

## 8 ПРОЕКТИРОВАНИЕ МАЛЫХ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

### 8.1 Классификация водных преград и сооружений через них

Автомобильные дороги пересекают на своём пути множество водных преград. Рассмотрим их классификацию.

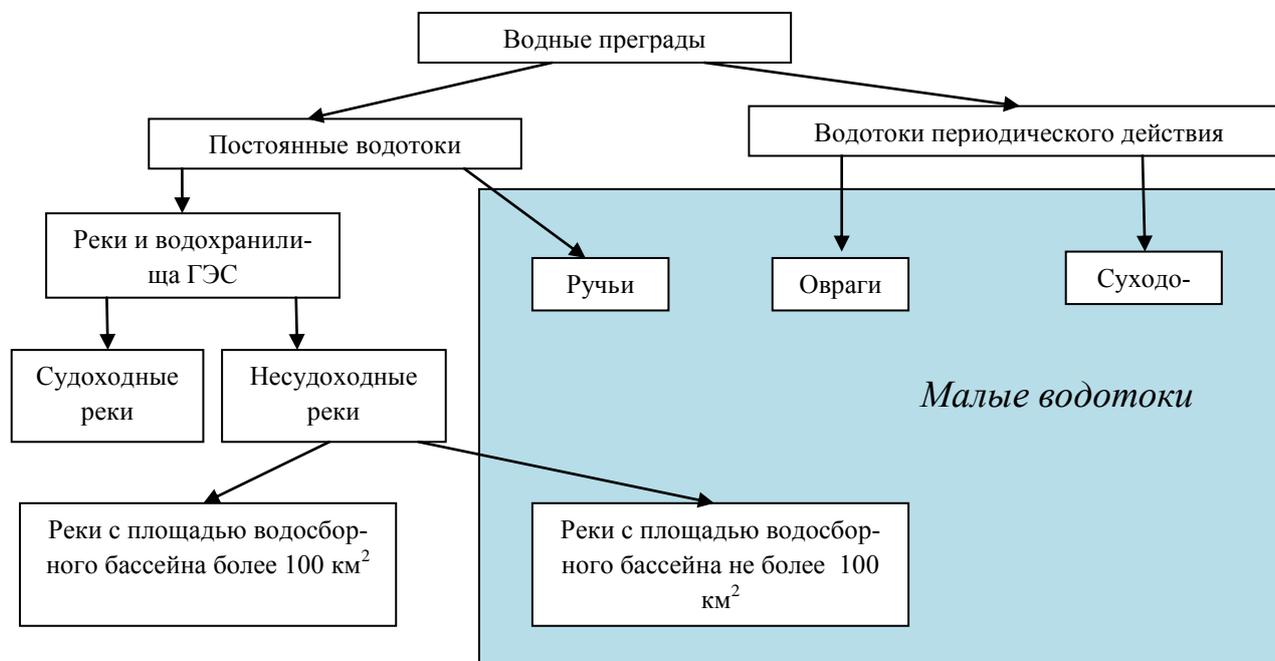


Рисунок 8.1 – Классификация водных преград

К малым водотокам относятся ручьи, малые реки с площадью водосборного бассейна не более  $100 \text{ км}^2$ , а также овраги и суходолы. *Оврагами* называются глубокие крутосклонные рывтины, образованные водотоками периодического действия. *Суходолы* – это долины местности, заполняемые лишь талыми водами. *Лог* – это овраг с пологими задернованными склонами и плоским днищем.

Для преодоления каждого водного препятствия строят систему сооружений, называемую *переходом водотока*.

Наибольшее распространение получили переходы, где в количестве искусственных сооружений используются мосты и трубы.

### 8.2 Выделение малых искусственных сооружений в отдельную группу

Основными водопропускными сооружениями на автомобильных дорогах в местах пересечения ими малых водотоков являются *трубы* и *малые мосты* длиной до 25 м. Кроме них, к малым искусственным сооружениям относят фильтрующие насыпи и лотки.

Малые искусственные сооружения выделяются в отдельную группу по следующим причинам:

1. *По стоимости.* Стоимость каждого малого искусственного сооружения относительно мала, и хотя количество малых мостов и труб очень велико, суммарные затраты на их по-

стройку незначительны (8-15%). Стоимость строительства больших мостов и подходов к ним – высокая и в сильной степени зависит от положения места перехода через реку (до 50%).

2. *По способу трассирования дороги.* Размещение малых искусственных сооружений всегда подчиняется трассированию дороги. В местах недостаточно удобных по условиям пропуска воды, всегда имеется возможность значительного и относительно недорогого регулирования потока, вплоть до устройства искусственного русла необходимого направления. Трассирование дороги на значительном протяжении у места перехода реки подчиняется выбору оптимального места перехода.

3. *По гидравлическим условиям работы.* Малые искусственные сооружения работают на пропуск воды всего несколько часов в год; большие мосты работают в условиях длительных паводков, продолжающихся неделями, а иногда и месяцами.

4. *По гидравлическим и гидрологическим расчётам.* Малые искусственные сооружения проектируются по нормам стока, большие – по многолетним данным в створе будущего перехода.

Трубы составляют бóльшую часть малых водопропускных сооружений (более 95%). Широкое использование труб вызвано следующими факторами:

- *Трубы можно располагать при любых сочетаниях плана и продольного профиля дороги.* Устройство малых мостов предъявляет более высокие требования к продольному профилю дорог. Расположение мостов на вертикальных кривых, больших продольных уклонах вызывает усложнение их конструкции. Вызывает затруднение и косое пересечение водотоков мостами.

- *Трубы не стесняют проезжую часть и обочины.*

- *Трубы не требуют изменения покрытия в дорожной одежде.* На мостах иногда приходится применять иной тип покрытия, чем на подходах.

- *При пересечении глубоких оврагов часто приходится увеличивать длину моста, что значительно дороже, чем возведение высокой насыпи.*

- Трубы строят полностью сборными из железобетонных, бетонных или металлических элементов, что позволяет пользоваться



Рисунок 8.2 – Сборка гофрированной трубы

*кранами малой грузоподъёмности.*

Малые мосты применяют в тех случаях, когда использование труб невозможно:

- *Трубы не могут обеспечить пропуск всей воды, притекающей к дороге.* Для увеличения пропускной способности сооружения устраивают многоочковые трубы. В этих случаях расход воды распределяется между трубами. Однако трубы с числом очков более 4 – не



Рисунок 8.3 – Трехочковая труба

являются экономичными. В этих случаях следует переходить к мостам.

- Применять трубы не допускается при наличии ледохода и карчехода, а также, как правило, в местах возможного возникновения селей и образования наледи. В местах возможного образования наледи в виде исключения может быть допущено применение прямоугольных железобетонных труб ( $b \times h$ , где  $b \geq 3$  м,  $h \geq 2$  м) в комплексе с постоянными противоналедными сооружениями. (Специальные валы и заборы, наледные и мерзлотные пояса водонепроницаемые экраны. Эти сооружения способствуют активизации процесса неледеобразования и удержанию наледи вдали от трубы).

