

Белорусский национальный технический университет
Факультет транспортных коммуникаций
Кафедра «Автомобильные дороги»

**ЭЛЕКТРОННЫЙ УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС
ПО УЧЕБНОЙ ДИСЦИПЛИНЕ**

**«СПЕЦИАЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ АВТОМОБИЛЬНЫХ
ДОРОГ»**

для специальности
1-70 03 01 «Автомобильные дороги»

Составители: Зленко Л.В., Шишко Н.И., Гатальский Р.К.

Рассмотрено и утверждено
на заседании совета
факультета транспортных коммуникаций от 19. 04. 2021 г.,
протокол № 9

Минск БНТУ 2021

Перечень материалов

методические указания по выполнению расчетно-графической работы, список экзаменационных вопросов, список литературных источников и технических нормативных правовых актов, типовая учебная программа, рабочая учебная программа.

Пояснительная записка

Цели ЭУМК: повышение эффективности образовательного процесса, предоставление студентам специальности 1-70 03 01 «Автомобильные дороги» возможности дополнительного самообразования по дисциплине «Специальные вопросы проектирования автомобильных дорог», внедрение перспективных технологий хранения и передачи информации в электронном виде.

Структура ЭУМК содержит теоретический, практический, вспомогательный раздел и раздел по контролю знаний студентов.

Теоретический раздел содержит материалы для теоретического изучения дисциплины «Специальные вопросы проектирования автомобильных дорог» в объеме, предусмотренном типовым учебным планом специальности 1-70 03 01 «Автомобильные дороги».

Практический раздел содержит необходимые учебные материалы для проведения практических занятий по дисциплине «Специальные вопросы проектирования автомобильных дорог», а также полный объем информации для самостоятельной работы студентов.

Раздел контроля знаний содержит материалы текущей и итоговой аттестации знаний студентов, позволяющие оценить соответствие результатов учебной деятельности обучающихся требованиям образовательного стандарта специальности 1-70 03 01 «Автомобильные дороги».

Вспомогательный раздел содержит информацию для повышения уровня самообразования студентов по дисциплине «Специальные вопросы проектирования автомобильных дорог».

Содержание

1. Теоретический раздел. Курс лекций

Введение

1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЕРЕСЕЧЕНИЯ МАЛЫХ ВОДОТОКОВ

- 1.1. Определение расчётного расхода воды
- 1.2. Определение расчётного расхода ливневых вод
- 1.3. Определение характеристик малого водотока
- 1.4. Проектирование водопропускных труб
- 1.5. Определение длины круглых железобетонных труб
- 1.6. Назначение отметок лотка трубы
- 1.7. Проектирование укрепления русла и откосов у водопропускных труб
- 1.8. Обоснование размеров элементов фундамента труб
- 1.9. Проектирование малого моста
- 1.10. Проектирование дорожных канав

2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ ЧЕРЕЗ БОЛЬШИЕ ВОДОТОКИ

- 2.1. Общие сведения о переходах через большие водотоки
- 2.2. Классификация рек
- 2.3. Характеристики реки в зоне мостового перехода
- 2.4. Местные размывы
- 2.5. Общие размывы под мостом
- 2.6. Определение отверстия моста
- 2.7. Проектирование струенаправляющих дамб
- 2.8. Проектирование продольного и поперечного профиля подходов
- 2.9. Траверсы
- 2.10. Особые случаи проектирования мостовых переходов
- 2.11. Спрямление русел и укрепление берегов

3. ИЗЫСКАНИЯ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

- 3.1. Задачи изысканий мостовых переходов
- 3.2. Выбор места мостового перехода
- 3.3. Трассирование перехода, съемка планов
- 3.4. Гидрометрические работы
- 3.5. Обработка результатов гидрометрических работ
- 3.6. Морфометрические обследования реки в районе мостового перехода
- 3.7. Аэроизыскания мостовых переходов

2. Практический раздел.

Методические указания по выполнению практических работ

Введение

1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЕРЕСЕЧЕНИЯ МАЛЫХ ВОДОТОКОВ

1.1. Определение расчётного расхода воды

1.2. Определение расчётного расхода ливневых вод

1.3. Определение характеристик малого водотока

1.4. Проектирование водопропускных труб

1.5. Определение длины круглых железобетонных труб

1.6. Назначение отметок лотка трубы

1.7. Проектирование укрепления русла и откосов у водопропускных труб

1.8. Обоснование размеров элементов фундамента труб

1.9. Проектирование малого моста

1.10. Проектирование дорожных канав

1.11. Проектирование продольного профиля мостового перехода

1.12. Траверсы

1.13. Особые случаи проектирования мостового перехода

1.14. Спрямление русел и укрепление берегов

3. Раздел контроля знаний.

4. Вспомогательный раздел.

РАЗДЕЛ 1. Теоретический раздел. Курс лекций

Введение

Водотоки делятся на: малые (суходолы, ручьи) и большие (реки). Такое деление вызвано различием в методике определения расчетного расхода.

Расчетный расход – объем воды ($\text{м}^3/\text{с}$), протекающий через поперечное сечение водотока в секунду при паводках заданной вероятности превышения (1-3%).

На больших водотоках (на реках) при определении расчетного расхода используют данные многолетних наблюдений гидрометеослужбы о максимальных уровнях воды на водомерных постах. На малых водотоках таких данных нет и расчетный расход определяют по эмпирическим формулам.

В равнинной местности воду, протекающую по малому водотоку, пропускают под автомобильной дорогой с помощью водопропускных сооружений или отводят от дороги с помощью канав.

В качестве водопропускных сооружений на автомобильных дорогах, пересекающих малые водотоки, применяют трубы и малые мосты (длиной до 25м).

На пересечениях больших водотоков проектируют мостовые переходы, основным элементом которых являются большие мосты длиной более 100 м, или средние мосты длиной более 25 м и менее 100 м.

1. Проектирование пересечения малых водотоков

1.1 Определение расчётного расхода воды.

Определение расчетного расхода талых вод по А.П. Лебедеву

На малых водотоках паводки происходят от:

- таяния снега весной
- ливня летом.

Таяние снега может происходить под действием солнечных лучей (**солярное**) или теплых масс воздуха (**адвективное**). При солярном таянии ночью сток воды отсутствует (рис. 1.1.1).

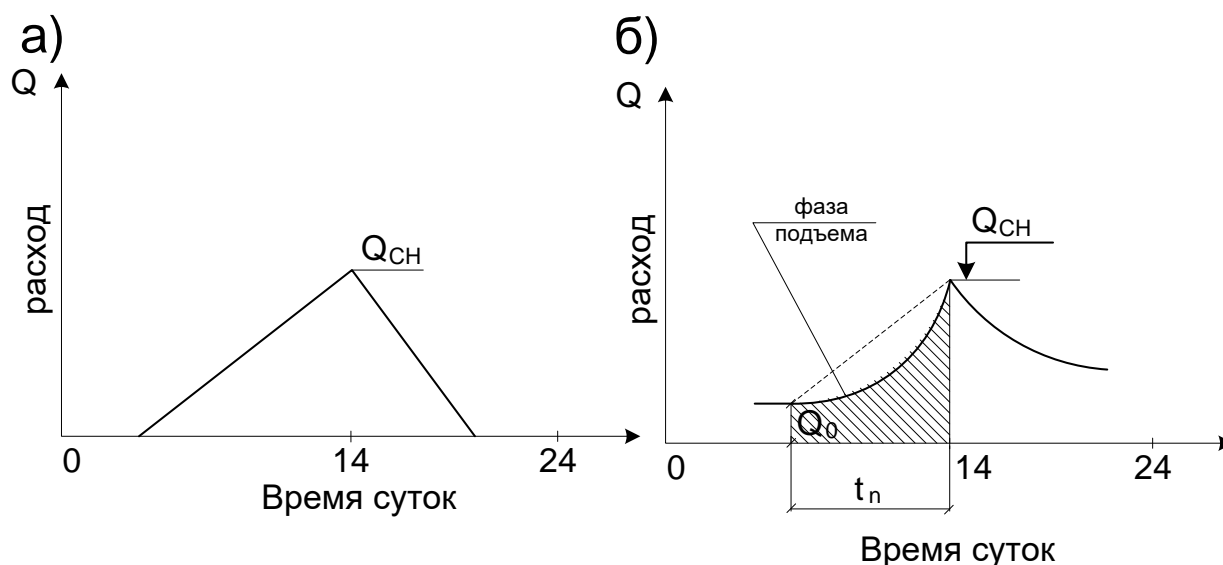


Рисунок 1.1.1. – Гидрограф стока при таянии снега: а) солярном; б) адвективном

Для климатических условий Республики Беларусь расчетным является случай **адвективного** таяния снега, сопровождающегося наличием дождей.

Методика определения расчетного расхода талых вод $Q_{СН}$ разработана А.П. Лебедевым на основе предположения о наличии в фазе подъема (рис. 1.1.1, б, штрихованная область гидрографа) слоя стока h_n (мм) на площади водосбора F (км²). Объем стока (объем воды слоем h_n на площади F) равен:

$$W=0,001 h_n 1000000 \gamma F=1000 h_n F, \text{ м}^3, \quad (1.1.1)$$

где h_n – слой стока в фазе подъема, мм;
 F – площадь водосбора, км².

Этот объем стока в фазе подъема (рис. 1.1.1, б) равен площади гидрографа стока в фазе подъема (штрихованная область на рис. 1.1.1, б).

$$W=0,05 (Q_0 + Q_{СН}) \gamma t_n 3600, \text{ м}^3/\text{с}, \quad (1.1.2)$$

где Q_0 – начальный расход в фазе подъема, м³/с;

$Q_{СН}$ – максимальный расход днем, м³/с;

t_n – продолжительность фазы подъема, часы;

γ – коэффициент полноты гидрографа, учитывающий различие площади криволинейной трапеции и прямолинейной.

Примем значение $Q_0=\alpha Q_{СН}$. С учетом этого выражения (1.1.2) примет вид:

$$W=1800 (1+\alpha) \gamma t_n Q_{СН}.$$

Приравняем это выражение и (1.1.1) и вычислим величину Q_{CH} .

$$1800 (1+\alpha) \gamma t_n Q_{CH}=1000 h_n F.$$

$$Q_{CH}=\frac{0,56 h_n F}{(1 + \alpha) \gamma t_n}, \text{ м}^3/\text{с}$$

На величину расхода от **таяния снега влияют** наличие леса, болот, озер на площади водосбора, а также вероятность превышения паводка. Расчетный расход от таяния снега определяют по эмпирической формуле:

$$Q_p=\frac{0,56 h_n F}{(1 + \alpha) \gamma t_n} * \delta_{л} \delta_{б} \lambda, \text{ м}^3/\text{с}, \quad (1.1.3)$$

где F – площадь водосбора, км²;

h_n – слой стока (мм) в фазе подъема половодья расчетной вероятности превышения 1%, зависит от вида грунта на площади водосбора (большой при суглинках, меньший при песках), от объема тающего снега, т.е. от климата;

α - коэффициент формы гидрографа (нормируется);

γ - коэффициент полноты гидрографа (нормируется);

t_n - продолжительность подъема половодья в сутки максимальной интенсивности снеготаяния (ч) складывается из продолжительности водоотдачи на склоны t_c (нормируется) и продолжительности стекания по логу $t_{л}$, определяемой по формуле:

$$t_{л}=\frac{1,85 L}{Q_3^{1/4} J_o^{1/3}}, \text{ ч}, \quad (1.1.4)$$

где L – длина главного лога от водораздела до створа, км;

Q_3 - расчетный расход, которым предварительно задаются; м³/с,

J_o - средний общий уклон лога от водораздела до трассы дороги, ‰;

λ - коэффициент, зависящий от вероятности превышения, равен 1 – при ВП=1%, 0,87 – при ВП=2% и 0,81 – при ВП=3%;

$\delta_{л}$ – коэффициент, учитывающий снижение расхода в связи с залесенностью бассейна $f_{л}$ (нормируется);

$\delta_{б}$ – то же, в связи с заболоченностью бассейна (нормируется), в зависимости от заболоченности бассейна (если болот нет, то $\delta_{б}=1,0$, если болота занимают 20% площади водосбора, то $\delta_{б}=0,85$).

Определение расчётного расхода талых вод по СНИП 2.01.14 – 83

Расчётная формула [6] :

$$Q_{\text{сн}} = \frac{h_p \cdot F}{(F + 1)^{0,17}} \cdot K_o \cdot \delta_1 \cdot \delta_2 \quad (1.1.5)$$

где h_p - расчётный слой суммарного стока заданной вероятности превышения, мм;

F - площадь водосбора, км²;

K_o - коэффициент дружности половодья, принимается равным 0,01 для климатических условия Республики Беларусь;

$\delta_1 \cdot \delta_2$ – коэффициенты, учитывающие влияние леса и болот.

$$\delta_1 = 1 / (f_{\text{л}} + 1) ; \quad \delta_2 = 1 - 0,7 \lg (f_{\text{б}} + 1) \quad (1.1.6)$$

где : $f_{\text{л}}$, $f_{\text{б}}$ - залесенность и заболоченность водосбора (в долях от общей площади)

Расчётный слой стока h_p определяется по формуле

$$h_p = h_{\text{ср}} \cdot K_{\text{ВП}} \quad (1.1.7)$$

где $h_{\text{ср}}$ – средняя величина слоя стока;

$K_{\text{ВП}}$ - модульный коэффициент распределения слоя стока, равный 2,6 при вероятности превышения 1 %, 2,2 при ВП = 3 %

Средний многолетний слой стока для условий Республики Беларусь равен 125 мм в северной части, 100 мм в центральной части и 75 мм в южной части.

1.2. Определение расчётного расхода ливневых вод

Схематически гидрограф стока при ливне (рис. 1.2.1.) включает: **четыре фазы.**

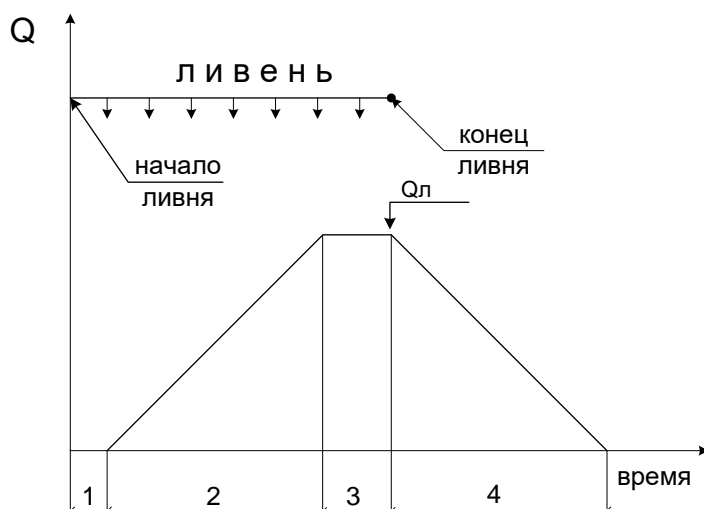


Рисунок 1.2.1.- Схема гидрографа ливня.

Первая фаза — сток отсутствует (осадки впитываются почвой, остаются на растительности).

Вторая фаза - фаза подъёма стока. К водопрпускному сооружению стекают частицы воды сначала с ближней части водосбора (рис. 1.1.2., зона а), потом с ближней и более удалённой (зона а + зона б) и в конце этой фазы — со всей площади водосбора. (рис. 1.1.2, зоны а + б + с + d).

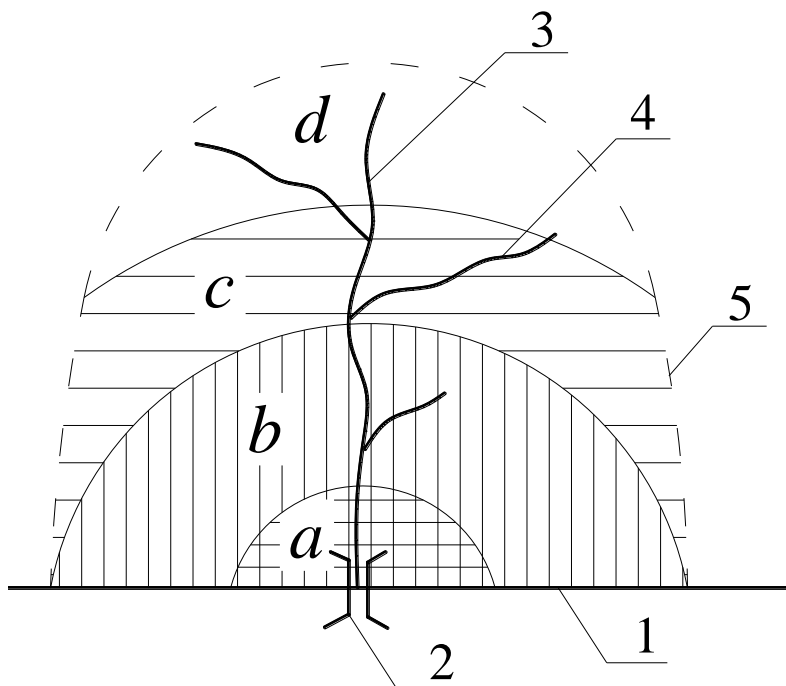


Рисунок 1.2.2.. — Схема водосбора: 1 — трасса дороги, 2 — водопрпускное сооружение, 3 — главный лог, 4 — боковой лог, 5 — водораздел

Третья фаза – фаза полного стока, когда вода стекает со всей площади водосбора. Она заканчивается с окончанием ливня.

Четвёртая фаза – фаза спада, когда вода постепенно стекает с ближних и дальних частей водосбора

Расчётным случаем является фаза полного стока.

Расчётный расход ливневых вод вычисляется по методике Союздорпроекта, по методике А.П. Лебедева и по методике О.В. Андреева.

Определение расчётного расхода ливневых вод по методике союздорпроекта

Расчетный расход ливневых вод вычисляется по методике Союздорпроекта, изложенной в ТКП 200-2009 [2]:

$$Q_{\bar{e}} = 16,7 \cdot a_p \cdot \alpha_p \cdot F \cdot \varphi \cdot K_i \cdot K_{\delta} \cdot \delta_a, \text{ м}^3/\text{с} \quad (1.2.1)$$

где a_p – расчетная интенсивность осадков мм/мин, определяется по формуле (1.2.2);

α_p – расчетный коэффициент склонового стока, определяется по формуле (1.2.5);

F – площадь водосбора, км²;

φ – коэффициент редукции стока в зависимости от площади водосбора, определяется по формуле (1.2.8);

K_i – коэффициент, учитывающий влияние крутизны склонов на расчетный расход, определяется по формуле (1.2.9);

K_{ϕ} – коэффициент, учитывающий форму водосбора, определяется по формуле: $\hat{E}_{\delta} = F/L^2$, где L – длина водосбора;

δ_a – коэффициент, учитывающий снижение расхода при наличии болот, озер, определяется по формуле (1.2.10).

Расчетная интенсивность осадков вычисляется по формуле:

$$a_p = a_{\hat{a}\hat{n}} \cdot \hat{E}_t, \text{ мм/мин} \quad (1.2.2)$$

где $a_{\text{час}}$ – максимальная часовая интенсивность ливня, определяемая по формуле для заданной вероятности превышения ВП в процентах;

$$a_{\hat{a}\hat{n}} = 0,9324 \cdot \hat{A}\ddot{I}^{-0,2211}, \text{ мм/мин} \quad (1.2.3)$$

K_t – коэффициент редукции часовой интенсивности ливня, зависящий от площади водосбора F , определяется по формуле (1.2.4).

$$K_i = 1,2927 / F^{0,127}, \quad (1.2.4)$$

Расчетный коэффициент склонового стока:

$$\alpha_p = \alpha_o \cdot \delta_e, \quad (1.2.5)$$

где α_o – коэффициент склонового стока при полном насыщении почв водой, определяется по формуле:

$$\alpha_o = 0,6621 - 0,0551 \text{ ВП}, \quad (1.2.6)$$

δ_e – коэффициент, учитывающий естественную аккумуляцию стока на поверхности водосбора в зависимости от залесенности и почво-грунтов, определяемый при сплошной залесенности при однородных грунтах по всему водосбору по формуле:

$$\delta_e = 1 - \gamma_r \cdot \beta, \quad (1.2.7)$$

где γ_r – коэффициент, учитывающий различную проницаемость почво-грунтов на склонах водосбора (принимается равным 0,04 – 0,09 при суглинках, 0,05 – 0,09 при супесях, песках, задернованных почвах и 0,15 – 0,20 в лесу);

β – коэффициент, учитывающий состояние почво-грунтов к началу формирования расчетного паводка, принимается равным 1,05 – 1,10 для суглинков и 1,10 – 1,15 для супесей и песков.

Коэффициент редукции максимального стока:

$$\varphi = \left(\sqrt[4]{10 \cdot F} \right)^{-1}, \quad (1.2.8)$$

Коэффициент, учитывающий крутизну склонов:

$$K_i = 0,0023 J_0 + 0,8008, \quad (1.2.9)$$

где J_0 – общий уклон водосбора, ‰.

коэффициент, учитывающий наличие на площади водосбора болот, озер:

$$\delta_a = 1 - f_a - f_{i\zeta}, \quad (1.2.10)$$

где f_a , $f_{i\zeta}$ – относительные (в долях единицы) значения заболоченности и озерности.

Определение расчётного расхода ливневых вод по методике

А.П. Лебедева

Максимальные расчётные расходы ливневых вод определяют по эмпирическим формулам А.П. Лебедева и О.В. Андреева, по методике Союздорпроекта, изложенной в ТКП 200-2009 [2].

Формула А.П. Лебедева имеет вид:

$$Q_p = 0,56 \alpha_{1p} J_o^{0,3} F \delta \lambda, \quad (1.2.11)$$

где α_{1p} – расчетная интенсивность водоотдачи при общем уклоне лога $J_o = 1\%$;

J_o - общий уклон лога, ‰;

F – площадь водосбора, км²;

δ - коэффициент снижения расхода на залесенность и заболоченность водосбора ;

λ - переходной коэффициент, зависящий от вероятности превышения паводка, $\lambda = 1$ при ВП=1%; $\lambda = 0,85$ при ВП=2%; $\lambda = 0,77$ при ВП=3%.

$$\alpha_{1p} = K / (F + 0,15)^{0,43}, \quad (1.2.12)$$

где K – эмпирический коэффициент, величина которого зависит от рельефа водосбора.

F – площадь водосбора, км².

Для суходольных и периодически действующих водотоков, протекающих в зоне возвышенностей и гряд, $K = 6,1$. Для водотоков, протекающих в зоне равнин и низин с уклоном склонов менее 10 ‰ – $K = 1,2$.

Величина коэффициента δ вычисляется по формуле:

$$\delta = 1 - 0,8 f_l - f_{бол} - f_{оз}, \quad (1.2.13)$$

где f_l , $f_{бол}$, $f_{оз}$ – относительные (в долях единицы) значения лесистости, заболоченности и озерности водосбора.

Для водосборов, сложенных легкодренирующими грунтами (песками, лёгкими супесями), залесенность не учитывается.

Определение расчётного расхода от ливня по О.В. Андрееву

Расчетный расход определяется по формуле [4]:

$$Q_{\text{л}} = 16,7 \cdot \alpha_{\text{л}} \cdot \hat{E}_t \cdot F \cdot \alpha \cdot \varphi, \text{ м}^3/\text{с} \quad (1.2.14)$$

где $\alpha_{\text{л}}$ – интенсивность ливня часовой продолжительности (мм/мин), для климатических условий Республики Беларусь равна 0,97 при ВП=1%, 0,82 при ВП=2% и 0,75 при ВП=3%;

K_t – коэффициент перехода от интенсивности ливня часовой продолжительности $\alpha_{\text{л}}$ к интенсивности ливня расчетной продолжительности, определяется по формуле (1.2.15):

F – площадь водосбора, км²;

α – коэффициент потерь стока (таблица 1.2.1);

φ – коэффициент редукции, учитывающий неполноту стока в связи с неравномерностью стока по площади водосбора, определяется по формуле (1.2.8).

Расчетная продолжительность ливня равна времени добега воды от наиболее удаленной части водосбора до замыкающего створа (до дороги).

Коэффициент K_t для задержанных поверхностей вычисляется по формуле:

$$K_t = \frac{5,5}{L^{2/3}} \cdot J_o^{1/6}, \quad (1.2.15)$$

где L – длина водосбора,

J_o – общий уклон водосбора в долях единицы.

Таблица 1.2.1

Вид и характер поверхности	Коэффициент α при F (км ²)	
	$F=0,1-10$	$F=10-100$
Суглинки	0,55-0,90	0,50-0,75
Супеси	0,20-0,55	0,20-0,45
Песчаные почвы	0,15-0,20	0,10

Аккумуляция ливневых вод

Расходы от таяния снега $Q_{\text{сн}}$ и от ливня $Q_{\text{л}}$ сопоставляют и в качестве расчетного принимают больший. Если им окажется расход от ливня, то необходимо учесть аккумуляцию ливневых вод перед дорогой.

Аккумуляция ливневых вод – временное накопление части объема стока перед водопропускным сооружением.

Так как площадь живого сечения водного потока в водопропускном сооружении меньше площади нестесненного насыпью живого сечения (рис.1.2.3), то через водопропускное сооружение проходит только часть объема воды. Оставшаяся перед дорогой вода образует пруд. Уровень воды перед дорогой повышается, пропускная способность трубы (моста) увеличивается. При некотором уровне воды она становится равной расходу воды, подходящей к трубе (мосту) в фазе спада (рис. 1.2.4). Перед дорогой образуется пруд, объем которого равен площади фигуры между линиями 1 и 2 (рис. 1.2.4, штрихованная область).

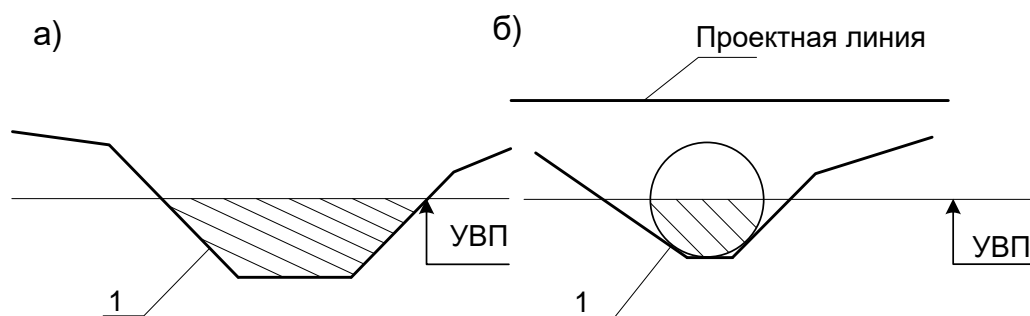


Рисунок 1.2.3. Поперечное сечение 1 водного потока: а) нестеснённого насыпью; б) в водопропускной трубе.

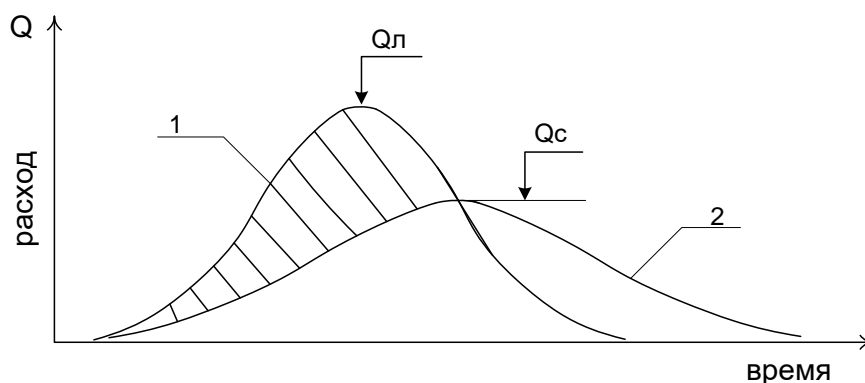


Рисунок 1.2.4.- Схема аккумуляции ливневых вод: 1 – гидрограф стока при ливне; 2 – пропускная способность водопропускного сооружения.

Объем пруда $W_{пр}$ определяют в предположении, что поверхности водосбора у дороги имеют однообразные склоны и могут быть упрощенно представлены в виде двух плоскостей (1.2..5). Заложение откосов этих плоскостей m_1 и m_2 . Линия пересечения плоскостей имеет уклон i_d у сооружения.

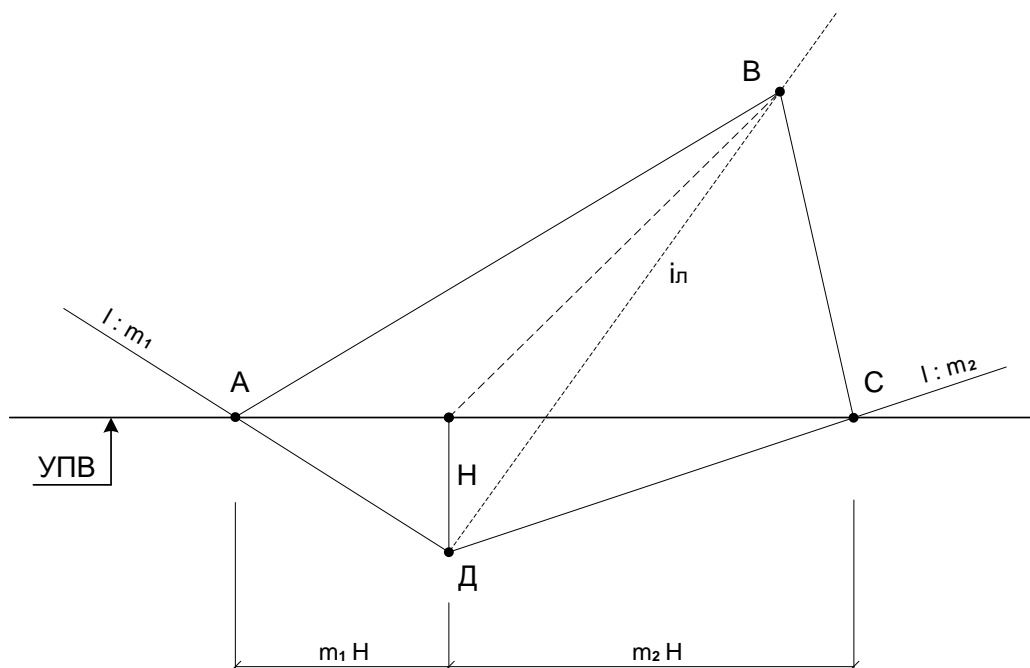


Рисунок 1.2.5. – Схема к определению объёма пруда.

Из рисунка 1.2.5. следует, что пруд представляет пирамиду, объём которой равен одной третьей произведения площади основания на высоту l /

$$W_{\text{пр}} = \frac{(m_1 + m_2) H^3}{i_{\text{л}} \cdot 6 i_{\text{л}}} \quad (1.2.16)$$

Сбросной расход - максимальный расход воды, который проходит через водопропускное сооружение при ливне с учетом аккумуляции. Величина сбросного расхода определяется по эмпирической формуле:

$$Q_{\text{с}} = Q_{\text{л}} [1 - W_{\text{пр}} / (0,7W)], \quad (1.2.17)$$

где W – объём стока за время ливня:

$$W = 1000 F h_1,$$

где F - площадь водосбора, км² ;

h_1 - слой стока за время ливня, определяется по эмпирическим формулам.

Из формулы (1.2.17) следует, что сбросной расход $Q_{\text{с}}$ зависит от объёма пруда $W_{\text{пр}}$, т.е. от глубины воды перед сооружением, при которой расход воды, который приходит к сооружению, равен его пропускной способности. В связи с этим величину $Q_{\text{с}}$ определяют графически путем.

Для этого задаются различными значениями глубины пруда перед трубой, вычисляют по (1.2.16.) объём пруда $W_{\text{пр}}$ и по (1.2.17.) сбросной расход.

Строят зависимость сбросного расхода от глубины пруда (кривая 1 на рис. 1.2.6)

По таблицам пропускной способности круглых или прямоугольных труб строят графики пропускной способности их (кривые 2,3, рис. 1.2.6.) от напора воды H . На пересечении с кривой 1 получают сбросной расход для данного отверстия.

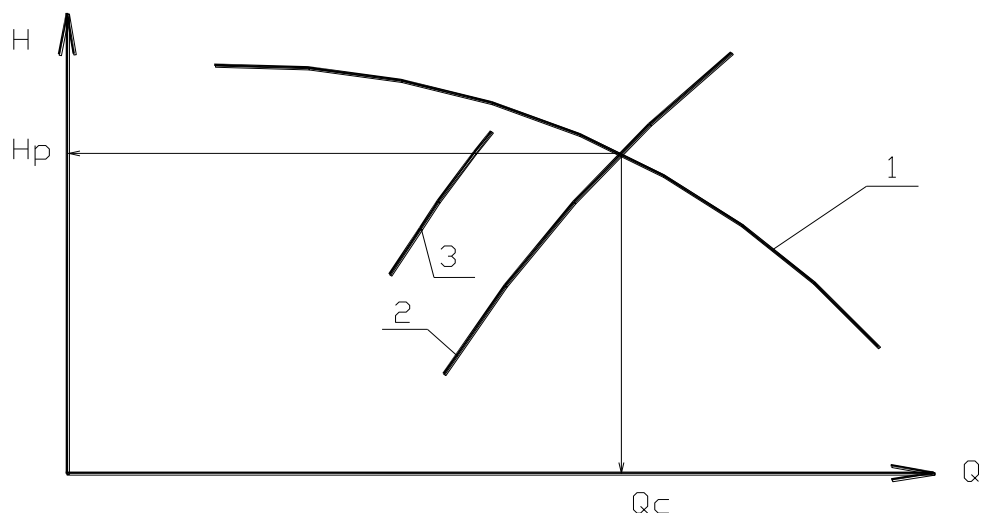


Рисунок 1.2.6. Графическое определение расчетного расхода с учётом аккумуляции: 1 – зависимость $Q_c = f(H)$; 2,3 – зависимости пропускной способности труб напора H .

По ТКП [4] допускается снижать сбросной расход за счёт аккумуляции не более чем в 2 раза. Если вариант конкурентоспособной трубы не выполняет это условие, то его отбрасывают. Из всех вариантов труб принимают для дальнейшего рассмотрения вариант с меньшей стоимостью.

На малом водотоке весной имеет место паводок от таяния снега, для которого расчетный расход воды $Q_{сн}$. Если окажется, что сбросной расход от ливня Q_c меньше расчетного расхода от таяния снега $Q_{сн}$, то отверстие водопропускной трубы следует назначать исходя из пропуска талых вод с расчетным расходом $Q_{сн}$. Тогда сбросным расходом для водопропускной трубы будет $Q_c = Q_{сн}$.

1.3 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ХАРАКТЕРИСТИК МАЛОГО ВОДОТОКА

На величину **расчетного расхода** и условия расчета водопропускного сооружения оказывают **влияние**:

- площадь водосбора F и составляющие ее площади леса, озер, болот;
- длина главного лога L и средний его уклон J_0 ;
- уклон лога у сооружения;
- грунты водосбора;

- бытовая глубина и бытовая скорость движения воды.

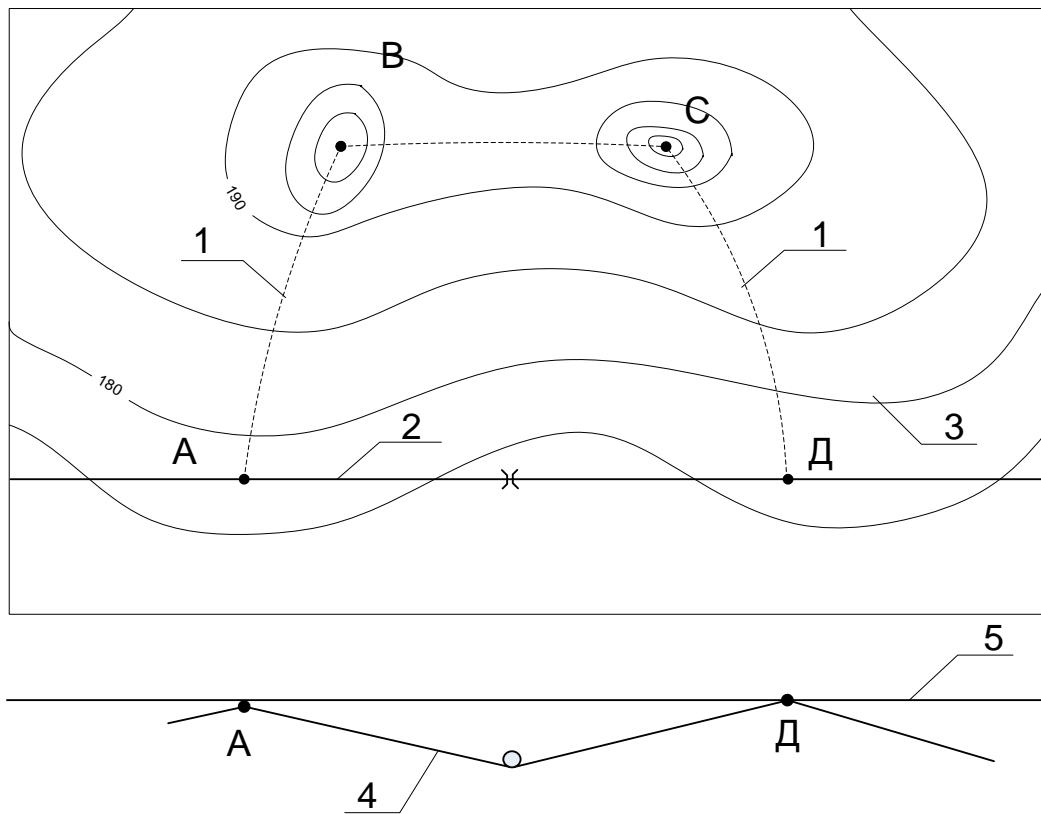


Рисунок 1.3.1.- Определение границ площади водосбора на топографической карте: 1 – линии водораздела; 2 – план трассы автомобильной дороги; 3 - горизонтали

-Площадь водосбора F проще всего можно определить по топографической карте, ограничив ее линиями водораздела и трассой автомобильной дороги (рис.1.3.1). Полученную площадь водосбора, ограниченную линиями АВ, ВС, СД, ДА, разбивают на элементарные фигуры (прямоугольник, треугольник, трапецию), определяют площади отдельных фигур и общую площадь F как сумму отдельных. При отсутствии топографических карт, а также при площадях водосбора до $0,5 \text{ км}^2$ контуры водосбора определяют съемками на местности следующими способами:

- обходам по водоразделу с проложением теодолитного хода;
- обходом по водоразделу с использованием системы GPS;
- ходами по главному и боковым логам.

Обход по водоразделу с проложением теодолитного хода (рис.1.3.2) применяется при отсутствии препятствий видимости последующих водораздельных точек с предыдущих. При этом способе прокладывается теодолитный ход АВСД (рис.1.3.2), измеряя углы $\alpha_A, \alpha_B, \alpha_C$ и расстояние l_{AB}, l_{BC}, l_{CD} с помощью дальномера и вех. На план наносят положение

водораздельных точек А, Д по трассе и В, С на местности. Соединяют эти точки и получают контуры водосбора.

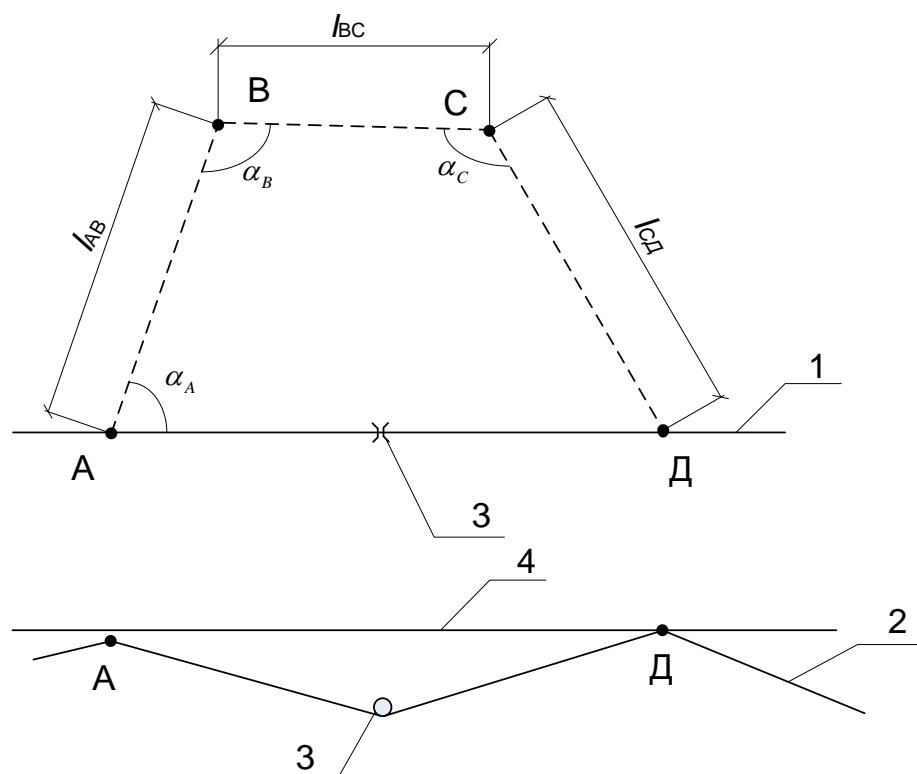


Рисунок 1.3.2. – Схема определения контуров водосбора обходом по водоразделу: 1– план трассы; 2 – черный профиль; 3 – водопропускная труба; 4 – проектная линия

- **Обход по водоразделу** с использованием спутниковой системы GPS – наиболее перспективный. На водораздельных точках и по логу определяют глобальные координаты X, Y, Z измеряемых точек. Площади водосбора, длину лога и его отметки определяют по программным продуктам.

- В **закрытой местности** (в лесу) для получения контура водосбора прокладывают **ход по главному логу и ходы по боковым логам** (рис.1.3.3). Начинают ход от точки расположения водопропускной трубы на трассе и идут вверх по логу (от точки 3 до точки а), измеряя расстояние шагами, а направление по компасу. В точках а и б (рис.1.4.1) главный лог разделяется. Закрепляют положение этих точек сломанной веткой, затеской. Продолжают ходы по боковым логам до водораздельных точек С, В, М. Ходы наносят на план по румбам и расстояниям. Положение трассы 1 (рис.1.3.3) на плане также наносится по ее румбу. Положение точек А и Д на трассе определяется по черному профилю 2

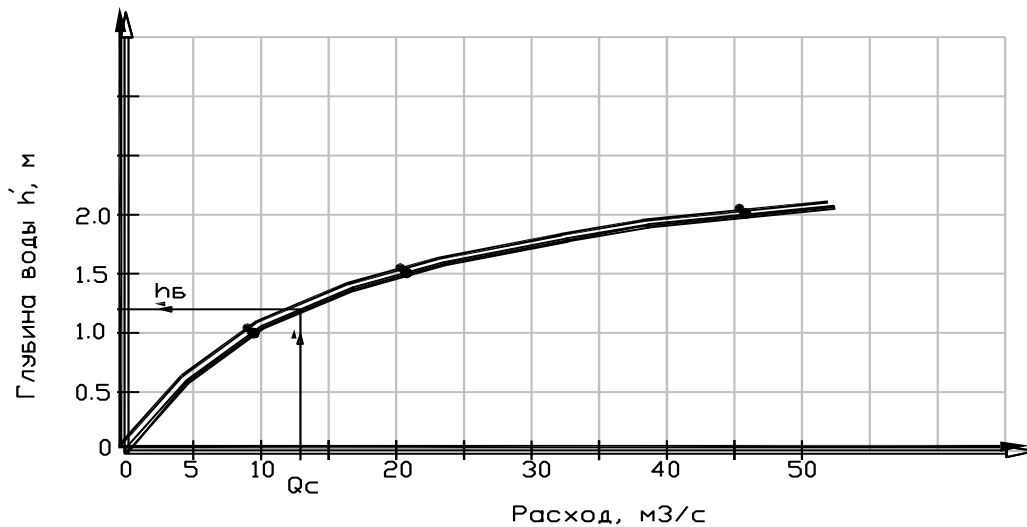


Рисунок 1.3.4.. – Пример определения бытовой глубины h_b при сбросном расходе Q_c

Для построения графика $Q=f(h)$ задаются несколькими уровнями воды на поперечном сечении водотока и вычисляют глубины воды на вертикалях поперечного сечения и вычисляют скорость движения воды на вертикалях:

$$V_i = m h_i^{2/3} i_c^{1/2}, \quad (1.3.1)$$

где m – характеристика шероховатости водотока;

h_i – глубина воды на вертикали;

i_c – уклон водотока у сооружения.

Элементарный расход – расход, проходящий через поперечное сечение шириной 1 м.

$$q_i = V_i \omega_i = V_i h_i 1,0 = V_i h_i \quad (1.3.2)$$

Площадь опоры элементарных расходов равна расходу воды при заданном уровне воды.

1.4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВОДОПРОПУСКНЫХ ТРУБ

Общие сведения о водопропускных трубах.

В Беларуси наибольшее распространение получили железобетонные трубы. В последние годы начали применять наряду с железобетонными и металлические гофрированные трубы.

Железобетонные водопропускные трубы **бывают**:

круглыми и прямоугольными, одноочковыми и многоочковыми.

Круглые трубы в прошлом проектировались из короткомерных звеньев (длина звена 1,0 м) с отверстием (внутренним диаметром) 0,75; 1,0; 1,25; 1,50; и 2,0 м одно-, двух- и трёхочковыми. На существующих автомобильных дорогах они сохранились.

Труба из короткомерных звеньев как сооружение состояла из тела и оголовков на входе и выходе. В случае отверстия 0,75 м предусматривался порталый оголовок, выполнявший роль подпорной стенки. Для труб с отверстием 1,0 – 2,0 м проектировали раструбные оголовки, состоящие из порталой стенки 2 и откосных крыльев 3 (рис. 1.4.1.). Оголовки предназначены для обеспечения плавного входа и водного потока в трубы и растекания его на выходе.

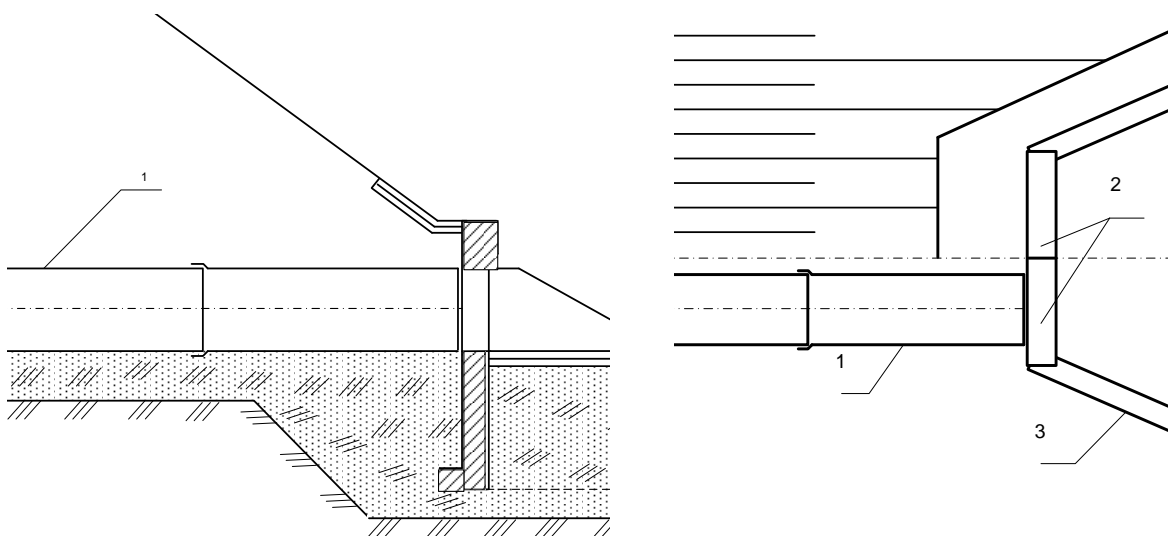


Рис. 1.4.1. Раструбный оголовок: а) продольный разрез трубы; б) план : 1- звено трубы; 2 – порталая стенка; 3 – откосные крылья.

Кроме того, оголовок выполнял роль подпорной стенки. Однако наличие оголовков увеличивало стоимость строительства водопропускной трубы.

Звенья трубы укладывались впритык. Швы заполнялись паклей, пропитанной горячим битумом, строительным раствором и покрывались изоляционным материалом.

В последующем начали использовать длинномерные звенья, применявшиеся в напорных подземных водоводах. С 2012 года применялись звенья расчётной длиной 5 м отверстием 0,6; 0,8; 1,0; 1,2; 1,4; 1,6 м по типовому проекту ТПБ 3.503.1 -2.02 «Трубы виброгидропрессованные безнапорные». Звенья имеют с одной стороны раструб.. Обозначение звеньев длинномерных труб состояло из букв ТВ (трубы виброгидропрессованные) и цифр, обозначающих внутренний диаметр в сантиметрах, расчётную длину звена в дециметрах и марку звена (1,2,3,4). Например, обозначение звена ТВ.120.50-2 означает, что диаметр звена 1,20 м, длина звена 5,0 м, марка прочности вторая.

Применение звеньев расчётной длиной 5,0 м уменьшает число стыков, а фланцевое соединение их предотвращает смещение звеньев между собой по высоте, что имело место при применении короткомерных звеньев.

Применение звеньев длиной 5,0 м позволило отказаться от оголовков, выполняющих роль подпорной стенки. Однако плавность входа водного потока в трубу уменьшилась, что снизило пропускную способность трубы.

При использовании звеньев длиной 5 м часто возникало большое различие между требуемой длиной трубы и фактической. Часть трубы выходила за пределы насыпи. Приходилось засыпать эту часть трубы или отрезать лишнюю часть. В связи с этим по типовому проекту Б.3.008.1-2.08 «Трубы железобетонные диаметром 500 – 2 000 мм для водопропускных сооружений на автомобильных дорогах» звенья труб имеют расчётную длину 2,5 м. Обозначение звеньев состоит из букв ТВ (трубы водопропускные) и цифр, обозначающих внутренний диаметр в сантиметрах, расчётную длину звена в дециметрах, марку звена (1 или 2) и буквы П (повышенная водонепроницаемость). Например, обозначение звена ТВ ,100.25.-1-П означает, что диаметр звена 1,0 м, расчётная длина звена 2,5 м, марка звена по прочности – 1.

