в сечении с минимальной глубиной *h*min.

В данном примере vmax=v0 при *h*min=*h*0.

2. Устанавливают возможность размыва канала при максимальной скорости, сопоставляя её с допускаемой для естественного основания канала

при *h*=*h*min. Допускаемую неразмывающую скорость vд. определяют по приложениям 13 – 21 [3].

а) Если vmax≤vд. ─ канал на протяжении всего участка крепления не требует.

б) При vmax>vд. ─ в зоне максимальных скоростей канал необходимо укрепить.

3. Тип крепления устанавливают по прил. 18-21 [3], исходя из условия, что его допускаемая скорость vд.к. должна быть не ниже фактической vmax.

4. Проверяем возможность разрушения канала на заданном участке в зоне минимальных скоростей, т.е. при максимальной глубине.

В рассматриваемом примере vmin = vk при *h*max = *h*k.

Сопоставив vmin с допускаемой для грунта канала vд. устанавливаем возможность его разрушения аналогично п. 2 выше.

По аналогии п. 3 решается при необходимости выбор типа крепления.

Если в зоне низких скоростей крепления не требуется или оно может быть более слабым с vд.сл. по сравнению с зоной высоких скоростей, то остается найти границу между участком с более мощным покрытием и более слабым (на рис. 12.1 это сечение х-х).

5. Сечение х-х отличается от других равенством фактической скорости vх допускаемой более слабого участка, т.е. vд. или vдоп.сл.

а)vх= vд.

или б)vх= vд.сл..

Это дает возможность определить соответствующую площадь живого сечения ωх и глубину в нем *h*x из решения системы уравнения (12.1) и (12.2).

 (12.1)

и  . (12.2)

6. Определяют положение сечения х-х на профиле канала. В примере рис. 12.1 для этого достаточно определить расстояние *ℓ* между сечениями с критической глубиной *h*k  и *h*х по уравнению неравномерного движения Б.А. Бахметева.

Следует отметить, что защита естественного основания канала от размыва той или иной одеждой меняет шероховатость поверхности и её сопротивление течению воды. Последнее влечет за собой целую цепь логических последствий. В частности, меняется нормальная глубина.

В большинстве случаев шероховатость одежды канала, например, в виде посева травы или устройства габионов выше, чем земляного русла. Поэтому сопротивление и нормальная глубина увеличивается, т.е. это ведет к росту коэффициента запаса.

Бетонная одежда канала может снизить сопротивление и нормальную глубину рассматриваемого участка водоотвода. Поэтому не исключен повтор по определению новой нормальной глубины при бетонной одежде и соответствующей скорости для более точного расчета и правильного назначения марки бетона. Конечно, требуют второй итерации и другие расчеты, базирующиеся на использовании нормальной глубины.

13. Оформление продольного профиля

Продольный профиль канала выполняется в искаженном масштабе: горизонтальном МГ и вертикальном МВ, аналогично профилю дороги. Составление профиля включает основные результаты расчетов: глубины, расстояния, уклоны, скорости, тип крепления канала. Примером может служить рис. 13.1.

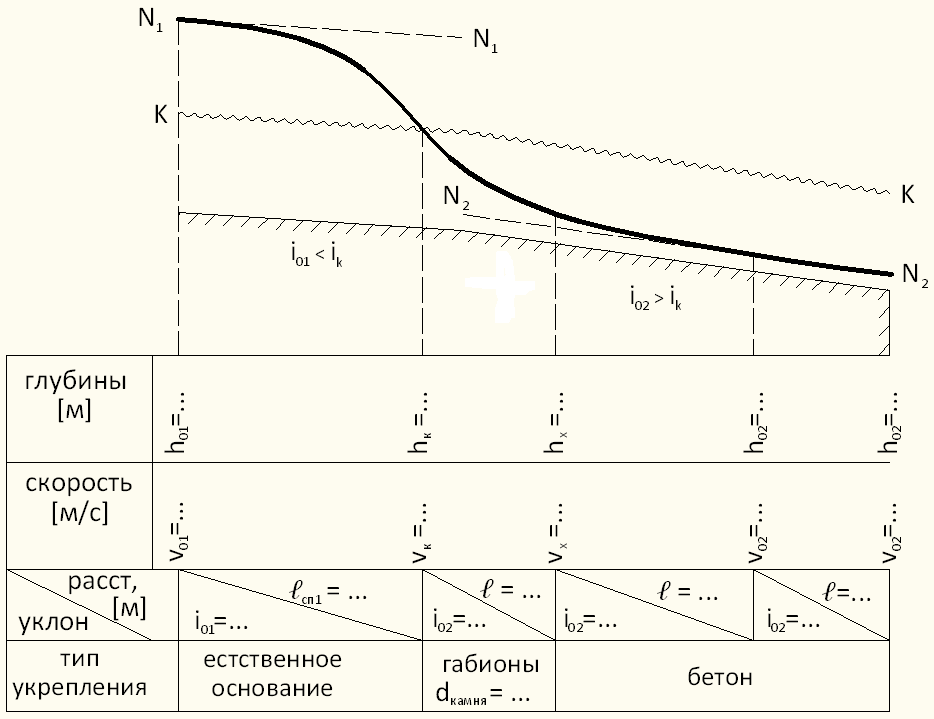


Рис. 13.1ЛИТЕРАТУРА

1. Алтунин В.И. Гидравлический расчет дорожных водопропускных труб. Ротапринт МАДИ (ГТУ), 125319, М., 2006 – 48 с.
2. Гидравлика, гидрология, гидрометрия: /учеб. для вузов: В 2 ч. Ч. II. Специальные вопросы. /Константинов Н.М., Петров Н.А., Высоцкий Л.И.; Под ред. Н.М. Константинова. – М.: Высшая шк., 1987. – 431 с.: ил.
3. Примеры гидравлических расчетов. Издание третье. Под редакцией проф. Н.М. Константинова – М.: Изд-во «Транспорт», 1987. – 420 с.
4. СНиП 2.01.14-83 «Определение расчетных гидрологических характеристик»
5. Справочник по гидравлике /Под ред. В.А. Большакова. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Вища шк. Головное издательство. 1984. – 343 с.
6. Чистяков И.В. Прогноз параметров стока ливневых вод на основе формирования паводковой волны при гидрологическом обосновании проектных решений на автомобильных дорогах и аэродромах. /МАДИ (ГТУ). – М.: Изд-во ООО «Техполиграфцентр», 2008. – 168 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. Определение расходов и объемов стока 3

1.1. Определение расхода стока ливневых вод 3

1.2. Расчет стока малых вод 7

2. Определение нормальных глубин 8

3. Определение критических глубин *hk* и уклона *ik* 10

4. Построение кривых свободной поверхности в канале с

переменным по длине положительным уклоном 12

5. Определение длины кривой свободной поверхности 19

6. Определение глубины сжатого сечения и дальности

отлета струи 21

7. Расчет гидравлического прыжка 22

8. Расчет водобойного колодца 25

9. Расчет бесколодезного перепада 27

10. Расчет перепада колодезного типа 28

11. Расчет дорожной водопропускной трубы

(безнапорный режим) 31

12. Расчет крепления канала 34

13. Оформление продольного профиля 38

Литература 38