- Трубы нельзя устраивать на болотах.

Фильтрующие насыпи выполняются в виде наброски крупных камней, через которую просачивается вода. Такие сооружения могут использоваться только как временные сооружения или на дорогах низких категорий в местах, где стекающая вода не содержит наносов, заиливающих промежутки.



Рисунок 8.4 – Разрушение фильтрующей насыпи

Различают следующие виды насыпей:

- *простые*, в которых водный поток фильтрует через пористую каменную призму;
- *комбинированные*, в которых водный поток может фильтровать через пористую каменную призму и одновременно стекать через заложенную в ней трубу небольшого отверстия.

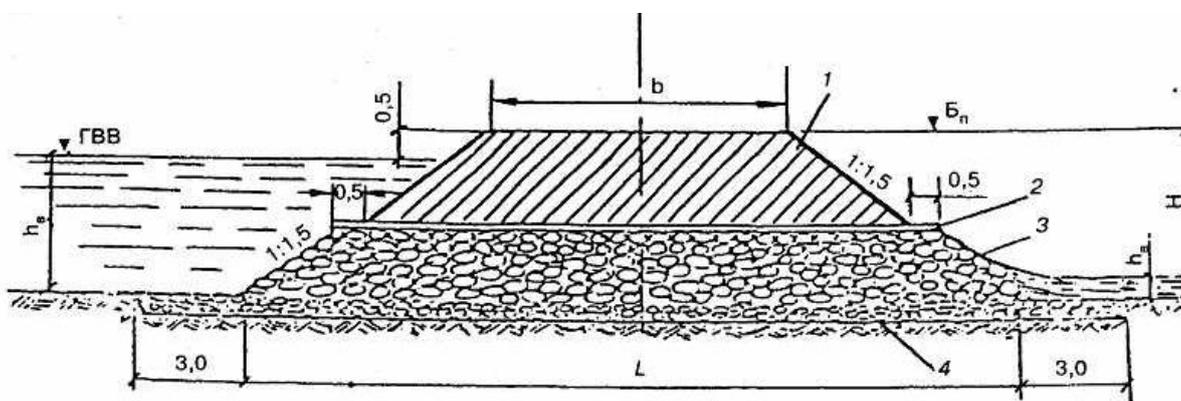


Рисунок 8.5 – Схема фильтрующей насыпи

### 8.3 Определение максимальных расходов воды

Водопропускные сооружения проектируют на пропуск расчетного максимального расхода воды заданной вероятности превышения. *Вероятность превышения* (ВП) – это вероятность превышения расчетного максимального расхода воды еще большим расходом по значению.

Чем больше максимальный расход, тем меньше вероятность его превышения. Вероятность превышения нормируется в зависимости от типа искусственного сооружения и категории дороги. Можно сказать, что вероятность превышения расчетного максимального расхода

воды – это вероятность возникновения опасных условий работы сооружения. Чем ответственнее сооружение, тем выше категория дороги, тем меньше вероятность превышения.

Нормативные значения вероятности превышения для малых мостов и труб в зависимости от категории дороги даны в СП 35.13330.2011 **Мосты и трубы** [1]. Их значения приведены ниже в табл. 8.1

Таблица 8.1

| Категория дороги | Вероятность превышения максимальных расходов воды, % |
|------------------|--|
| I                | 1  |
| II, III          | 2  |
| IV, V            | 3  |

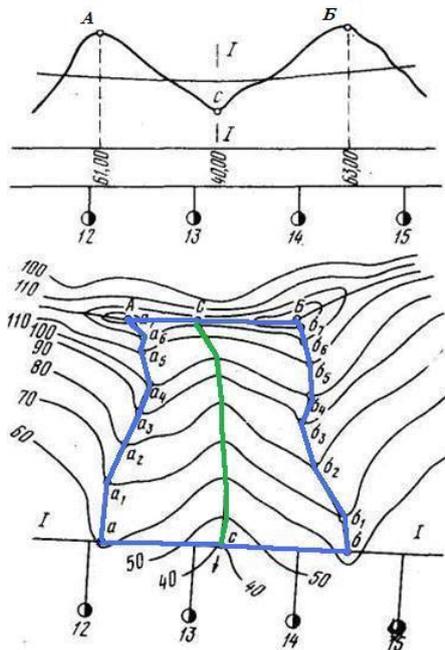


Рисунок 8.6 – Границы бассейна

Длина бассейна определяется от начала створа искусственного сооружения до вершины водораздела. Уклон бассейна вычисляется по формуле

$$i = \frac{H_B - H_H}{L}, \quad (8.1)$$

где  $H_B$ ,  $H_H$  – отметки тальвега в самой верхней точке бассейна и у самой нижней (створа искусственного сооружения) соответственно.

В поперечном профиле водосборный бассейн обычно моделируется треугольной формой с коэффициентами заложения склонов  $1: m_1$  и  $1: m_2$ . Еще один показатель, характеризующий объемные параметры бассейна, – коэффициент формы лога

Вода, которая образуется на поверхности земли в результате ливня или снеготаяния, собирается и стекает к пониженным местам с определенной территории, называемой *водосборным бассейном*. Границами бассейна являются водоразделы, а также существующие и проектируемые дороги (на рисунке – синяя линия). Линия, соединяющая наиболее пониженные точки бассейна, называется тальвегом (нем. *Talweg*, от *Tal* «долина» и *Weg* «дорога») – зеленая линия на рисунке. *Русло* – это часть речной долины, по которой происходит сток воды в межпаводочные периоды. Для постоянных малых водотоков русло и тальвег обычно совпадают.

Бассейн, имеющий один тальвег, называется *простым*. Если тальвеговая система многочисленная, то такой бассейн называется *сложным*.