Круглые трубы с отверстием 0,5; 0,6 м применяют при их длине не более 10 м и продольном уклоне не менее 10 %, трубы с отверстием 0,8 м и 1,0 м применяют при их длине соответственно не более 15 м и 30 м.

Круглые металлические гофрированные трубы в Республике Беларусь изготавливает фирма «Виакон» диаметром под заказ с шагом 0,2 м. Есть опыт строительства такой трубы отверстием 3,8 м. Круглые металлические гофрированные трубы удобны при ремонте круглых железобетонных труб. Для этого изготавливается металлическая труба, наружный диаметр которой меньше внутреннего диаметра ремонтируемой трубы. Металлическая труба втягивается внутрь, пространство между металлической и ремонтируемой трубами заполняется цементным раствором

Определение отверстий водопропускных труб

В случае, когда расчётный расход талых вод больше расхода от ливня отверстие типовых железобетонных круглых и прямоугольных труб назначают по таблицам пропускной способности труб при безнапорном режиме протекания воды в трубе. Таблицы пропускной способности дорожных труб составлены для свободного истечения воды из трубы.

Безнапорный режим протекания воды в трубе устанавливается, если глубина воды перед трубой H не превышает высоту трубы более чем на 20 %/ Для круглых труб отверстием d необходимо, чтобы выполнялось это условие в виде $H/d = 1,2$.

Критерий свободного истечения воды:

$$h_b < 1,3 h_{кр} \quad (1.4.1)$$

где: h_b – бытовая глубина, соответствующая прохождению расчётного расхода через нестеснённое насыпью живое сечение водотока;

$h_{кр}$ - критическая глубина, определяется по таблицам пропускной способности.

Если критерий (1.4.1.) не выполнен (затопленное истечение), следует пользоваться таблицами пропускной способности мелиоративных труб, устраиваемых в канале (канаве).

В таблице 1.4.1. приведена величина расхода воды. Q (пропускная способность) для одноочковых круглых труб отверстием d в зависимости от подпора H . Кроме расхода Q , даны значения критической глубины $h_{кр}$, критический уклон $J_{кр}$, скорость движения воды на выходе из трубы $V_{вых}$, м/с.

В случае, когда расчётный расход от ливня больше, чем расход от таяния снега, отверстие трубы определяют с учётом аккумуляции ливневых вод в соответствии с методикой, изложенной в параграфе 1.2.

Таблица 1.4.1.

d, м	Безнапорный режим						
	Q, м ³ /с	h _{кр} , М	H _{сж} , М	J _{кр}	H, м	V _{вых} , м/с.	
						1 < J _{кр}	1 > J _{кр}
1,00	0,50	0,40	0,36	0,001	0,64	1,4	1,7
	1,00	0,57	0,52	0,004	0,94	2,4	2,9
	1,40	0,68	0,62	0,004	1,15	2,7	3,3
	1,70	0,75	0,68	0,006	1,27	2,7	3,3
1,20	1,00	0,55	0,50	0,004	0,87	2,3	2,8
	1,50	0,66	0,60	0,005	1,10	2,7	3,2
	2,00	0,77	0,70	0,005	1,29	2,9	3,5
	2,50	0,87	0,79	0,006	1,50	3,2	3,8

	2,60	0,89	0,81	0,006	1,52	3,9	-
1,40	2,50	0,86	0,78	0,006	1,35	2,8	3,4
	2,80	0,91	0,83	0,006	1,46	3,0	3,6
	3,00	0,95	0,86	0,006	1,54	3,1	3,7
	3,50	1,03	0,94	0,007	1,67	3,2	3,9
	3,80	1,06	0,96	0,007	1,78	3,4	4,1
1,60	2,50	0,80	0,73	0,004	1,31	2,9	3,5
	3,00	0,87	0,79	0,004	1,47	3,1	3,8
	3,50	0,94	0,86	0,004	1,55	3,1	3,8
	4,00	1,02	0,92	0,005	1,70	3,3	4
	4,50	1,08	0,98	0,005	1,82	3,5	4,2
	5,00	1,14	1,04	0,005	1,94	3,6	4,3
	5,30	1,18	1,07	0,006	2,04	3,7	4,4

Отверстия металлических гофрированных труб рассчитываются по формулам гидравлики также для безнапорного режима протекания воды в трубе.

1.5 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИНЫ КРУГЛЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ТРУБ

В настоящее время круглые железобетонные водопропускные трубы проектируют без оголовков. Далее для сокращения будем называть их термином «трубы».

Длина трубы зависит от геометрических размеров насыпи на пересекаемом водотоке, в первую очередь от высоты откоса насыпи, заложения откоса m

**Определение длины трубы при заложении откоса насыпи
 $m = 1,5$ и высоте откоса насыпи $h_{он} \leq 12$ м**

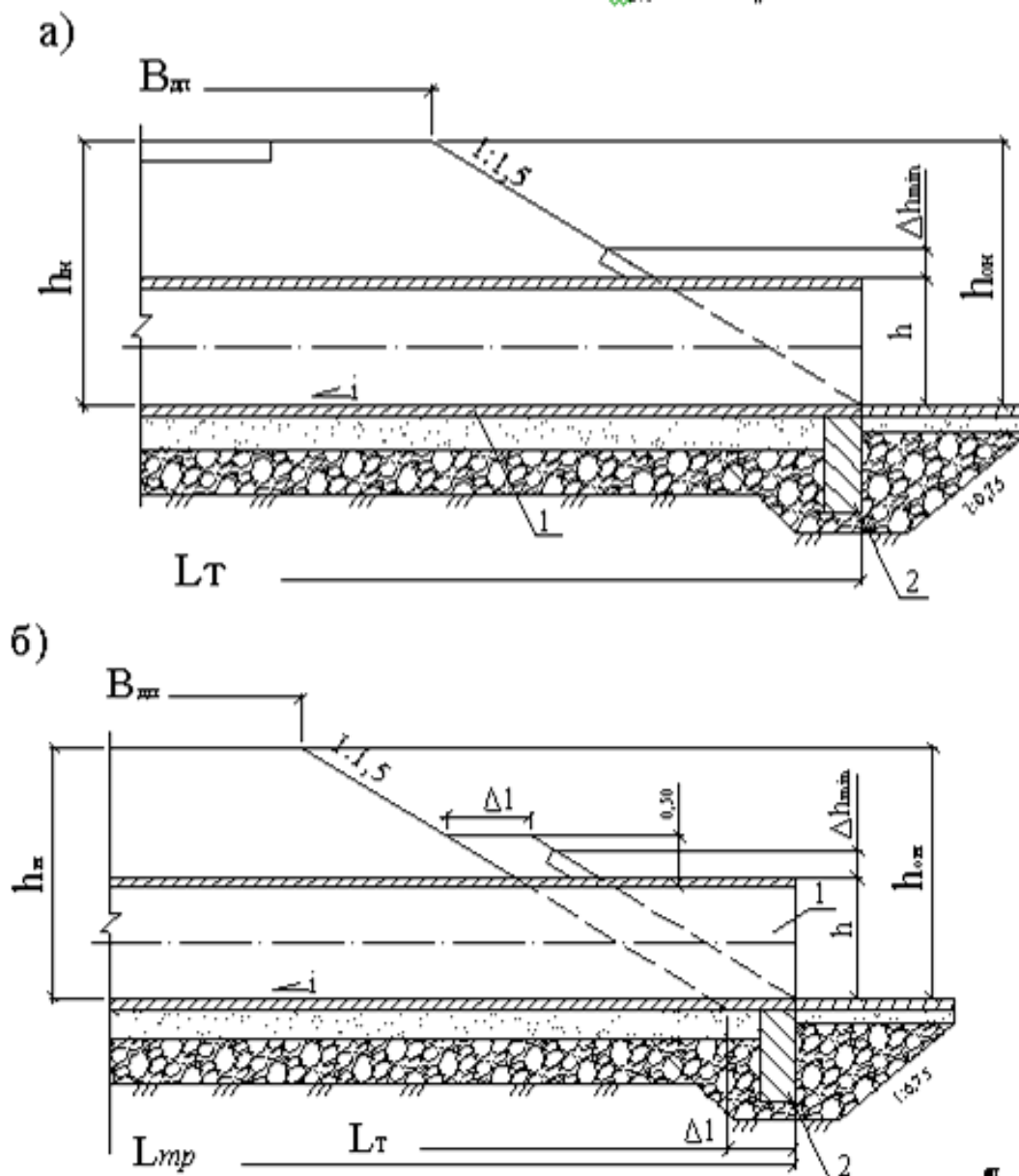


Рисунок 1.5.1. Схема к определению длины трубы при заложении откоса $m = 1,5$:
 а) теоретической; б) фактической: 1- звено трубы; 2- противофильтрационный экран.

Теоретическая длина трубы (рис.1.5.1.) с откосом насыпи 1:1,5 вычисляется по формуле:

$$L_0 = \hat{A}_{шт} + 2 \cdot 1,5 \cdot h_{гг} , \quad (1.5.1)$$

где ,

$\hat{A}_{\text{дв}}$ – ширина дорожного полотна, зависит от категории дороги;

$h_{\text{он}}$ – высота откоса насыпи, определяются по формуле (1.5.2.);

Фактическая длина трубы определяется по формуле:

$$L_{\text{фд}} = 2,5 \cdot n + l_p, \quad (1.5.2.)$$

где ,

n – число звеньев трубы;

l_p – длина раструба звена трубы (табл. 1.5.1.).

Число звеньев трубы назначается из условия, чтобы фактическая длина трубы была равна или больше теоретической.

Если $L_{\text{тр}} > L_{\text{т}}$, то принимают длину трубы равной фактической $L_{\text{тр}}$, полученной по формуле (1.5.2.), отодвигая противодиффузионный экран от оси дороги на входе, на выходе на общую величину ΔL (рисунок 1.5.4.), равную

$$\Delta L = L_{\text{тр}} - L_{\text{т}}, \quad \Delta L = \Delta L_1 + \Delta L_2 \quad (1.5.3.)$$

где $\Delta L_1, \Delta L_2$ - смещение на входе, на выходе

Длина верховой и низовой части трубы определяется по формулам (1.5.4.)

$$L_1 = (0,5 L_{\text{т}} + \Delta L_1) / (1 + i \cdot m_0) \quad (1.5.4.)$$

$$L_2 = (0,5 L_{\text{т}} + \Delta L_2) / (1 + i \cdot m_0) \quad (1.5.4.)$$

где i – продольный уклон трубы (по заданию);

m_0 – заложение откоса насыпи у трубы.

Определение длины трубы при заложении откоса $m > 1,5$ и высоте откоса насыпи $h_{\text{он}} \leq 6$ м

Предельная крутизна укрепленного откоса $m_0 = 1,5$. Поэтому для уменьшения длины трубы перемещаем ее начало и конец от подошвы насыпи к оси дороги (рис. 1.5.2.), принимая откос насыпи у трубы с заложением 1: m_0 .

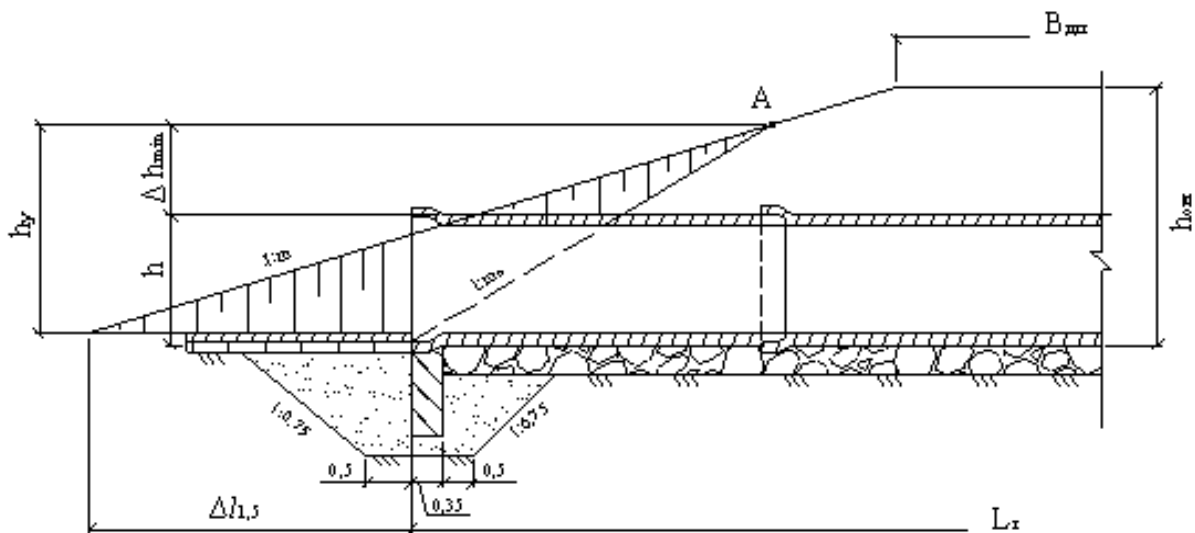


Рисунок 1.5.2. Схема к определению длины трубы при $m > 1,5$ и $h_{он} \leq 6$ м

Высота укрепления откоса насыпи у трубы на выходе:

$$h_{y2} = d + t + 0,25, \quad (1.5.5.)$$

где d , t – внутренний диаметр трубы, толщина стенки определяются по таблице 1.5.1.

Таблица 1.5.1.

Диаметр звена, м	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	2,0
Толщина стенки, см	8	13	14	15	16	15
Толщина раструба, см	8,2	11,6	11,6	11,6	10,5	11,6
Длина раструба, см	10	12	12	12	12	13

Если глубина воды перед трубой $H \leq (d + t)$, то и на входе высота укрепления откоса определяется по формуле (1.5.5). Если же $H > (d + t)$, то высота укрепленного откоса на входе определяется по формуле:

$$h_{y1} = H + 0,25, \quad (1.5.6.)$$

где H – глубина воды перед трубой.

Назначим сопряжение откосов с заложением $1:m$ и $1: m_0$ (точка А на рис.1.5.2.) на высоте укрепления откоса h_{y1} на входе и h_{y2} на выходе.

Теоретическая длина трубы на входе L_{T1} и на выходе L_{T2} определяется по формуле (1.5.7.). При пользовании этой формулой вначале следует принять высоту откоса насыпи на входе трубы $h_{он1}$ и на выходе $h_{он2}$ одинаковой, т.е. $h_{он1} = h_{он2} = h_{он}$:

$$\begin{aligned} L_{T1} &= 0,5B_{\text{дп}} + m \cdot (h_{\text{и}1} - h_{\text{y}1}) + m_o \cdot h_{\text{y}1}, \\ L_{T2} &= 0,5B_{\text{дп}} + m \cdot (h_{\text{и}2} - h_{\text{y}2}) + m_o \cdot h_{\text{y}2}, \end{aligned} \quad (1.5.7.)$$

где $B_{\text{дп}}$ – ширина дорожного полотна, зависит от категории дорог;
 $h_{\text{он}1}$, $h_{\text{он}2}$ – высота откоса насыпи на входе трубы и на выходе;
 $h_{\text{y}1}$, $h_{\text{y}2}$ – высота укрепления откоса на входе и на выходе;
 m , m_o – заложение откоса насыпи и укрепления у трубы.

Вычислим теоретическую длину верховой и низовой части трубы с учетом ее продольного уклона i :

$$L_{T1} = \frac{L_{\text{д}1}}{(1 + i \cdot m_i)}; \quad L_{T2} = \frac{L_{\text{д}2}}{(1 - i \cdot m_i)}, \quad (1.5.8.)$$

Вычислим высоту откоса насыпи с учетом поперечного уклона на входе трубы $h_{\text{он}1}$ и выходе $h_{\text{он}2}$ по формулам:

$$h_{\text{и}1} = h_{\text{и}} - i \cdot L_{\text{д}1}; \quad h_{\text{и}2} = h_{\text{и}} + i \cdot L_{\text{д}2}, \quad (1.5.9.)$$

Повторно вычислим теоретическую длину верховой и низовой части трубы по формуле (1.5.7.) при значениях высоты откоса насыпи на входе $h_{\text{он}1}$ и выходе $h_{\text{он}2}$, полученных по (1.5.9.).

Общая теоретическая длина трубы равна сумме длин верховой и низовой ее частей $L_T = L_{T1} + L_{T2}$.

Фактическую длину трубы вычислим по формуле (1.5.2.).

При подборе числа звеньев возможны два варианта, отличающиеся по длине трубы на 2,5 м (на одно звено).

Вариант 1. Назначаем длину трубы меньше теоретической ($L_{\text{ф}} < L_T$).

Смещаем начало и конец трубы к оси дороги.

Возможность такого решения существует, если выполнено условие

$$h_{\text{и}1} + h_{\text{и}2} \geq (L_{\text{д}} - L_{\text{ф}}) / (m - m_o) + h_{\text{y}1} + h_{\text{y}2}, \quad (1.5.10.)$$

где m , m_o – заложение откосов насыпи и укрепления

Если условие (1.5.10.) выполняется, то рассматривается смещение начала и конца трубы на одинаковую величину. Также решение вызывает смещение точки перелома откосов насыпи (точки А, рис.1.5.2.) на величину

$$\Delta h = 0,5 \cdot (L_T - L_{\text{ф}}) / (m - m_o), \quad (1.5.11.)$$

Проверяем достаточность высоты откосов для размещения точки сопряжения A_1 (рис. 1.5.2.) на откосе насыпи:

$$h_{ii1} \geq h_{y1} + \Delta h, \quad (1.5.12.)$$

$$h_{ii2} \geq h_{y2} + \Delta h, \quad (1.5.13.)$$

При выполнении условий (1.5.12.) и (1.5.13.) вычисляем длину верховой L_1 и низовой L_2 части трубы.

$$L_1 = L_{T1} - 0,5(L_T - L_{\delta\delta}); \quad L_2 = L_{T2} - 0,5(L_T - L_{\delta\delta}), \quad (1.5.14.)$$

где L_{T1}, L_{T2} – по формулам (1.5.8.).

Общая длина трубы $L_{тр} = L_1 + L_2$.

Если одно из условий (1.5.12.) или (1.5.13.) не выполнено, то смещаем точку пересечения откосов (точку A_1 , рис. 1.5.2.) на различную высоту до выполнения каждого из условий.

Например, если не выполнено условие (1.5.12.), то принимаем $\Delta h_1 = h_{ii1} - h_{y1}$ и вычисляем:

$$\Delta h_2 = 2\Delta h - \Delta h_1,$$

где Δh - вычислено по (1.5.11.).

Вычисляем смещение начала и конца теоретической трубы к оси дороги.

$$\Delta l_1 = (m - m_o) \cdot \Delta h_1; \quad \Delta l_2 = (m - m_o) \cdot \Delta h_2,$$

Определяем длину верховой части трубы L_1 и низовой L_2 :

$$L_1 = L_{T1} - \Delta l_1; \quad L_2 = L_{T2} - \Delta l_2,$$

Фактическая длина трубы равна сумме верховой и низовой частей ($L_{тр} = L_1 + L_2$).

Если условие (1.5.10.) не выполнено, то вариант 1 при принятом заложении укрепленного откоса m_o не подходит.

Вариант 2. Принимаем длину трубы больше теоретической ($L_{\delta\delta} > L_T$).

Отодвигаем начало и конец трубы от оси дороги на величину:

$$\Delta l = 0,5 \cdot (L_{\delta\delta} - L_T).$$

Длину верховой части трубы и низовой части определяем по формулам:

$$L_1 = L_{T1} + \Delta l; \quad L_2 = L_{T2} + \Delta l, \quad (1.5.15.)$$

Если отодвигать начало и конец трубы от оси дороги на одинаковую величину, равную Δl , то заложение укрепленного откоса на входе m_{o1} и на выходе m_{o2} определяются по формулам:

$$m_{o1} = m_o + \frac{\Delta l}{h_{y1}}; \quad m_{o2} = m_o + \frac{\Delta l}{h_{y2}}, \quad (1.5.16.)$$

Определение длины трубы при $m > 1,5$ и высоте откоса $h_{он} > 6$ м

Высокие насыпи проектируют с ломаным откосом, имеющим заложение $m=1,75$ в верхней части насыпи высотой откоса 6 м и заложением $m_1=2,0$ в нижней части насыпи высотой ($h_{он}=6$ м)

Теоретическая длина трубы определяется следующим образом.

Для уменьшения длины трубы перемещаем ее начало и конец к оси дороги, принимая укрепленный откос насыпи у трубы с заложением 1: m_o .

Сопряжение этого откоса с откосом насыпи может быть:

1) в нижней части насыпи на входе и на выходе трубы при условии (1.5.17.) (случай 1):

$$(h_{и1} - 6) \geq h_{y1}, \quad (1.5.17.)$$

2) в верхней части насыпи на входе и в нижней части насыпи на выходе при условии (1.5.18.) (случай 2):

$$(h_{и1} - 6) < h_{y1}, \quad (h_{и2} - 6) \geq h_{y2}, \quad (1.5.18.)$$

3) в верхней части насыпи на входе и на выходе при условии (1.5.19.) (случай 3):

$$(h_{и1} - 6) < h_{y1}, \quad (h_{и2} - 6) < h_{y2}, \quad (1.5.19.)$$

где $h_{он1}, h_{он2}$ – высота откоса насыпи на входе трубы и на выходе;

h_{y1}, h_{y2} – высота укрепления откоса на входе трубы и на выходе, определяется по (1.5.6.) и (1.5.5.).

В условиях (1.5.17.) – (1.5.19.) неизвестными являются $h_{он1}$ и $h_{он2}$. Первоначально примем их равными высоте откоса насыпи, т.е. $h_{он1} = h_{он2} = h_{он}$,

и определим имеющий место случай в соответствии с условиями (1.5.17.) – (1.5.19.). Для этого случая вычислим теоретическую длину трубы на входе L_{T1} и на выходе L_{T2} при уклоне трубы $i=0$ и $h_{он1} = h_{он2} = h_{он}$.

Случай 1. $(h_{ii1} - 6) \geq h_{y1}$.

Теоретическая длина верховой и низовой частей трубы:

$$\begin{aligned} L_{T1} &= 0,5B_{\ddot{a}i} + 6 \cdot m + m_1 \cdot (h_{ii1} - 6 - h_{y1}) + m_o \cdot h_{y1}, \\ L_{T2} &= 0,5B_{\ddot{a}i} + 6 \cdot m + m_1 \cdot (h_{ii2} - 6 - h_{y2}) + m_o \cdot h_{y2}, \end{aligned} \quad (1.5.20.)$$

где m , m_1 – заложение откоса верхней части насыпи и нижней ($m=1,75$, $m_1=2,0$);

$h_{он1}$, $h_{он2}$ – высота откоса насыпи на входе трубы и на выходе трубы.

Случай 2. $(h_{ii1} - 6) < h_{y1}$ и $(h_{ii2} - 6) > h_{y2}$.

Теоретическая длина верховой L_{T1} и низовой L_{T2} частей трубы:

$$\begin{aligned} L_{T1} &= 0,5B_{\ddot{a}i} + m \cdot (h_{ii1} - h_{y1}) + m_o \cdot h_{y1}, \\ L_{T2} &= 0,5B_{\ddot{a}i} + 6 \cdot m + m_1 \cdot (h_{ii2} - 6 - h_{y2}) + m_o \cdot h_{y2}, \end{aligned} \quad (1.5.21.)$$

Случай 3. $(h_{ii1} - 6) < h_{y1}$ и $(h_{ii2} - 6) < h_{y2}$.

Теоретическая длина верховой L_{T1} и низовой L_{T2} частей трубы вычисляется по формулам (1.5.7.) при $m=1,75$.

После вычисления теоретической длины верховой и низовой частей трубы при ее продольном уклоне $i=0$ корректируем значения L_{T1} и L_{T2} с учетом продольного уклона по формулам (1.5.8.). Далее уточняем высоту откоса насыпи на входе $h_{он1}$ и на выходе $h_{он2}$ по формулам (1.5.9.).

Повторно рассматриваем условия (1.5.17.) – (1.5.19.) при полученных по (1.5.9.) значениях $h_{он1}$ и $h_{он2}$.

Если не выполнено условие (1.5.17.) или (1.5.19.), то переходим к условию (1.5.18.), вычисляем величину L_{T1} и L_{T2} по формулам (1.5.21.), корректируем значение их в соответствии с уклоном трубы i по формулам (1.5.8.). Вычисляем величину $h_{он1}$ и $h_{он2}$ по (1.5.9.). Проверяем принятые условие (1.5.18.) или (1.5.19.).

Если условия (1.5.17.) – (1.5.19.) выполнены, то по формуле (1.5.20.) или (1.5.21.) или (1.5.17.) повторно вычисляем L_{T1} и L_{T2} при значениях $h_{он1}$ и $h_{он2}$, полученных по (1.5.19.).

Теоретическая длина трубы равна сумме длин верховой L_{T1} и низовой L_{T2} частей ее, т.е. $L_T = L_{T1} + L_{T2}$.

Фактическая длина трубы определяется по формуле (1.5.2.). Принимаем количество звеньев трубы таким, чтобы длина трубы была меньше теоретической ($L_{\delta} - L_{\delta\delta} < 2,5$).

Назначим смещение входа и выхода теоретической трубы к оси дороги одинаковым на величину $\Delta l = 0,5 \cdot (L_{\text{д}} - L_{\text{дд}})$ (рис. 1.5.3.).

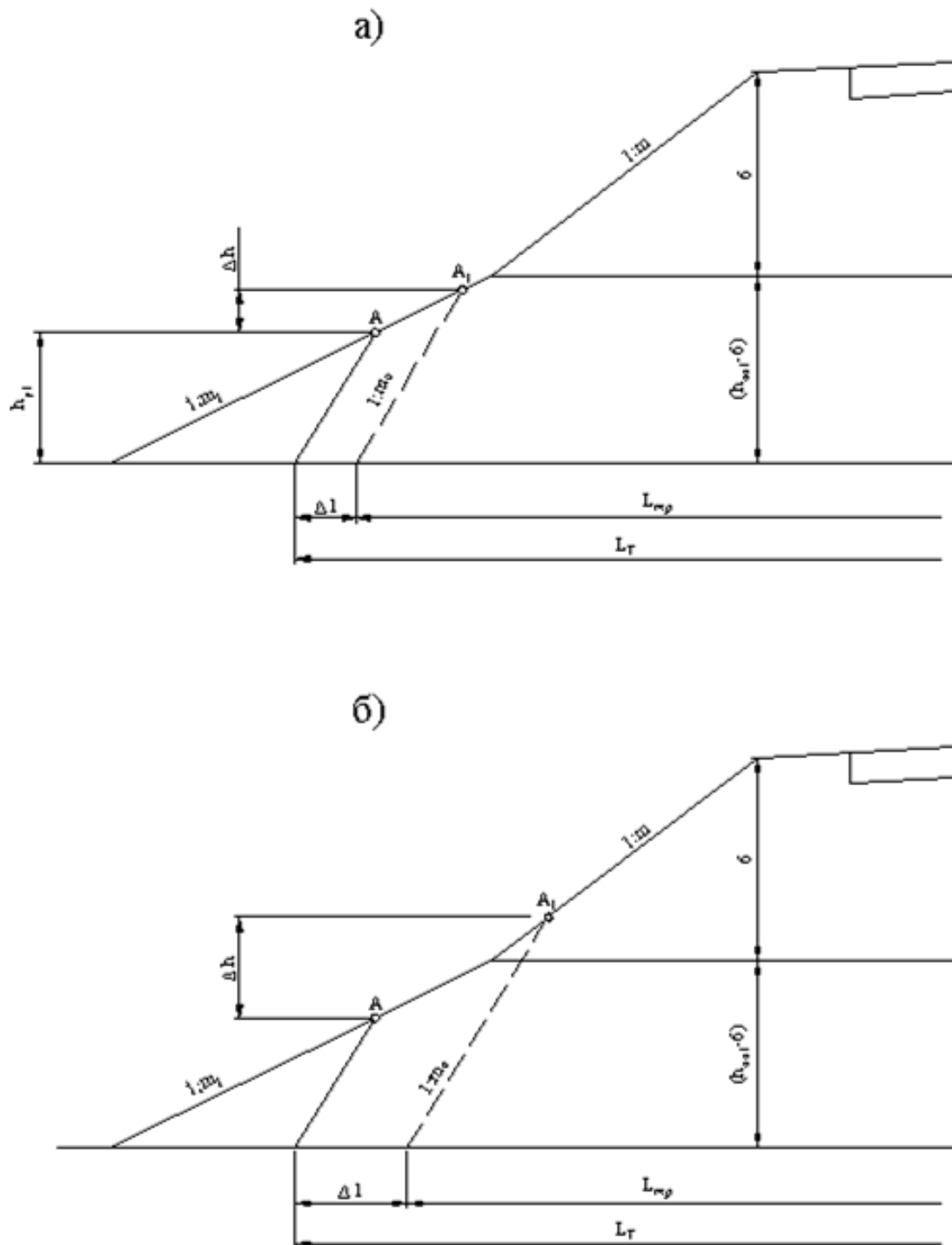


Рисунок 1.5.3. Схема к определению смещения Δh по высоте откоса точки A_1 :

- а) точка A_1 на откосе нижней части насыпи;
- б) точка A_1 на откосе верхней части насыпи

Точка А пересечение укрепленного откоса с заложением m_0 с откосом насыпи сместится вверх на величину Δh (точка A_1), которая вычисляется по различным формулам в зависимости от места расположения точки А на откосе нижней части насыпи (рис. 1.5.3. а) или верхней части (рис. 1.5.3. б). Возможны следующие случаи в соответствии с условиями (1.5.17.) – (1.5.19.)

Случай 1. $(h_{i1} - 6) > h_{y1}$; $(h_{i2} - 6) > h_{y2}$.

Точка A_1 (рис. 1.5.3.) может быть расположена на откосе нижней части насыпи, если выполнено условие (1.5.22.) на входе и (1.5.23.) на выходе:

$$(h_{i1} - 6) \geq (h_{y1} + \Delta h), \quad (1.5.22.)$$

$$(h_{i2} - 6) \geq (h_{y2} + \Delta h), \quad (1.5.23.)$$

где Δh – смещение по высоте точки A_1 относительно точки А, вычисляется по (1.5.24.):

$$\Delta h = \frac{0,5 \cdot (L_T - L_{\delta\delta})}{(m_1 - m_0)}, \quad (1.5.24.)$$

В этом случае высота укрепленного откоса на входе $h_{y11} = h_{y1} + \Delta h$, на выходе $h_{y21} = h_{y2} + \Delta h$.

Если условие (1.5.22.) или (1.5.23.) не выполняется, то точка А располагается на откосе нижней части насыпи с заложением $m_1=2,0$, точка A_1 на откосе верхней части насыпи с заложением $m=1,75$. Смещение точки A_1 относительно точки А вычисляется по формуле (1.5.25.) на входе и по (1.5.26.) на выходе:

$$\Delta h_1 = (h_{i1} - 6 - h_{y1}) + \frac{\Delta l - (m_1 - m_i)(h_{i1} - 6 - h_{\delta 1})}{m - m_i}, \quad (1.5.25.)$$

$$\Delta h_2 = (h_{i2} - 6 - h_{y2}) + \frac{\Delta l - (m_1 - m_i)(h_{i2} - 6 - h_{\delta 2})}{m - m_i}, \quad (1.5.26.)$$

где $\Delta l = 0,5(L_T - L_{\delta\delta})$.

Если не выполняется только условие (1.5.22.), то высота укрепленного откоса на входе $h_{y11} = h_{y1} + \Delta h_1$, а на выходе $h_{y21} = h_{y2} + \Delta h$. Если не выполнены условия (1.5.22.) и (1.5.23.), то $h_{y11} = h_{y1} + \Delta h_1$, $h_{y21} = h_{y2} + \Delta h_2$.

Случай 2. $(h_{i1} - 6) \leq h_{y1}$ или $(h_{i2} - 6) \leq h_{y2}$.

Точки А и A_1 расположены на откосе верхней части насыпи ($m=1,75$). Величина Δh определяется по формуле (1.5.27.):

$$\Delta h = 0,5 \cdot (L_T - L_{\text{од}}) / (m - m_o), \quad (1.5.27.)$$

Высота укрепленного откоса на входе $h_{y11} = h_{y1} + \Delta h$, на выходе $h_{y21} = h_{y2} + \Delta h$

1.6. НАЗНАЧЕНИЕ ОТМЕТОК ЛОТКА ТРУБЫ

Отметки лотка трубы по оси дороги, на входе и на выходе назначаются с учетом отметок местности, условий проектирования продольного профиля, продольного уклона трубы, длины трубы и ее строительного подъема. Продольный уклон принимают обычно равным поперечному уклону местности, т.е. уклону у сооружения J_C , но не менее критического и не более 20‰.

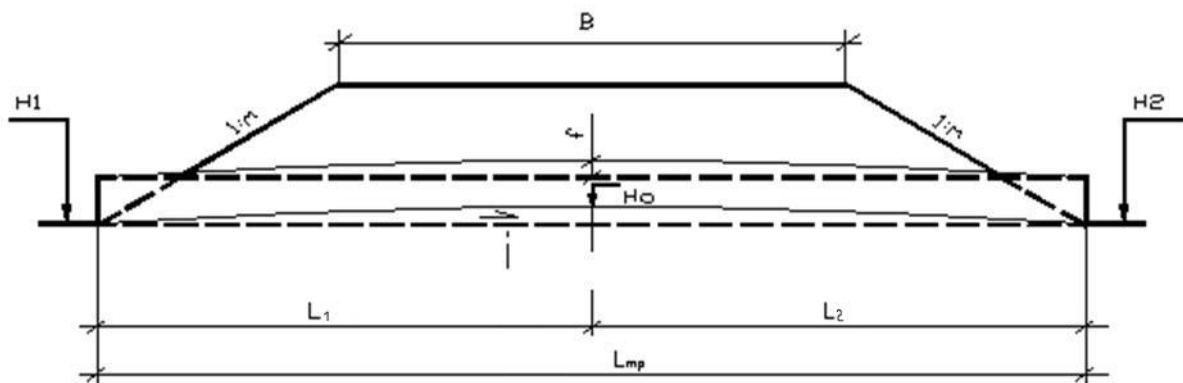


Рисунок 1.6. Схема к определению отметок лотка трубы

Отметка лотка трубы по оси дороги (рис. 2.2) определяется по формуле:

$$H_o = H_{\text{ч}} + f, \quad (1.6.1.)$$

где $H_{\text{ч}}$ — отметка черного профиля дороги на пересечении водотока;

f — строительный подъем середины трубы, учитывающий большую осадку середины трубы под действием нагрузки от насыпи.

Строительный подъем при основании из песков крупных, средних и мелких принимается по дуге круга $f = 1/80 h_{\text{н}}$ ($h_{\text{н}}$ — высота насыпи), для глинистых грунтов $f = 1/40 h_{\text{н}}$.

Отметки лотка трубы на входе H_1 (рис. 1.6.) и на выходе H_2 определяются по формулам:

$$H_1 = H_o - f + (i L_1) \quad H_2 = H_o - f - (i L_2), \quad (1.6.2.)$$

где i – продольный уклон лотка трубы в долях единицы (его можно принять равным уклону водотока у сооружения J_c);

L_1, L_2 – фактическая длина трубы с верховой и низовой стороны (рис. 1.6.);

После расчета отметок лотка трубы следует проверить отсутствие застоя воды у входа до осадки середины трубы ($H_1 \geq H_0$).

Если $H_1 < H_0$, то необходимо увеличить продольный уклон трубы i .

1.7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УКРЕПЛЕНИЯ РУСЛА И ОТКОСОВ У ВОДОПРОПУСКНЫХ ТРУБ

По типовому проекту ТПБ 3.503.1 – 8.04 «Укрепление водопропускных сооружений на автомобильных дорогах» (Минск 2004) рекомендуется укрепление русел у труб монолитным бетоном В25, сборными плитами ПК 100.12.е, каменной наброской. Укрепление откосов может выполняться монолитным бетоном, плитами ПК 50.8.е или ПК 100.12.е, нетканым геотекстильным полотном с семенами трав (НГ СТ). По СТБ 1071-2007 для укрепления могут применяться плиты К40.7.е-М.

Монолитный бетон В25 толщиной 12см на выходе укладывают на слое щебня толщиной 10см. Для предотвращения образования температурных трещин укрепление из монолитного бетона делят на отдельные карты (плиты) с помощью укладки до бетонирования на поверхность щебеночного основания антисептированных досок. Длина стороны карты не более 3м.

Толщина слоя из монолитного бетона при укреплении русла на выходе равна 12см, при укреплении русла на входе и откосов – 8см.

Сборные плиты ПК100.12.е имеют размер сторон 100см, толщину 12см и требования по морозостойкости и водонасыщению: F200, W6). Плиты ПК100.12.е укладывают на слой строительного раствора толщиной 2см и щебеночное основание толщиной 10см.

Сборные плиты ПК50.8.е имеют форму квадрата со срезанными углами и арматурными выпусками, расположенными в углах плит. Плиты укладывают по слою строительного раствора толщиной 2см, ниже которого находятся щебеночное основание толщиной 10см. На поверхности щебеночного основания разбивают прямоугольные карты с размером сторон 1 – 3м путем укладки антисептированных досок высотой 12см.

Сборные плиты К40.7 толщиной 7 см имеют форму квадрата со стороной 40 см, укладываются по слою строительного раствора толщиной 2 см по слою щебня толщиной 10 см.

Нетканое геотекстильное полотно с семенами трав (НГ СТ) применяют для укрепления откосов насыпей у водопропускных труб, когда трубы расположены на суходолах и работают в безнапорном режиме, а русло укрепляется плитами ПК100.12.е. НСМ с СТ укладывают полосами сверху вниз

с нахлестом 10 – 15см по слою растительного грунта 10см. По линии нахлеста выполняют крепление анкерными скобами и деревянными кольями по контуру укрепления (рис. 2.6.9, 2.6.15). НГ СТ укладывают в канавку глубиной 20 – 30см, закрепляют кольешками и заполняют грунтом. Сверху НГ СТ засыпается растительным грунтом толщиной 3см. В русле НГ СТ заводят под плиты ПК100.12.е.

Каменная наброска может применяться на постоянно действующих водотоках, где укрепление бетоном или плитами сложно выполнить. Размер самой крупной фракции не должен быть более 40см, а фракции менее 5мм не должны превышать 20%. Толщина наброски камня определяется глубиной размыва. По типовому проекту [6] она назначена равной 1,0м.

Для каждого типа укрепления нормируются допускаемые (неразмывающие) скорости течения воды в зависимости от глубины потока (табл. 1.7.0).

Таблица 1.7.0

Тип укрепления	Допускаемые скорости (м/с) при глубине потока (м)		
	0,4	1,0	2,0
Каменная наброска слоем 30см из несортированного камня толщиной 10-15см	2,5	3,0	3,5
Каменная наброска слоем 30см из несортированного камня толщиной 15-20см	3,0	3,5	4,0
Каменная наброска слоем 30см из несортированного камня толщиной 20-25см	3,5	4,0	4,5
Сборные плиты К40.7 из бетона В20 толщиной 7см на слое щебня h = 10см	3,0	3,5	4,0
Монолитный бетон класса В25 толщиной 10см на слое щебня h=10см	6,5	8,0	8,0
Сборные плиты ПК100.12.е на цементном растворе h=2см и слое щебня h=10см	6,5	8,0	8,0

Глубина потока воды на выходе из трубы (в зоне растекания) определяется по формуле:

$$h_{вых} = K d (ΠQ)^n, \quad (1.7.1)$$

где K и n – эмпирические коэффициенты, (K=0,75; n= 0,5);

d – отверстие одноочковой трубы;
 $П_Q$ – безразмерный параметр расхода.

$$П_Q = Q_c / (3,13 d^{2.5}), \quad (1.7.2)$$

Q_c – сбросной расход на одно очко.

Для этой глубины потока по табл.2.4.1 определяется допускаемая скорость движения воды для каждого типа укрепления.

Тип укрепления русла на выходе назначается по скорости движения воды на выходе из трубы, увеличенной в 1,2 раза. Необходимо выполнение условия:

$$1,2V_{\text{вых}} \leq V_{\text{нер}},$$

где $V_{\text{вых}}$ – скорость движения воды на выходе, принимается по таблицам пропускной способности труб для сбросного расхода на одно очко.

Определение размеров укрепления русла на выходе

Укрепление русла на выходе заканчивается предохранительным откосом 3 (рис.1.7.1.).

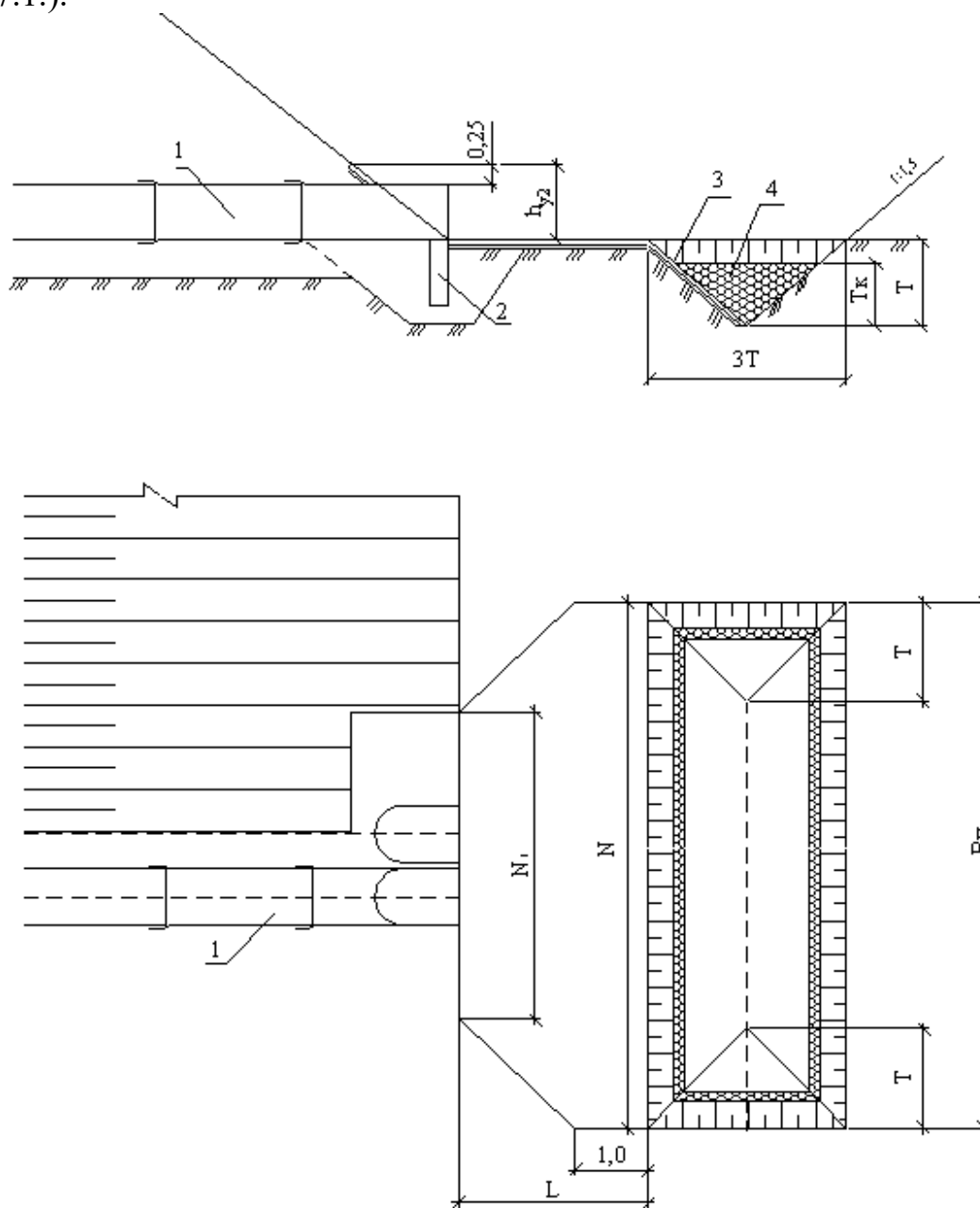


Рисунок 1.7.1. Схема укрепления русла и откосов: 1 – звено трубы; 2 – противофильтрационный экран; 3 – предохранительный откос; 4 – наброска камня

Для уменьшения длины укрепления русла принято, что в паводок скорость движения воды после конца укрепления больше размывающей для грунта. Поэтому после конца укрепления образуется воронка размыва, выполняющая

роль водобойного колодца как гасителя энергии водного потока. Ее называют ковшом размыва. **Ковш размыва** включает предохранительный откос и наброску камня (рис. 1.7.1.).

Предохранительный откос предназначен для предотвращения развития размыва по направлению к трубе. Наброска камня уменьшает глубину размыва.

Ширина укрепления у предохранительного откоса N , ширина предохранительного откоса $B_{п}$, глубина предохранительного откоса T и толщина каменной наброски T_k обосновываются расчетом.

Ширина укрепления у предохранительного откоса:

$$N = B_{раст} + 3, \quad (1.7.1.)$$

где $B_{раст}$ – ширина растекания потока.

Ширина растекания потока определяется по формуле:

$$B_{раст} = d \cdot \left(\frac{L}{D_э} + 1 \right)^n + b_i - d, \quad (1.7.2.)$$

где d – отверстие одноочковой трубы;

L – длина укрепления от конца оголовка (табл.1.7.2.);

b_i – ширина потока на выходе (табл.1.7.1.);

$D_э$ – эквивалентный диаметр, равный для круглых труб $D_э = d \sqrt{n_o}$;

n_o – количество очков труб;

n – показатель степени, определяемый по формуле:

$$n = 0,78 + 0,36 \cdot \lg \left(\frac{Q_k}{Q_c} \right), \quad (1.7.3.)$$

где Q_c – сбросной расход (по заданию);

Q_k – эталонный расход:

$$Q_k = 1,6 \cdot D_э^{5/2}, \quad (1.7.4.)$$

Таблица 1.7.1.

Отверстие, м	1,0	2x1,0	3x1,0	1,2	2x1,2	3x1,2
Ширина потока на выходе $b_{п}$, м	1,00	2,45	3,92	1,20	2,90	4,62
Отверстие, м	1,4	2x1,4	3x1,4	1,6	2x1,6	3x1,6
Ширина потока на	1,40	3,32	5,22	1,60	3,75	5,36

выходе $b_{п}$, м						
--------------------	--	--	--	--	--	--

Длина укрепления L назначается в зависимости от отверстия трубы с учетом типа укрепления. Русло на выходе трубы по типовому проекту [6] рекомендуется укреплять монолитным бетоном или плитами ПК100.12.е. В этом случае длину укрепления L можно принять по таблице 1.7.2.

Таблица 1.7.2.

Отверстие, м	1,0	2x1,0	3x1,0	1,2	2x1,2	3x1,2
Длина укрепления L , м	$\frac{2,0}{2,0}$	$\frac{2,8}{3,0}$	$\frac{3,4}{3,0}$	$\frac{2,0}{2,0}$	$\frac{2,8}{3,0}$	$\frac{3,4}{3,0}$
Отверстие, м	1,4	2x1,4	3x1,4	1,6	2x1,6	3x1,6
Длина укрепления L , м	$\frac{3,0}{3,0}$	$\frac{4,2}{4,0}$	$\frac{5,1}{5,0}$	$\frac{3,5}{4,0}$	$\frac{4,7}{5,0}$	$\frac{5,6}{6,0}$
Примечание: в числителе значения указаны для укрепления монолитным бетоном, в знаменателе для укрепления плитами ПК100.12.е						

Ширина предохранительного откоса (рис. 1.7.1.) обосновывается следующим образом. Вначале определяется предельная глубина в конце укрепления при неограниченном времени прохождения паводка и отсутствии каменной наброски.

$$T_{np} = 0,9 \cdot \delta_m \cdot D_3 \cdot \left(\frac{Q_c}{Q_k} \right)^{0,6} \cdot \left(\frac{D_3^3}{M} \right)^{0,2}, \quad (1.7.5.)$$

где δ_m – масштабный коэффициент (табл.1.7.3.);

$Q_c, Q_k, L, D_3, d, b_{п}$ – см. обозначение в формуле 1.7.4.);

$$\dot{i} = \left(\frac{L}{\dot{A}_y} + 1 \right) \cdot d \cdot b_i \cdot d_{\dot{a}d}, \quad (1.7.6.)$$

$d_{гр}$ – расчетный диаметр частиц грунта лога, м (по заданию).

Таблица 1.7.3.

Эквивалентный диаметр трубы D_3 , м	1,0	1,2	1,4	1,6	2,0
Масштабный коэффициент δ_m	0,85	0,83	0,82	0,81	0,80

Далее вычисляется расчетная глубина размыва в конце укрепления при ограниченном времени прохождения паводка и отсутствии каменной наброски:

$$T_p = K_c \cdot T_{np}, \quad (1.7.7.)$$

где K_c – коэффициент снижения глубины размыва за счет ограниченного времени прохождения паводка (табл.1.7.4.).

Таблица 1.7.4.

Вид грунта	Значение коэффициента K_c при количестве очков		
	1	2	3
Песчаный и супесчаный	0,6	0,56	0,51
Гравий, суглинки, глины	0,75	0,70	0,64

Ширина предохранительного откоса вычисляется по формуле:

$$B_n = \frac{3 \cdot T_p}{K_1}, \quad (1.7.8.)$$

где K_1 – коэффициент, определяемый по таблице 1.7.5.

Полученное по формуле (1.7.8.) значение B_n сопоставляется с шириной укрепления у предохранительного откоса N формуле (1.7.2.). Если $B_n < N$, то принимается $B_n = N$, если $B_n > N$, то оставляют полученную B_n и принимают $N = B_n$.

В случае укрепления русла плитами ПК100.12.е следует принять ширину конца укрепления кратной ширине стороны плиты.

Таблица 1.7.5.

T_p/D_0	Значение K_1 , при отношении L/D_0			
	1	2	3	4
0	0	0	0	0
0,2	0,25	0,17	0,12	0,10
0,4	0,43	0,35	0,25	0,19
0,6	0,58	0,47	0,35	0,26
0,8	0,68	0,56	0,45	0,32
1,0	0,75	0,63	0,50	0,40
1,2	0,80	0,69	0,57	0,44
1,4	0,83	0,73	0,61	0,48
1,6	0,85	0,76	0,65	0,52
1,8	0,88	0,80	0,68	0,56
2,0	0,90	0,82	0,71	0,58
2,4	0,91	0,85	0,75	0,63
2,8	0,93	0,86	0,78	0,66
3,2	0,95	0,87	0,80	0,68

Глубина предохранительного откоса может быть принята равной полученной по формуле (1.7.7.) при отсутствии каменной наброски, т.е. $T=T_p$. Если эта глубина большая ($T_p > 1,5$ м), то для ее уменьшения следует предусматривать каменную наброску в ковш размыва. В этом случае предусматривается наброска камня и глубина предохранительного откоса T определяется исходя из расчетной глубины размыва в конце укрепления при ограниченном времени прохождения паводка и наличии каменной наброски по формуле:

$$T_{p(H)} = T_{np} \cdot \left(\frac{d_{ep}}{d_n} \right)^{1/3} + 0,13 \cdot \left(\frac{d_n}{W_K} \right) \cdot T_p^2, \quad (1.7.9.)$$

где T_{np} – глубина размыва по формуле (1.7.5.);

$d_{гр}$ – диаметр частиц грунта, м (по заданию);

d_n – диаметр камня наброски (0,10-0,30), м;

T_p – глубина размыва по формуле (1.7.7.);

W_K – удельный (на 1 п.м. ширины предохранительного откоса) объем каменной наброски, определяется по формуле (1.7.10.).

$$W_K = 1,5 \cdot h_{кам}^2, \quad (1.7.10.)$$

где $h_{кам}$ – высота каменной наброски, которой задаются в пределах 0,30-0,80м.

При укреплении русла на выходе монолитным бетоном глубину заложения предохранительного откоса принимают равной расчетной глубине размыва, полученной по формуле (1.7.9.). В случае укрепления откоса плитами ПК100.12.е эту глубину следует согласовать с размерами плит, укладываемых на откос с заложением 1:1,5. При заложении предохранительного откоса 1:1,5 при длине плиты 1,0м высота откоса 0,56м. Следует учесть конструкцию сопряжения плит русла и откосов (рис. 2.5.14).

Ширину N_1 укрепления русла на выходе у подошвы насыпи (рис. 1.7.1.) назначают по таблице 1.7.6.

Таблица 1.7.6.

Отверстие	1,0	2x1,0	3x1,0	1,2	2x1,2	3x1,2
Ширина N_1 , м	<u>3,4</u> 4,0	<u>4,7</u> 5,0	<u>6,2</u> 7,0	<u>3,5</u> 5,0	<u>5,2</u> 6,0	<u>6,9</u> 8,0
Отверстие	1,4	2x1,4	3x1,4	1,6	2x1,6	3x1,6
Ширина N_1 , м	<u>3,7</u> 5,0	<u>5,6</u> 7,0	<u>7,6</u> 8,0	<u>4,0</u> 5,0	<u>6,1</u> 7,0	<u>8,3</u> 9,0

Примечание: в числителе приведены значения для укрепления монолитным бетоном, в знаменателе – плитами ПК100.12.е

Укрепление русла на входе

Укрепление русла на входе, как правило, выполняется из одинаковых материалов как и на выходе. Размеры этого укрепления назначаются без расчета с учетом накопленного практикой дорожного строительства опыта. Укрепление на входе принимается в виде прямоугольника.

Длина укрепления принимается по таблице 1.7.7.

Таблица 1.7.7.

Отверстие трубы, м	Длина укрепления русла на входе		
	бетоном	плитами ПК50.8.е	плитами ПК100.12.е
1,0	2,5	2,5	3,0
1,2	3,0	3,0	3,0
1,4	3,5	3,5	3,0
1,6	4,0	4,0	4,0

Ширина укрепления русла на входе принимается по таблице 1.7.8.

Таблица 1.7.8.

Отверстие трубы, м	Ширина укрепления русла на входе		
	бетоном	плитами ПК50.8.е	плитами ПК100.12.е
1*1,0	4,5	4,5	5,0
2*1,0	6,0	6,0	7,0
3*1,0	7,5	7,5	9,0
1*1,2	5,0	5,0	6,0
2*1,2	7,0	7,0	8,0
3*1,2	9,0	9,0	9,0
1*1,4	5,5	5,5	6,0
2*1,4	7,5	7,5	8,0
3*1,4	9,5	9,5	10,0
1*1,6	6,0	6,0	7,0
2*1,6	8,0	8,0	8,0
3*1,6	10,0	10,0	11,0

Укрепление откосов насыпей у трубы

Откосы могут укрепляться:

- нетканым геотекстильным полотном с семенами трав (НГ СТ), укладываемым на слой плодородного грунта толщиной 10 см и засыпаемого сверху слоем этого грунта толщиной 3 см;
- сборными плитами ПК100.12е, ПК50.8.е или К40.7.е на цементном растворе $h=2$ см и слое щебня $h=10$ см;
- монолитным бетоном В20 толщиной 8 см на слое щебня $h=10$ см.

Укрепление НГ СТ применяется на суходолах в случае, когда русло укреплено сборными плитами.

Высота укрепления откоса на входе h_{y11} и на выходе h_{y21} определяется расчетом (см. § 1.5.)

Длина укрепления откоса l_o равна:

$$l_o = h_y \cdot (1 + m_i^2)^{1/2}, \quad (1.7.11.)$$

где m_o – заложение откоса насыпи в зоне укрепления ($m_o=1,5$);).

Ширина низа и верха укрепления откосов принимается равной ширине укрепления русла у подошвы насыпи.

1.8. ОБОСНОВАНИЕ РАЗМЕРОВ ЭЛЕМЕНТОВ ФУНДАМЕНТА ТРУБ

Звенья круглых труб укладываются на подушку из ПГС или щебня толщиной 0,3 м (бесфундаментные трубы) или на монолитный бетон (фундаментные трубы) на слое щебня толщиной 10 см.. В случае, если ниже подошвы насыпи расположены увлажнённые пылеватые грунты, то выполняют замену этого грунта на непылеватые.

Бесфундаментные трубы

Поперечные разрезы бесфундаментных труб вне стыка звеньев (2-2) и по стыку (3-3) приведены на рисунках 1.8.1. и 1.8.2

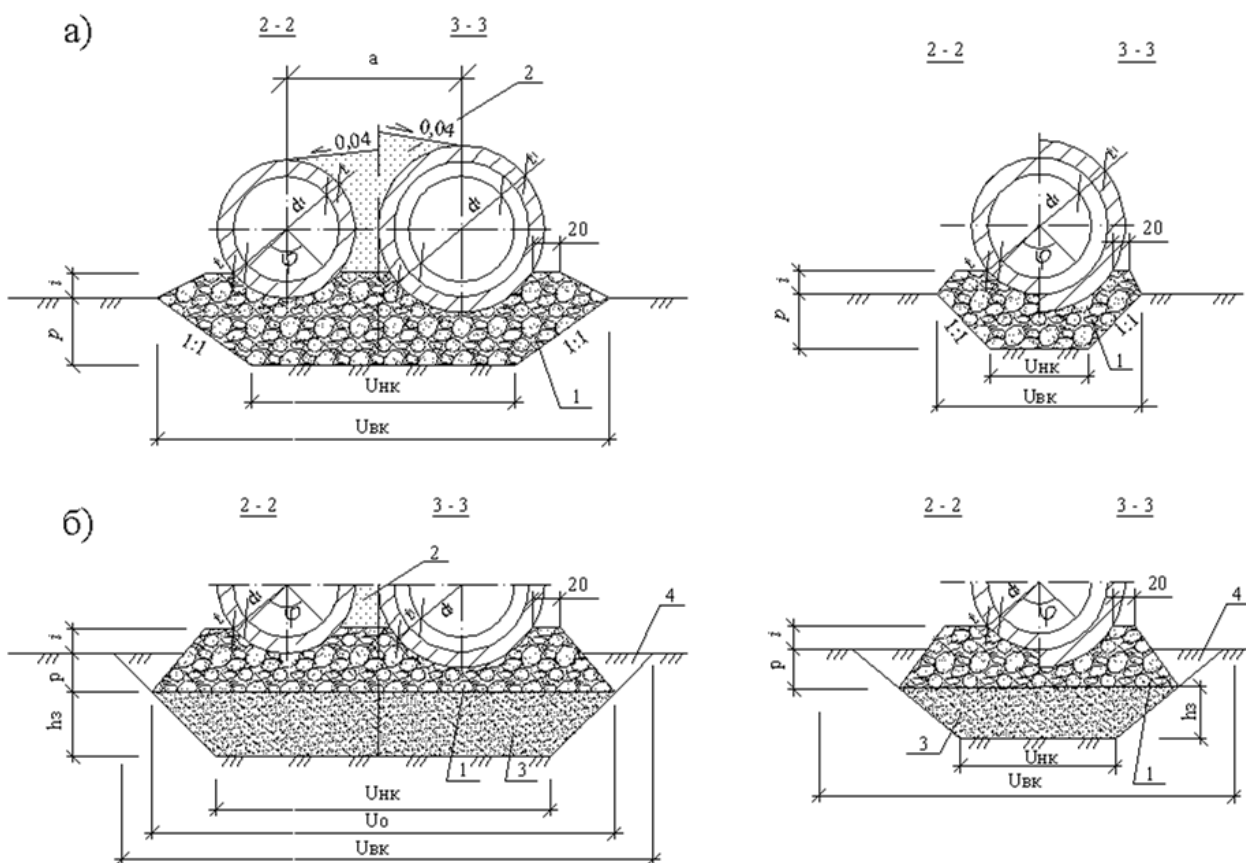


Рисунок 1.8.1. Поперечные разрезы труб на подушке из ПГС (щебня): без замены грунта основания (а) и с заменой (б): 1- ПГС (щебень); 2- засыпка пазух ПГС; 3- замена грунта основания; 4- обратная засыпка котлована.

Звенья трубы укладывают на спланированную уплотнённую поверхность подушки из ПГС (щебня) с отметками, ниже отметок лотка трубы на толщину t стенки звена. Сбоку под звенья подбивают ПГС щебнем на высоту i .

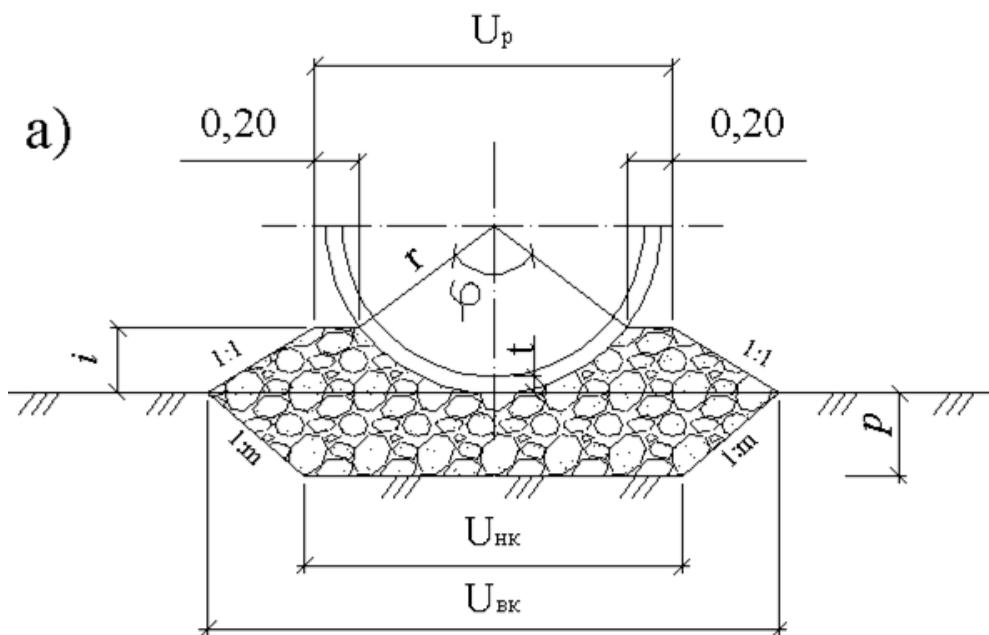


Рис 1.8.2. Схема к обоснованию размеров поперечного сечения бесфундаментной трубы.

Высота подсыпки у трубы:

$$i = r - r \cdot \cos(\varphi/2), \quad (1.8.1.)$$

где r – радиус наружной поверхности звена трубы ($r = d/2 + t$), м;

φ – угол обхвата звена (по заданию); ($\varphi = 120^\circ$)

t – толщина стенки звена трубы, см (табл.1.5.1.);

d – диаметр звена, м.

Ширина подсыпки (рис.1.8.1. (а)):

$$U_\delta = 2r \cdot \sin(\varphi/2) + a \cdot (n - 1) + 0,4, \quad (1.8.2.)$$

где n – число очков трубы;

a – расстояние между осями звеньев многоочковой трубы (таблица 1.8.).

Таблица 1.8.

d, м	1,0	1,2	1,4	1,6
a, м	1,47	1,72	1,92	2,16

Если замена грунта основания не предусматривается (рис. 1.8.1., рис. 1.8.2.), то

Ширина верха и низа котлована вычисляются по формулам

$$U_{\hat{a}\hat{e}} = U_{\delta} + 2 \cdot i, \quad (1.8.3.)$$

$$U_{\hat{i}\hat{e}} = U_{\hat{a}\hat{e}} - 2 \cdot m \cdot p, \quad (1.8.4.)$$

где m – заложение откоса котлована ($m = 0,75, m = 1,0$);

p – толщина основания из ПГС (щебня).

При замене грунта основания (рис. 1.8.1., б) ширина низа основания из ПГС.

$$U_o = U_p + 2 \cdot (p_i + i), \quad (1.8.5.)$$

где p_i – толщина основания из ПГС (щебня) (по заданию).

Ширина верха котлована:

$$U_{\hat{a}\hat{e}} = U_o + 2 \cdot p_i \cdot m, \quad (1.8.6.)$$

Ширина низа котлована:

$$U_{\hat{i}\hat{e}} = U_i - 2 \cdot m \cdot h_{\zeta\hat{a}\hat{i}}, \quad (1.8.7.)$$

где m – заложение откоса котлована ($m=0,75; m= 1,0$);

$h_{\zeta\hat{a}\hat{i}}$ – толщина слоя заменяемого грунта..

Фундаментные трубы

Поперечное сечение фундаментной трубы приведено на рисунке 1.8.3.

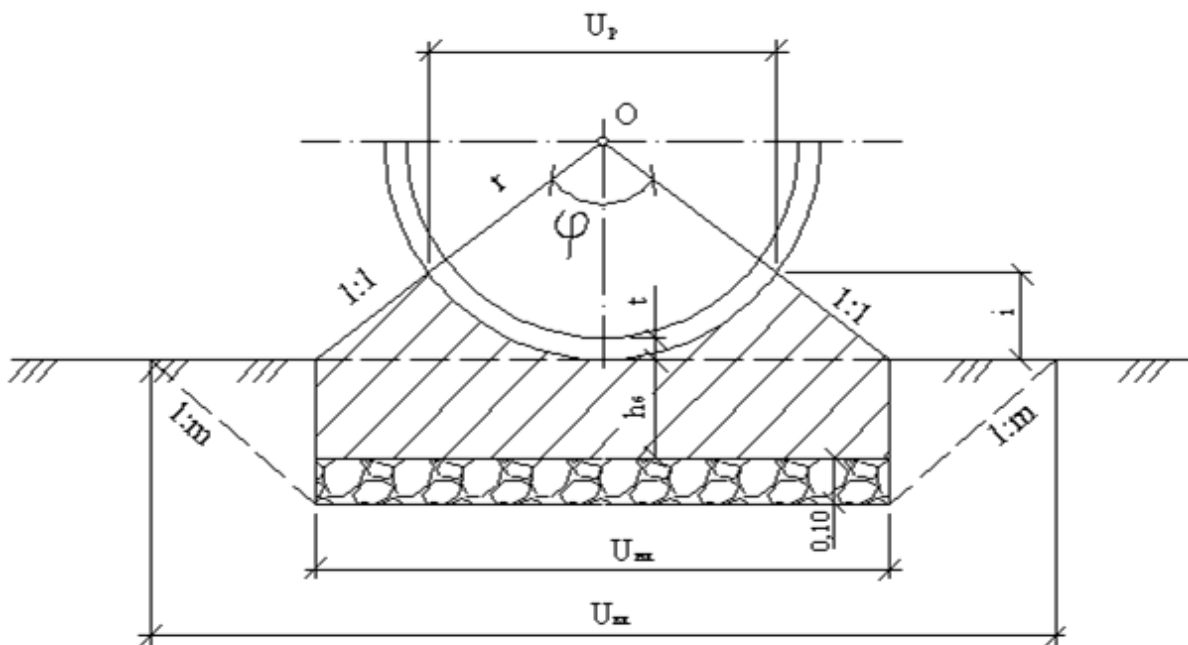


Рис. 1.8.3. Поперечное сечение фундаментной трубы

Высота подбивки 2 бетоном определяется по формуле (1.8.1.), принимая $\varphi = 90^\circ$, ширина подбивки U_p вычисляется по формуле (1.8.2.), в которой отбрасывается последнее слагаемое

Ширина бетонного фундамента равна ширине низа котлована

$$U_{нк} = U_p + 2i \quad (1.8.8.)$$

Ширина верха котлована без замены грунта основания (рис. 1.8.5.) вычисляется по формуле (1.8.9.)

$$U_{вк} = U_{нк} + 2m(0,1 + h_б) \quad (1.8.9.)$$

с заменой – по формуле (1.8.10)

$$U_{вк} = U_{нк} + 2m(0,1 + h_б + h_{зам}) \quad (1.8.10)$$

где: $h_б$ – толщина бетонного фундамента;
 $h_{зам}$ – толщина заменяемого слоя основания.

1.9. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МАЛОГО МОСТА

Проектирование малого моста включает определение глубины потока перед мостом с учётом подпора, отверстия моста, высоты насыпи у моста, его длины.

Гидравлический расчёт малого моста

С гидравлической точки зрения малый мост работает по схеме водослива с широким порогом. При этом истечение может быть свободным или несвободным.

Малые мосты могут рассчитываться как без учета аккумуляции воды перед сооружением, так и с учетом. Обычно рассматривают два варианта малого моста: без укрепления и с укреплением русла под мостом. Тип укрепления должен назначаться с учетом наличия местных материалов и экономической целесообразности.

Тип истечения находят, устанавливая соотношение между бытовой h_b и критической $h_{кр}$ глубиной. При $1,3h_{кр} > h_b$ истечение свободное и под мостом устанавливается критическая глубина $h_{кр}$. При $1,3 h_{кр} < h_b$ истечение несвободное с установлением под мостом бытовой глубины h_b .

Критическая глубина для практических целей может быть определена приближенно по формуле

$$h_{кр} = 0,1 V_m^2, \quad (1.9.1.)$$

где V_m – принятая расчетная скорость движения воды под мостом.

Расчетная скорость V_m для моста без укрепления русла назначается большая из неразмывающей скорости для грунтов V_n , слагающих русло под мостом (таблица 1.7.1) и средней скорости потока в бытовых условиях V_b . Средняя скорость потока в бытовых условиях V_b вычисляется по (2.6), принимая вместо h_i величину h_b , определенную по графику $h=f(Q)$. При использовании таблицы 1.7.1 средняя глубина потока принимается $0,5h_b$ при несвободном истечении и $0,5h_{кр}$ при свободном.

Таблица 1.9.1.

Наименование грунта	Средняя скорость, м/с, при средней глубине потока, м				Размер частиц, мм
	0,4	1	2	3	
Песок мелкий, супесь легкая	0,20-0,35	0,30-0,45	0,40-0,55	0,45-0,60	0,05-0,25

Песок мелкий с глиной, песок средней крупности	0,35-0,50	0,45-0,60	0,55-0,70	0,60-0,75	0,25-1,00
Песок крупный	0,50-0,65	0,60-0,75	0,70-0,80	0,75-0,90	1,00-2,50
Супеси, суглинки, глины	0,70-1,00	0,85-1,20	0,95-1,40	1,10-1,50	0,005-0,05

Глубина потока перед мостом с учетом подпора определяется по выражениям:

при **свободном** истечении

$$H = h_{кр}(1 + 1/2\varphi^2) - 1,1V_6^2/2g; \quad (1.9.2)$$

при **несвободном** истечении

$$H = h_6 + V_m^2/(2\varphi^2g) - 1,1V_6^2/2g; \quad (1.9.3)$$

где φ – коэффициент скорости, учитывающий потери энергии потока при входе в сооружение; для мостов с обсыпными конусами $\varphi=0,85$.

V_m - скорость течения воды под мостом;

V_6 - бытовая скорость;

g – ускорение свободного падения.

Отверстие малого моста – расстояние в свету (за вычетом промежуточных опор) между конусами подходов по урезу воды при расчетном уровне и свободном истечении (рис.1.9.1) или по средней линии живого сечения при затопленном истечении (рис.1.9.2).

Отверстие моста определяется по выражениям:

при **свободном** истечении

$$B = 9,81 Q_c / (\varepsilon V_m^3); \quad (1.9.4)$$

при **несвободном** истечении

$$B' = Q_c / (\varepsilon V_m h_6), \quad (1.9.5)$$

где Q – расчетный сбросной расход, m^3/c ;

ε – коэффициент сжатия потока, зависит от типа береговых опор ($\varepsilon=0,9$ – для обсыпных с конусами, $\varepsilon=0,85$ – для опор с откосными крыльями).

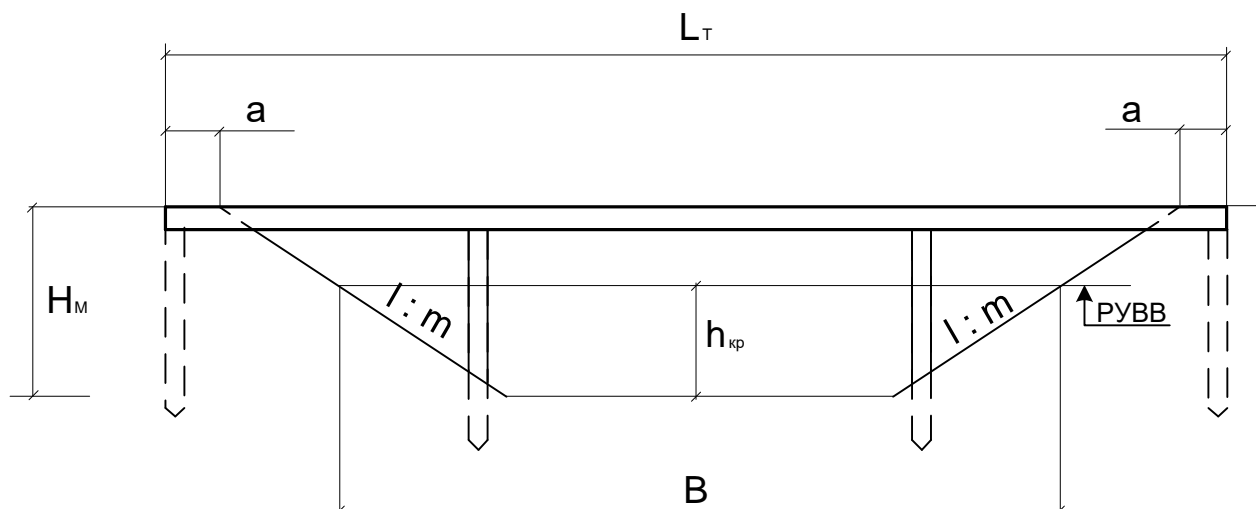


Рисунок 1.9.1 – Схема к определению отверстия и длины моста при свободном истечении

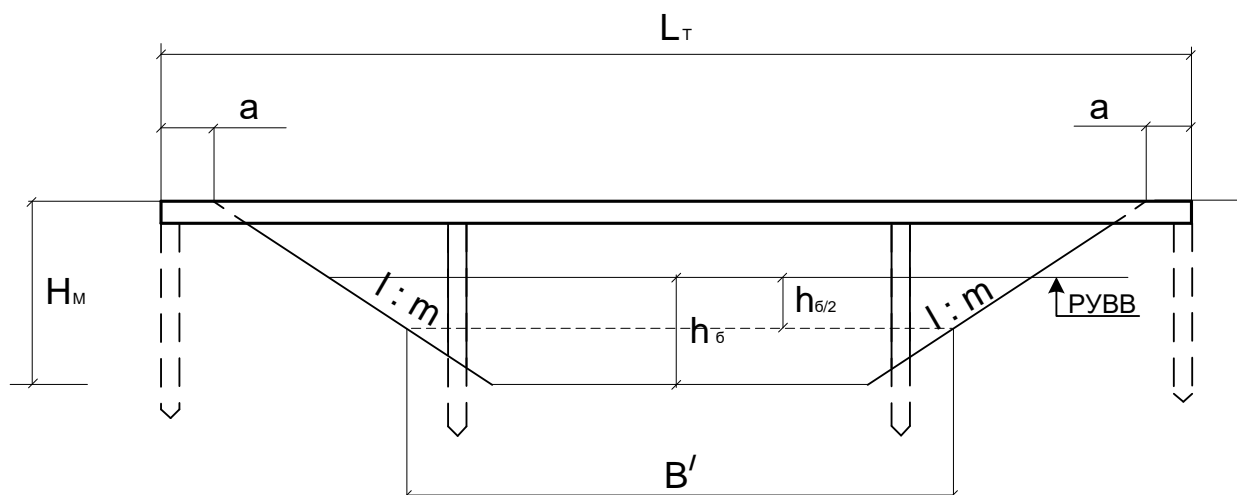


Рисунок 1.9.2 – Схема к определению отверстия моста и длины моста при несвободном истечении

Определение высоты и длины моста

Высота моста относительно русла водотока (рис. 1.9.1, 1.9.2)

$$H_M = H + Z + C, \quad (1.9.6)$$

где H – глубина воды перед мостом с учетом подпора, определяется по формулам (1.9.2) или (1.9.3) в зависимости от типа истечения (свободное или несвободное);

Z – зазор между низом пролетного строения и уровнем воды, для условий республики Беларусь принимается равным 1,0 м;

C – строительная высота пролетного строения с учетом устройства покрытия на ездовой части моста, зависит от конструкции полетного строения.

Теоретическая длина моста определяется по формулам:

при свободном истечении:

$$L_T = V + 2m(H_{бр} - h_{кр}) + 2\alpha; \quad (1.9.7)$$

при несвободном истечении:

$$L_T = V' + 2m(H_{бр} - h_б/2) + 2\alpha; \quad (1.9.8)$$

где m – коэффициент заложения откосов конусов; можно принять равным 1,5;
 α – величина заделки пролетного строения в насыпь подхода ($\alpha = 0,75$ м).

Малые мосты как правило имеют пролетные строения из плит длиной 6,0 или 9,0 м, для которых строительная высота пролетного строения равна соответственно 0,61 и 0,76 м.

После вычисления теоретической длины моста составляется схема моста с использованием типовых пролетов и вычисляется длина малого моста:

$$L = l_б * n + e_{ш}(n-1), \text{ м}, \quad (1.9.9)$$

где $l_б$ – длина плиты пролетного строения, состоящего из n пролетов;

$e_{ш}$ – ширина деформационного шва, в курсовой работе принимается 0,03-0,05 м.

Полученная по формуле (1.9.7) и (1.9.8) теоретическая длина моста не учитывает толщину t_0 промежуточных опор. Поэтому число пролетов n в формуле (1.9.9) принимается таким, чтобы было выполнено условие:

$$L \geq L_T + (n-1)t_0. \quad (1.9.10)$$

Ширина свайной опоры t_0 равна 0,3-0,35 м.

1.10. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ДОРОЖНЫХ КАНАВ

Различают следующие дорожные канавы (рис. 1.10.1):

- боковые (кюветы);
- нагорные для перехвата воды с верховой стороны;
- водоотводные.

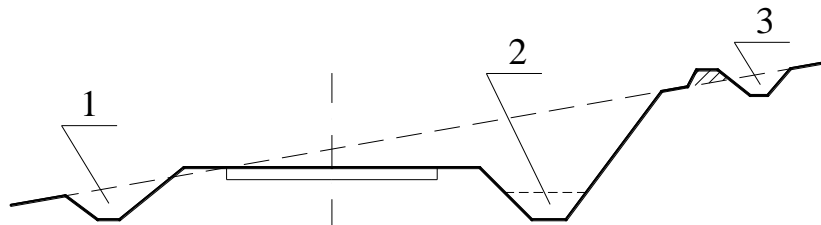


Рисунок 1.10.1 – Дорожные канавы: 1, 2 – боковые (кюветы); 3 - нагорные

Дорожные канавы (кюветы) рассчитывают на расход от ливня.

$$Q_p = 0,56hF, \text{м}^3/\text{с} \quad (1.10.1)$$

где h – слой стока при ливне продолжительностью 30 минут, равный в условиях климата Республики Беларусь 28мм при ВП=4%, 31мм при ВП=3% (IV категории), 34мм при ВП=2% (III категория), 36мм при ВП=1% (I и II категория дороги);

F – площадь водосбора, км².

Проектирование дорожных канав включает проектирование кюветов и водоотводных или нагорных канав.

Поперечные размеры кювета нормируются. Глубина кювета назначается из условия обеспечения выхода грунтовой воды из дренирующего слоя в кювет. Поэтому дно кювета назначается ниже дренирующего слоя на 0,2 м. Глубина кювета больше глубины воды в нём на 0,2м. Заложение откосов со стороны обочин 1:3 или 1:4, с противоположной стороны 1:1,5.

Гидравлический расчёт кювета заключается в определении пропускной способности кювета и сопоставлении его с расчётным расходом. Кроме того, определяется тип укрепления кювета.

Поперечное сечение кювета имеет форму трапеции или треугольника (рис. 1.10.2).

Допускаемая глубина воды в кювете меньше глубины кювета на 0,2 м.

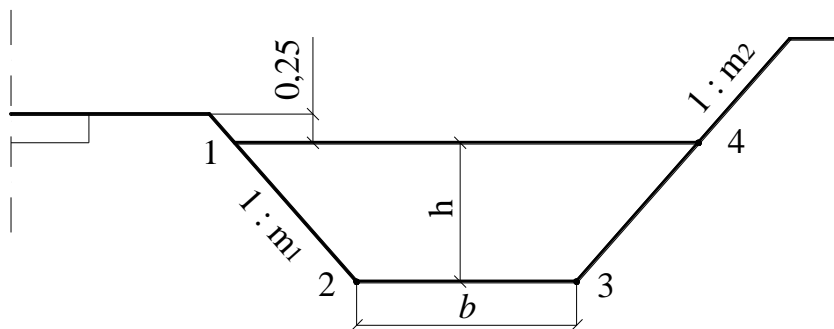


Рисунок 1.10.2 – Поперечное сечение кювета

Пропускная способность кювета определяется по формуле:

$$Q = \omega * V, \quad (1.10.2)$$

где ω – площадь живого сечения при глубине воды h , вычисляется по формуле (1.10.2);

V – скорость движения воды, вычисляется по формуле (1.10.3).

Площадь живого сечения:

$$\omega = b h + 0,5(m_1 + m_2)h^2, \quad (1.10.3)$$

где b – ширина канавы по дну;

h – глубина воды в канаве;

m_1, m_2 – заложение откосов (рис.1.10.2).

Скорость течения воды:

$$V = m R^{2/3} i^{1/2}, \quad (1.10.4)$$

где m – коэффициент гидравлической шероховатости по Шези (таблица 1.10.1);

i – продольный уклон канавы.

R – гидравлический радиус живого сечения, определяется по формуле:

$$R = \omega / \varphi, \quad (1.10.5)$$

где ω – площадь живого сечения;

φ – смоченный периметр, равный длине линий 1-2, 2-3, 3-4 (рис.1.10.2).

$$\varphi = h\sqrt{1+m_1^2} + b + h\sqrt{1+m_2^2}. \quad (1.10.6)$$

Таблица 1.10.1

Тип укрепления	Засев трав, НГ СТ	Мощение камнем, щебневание	Бетонные плиты

Коэффициент m	30-40	40-50	60
---------------	-------	-------	----

При вычислении скорости движения воды по формуле (1.10.3) коэффициент m назначают по таблице в зависимости от принятого типа укрепления. Полученную скорость V сопоставляют с допускаемой $V_{\text{доп}}$ для данного укрепления (табл. 1.10.2). Если скорость течения воды превышает допускаемую, то корректируют тип укрепления.

Таблица 1.10.2.

Тип укрепления	Засев трав	Щебневание	НГ СМ	Бетонные плиты
Допускаемая скорость, м/с	0,9	1,5	2,0	6,0

Водоотведение и нагорные каналы имеют поперечное сечение в виде трапеции с заложением откосов 1:1,5. Нагорные каналы имеют ширину по дну 0,5-0,6 м. Глубина каналов обосновывается расчётом по заданному расходу воды и продольному уклону дна канала.

Гидравлически наиболее выгодное сечение канала определяется по формуле (1.10.6): Место для формулы.

$$\frac{b}{h} = 2 \sqrt{1 + m^2} - 2m = K_r \quad (1.10.7)$$

где b , – ширина дна канала;

h - глубина воды в канаве;

m - заложение откосов канала (при различных заложениях

$m = (m_1 + m_2) / 2$.

Назначают тип укрепления канала, например, засевом трав, допускаемую скорость движения воды по таблице 1.10.2, требуемую площадь живого сечения канала:

$$\omega = Q / V_{\text{доп}}$$

где: Q – расчётный расход, $\text{м}^3 / \text{с}$.

Из рис. 1.10.2. следует, что

$$\omega = bh + mh^2 \quad (1.10.8)$$

Для вычисления глубины h запишем это выражение в виде:

$$\omega = \frac{b}{h} \cdot h^2 + mh^2 = K_r \cdot h^2 + mh^2 \quad (1.10.9)$$

Из формулы (1.10.9) получим глубину воды:

$$h = \sqrt{\omega / (K_r + m)}$$

Ширину дна канавы получим из формулы (1.10.7)

$$b = (\omega - mh^2) / h$$

Найденное значение b округляется до целых дециметров и корректируется глубина воды h по формуле (1.10.6)

$$h = b / K_r$$

Откосы канавы выше уровня воды на 0,2 м.

2. Проектирование мостовых переходов

через большие водотоки

2.1 Общие сведения о переходах через большие водотоки

По типам искусственных сооружений переходы через водные препятствия **подразделяются** на:

- мостовые переходы (искусственные сооружения – мост);
- подводные тоннели (тоннель под проливом Ламанш, по которому осуществляется автомобильное и железнодорожное сообщение между Францией и Англией);
- паромные переправы (переправа через Керченский пролив, соединяющая Крым и Черноморское побережье Кавказа);
- ледовые переправы (северные реки Российской Федерации).

Наибольшее распространения получили мостовые переходы.

Мостовой переход включает следующие элементы:

- мост, перекрывающий русло и часто пойм;
- подходы к мосту (насыпи автомобильной или железной дороги);
- струенаправляющие дамбы (СНД) и траверсы;
- регуляционные и берегозащитные сооружения.

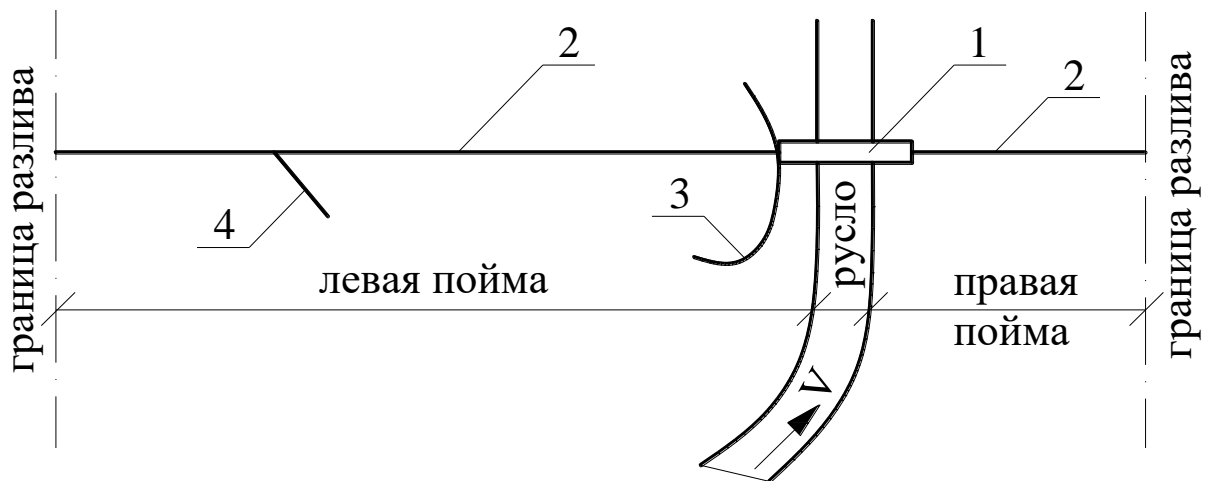


Рисунок 2.1.1 – Схема мостового перехода через равнинную реку: 1 – мост; 2 – подходы; 3 – струенаправляющая дамба; 4 – траверса.

Для обеспечения движения по автомобильной дороге в течение всего года мосты, как правило, устраивают высоководными. Они обеспечивают пропуск под мостом расчетного расхода в паводок. На судоходных реках высота моста назначается исходя из обеспечения судоходного габарита, зависящего от класса реки.

Если этот габарит нельзя обеспечить при пересечении реки в населенном пункте, то устраивают разводные мосты, когда движение по дороге прерывается.

Если в паводок подходы к мосту затапливаются, то такие мостовые переходы называют низководными. Их применяют на дорогах низших категорий, устраивая наплавные мосты (на пантонах).

Ледовые переправы устраивают на северных реках при достижении достаточной толщины льда.

В дальнейшем рассмотрим проектирование высоководных мостовых переходов как основных на автомобильных и железных дорогах.

2.2 Классификация рек

Реки – это большие водотоки, протекающие по относительно узким углублениям земной поверхности, называемым речными долинами.

Размер и формы долины зависят от рельефа. По рельефу реки делятся на **равнинные и горные**.

Поперечное сечение долины равнинной реки представлено на рисунке 2.2.1.

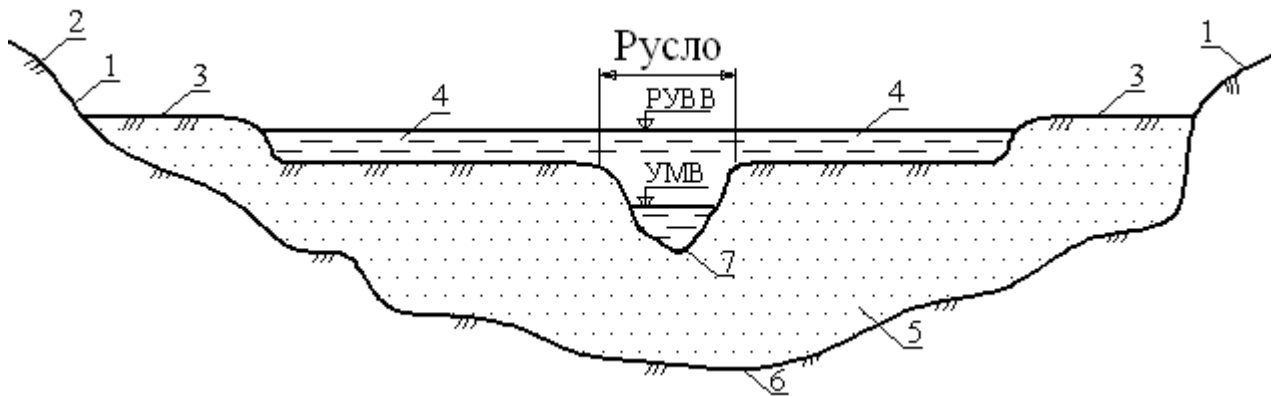


Рисунок 2.2.1 – Поперечный профиль долины равнинной реки: 1 – склоны долины; 2 – почвенно-растительный слой; 3 – террасы; 4 – поймы; 5 – аллювий; 6 – дно долины; 7 – меженное русло реки; УМВ – уровень меженных вод; РУВВ – расчетный уровень высоких вод.

На равнинных реках ширина речной долины, включающей русло реки и поймы, доходит до десяти километров, а глубина наибольшая.

В случае горных рек ширина долины уменьшается, а глубина увеличивается (рис.2.2.2). На отдельных участках они протекают в Теснинах.

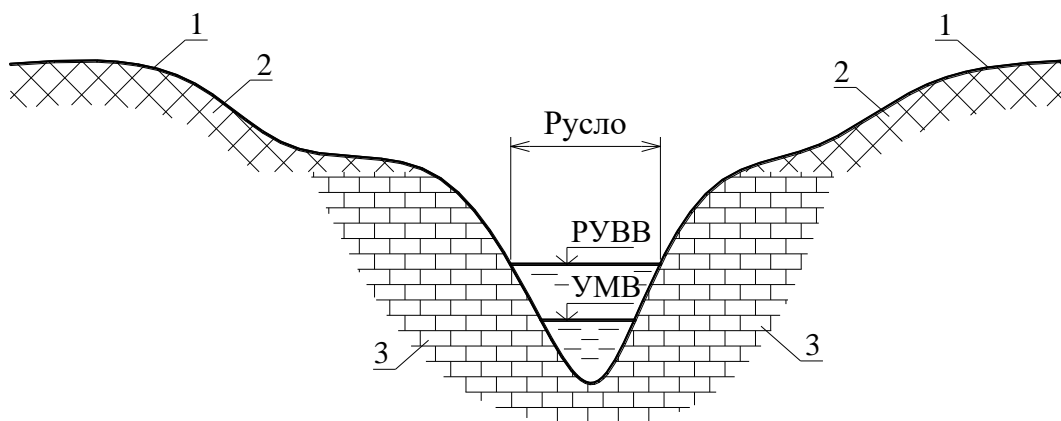


Рисунок 2.2.2 – Поперечный профиль долины горной реки: 1 – склоны долины; 2 – почвенно-растительный слой; 3 – скала.

На равнинных реках вода выходит из берегов русла на поймы только в паводок при РУВВ. В беспаводочный период вода движется в русле при уровне меженных вод УМВ.

В паводок водный поток перемещает **наносы**, которые делятся на **донные** (руслоформирующие) и **взвешенные**.

Донные наносы более крупные, перемещаются в придонных слоях водного потока и образуют подвижное дно русла.

Меньшие частицы (взвеси) уносятся к устью реки, часть их осаждается на поймах. К устью реки поток транспортирует и донные наносы. На участках устья наносы аккумулируются, образуя дельту реки.

Горные реки вследствие большого продольного уклона и большой скорости потока транспортируют крупные наносы. При выходе в предгорья продольные уклоны и скорости течения потока уменьшаются. Крупные наносы остаются неподвижными, дно русла поднимается, поток уходит в сторону, блуждая между скоплениями наносов. Поэтому горные реки при выходе их в предгорья называют **блуждающими**. Поперечный профиль долины блуждающей предгорной реки приведен на рисунке 2.2.3.

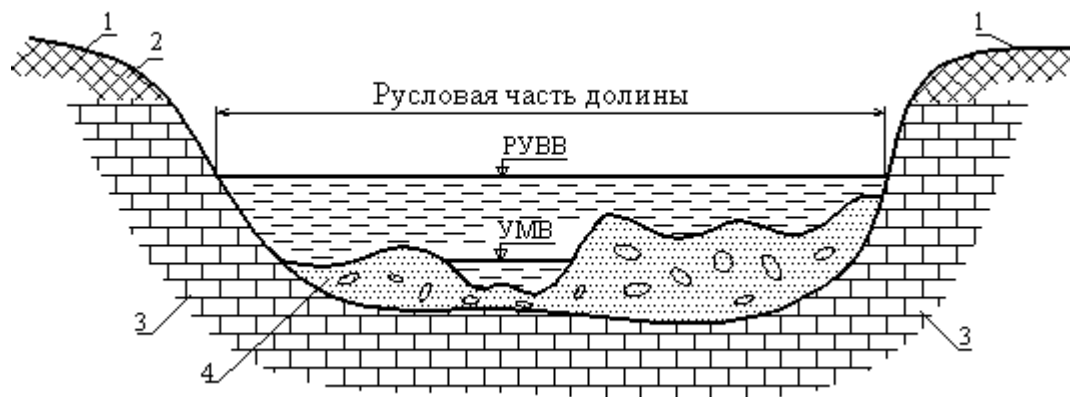


Рисунок 2.2.3 – Поперечный профиль долины предгорной реки: 1 – склоны долины; 2 – почвенно-растительный слой; 3 – скала; 4 – аллювий (гравий, булыжник).

Реки Республики Беларусь протекают в зоне транзита наносов и являются равнинными.

Равнинные реки делятся на:

- меандрирующие (Неман, Припять);
- немеандрирующие (Западная Двина).

Меандрирующие реки протекают в речных долинах с малыми продольными уклонами и перемещают малое количество наносов, так как скорость течения мала. На рисунке 2.1.5 представлен план свободно меандрирующей реки.

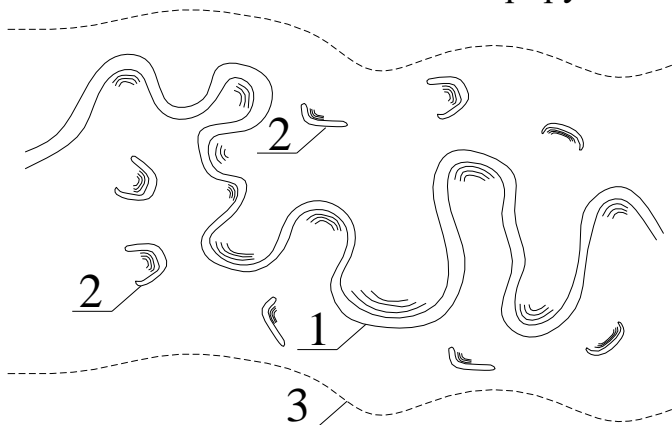


Рисунок 2.2.4 – План свободно меандрирующей реки: 1 – излучины русла; 2 – старицы; 3 – границы поймы.

На свободно меандрирующей реке каждая излучина проходит свой цикл развития. В начальный период излучины имеют форму в плане, близкую к синусоиде. Однако постепенно форма излучины изменяется. Угол разворота увеличивается (рис.2.2.5). Излучины смещаются по направлению стрелок а, b, с, d, e, f.

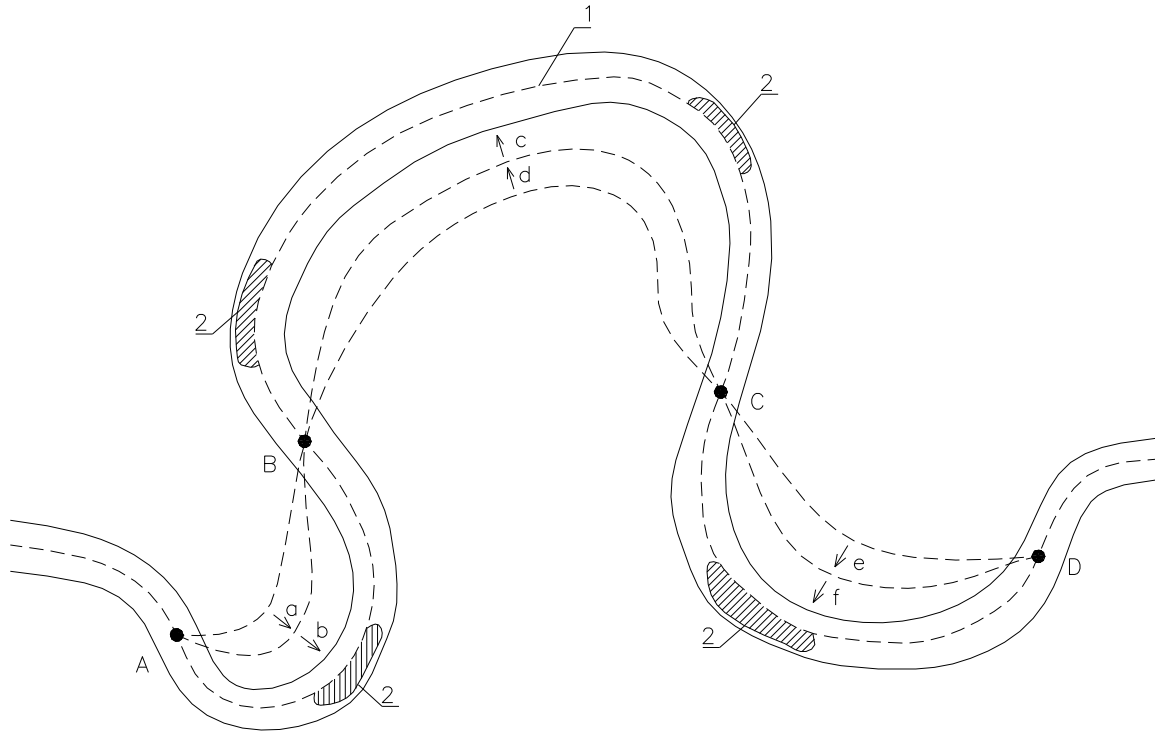


Рисунок 2.2.5 – Схема меандрирования русла: 1 – положение середины русла с течением времени; 2 – глубокие участки плесов; А, В, С, Д – точки перегиба середины русла.

Вследствие разворота русла вокруг точек А, В, С и Д происходит сближение излучин. В паводок перешеек между ними может быть разрушен. Образуется новое русло. Излучина остается на пойме в виде старицы.

Этот процесс возможен при грунтах русла, которые легко размываются (мелкие пески, супеси и др.).

Немеандрирующие реки прямолинейно или слабо извилисты, многоводны в паводок, протекают в устойчивых берегах русла. В русле протекает большая часть паводковых вод.

В русле реки различают участки со значительными скоплениями наносов, которые называют **побочнями**. Напротив побочни располагается плесовая ложина (**плес**). Между ними участок русла с малыми глубинами воды (**перекат**) (рис.2.2.6). С течением времени плесы, перекаты и побочни смещаются вниз по течению.

Вследствие этого максимальная глубина воды в русле может быть в любой вертикали поперечного сечения (рис.2.2.7).