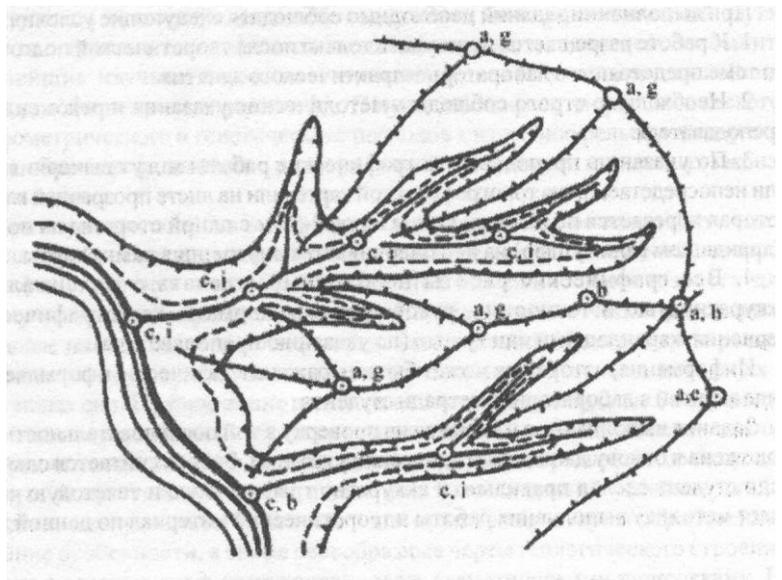


Рисунок 8.7 - Сложный бассейн

$$K_{\phi} = \frac{m_1 + m_2}{6i}. \quad (8.2)$$

Количество воды, притекающей к искусственному сооружению с малого водосборного бассейна можно определить по теоретическим расчетам. Однако при этом неизбежны некоторые допущения. Наиболее трудно учесть ход дождя во времени, ход снеготаяния и впитывание воды в почву. Поэтому расходы и объемы воды с малых бассейнов вычисляют по *нормам стока*. Это означает, что территория нашей страны разделена на достаточно большие районы, в пределах которых метеорологические факторы стандартизированы, и для всех водосборных бассейнов расчеты ведут по стандартным формулам. Такое разделение приведено на *карте ливневых районов* страны.

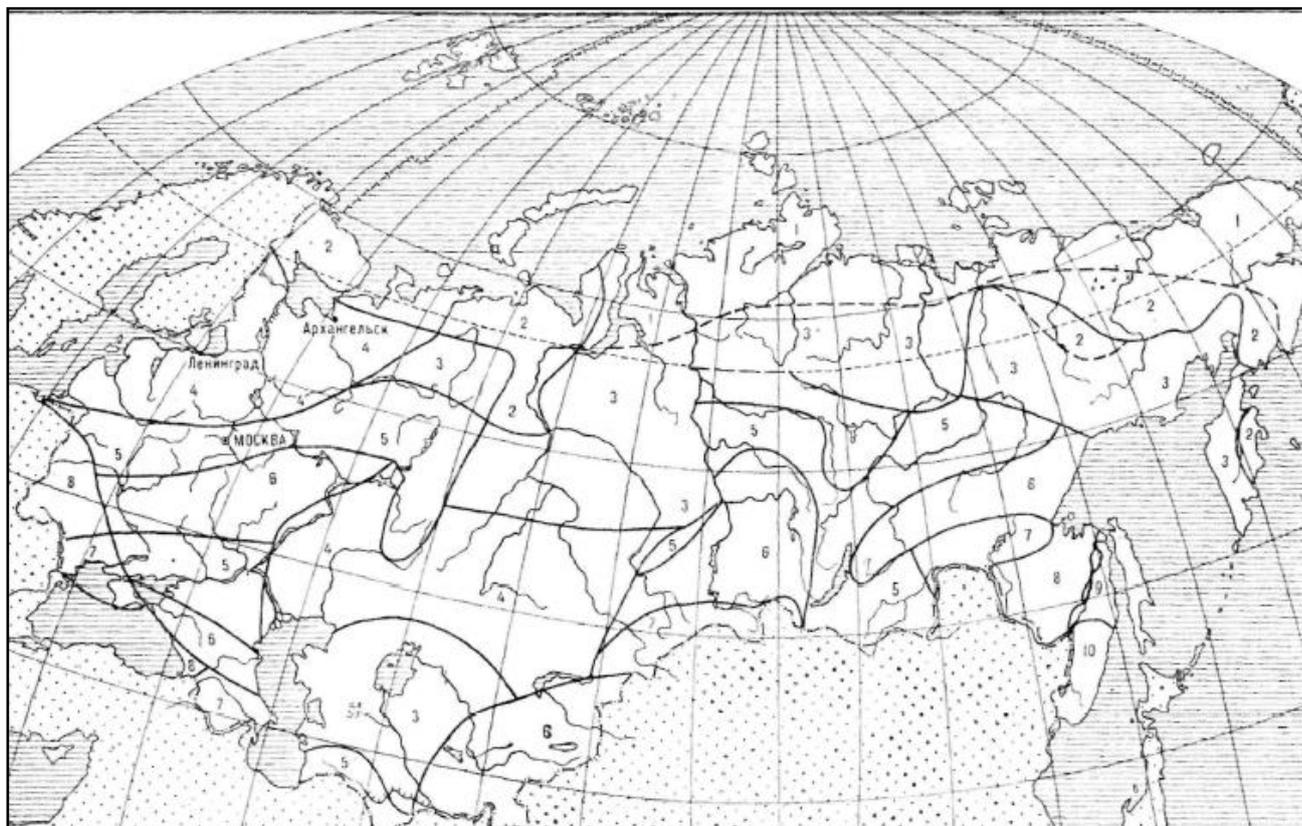


Рисунок 8.8 – Карта-схема ливневых районов

Проверкой норм стока является сопоставление расчетных значений с наблюдаемыми. Но, как правило, таких наблюдавшихся значений оказывается немного. Более надежными являются *региональные нормы стока*, которые составляются по результатам длительных наблюдений за осадками и снеготаянием на метеостанциях.

При определении расчетного максимального расхода воды, проходящего через малое искусственное сооружение, определяют максимальные расходы ливневого стока и талых вод.

### 8.3.1 Определение максимального расхода ливневых вод

В дорожном проектировании максимальный расход ливневых вод вычисляют по формуле

$$Q_{\text{л}} = 16,7 a_{\text{час}} K_t \alpha \phi F, \quad (8.3)$$

где  $a_{\text{час}}$  – интенсивность ливня часовой продолжительности, мм/мин;

$K_t$  – коэффициент перехода от интенсивности ливня часовой продолжительности к интенсивности ливня расчетной продолжительности;

$\alpha$  – коэффициент потерь стока;

$\varphi$  – коэффициент редукции;

$F$  – площадь водосборного бассейна, км<sup>2</sup>.

*Редукция* (лат. *Reductio* – сведение, возведение, приведение обратно) – многозначный термин. В геодезии – приведение результатов наблюдений и измерений из одной системы отсчёта в другую путём введения в них некоторых поправок, обусловленных влиянием тех или иных причин.

За расчетную (самую опасную) продолжительность ливня принимают время добегания воды от наиболее удаленной точки водосборного бассейна до створа искусственного сооружения.

Сначала задаются вероятностью превышения расчетного максимального расхода в зависимости от категории проектируемой дороги (по табл. 8.1). Затем по карте ливневых районов назначают номер ливневого района для заданного района проектирования. В зависимости от номера ливневого района и вероятности превышения по специальным таблицам назначают интенсивность ливня часовой продолжительности  $a_{\text{час}}$ .

Далее определяют характеристики водосборного бассейна: очерчивают границы бассейна и линию тальвега, определяют уклон и площадь бассейна  $F$ . По характеристикам бассейна подбирают коэффициент перехода  $K_t$ .

На следующем этапе задают вид и характер поверхности и для нее по специальным таблицам – коэффициент потерь стока  $\alpha$ . Потери стока обусловлены шероховатостью поверхности. Не вся вода, выпавшая в виде осадков в пределах водосборного бассейна, доходит до створа искусственного сооружения, т.к. часть ее задерживается в неровностях поверхности и в результате просачивания в почву.

Коэффициент редукции  $\varphi$  находят по формуле

$$\varphi = \begin{cases} 1/\sqrt[4]{10F}, & \text{при } F > 0,1 \text{ км}^2, \\ 1, & \text{при } F \leq 0,1 \text{ км}^2. \end{cases} \quad (8.4)$$

Он учитывает неполноту стока: чем больше площадь бассейна, тем больше воды аккумулируется на поверхности бассейна и не успевает подойти к створу искусственного сооружения за время продолжительности ливня.

### 8.3.2 Определение максимального расхода талых вод

Максимальный расход талых вод заданной вероятности превышения находится в соответствии с СП 33-101-2003 «Определение основных расчетных гидрологических характеристик» [2] по формуле

$$Q_t = \frac{k_0 \cdot h_p \cdot F \cdot \delta_1 \cdot \delta_2}{(F + 1)^n}, \quad (8.5)$$

где  $k_0$  – коэффициент дружности половодья;  $h_p$  – расчетный слой суммарного стока той же вероятности превышения, что и расчетный расход, мм;  $\delta_1$  – коэффициент заозеренности;  $\delta_2$  – коэффициент залесенности и заболоченности;  $n$  – показатель степени.

Параметры  $k_0$ ,  $h_p$  и  $n$  принимаются по специальным картам и таблицам. Их значения зависят от вероятности превышения, географического района и типа реки (равнинная или горная). Коэффициенты  $\delta_1$  и  $\delta_2$  учитывают потери стока в случае присутствия озер и болот на территории бассейна. На малых бассейнах их можно принимать равными 1, т.к. присутствие озер на малых бассейнах – редкое явление. Принятие этих коэффициентов равными 1 дает несколько завышенное значение расхода воды.

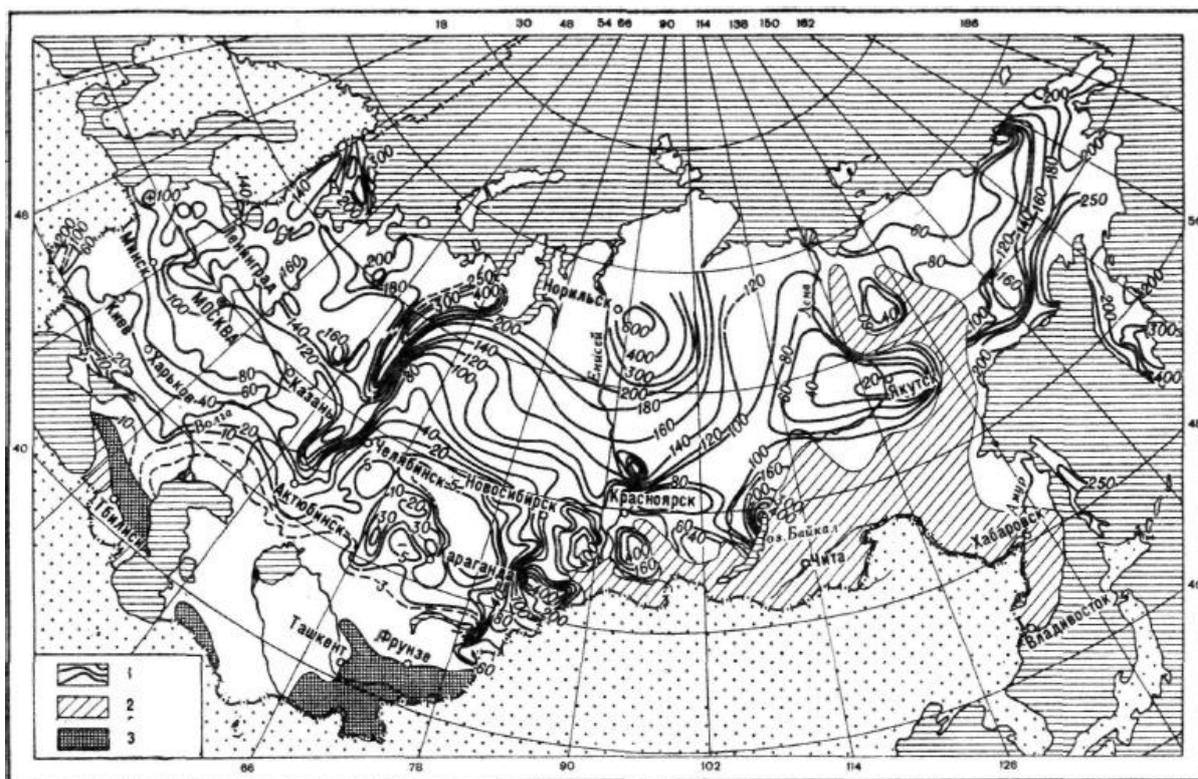


Рисунок 8.9 – Карта-схема для определения средних слоев стока талых вод

## 8.4 Учет аккумуляции воды перед малыми искусственными сооружениями

### 8.4.1 Основные требования к учету аккумуляции воды

Аккумуляция (накопление) воды перед искусственным сооружением (ИС) позволяет проектировать трубу или малый мост с меньшим отверстием и тем самым сократить затраты на его создание. В этом случае расход воды, который может пропустить искусственное сооружение  $Q_{сбр} < Q_{р.мах}$  и перед сооружением начинает образовывать пруд. Однако при устройстве пруда могут возникнуть другие сложности. Рассмотрим схему, показанную на рис. 8.10.

Таким образом, изменяя объём пруда перед сооружением, можно активно влиять на затраты по созданию всего перехода через малый водоток.

Аккумуляцию воды имеет смысл учитывать для развалистых или слабо выраженных логов с малыми уклонами. В этом случае напор воды возрастает медленно и не успевает достичь значения, при котором  $Q_{сбр} = Q_{р.мах}$ .