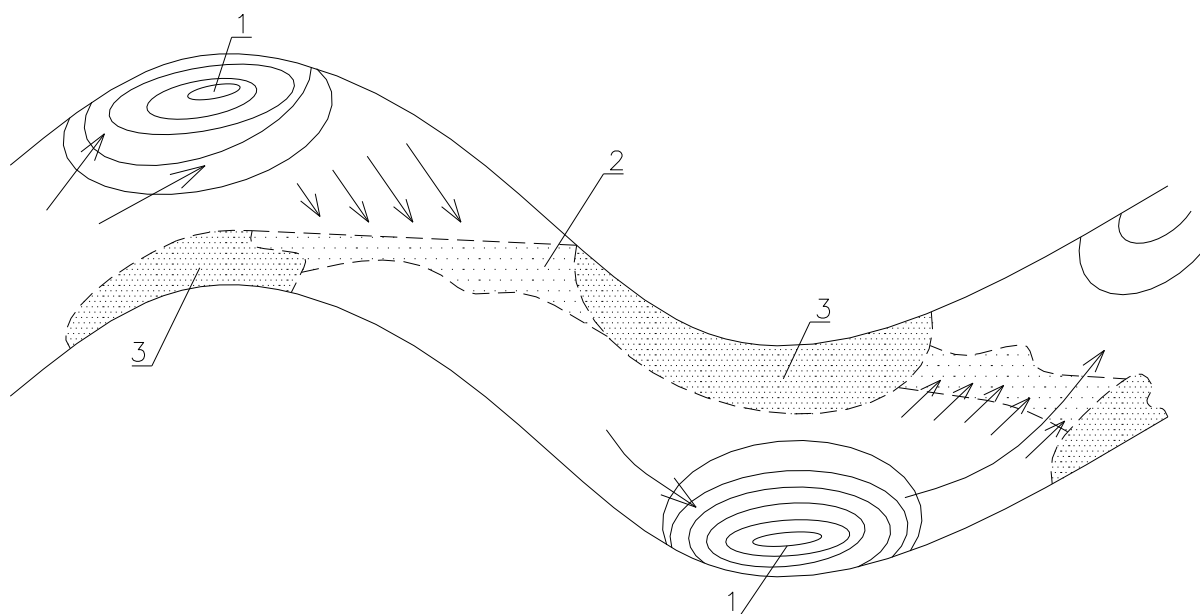


Рисунок 2.2.6 – Речное русло с побочнями: 1 – плесовая ложина; 2 – перекат; 3 – побочень.

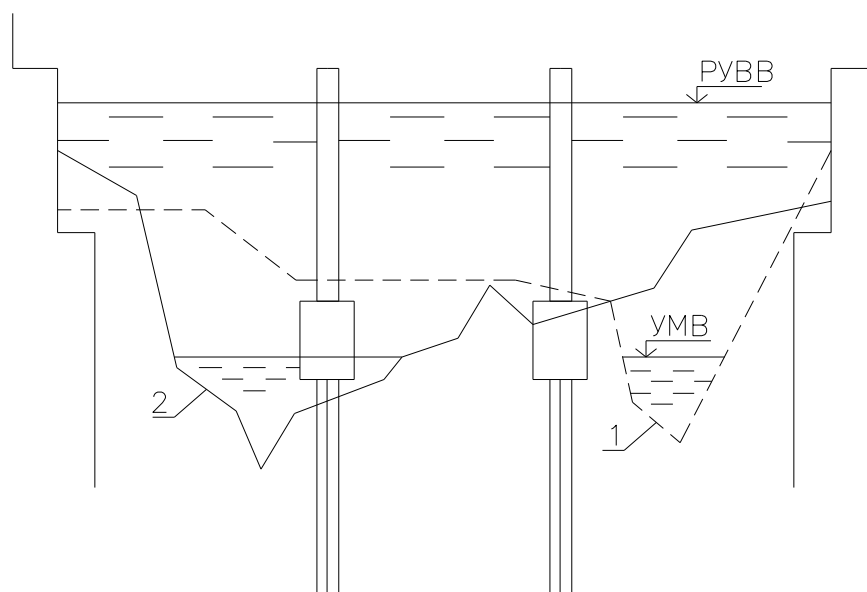


Рисунок 2.2.7 – Поперечное сечение потока под мостом: 1 – профиль дна русла до постройки моста; 2 – профиль дна русла через 40 лет после постройки.

По типам питания реки делятся на:

- реки с паводками от талых вод;
- реки с дождевыми паводками (река Амур);

- реки с паводками от таяния ледников (Средняя Азия);
- реки со смешанным питанием.

В Республике Беларусь паводок на реках бывает весной (рис.2.2.8).

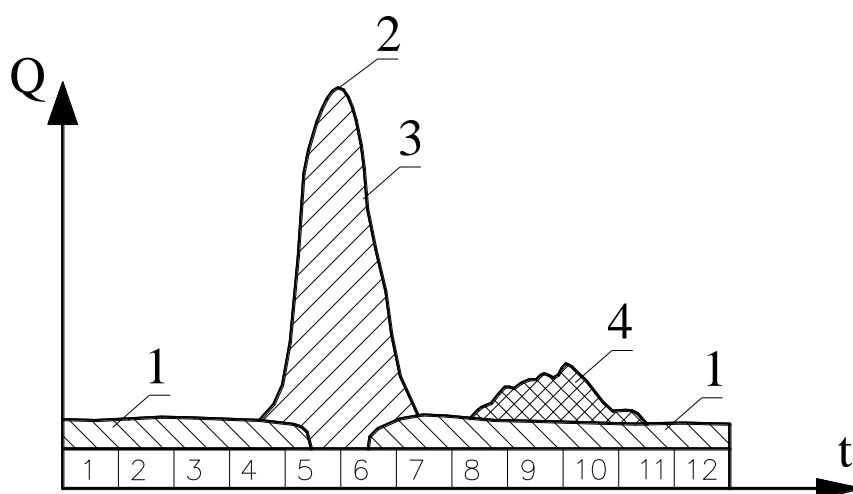


Рисунок 2.2.8 – Гидрограф равнинной реки с весенним половодьем

2.3 Характеристики реки в зоне мостового перехода

Основными характеристиками реки являются расход воды, проходящий через поперечное сечение реки, уровни и глубины воды, скорость движения воды, продольный уклон водной поверхности. Названные характеристики при прохождении расчетного расхода и отсутствии мостового расхода называют **бытовыми**, а при наличии мостового перехода – **подмостовыми**. Например, скорость движения воды в русле бытовая $V_{рб}$, под мостом $V_{рм}$.

В связи с тем, что стоимость 1 п.м насыпей подходов значительно меньше стоимости 1 п.м моста, то на равнинных реках поймы реки частично или полностью перекрываются подходами, уменьшая живое сечение водного потока под мостом. Вследствие этого водная поверхность (рис.2.3.1) имеет **зону подпора** выше моста, **зону сжатия** с вогнутой поверхностью в виде «воронки» перед мостом и **зону растекания** после моста выпуклой формы («бугор»).

В зоне подпора уклоны водной поверхности и скорости движения воды меньше бытовых, возможны отложения наносов.

В зоне сжатия уклоны водной поверхности и скорости течения воды больше бытовых. Возможны размывы дна русла и пойм под мостом.

В зоне растекания происходит уменьшения скоростей и продольных уклонов водной поверхности, отложения наносов.

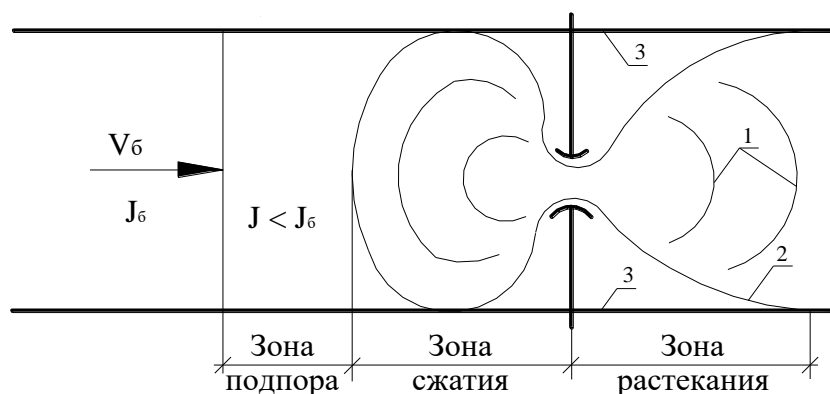


Рисунок 2.3.1 – План водной поверхности реки в зоне мостового перехода: 1 – горизонтали водной поверхности; 2 – граница действующей части потока; 3 – граница РУВВ.

Продольный уклон водной поверхности вдоль насыпей подходов с верховой стороны направлен к мосту, а с низовой от моста к границе разлива воды при РУВВ.

Под мостом глубина водного потока в русле (рис.2.3.2) $h_{рм}$ больше бытовой глубины вследствие размыва русла. Возможны также размывы пойм, оказывающие влияние на глубину заложения опор моста.



Рисунок 2.3.2 – Продольный профиль реки в зоне мостового перехода: 1, 2 – поверхность воды в подмостовых условиях и в бытовых; 3, 4 – дно реки в бытовых и подмостовых условиях; 5 – ось перехода.

Размывы делятся на общие и местные.

2.4 Местные размывы

Местные размывы происходят у опор моста, голов струенаправляющих дамб и траверс вследствие нарушения структуры водного потока при обтекании этих элементов мостового перехода.

Местный размыв наиболее опасен для опор мостов. Развиваясь у передней грани опоры, он может привести к потере ее устойчивости.

При набегании потока воды на опору возникает явление водяного удара, кинетическая энергия уменьшается, а потенциальная увеличивается. Это приводит к появлению восходящих и нисходящих струй (рис. 2.4.1).

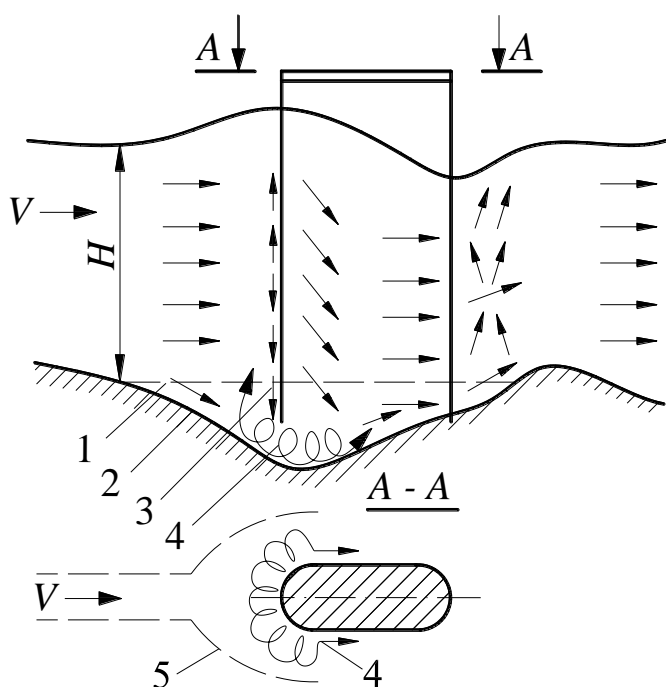


Рисунок 2.4.1 – Схема обтекания опоры моста потоком: 1 – дно размыва; 2 – откос воронки; 3 – нисходящие струи; 4 – донные вихревые вальцы; 5 – струи, обтекающие опоры.

Нисходящие струи, дойдя до дна, склоняются в сторону от опоры, захватывают частицы грунта со дна и образуют углубление перед опорой. В этом углублении течение приобретает замкнутый характер в виде горизонтального водного вальца. Под действием вальца продолжается вынос частиц грунта. Размыв у передней грани соединяется с размывом у боковых граней. Образуется общая **воронка местного размыва** у опоры.

Глубина воронки местного размыва h_B определяется по эмпирическим формулам (формула 2.4.1) для песчаных грунтов или (формула 2.4.2) для связных грунтов.

$$h_B = 3,8 K (V^2/gb)^{0,9} b - 30d, \quad (2.4.1)$$

где K – коэффициент, зависящий от формы опоры; принимается для прямоугольных опор равным 1,25, для цилиндрических – 1,00, для обтекаемых – 0,85;

V – скорость потока, набегающего на опору, может быть принята равной $V_{pб}$;

b – ширина опоры с учетом угла набегания потока на опору;

d – крупность несвязных грунтов.

$$h_B^2 (b+h_B) = 0,54 h_B V^3 / V_H^2, \quad (2.4.2)$$

где b – ширина опоры цилиндра (для перехода к другим очертаниям опор вводятся коэффициенты K , принятые в формуле (2.4.1));

h – глубина потока у опоры;

V – скорость потока, набегающего на опору, м/с;

$V_{нер}$ – неразмывающая скорость грунта у опоры, м/с;

0,54 – размерный коэффициент, с.

2.5 Общие размывы под мостом

Общий размыв под мостом происходит вследствие стеснения водного потока подходами к мосту. Условия начала размыва и его прекращения на пойме и в русле различны.

Общие размывы пойм

По экономическим соображениям поймы частично перекрываются насыпями подходов. После перекрытия части поймы через непересыпанную ее часть подходов будет проходить расход $Q_{пм}$.

$$Q_{пм} = \beta_{п} Q_{пмб}, \quad (2.5.1)$$

где $Q_{пмб}$ – расход, который проходит через непересыпанную часть поймы в бытовых условиях (до постройки моста);

$\beta_{п}$ – коэффициент возрастания расхода на пойме после постройки моста.

В бытовых условиях частицы грунта неподвижны, так как скорость течения воды меньше неразмывающей для грунта поймы. Так как $Q_{пм} > Q_{пмб}$, то скорость течения воды на пойме под мостом больше бытовой $V_{пб}$ и равна:

$$V_{пм} = \beta_{п} V_{пб}, \quad (2.5.2)$$

Если эта скорость превысит неразмывающую для наилка поймы, то начнется размыв поймы.

Условие начала размыва поймы:

$$\beta_{п} V_{п б} > V_{нер}. \quad (2.5.3)$$

По мере размыва глубина и площадь живого сечения водного потока увеличивается, скорость течения воды уменьшается.

Условие прекращения размыва на пойме:

$$V_{пм} = V_{нер}. \quad (2.5.4)$$

Определим глубину на пойме $h_{пм}$, при которой прекращается размыв поймы.

Элементарный расход воды на пойме в бытовых условиях и под мостом определяется по формулам (2.5.5) и (2.5.6):

$$q_{пб} = V_{п б} h_{пб}; \quad (2.5.5)$$

$$q_{пм} = V_{п м} h_{пм}. \quad (2.5.6)$$

Запишем соотношение элементарных расходов под мостом и бытовых расходов с учетом условия (2.5.5) и (2.5.6):

$$\beta_{п} = q_{пм} / q_{пб} = V_{пм} h_{пм} / (V_{пб} h_{пб}) = V_{нер} h_{пм} / (V_{пб} h_{пб}).$$

Из данной зависимости глубина размыва на пойме:

$$h_{пм} = h_{пб} \beta_{п} V_{п б} / V_{нер}, \quad (2.5.7)$$

где $h_{пб}$, $V_{п}$ - глубина и скорость потока на пойме в бытовых условиях;
 $\beta_{п}$ - коэффициент возрастания расхода на пойме.

Неразмывающая скорость $V_{нер}$ для несвязных грунтов зависит от крупности частиц грунта и глубины потока $h_{пм}$:

$$V_{нер} = V_{нд} h_{пм}^{1/6} / d^{1/6}, \quad (2.5.8)$$

где $V_{нд}$ - неразмывающая донная скорость при глубине потока 1 м;
 d - диаметр частиц.

Общие размывы русла

В русле частицы донных наносов в бытовых условиях (в паводок на реке вне зоны мостового перехода) перемещаются по дну ($V_{рб} > V_{нер}$). Имеет место баланс наносов. Объем уносимых наносов в данном сечении равен объему приносимых наносов. В зоне мостового перехода (под мостом) скорость течения воды увеличивается:

$$V_{рм} = \beta_p V_{рб} > V_{рб},$$

где β_p – коэффициент возрастания расхода в русле.

В связи с этим увеличивается транспортирующая способность водного потока. Нарушается баланс наносов. Из зоны сужения потока уносится объем наносов G_m , а поступает сверху G_b .

Условие начала размыва русла:

$$G_m > G_b. \quad (2.5.9)$$

Подвижный слой наносов, защищавший дно русла от размыва, исчезает. Так как $V_{рм} > V_{нер}$ грунта русла, то происходит размыв дна русла, увеличение глубины водного потока и площади живого сечения ($\omega_{рм} > \omega_{рб}$).

Скорость движения воды уменьшается, транспортирующая способность потока уменьшается и при некоторой скорости $V_{рм}$ баланс наносов восстанавливается.

Условие прекращения размыва русла:

$$G_m = G_b, \quad (2.5.10)$$

где G_m , G_b – объем донных наносов, транспортирующихся водным потоком под мостом и выше зоны подпора.

По О.В. Андрееву условию (2.5.10) соответствует скорость движения воды в русле под мостом:

$$V_{рм} = V_{рб} (B_{рб}/B_{рм})^{1/4} (h_{рм}/h_{рб})^{1/8}, \quad (2.5.11)$$

где $B_{рб}$, $B_{рм}$ – ширина русла в бытовых условиях и под мостом;
 $h_{рм}$, $h_{рб}$ – глубина воды в русле в бытовых условиях и под мостом.

Определим глубину в русле под мостом исходя из уравнения:

$$Q = V \omega, \quad (2.5.12)$$

где V – средняя скорость движения воды по живому сечению площадью ω .

Примем сечение водного потока прямоугольным шириною $B_{рб}$ и средней глубиною $h_{рб}$ в бытовых условиях (рис.2.5.1, а) и шириною $B_{рм}$ и $h_{рм}$ под мостом (рис.2.5.1, б).

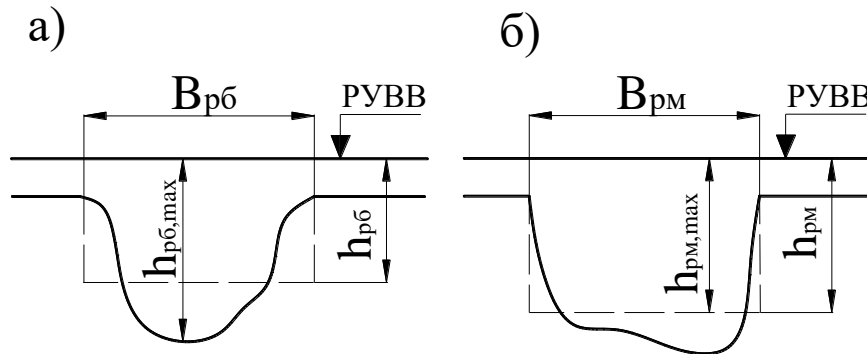


Рисунок 2.5.1 – Схема усредненного сечения русла: а) в бытовых условиях; б) под мостом.

Запишем уравнение (2.5.12) для бытовых и подмостовых условий:

$$Q_{рб} = V_{рб} B_{рб} h_{рб} ; \quad (2.5.13)$$

$$Q_{рм} = V_{рм} B_{рм} h_{рм} . \quad (2.5.14)$$

Вычислим отношение расходов по (2.5.13) и по (2.5.14), подставим значение скорости $V_{рм}$ по формуле (2.5.11):

$$\frac{Q_{рб}}{Q_{рм}} = \frac{V_{рб} B_{рб} h_{рб}}{V_{рм} B_{рм} h_{рм}} = \frac{V_{рб} B_{рб} h_{рб}}{V_{рб} (B_{рб}/B_{рм})^{1/4} (h_{рм}/h_{рб})^{1/8} B_{рм} h_{рм}} .$$

Преобразуем это соотношение:

$$\frac{Q_{рб}}{Q_{рм}} = \frac{B_{рб} (B_{рб}/B_{рм})^{-1/4}}{B_{рм}} \frac{1}{(h_{рм}/h_{рб})} \frac{1}{(h_{рм}/h_{рб})^{1/8}} .$$

$$\frac{Q_{рб}}{Q_{рм}} = \frac{(B_{рб}/B_{рм})^{3/4} 8/9}{(h_{рм}/h_{рб})} .$$

Вычислим значение отношения $h_{рм}/h_{рб}$:

$$h_{рм}/h_{рб} = (B_{рб}/B_{рм})^{2/3} 1/(Q_{рб}/Q_{рм})^{8/9} .$$

Средняя глубина в русле после размыва:

$$h_{рм} = h_{рб} (Q_{рм}/Q_{рб})^{8/9} (B_{рб}/B_{рм})^{2/3} , \quad (2.5.15)$$

где $h_{рб}$ – средняя глубина воды в русле;

$Q_{рм}$ – расход, проходящий в русле под мостом;

$Q_{рб}$ – расход, проходящий в русле до строительства моста (в бытовых условиях);

$B_{рб}$, $B_{рм}$ – ширина русла бытовая и под мостом.

При выводе формулы (2.5.15) предполагали, что паводок длится в течение времени, достаточного для размыва русла на глубину, при которой восстанавливается баланс наносов. Поэтому полученная по формуле (2.5.15) глубина $h_{рм}$ является максимально возможной и называется **нижней границей размыва**. Она соответствует случаю, когда паводок проходит через несколько десятков лет после постройки моста, когда дно русла уже размывто предыдущими паводками, хотя и не расчетными.

Если расчетный паводок проходит сразу после постройки моста, т.е. по неразмытому дну русла, то глубина после размыва будет меньшей и называется **верхней границей размыва**.

Величина расхождения между нижней и верхней границей размыва зависит от формы гидрографа паводка и от крупности наносов.

Если расхождение небольшое, то расчет глубины заложения опор ведут по нижней границе размыва. В противном случае расчет размывов рекомендуется вести на ЭВМ по серии паводков, зафиксированных на реке в прошлом. Условно предполагается, что эти паводки будут предшествовать расчетному.

2.6. Определение отверстия моста

На больших водотоках под мостом свободное истечение.

Отверстие моста – расстояние между откосами конусов подходов или струенаправляющих дамб по расчётному уровню высоких вод в свету (за вычетом толщины промежуточных опор).

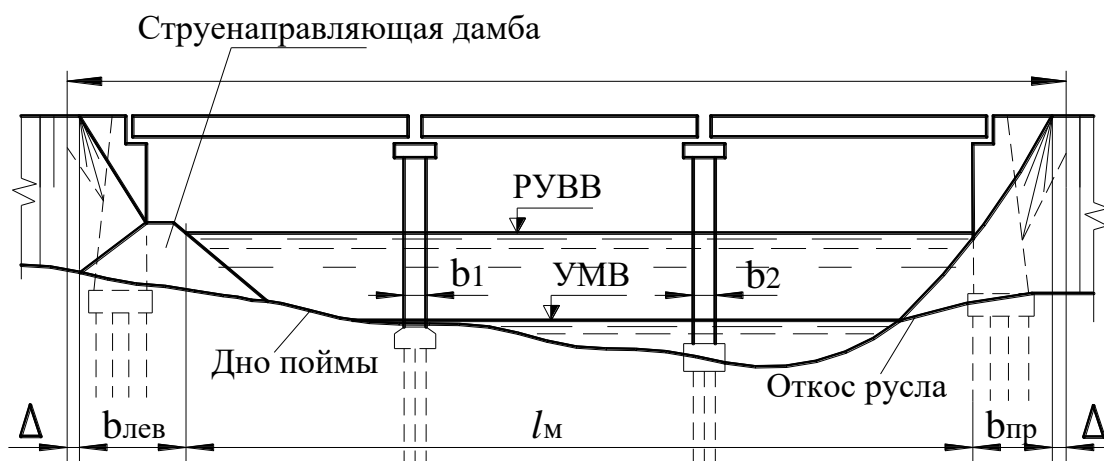


Рис. 2.6.0. Схема к определению отверстия ℓ_m и длины L_m моста.

Длина моста L_m зависит от величины отверстия

$$L_m = \ell_m + \sum b_i + b_{\text{л}} + b_{\text{п}} + 2 \Delta \quad (2.6.0.)$$

$\sum b_i$ - сумма толщин промежуточных опор (для балочных мостов толщиной опоры 1-3 м);

$b_{\text{л}}, b_{\text{п}}$ – расстояние по горизонтали от бровки конуса до уреза воды при РУВВ;

Δ – заглубление конструкции береговой опоры в конус насыпи подхода, принимается 0,75-1,0 м.

На равнинных реках отверстие моста меньше ширины разлива воды в паводок, так как поймы частично или полностью перекрываются насыпями подходов. Вследствие этого под мостом происходит стеснение потока.

Степень стеснения потока β равна отношению расхода, который проходит через поперечное сечение водотока (русла, поймы) под мостом, к расходу, который проходил через это сечение в бытовых условиях (до строительства мостового перехода).

Стеснение потока вызывает общие размывы русла, пойм

Коэффициент общего размыва под мостом P равен отношению средней глубины воды в русле после размыва к средней глубине воды до размыва.

По [4] величина коэффициента общего размыва, как правило, не должна превышать 2,0. При морфометрической основе определения расчётного расхода коэффициент общего размыва следует принимать не более 1,75.

При проектировании мостовых переходов возможны три случая расчёта отверстия моста:

- определение отверстия моста минимальной длины;
- определение отверстия моста с уширенным руслом;
- определение отверстия моста с сохранением пойм.

Определение отверстия моста минимальной длины

Поймы реки пересыпаются почти полностью. Непересыпанной остаётся только ширина поймы между подошвой насыпи подхода и бровкой русла, необходимая для размещения укрепления подошвы конуса подхода шириной $l_{укр}$.

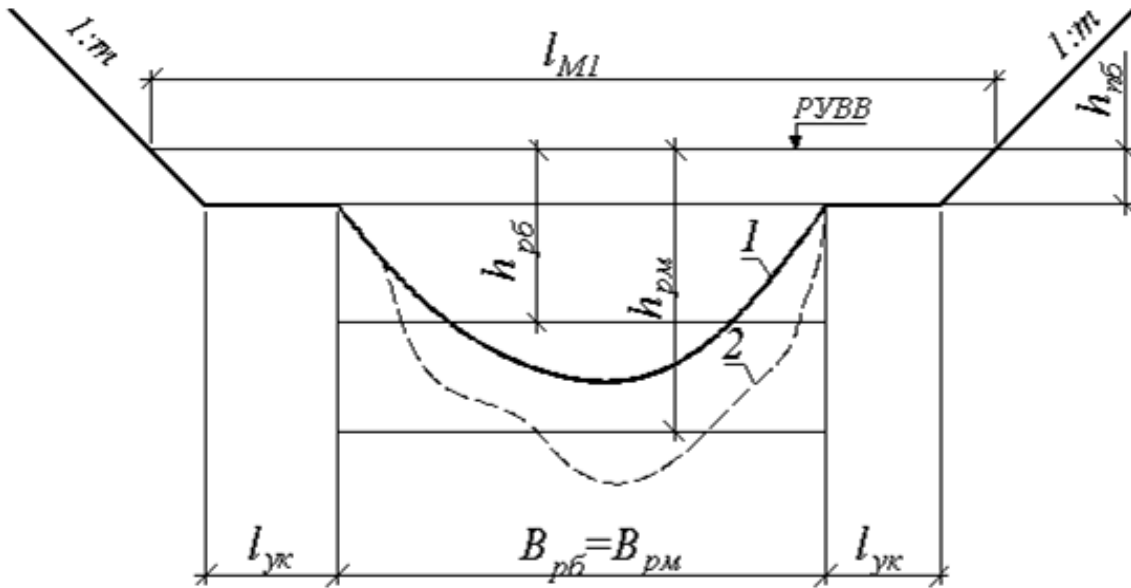


Рисунок 2.6.1. Схема к определению отверстия минимальной длины: 1- дно русла до размыва; 2 – дно русла после размыва.

Отверстие моста минимальной длины (рис. 2.6.1.):

$$l_{M1} = l_{\min} = \delta \cdot B_{\delta\acute{a}} + \Sigma l_{\acute{o}\acute{e}} + 2 \cdot m \cdot h_{\acute{v}\acute{a}}, \quad (2.6.1.)$$

где δ – гарантийный запас, равный 1,1 при морфометрической основе расчетов расхода и 1,0 при гидрометрической основе (в курсовом проекте $\delta = 1,1$);

$l_{\acute{o}\acute{e}\delta}$ – ширина укрепления у подошвы конусов подходов с заложением откоса $m=2$ или у подошвы струенаправляющих дамб (в курсовом проекте первоначально принимается 10 м – 20 м);

$h_{\acute{v}\acute{a}}$ – бытовая глубина воды на пойме у бровки русла.

В случае минимального отверстия моста по (2.6.1.) средняя глубина воды в русле под мостом определяется по формуле:

$$h_{\delta i} = h_{\delta a} \cdot \beta_1^{8/9} \cdot \left[\frac{1}{(1-\lambda)} \right]^{2/3}, \quad (2.6.2.)$$

где $h_{\delta a}$ – средняя бытовая глубина воды в русле;

λ – коэффициент, учитывающий стеснение потока опорами моста, равный отношению ширины опоры к длине пролета моста;

β_1 – степень стеснения потока насыпями подходов.

$$\beta_1 = \frac{Q}{Q_{\delta a} + q_{ia} \cdot (l_{i-1} - \hat{A}_{\delta a} - m \cdot h_{ia})}, \quad (2.6.3.)$$

где,

Q, Q_{pb} – расходы, расчетный и в русле у бровки русла;

q_{pb} – элементарный расход на пойме бытовой;

l_{M1} – отверстие моста, определяемое по (2.6.1.);

B_{pb} – бытовая ширина русла.

Коэффициент размыва в русле, равный отношению площади живого сечения после размыва и до размыва, определяется по формуле:

$$P = \frac{h_{\delta i}}{h_{\delta a}}.$$

Необходимо, чтобы коэффициент размыва не превышал допустимого значения.

$$D \leq D_{\text{доп}}; \quad \frac{h_{\delta i}}{h_{\delta a}} \leq D_{\text{доп}}, \quad (2.6.4.)$$

где $P_{\text{доп}}$ – допустимая величина коэффициента размыва ($P_{\text{доп}}=1,75; 2,0$).

Если условие (2.6.4.) не выполнено, то вариант отверстия минимальной длины $l_{i-1} = l_{\text{min}}$ не подходит. Для уменьшения глубины после размыва h_{pm} следует уменьшить расход в русле под мостом. Для этого часть пойм не пересыпается подходами. При этом рассматривается вариант уширения русла за счет срезки пойм.

Определение отверстия моста с уширенным руслом

Уширение русла под мостом возможно за счет срезки пойм.

При редком затоплении пойм срезка заливается, на пойме восстанавливается бытовая глубина. Поэтому срезка целесообразна при выполнении следующего условия:

$$0,4\beta(0,01\hat{A}\ddot{I}_i + 0,5) \geq 1, \quad (2.6.5.)$$

где β – степень стеснения потока подходами, равная отношению расчетного расхода Q к русловому бытовому $Q_{рб}$ ($\beta = \frac{Q}{Q_{рб}}$);

$ВП_{п}$ – вероятность затопления поймы, %.

Если условие (2.6.5.) выполнено, то максимальная ширина русла под мостом с учетом срезки:

$$\hat{A}_{\delta i} = \hat{A}_{\delta a} [(\beta^{0,93} - 1) \cdot \hat{E}_i \cdot \hat{E}_{\hat{A}\ddot{I}} + 1], \quad (2.6.6.)$$

где $В_{рм}$, $В_{рб}$ – ширина русла под мостом и бытовая;

β – степень стеснения потока подходами (см. (2.6.5.));

$K_{п}$ – коэффициент, учитывающий полноту расчетного паводка;

$K_{ВПп}$ – коэффициент, учитывающий частоту затопления пойм.

Полнота расчетного паводка Π равна отношению средней глубине воды на пойме к максимальной. Для рек Республики Беларусь можно принять $\Pi=0,55$.

Коэффициент $K_{п}$ при $\beta < 4,5$ и частоте затопления пойм $ВПп < 95\%$ определяется по формуле:

$$\hat{E}_i = \left(\frac{7,7}{\beta} - 1\right) \cdot \left(\frac{\ddot{I}}{2}\right)^{(3,8-0,85\beta)}, \quad (2.6.7.)$$

При $\beta \geq 4,5$ и $ВПп < 95\%$ коэффициент $K_{п}=0,7$.

При $ВПп \geq 95\%$ коэффициент $K_{п}=0,79 \cdot \Pi^{1/2}=0,59$.

Коэффициент частоты затопления пойм при $ВПп < 95\%$ определяется по формуле:

$$\hat{E}_{\hat{A}\ddot{I}} = (0,01\hat{A}\ddot{I}_i)^{(0,5+2,5/\beta)}, \quad (2.6.8.)$$

где β – степень стеснения потока подходами (см. формулу (2.6.5.)).

При $ВПп \geq 95\%$ коэффициент $K_{ВПп}=1,0$.

Отверстие моста при уширении русла (рис. 2.6.2.):

$$l_{i,2} = \delta \cdot \hat{A}_{\delta i} + \sum l_{\delta e} + 2 \cdot m \cdot h_{i\acute{a}}, \quad (2.6.9.)$$

где δ , $l_{ук}$, m , $h_{пб}$ – см. формулу (2.6.1.).

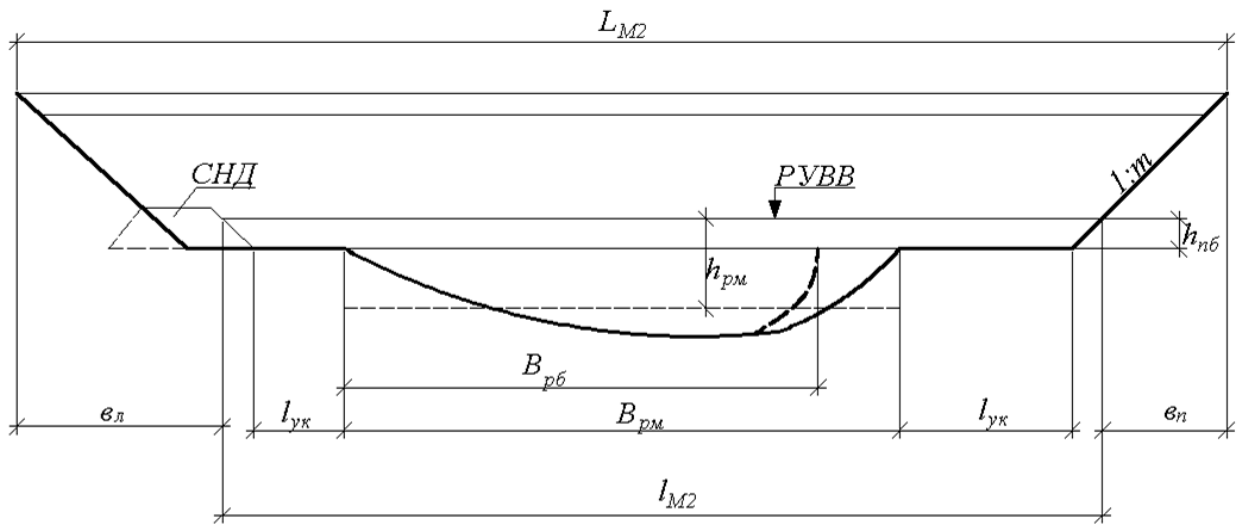


Рисунок 2.6.2. Схема к определению отверстия моста с уширенным руслом

Вычислим среднюю глубину в русле после размыва $h_{рм}$ по О.В. Андрееву:

$$h_{\delta i} = h_{\delta \acute{a}} \cdot \beta_2^{\frac{8}{9}} \left[\frac{\hat{A}_{\delta \acute{a}}}{\hat{A}_{\delta i} \cdot (1 - \lambda)} \right]^{\frac{2}{3}}, \quad (2.6.10)$$

где $h_{рб}$ – максимальная глубина воды в русле в бытовых условиях;

$B_{рб}$, $B_{рм}$ – ширина русла бытовая и под мостом;

β_2 – степень стеснения потока насыпями подходов, равная отношению расхода воды, который проходит через поперечное сечение под мостом, к расходу, который проходил через это сечение в бытовых условиях:

$$\beta_2 = \frac{Q}{Q_{\delta \acute{a}} + q_{i\acute{a}} \cdot (l_{i,2} - \hat{A}_{\delta \acute{a}} - m \cdot h_{i\acute{a}})}, \quad (2.6.11)$$

где Q , $Q_{рб}$ – расходы, расчетный и в русле бытовой;

$q_{пб}$ – средний элементарный расход на пойме, равный отношению бытового расхода на пойме к ее ширине $q_{i\acute{a}} = \frac{Q_{i\acute{a}}}{\hat{A}_{i\acute{a}}}$.

Далее проверяем условие (2.6.4). Возможны следующие случаи.

Условие (2.6.4) не выполняется. Увеличиваем отверстие моста за счет части поймы, на которой не предусматривалась срезка, до величины $l_{i,21}$. Она определяется по формуле:

$$l_{i\ 21} = \hat{A}_{\delta\acute{a}} + m \cdot h_{i\acute{a}} + \left(\frac{Q}{\beta_{21}} - Q_{\delta\acute{a}} \right) / q_{i\acute{a}}, \quad (2.6.12)$$

где m , $h_{пб}$ – см. формулу (2.6.1);

β_{21} – степень стеснения потока насыпями подходов при отверстии моста $l_{i\ 21}$, определяется по формуле:

$$\beta_{21} = \left(D_{\acute{a}i\acute{i}} \right)^{9/8} / \left(\frac{\hat{A}_{\delta\acute{a}}}{\hat{A}_{\delta i} (1 - \lambda)} \right)^{3/4}, \quad (2.6.13)$$

где $P_{доп}$ – допускаемый коэффициент общего размыва;

$B_{рб}$, $B_{рм}$ – ширина русла бытовая и полученная по (2.6.6).

Условие (2.6.4) выполняется, но коэффициент общего размыва значительно меньше допускаемого значения. Для уменьшения длины моста следует уменьшить ширину срезки поймы, приняв меньшее значение $B_{рм}$ ширины русла под мостом, чем было получено по (2.6.6).

Новая ширина русла под мостом $B_{рм2}$ и отверстие моста $l_{i\ 22}$ определяются подбором по следующей схеме. Задаются значением ширины русла под мостом $B_{рм2} < B_{рм}$ по (2.6.6), определяют степень стеснения потока насыпями подходов β_{22} :

$$\beta_{22} = \left(D_{\acute{a}i\acute{i}} \right)^{9/8} / \left(\frac{\hat{A}_{\delta\acute{a}}}{\hat{A}_{\delta i\ 2} (1 - \lambda)} \right)^{3/4}, \quad (2.6.14)$$

Далее вычисляют среднюю глубину после размыва при ширине русла под мостом $B_{рм2}$ по (2.6.10) и проверяют условие (2.6.4). Если оно не выполнено (различие более 5 %), то изменяют величину $B_{рм2}$, повторно вычисляют β_{22} по (2.6.14), $h_{рм}$ по (2.6.10).

Если условие (2.6.4) выполнено, то вычисляют отверстие моста $l_{i\ 21}$ по (2.6.9), приняв $B_{рм} = B_{рм2}$.

Общая срезка пойм под мостом равна разности ширины русла под мостом $B_{рм}$ и до строительства моста $B_{рб}$, т.е. $B_{м} = B_{рм} - B_{рб}$. При двухсторонней пойме срезка распределяется между левой поймой $B_{мл}$ и правой $B_{мп}$ пропорционально пойменным бытовым расходам. Срезку следует выполнять за счёт удаления связных грунтов. Схема срезки приведена на рисунке 2.6.3.

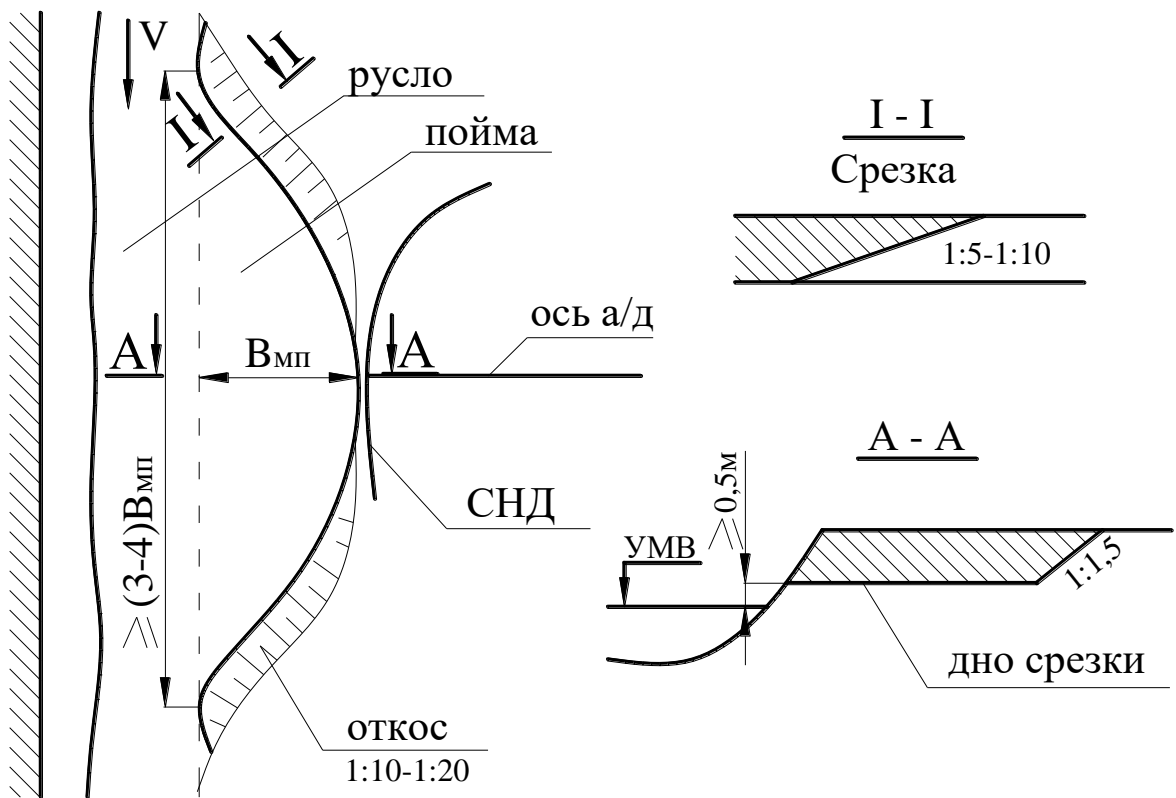


Рисунок 2.6.3 – Схема срезки поймы под мостом.

Отметка дна срезки назначается выше УМВ на 0,50м.

Для плавного приема пойменных вод срезка начинается и заканчивается пологим откосом с заложением 1:5 – 1:10.

Определение отверстия моста при сохранении пойм

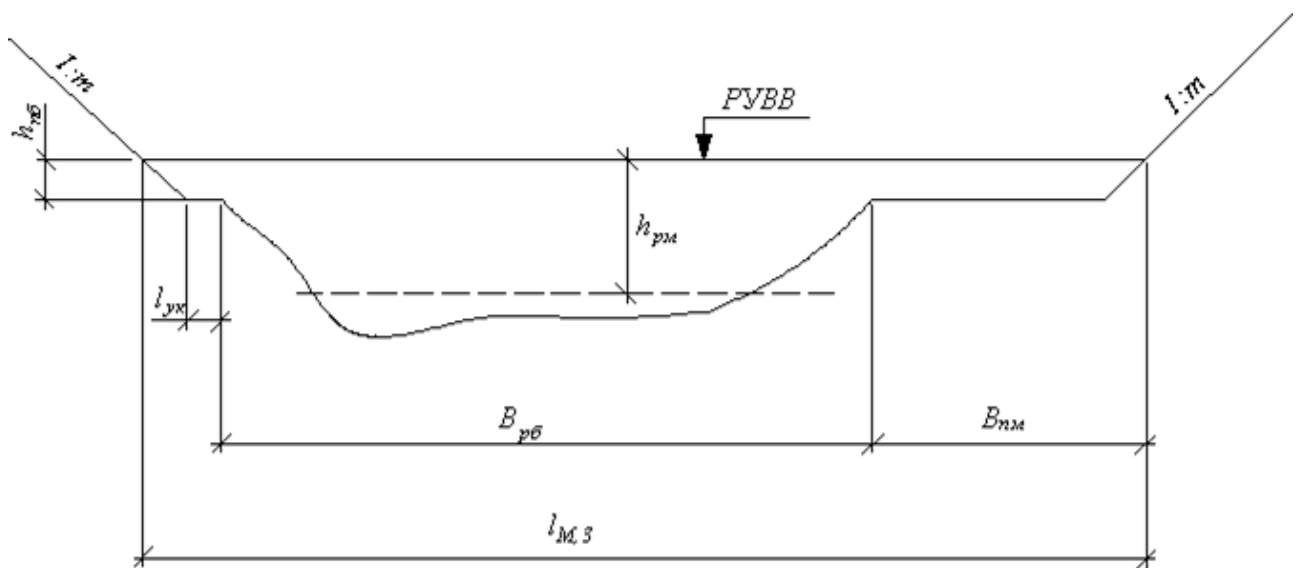


Рисунок 2.6.4 Схема к определению отверстия моста без уширения русла

Величина отверстия моста вычисляется по формуле:

$$l_{i3} = \delta \cdot \hat{A}_{\delta a} + l_{\delta e} + \hat{A}_{ii} + m \cdot h_{ia}, \quad (2.6.15)$$

где $\delta, l_{\delta e}, m, h_{ia}$ – см. формулу (2.6.1);

$B_{пм}$ – ширина непересыпанной части правой поймы.

Ширина непересыпанной части поймы $B_{пм}$ определяется следующим образом.

Назначаем коэффициент общего размыва, равным допускаемому по условию (2.6..4).

Вычисляем степень стеснения потока насыпями подходов по (2.6..14) при $\hat{A}_{\delta i} = \hat{A}_{\delta a}$:

$$\beta_3 = D_{\delta i}^{9/8} \cdot (1 - \lambda)^{3/4} = Q_{\delta i} / Q_{\delta a}, \quad (2.6.16)$$

В русле под мостом расход равен:

$$Q_{\delta i} = \beta_3 \cdot Q_{\delta a}, \quad (2.6.17)$$

На непересыпанной подходом части поймы проходит оставшаяся часть расхода:

$$Q_{nm} = Q - Q_{pm}, \quad (2.6.18)$$

В бытовых условиях через непересыпанную часть поймы проходит расход:

$$Q'_{ia} = Q_{ii} / \beta_3, \quad (2.6.19)$$

Величина пойменной части отверстия вычисляется по формуле:

$$\hat{A}_{ii} = Q'_{ia} / q_{ia} - l_{\delta e}, \quad (2.6.20)$$

где $q_{пб}$ – средняя величина бытового элементарного расхода на пойме, при средней глубине воды $h_{пб}$;

Определение пикетного положения начала и конца отверстия моста

Для случая реки с одной правосторонней поймой пикетное положение начала отверстия моста вычисляют по формуле (2.6.21. а):

$$PK (НОМ) = PK (БР_{л}) - l_{ук} - m \cdot h_{пб} \quad (2.6.21. а)$$

а при одной левосторонней пойме по формуле (2.6.21. б):

$$PK (НОМ) = PK (БР_{п}) + l_{ук} + m \cdot h_{пб} - lm_i, \quad (2.6.21. б)$$

где: $PK (БР_{л})$, $PK (БР_{п})$ – пикетное положение левой или правой бровки русла;

lm_i – отверстие моста.

Пикетное положение конца отверстия моста:

$$PK (КОМ) = PK (НОМ) \pm lm_i \quad (2.6.22.)$$

где : «-» - для реки с левосторонней поймой,
«+»- для реки с правосторонней поймой.

В случае реки с двухсторонними поймами при варианте моста наименьшей длины lm_i (см. параграф 6.1.), пикетное положение начала и конца отверстия моста lm_i определяется по формулам (6.21.) и (6.22).

$$\Delta B_{л} = \Delta B \cdot Q_{лпб} / (Q_{лпб} + Q_{ппб});$$

$$\Delta B_{п} = \Delta B \cdot Q_{ппб} / (Q_{лпб} + Q_{ппб}). \quad (2.6.23)$$

Пикетное положение начала отверстия моста определяется по формуле:

$$PK (НОМ) = PK (БР_{л}) - \Delta B_{л} - l_{ук} - mh_{пб} \quad (2.6.24)$$

Пикетное положение конца отверстия моста вычисляется по формуле (2.6.22).

При варианте моста без срезки пойм (см. параграф 6.3.) непересыпанную подходами часть пойм $L_{п}$ распределяют на левую $\Delta L_{л}$ и правую $\Delta L_{п}$ поймы пропорционально пойменным бытовым расходам по формулам:

$$\Delta L_{л} = L_{п} \cdot Q_{лпб} / (Q_{лпб} + Q_{ппб});$$

$$\Delta L_{п} = L_{п} \cdot Q_{ппб} / (Q_{лпб} + Q_{ппб}). \quad (2.6.24)$$

Начало отверстия моста:

$$PK (НОМ) = PK (БР_{л}) - \Delta L_{л} - l_{ук} - mh_{пб} \quad (2.6.25)$$

Конец отверстия моста вычисляется по формуле (2.6.22).

2.7. Проектирование струнаправляющих дамб

Назначение струнаправляющих дамб

Подходы частично или полностью перекрывают поймы. В связи с этим водный поток, движущийся по пойме, отклоняется подходами в сторону русла. Под мостом он обтекает конуса насыпей подходов. При малой скорости движения воды струи ее обтекают конус подхода без отрыва от поверхности подхода.

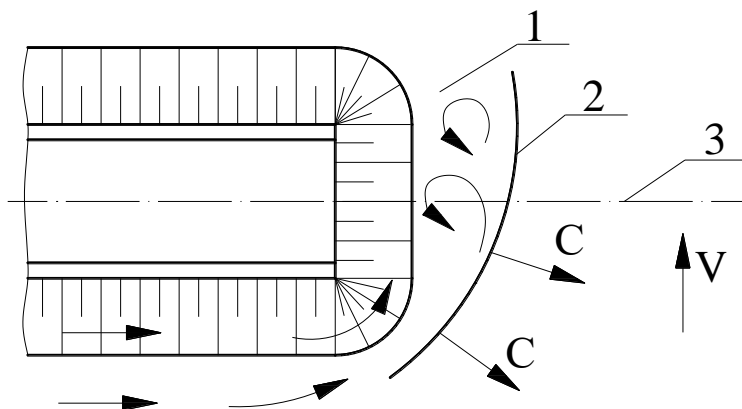


Рисунок 2.7.1. – Схема обтекания водным потоком насыпей подходов

При большой скорости движения воды происходит отрыв струй воды от поверхности подходов под действием центробежной силы.