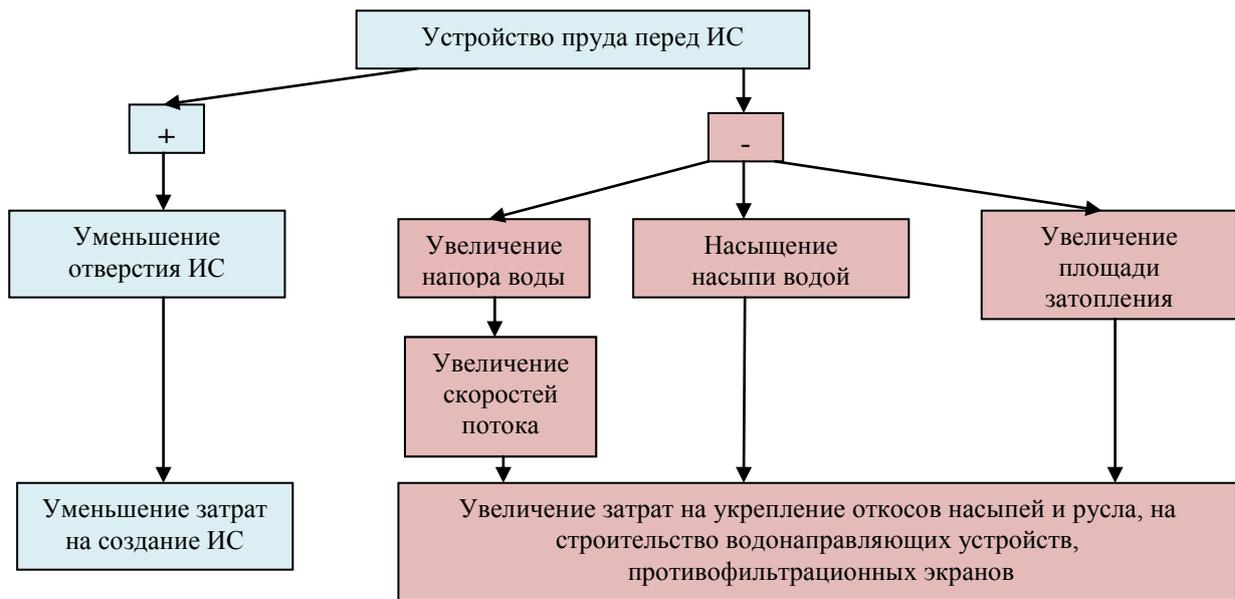


Рисунок 8.10 – Последствия устройства пруда перед искусственным сооружением

Рассмотрим на графике, как гидрограф притока воды перед искусственным сооружением трансформируется в гидрограф сброса воды за искусственным сооружением.

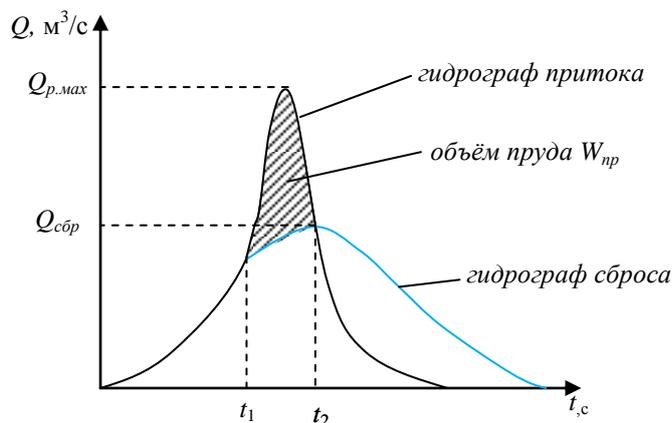


Рисунок 8.11 – Гидрографы притока и сброса

В результате временного накопления воды перед сооружением (части паводка), гидрограф притока паводочных вод трансформируется в более растянутый по времени гидрограф сброса. С момента времени  $t_1$  начинает образовываться пруд перед сооружением и расти напор воды до момента времени  $t_2$  (точки пересечения двух гидрографов). Заштрихованная область – это объем накопленной воды в пруде.

Аккумуляцию воды не учитывают если расход притока небольшой и не

требуется уменьшения отверстия, или перед сооружением нельзя создать пруд.

Пруд нельзя создать по следующим причинам:

- значительный уклон лога;
- узкий лог с крутыми склонами;
- наличие в потоке карчи или взвешенных частиц;
- возникает угроза затопления высокоценных земель;
- наличие многолетнемерзлых грунтов, т.к. под воздействием воды грунты начнут таять (коэффициент теплопередачи воды на два порядка больше коэффициента передачи воздуха).

В соответствии с СП 35.13330.2011 [1] уменьшение расходов воды в сооружениях вследствие учёта аккумуляции возможно:

- не более чем в три раза, если размеры отверстия назначают по ливневому стоку, т.е.

$$Q_{сбр} \geq \frac{Q_l}{3}; \quad (8.6)$$

- не более чем в два раза, если размеры отверстия назначают по стоку талых вод, т.е.

$$Q_{сбр} \geq \frac{Q_m}{2}. \quad (8.7)$$

При устройстве пруда от стока талых вод надо учитывать, что предполагаемая площадь затопления может оказаться заполненной снегом.

#### 8.4.2 Алгоритм расчёта аккумуляции воды для ливневых вод

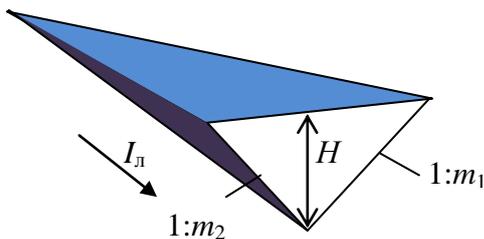


Рисунок 7.12 – Геометрическая модель лога

Форму пруда обычно моделируют треугольной призмой, где  $I_l$  – уклон дна бассейна,  $m_1$  и  $m_2$  – заложения откосов бассейна. Для такого геометрического тела объём определяется по формуле

$$W_{np} = K_\phi H^3, \quad (8.8)$$

где  $K_\phi$  – коэффициент формы лога, вычисляемый по формуле (8.2).

Сбросной расход с учётом аккумуляции вычисляется по зависимости

$$Q_{сбр} = Q_l \left( 1 - \frac{W_{np}}{0,7W} \right), \quad (8.9)$$

где  $W$  – объём стока.

Объём ливневого стока вычисляется по эмпирической формуле

$$W = 60000 a_{час} \frac{F\alpha}{\sqrt{K_t}} \varphi, \quad (8.10)$$

где  $a_{час}$  – интенсивность ливня часовой продолжительности [мм/мин],  $K_t$  – коэффициент перехода от ливня часовой продолжительности к ливню расчётной продолжительности,  $F$  – площадь водосборного бассейна [км<sup>2</sup>],  $\alpha$  – коэффициент потерь стока,  $\varphi$  – коэффициент редуции.

Подставим формулу (8.8) в (8.9) и получим зависимость сбросного расхода от глубины пруда, взятой в 3-й степени.

$$Q_{сбр} = Q_l \left( 1 - \frac{K_\phi H^3}{0,7W} \right). \quad (8.11)$$

С учетом недопустимых степеней снижения сбросного расхода (условие (8.6)) запишем ещё одно выражение

$$Q_{сбр} = 0,62 Q_l \left( 1 - \frac{K_\phi H^3}{W} \right). \quad (8.12)$$

Далее будем использовать графоаналитический способ. Для типовых труб имеются таблицы пропускной способности. На их основании строятся кривые пропускной способности. Для определенности будем рассматривать круглые трубы с диаметрами  $d_1, d_2, d_3, d_4$ . Строим график расчетного паводка по зависимости (8.11) – отрезок 1 на рис. 8.13.

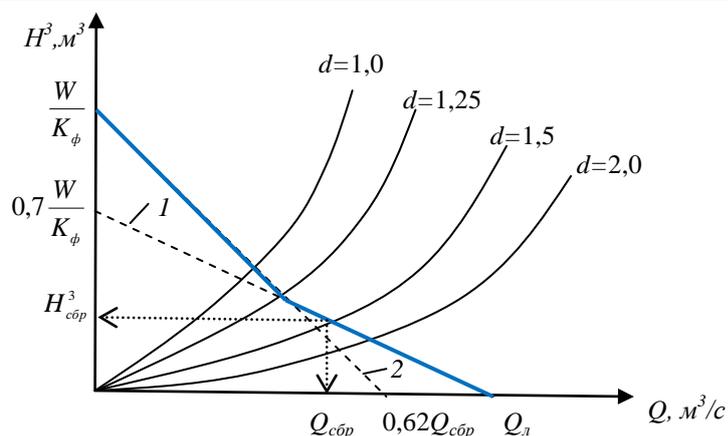


Рисунок 8.13 – Графоаналитический способ определения сбросного расхода воды

При  $H = 0$  имеем  $H^3 = 0$  и  $Q_{сбр} = Q_l$   
 При  $Q_{сбр} = 0$  имеем  $H^3 = \frac{0,7W}{K_\phi}$ .

Аналогично строим и график по зависимости (8.12) – отрезок 2 на рис. 8.13.

Итоговый график – сплошная (синяя) линия. Для трубы заданного диаметра искомые величины определяются на пересечении линии с кривой пропускной способности.

## 8.5 Расчёт отверстий труб

### 8.5.1 Назначение размеров отверстий труб

Проектирование водопропускных труб включает в себя: определение расчетного максимального расхода воды, подбор отверстия трубы, назначение минимальной высоты насыпи у трубы, определение длины трубы, назначение укрепления выходного русла за трубой.

В типовых проектах разработаны конструкции железобетонных круглых и прямоугольных труб со следующими размерами отверстия в свету:

Круглые трубы диаметром: 0,5; 0,75; 1,0; 1,25; 1,5 и 2,0 м.

Прямоугольные трубы *ширина b* x *высота h*: 2,0 x 2,0; 2,5 x 2,0; 3,0 x 2,5; 4,0 x 2,5.

Для типовых труб имеются таблицы пропускной способности, в которых приведены значения сбросного расхода и соответствующие ему напоры воды в трубе. Для нестандартных труб, а также труб, установленных на косогоре, необходимо проводить индивидуальные расчеты.

Круглые трубы с малыми отверстиями часто засоряются или заиливаются, поэтому случаи назначения минимальных размеров отверстий регламентируются строительными нормами. Они приведены в табл. 8.2.

Таблица 8.2 – Назначение диаметров отверстий круглых труб

| Диаметр, м | Категория дороги | Длина трубы, м | Дополнительные условия   |
|------------|------------------|----------------|--|
| 0,5        | Съезды           |                | При устройстве в пределах трубы быстрого уклона не менее 10‰, и ограждений на входе                |
| 0,75       | Съезды IV, V     | До 15          | Средняя температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 выше -40С° |
| 1,0        | III-V            | До 20          |  |
| 1,25       | I-V              | 20 м и более   | Ограничений нет  |
| 1,5        | I-V              | 20 м и более   |  |
| 2,0        |                  |                |  |

### 8.5.2 Режимы протекания в трубе

В зависимости от глубины подтопления и типа входного оголовка в трубах могут устанавливаться безнапорный, полунанпорный и напорный режимы протекания.

*Безнапорный* режим протекания – входное отверстие трубы не затоплено и на протяжении всей трубы водный поток имеет свободную поверхность.

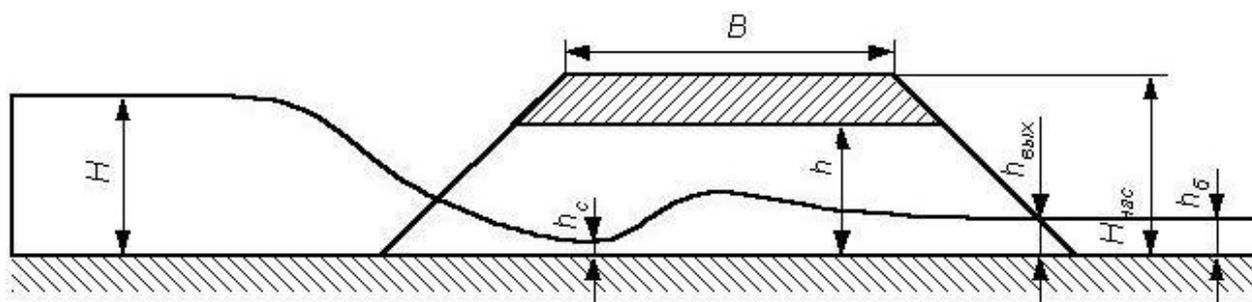


Рисунок 8.14 – Схема безнапорного режима течения:  $H$  – напор воды перед трубой,  $h_c$  – глубина потока в сжатом сечении,  $h$  – высота трубы в свету,  $h_{\text{вых}}$  – глубина потока на выходе из трубы,  $H_{\text{нас}}$  – высота насыпи,  $h_b$  – глубина потока в бытовом состоянии,  $B$  – ширина земляного полотна

Безнапорный режим реализуется, если выполняется условие

$$H \leq 1,2h. \quad (8.13)$$



Рисунок 8.15 – Круглая труба с коническим звеном

Чтобы увеличить диапазон реализации данного режима, устраивают повышенное входное звено у прямоугольных труб или коническое звено – у круглых труб.

Безнапорный режим удобен в эксплуатации, т.к. обеспечивает возможность проплывания через трубу некрупных предметов.

С увеличением напора воды происходит переход от безнапорного режима течения к *полунанпорному*. При этом пропускная способность трубы возрастает. Полунанпорный режим течения реализуется в том случае, когда

$$1,2h < H < 1,4h. \quad (8.14)$$

При этом входное отверстие затоплено, т.е. на входе труба работает полным сечением, но на остальном протяжении поток имеет свободную

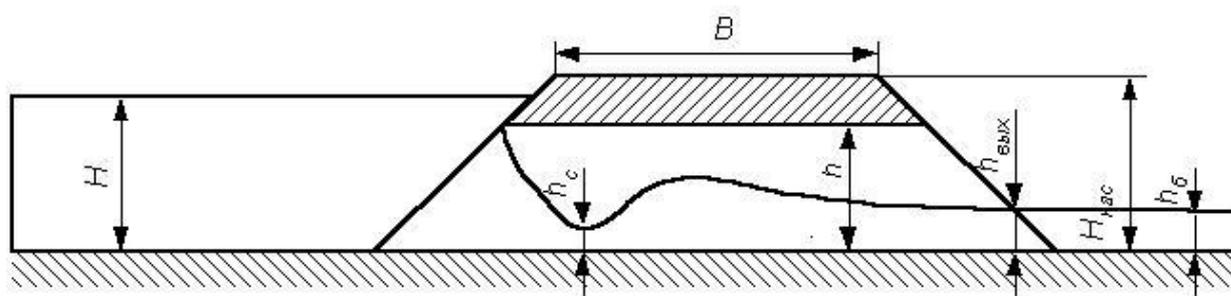


Рисунок 8.16 – Схема полунанпорного режима течения

поверхность.