При отрыве струй воды от поверхности подходов возникают водоворотные зоны, не участвующие в пропуске расчетного расхода. В связи с этим фактическое живое сечение потока меньше расчетного, а общие размывы больше расчетных. Возможен подмыв опор моста, концов подходов на равнинных реках. Для предотвращения этого явления предусматриваются струнаправляющие дамбы. **Струнаправляющие дамбы** предназначены для плавного (без отрыва струй) ввода пойменных потоков под мостом и плавного их вывода после моста.

Скорость течения воды при приближении к мосту увеличивается. Поэтому для предотвращения отрыва струй воды от откоса дамбы под

действием центробежной силы кривизна оси верховой дамбы должна увеличиваться по мере приближения к мосту.

Струенаправляющие дамбы **бывают** : шпоровидными и грушевидными в зависимости от размера пойм.

Струенаправляющие дамбы, подводящие пойменные потоки к мосту, называются **верховыми**, а отводящие – **низовыми**.

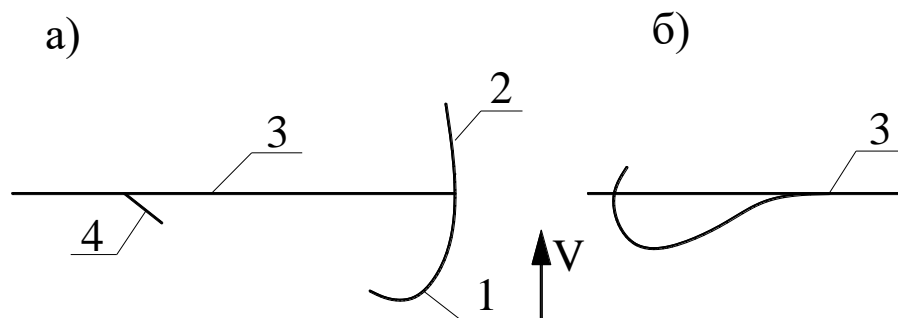


Рисунок 2.7.2. – Схемы струенаправляющих дамб: а) шпоровидные; б) грушевидные; 1 – верховая СНД; 2 – низовая СНД; 3 – ось дороги; 4 – траверс.

Струенаправляющие дамбы проектируются на поймах в случае, если степень стеснения потока насыпями подходов более 1,2.

Проектирование струенаправляющих дамб (СНД) включает расчёт очертания оси СНД в плане, проектирование поперечного профиля дамб и их укрепления.

Расчёт очертания оси СНД в плане

Криволинейные струенаправляющие дамбы предназначены для плавного подвода пойменных потоков под мостом. Они состоят (рис. 3.3.1) из верховой и низовой частей.

На мостовом переходе с одной поймой длину верховой струенаправляющей дамбы l_a определяют в зависимости от степени стеснения потока β_i и отверстия моста l_{ii} (см. § 2.6) по таблице 2.7.2.

Таблица 2.7.2.

β_i	1-1,2	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5
l_a / l_{mi}	0	0,15	0,3	0,45	0,6	0,75

На мостовом переходе с двумя поймами полученное по табл. 2.7.2. значение l_b распределяется между дамбами , на левой и правой поймах пропорционально пойменным бытовым расходам, проходившим через пересыпанные насыпями подходов части поймы.

Верховая СНД (рис. 2.7.4.) включает голову (начало СНД) и корень (точку пересечения осей СНД и дороги).

Пикетное **положение корня дамбы** вычисляют по формуле (7.1,а) при расположении СНД у конца моста или по формуле (2.7.1,б) при расположении СНД у конца моста.

$$PK(KD) = PK(KOM) + m. (H_{БВ} - PУВВ) + 0,5 \cdot B_d \quad (2.7.1,а)$$

$$PK(KD) = PK(НОМ) - m \cdot (H_{БВ} - PУВВ - 0,5 B_d) \quad (2.7.1,б)$$

где: PK(KOM) , PK(НОМ)– пикетное положение конца или начала отверстия моста,

$H_{БВ}$ – отметка бровки верховой СНД, вычисляется по формуле (2.7.2),

B_d – ширина верха СНД

Рис. 2.7.3.. Схема к определению пикетного положения корня дамбы КД.

Разбивку оси струенаправляющей дамбы выполняют в системе прямоугольных координат. Начало координат находится в корне СНД, ось У направлена по оси дороги 1 (рис. 2.7.4), ось Х направлена перпендикулярно оси 1 в сторону головы дамбы. Координаты Х и У точек на оси дамбы определяют по таблице 2.7.2, умножая относительные координаты S/ R, X/ R , Y/R на величину радиуса $R = l_b / 3$. Расстояние S принимается от головы дамбы.

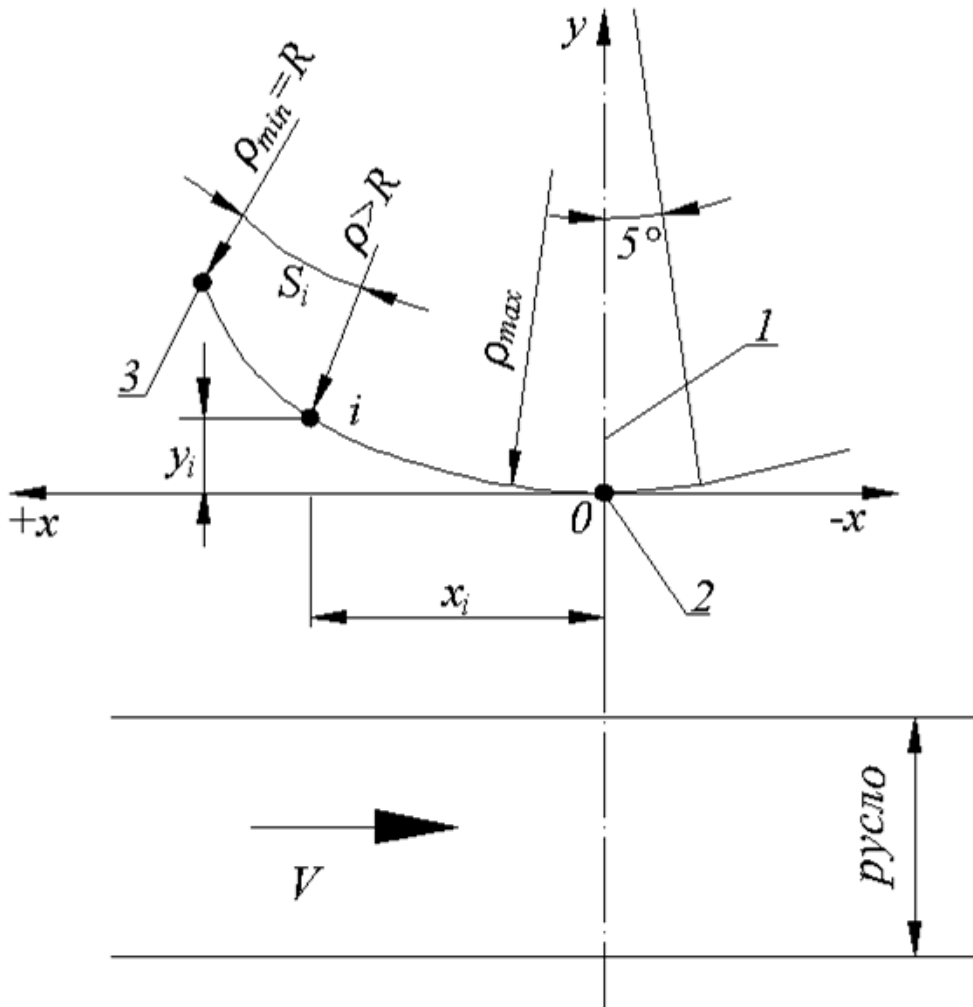


Рис. 2.7.4. Схема к разбивке шпоровидной струенаправляющей дамбы: 1 – ось ось дороги; 2 – корень дамбы; 3 – голова дамбы.

Таблица 2.7.2.

Номер точки	S/R	X/R	Y/R	Номер точки	S/R	X/R	Y/R
1	0,0	2,321	1,435	12	2,2	0,805	0,087
2	0,2	2,300	1,237	13	2,4	0,610	0,050
3	0,4	2,243	1,035	14	2,6	0,410	0,023
4	0,6	2,151	0,870	15	2,8	0,210	0,006
5	0,8	2,027	0,710	116	3,0	0	0
6	1,0	1,886	0,570	17	3,2	-0,192	0,005
7	1,2	1,732	0,453	18	3,4	-0,393	0,020
8	1,4	1,556	0,348	19	3,6	-0,592	0,041
9	1,6	1,375	0,254	20	3,8	-0,791	0,062
10	1,8	1,186	0,193	21	4,0	-0,990	0,082
11	2,0	1,000	0,134	22	4,2	-1,189	0,103

Поперечный профиль струенаправляющих дамб

Струенаправляющие дамбы проектируют незатопляемыми земляными насыпями (рис.2.7.5.). В курсовом проекте вычисляют отметки бровки верховой и низовой СНД, высоту СНД, назначают ширину верха СНД, заложение откосов и их укрепление.

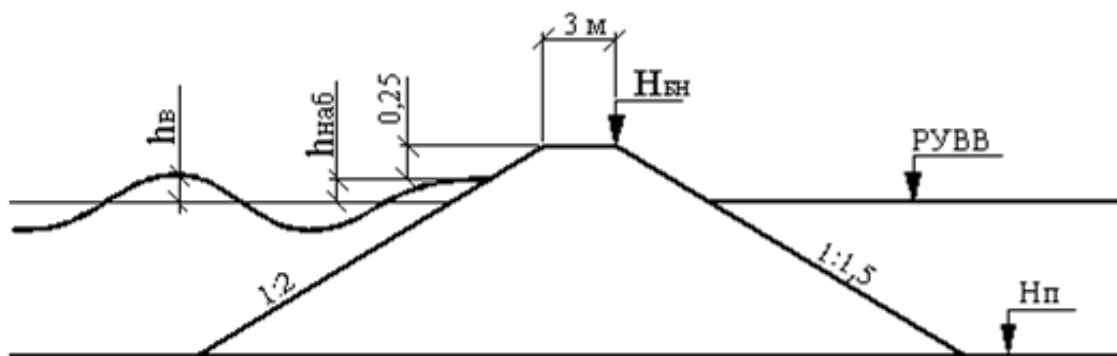


Рис. 2.7.5. Схема к определению отметки бровки низовой струенаправляющей дамбы.

Отметка бровки верховой СНД вычисляется по формуле (2.7.2.), а для низовой по (2.7.3)

$$I_{AA} = \Delta z + l_a \cdot I + h_{наб} + 0,25 . \quad (2.7.2)$$

$$H_{БН} = ПУВВ + h_{наб} + 0,25 . \quad (2.7.3)$$

где Δz – подпор перед мостом;

l_a – длина верховой СНД;

I – продольный уклон водной поверхности;

$h_{наб}$ – высота набега воды на откос дамбы;

0,25 – запас.

Подпор перед мостом определяется по упрощенной формуле:

$$\Delta z = \xi \cdot (V_m^2 - V_o^2) . \quad (2.7.4)$$

где ξ – коэффициент, зависящий от величины пойменного расхода (табл.2.7.3);

V_m – средняя скорость под мостом до размыва; определяется по формуле (2.7.5.)

V_{σ} – средняя скорость течения нестесненного потока.

Таблица 2.7.3

$Q_{нб}/Q, \%$	<20	20 – 40	41 – 60	61 – 80
Значение ξ	0,05 – 0,07	0,07 – 0,10	0,10 – 0,13	0,13 – 0,17

$$V_i = \frac{Q}{\omega_i}, \quad \omega_i = \omega_{\sigma\sigma} + h_{\sigma\sigma} \cdot (l_{i_i} - \hat{A}_{\sigma\sigma} - m \cdot h_{\sigma\sigma}) \quad (2.7.5)$$

где $\omega_{\sigma\sigma}$ – площадь живого сечения бытового русла;

$h_{пб}$ – глубина воды на пойме;

l_{Mi} – отверстие моста;

$B_{рб}$ – ширина русла бытовая;

m – заложение речного откоса

Высота набега волны на откосы СНД определяется по формуле:

$$h_{наб} = 4,3 \cdot K_{ш} \cdot \frac{h_{вол}}{m}, \quad (2.7.6)$$

где $K_{ш}$ – коэффициент гладкости откосов СНД, равный 1,0 при бетонировании откосов и 0,9 при укреплении мощением плитами ПК 100.12.е;

m – заложение откосов;

$h_{вол}$ – высота волны рассчитывается по формуле:

$$h_{вол} = 0,2 \cdot h_{пб}, \quad (2.7.7)$$

где $h_{пб}$ – средняя глубина воды на пойме.

Высота насыпи СНД $h_{\sigma\sigma} = \hat{I}_{\sigma\sigma} - \hat{I}_{п}$,

где $\hat{I}_{п}$ – отметка поверхности поймы.

Ширина СНД по верху не менее 3 м. Откосы СНД с речной стороны следует принимать не круче 1:2, а с противоположной стороны – не круче 1:1,5. В головной части для уменьшения местного размыва откос дамбы уполаживается до 1:3.

Укрепления откосов СНД с речной стороны выполняют плитами ПК100.12.е, монолитным бетоном на слое щебня. Пойменный откос может укрепляться засевам трав по плодородному слою. По подошве речного откоса и головы дамбы предусматривают упор из монолитного бетона или бетонных

блоков, а также рисберма шириной 2,0 м из камня. Толщина ее равна 0,5 м (рис.2.7.6).

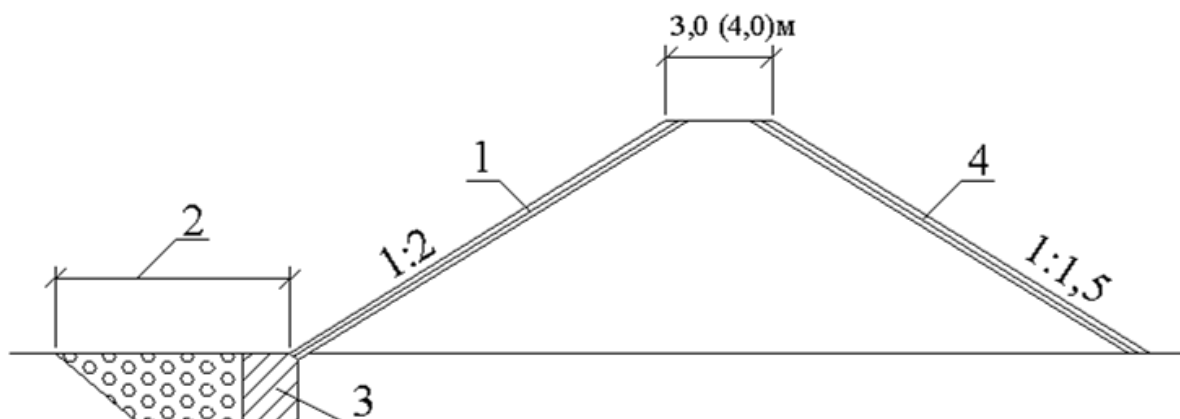


Рисунок 2.7.6. Укрепление откосов дамбы: 1 – укрепление откоса со стороны русла, 2 – рисберма, 3 – блок упора, 4 – укрепление откоса со стороны поймы (посев трав по плодородному слою)

1.11 Проектирование продольного и поперечного профиля подходов

Проектирование продольного профиля мостового перехода

Проектная линия мостового перехода определяется ограничивающими точками и нормами ТКП [1] (радиусы вертикальных кривых, максимальные уклоны) для дорог, на которой проектируется мостовой переход.

Ограничивающими отметками являются:

- отметки проектной линией на пойме $H_{п}$,
- высота моста на пойме $H_{мп}$ (в начале подходов);
- высота моста на судоходных пролетах $H_{мс}$.

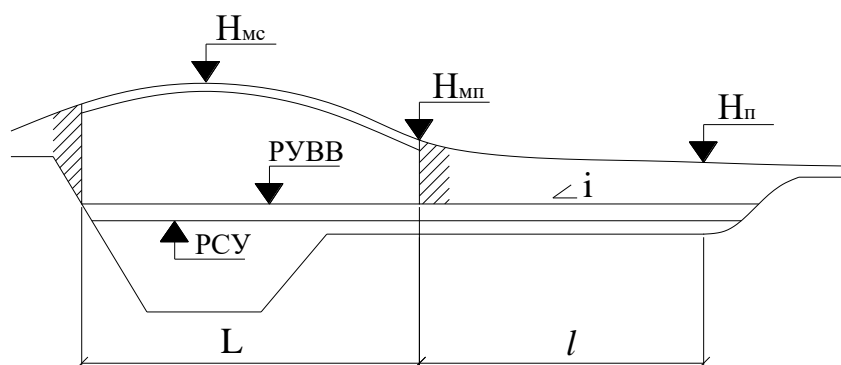


Рисунок 2.8.1 – Схема продольного профиля мостового перехода

Минимальная отметка проектной линии на пойме определяется из условия, чтобы бровка обочины была выше набега волны на 0,5м.

$$H_{\text{п}} = \text{РУВВ} + \Delta Z + i(l - l_{\text{м}}) + h_{\text{наб}} + 0,5 + \Delta Y, \quad (2.8.1)$$

где РУВВ – расчетный уровень воды;

ΔZ – подпор перед мостом;

l – длина поймы;

i – уклон водной поверхности вдоль подходов с верховой стороны;

$h_{\text{наб}}$ – высота набега волны, определяется по формуле (2.9.6);

ΔY – разность отметок оси проезжей части и обочины.

Высота большого моста на пойме определяется аналогично высоте малого моста:

$$H_{\text{мп}} = \text{РУВВ} + Z + C, \quad (2.8.2)$$

где Z – зазор между расчетным уровнем высотой воды РУВВ и низом пролетного строения ($Z=1,0\text{м}$);

C – конструктивная высота пролетного строения.

Высота моста на судоходных пролетах:

$$H_{\text{мс}} = \text{РУС} + \Gamma_{\text{с}} + C, \quad (2.8.3)$$

где РУС – расчетный судоходный уровень;

$\Gamma_{\text{с}}$ – высота судоходного габарита (рис.2.8.2), зависит от класса реки в месте мостового перехода (табл. 2.8.1).

Таблица 2.8.1.

Класс реки	Подмостовой габарит $\Gamma_{\text{с}}$, м	Ширина подмостового габарита B , м	ВП _{суд} , %	К, %
I	16,0	140	2	5
II	14,5	140	3	6
III	13,0	120	4	6
IV	11,5	100	5	5
V	10,0	80	5	3
VI	7,5	60	4	2
VII	5,0	40	4	2

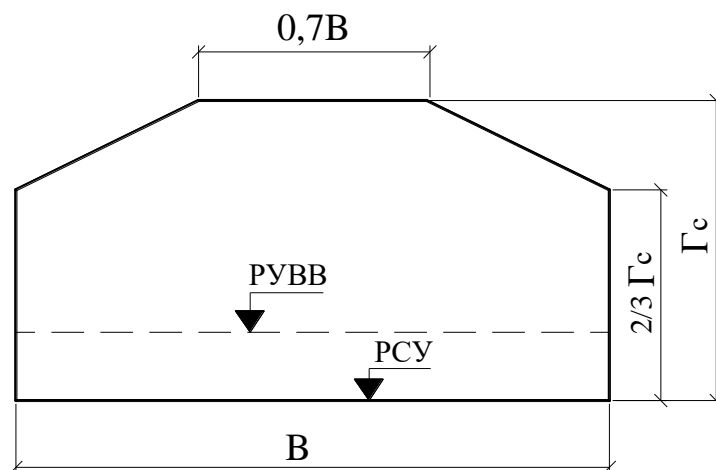


Рисунок 2.8.2 – Схема подмостового габарита

Расчетный судоходный уровень РСУ определяется следующим образом.

По данным ближайшего водомерного поста о ежегодных максимальных уровнях составляют ранжированный ряд их и вычисляют вероятность превышения каждого члена ряда по формуле:

$$ВП = N / (n + 1), \quad (2.8.4)$$

где N – номер члена ряда уровней;

n – число лет систематических наблюдений за уровнями (число членов ряда).

На клетчатку вероятностей наносят уровни H и их вероятности превышения (рис.2.8.3). Назначают вероятность превышения паводка по условиям судоходства $ВП_{суд}$ по таблице 10.1. По графику $H=f(ВП)$ находят отметку паводка H_N .

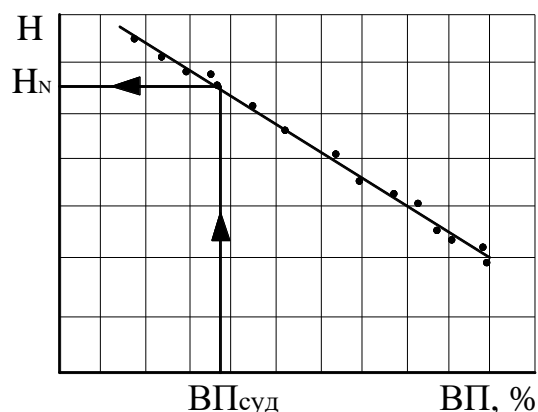


Рисунок 2.8.3 – Построение зависимостей уровней вероятности превышения

Определяют по статистическим данным среднюю за все годы наблюдений продолжительность навигации T в сутках. Разрешается, чтобы при

уровне H_N с $ВП_{суд}$ расчетный судоходный уровень был превышен в течение дней t .

$$t = K T,$$

где K – доля потерянного навигационного времени по сравнению с полной навигацией.

Далее по данным водомерного поста строят график ежедневных уровней в расчетном году с $ВП_{суд}$. На нем наносят уровень PCY_{max} , чтобы уровень выше его в паводок был не более t суток.

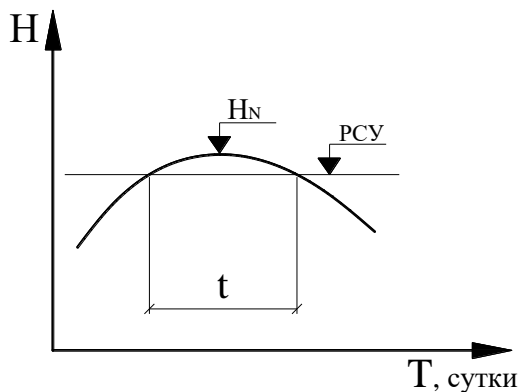


Рисунок 2.8.4 – Изменение уровней во время паводка в году, соответствующем уровню паводка H_N

Проектирование поперечного профиля подходов

В паводок при повышении уровня воды происходит инфильтрация воды в грунт насыпи. Поры грунта насыщаются водою. При спаде уровня вода из середины насыпи перемещается к откосам, вытекает из пор грунта насыпи, возникает гидродинамическое давление вытесненной воды. Возможны оползни откосов. В связи с этим откосы, подверженные действию воды в паводок, имеют более пологое очертание по сравнению с сухими.



Рисунок 2.8.5 – Поперечное сечение насыпей подходов с верховой стороны (левый откос) и с низовой стороны (правый откос): РУВВ – расчетный уровень высокой воды, h – подпор, $h_{наб}$ – высота набега волны на откос

Заложение сухого откоса (участок abc, рис.2.8.5) принимается в зависимости от вида грунта насыпи (1:1,5, 1:1,75) и высоты откоса. Заложение подтапливаемого откоса cd (рис.2.8.5) принимается 1:2 при высоте его до 6,0м и 1:2,25 в нижней части при большей высоте.

Возможен вариант поперечного сечения профиля насыпей подходов с бермами с верхней стороны или с верхней и низовой стороны (рис. 2.8.6).

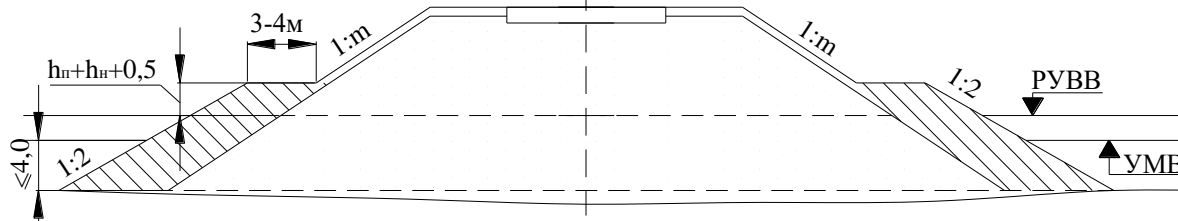


Рисунок 2.8.6 – Поперечное сечение подходов с бермами

Бермы повышают устойчивость откоса и обеспечивают возможность съезда на струенаправляющую дамбу.

Начало паводка весной сопровождается ледоходом. В это время возможен заход льдин из русла к насыпям подходов с верхней стороны. Сильные ветры вызывают волны, удар которых о поверхность откоса также угрожает его устойчивости. Поэтому с верхней стороны откосы укрепляют монолитным бетоном, сборными бетонными плитами. Такое укрепление предусматривается на высоту, равную ПУВВ + подпор + высота набега волны + 0,5м, т.е. на высоту действия воды с учетом запаса, равного 0,5м. Выше этой отметки откос укрепляют посевом трав по плодородному слою, неткаными синтетическими материалами (НСМ) с семенами трав.

Низовой откос в паводок не подвержен действию льдин. За счет продольного движения воды после моста ветровые волны гасятся и не оказывают влияния на низовой откос. Поэтому низовой откос укрепляют аналогично с неподтапливаемыми откосами насыпей (посев трав, НСМ и др.).

При пересечении староречий, проток насыпей подходов возводят с головы (грунт подвозят самосвалами и сталкивают в воду бульдозерами). Откос пологий. Крутизна откоса зависит от вида грунта насыпи и принимается по таблице 2.8.2.

Таблица 2.8.2

Вид грунта	Крутизна откоса
Песок крупный, средний	1:2 – 1:4
Песок мелкий, пылеватый	1:4 – 1:6
Супесь легкая	1:6 – 1:8

В случае пересечения староречий, проток откосы насыпей укрепляют наброской камня (рис.2.8.7).

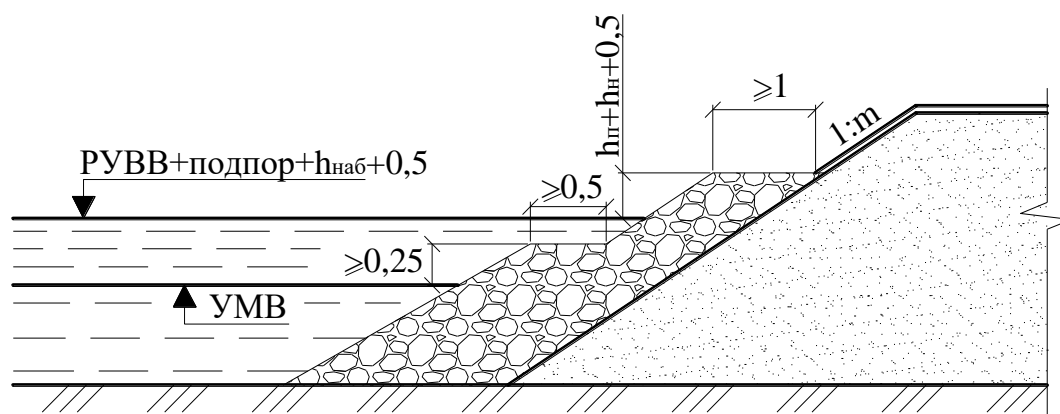


Рисунок 2.8.7 – Поперечный профиль подходов на пересечении проток, староречий на пойме с укреплением откосов наброской камня

1.12 Траверсы

Траверсы применяют для защиты подходов от продольных течений воды. Они отклоняют течение воды от откосов подходов при широких поймах (рис.2.9). Устройство траверс позволяет уменьшить стоимость укрепления откосов. Траверсы – незатопляемые земляные дамбы.

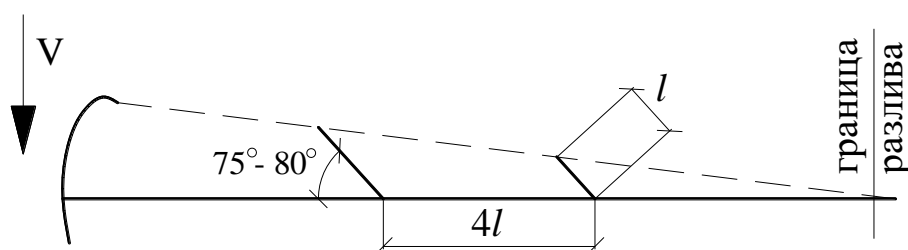


Рисунок 2.9 – Схема расположения траверс

1.13 Особые случаи проектирования мостовых переходов

Мостовые переходы с пойменными мостами

На реках с большой шириной разлива и большими расходами воды на поймах возникает необходимость устройства пойменных мостов. Устройство пойменных мостов снижает подпор, уменьшает затопление сельскохозяйственных угодий.

Начальный опыт устройства пойменных мостов отрицательный. В 1876г. на пересечении железной дорогой р. Дон было устроено 4 пойменных моста. В паводки (не расчетные, $ВП < 1\%$) происходили большие размывы под пойменными мостами. Два пойменных моста были засыпаны.

В настоящее время разработана методика расчета отверстия руслового и пойменного мостом. На эпюре элементарных расходов (рис.2.10.1) намечают границу водного потока руслового и пойменного мостов, соответствующую минимальному расходу q_{min} . По данным эпюры элементарных расходов находят расходы, пропускаемые русловым и пойменным мостами.

В основу расчетов отверстий руслового и пойменного мостов положен принцип равенства подпоров перед мостами. Подпоры вычисляются по разработанным программным продуктам.

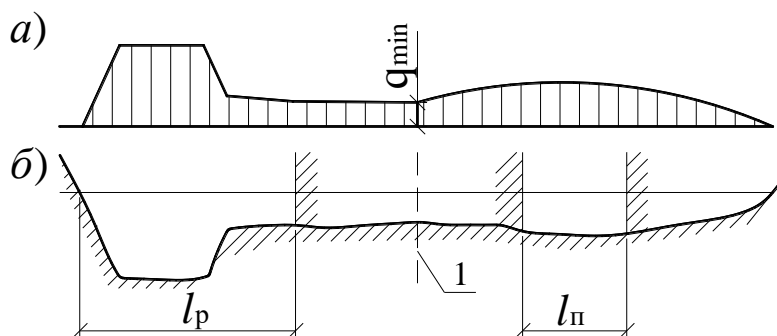


Рисунок 2.10.1 – Схема к определению расчетных расходов для руслового и пойменных мостов: 1 – граница руслового и пойменного потоков; а) эпюра элементарных расходов; б) поперечное сечение реки

Мостовые переходы, работающие в зоне подпора главной реки

Мостовые переходы на устьевых участках боковых притоков главной реки периодически находятся под влиянием уровня воды на ней.

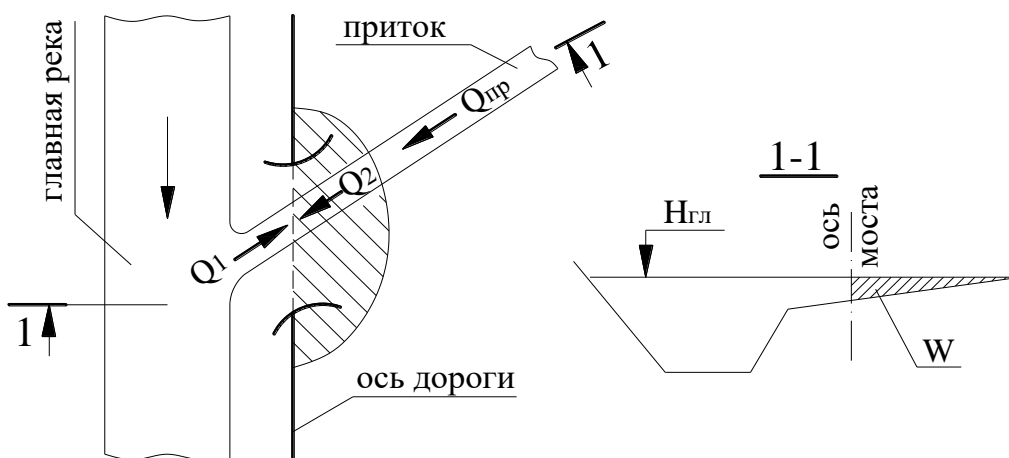


Рисунок 2.10.2 – Схема к расчету расхода воды для моста на притоке

При подъеме уровня на главной реке вода заходит в боковой приток. Под мостом, устроенном на боковом притоке, ее расход Q_1 . Навстречу по притоку движется поток воды с расходом $Q_{пр}$. Накапливается объем пруда $W_{пр}$. Если паводок на притоке совпадает с подъемом паводка на главной реке, то под мостом на притоке проходит расчетный расход:

$$Q_{р.пр} = Q_{пр} - Q_1, \quad (2.10.1)$$

где $Q_{пр}$ – расчетный расход на притоке без влияния главной реки;
 Q_1 – расход воды, движущейся с главной реки в приток.

Если паводок на притоке происходит при спаде уровня на главной реке, то происходит опорожнения пруда. Расчетный расход на притоке под мостом:

$$Q_{р.пр} = Q_{пр} - Q_2, \quad (2.10.2)$$

где $Q_{пр}$ – аналогично по (2.10.1);
 Q_2 – расход воды от опорожнения водохранилища.

Значения расходов Q_1 и Q_2 определяется по специальной методике.

Мостовые переходы, расположенные ниже некапитальных плотин

Небольшие плотины местного значения могут разрушиться. Произойдет опорожнение водохранилища.

Расход при прорыве плотины определяется по формуле:

$$Q_{max} = \sqrt{(2g)mb}H^{3/2}, \quad (2.10.3)$$

где $g=9,81 \text{ м/с}^2$;
 $m=0,32-0,35$;
 b – ширина прорыва, равная ширине водосборного сооружения;
 H – напор воды в месте прорыва.

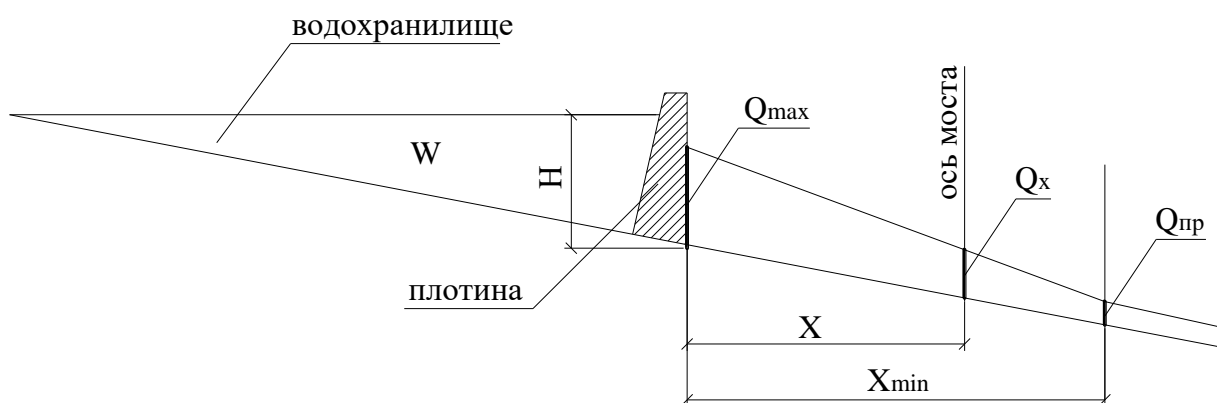


Рисунок 2.10.3 – Схема к расчету расхода воды при прорыве некапитальной плотины

Расход от прорыва плотины (волна прорыва) по мере удаления от плотины уменьшается и на некотором расстоянии равен Q_x и определяется в зависимости от объема водохранилища, величины Q_{max} при прорыве, расстояния до створа X от плотины, уклона водотока.

Расчетный расход для мостового перехода ниже плотины при прорыве ее в паводок равен:

$$Q_p = Q + Q_x,$$

где Q – расчетный расход на водотоке без учета прорыва плотины;

Q_x – расход от прорыва плотины.

1.14 Спрямление русел и укрепление берегов

Спрямление русел производится только на равнинных меандрирующих реках.

Оно предназначено:

- для обеспечения нормального направления потоков русла к оси перехода (рис.2.11.1,а).
- для выключения излучины, угрожающей устойчивости насыпи подхода (рис.2.11.1,б).

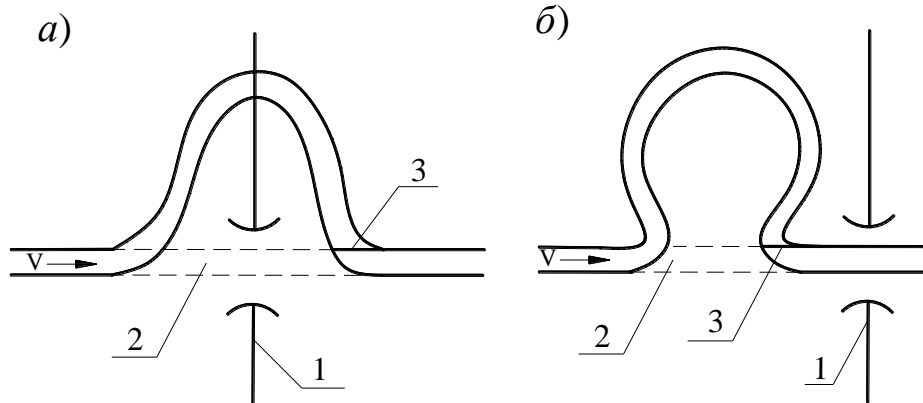


Рисунок 2.11.1 – Схемы спрямления русла реки: 1 – ось перехода; 2 – спрямление; 3 - запруда

Если спрямление располагается на пойме, то поперечное сечение канала и ее живое сечение W_6 рассчитывается на пропуск расхода воды, походящего в бровках бытового русла.

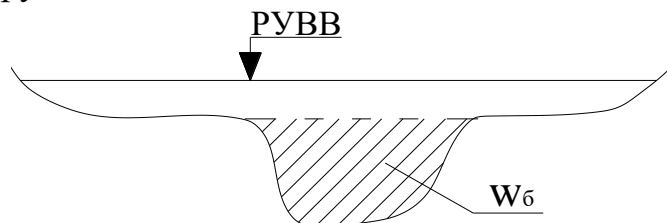


Рисунок 2.11.2 – Схема к определению площади поперечного сечения канала

Если спрямленное русло находится за пределами поймы, то поперечное сечение канала рассчитывается на полный расчетный расход реки Q .

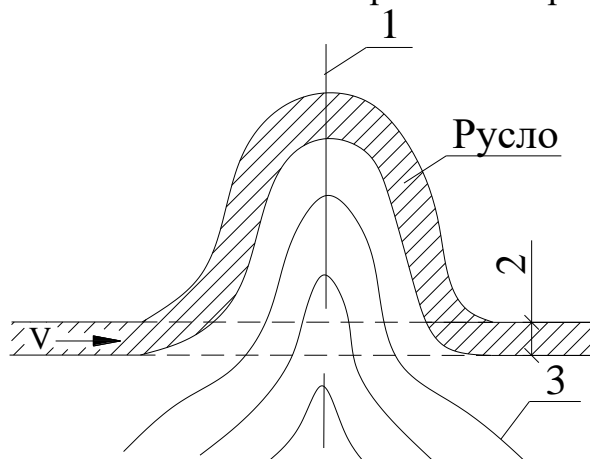


Рисунок 2.11.3 – Спрямленное русло, расположенное за пределами поймы: 1 – ось дороги, 2 – русло реки, 3 – горизонтали местности

Для исключения излучины в нижней части ее устраивают запруды (земляные дамбы на уровне бровки русла). В начале спрямления старое русло открыто для постепенного заиления его взвешенными наносами.

Для защиты берегов русла от размыва и выпрямления судоходного хода устраивают полузапруды (затопленные и незатопленные при УМВ). Они отжимают водный поток от берега русла.

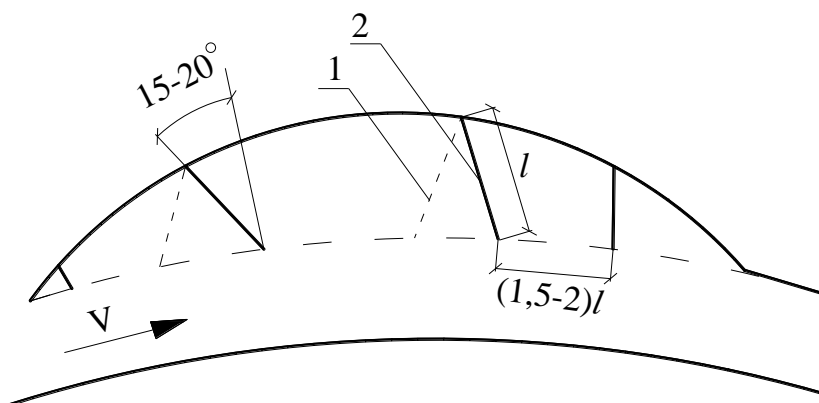


Рисунок 2.11.4 – Схема устройства полузапруд: 1 – незатопляемых, 2 – затопляемых

Укрепление берегов рек может также выполняться с помощью тюфяков (габионных или бетонных).

Габионные тюфяки емкости из проволоки, заполненные камнем. Бетонные тюфяки – бетонные плиты, соединенные между собой шарнирами.

3. ИЗЫСКАНИЯ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

3.1 Задачи изысканий мостовых переходов

Задачами изысканий являются:

- выбор места мостового перехода;
- трассирование перехода (подходов);
- съемка ситуационного плана;
- съемка плана в горизонталях;
- изучение режима реки в зоне мостового перехода с определением уровней, расходов, скоростей течения воды путем выполнения гидрометрических работ или морфометрических обследований;
- инженерно-геологическое обследование.

До начала изысканий в подготовительный период изучают топографические материалы (геодезические и лоцманские карты) района мостового перехода, данные о многолетних максимальных уровнях, о существующих мостовых переходах.

3.2 Выбор места мостового перехода

Выбор места мостового перехода обусловлен следующими требованиями:

- гидрологическими;
- топографическими;
- судоходства и сплава;
- геологическими;
- экономическими.

Гидрологические требования направлены на уменьшения отверстия и длины моста, его устойчивость против размыва.

Основные гидрологические требования.

1. Мостовой переход должен пересекать реку нормально к оси потока.

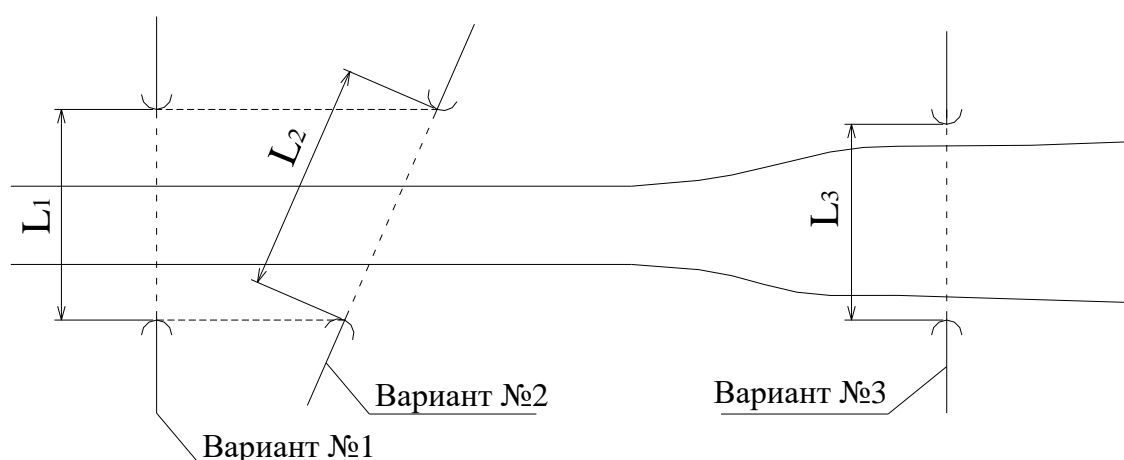


Рисунок 3.2.1 – Варианты пересечения реки

При косом пересечении увеличивается длина моста.

2. Целесообразно пересекать реку на участках с широким руслом и узкими поймами, что уменьшает не только длину моста, но и длину подходов (см. рис.3.2.1, вариант III).
3. Не следует пересекать реку на участках с островами, так как увеличивается суммарная длина мостов.

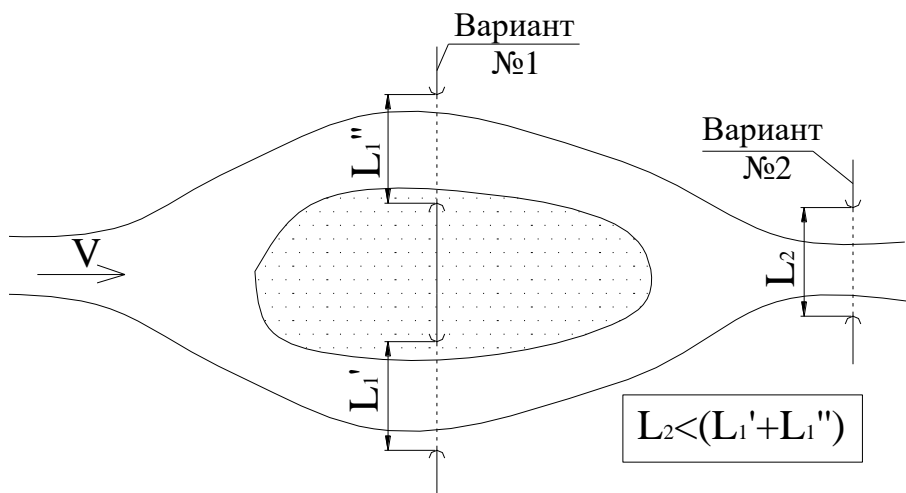


Рисунок 3.2.2 – Варианты пересечения реки с островами.

4. На меандрирующих реках трассу дороги лучше назначать в середине старой излучины, прижатой к коренному берегу (рис. 3.2.3). Излучина является старой, если в течение длительного промежутка времени положение русла реки на лоцманских картах разных лет не изменялась.

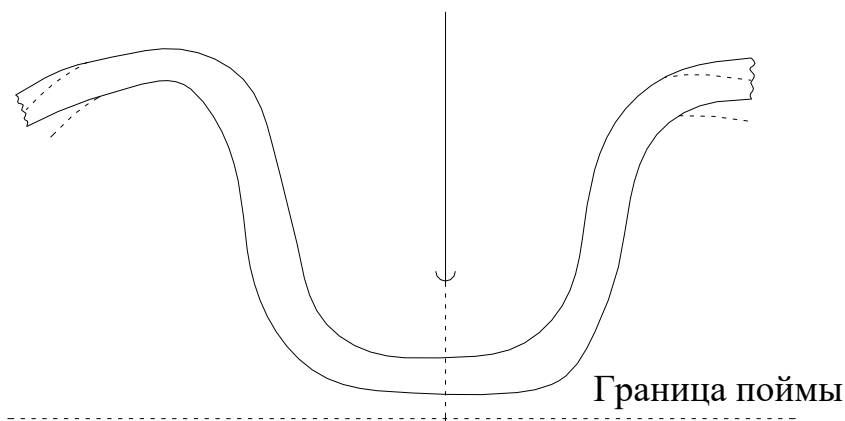


Рисунок 3.2.3 – Трасса мостового перехода на меандрирующей реке

5. Рекомендуется назначать место перехода выше впадения притока. В таком случае мостовой переход не попадает в зону выноса наносов из устья притока.

Топографические требования:

- не рекомендуется делать углы поворота трассы дороги на пойме;
- склоны на спусках на пойму и подходы не должны иметь больших уклонов.

Требования судоходства.

Судоходные реки немеандрирующие или слабо меандрирующие. Для предотвращения навала на опоры необходимо, чтобы мост располагался нормально судовым ходам при средних и низших уровнях. Общая косина пересечения потока воды мостом не должна превышать 10° . В связи с этим следует избегать пересечения реки по перекатам.

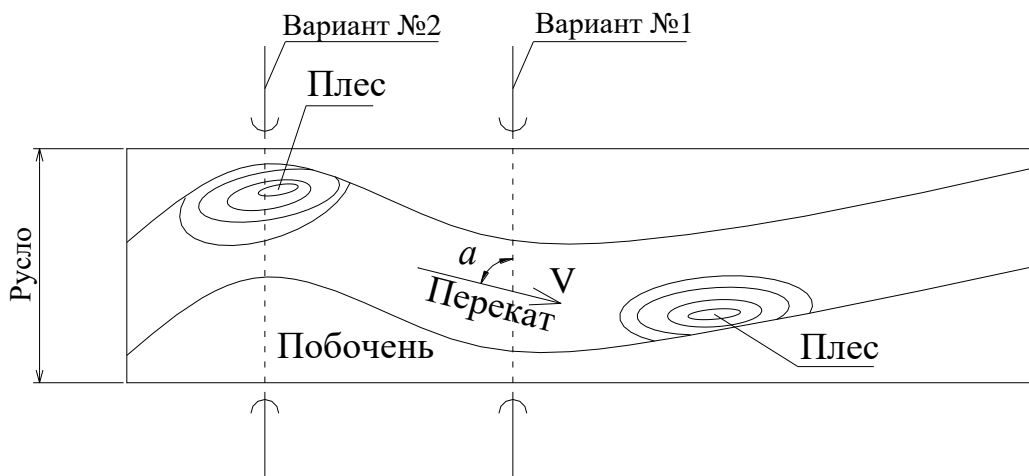


Рисунок 3.2.4 – Варианты пересечения русла реки на участке плеса и пережата

При пересечении реки по пережату (рис.3.2.4, вариант №1) при низших уровнях воды направление струй имеет недопустимую косину по отношению к оси перехода. Целесообразно прокладывать трассу дороги на участке плеса малой кривизны (рис.3.2.3, вариант №2). Кроме того, ось перехода должна быть удалена от крутой излучины и пережатов не менее чем тройная длина караванов судов с верховой стороны и не менее полутора длины каравана судов L_c с низовой (рис.3.2.5).

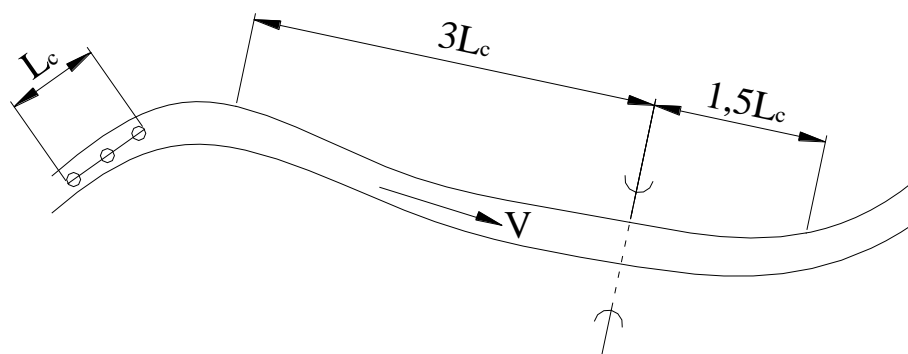


Рисунок 3.2.5 – Схема пересечения реки по условиям судоходства

По **геологическим условиям** предпочтительны переходы на участках дорог с близким расположением коренных пород, так как уменьшается глубина заложения опор и их стоимость. Следует избегать также пересечение дорогой оползневых склонов на спусках в долину реки, так как оползни могут нарушать устойчивость земляного полотна подходов береговых устоев моста.

Соблюдение перечисленных требований позволяет уменьшить стоимость мостового перехода, его надежность. Мостовой переход – это часть автомобильной дороги. Кратчайшее ее проложение – по воздушной линии АВ (рис.3.2.6).

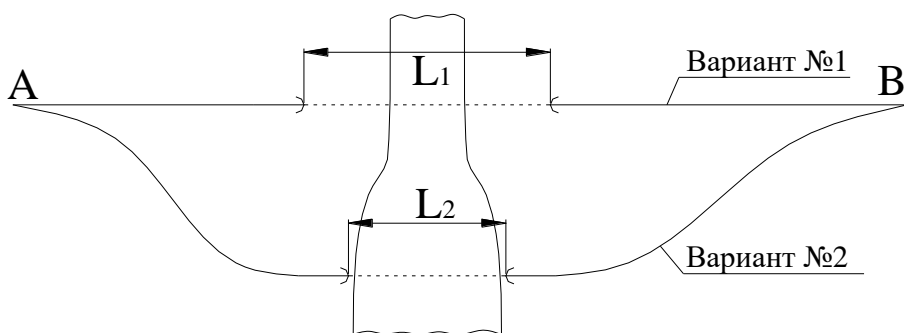


Рисунок 3.2.6 – Варианты мостового перехода

При пересечении реки (рис.3.2.6) возможны варианты трассы дороги №1 и №2. Может оказаться, что перечисленные выше условия имеют место при втором варианте трассы (рис.3.2.6) и стоимость мостового перехода по варианту 2 меньше стоимости мостового перехода по варианту 1. Однако при варианте 2 удлиняется дорога, увеличиваются эксплуатационные (транспортные и дорожные) расходы.

Экономическое обоснование варианта мостового перехода выполняется с учетом стоимости строительства не только мостового перехода на участке автомобильной дороги, а также с учетом величины эксплуатационных расходов, зависящих от интенсивности движения. Чем выше категория дороги, тем меньше должны отклоняться места пересечения реки от общего направления трассы дороги.

3.3 Трассирование перехода, съемка планов

Трассой называют положение оси дороги на местности. Ось мостового перехода – это ось автомобильной дороги. Поэтому при трассировании определяют положение трассы, разбивают ее на пикеты и определяют черные отметки на пойме нивелированием, в русле промером глубин со льда зимою, летом с лодки.

Планы (ситуационный и в горизонталях) получают тахеосъемкой, используя теодолит, электронный теодолит или систему GPS. Эти планы снимают по каждому варианту мостового перехода.

Ситуационный план используется для обоснования выбранной оси мостового перехода и схемы струенаправляющих и регуляционных сооружений.

Ситуационный план снимается в пределах полторы ширины разлива вверх и одной ширины разлива вниз от оси перехода. В поперечном направлении съемка выполняется на ширину разлива с запасом на 200м. На ситуационном плане показывают положение русла, проток, староречий, озер, контуры угодий (луг, лес, кустарник), населенные пункты, линию высшего исторического горизонта (ВИГа) воды. Масштабы ситуационного плана 1:10000 или 1:25000.

План в горизонталях необходим для проектирования струенаправляющих и регуляционных сооружений, срезки пойм.

Масштаб плана в горизонталях 1:1000 (1:2000). Сечение горизонталей через 0,5м. Ширина плана в горизонталях должна выходить за линии ВИГ на 200м, длина вдоль реки должна быть достаточной для проектирования всего комплекса сооружений мостового перехода.

3.4 Гидрометрические работы

Гидрометрические работы проводятся для изучения режима реки в паводок (весною).

Задача гидрометрических работ – получение значений скорости течения воды, уклона водной поверхности при разных уровнях воды на реке с целью определения расчетных значений уровня расхода, уклона и скорости.

Гидрометрические работы включают подготовительные работы до начала паводка и гидрометрические наблюдения в паводок.

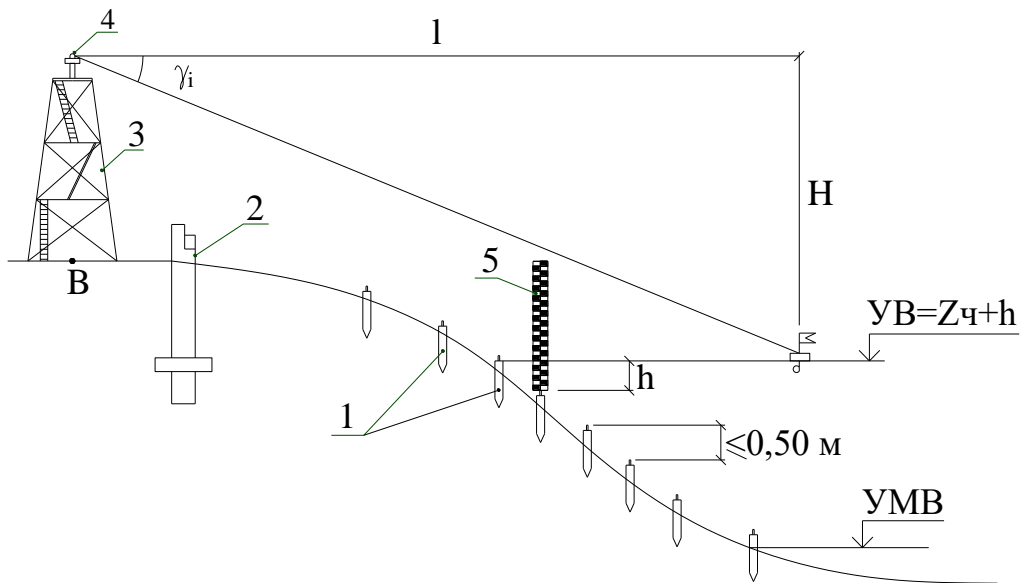
Подготовительные работы:

- устройство временных водомерных постов;
- постройка наблюдательного пункта;
- разбивка и закрепление гидрометрического створа и вертикалей на нем.

Устройство водомерных постов и наблюдательного пункта

Водомерные посты необходимы для измерения уровней воды. Уровни измеряют в трех створах, один из которых располагается по намеченной оси перехода, а два остальных на расстоянии от 0,5 до 3,0 км от первого вверх и вниз по течению. Это расстояние зависит от уклона реки.

Водомерные посты бывают речного или свайного типа. Они располагаются в местах, защищенных от действия ледохода. У водомерного поста закладывается временный репер. Отметки свай определяют нивелированием. Водомерные посты связывают между собой нивелированием. Наблюдения за уровнем ведут 2 раза в день, а в период измерения скоростей течения воды – 4 раза в определенное время суток.



№ сваи, Вр	Врз	1	2	3	4	5	6	7	8
Отметки, м		Z ₁			Z ₄				

Рисунок 3.4.1 – Схема свайного водомерного поста и наблюдательного пункта: 1 – сваи; 2 – временный репер; 3 – наблюдательный пункт; 4 – теодолит; 5 - рейка

Наблюдательный пункт – деревянная вышка с площадкой для установки теодолита (рис.3.4.1).

Отметка какой либо точки у наблюдательного пункта определяется нивелированием от временного репера. Отметка визирной оси теодолита H_T (рис.3.4.1, 3.4.2) определяется аналогично, как и при определении отметки проводов воздушных линий электропередач.

В случае, когда известна отметка точки В у наблюдательного пункта, отметку H_T получим следующим образом.

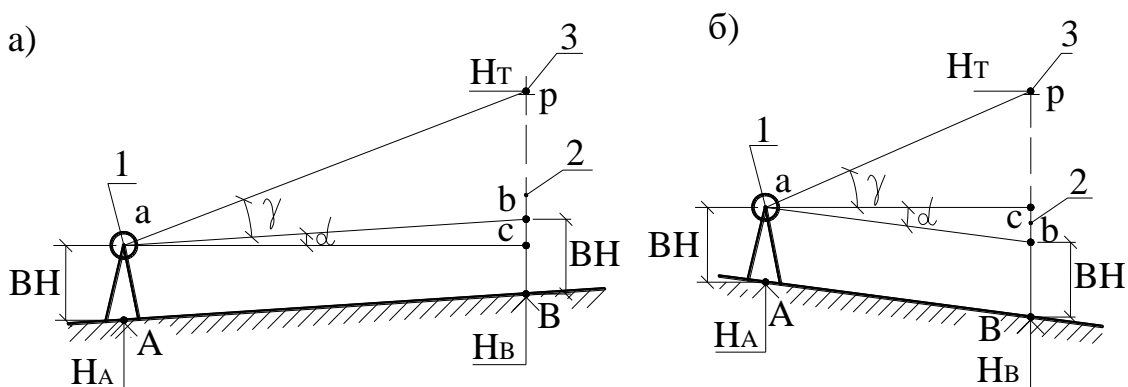


Рисунок 3.4.2 – Схема к определению отметки визирной оси теодолита: 1 – теодолит; 2 – рейка; 3 – визирная ось теодолита на наблюдательном пункте

Для этого на некотором расстоянии от наблюдательного пункта на точке А (рис.3.4.2) устанавливают теодолит и измеряют высоту инструмента ВИ. На точку В у наблюдательного пункта устанавливают рейку и наводят визирную ось на отсчет, равный ВИ, измеряют вертикальный угол α и расстояние ab по дальномеру. Далее наводят визирную ось теодолита 1 на визирную ось теодолита установленного на площадке наблюдательного пункта (на точку 3, рис.3.4.2) и измеряют вертикальный угол γ .

Вычисляют сторону ac и bc прямоугольного треугольника abc и сторону pc прямоугольного треугольника apc .

$$ac = ab \cos\alpha;$$

$$bc = ab \sin\alpha;$$

$$pc = ac \operatorname{tg}\gamma.$$

Отметка визирной оси теодолита на площадке наблюдательного пункта для случая, представленного на рисунке 3.4.2, а, равна

$$H_T = H_B - \text{ВИ} - bc + pc.$$

Для случая, представленного на рисунке 3.4.2, б, отметка H_T равна

$$H_T = H_B + \text{ВИ} + bc + pc.$$

Если известна отметка точки А, на которой установлен теодолит, то можно не измерять высоту инструмента ВИ на точке А. Визирная ось теодолита наводится на произвольный отсчет по рейке на точке В, измеряется расстояние ab до рейки по дальномеру и вертикальные углы α и γ . Вычисляют величины ac и pc по предыдущим формулам и отметку H_T .

$$H_T = H_A + pc.$$

Разбивка гидростворов и закрепление вертикалей

Разбивка гидроствора включает трассирование, пикетаж и двойное нивелирование. В русле промеряются глубины со льда. По этим данным вычерчивают черный профиль створа. Так как гидроствор разбивается нормально к потоку воды, то черный профиль гидроствора является поперечным сечением реки по створу.

Гидроствор предназначен для измерения скорости течения воды при различных ее уровнях. Поэтому он разбивается на участке реки с прямым руслом, без резких изменений глубин, без островов и отмелей, с незаросшей узкой поймой, желательно у мостового перехода.

Гидроствор закрепляется вехами за пределами границы ВИУ (по 2 вехи с каждой стороны). Если на пойме есть кустарник, то он вырубается полосой 5-6 м для свободного плавания лодок (рис.3.4.3).

Гидроствор обычно располагается по оси мостового перехода. На гидростворе устанавливается водомерный пост.

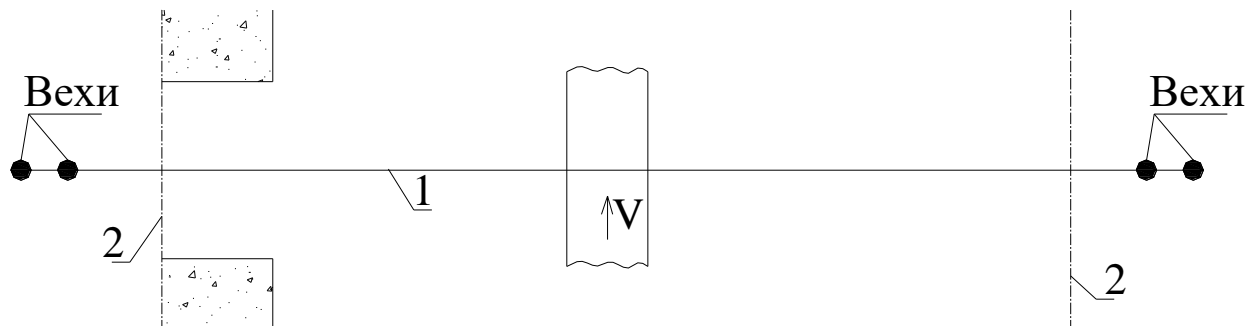


Рисунок 3.4.3 – Схема закрепления гидроствора: 1 – ось гидроствора; 2 – границы разлива воды в паводок

На черном профиле гидроствора намечают вертикали для измерения скорости течения воды в характерных переломах профиля (рис.3.4.4).

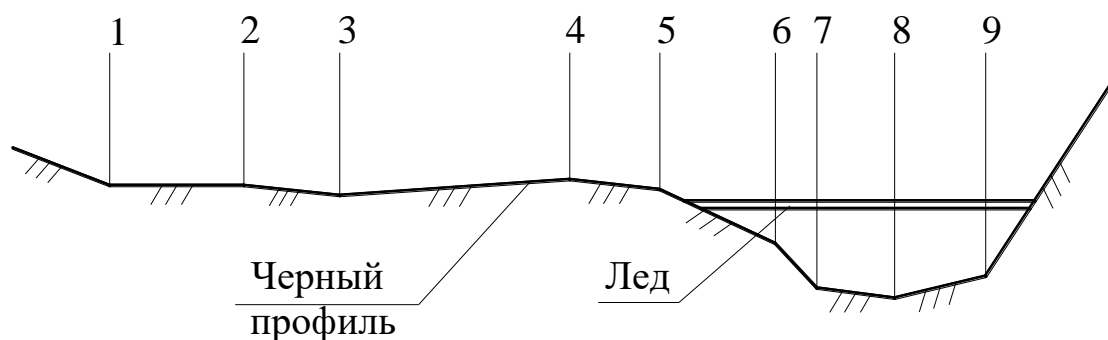


Рисунок 3.4.4 – Вертикали для измерения скорости течения воды.

На пойме эти вертикали можно закреплять плавающими вехами, в русле и на пойме при большой глубине их закрепляют горизонтальными углами от базиса с наблюдательного пункта (рис.3.4.5).

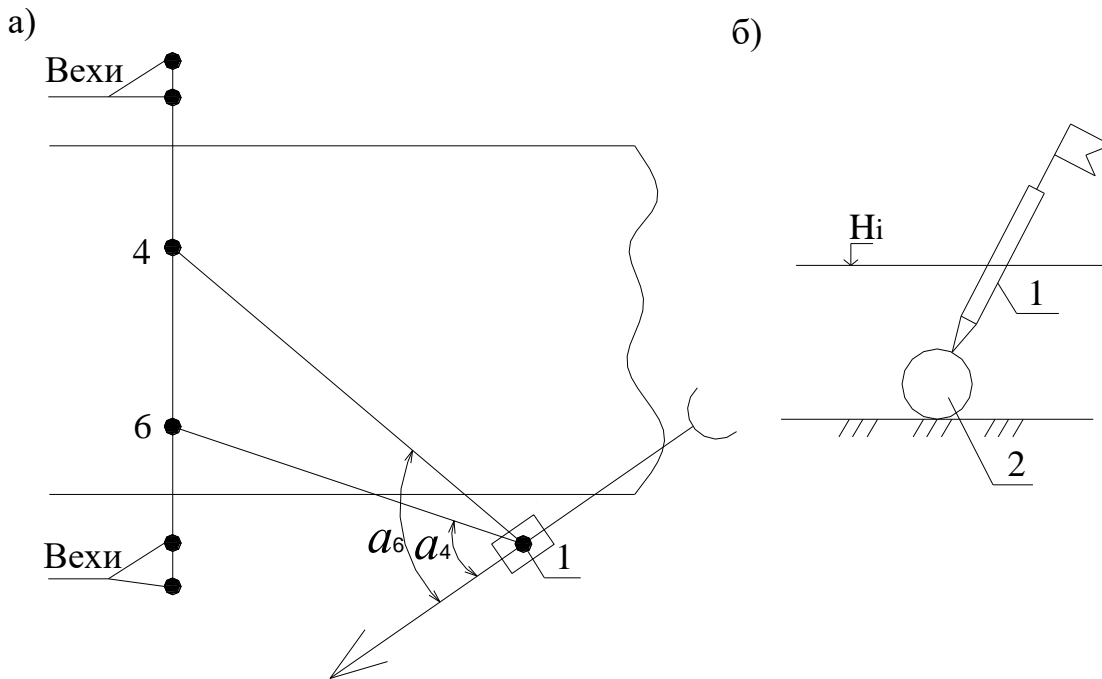


Рисунок 3.4.5 – Схема закрепления вертикалей 4 и 6 на гидростворе: а) угловыми засечками; б) плавающими вехами; 1 – веха; 2 – груз

Измерение скорости течения воды

Скорости течения воды измеряют вертушечным или поплавковым способом. Двигаясь вдоль гидроствора на лодке, закрепленной вехами, находят положение на лодке требуемой вертикали и становятся на якорь.

Вертушку опускают на трасе на заданную глубину. При пятиточечном способе скорость измеряют у поверхности дна и на 0,2; 0,6 и 0,8 глубины. Продолжительность измерения должна быть достаточной, чтобы лопасть вертушки сделала не менее 200 оборотов. Нормальная продолжительность времени измерения скорости 2 минуты у поверхности и 5 минут у дна.

По результатам измерения скоростей вертушкой составляют эпюры скоростей $V=f(h)$ по вертикалям (рис. 3.4.6). Площадь ω полученной эпюры дает элементарный расход на вертикали q . Средняя скорость на вертикали:

$$V_{\text{ср}} = \omega/h,$$

где ω – площадь эпюры $V=f(h)$;
 h – глубина воды на вертикали

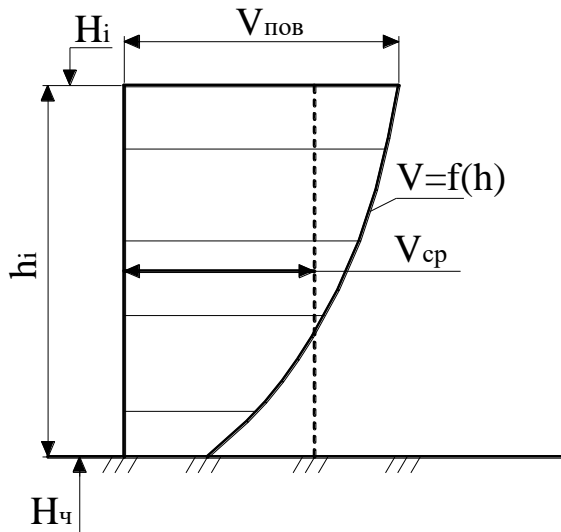


Рисунок 3.4.6 – Эпюра скоростей на вертикали.

Поплавковый способ

Поплавки – деревянные кружки диаметром 25см и высотой 5см с грузом и флажком.

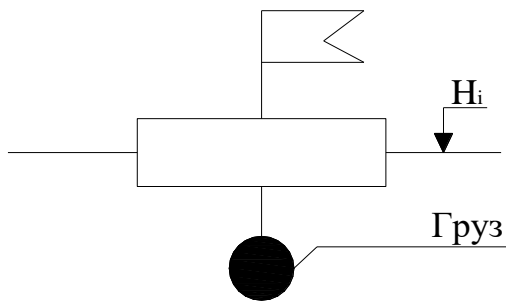


Рисунок 3.4.7 – Схема поплавка.

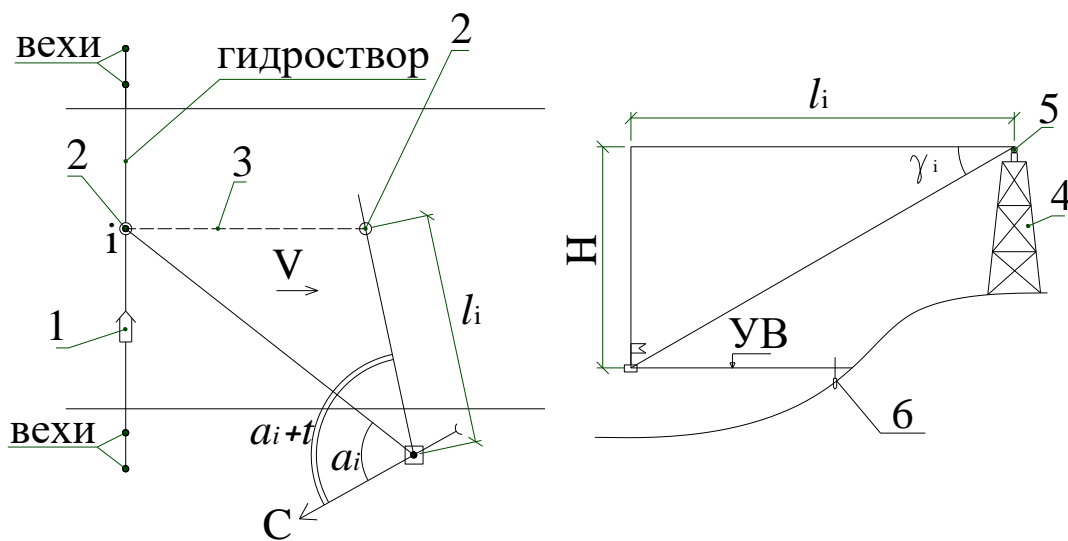


Рисунок 3.4.8 – Схема работы с поплавками при однотоочечном способе: 1 – лодка; 2 – поплавок; 3 – траектория движения поплавка; 4 – наблюдательный пункт; 5 – теодолит; 6 – водомерный пост

Двигаясь на лодке (рис. 3.4.8) вдоль гидроствора (ориентиры-вехи), по сигналу с наблюдательного пункта определяют свое положение на вертикали i и опускают поплавок. На наблюдательном пункте фиксируют время пуска поплавка. Через промежуток времени t фиксируют положение поплавка на поверхности воды, измеряя горизонтальный угол α_{i+1} и вертикальный γ_{i+1} . Зная отметку теодолита H_T и уровня воды H_i (данные водомерного поста), вычисляют высоту h_i и горизонтальную проекцию, расстояние l_i от теодолита до поплавка.

$$h_i = H_T - H_i;$$
$$l_i = h_i \operatorname{ctg} \gamma_i.$$

На плане участка реки наносят положение поплавка по углу α_{i+1} и расстоянию l_i , измеряют пройденный поплавком путь S_i и вычисляют поверхностную скорость движения воды:

$$V_{\text{пов}} = S_i / t_i.$$

Средняя скорость движения воды на вертикали (рис.3.4.6) равна:

$$V_{\text{ср}} = K V_{\text{пов}},$$

где, $K=0,85$.

3.5 Обработка результатов гидрометрических работ

Необходимо получить характеристики реки в расчетный паводок (расчетный уровень РУВВ, расчетный расход Q и распределение его между поймами и руслом, расчетную скорость в русле и на поймах, уклон водной поверхности).

Уклоны водной поверхности вычисляют по данным об одновременных уровнях на водомерных постах и известном их расстоянии между водомерными постами.

Реки делятся на изученные и неизученные (малоизученные).

Определение характеристик изученной реки

На изученных реках длительное время (более 30 лет) имеются постоянные водомерные посты гидрометеослужбы, на которых ведутся ежегодные наблюдения за уровнями воды. По данным о максимальных ежегодных уровнях методами математической статистики вычисляют расчетный уровень воды на водомерном посту гидрометеослужбы. Для этого

составляют ранжированный ряд уровней, вычисляют вероятность превышения каждого члена ряда.

$$ВП = m / (n + 1) \cdot 100, \% \quad (3.5.1)$$

где m – порядковый номер уровня в ряду;

n – число членов ряда.

Уровни H и вероятность превышения m их наносят на клетчатку вероятностей. При расчетной вероятности превышения $ВП = 1\%$ находят расчетный уровень на водометном посту гидрометеослужбы $H_{ВП}$ (рис. 3.5.1).

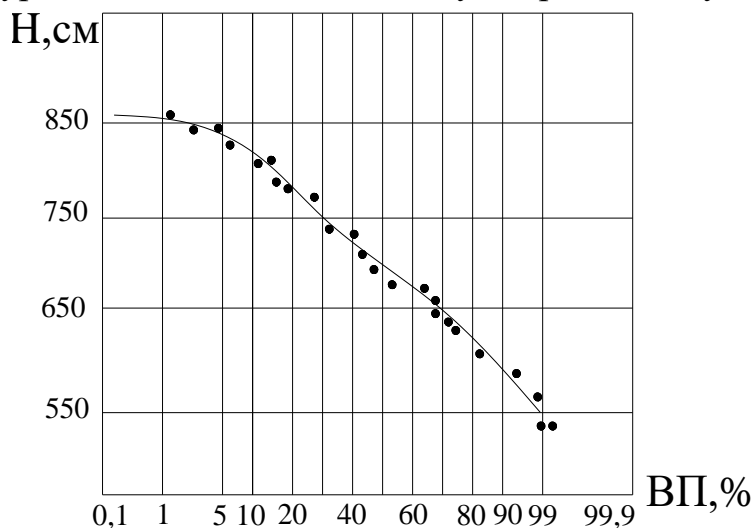


Рисунок 3.5.1 – Обработка ряда уровней на клетчатке вероятностей.

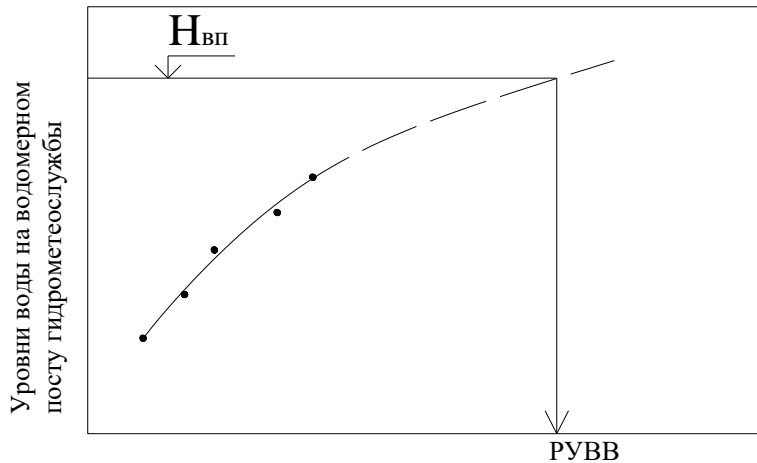
Если водомерный пост гидрометеослужбы находится не далеко от мостового перехода, то полученный расчетный уровень $H_{ВП}$ переносится на гидроствор по уклону.

$$РУВВ = H_{ВП} \pm J \cdot l, \quad (3.5.2)$$

где J – уклон водной поверхности;

l – расстояние от постоянного водпоста до гидроствора.

Если водпост гидрометеослужбы удален от перехода, а уклонная связь отсутствует, то надо построить кривую связи одновременных уровней для водомерного поста у перехода и водомерного поста у гидрометеослужбы во время изысканий. Эту кривую необходимо экстраполировать до расчетного уровня $H_{ВП}$ и получить расчетный уровень на мостовом переходе $H_{МП}$ (рис.3.5.2).



Уровни воды на водомерном посту мостового перехода

Рисунок 3.5.2 – Кривая связи одновременных уровней на водомерных постах гидрометеослужбы и у мостового перехода.

Далее следует получить зависимость расхода воды от уровня на гидростворе мостового перехода.

Расходы воды, которые проходили при различных уровнях воды H_i через поперечное сечение реки в месте мостового перехода, определяют следующим образом. На вертикалях гидроствора вычисляют элементарные расходы q_{ni}

$$q_{ni} = V_{cp,ni} h_i,$$

где $V_{cp,ni}$ – средняя скорость на вертикали при уровне воды H_i , полученная по данным измерения скоростей вертушечным или поплавковым способом;

h_i – глубина воды на вертикали, равная разности отметки уровня воды на водомерном посту и отметки дна на этой вертикали.

По данным об элементарных расходах строят их эпюру. Площадь всей равна общему расходу при уровне H_i .

Полученные расходы позволяют построить кривую связи $Q=f(H)$ между уровнем воды и расходом во время изысканий (рис.3.5.3). Экстраполируя кривую $Q_i=f(H_i)$ до расчетного уровня РУВВ, получают расчетный расход на мостовом переходе Q . Расчетные расходы в русле $Q_{рб}$ и $Q_{пб}$ получают путем построения эпюры элементарных расходов при РУВВ. Площадь эпюры над руслом равна расходу $Q_{рб}$, который проходил в русле в бытовых условиях. Площадь эпюры над поймой равна пойменному расходу $Q_{пб}$.

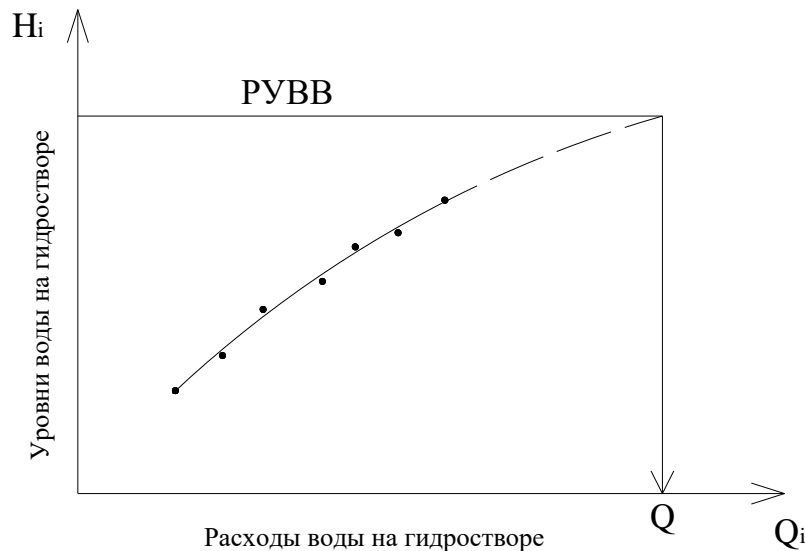


Рисунок 3.5.3 – Кривая связи уровней воды и расходов на гидростворе

Средняя скорость движения воды в расчетный паводок в русле $V_{рб}$ и на пойме $V_{пб}$ равны:

$$V_{рб} = Q_{рб} / \omega_{рб}; \quad V_{пб} = Q_{пб} / \omega_{пб}, \quad (3.5.3)$$

где $\omega_{рб}$, $\omega_{пб}$ – площадь живого сечения в пределах русла и поймы.

Средняя глубина воды в русле $h_{рб}$ и на пойме $h_{пб}$:

$$h_{рб} = \omega_{рб} B_{рб}; \quad h_{пб} = \omega_{пб} B_{пб}, \quad (3.5.4)$$

где $B_{рб}$, $B_{пб}$ – ширина русла и поймы.

Определение характеристик неизученной реки

Если мостовой переход проектируется на малоизученной или неизученной реке (нет длительно действующего водомерного поста гидрометеослужбы), то для определения расчетного расхода используют изученную реку-аналог.

На неизученной реке необходимо найти внешний исторический уровень воды на ВИУ и год его прохождения. (Метод определения ВИУ рассмотрим в параграфе 3.6). по кривой $Q_i = f(N_i)$, построенной по данным изысканий, находят расход $Q_{ВИУ}$ на гидростворе неизученной реки.

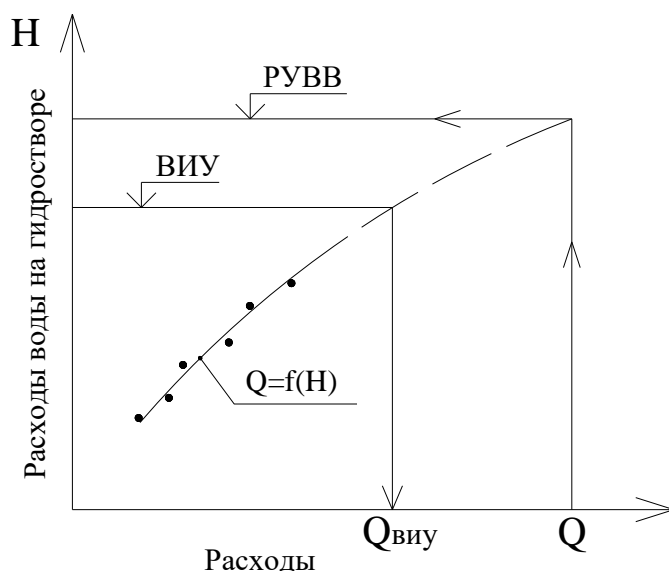


Рисунок 3.5.4 – Схема к определению $Q_{\text{ВИУ}}$ и РУВВ.

На реке-аналоге по данным водомерного поста гидрометеослужбы находят расчетный расход Q_a ВП=1% и расход $Q_{\text{ан}}$ в году n . Проводят аналогию. Если соотношение между расходами было $Q_{\text{ВИУ}} / Q_{\text{ан}}$, то такое соотношение будет и в расчетном году, т.е. $Q_{\text{ВИУ}} / Q_{\text{ан}} = Q / Q_a$.

Расчетный расход на неизученной реке равен:

$$Q = Q_a Q_{\text{ВИУ}} / Q_{\text{ан}}. \quad (3.5.5)$$

где $Q_{\text{ан}}$, Q_a – расходы на реке-аналоге (в году n и расчетный).

Расчетный уровень на мостовом переходе РУВВ определяют по кривой связи $Q_i = f(H_i)$ на гидростворе (рис.3.5.4).

При этом уровне РУВВ строят эпюру элементарных расходов и вычисляют расходы $Q_{\text{рб}}$, $Q_{\text{пб}}$ и средние скорости и глубины по формулам (3.5.3) и (3.5.4).

3.6 Морфометрические обследования реки в районе мостового перехода

Морфометрические обследования проводят в безпаводочный период при низком уровне воды УМВ.

Цель – установление основных характеристик водотока без гидрометрических наблюдений.

Ограничиться морфометрическими обследованиями можно, когда:

- вблизи мостового перехода есть водомерный пост гидрометеослужбы;
- река с неширокими поймами;
- недалеко расположен существующий мостовой переход.

Морфометрические обследования включают:

- установление характерных уровней;
- построение продольного профиля реки;
- выбор и разбивку мостостворов.

Установление характерных уровней

К характерным уровням относятся:

- высший исторический уровень ВИУ;
- уровень высокого ледохода УВЛ;
- уровень меженных вод УМВ.

Наиболее надежные источники получения значений уровней являются данные расположенных вблизи мостового перехода водомерных постов гидрометеослужбы. Высший исторический уровень ВИУ может быть определен также опросом старожилов или по следам на местности.

Старожилы – это пожилые люди, длительное время проживающие в районе мостового перехода.

При установлении ВИУ опросом старожилов устанавливают положение уровня воды и его год паводка у сооружений (колодец, баня), у огородов на пологих участках рельефа, но не на крутых, так как ошибка в положении уреза воды на крутом участке даст большую погрешность в величине ВИУ.

Показания старожилов оформляются актом.

К следам на местности относятся:

- наносник (мелкие ветки, пучки травы на кустах и т.д.);
- отложения взвешенных наносов или нефти на коре деревьев;
- следы подмыва водой крутых берегов;
- линии смачивания деревянных стен, опор.

Следы на местности сохраняются в течении 5-10 лет. Следовательно, уровни воды, определенные по следам на местности, относятся к паводкам повторяемостью 1 раз в 5-10 лет (ВП=20-10%).

Построение продольного профиля реки.

Продольный профиль снимается по урезу воды в русле нивелированием на расстояние не менее 500м вверх и вниз от мостоствора. Если водомерный пост гидрометеослужбы расположен на расстоянии до 5 км от мостоствора, то продольный профиль доводят до этого водпоста.

Продольный профиль необходим для определения продольного уклона водной поверхности J в паводок при РУВВ. На меандрирующей реке принимают расчетный уклон J равным уклону воды в русле при УМВ, т.е.

$$J=J_p,$$

где J_p – уклон водной поверхности в русле при УМВ.

На меандрирующих реках при выходе воды на пойму поток движется по прямой и имеет уклон $J_{п}$. При выходе воды на пойму уклон водной поверхности увеличивается. Вычислим этот уклон.

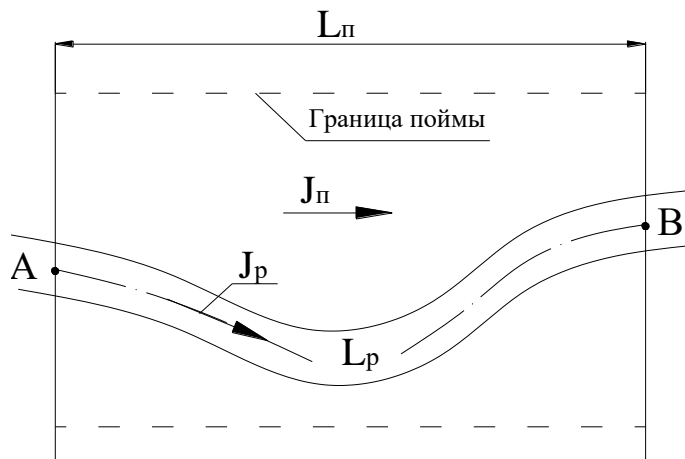


Рисунок 3.6.1 - Схема к расчету уклона водной поверхности в паводок.

Примем превышения ΔH уровней УМВ и РУВВ между точками А и В (рис.3.6.1) одинаковыми.

$$J_{п} = L_{п} = \Delta H = J_p L_p.$$

Из этого выражения получим:

$$J_{п} = J_p L_p / L_{п},$$

где L_p , $L_{п}$ – длина русла и поймы между точками А и В.

На меандрирующей реке расчетный уклон J водной поверхности принимают равным уклону воды, движущейся по пойме, т.е.

$$J = J_{п}.$$

Выбор и разбивка морфостворов

Морфоствор располагают выше или ниже мостового перехода, но не далее 0,6 ширины разлива от оси перехода, на участке реки с наименьшей шириной поймы и наибольшей шириной русла.

Морфоствор располагается перпендикулярно направлению потока воды при РУВВ для того, чтобы поперечное сечение реки можно было принять за живое сечение потока. В связи с указанным Морфоствор в плане может быть ломаным.

Разбивка морфоствора включает трассирование, пикетаж и нивелирование. В русле выполняют промер глубин с лодки. По этим данным получают поперечное сечение реки. На гидростворе выделяют участки поймы с различными морфологическими показателями, влияющими на скорость движения воды.

Обработка материалов морфометрических обследований

Задачей обработки материалов морфометрических обследований является получение расчетных значений уровня воды РУВВ, расхода Q и его распределения между руслом и поймой, бытовых глубин и скоростей в русле $h_{рб}, V_{рб}$ и на пойме $h_{пб}, V_{пб}$.

На изученной реке вычисляют расчетный уровень по данным о ежегодных максимальных уровнях и переносят его на Морфоствор по зависимости (3.5.2).

Далее по данным о ситуации на морфостворе назначают морфологические характеристики шероховатости m , пользуясь [5]. Так, для незаросшей поймы $m=30$, для поймы, заросшей на 70%, $m=10$. Для русла показатель m_p может быть определен более точно по формуле:

$$m_p = V_p / (h_p^{2/3} J_p^{1/2}), \quad (3.6.1)$$

где V_p – средняя скорость на вертикали в русле при уровне воды УМВ, определяемая поплавковым или вертушечным способами;

h_p – глубина воды в русле на вертикали;

J_p – уклон в русле при УМВ.

При расчетном уровне РУВВ вычисляют глубины воды на вертикалях h_i и скорости движения воды V_i :

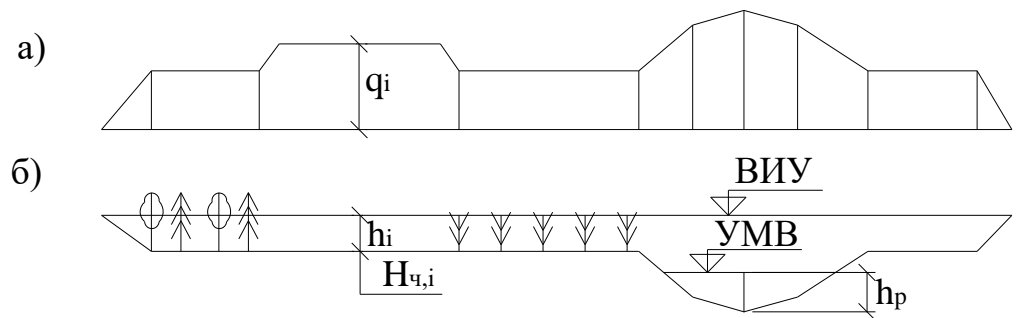
$$V_i = m_i h_i^{2/3} J^{1/2}, \quad (3.6.2)$$

где J – расчетный уклон водной поверхности.

Далее вычисляют элементарные расходы на вертикалях.

$$q_i = V_i h_i, \quad (3.6.3)$$

Строят эпюру элементарных расходов (рис.3.6.2).



Морфологические показатели	Лес редкий	Луг	Кустарник	Русло	Луг
Характеристика шероховатости	m_1	m_2	m_3	m_p	$m_ч$
Глубина		h_i			
Скорость		V_i			
Элементарный расход		q_i			

Рисунок 3.6.2 – Схема к определению расчетного расхода при РУВВ: а) эпюра элементарных расходов; б) морфоствор.

Площадь этой эпюры равна общему расходу. Площадь эпюры над руслом равна расчетному расходу в русле $Q_{рб}$, над поймами – расчетному расходу на левой и правой поймах $Q_{пб}$ ($Q_{лпб}$, $Q_{ппб}$).

$$Q = Q_{рб} + Q_{лпб} + Q_{ппб}. \quad (3.6.4)$$

Принимают условно поперечное сечение русла и пойм прямоугольным шириною $V_{рб}$ и высотой $h_{рб}$ в случае русла и $V_{пб}$ и $h_{пб}$ в случае поймы. Получают среднюю скорость течения воды в бытовых условиях при РУВВ.

$$V_{рб} = Q_{рб} / \omega_{рб} = Q_{рб} / (B_{рб} h_{рб}); \quad (3.6.5)$$

$$V_{пб} = Q_{пб} / (B_{пб} h_{пб}). \quad (3.6.6)$$

где $h_{рб}$, $h_{пб}$ – средняя бытовая глубина в русле и на пойме.

Значения средних бытовых глубин определяются по формулам:

$$h_{рб} = \omega_{рб} / B_{рб}; \quad h_{пб} = \omega_{пб} / B_{пб} \quad (3.6.7)$$

где $\omega_{рб}$, $\omega_{пб}$ – площадь живого сечения при РУВВ русла и поймы.

Если уклонная связь между водомерным постом гидрометеослужбы и морфоствором отсутствует, то расчетный расход на морфостворе определяют по формуле:

$$Q = Q_{ГС} Q_{ВИУ} / Q_{N,ГС}, \quad (3.6.8)$$

где $Q_{ВИУ}$ – расход при уровне ВИУ в году N;

$Q_{ГС}$ – расчетный расход на водпосту гидрометеослужбы;

$Q_{N,ГС}$ – расход в году N на водпосту ГМС.

Расчетный расход на водпосту ГМС определяют методами математической статистики путем обработки ранжированного ряда расходов.

Расход воды при уровне ВИУ определяют по методике определения расчетного расхода при расчетном уровне РУВВ. На вертикалях вычисляют глубины воды на вертикалях как разность отметок ВИУ и дна. Далее вычисляют скорости движения воды по формуле (3.6.2), элементарные расходы по формуле (3.6.3), вычерчивают эпюру элементарных расходов (рис.3.6.2). Площадь этой эпюры равна расходу $Q_{ВИУ}$.

Расчетный уровень воды на морфостворе определяют по расходу Q , полученному по формуле (3.6.8), подбором или по графику зависимости $Q=f(H)$ (рис.3.6.3).

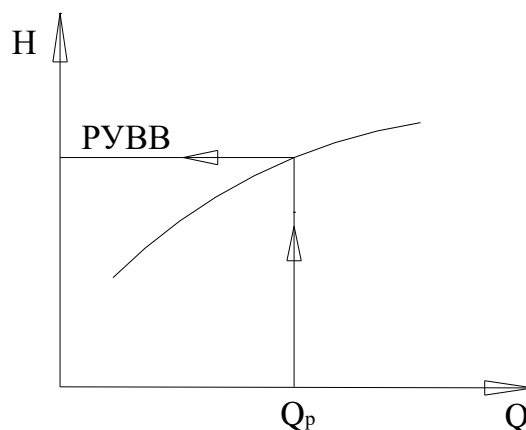


Рисунок 3.6.3 - Определение расчетного уровня РУВВ по расчетному расходу Q

При уровне РУВВ аналогично предыдущему рассчитывают эпюру элементарных расходов. Далее определяют общий расход Q , расходы в русле $Q_{рб}$ и на пойме $Q_{пб}$, равные площади этой эпюры общей и над поймой. По этим данным, пользуясь формулами (3.6.5)–(3.6.7), вычисляют $V_{рб}$, $V_{пб}$, $h_{рб}$, $h_{пб}$.

3.7 Аэроизыскания мостовых переходов

Аэроизыскания широко применяют для съемки ситуационных планов и планов в горизонталях (аэрогеодезия) для гидрометрических наблюдений.

Работы ведут по ВСН 37-62. Используют вертолеты и тихоходные самолеты (АН-2).

Аэрометодами определяют скорости и направления течения, расходы воды и глубины.

Аэрометоды применяют на больших реках с шириной русла более 100м.

Для получения данных о режиме реки ведут ленто-съемочные работы в пасмурную или облачную погоду или вечером (утром в ясную погоду), чтобы солнечные блики от поверхности воды не попадали в объектив.

Поверхностные скорости определяют поплавковым способом. В качестве поплавков используют деревянные щиты. Фотографируя их положение через промежуток 4-5 минут, определяют пройденный путь и поверхностную скорость $V_{пов}$. Средняя скорость на вертикали:

$$V = K V_{пов},$$

где $K=0,85$.

Элементарные расходы воды на вертикали определяют с помощью поплавков-интеграторов.

Поплавки-интеграторы это сосуды (бутыль емкостью 0,75л), наполненные легкой красящей жидкостью (смесь отработанного авиационного масла с керосином в отношении 1:1). Бутыль закрывается пластмассовой пробкой, в которой устраивают отверстия по окружности и в центре. К нижней части бутылки прикрепляют груз для того, чтобы в воде бутылка занимала вертикальное положение.

Пролетая вдоль обозначенного за пределами разлива створа, сбрасывают поплавки-интеграторы с интервалом 0,5-1,0 секунды и фотографируют места их падения и через 3-4 минуты место выхода на поверхность масляных пятен.

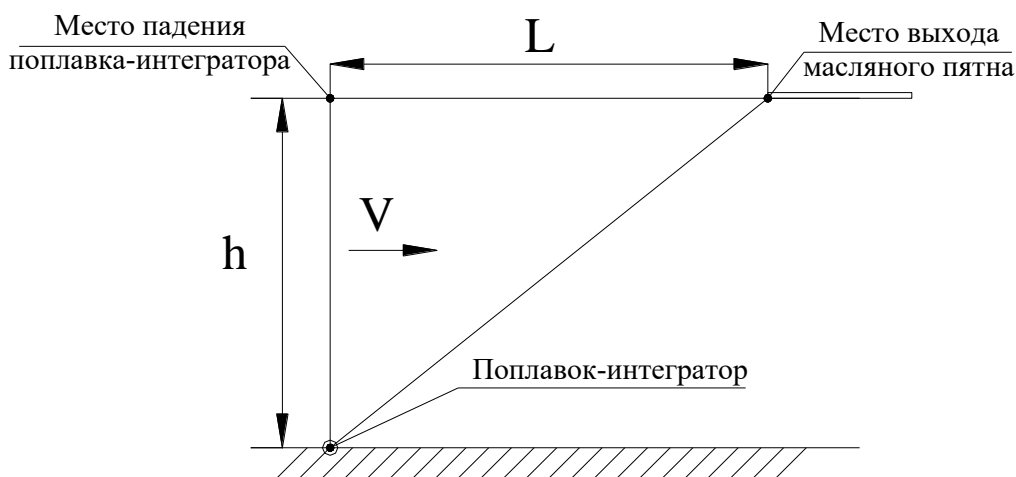


Рисунок 3.6.4 - Схема измерения с помощью поплавка-интегратора

Если со дна реки выпустить поплавок с плотностью, меньшей плотности воды, то он будет всплывать вверх. За счет продольного движения воды места всплытия поплавка сместится вниз по течению на расстояние L , зависящее от скорости движения воды и глубины h .

Так как $q = V h$, то $q = f(L)$.

По экспериментальным данным для жидкости-индикатора, состоящего из смеси авиационного масла и керосина в пропорции 1:1:

$$q = 0,135L.$$

Это позволяет получить эпюру элементарных расходов.

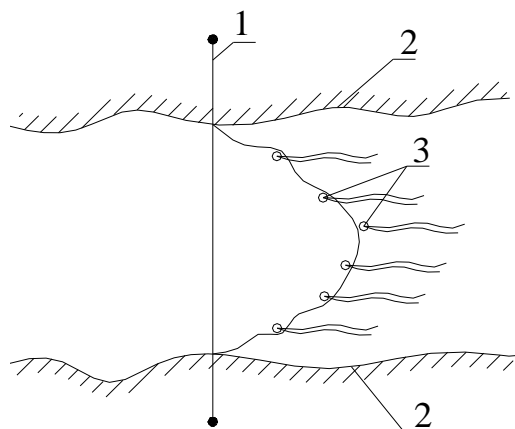


Рисунок 3.6.5 - Эпюра элементарных расходов: 1 – линия гидроствора; 2 – линия уреза воды; 3 – точки выхода масляных пятен.

Площадь эпюры элементарных расходов равна общему расходу при данном уровне воды.