Полунапорный режим возникает при порталных и раструбных оголовках.



Рисунок 8.17 – Виды оголовков: порталный – справа, раструбный – слева

*Напорный* режим возникает при специальных обтекаемых оголовках. При напорном режиме входное отверстие затоплено и почти на всем протяжении труба работает полным сечением. В этом режиме труба обладает большей пропускной способностью, но при этом осложняется её работа. Условие существования режима

$$H \geq 1,4h \quad (8.15)$$

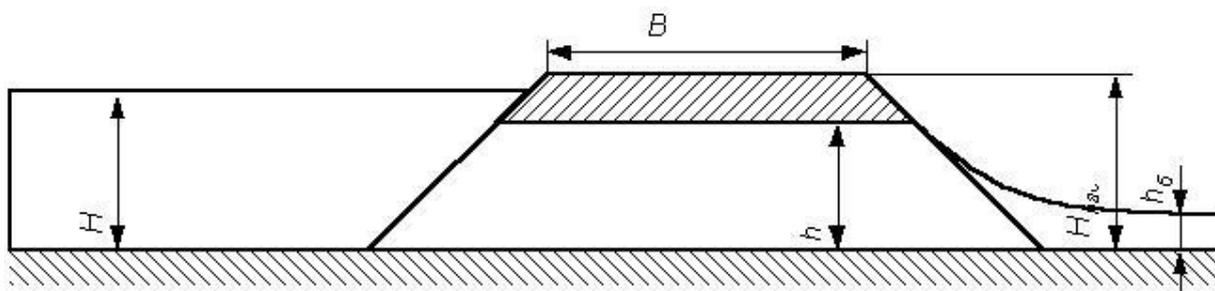


Рисунок 8.18 – Схема напорного режима течения

### 8.5.3 Гидравлические расчеты труб

Задачи гидравлического расчета заключаются в определении:

- размеров отверстия;
- напора перед трубой;
- степени заполнения трубы;
- скорости потока.

Гидравлический расчет ведётся, как правило, параллельно с рассмотрением технико-экономических данных различных вариантов, что позволяет выбрать наиболее рациональный из них. В связи с невысокой точностью определения притока воды к сооружению, при расчетах труб обычно ограничиваются упрощенными расчётами.

Расчетный расход воды, проходящий через трубу в случае безнапорного режима течения, определяется по методике водослива с широким порогом (рис. 8.19), т.е. по формуле

$$Q_{\text{сбр}} = \varphi \omega_{\text{сж}} \sqrt{2g(H - h_{\text{сж}})}, \quad (8.16)$$

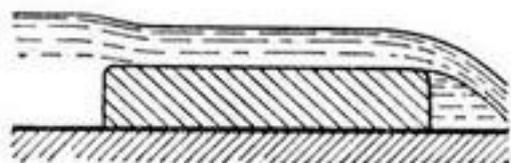


Рисунок 8.19 – Схема водослива с широким порогом

где  $\varphi$  – коэффициент скорости (учитывает неравномерность скорости по сечению –  $0,82 \div 0,85$ ; для обтекаемого оголовка –  $0,95$ );  $h_{сж}$  – глубина потока в сжатом сечении;  $\omega_{сж}$  – площадь сжатого сечения;  $H$  – напор перед трубой;  $g$  – ускорение свободного падения.

Для прямоугольных труб  $\omega_{сж} = 0,5bH$ , и после небольших преобразований формула для расчета сбросного расхода в прямоугольной трубе

$$Q_{сбр} = 1,35bH^{3/2}. \quad (8.17)$$

Расчетный расход воды, проходящий через трубу в случае полунапорного режима течения, определяется по методике *истечения из-под щита* (рис. 8.20), т.е. по формуле

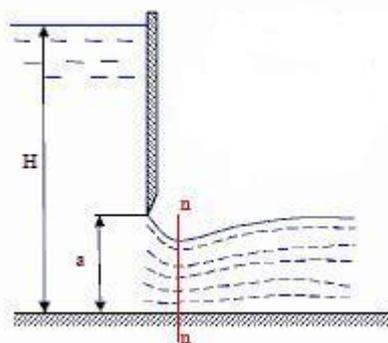


Рисунок 8.20 – Схема истечения из-под щита

$$Q_{сбр} = \varphi \varepsilon \omega_{вх} \sqrt{2g(H - h_{сж})}, \quad (8.18)$$

где  $\varphi$ ,  $h_{сж}$ ,  $H$ ,  $g$  – то же, что и в (8.16);  $\omega_{вх}$  – площадь входного сечения трубы;  $\varepsilon$  – коэффициент бокового сжатия струи, принимаемый равным  $0,6$ .

Аналогией напорного режима в трубе является течение в трубопроводе. Расчетная формула

$$Q_{сбр} = \varphi \omega_{то} \sqrt{2g((H - h_{то}) - l(i_w - i))}, \quad (8.19)$$

где  $\varphi$  – коэффициент скорости для обтекаемого оголовка, равный  $0,95$ ;  $h_{то}$ ,  $\omega_{то}$  – глубина потока и площадь живого сечения на основном протяжении трубы (высота и площадь поперечного сечения трубы в свету) соответственно;  $H$ ,  $g$  – то же, что и в (8.16);  $l$ ,  $i$  – длина и уклон трубы соответственно;  $i_w$  – уклон трения. Уклон трения определяется по формуле

$$i_w = \left( \frac{Q_{сбр}}{K_0} \right)^2, \text{ где } K_0 \text{ – расходная характеристика } K_0 = \frac{R_{то}^{2/3} \cdot \omega_{то}}{n}, n \text{ – коэффициент шероховатости}$$

(для бетона  $n = 0,015$ );  $R_{то}$  – гидравлический радиус в основном сечении трубы. Соотношение уклона трубы и уклона трения влияет на режим течения. В случае  $i \leq i_w$  труба работает в напорном режиме, а в противоположном, т.е., когда  $i > i_w$  – в полунапорном режиме.

На основании вышеприведенных формул составлены таблицы пропускной способности для типовых труб.

#### 8.5.4 Технические требования к назначению режимов течения в трубах

Водопропускные трубы следует проектировать, как правило, на безнапорный режим работы. Полунапорный и напорный режимы допускается предусматривать для пропуска расчётного максимального расхода воды.