Глубины воды на вертикалях вычисляются:

$$h_i = q_i / V_i,$$

где V_i – средняя скорость на вертикали.

Отметку урезы воды получают нивелированием его с привязкой к временному реперу. Возможно вычислить отметки продольного профиля на вертикалях.

РАЗДЕЛ 2. Практический раздел

Методические указания по выполнению практических работ

ВВЕДЕНИЕ

Водотоки делятся на малые (суходолы, ручьи) и большие (реки). Такое деление вызвано различием в методике определения расчетного расхода.

Расчетный расход – это объем воды в м³, протекающий через поперечное сечение водотока в секунду при паводках заданной вероятности превышения (1 – 3 %).

На больших водотоках (на реках) при определении расчетного расхода используют данные многолетних наблюдений гидрометеослужбы о максимальных уровнях и расходах воды на водомерных постах. На малых водотоках таких данных нет и расчетный расход определяют по эмпирическим формулам.

В равнинной местности воду, протекающую по водотоку, пропускают под автомобильной дорогой с помощью водопропускных сооружений.

В качестве водопропускных сооружений на автомобильных дорогах, пересекающих малые водотоки, применяют круглые и прямоугольные трубы и малые мосты (длиной до 25м).

На пересечении больших водотоков проектируют мостовые переходы, основным элементом которых являются большие мосты.

Раздел 1 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОГО РАСХОДА ВОДЫ И ОТВЕРСТИЯ ВОДОПРОПУСКНОЙ ТРУБЫ

Отверстия водопропускных сооружений на пересечении малого водотока определяются величиной расхода заданной вероятности превышения при паводках от снеготаяния или ливня. Вероятность превышения паводка равна 1% для дорог I категории, 2% – для дорог II и III категории и 3% – для дорог IV и V категорий, 10% для дорог VI категории [4].

1.1 Определение расчетного расхода талых вод

по методике А.П. Лебедева

В курсовом проекте расчетный расход талых вод вычисляется по формуле А.П. Лебедева.

Формула А.П. Лебедева [3] имеет вид:

$$Q_{\text{нит}} = \frac{0,56 \cdot h_n \cdot F}{(1 + \alpha) \cdot \gamma \cdot t_n} \cdot \delta_{\text{э}} \cdot \delta_{\text{а}} \cdot \lambda, \text{ м}^3/\text{с} \quad (1.1.1)$$

где F – площадь водосбора, км²;

h_n – слой стока в фазе подъема половодья расчетной вероятности превышения 1% (табл. 1.1.1), мм;

α – коэффициент формы гидрографа (табл. 1.1.2);

γ – коэффициент полноты гидрографа (табл. 1.1.2);

t_n – продолжительность подъема половодья в сутки максимальной интенсивности снеготаяния (в часах), складывается из продолжительности водоотдачи на склоны t_c (табл. 1.1.2) и продолжительности стекания по логу $t_{\text{л}}$, определяемой по формуле:

$$t_{\text{э}} = \frac{1,85 \cdot L}{Q_{\text{з}}^{1/4} \cdot J_o^{1/3}}, \text{ ч} \quad (1.1.2)$$

где L – длина лога от водораздела до створа, км;

$Q_{\text{з}}$ – расчетный расход, которым предварительно задаются, м³/с;

J_o – общий уклон лога от водораздела до створа, ‰;

λ – коэффициент, зависящий от вероятности превышения, равен 1 – при ВП=1%, 0,87 – при ВП=2% и 0,81 – при ВП=3%;

$\delta_{\text{л}}$ – коэффициент, учитывающий снижение расхода в связи с залесенностью бассейна $f_{\text{л}}$ (табл. 1.1.3);

δ_6 – то же, в связи с заболоченностью бассейна (табл. 1.1.4).

Таблица 1.1.1

Районы Республики Беларусь (райцентры)	Слой стока h_n , при грунтах, мм		
	пески	супеси	суглинки, глины
Малорита, Драгичин, Высокое, Пружаны, Кобрин, Брест, Пинск, Мозырь, Петриков, Столин, Хойники, Калинковичи, Лоев	7	10	12
Ошмяны, Мосты, Щучин, Новогрудок, Гродно, Лида, Островец, Волковыск, Молодечно, Барановичи, Слуцк, Дзержинск, Столбцы, Слоним, Солингорск, Старые дороги, Гомель, Ляховичи, Воложин, Брагин, Лунинец, Ивацевичи, Береза, Речица,	9	12	15
Минск, Мядель, Вилейка, Логойск, Смолевичи, Червень, Докшицы, Поставы, Борисов, Бобруйск, Быхов, Краснополье, Крупки, Осиповичи, Рогачев, Жлобин, Светлогорск, Ветка, Чечерск	1 2	15	18
Шклов, Дубровно, Чаусы, Чериков, Лиозно, Костюковичи, Климовичи, Мстиславль, Чашники, Браслав, Полоцк, Витебск, Лепель, Орша, Могилев, Бешенковичи, Сенно, Шумилино, Городок, Рассоны, Верхнедвинск, Шарковщина, Глубокое, Миоры	1 4	18	20

Таблица 1.1.2

Географический район	α	γ	t_c , ч
№1	0,10	0,77	3
№2	0,15	0,79	4
№3	0,20	0,81	5

Примечание к табл.1.1.2. Географический район № 1 южнее северной широты 53° (линии Волковыск, Барановичи, Слуцк, Рогачев), географический район № 2 -севернее этой линии и южнее широты 55° (линии Поставы, Глубокое, Бешенковичи, Лиозно), географический район № 3 севернее этой линии.

Таблица 1.1.3

f_l	Значение коэффициента δ_l при залесенности бассейна, %										
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
0,20	1,00	0,87	0,81	0,70	0,64	0,58	0,53	0,50	0,46	0,43	0,41
0,25	1,00	0,88	0,81	0,72	0,67	0,61	0,57	0,53	0,50	0,47	0,44
0,30	1,00	0,90	0,82	0,74	0,70	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47
0,35	1,00	0,90	0,83	0,75	0,71	0,65	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48

Таблица 1.1.4

Значение коэффициента δ_6 при заболоченности бассейна											
%	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
δ_6	1,0	0,92	0,85	0,79	0,74	0,71	0,65	0,61	0,58	0,55	0,53

Значение общей лесистости f_l может быть определено по карте лесистости зоны. Можно принять среднюю относительную лесистость f_l :

для Витебской области – 0,25;

для Гродненской области – 0,20;

для Брестской, Гомельской и Могилевской областей – 0,35;

для Минской области – 0,30.

Порядок определения расчетного расхода снеготаяния.

1. Для заданных района строительства и грунтов по табл. 1.1.1 определяют значение h_n для ВП=1%.

2. Показатели α , γ , δ_l , δ_6 принимают по табл. 1.1.2 и 1.1.3.

3. Задаваясь при первой попытке значением $Q_3=F$, определяют t_l по формуле (1.1.2) и затем находят $t_n=t_l + t_c$.

4. По (1.1.1) вычисляют $Q_{сн}$. Если полученный расход будет отличаться от Q_3 не более чем на 5%, то расчет закончен. В противном случае

его следует повторить при другом значении Q_3 до получения необходимого результата.

Пример 1.1

Исходные данные. Дорога II технической категории проходит в Полоцком районе и пересекает водоток площадью водосбора $3,62 \text{ км}^2$, длиной главного лога $2,64 \text{ км}$. Общий уклон лога $5,54\%$. Грунты водосбора – супеси. Залесенность водосбора 10% , болота отсутствуют.

Требуется определить расчетный расход от таяния снега.

Решение.

По таблице 1.1.1 для Полоцкого района и супеси принимаем слой стока $h_n=18\text{мм}$. По таблицам 1.1.2, 1.1.3 назначаем для географического района №3 $\alpha=0,20$, $\gamma=0,81$, $\delta_n=0,88$ и $t_c=5$ часов

Задаемся расходом воды $Q_3=3,6\text{м}^3/\text{с}$ и определяем время стекания воды по логу (1.1.2):

$$t_{\text{в}} = \frac{1,85 \cdot L}{Q_{\text{с}}^{1/4} \cdot J_o^{1/3}} = \frac{1,85 \cdot 2,64}{3,6^{1/4} \cdot 5,54^{1/3}} = 1,97 \text{ ч};$$

$$t_n = t_n + t_c = 1,97 + 5 = 6,97 \text{ ч}.$$

Вычислим расход от таяния снега по (1.1.1):

$$Q_{\text{нт}} = \frac{0,56 \cdot 18 \cdot 3,62}{(1 + 0,20) \cdot 0,81 \cdot 6,97} \cdot 0,88 \cdot 1 \cdot 0,87 = 4,12 \text{ л}^3 / \text{н}.$$

Полученный расход отличается от заданного более чем на 5% .

Примем $Q_3=4,0\text{м}^3/\text{с}$. Вычислим $t_{\text{в}} = 1,95$; $t_n=6,95$; $Q_{\text{сн}}=4,1\text{м}^3/\text{с}$.

Полученный расход отличается от заданного на $0,1 \text{ м}^3/\text{с}$, что составляет $2,5\%$. Принимаем $Q_{\text{сн}}=4,1\text{м}^3/\text{с}$.

1.2 Определение расчетного расхода ливневых вод

В курсовом проекте расчетный расход ливневых вод вычисляется по методике Союздорпроекта, по методике А.П. Лебедева и по методике О.В. Андреева. Для дальнейшего проектирования принимается большее значение расхода ливневых вод.

Определение расчетного расхода ливневых вод по методике Союздорпроекта

Расчетный расход ливневых вод вычисляется по методике Союздорпроекта, изложенной в ТКП 200-2009 [2]:

$$Q_{\hat{e}} = 16,7 \cdot a_p \cdot \alpha_p \cdot F \cdot \varphi \cdot K_i \cdot K_{\delta} \cdot \delta_a, \text{ м}^3/\text{с} \quad (1.2.1)$$

где a_p – расчетная интенсивность осадков мм/мин, определяется по формуле (1.2.2);

α_p – расчетный коэффициент склонового стока, определяется по формуле (1.2.5);

F – площадь водосбора, км²;

φ – коэффициент редукиции стока в зависимости от площади водосбора, определяется по формуле (1.2.8);

K_i – коэффициент, учитывающий влияние крутизны склонов на расчетный расход, определяется по формуле (1.2.9);

K_{ϕ} – коэффициент, учитывающий форму водосбора, определяется по формуле: $\hat{E}_{\delta} = F/L^2$, где L – длина водосбора;

δ_a – коэффициент, учитывающий снижение расхода при наличии болот, озер, определяется по формуле (1.2.10).

Расчетная интенсивность осадков вычисляется по формуле:

$$a_p = a_{\hat{a}\hat{n}} \cdot \hat{E}_t, \text{ мм/мин} \quad (1.2.2)$$

где $a_{\text{час}}$ – максимальная часовая интенсивность ливня, определяемая по формуле для заданной вероятности превышения ВП в процентах;

$$a_{\hat{a}\hat{n}} = 0,9324 \cdot \hat{A}\hat{I}^{-0,2211}, \text{ мм/мин} \quad (1.2.3)$$

K_t – коэффициент редукиции часовой интенсивности ливня, зависящий от площади водосбора F , определяется по формуле (1.2.4).

$$K_t = 1,2927 / F^{0,127}, \quad (1.2.4)$$

Расчетный коэффициент склонового стока:

$$\alpha_p = \alpha_o \cdot \delta_e, \quad (1.2.5)$$

где α_o – коэффициент склонового стока при полном насыщении почв водой, определяется по формуле:

$$\alpha_o = 0,6621 - 0,0551 \text{ ВП} , \quad (1.2.6)$$

δ_e – коэффициент, учитывающий естественную аккумуляцию стока на поверхности водосбора в зависимости от залесенности и почво-грунтов, определяемый при сплошной залесенности при однородных грунтах по всему водосбору по формуле:

$$\delta_e = 1 - \gamma_r \cdot \beta , \quad (1.2.7)$$

где γ_r – коэффициент, учитывающий различную проницаемость почво-грунтов на склонах водосбора (принимается равным 0,04 – 0,09 при суглинках, 0,05 – 0,09 при супесях, песках, задернованных почвах и 0,15 – 0,20 в лесу);

β – коэффициент, учитывающий состояние почво-грунтов к началу формирования расчетного паводка, принимается равным 1,05 – 1,10 для суглинков и 1,10 – 1,15 для супесей и песков.

Коэффициент редукции максимального стока:

$$\varphi = \left(\sqrt[4]{10 \cdot F} \right)^{-1} , \quad (1.2.8)$$

Коэффициент, учитывающий крутизну склонов:

$$K_i = 0,0023 J_0 + 0,8008 , \quad (1.2.9)$$

где J_0 – общий уклон водосбора, ‰.

коэффициент, учитывающий наличие на площади водосбора болот, озер:

$$\delta_a = 1 - f_a - f_{i\zeta} , \quad (1.2.10)$$

где f_a , $f_{i\zeta}$ – относительные (в долях единицы) значения заболоченности и озерности.

Пример 1.2.1

Исходные данные. Трасса дороги II технической категории пересекает малый водоток с площадью водосбора $F=3,62 \text{ км}^2$, длиной главного лога $L=2,64 \text{ км}$. Общий уклон лога $J=20\%$. Грунты водосбора – суглинки. Заболоченность 10%.

Необходимо определить максимальный расход воды, притекающий к трубе в период ливня.

Решение.

Примем вероятность превышения паводка 2% для дороги II технической категории.

По формуле (1.2.1) находим:

$$Q_{\bar{e}} = 16,7 \cdot a_p \cdot \alpha_p \cdot F \cdot \varphi \cdot K_i \cdot K_{\delta} \cdot \delta_{\hat{a}} =$$

$$= 16,7 \cdot 1,20 \cdot 0,50 \cdot 3,62 \cdot 0,41 \cdot 0,85 \cdot 0,52 \cdot 0,9 = 5,91 \text{ л}^3 / \text{с}$$

Составляющие формулы (1.2.1) вычислены по (1.2.2) – (1.2.9),

где $a_p = a_{\hat{a}\hat{n}} \cdot \hat{E}_t = 0,80 \cdot 1,51 = 1,20 \text{ л}^3 / \text{с}$,

$$a_{\hat{a}\hat{n}} = 0,9324 \cdot \hat{A}\hat{I}^{-0,2211} = 0,9324 \cdot 2^{-0,2211} = 0,80 \text{ л}^3 / \text{с},$$

$$K_t = 1,2927 / F^{0,127} = 1,2927 / 3,62^{0,12} = 1,51,$$

$$\alpha_p = \alpha_o \cdot \delta_e = 0,55 \cdot 0,9 = 0,50,$$

$$\alpha_o = 0,6621 - 0,0551 \hat{A}\hat{I} = 0,6621 - 0,0551 \cdot 2 = 0,55,$$

$$\delta_e = 1 - \gamma_r \cdot \beta = 1 - 0,09 \cdot 1,1 = 0,9,$$

$$\varphi = (\sqrt[4]{10 \cdot F})^{-1} = (\sqrt[4]{10 \cdot 3,62})^{-1} = 0,41,$$

$$\hat{E}_{\delta} = F / L^2 = 3,62 / 2,64^2 = 0,52,$$

$$K_i = 0,0023 J_0 + 0,8008 =$$

$$= 0,0023 \cdot 20 + 0,8008 = 0,85.$$

$$\delta_{\hat{a}} = 1 - 0,10 = 0,90.$$

Пример 1.2.2

Исходные данные примера 1.2.1 кроме длины главного лога L, длина главного лога L=1,80 км.

Решение.

Примем вероятность превышения паводка 2% для дороги II технической категории.

По формуле (1.2.1) находим расчетный расход от ливня:

$$Q_{\bar{e}} = 16,7 \cdot a_p \cdot \alpha_p \cdot F \cdot \varphi \cdot K_i \cdot K_{\delta} \cdot \delta_{\hat{a}} =$$

$$= 16,7 \cdot 1,20 \cdot 0,50 \cdot 3,62 \cdot 0,41 \cdot 0,85 \cdot 1,12 \cdot 0,9 = 12,73 \text{ л}^3 / \text{с}$$

$$\hat{E}_{\delta} = F / L^2 = 3,62 / 1,80^2 = 1,12.$$

Сравнение полученных по (1.2.1) расчетных расходов показывает очень сильное влияние на их величины формы водосбора.

Определение расчетного расхода ливневых вод по А.П. Лебедеву

Максимальный расчетный расход ливневых вод определяют по формуле [3]:

$$Q_{\text{л}} = 0,56 \cdot \alpha_{1\delta} \cdot J_0^{0,3} \cdot F \cdot \delta \cdot \lambda, \quad (1.2.11)$$

где $\alpha_{1\delta}$ – расчетная интенсивность водоотдачи при общем уклоне лога $J_0=1\%$;

J_0 – общий уклон лога, ‰;

F – площадь водосбора, км²;

δ – коэффициент снижения расхода вследствие залесенности и заболоченности водосбора;

λ – переходной коэффициент, зависящий от вероятности превышения паводка, $\lambda=1$ при ВП 1%; $\lambda=0,85$ при ВП 2%; $\lambda=0,77$ при ВП 3%.

$$\alpha_{1\delta} = \frac{\hat{E}}{(F + 0,15)^{0,43}}, \quad (1.2.12)$$

где K – эмпирический коэффициент, величина которого зависит от рельефа водосбора.

Для суходольных и периодически действующих водотоков, протекающих в зоне возвышенностей и гряд, $K=6,1$. Для водотоков, протекающих в зоне равнин и низин с уклоном склонов менее 10‰ – $K=1,2$.

Величина коэффициента δ вычисляется по формуле:

$$\delta = 1 - 0,8f_{\text{л}} - f_{\text{л}} - f_{\text{л}}, \quad (1.2.13)$$

где $f_{\text{л}}, f_{\text{л}}, f_{\text{л}}$ – относительные (в долях единицы) значения лесистости, заболоченности и озерности водосбора.

Для водосборов, сложенных легкодренирующими грунтами (песками, легкими супесями), залесенность не учитывается.

Пример 1.2.3

Исходные данные. Дорога II технической категории пересекает малый водоток с площадью водосбора $F=3,62$ км². Длина водосбора 2,64 км, общий уклон $J_0=20\%$ и $J_0=5\%$.

Требуется определить расчетный расход от ливня.

Вычислим по (1.2.12) величину $\alpha_{1\delta}$ при $J_0=20\%$ и при $J_0=5\%$:

$$\alpha_{1\delta,20} = \frac{6,1}{(3,62+0,15)^{0,43}} = 3,43, \quad \alpha_{1\delta,30} = \frac{1,2}{(3,62+0,15)^{0,43}} = 0,68.$$

Расчетный расход при $J_0=20\%$:

$$Q_{\hat{e}} = 0,56 \cdot 3,43 \cdot 20^{0,3} \cdot 3,62 \cdot 0,85 = 14,5 \text{ л}^3 / \text{л}.$$

Расчетный расход при $J_0=5\%$:

$$Q_{\hat{e}} = 0,56 \cdot 0,68 \cdot 5^{0,3} \cdot 3,62 \cdot 0,85 = 1,9 \text{ л}^3 / \text{л}.$$

Сравнение полученных по формуле (1.2.4) расчетных расходов показывает очень сильное влияние на их величину рельефа водосбора.

Определение расчетного расхода от ливня по О.В. Андрееву

Расчетный расход определяется по формуле [4]:

$$Q_{\hat{e}} = 16,7 \cdot \alpha_{\pm} \cdot \hat{E}_t \cdot F \cdot \alpha \cdot \varphi, \text{ м}^3/\text{с} \quad (1.2.14)$$

где α_{\pm} – интенсивность ливня часовой продолжительности (мм/мин), для климатических условий Республики Беларусь равна 0,97 при ВП=1%, 0,82 при ВП=2% и 0,75 при ВП=3%;

K_t – коэффициент перехода от интенсивности ливня часовой продолжительности α_{\pm} к интенсивности ливня расчетной продолжительности, определяется по формуле (1.2.15):

F – площадь водосбора, км²;

α – коэффициент потерь стока (таблица 1.2.2);

φ – коэффициент редуции, учитывающий неполноту стока в связи с неравномерностью стока по площади водосбора, определяется по формуле (1.2.8).

Расчетная продолжительность ливня равна времени добегания воды от наиболее удаленной части водосбора до замыкающего створа (до дороги).

Коэффициент K_t для задернованных поверхностей по формуле:

$$K_t = \frac{5,5}{L^{2/3}} \cdot J_0^{1/6}, \quad (1.2.15)$$

где L – длина водосбора,

J_0 – общий уклон водосбора в долях единицы.

Таблица 1.2.2

Вид и характер поверхности	Коэффициент α при F (км ²)	
	$F=0,1-10$	$F=10-100$
Суглинки	0,55-0,90	0,50-0,75
Супеси	0,20-0,55	0,20-0,45
Песчаные почвы	0,15-0,20	0,10

Примечание: меньшие значения соответствуют суточным слоям осадков $H < 80$ мм, большие значения – $H > 200$ мм, промежуточные по интерполяции. В курсовом проекте принимать для $H < 80$ мм.

Пример 1.2.4

Исходные данные. Дорога II технической категории (ВП=2%). Площадь водосбора 3,62 км², длина водосбора 2,64 км. Общий уклон лога 15‰ (вариант 1) и 30‰ (вариант 2), грунты: а) суглинки; б) супеси.

Требуется определить расчетный расход ливневых вод.

Вычислим по формуле (1.2.15) K_t при $J_0=15‰$ и K_t при $J_0=30‰$, а также φ по формуле (1.2.8).

$$K_{t,15} = \frac{5,50 \cdot 0,015^{1/6}}{2,64^{2/3}} = 1,43, \quad K_{t,30} = \frac{5,50 \cdot 0,030^{1/6}}{2,64^{2/3}} = 1,61.$$
$$\varphi = \frac{1}{(10 \cdot 3,62)^{0,25}} = 0,41.$$

Расчетный расход от ливня при $J_0=15‰$ и суглинках ($\alpha=0,55$):

$$Q_{\text{л}} = 16,7 \cdot 0,82 \cdot 1,43 \cdot 3,62 \cdot 0,41 \cdot 0,55 = 15,98 \text{ л}^3 / \text{н}.$$

Расчетный расход от ливня при $J_0=15‰$ и супесях ($\alpha=0,20$):

$$Q_{\text{л}} = 16,7 \cdot 0,82 \cdot 1,43 \cdot 3,62 \cdot 0,41 \cdot 0,20 = 5,81 \text{ л}^3 / \text{н}.$$

Если общий уклон J_0 водосбора $J_0=30‰$, то расчетный расход при суглинках по формуле (1.2.15) равен $Q_{\text{л}} = 18,00 \text{ л}^3 / \text{н}$, при супесях – $Q_{\text{л}} = 6,52 \text{ л}^3 / \text{н}$.

Сравнение полученных по (1.2.14) расчетных расходов показывает, что их величина очень сильно зависит от вида грунта водосбора.

1.3 Построение графика зависимости расхода воды от глубины

График зависимости расхода от глубины воды $Q=f(h)$ необходим для определения бытовой глубины $h_б$ во время расчетного паводка в нестесненном живом сечении водотока после пересечения его дорогой. В качестве расчетного расхода принимают сбросной расход, на который проектируется водопропускное сооружение.

Для построения графика зависимости расхода воды от глубины $Q=f(h)$ задаются несколькими уровнями воды H и для каждого из них вычисляют глубину потока h на вертикалях, скорости потока на вертикалях, элементарные расходы.

Скорость на вертикалях при глубине воды h_i вычисляют по формуле:

$$V = m \cdot h_i^{2/3} \cdot J_c^{1/2}, \quad (1.3.1)$$

где m – коэффициент, учитывающий шероховатость лога и склонов;
 J_c – уклон лога у сооружения в долях единицы.

Коэффициент m назначается для ровного земляного русла – 25, извилистого или заросшего русла (ручей) – 20, сильно заросшего – 10 – 15.

Элементарный расход на вертикалях рассчитывается по формуле:

$$q_i = V_i \cdot h_i, \quad (1.3.2)$$

Расход в элементе живого сечения при расстоянии между вертикалями L_i рассчитывается по формуле:

$$Q_i = 0,5(q_{i+1} + q_i) \cdot L_i, \quad (1.3.3)$$

где (q_{i+1}, q_i) – элементарные расходы на соседних вертикалях.

По данным об элементарных расходах строят их эпюру по ширине живого сечения потока. Суммарный расход при данном уровне равен площади эпюры элементарных расходов.

Расчет производят в табличной форме (табл. 1.3.1)

Таблица 1.3.1

Заданный уровень H	Отметка дна на вертикали, H_i	Глубина на вертикали, h_i	Скорость на вертикали, V_i	Элементарный расход на вертикали q_i	Расстояние между вертикалями, L_i	$Q_i, \text{ м}^3/\text{с}$

Пример 1.3.1

Исходные данные. Уклон водотока у сооружения 10‰, русло сильно заросшее ($m=15$).

Поперечное сечение водотока характеризуется черными отметками, приведенными в метрах:

Таблица 1.3.2

Пикет,	0+00	0+10	0+15	0+18	0+21	0+24	0+29	0+36
--------	------	------	------	------	------	------	------	------

ПЛЮС								
Отметки	68,00	67,50	67,00	66,00	66,00	67,00	67,50	68,00

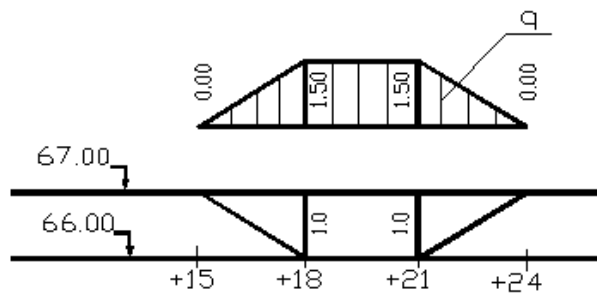
Требуется построить график зависимости $Q=f(h)$.

Задаем уровень воды 67,00, вычисляем глубины (рис.1.3.1а) на вертикалях, соответствующих точкам 0+18, 0+21, и вычисляем скорости движения воды по формуле (1.3.1), элементарные расходы по формуле (1.3.2). Эти данные заносим в таблицу 1.3.2 и строим эпюру элементарных расходов (рис.1.3.1а). Эта эпюра состоит из двух треугольников и прямоугольника. Вычисляем их площадь и заносим в таблицу 1.3.2 (графа 7). Суммарная площадь эпюры равна расходу при уровне 67,00.

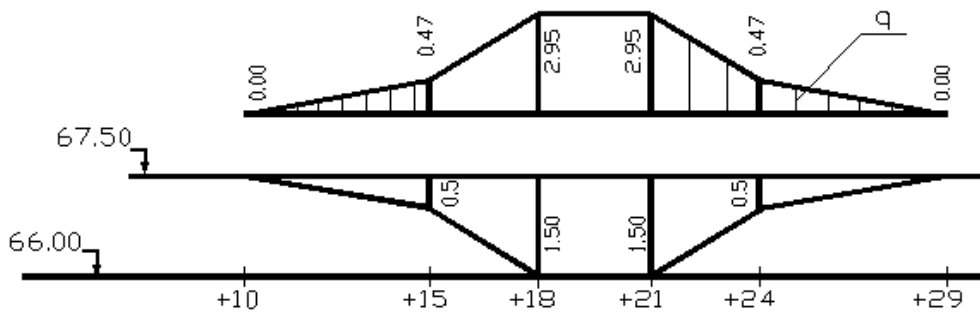
Принимаем отметки уровня 67,50 и 68,00 и проводим аналогичные вычисления. Строим эпюры элементарных расходов (рис.1.3.1б, 1.3.1в), вычисляем их площади (табл. 1.3.2), равные расходами при уровнях 67,50 и 68,00. Уровням 67,00; 67,50 и 68,00 (рис.1.3.1) соответствуют максимальные глубины 1,0; 1,50; и 2,0 м и расходы (табл. 1.3.2) 9,0; 21,47 и 47,66 м³/с.

По полученным данным строим график зависимости расхода воды от глубины $Q= f(h)$ (рис 1.3.2) .

а)



б)



в)

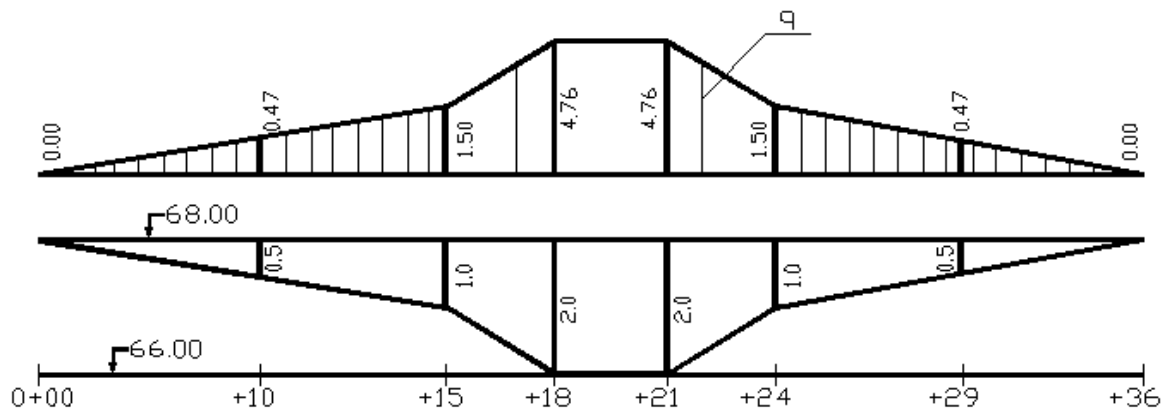


Рисунок 1.3.1 Живое сечение водотока и эпюра элементарных расходов воды при уровнях: а) 67.00; б) 67.50; в) 68.00

Таблица 1.3.2

Заданный уровень Н	Отметка дна H_i	Глубина h_i	Скорость V_i	Элементарный расход q_i	Расстояние L_i	Q_i
1	2	3	4	5	6	7
67,00	67,00	0	0	0	3	2,25
	66,00	1	1,50	1,50	3	4,50
	66,00	1	1,50	1,50	3	2,25
	67,00	0	0	0		Сумма
						9,0
67,50	67,50	0	0	0	5	1,181
	67,00	0,5	0,945	0,472	3	5,131
	66,00	1,5	1,966	2,948	3	8,845
	66,00	1,5	1,966	2,948	3	5,131
	67,00	0,5	0,945	0,472	5	1,181
	67,50	0	0	0		Сумма
						21,47
68,00	68,00	0	0	0	10	2,362
	67,50	0,5	0,945	0,472	5	4,931
	67,00	1	1,5	1,5	3	9,393
	66,00	2	2,381	4,762	3	14,287
	66,00	2	2,381	4,762	3	9,393
	67,00	1	1,5	1,5	5	4,931
	67,50	0,5	0,945	0,472	10	2,362
	68,00	0	0	0		Сумма
						47,66

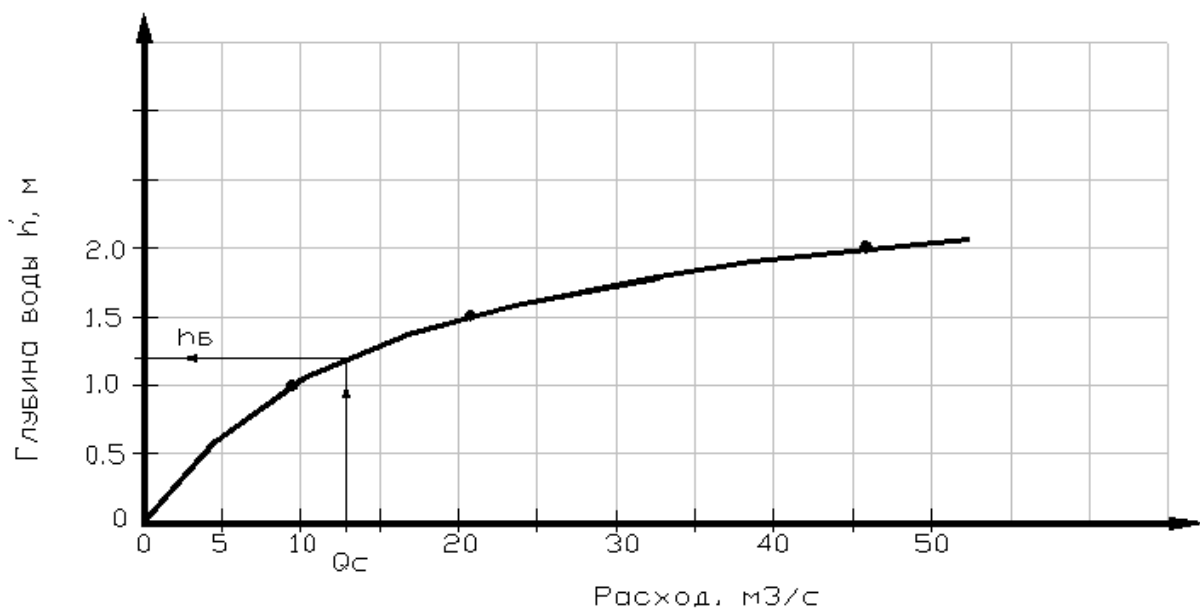


Рис. 1.3.2 График зависимости $Q=f(h)$ по данным примера 1.3.1

1.4 Определение отверстия круглой железобетонной водопропускной трубы

В разделе 1 курсового проекта рассматриваются вопросы проектирования круглых водопропускных труб. В настоящее время широко применяют железобетонные трубы типа ТВ отверстием 0,6; 0,8; 1,0; 1,2; 1,4; 1,6 и 2,0 м. В последнее время начали применять металлические (гофрированные) трубы с отверстием 1,8...3,8 м.

Водопропускные трубы на автомобильных дорогах проектируют на безнапорный режим прохождения воды в трубе. Для определения отверстия трубы пользуются таблицами пропускной способности труб или рассчитывают отверстие трубы по формулам.

В таблице 1.4 приведены расчетный расход Q , критическая глубина $h_{кр}$, критический уклон $J_{кр}$, глубина воды перед трубой H , скорость на выходе $V_{вых}$ для одноочковых оголовочных круглых железобетонных труб отверстием 1,0; 1,2; 1,4 и 1,6 м. В случае многоочковых оголовочных труб пропускная способность трубы увеличивается пропорционально количеству очков. Например, одноочковая оголовочная труба отверстием 1,20 м при глубине воды перед трубой 1,50 м пропускает расход $2,50 \text{ м}^3/\text{с}$. Двухочковая оголовочная труба отверстием 1,20 м при той же глубине воды 1,50 м пропускает $2 \times 2,50 \text{ м}^3/\text{с}$. Остальные показатели ($h_{кр}$, $J_{кр}$, $V_{вых}$) одинаковы как для одноочковой трубы.

В случае безоголовочных труб пропускная способность их снижается. При пользовании таблицей 1.4 следует вводить понижающий коэффициент 0,83. Так, безоголовочная труба отверстием 1,20 м при глубине воды 1,50 м пропускает расход $0,83 \times 2,50 = 2,08 \text{ м}^3/\text{с}$.

Таблица 1.4 пропускной способности составлена для незатопленного истечения воды из трубы. Поэтому при пользовании таблицей 1.4 следует проверять критерий такого истечения:

$$h_a < 1,3h_{\text{б}} \quad (1.4.1)$$

где $h_{\text{б}}$, $h_{кр}$ – бытовая и критическая глубина.

Величина отверстия трубы зависит от значения расчетного расхода при паводках от ливня летом и от таяния снега весной.

Если расход ливневых вод окажется больше расхода от снеготаяния, то величину сбросного расхода во время ливня устанавливают с учетом аккумуляции ливневых вод. В курсовом проекте в учебных целях для случая, когда расход от снеготаяния больше расхода от ливня условно меняют эти расходы местами, рассчитывают аккумуляцию стока ливневых вод.

Аккумуляция ливневых вод перед дорогой происходит вследствие уменьшения живого сечения водотока насыпью автомобильной дороги. Живое

сечение водопропускной трубы меньше живого сечения нестесненного потока. Перед дорогой образуется пруд объемом:

$$W_{\text{пр}} = \frac{(m_1 + m_2) \cdot H^3}{6 \cdot J_c}, \text{ м}^3 \quad (1.4.2)$$

где m_1 и m_2 – крутизна склонов водосбора;
 J_c – уклон лога у сооружения, в долях единицы.

Сбросной расход, проходящий через водопропускное сооружение при уровне H , определяют по формуле:

$$Q_c = Q_{\text{л}} \cdot \left[1 - \frac{W_{\text{пр}}}{0,7 \cdot W} \right], \text{ м}^3/\text{с} \quad (1.4.3)$$

где $Q_{\text{л}}$ – максимальный расчетный расход без учета аккумуляции, $\text{м}^3/\text{с}$;
 W – общий объем стока за паводок [3]:

$$W = 1000 \cdot h_1 \cdot F, \text{ м}^3 \quad (1.4.4)$$

где F – площадь водосбора, км^2 ;
 h_1 – слой стока при паводке по [3]:

$$h_1 = 4 + 2,44 \cdot F^{0,18}, \text{ мм} \quad (1.4.5)$$

Для определения отверстия трубы на пропуск паводка от ливня необходимо сначала построить график зависимости сбросного расхода от глубины пруда аккумуляции, пользуясь формулой (1.4.3).

Для этого задаются различными значениями глубины пруда перед трубой, вычисляют по (1.4.2) объем пруда $W_{\text{пр}}$ и по (1.4.3) сбросной расход. Строят зависимость сбросного расхода от глубины пруда (кривая 1 на рис. 1.4.1).

При расчете по формуле (1.4.3) может быть получено отрицательное значение Q_c при объеме пруда, превышающем значение объема стока. Это значение Q_c не принимать для дальнейших расчетов.

Далее используют таблицу 1.4 пропускной способности круглых труб.

Таблица 1.4

d трубы, м	Q, м ³ /с	h _{кр} , м	h _{сж} , м	J _{кр}	H, м	V _{вых}	
						i ≤ I _{кр}	i > I _{кр}
1,00	0,50	0,40	0,36	0,001	0,64	1,4	1,7
	1,00	0,57	0,52	0,004	0,94	2,4	2,9
	1,40	0,68	0,62	0,004	1,15	2,7	3,3
	1,70	0,75	0,68	0,006	1,27	2,7	3,3
1,20	1,00	0,55	0,50	0,004	0,87	2,3	2,8
	1,50	0,66	0,60	0,005	1,10	2,7	3,2
	2,00	0,77	0,70	0,005	1,29	2,9	3,5
	2,50	0,87	0,79	0,006	1,50	3,2	3,8
	2,60	0,89	0,81	0,006	1,52	3,9	--
1,40	2,50	0,86	0,78	0,006	1,35	2,8	3,4
	2,80	0,91	0,83	0,006	1,46	3,0	3,6
	3,00	0,95	0,86	0,006	1,54	3,1	3,7
	3,50	1,03	0,94	0,007	1,67	3,2	3,9
	3,80	1,06	0,96	0,007	1,78	3,4	4,1
1,60	2,50	0,80	0,73	0,004	1,31	2,9	3,5
	3,00	0,87	0,79	0,004	1,47	3,1	3,8
	3,50	0,94	0,86	0,004	1,55	3,1	3,8
	4,00	1,02	0,92	0,005	1,70	3,3	4,0
	4,50	1,08	0,98	0,005	1,82	3,5	4,2
	5,00	1,14	1,04	0,005	1,94	3,6	4,3
	5,30	1,18	1,07	0,006	2,04	3,7	4,4

Примечания к таблице 1.4:

- 1) d – отверстие одноочковой трубы;
- 2) Q – расход; H – глубина воды перед трубой; i – уклон трубы;
- 3) h_{кр}, J_{кр} – критические глубина и уклон;
- 4) V_{вых} – скорость движения воды на выходе из трубы.

Назначают конкурентоспособные варианты труб. По данным таблицы 1.4 строят графики пропускной способности труб с различными отверстиями (кривые 2 и 3 на рис. 1.4)

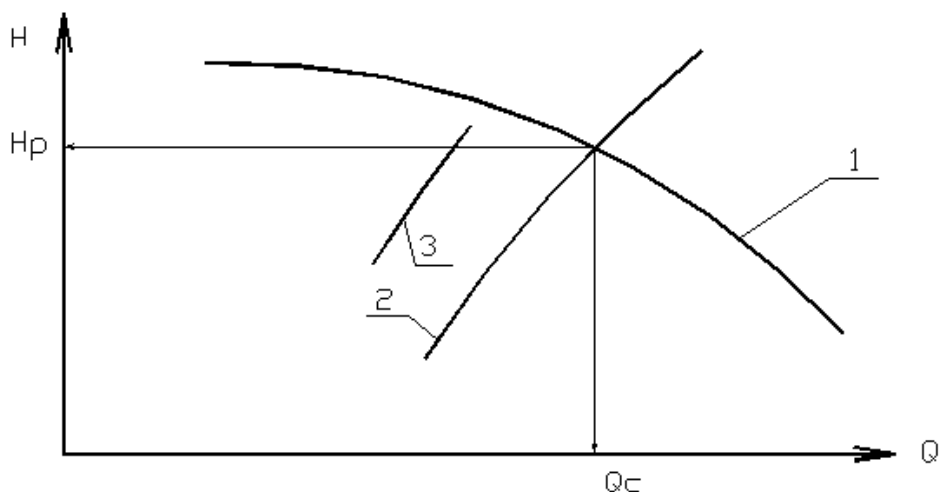


Рисунок 1.4.1 Графическое определение расчетного расхода с учетом аккумуляции: 1 – зависимость $Q_c=f(H)$; 2, 3 – зависимости пропускной способности труб от подпора H

На графике (рис. 1.4) наносят данные всех одно-, двух- и трехчковых труб отверстием d , максимальная пропускная способность которых находится выше кривой 1, а минимальная ниже кривой 1. На пересечении кривых 1 и 2 получают величину сбросного расхода Q_c для данного отверстия.

По [4] допускается снижать сбросной расход за счет аккумуляции не более чем в три раза. Если вариант конкурентоспособной трубы не выполняет это условие, то его отбрасывают. Из всех вариантов труб принимают для дальнейшего рассмотрения вариант с меньшей стоимостью. Для него по графику 1.4 получают сбросной расход Q_c при паводке от ливня.

На малом водотоке весной имеет место паводок от таяния снега, для которого расчетный расход воды $Q_{сн}$. Если окажется, что сбросной расход от ливня Q_c меньше расчетного расхода от таяния снега $Q_{сн}$, то отверстие водопропускной трубы следует назначать исходя из пропуска талых вод с расчетным расходом $Q_{сн}$. Тогда сбросным расходом для водопропускной трубы будет $Q_c=Q_{сн}$

По сбросному расходу, пользуясь таблицей пропускной способности труб определяют критический уклон $J_{кр}$, критическую глубину $h_{кр}$, глубину воды перед трубой и скорость на выходе $V_{вых}$, приняв продольный уклон трубы i равным уклону лога у сооружения, т.е. $i=J_c$. Для сбросного расхода Q_c по графику $Q_c=f(h)$ (рис.1.3.2) определяют бытовую глубину $h_б$ и проверяют режимы истечения по условию (1.4.1). Необходимо, чтобы истечение из трубы было свободным ($h_б \leq 1,3h_{кр}$), для которого составлена таблица пропускной способности труб.

Пример 1.4.1

Исходные данные. Сечение водотока имеет форму двух плоскостей с заложением откосов 1:150 и 1:100. Уклон лога у сооружения 10%. Площадь водосбора 6 км². Максимальный расход от ливня 6 м³/с, от таяния снега – 4 м³/с.

Требуется вычислить сбросной расход с учетом аккумуляции ливневых вод.

Назначаем глубину воды 1,0 м и по (1.4.2) вычисляем объем пруда:

$$W_{\text{пр}} = \frac{(150 + 100) \cdot 1^3}{6 \cdot 0,01} = 4167 \text{ м}^3.$$

По (1.4.4) с учетом (1.4.5) вычисляем общий объем стока за паводок:

$$W = 1000 \cdot (4 + 2,44 \cdot F^{0,18}) \cdot F = 1000 \cdot (4 + 2,44 \cdot 6^{0,18}) \cdot 6 = 24000 \text{ м}^3.$$

Сбросной расход по (1.4.3):

$$Q_c = 6 \cdot \left(1 - \frac{4167}{0,7 \cdot 24000} \right) = 4,50 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Принимаем глубину 1,25 м и вычисляем $W_{\text{пр}}=8139 \text{ м}^3$, $Q_c=3,12 \text{ м}^3/\text{с}$. Назначаем глубину 1,50 м и вычисляем $W_{\text{пр}}=14063 \text{ м}^3$, $Q_c=0,96 \text{ м}^3/\text{с}$. При глубине воды 1,75 м получаем $Q_c=-1,99 \text{ м}^3/\text{с}$, т.е. Q_c отрицательно. Необходимо уменьшить глубину воды. При $H=1,58 \text{ м}$ получим $Q_c=0,18 \text{ м}^3/\text{с}$.

По полученным данным строим график зависимости сбросного расхода от глубины (кривая 1, рис. 1.4.2). На этот график наносим зависимость пропускной способности труб от глубины воды H перед трубой, пользуясь таблицей 1.4.

Рассмотрим одноочковые безоголовочные трубы. Данные по величинам пропускных расходов при глубине воды H , приведенные в таблице 1.4, умножаем на 0,83.

Труба отверстием 1,0 м при $H=1,27 \text{ м}$ пропускает расход $1,7 \cdot 0,83 = 1,41 \text{ м}^3/\text{с}$ и $0,83 \text{ м}^3/\text{с}$ при $H=0,94$. Нанесем эти точки на график (кривая 2 на рис. 1.4.2). Кривая 2 не пересекается с кривой 1. Следовательно, одноочковая труба отверстием 1,0 м не подходит.

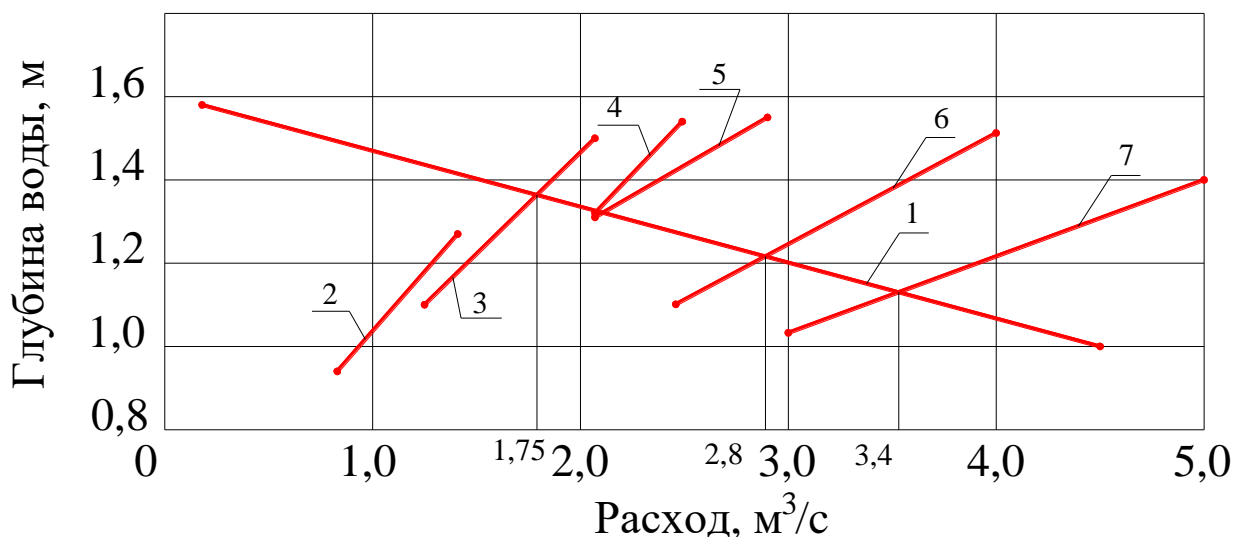


Рисунок 1.4.2 Определение сбросного расхода при аккумуляции: 1 – зависимость сбросного расхода от глубины воды (пример 1.4.1); 2, 3, 4, 5, 6, 7 – пропускная способность труб отверстием 1,0; 1,2; 1,4, 1,6 и 2x1,4, 2x1,6

Одноочковая труба с отверстием **1,2 м** при глубине $H=1,50$ м пропускает максимальный расход $0,83 \cdot 2,50 = 2,07$ м³/с, при $H=1,10$ м расход $1,25$ м³/с. Нанесем эти точки на рисунок 1.4.2 (кривая 3). Кривая 3 пересекается с кривой 1 в точке со сбросным расходом $1,75$ м³. Если примем этот сбросной расход, то уменьшение расхода за счет аккумуляции ливневых вод составляет $6,0/1,75 > 2$, что недопустимо.

Одноочковая труба с отверстием **1,4 м**, при $H=1,54$ м пропускает $0,83 \cdot 3,0 = 2,49$ м³/с, при $H=1,35$ м она пропускает $2,07$ м³/с. Наносим эти точки на график (кривая 4, рисунок 1.4.2). Кривая 4 пересекается с кривой 1 при сбросном расходе $1,90$ м³/с. Уменьшение расхода за счет аккумуляции больше чем в 2 раза, что недопустимо.

Одноочковая труба с отверстием **1,6 м** при $H=1,31$ м пропускает расход $2,07$ м³/с, при $H=1,55$ м расход $2,90$ м³/с. По этим данным построим кривую 5 (рисунок 1.4.2). Она пересекается с кривой 1 при сбросном расходе $2,20$ м³/с. Уменьшение расхода за счет аккумуляции $6,0/2,2 = 2,72$, что также не допустимо. Следовательно, одноочковые трубы не подходят.

Рассмотрим двухочковые трубы отверстием $2 \times 1,4$ и $2 \times 1,6$. Труба отверстием $2 \times 1,4$ при глубине воды $H=1,54$ м пропускает $2 \cdot 2,49$ м³/с, при $H=1,35$ м она пропускает $2 \cdot 2,07$ м³/с. По этим точкам наносим на рисунок кривую 6 и получаем сбросной расход $2,8$ м³/с. Уменьшение расхода за счет аккумуляции $6,0/2,8 > 2$.

Труба отверстием $2 \times 1,6$ при глубине воды $H=1,31$ м пропускает $4,1$ м³/с, при $H=1,55$ м она пропускает $5,8$ м³/с. По этим точкам наносим на рисунок кривую 7 и получаем сбросной расход $3,4$ м³/с. Уменьшение расхода за счет аккумуляции $6,0/3,4 < 2$.