В случае использования напорного и полунапорного режимов следует предусматривать:

- фундаменты под оголовками и звеньями труб;
- противофильтрационные экраны (при необходимости);
- специальные входные оголовки;

- обеспечение водонепроницаемости швов между торцами звеньев и секциями фундаментов;
- надежное укрепление русла;
- устойчивость насыпи против напора и фильтрации.

В случае, когда средняя температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 ниже  $-40^{\circ}\text{C}$ , полупапорный и напорный режимы предусматривать не допускается, за исключением труб на скальных грунтах.

### 8.5.5 Проектирование выходного русла за трубой

Опыт эксплуатации малых искусственных сооружений показывает, что в подавляющем большинстве случаев их повреждения связаны с воздействием потока воды. Вытекающий поток находится чаще всего в *бурном состоянии* и обладает большой кинетической энергией. Скорости потока, вытекающего из трубы, могут достигать  $5\div 6$  м/с, что существенно превышает неразмываемые скорости для грунтов, из которых сложено дно водотока ( $0,7\div 1,0$  м/с). Если не предусматривать специальных мероприятий, то в выходном русле непосредственно за сооружением могут образоваться размывы. Размывы влекут за собой вынос выходного оголовка трубы, затем выносятся звено за звеном. Наконец, появляется проран (отверстие, образовавшееся в теле земляной плотины, при прорыве её водным потоком) и продолжается быстрый размыв прилегающих участков (рис. 8.21).



Рисунок 8.21 – Разрушение земляного полотна у трубы

С целью предотвращения аварий малых искусственных сооружений на дорогах, в их выходных руслах предусматривают укрепления. Выходные русла можно разделить на *неразмываемые* и *размываемые*. Размываемые русла требуют укрепления, которые подразделяются на *жесткие* (бетонные или железобетонные) и *гибкие* (каменная наброска). Наиболее экономичными являются короткие жесткие укрепления, заканчивающиеся предохранительным откосом, у которого развивается размыв (рис. 8.22). Длина бетонной плиты  $l_{укр}=(3\div 4)b_{тр}$ , где  $b_{тр}$  – ширина прямоугольной трубы или диаметра круглой трубы.

Задача расчёта укрепления выходного русла сводится к определению глубины предохранительного откоса при заданной длине плоского укрепления.

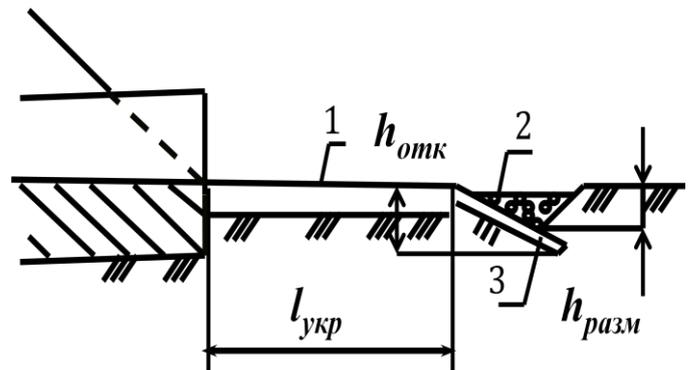


Рисунок 8.22 – Укрепление выходного русла комбинированного типа; 1 – бетонная плита; 2 – каменная наброска в ковше размыва; 3 – предохранительный откос;  $h_{отк}$  – глубина заложения предохранительного откоса;  $h_{разм}$  – глубина ямы размыва

Сопряжение *бурного потока*, выходящего из трубы, со *спокойным* бытовым происходит посредством гидравлического прыжка. *Гидравлический прыжок* – это скачкообразное возрастание глубины потока (рис. 8.23).

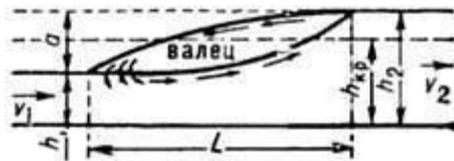


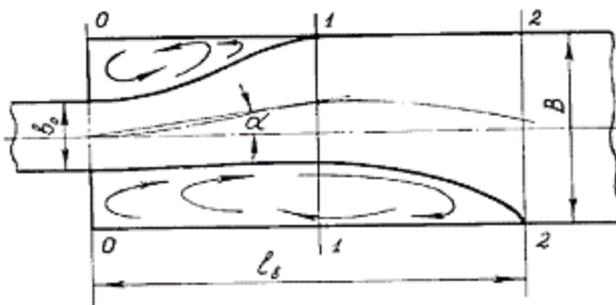
Рисунок 8.23 – Схема гидравлического прыжка;  $h_1$  и  $h_2$  – первая и вторая сопряженная глубина соответственно;  $h_{кр}$  – критическая глубина

Возможны три случая сопряжения выходного потока с бытовым:

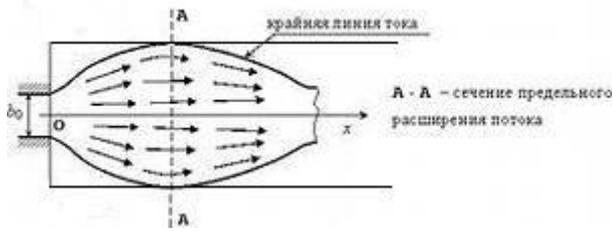
1. Сопряжение по типу затопленной струи (затопленный гидравлический прыжок). Имеет место в том случае, когда бытовая глубина потока  $h_б$  больше второй сопряженной глубины  $h_2$ :

$$h_б > h_2 . \quad (8.20)$$

Данная схема реализуется при очень глубоких потоках. Растекание струи происходит в массе воды при постепенном уменьшении скоростей потока. Здесь требуется укрепление выходного русла на значительном протяжении.



2. Сопряжение по типу сбойного течения. В этой схеме бытовая глубина потока  $h_б$  несколько меньше второй сопряженной глубины  $h_2$ . Поток, выходящий из трубы, практически без растекания, сваливается в одну сторону и набегае на одну из стенок отводящего русла. Здесь требуется укрепление не только дна русла, но и стенок русла на значительном расстоянии.



пор, пока глубина потока не станет равной второй сопряженной глубине.

### Литература

1. СП 35.13330.2011 Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84\* / Мин-во регионального развития Российской Федерации. – М., 2011. – 287 с
2. СП 33-101-2003 Определение основных расчетных гидрологических характеристик / Госстрой России. – М, 2004. – 74 с.
3. СП 34.13330.2012 Автомобильные дороги. Актуализированная редакция СНиП 2.05.02-85\* / Мин-во регионального развития Российской Федерации. – М., 2013. – 139 с
4. Федотов Г.А., Поспелов П.И. Изыскания и проектирование автомобильных дорог. В 2 кн. Кн.1: Учебник. – М.: Высш. шк., 2009. – 646 с.