Следовательно можно принять с учетом аккумуляции ливневых вод отверстие трубы $2 \times 1,6$ м.

1.5 Определение длины трубы

В курсовом проекте проектируют круглые безголовочные трубы. Предварительно проверяют достаточность заданной высоты насыпи по двум условиям: по засыпке над трубой; по возвышению над уровнем воды перед трубой в расчетный паводок.

$$\begin{aligned} h_i &= d + t + 0,5 + h_{qm} + i_i \cdot \left(\tilde{n} + \frac{b}{2} \right) \\ h_i &= \dot{I} + 0,5 + i_o \cdot (a_o - c) + i_i \cdot \left(\frac{b}{2} + c \right) \end{aligned} \quad (2.1.1)$$

где d, t – диаметр и толщина стенки круглой трубы (таблица 2.1.1);

h_{qm} – толщина монолитных слоев дорожной одежды, (по заданию);

i_n, i_o – поперечный уклон проезжей части, обочин;

c – ширина укрепленной или остановочной полосы;

a_o – ширина обочины;

b – ширина проезжей части двухполосной дороги или одного направления дороги I категории;

H – глубина воды перед трубой, определяется по заданному расходу и заданному отверстию трубы по таблице 1.4.

Если окажется, что полученная по формуле (2.1.1) высота насыпи больше, чем по заданию, то для дальнейших расчетов принимают большую высоту.

Высота откоса насыпи при нулевом поперечном уклоне местности:

$$h_{он} = h_n - i_n \cdot \left(c + \frac{b}{2} \right) - i_o \cdot (a_o - c), \quad (2.1.2)$$

Длина трубы зависит от ширины дорожного полотна, высоты $h_{он}$ и заложения откосов m насыпи.

По ТКП [2] заложение откоса принимается 1:4 для дорог I – III категорий при высоте откоса насыпи до 3 м. На дорогах IV и V категорий и высоте откоса насыпи до 2 м заложение откосов 1:3. При большей высоте откоса насыпи (до 6м) заложение откоса принимается равным $m=1,5$ при мелких и пылеватых песках и $m=1,75$ при супесях, суглинках. При высоте откоса насыпи более 6м заложение откоса в нижней части принимается 1:2 при суглинках и супесях и при мелких и пылеватых песках.

На входе и выходе трубы откос насыпи укрепляют монолитным бетоном, бетонными плитами, неткаными геотекстильными полотнами с семенами трав (НГ СТ). При укреплении НГ СТ максимальная крутизна откоса 1:1,5. При

укреплении монолитным бетоном или бетонными плитами рекомендуется заложение откоса 1:1,5.

Определение длины трубы при заложении откоса насыпи $m=1,5$ и высоте откоса насыпи $h_{отк} \leq 12$ м

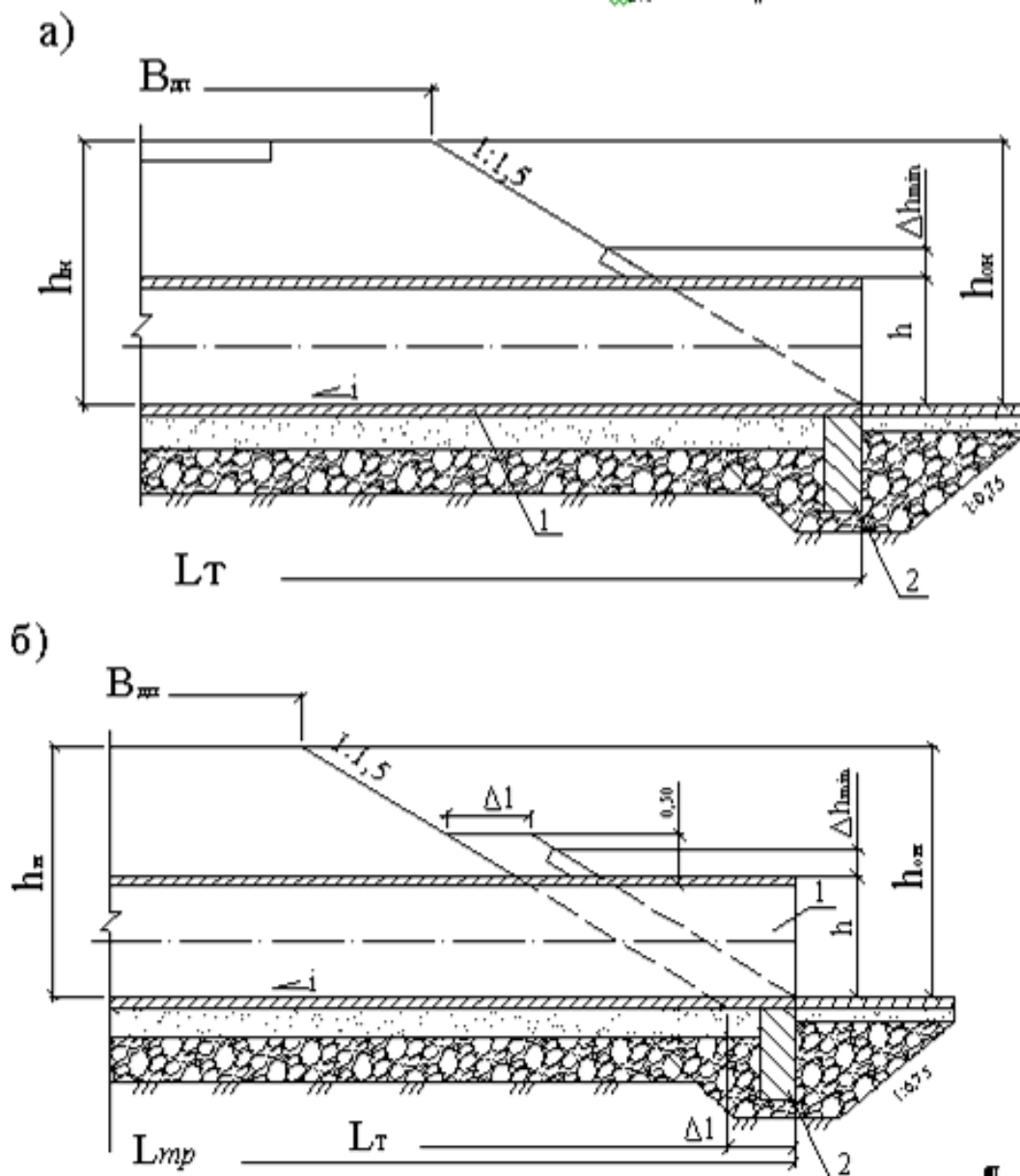


Рисунок 2.1.1 Схема к определению длины трубы при заложении откоса $m=1,5$: а) теоретической; б) фактической: 1 – звено трубы; 2 – противодиффузионный экран

Теоретическая длина трубы (рис.2.1.1) с откосом насыпи 1:1,5 вычисляется по формуле:

$$L_0 = \hat{A}_{шт} + 2 \cdot 1,5 \cdot h_{шт} , \quad (2.1.3)$$

где $\hat{A}_{шт}$ – ширина дорожного полотна, зависит от категории дороги;

$h_{\text{он}}$ – высота откоса насыпи, определяются по формуле (2.1.2);

Фактическая длина трубы определяется по формуле:

$$L_{\delta\delta} = 2,5 \cdot n + l_p, \quad (2.1.4)$$

где n – число звеньев трубы;

l_p – длина раструба звена трубы (табл. 2.1.1).

Число звеньев трубы назначается из условия, чтобы фактическая длина трубы была равна или больше теоретической.

Если $L_{\text{тр}} > L_T$, то принимают длину трубы равной фактической $L_{\text{тр}}$, полученной по формуле (2.1.4), отодвигая противодиффузионный экран от оси дороги на входе на величину Δl_1 (рисунок 2.1.1), равную

$$\Delta l_1 = L_{\delta\delta} - L_{\delta}, \quad (2.1.5)$$

Если полученное значение Δl_1 больше 1,0 м, то целесообразно вход и выход трубы отодвинуть от оси дороги на расстояние Δl_2 :

$$\Delta l_2 = 0,5 \cdot (L_{\delta\delta} - L_{\delta}), \quad (2.1.6)$$

Длина верховой и низовой части трубы при смещении трубы на входе определяется по формулам (2.1.7) и (2.1.8):

$$L_1 = [0,5 \cdot L_{\delta} + (L_{\delta\delta} - L_T)] / (1 + i \cdot m_i), \quad (2.1.7)$$

$$L_2 = 0,5 \cdot L_{\delta} / (1 - i \cdot m_i), \quad (2.1.8)$$

где i – продольный уклон трубы (по заданию);

m_o – заложение откоса насыпи у трубы.

При смещении начала и конца трубы от оси дороги длины верховой и низовой части трубы вычисляются по формулам:

$$L_1 = [0,5 \cdot L_{\delta} + 0,5 \cdot (L_{\delta\delta} - L_T)] / (1 + i \cdot m_i) = \frac{0,5L_{\delta\delta}}{(1 + i \cdot m_i)},$$

$$L_2 = [0,5 \cdot L_{\delta} + 0,5 \cdot (L_{\delta\delta} - L_T)] / (1 - i \cdot m_i) = \frac{0,5L_{\delta\delta}}{(1 - i \cdot m_i)},$$

(2.1.9)

Пример 2.1.1

Исходные данные: дорога III технической категории ($\hat{A}_{\text{ав}} = 12,0\text{м}$). Высота насыпи 4,16 м, заложение откоса 1:1,5, уклон трубы 0,010.

Требуется определить общую длину трубы и ее составляющие (верховую и низовую).

По формуле (2.1.2) вычислим высоту откоса насыпи:

$$h_{\text{от}} = 4,16 - 0,02 \cdot \left(0,5 + \frac{7}{2}\right) - 0,04 \cdot (2,5 - 0,5) = 4,0\text{ м} .$$

Теоретическую длину трубы вычислим по формуле (2.1.3):

$$L_0 = 12 + 2 \cdot 1,5 \cdot 4 = 24\text{ м} .$$

Фактическая длина трубы определяется по (2.1.4). Из формулы (2.1.4) следует, что при 9 звеньях длина трубы $L_{\text{тр}} = 22,02\text{м}$, что недостаточно. При $n=10$ длина трубы $L_{\text{тр}} = 25,12\text{м}$, что больше теоретической на $\Delta l_1 = 25,12 - 24,00 = 1,12\text{ м}$. Сместим начало и конец трубы от подошвы насыпи на $0,5 \cdot \Delta l_1 = 0,56\text{ м}$. Тогда длина верховой части трубы L_1 и низовой L_2 :

$$L_1 = \frac{[0,5 \cdot 24 + 0,56]}{(1 + 0,010 \cdot 1,5)} = 12,37\text{ м} , \quad L_2 = \frac{12,56}{(1 - 0,010 \cdot 1,5)} = 12,75\text{ м} .$$

Определение длины трубы при заложении откоса $m > 1,5$ и высоте откоса насыпи $h_{\text{от}} \leq 6\text{ м}$

Предельная крутизна укрепленного откоса $m_0 = 1,5$ (1,35). Поэтому для уменьшения длины трубы перемещаем ее начало и конец от подошвы насыпи к оси дороги (рис. 2.1.2), принимая откос насыпи у трубы с заложением 1: m_0 .

$$\begin{aligned} L_{T1} &= 0,5B_{\text{дп}} + m \cdot (h_{\text{и}1} - h_{\text{y}1}) + m_o \cdot h_{\text{y}1}, \\ L_{T2} &= 0,5B_{\text{дп}} + m \cdot (h_{\text{и}2} - h_{\text{y}2}) + m_o \cdot h_{\text{y}2}, \end{aligned} \quad (2.1.12)$$

где $B_{\text{дп}}$ – ширина дорожного полотна, зависит от категории дорог;
 $h_{\text{он}1}$, $h_{\text{он}2}$ – высота откоса насыпи на входе трубы и на выходе;
 $h_{\text{y}1}$, $h_{\text{y}2}$ – высота укрепления откоса на входе и на выходе;
 m , m_o – заложение откоса насыпи и укрепления у трубы.

Вычислим теоретическую длину верховой и низовой части трубы с учетом ее продольного уклона i :

$$L_{T1} = \frac{L_{\text{д}1}}{(1+i \cdot m_i)}; \quad L_{T2} = \frac{L_{\text{д}2}}{(1-i \cdot m_i)}, \quad (2.1.13)$$

Вычислим высоту откоса насыпи с учетом поперечного уклона на входе трубы $h_{\text{он}1}$ и выходе $h_{\text{он}2}$ по формулам:

$$h_{\text{и}1} = h_{\text{и}} - i \cdot L_{\text{д}1}; \quad h_{\text{и}2} = h_{\text{и}} + i \cdot L_{\text{д}2}, \quad (2.1.14)$$

Повторно вычислим теоретическую длину верховой и низовой части трубы по формуле (2.1.12) при значениях высоты откоса насыпи на входе $h_{\text{он}1}$ и выходе $h_{\text{он}2}$, полученных по (2.1.14).

Общая теоретическая длина трубы равна сумме длин верховой и низовой ее частей $L_T = L_{T1} + L_{T2}$.

Фактическую длину трубы вычислим по формуле (2.1.4).

При подборе числа звеньев возможны два варианта, отличающиеся по длине трубы на 2,5 м (на одно звено).

Вариант 1. Назначаем длину трубы меньше теоретической ($L_{\text{дд}} < L_T$).

Смещаем начало и конец трубы к оси дороги.

Возможность такого решения существует, если выполнено условие

$$h_{\text{и}1} + h_{\text{и}2} \geq (L_{\text{д}} - L_{\text{дд}}) / (m - m_o) + h_{\text{y}1} + h_{\text{y}2}, \quad (2.1.15)$$

где m , m_o – заложение откосов насыпи и укрепления.

Если условие (2.1.15) выполняется, то рассматривается смещение начала и конца трубы на одинаковую величину. Также решение вызывает смещение точки перелома откосов насыпи и укрепления (точки А, рис.2.1.2) на величину:

$$\Delta h = 0,5 \cdot (L_T - L_{\delta\delta}) / (m - m_o), \quad (2.1.16)$$

Проверяем достаточность высоты откосов для размещения точки сопряжения A_1 (рис. 2.1.2) на откосе насыпи:

$$h_{ii_1} \geq h_{y1} + \Delta h, \quad (2.1.17)$$

$$h_{ii_2} \geq h_{y2} + \Delta h, \quad (2.1.18)$$

При выполнении условий (2.1.17) и (2.1.18) вычисляем длину верховой L_1 и низовой L_2 части трубы.

$$L_1 = L_{T1} - 0,5(L_T - L_{\delta\delta}); \quad L_2 = L_{T2} - 0,5(L_T - L_{\delta\delta}), \quad (2.1.19)$$

где L_{T1} , L_{T2} – по формулам (2.1.13).

Общая длина трубы $L_{тр} = L_1 + L_2$.

Если одно из условий (2.1.17) или (2.1.18) не выполнено, то смещаем точку пересечения откосов (точку A_1 , рис. 2.1.2) на различную высоту до выполнения каждого из условий.

Например, если не выполнено условие (2.1.17), то принимаем $\Delta h_1 = h_{ii_1} - h_{y1}$ и вычисляем:

$$\Delta h_2 = 2\Delta h - \Delta h_1,$$

где Δh - вычислено по (2.1.16).

Вычисляем смещение начала и конца теоретической трубы к оси дороги.

$$\Delta l_1 = (m - m_o) \cdot \Delta h_1; \quad \Delta l_2 = (m - m_o) \cdot \Delta h_2,$$

Определяем длину верховой части трубы L_1 и низовой L_2 :

$$L_1 = L_{T1} - \Delta l_1; \quad L_2 = L_{T2} - \Delta l_2,$$

Фактическая длина трубы равна сумме верховой и низовой частей ($L_{тр} = L_1 + L_2$).

Если условие (2.1.15) не выполнено, то вариант 1 при принятом заложении укрепленного откоса m_o не подходит. Если есть возможность изменить величину m_o , то повторно проходят весь предыдущий путь решения поставленной задачи или рассматривают вариант 2.

Вариант 2. Принимаем длину трубы больше теоретической ($L_{\delta\delta} > L_T$).

Отодвигаем начало и конец трубы от оси дороги на величину:

$$\Delta l = 0,5 \cdot (L_{\delta\delta} - L_{\delta}).$$

Длину верховой части трубы и низовой части определяем по формулам:

$$L_1 = L_{T1} + \Delta l; \quad L_2 = L_{T2} + \Delta l, \quad (2.1.20)$$

Если отодвигать начало и конец трубы от оси дороги на одинаковую величину, равную Δl , то заложение откоса на входе m_{o1} и на выходе m_{o2} определяться по формулам:

$$m_{o1} = m_o + \frac{\Delta l}{h_{y1}}; \quad m_{o2} = m_o + \frac{\Delta l}{h_{y2}}, \quad (2.1.21)$$

Пример 2.1.2

Исходные данные: дорога II технической категории, высота откоса насыпи 3,0 м, заложение откоса 1:3, отверстие трубы 1,2 м, глубина воды перед трубой 1,4 м, уклон трубы 10 ‰.

Требуется определить длину трубы.

Высота укрепления откоса насыпи на входе:

$$h_{y1} = \overset{\cdot}{I} + 0,25 = 1,4 + 0,25 = 1,65 \overset{\cdot}{i}; \quad h_{y2} = 1,2 + 0,14 + 0,25 = 1,59 \overset{\cdot}{i}.$$

Принимаем $h_{y1} = 1,65 \overset{\cdot}{i}$, $h_{y2} = 1,59 \overset{\cdot}{i}$.

Заложение откоса на высоту укрепления 1:1,5, а на остальной части 1:3.

Примем $h_{ii1} = h_{ii2} = h_{ii} = 3,0 \overset{\cdot}{i}$.

Теоретическая длина трубы на входе и на выходе по формулам (2.1.12):

$$L_{T1} = 0,5 \cdot 13,0 + 3 \cdot (3,0 - 1,65) + 1,5 \cdot 1,65 = 6,5 + 4,05 + 2,48 = 13,03 \overset{\cdot}{i},$$

$$L_{T2} = 0,5 \cdot 13,0 + 3 \cdot (3,0 - 1,59) + 1,5 \cdot 1,59 = 6,5 + 4,23 + 2,39 = 13,12 \overset{\cdot}{i}.$$

Вычислим длину верховой и низовой части теоретической трубы с учетом ее уклона $i=0,010$.

$$L_{T1} = \frac{13,03}{(1 + 1,5 \cdot 0,01)} = 12,84 \overset{\cdot}{i}, \quad L_{T2} = \frac{13,12}{(1 - 1,5 \cdot 0,01)} = 13,32 \overset{\cdot}{i}.$$

Вычислим высоту откоса насыпи на входе и выходе по формулам (2.1.14).

$$h_{ii1} = 3,0 - 0,01 \cdot 12,84 = 2,87 \overset{\cdot}{i}, \quad h_{ii2} = 3,0 + 0,01 \cdot 13,32 = 3,13 \overset{\cdot}{i}$$

Вычислим длину теоретической трубы на входе и выходе по формулам (2.1.12).

$$L_{T1} = 0,5 \cdot 13,0 + 3 \cdot (2,87 - 1,65) + 1,5 \cdot 1,65 = 6,5 + 3,66 + 2,48 = 12,64 \text{ м} ,$$

$$L_{T2} = 0,5 \cdot 13,0 + 3 \cdot (3,13 - 1,59) + 1,5 \cdot 1,59 = 6,5 + 4,62 + 2,39 = 13,51 \text{ м} .$$

Общая длина трубы $L_T = 12,64 + 13,51 = 26,15 \text{ м}$.

Фактическую длину трубы вычислим по формуле (2.1.4).

Если принять 10 звеньев, то длина трубы 25,12 м, что меньше теоретической ($L_{\text{факт}} < L_T$) на величину $\Delta l = 1,03 \text{ м}$. Примем длину трубы 25,12 м, придвинув откос с заложением 1:1,5 на величину $\frac{\Delta l}{2} = 0,52 \text{ м}$ (рис. 2.1.3) к оси дороги.

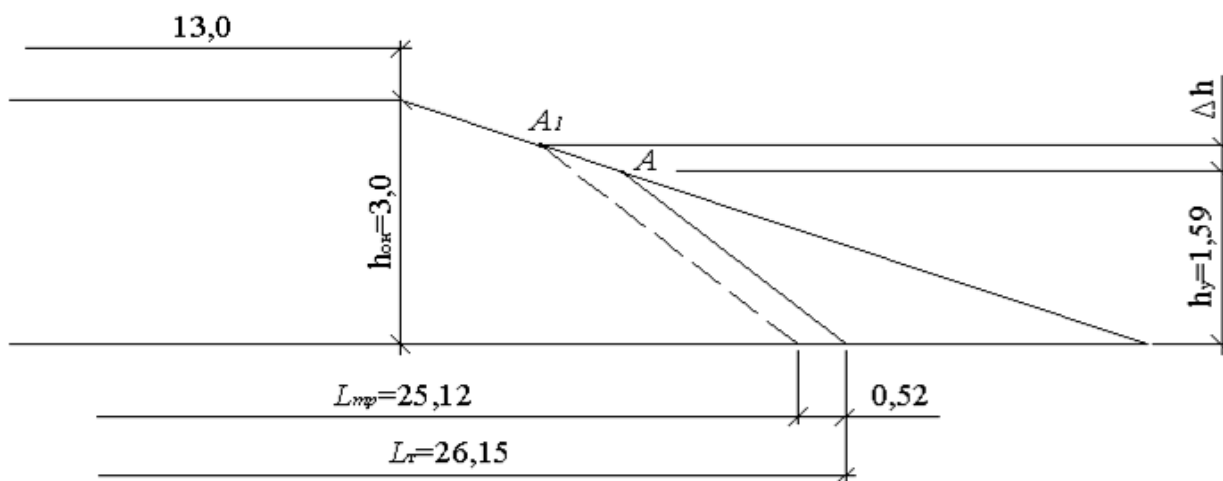


Рисунок 2.1.3 Схема к примеру 2.1.2

Точка сопряжения откосов с заложением 1:3 и 1:1,5 поднимется на величину Δh :

$$\Delta h = \frac{0,52}{(3 - 1,5)} = 0,35 \text{ м} .$$

Она находится ниже бровки обочины, так как выполняются условия (2.1.17) и (2.1.18):

$$h_{ii1} > (1,65 + 0,35), \text{ т.е. } 2,87 > 2,00 \text{ м}; \quad h_{ii2} > (1,59 + 0,35), \text{ т.е. } 3,13 > 1,94 \text{ м};$$

Высота откоса с заложением m_0 на входе $h_{y11} = 1,65 + 0,35 = 2,00 \text{ м}$, на выходе $h_{y21} = 1,59 + 0,35 = 1,94 \text{ м}$.

Определение длины трубы при $m > 1,5$ и высоте откоса $h_{он} > 6$ м

Высокие насыпи проектируют с ломаным откосом, имеющим заложение $m=1,75$ в верхней части насыпи высотой откоса 6 м и заложением $m_1=2,0$ в нижней части насыпи высотой ($h_{он}=6$ м)

Теоретическая длина трубы определяется следующим образом.

Для уменьшения длины трубы перемещаем ее начало и конец к оси дороги, принимая укрепленный откос насыпи у трубы с заложением 1: m_0 .

Сопряжение этого откоса с откосом насыпи может быть:

1) в нижней части насыпи на входе и на выходе трубы при условии (2.1.22) (случай 1):

$$(h_{и1} - 6) \geq h_{y1}, \quad (2.1.22)$$

2) в верхней части насыпи на входе и в нижней части насыпи на выходе при условии (2.1.23) (случай 2):

$$(h_{и1} - 6) < h_{y1}, \quad (h_{и2} - 6) \geq h_{y2}, \quad (2.1.23)$$

3) в верхней части насыпи на входе и на выходе при условии (2.1.24) (случай 3):

$$(h_{и1} - 6) < h_{y1}, \quad (h_{и2} - 6) < h_{y2}, \quad (2.1.24)$$

где $h_{он1}$, $h_{он2}$ – высота откоса насыпи на входе трубы и на выходе;

h_{y1} , h_{y2} – высота укрепления откоса на входе трубы и на выходе, определяется по (2.1.11) и (2.1.10).

В условиях (2.1.22) – (2.1.24) неизвестными являются $h_{он1}$ и $h_{он2}$. Первоначально примем их равными высоте откоса насыпи, полученной по (2.1.2), т.е. $h_{он1} = h_{он2} = h_{он}$, и определим имеющий место случай в соответствии с условиями (2.1.22) – (2.1.24). Для этого случая вычислим теоретическую длину трубы на входе $L_{Т1}$ и на выходе $L_{Т2}$ при уклоне трубы $i=0$ и $h_{он1} = h_{он2} = h_{он}$.

Случай 1. $(h_{ii1} - 6) \geq h_{y1}$.

Теоретическая длина верховой и низовой частей трубы:

$$\begin{aligned} L_{T1} &= 0,5B_{\ddot{a}i} + 6 \cdot m + m_1 \cdot (h_{ii1} - 6 - h_{y1}) + m_o \cdot h_{y1}, \\ L_{T2} &= 0,5B_{\ddot{a}i} + 6 \cdot m + m_1 \cdot (h_{ii2} - 6 - h_{y2}) + m_o \cdot h_{y2}, \end{aligned} \quad (2.1.25)$$

где m, m_1 – заложение откоса верхней части насыпи и нижней ($m=1,75, m_1=2,0$);

$h_{он1}, h_{он2}$ – высота откоса насыпи на входе трубы и на выходе трубы.

Случай 2. $(h_{ii1} - 6) < h_{y1}$ и $(h_{ii2} - 6) > h_{y2}$.

Теоретическая длина верховой L_{T1} и низовой L_{T2} частей трубы:

$$\begin{aligned} L_{T1} &= 0,5B_{\ddot{a}i} + m \cdot (h_{ii1} - h_{y1}) + m_o \cdot h_{y1}, \\ L_{T2} &= 0,5B_{\ddot{a}i} + 6 \cdot m + m_1 \cdot (h_{ii2} - 6 - h_{y2}) + m_o \cdot h_{y2}, \end{aligned} \quad (2.1.26)$$

Случай 3. $(h_{ii1} - 6) < h_{y1}$ и $(h_{ii2} - 6) < h_{y2}$.

Теоретическая длина верховой L_{T1} и низовой L_{T2} частей трубы вычисляется по формулам (2.1.12) при $m=1,75$.

После вычисления теоретической длины верховой и низовой частей трубы при ее продольном уклоне $i=0$ корректируем значения L_{T1} и L_{T2} с учетом продольного уклона по формулам (2.1.13). Далее уточняем высоту откоса насыпи на входе $h_{он1}$ и на выходе $h_{он2}$ по формулам (2.1.14).

Повторно рассматриваем условия (2.1.22) – (2.1.24) при полученных по (2.1.14) значениях $h_{он1}$ и $h_{он2}$.

Если не выполнено условие (2.1.22) или (2.1.24), то переходим к условию (2.1.23), вычисляем величину L_{T1} и L_{T2} по формулам (2.1.26), корректируем значение их в соответствии с уклоном трубы i по формулам (2.1.13). Вычисляем величину $h_{он1}$ и $h_{он2}$ по (2.1.14). Проверяем принятое условие (2.1.23) или (2.1.24).

Если условия (2.1.22) – (2.1.24) выполнены, то по формуле (2.1.25) или (2.1.26) или (2.1.12) повторно вычисляем L_{T1} и L_{T2} при значениях $h_{он1}$ и $h_{он2}$, полученных по (2.1.14).

Теоретическая длина трубы равна сумме длин верховой L_{T1} и низовой L_{T2} частей ее, полученных по (2.1.13), т.е. $L_T = L_{T1} + L_{T2}$.

Фактическая длина трубы определяется по формуле (2.1.4). Принимаем количество звеньев трубы таким, чтобы длина трубы была меньше теоретической ($L_{\dot{\Delta}} - L_{\dot{\Delta}\delta} < 2,5$).

Назначим смещение входа и выхода теоретической трубы к оси дороги одинаковым на величину $\Delta l = 0,5 \cdot (L_{\dot{\Delta}} - L_{\dot{\Delta}\delta})$ (рис. 2.1.3).

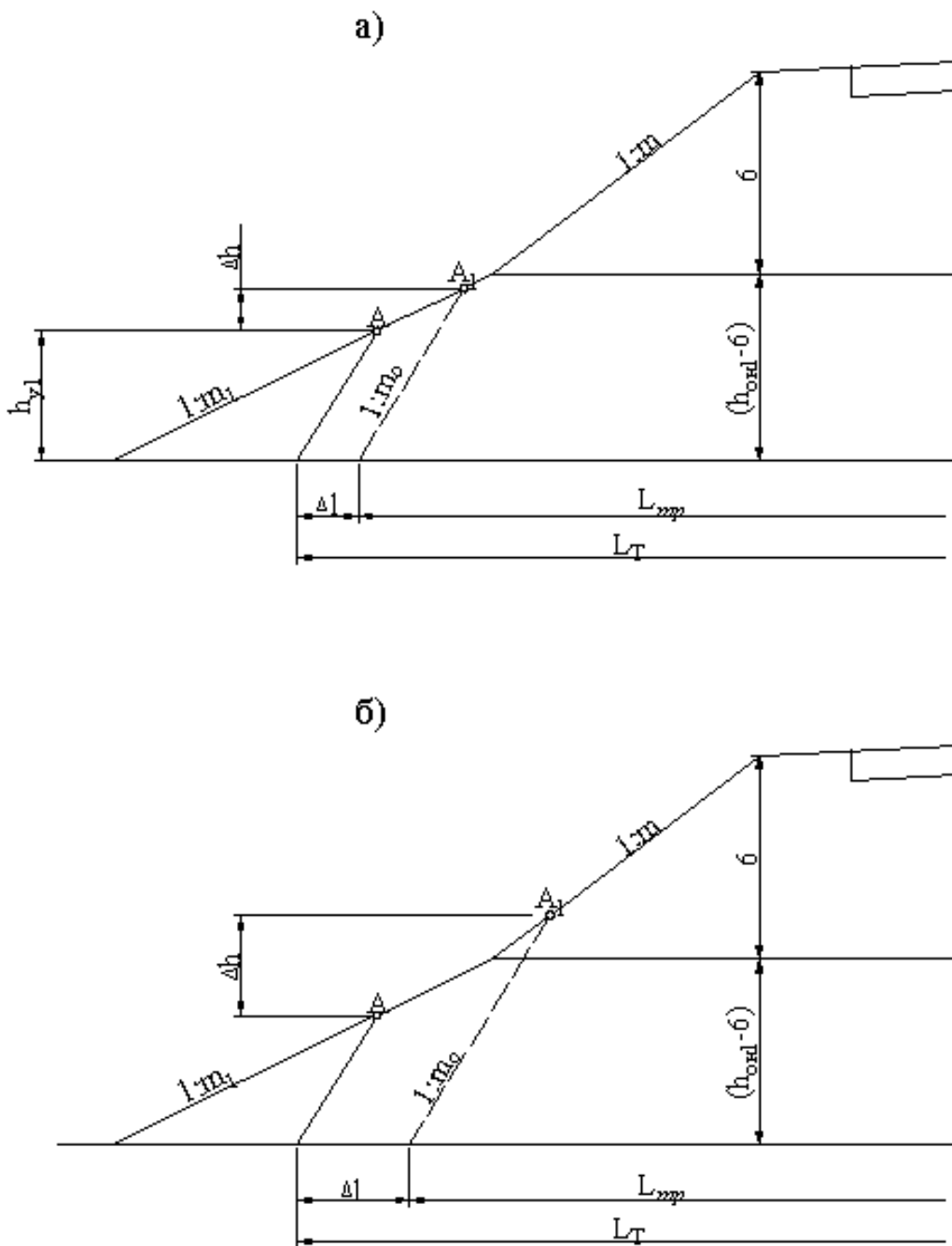


Рисунок 2.1.3 Схема к определению смещения Δh по высоте откоса точки A_1 :
 а) точка A_1 на откосе нижней части насыпи;
 б) точка A_1 на откосе верхней части насыпи

Точка A пересечение откоса с заложением m_0 с откосом насыпи сместится вверх на величину Δh (точка A_1), которая вычисляется по различным формулам в зависимости от места расположения точки A на откосе нижней части насыпи (рис. 2.1.3 а) или верхней части (рис. 2.1.3 б). Возможны следующие случаи в соответствии с условиями (2.1.22) – (2.1.24).

Случай 1. $(h_{i1} - 6) > h_{y1}$; $(h_{i2} - 6) > h_{y2}$.

Точка A_1 (рис. 2.1.3) может быть расположена на откосе нижней части насыпи, если выполнено условие (2.1.27) на входе и (2.1.28) на выходе:

$$(h_{i1} - 6) \geq (h_{y1} + \Delta h), \quad (2.1.27)$$

$$(h_{i2} - 6) \geq (h_{y2} + \Delta h), \quad (2.1.28)$$

где Δh – смещение по высоте точки A_1 относительно точки A , вычисляется по (2.1.29):

$$\Delta h = \frac{0,5 \cdot (L_T - L_{\delta\delta})}{(m_1 - m_o)}, \quad (2.1.29)$$

В этом случае высота откоса с заложением m_o на входе $h_{y11} = h_{y1} + \Delta h$, на выходе $h_{y21} = h_{y2} + \Delta h$.

Если условие (2.1.27) или (2.1.28) не выполняется, то точка A располагается на откосе нижней части насыпи с заложением $m_1=2,0$, точка A_1 на откосе верхней части насыпи с заложением $m=1,75$. Смещение точки A_1 относительно точки A вычисляется по формуле (2.1.30) на входе и по (2.1.31) на выходе:

$$\Delta h_1 = (h_{i1} - 6 - h_{y1}) + \frac{\Delta l - (m_1 - m_i)(h_{i1} - 6 - h_{\delta 1})}{m - m_i}, \quad (2.1.30)$$

$$\Delta h_2 = (h_{i2} - 6 - h_{y2}) + \frac{\Delta l - (m_1 - m_i)(h_{i2} - 6 - h_{\delta 2})}{m - m_i}, \quad (2.1.31)$$

где $\Delta l = 0,5(L_T - L_{\delta\delta})$.

Если не выполняется только условие (2.1.27), то высота откоса с заложением m_o на входе $h_{y11} = h_{y1} + \Delta h_1$, а на выходе $h_{y21} = h_{y2} + \Delta h$. Если не выполнены условия (2.1.27) и (2.1.28), то $h_{y11} = h_{y1} + \Delta h_1$, $h_{y21} = h_{y2} + \Delta h_2$.

Случай 2. $(h_{i1} - 6) \leq h_{y1}$ или $(h_{i2} - 6) \leq h_{y2}$.

Точки A и A_1 расположены на откосе верхней части насыпи ($m=1,75$). Величина Δh определяется по формуле (2.1.32):

$$\Delta h = \frac{0,5 \cdot (L_T - L_{\delta\delta})}{(m - m_o)}, \quad (2.1.32)$$

Высота откоса с заложением m_o на входе $h_{y11} = h_{y1} + \Delta h$, на выходе $h_{y21} = h_{y2} + \Delta h$.

Пример 2.1.3

Дорога II технической категории. Высота откоса насыпи 8,0 м, заложение верхней части насыпи 1:1,75, нижней 1:2. Отверстие трубы 1,2 м, глубина воды перед трубой 1,4 м. Требуется определить длину трубы.

Высота укрепления откоса насыпи на входе $h_{y1} = 1,4 + 0,25 = 1,65i$, на выходе $h_{y2} = 1,2 + 0,14 + 0,25 = 1,59i$.

Так как $(h_{ii} - 6) > h_{y1}$: $(8-6) > 1,65$ м, то имеет место первый случай. При уклоне трубы $i=0$ теоретическую длину верховой и низовой ее частей вычислим по формуле (2.1.25).

$$L_{T1} = 0,5 \cdot 13 + 6 \cdot 1,75 + 2 \cdot (8 - 6 - 1,65) + 1,5 \cdot 1,65 = 20,18i,$$

$$L_{T2} = 0,5 \cdot 13 + 6 \cdot 1,75 + 2 \cdot (8 - 6 - 1,59) + 1,5 \cdot 1,59 = 20,20i.$$

По формулам (2.1.13) вычислим теоретическую длину верховой и низовой части трубы с учетом уклона $i=10\%$.

$$L_{T1} = \frac{20,18}{(1 + 0,01 \cdot 1,5)} = 19,88i; \quad L_{T2} = \frac{20,20}{(1 - 0,01 \cdot 1,5)} = 20,52i$$

Вычислим высоту откоса насыпи на входе и выходе по (2.1.14):

$$h_{ii1} = 8,00 - 0,01 \cdot 19,88 = 7,80i;$$

$$h_{ii2} = 8,00 + 0,01 \cdot 20,52 = 8,20i$$

Проверим, сохранилось ли условие (2.1.22)

$(h_{ii} - 6) \geq h_{y1}$; $(7,80 - 6) > 1,65$. Следовательно, это условие сохранилось и L_{T1} , L_{T2} определены правильно при $h_{он1} = h_{он2} = h_{он}$. Корректируем длину верховой и низовой части трубы по формулам (2.1.25) с учетом высоты откоса на входе и выходе.

$$L_{T1} = 0,5 \cdot 13 + 6 \cdot 1,75 + 2 \cdot (7,8 - 6 - 1,65) + 1,5 \cdot 1,65 = 19,48i,$$

$$L_{T2} = 0,5 \cdot 13 + 6 \cdot 1,75 + 2 \cdot (8,2 - 6 - 1,59) + 1,5 \cdot 1,59 = 20,92i.$$

Теоретическая длина трубы $L_T = L_{T1} + L_{T2} = 19,48 + 20,92 = 40,40$ м.

Фактическая длина трубы определяется по формуле (2.1.4). Примем трубу из 16 звеньев ТВ.120.25 длиной 40,12 м, что меньше длины теоретической трубы на $\Delta l = 40,40 - 40,12 = 0,28i$.

Рассмотрим варианты смещения точки пересечения откосов насыпи с $m=2$ и откоса с заложением $m=1,5$ к оси дороги на величину $\frac{\Delta l}{2} = \frac{0,28}{2} = 0,14i$ на входе и на выходе. Предположим, что точка A_1 (рис. 2.1.3) находится на откосе нижней части с заложением $m_1=2$ выше точки A на величину Δh . Эту величину вычислим по формуле (2.1.29).

$$\Delta h = 0,14 / (2,0 - 1,5) = 0,28i$$

Проверим условие (2.1.27) и (2.1.28):

$$(7,80 - 6 - 1,65) > 0,28; (8,20 - 6 - 1,59) > 0,28$$

Условия (2.1.27) и (2.1.28) выполняются на входе и на выходе из трубы. Следовательно, точки А и А₁ располагаются на откосе нижней части насыпи.

Высота откоса с заложением m_0 на входе $h_{y1} = 1,65 + 0,28 = 1,93$ м, на выходе $h_{y2} = 1,59 + 0,28 = 1,87$ м.

Длина верховой части трубы $L_1 = 19,48 - 0,14 = 19,34$ м, длина низовой части $L_2 = 20,92 - 0,14 = 20,78$ м.

Общая длина трубы $L_{тр} = 19,34 + 20,78 = 40,12$ м

Пример 2.1.4

Дорога IV технической категории. Высота откоса насыпи 9 м, заложение откоса верхней части насыпи 1:1,75, нижней 1:2. Высота укрепления откоса на входе 1,65 м, на выходе 1,59 м. Требуется определить длину трубы отверстием 1,2 м при ее продольном уклоне 10‰.

Теоретическая длина трубы определяется следующим образом. Вычислим $(h_{он} - б) = (9 - 6) = 3,0$ м. Так как $(h_{он} - б) > h_{y1}$, т.е. $3,0 > 1,65$, то имеет место **случай 1**, когда точка А сопряжения откосов с заложениями m_0 и m_1 на нижней части.

Длину L_{T1} , L_{T2} вычислим по формуле (2.1.25) ($L_{T1} = 20,68$ м, $L_{T2} = 20,70$ м). Корректируем их значение в соответствии с уклоном $i = 10‰$ по формуле (2.1.13).

$L_{T1} = 20,56$ м, $L_{T2} = 21,02$ м. Высота откоса насыпи по (2.1.14) на входе $h_{он1} = 8,80$ м, на выходе $h_{он2} = 9,20$ м.

Проверим выполнение условия (2.1.22) на входе $(h_{он} - б) = 2,80$ м: $2,80 > 1,65$. Условие (2.1.22) выполняется. Повторно вычисляем L_{T1} и L_{T2} по (2.1.25). $L_{T1} = 20,28$ м, $L_{T2} = 21,10$ м.

Теоретическая длина трубы $L_T = 20,28 + 21,10 = 41,38$ м.

Фактическая длина трубы $L_{тр}$ из 16 звеньев ТВ.120.25 по (2.1.4) равна 40,12 м, из 17 звеньев – 42,62 м.

Примем длину трубы $L_{тр} = 40,12$ м, что меньше длины теоретической трубы на $\Delta l = 41,38 - 40,12 = 1,26i$. Переместим точку А сопряжения откосов с заложением m_0 и m_1 на входе и на выходе на одинаковое расстояние по горизонтали на $\Delta l_1 = 0,5 \cdot \Delta l = 0,63i$ и по вертикали на Δh_1 . Предположим, что точка А₁ находится на откосе нижней части насыпи. Тогда по (2.1.29)

$\Delta h = 0,63 / (2,0 - 1,5) = 1,26i$. Проверим условие (2.1.27) на входе $(h_{\text{он1}} - 6 - h_{y1}) = (8,8 - 6 - 1,65) = 1,15$ м; $1,15 < 1,26$; на выходе $(9,21 - 6 - 1,59) = 1,62$ м; $1,62 > 1,26$.

Следовательно, точка A_1 на входе находится на откосе верхней части насыпи ($m=1,75$), на выходе на откосе нижней части насыпи выше точки A .

Вычислим смещение точки A_1 относительно точки A на входе по формуле (2.1.30):

$$\Delta h_1 = (8,8 - 6 - 1,65) + \frac{0,63 - (2,0 - 1,5)(8,8 - 6 - 1,65)}{1,75 - 1,50} = 1,15 + 0,23 = 1,38i \text{ .}$$

На выходе смещение точки A_1 относительно точки A вычислено ранее по (2.1.29): $\Delta h_2 = \Delta h = 1,26i$.

Общая высота откоса с заложением m_0 на входе $\Delta h_{y11} = h_{y1} + \Delta h_1 = 1,65 + 1,38 = 3,03i$, на выходе $\Delta h_{y21} = h_{y2} + \Delta h_2 = 1,59 + 1,26 = 2,85i$.
Заложение укрепленного откоса $m_0 = 1,5$.

Фактическая длина трубы на входе и на выходе:

$$L_1 = 20,28 - 0,63 = 19,65 \text{ м,} \quad L_2 = 21,10 - 0,63 = 20,47 \text{ м.}$$

Общая длина трубы $L_{\text{тр}} = 19,65 + 20,47 = 40,12$ м.

1.6 Назначение отметок лотка трубы

Отметки лотка трубы по оси дороги, на входе и на выходе назначаются с учетом отметок местности, условий проектирования продольного профиля, продольного уклона трубы, длины трубы и ее строительного подъема. Продольный уклон принимают обычно равным поперечному уклону местности, т.е. уклону у сооружения J_c , но не менее критического и не более 20‰.

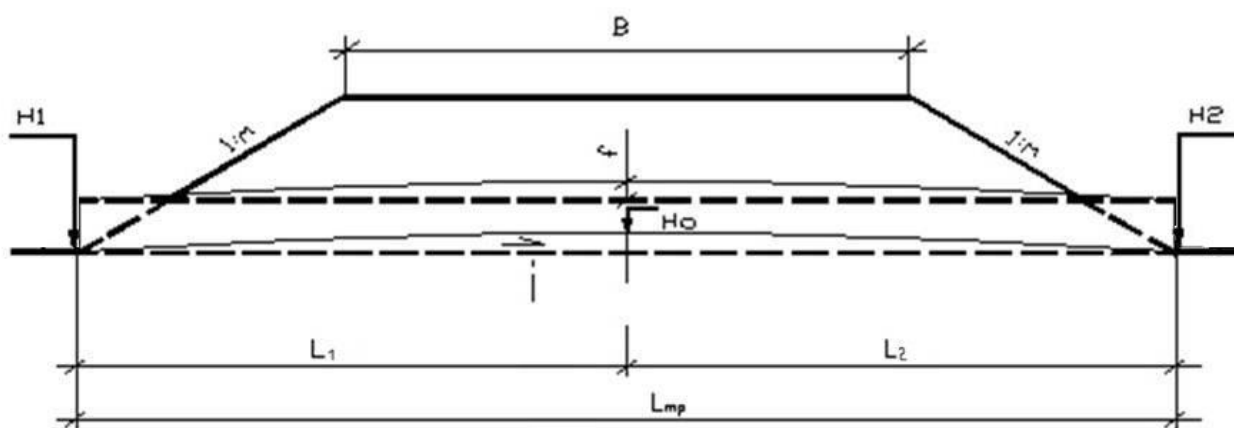


Рисунок 2.2 Схема к определению отметок лотка трубы

Отметка лотка трубы по оси дороги (рис. 2.2) определяется по формуле:

$$H_0 = H_q + f, \quad (2.2.1)$$

где $H_ч$ – отметка черного профиля дороги на пересечении водотока;
 f – строительный подъем середины трубы, учитывающий большую осадку середины трубы под действием нагрузки от насыпи.

Строительный подъем при основании из песков крупных, средних и мелких принимается по дуге круга $f = 1/80 h_n$ (h_n – высота насыпи), для глинистых грунтов $f = 1/40 h_n$.

Отметки лотка трубы на входе H_1 (рис. 2.2) и на выходе H_2 определяются по формулам:

$$H_1 = H_0 - f + (i L_1) \quad H_2 = H_0 - f - (i L_2), \quad (2.2.2)$$

где i – продольный уклон лотка трубы в долях единицы (его можно принять равным уклону водотока у сооружения J_c);

L_1, L_2 – фактическая длина трубы с верховой и низовой стороны (рис. 2.2);

После расчета отметок лотка трубы следует проверить отсутствие застоя воды у входа до осадки середины трубы ($H_1 \geq H_0$).

Если $H_1 < H_0$, то необходимо увеличить продольный уклон трубы i .

1.7 Проектирование укрепления русла и откосов у водопропускных труб

В настоящее время в Республики Беларусь выпускают звенья круглой трубы железобетонные безнапорные диаметром 500 – 2000 мм для водопропускных сооружений на автомобильных дорогах. Расчетная длина звеньев труб 2500 мм.

Звенья труб рассчитаны на прочность и трещиностойкость как железобетонные изгибаемые элементы на действие нагрузок: давление грунта от веса насыпи, давление грунта от действия подвижной колесной нагрузки НК – 112, на собственный вес трубы.

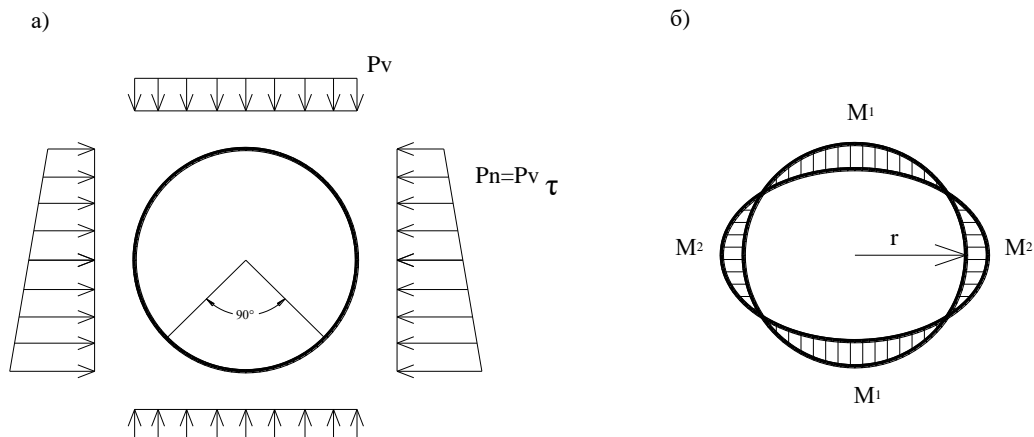


Рисунок 2.3 Схема действия нагрузок на звено (а) и изгибающие моменты (б)

В типовом проекте [4] изгибающие моменты M_1 (рис.2.3) в стенках звеньев трубы определены при их укладке на песчаное основание с углом обхвата 90° при нормальной (для круглых труб 500, 600 и 800 мм) и повышенной (для труб 1000, 1200, 1400, 1600 и 2000 мм) степени уплотнения пазух вокруг трубы (коэффициент уплотнения $K_y=0,95$).

Насыпь в зоне трубы (на расстоянии от нее на два диаметра и выше не менее чем на 20 см) должна быть из песка с модулем крупности $M_k=1,5\dots2,5$.

Звенья труб бывают двух групп по несущей способности. Высота засыпки труб до низа дорожной одежды не должна превышать 5 м для первой группы по несущей способности и 10 м для труб второй группы по несущей способности. Высоту засыпки допускается увеличить до 15 м для звена диаметром 2000 мм с использованием железобетонной обоймы.

Обозначение марки трубы состоит из букв ТВ (трубы водопропускные), цифр, которые обозначают внутренний диаметр звена (в сантиметрах), расчетную длину звена (в дециметрах), группу звена по несущей способности и букву П (пониженная водопроницаемость). Так звено диаметром 1200 мм при высоте засыпки 3 м имеет первую группу по несущей способности и обозначается ТВ 120.25 – 1 – П.

Типы укрепления русел и откосов у труб

По типовому проекту ТПБ 3.503.1 – 8.04 «Укрепление водопропускных сооружений на автомобильных дорогах» (Минск 2004) рекомендуется укрепление русел у труб монолитным бетоном В25, сборными плитами ПК 100.12.е, каменной наброской. Укрепление откосов может выполняться монолитным бетоном, плитами ПК 50.8.е или ПК 100.12.е, нетканым геотекстильным полотном с семенами трав (НГ СТ). По СТБ 1071-2007 для укрепления могут применяться плиты К40.7.е-М.

Монолитный бетон В25 толщиной 12см на выходе укладывают на слое щебня толщиной 10см. Для предотвращения образования температурных трещин укрепление из монолитного бетона делят на отдельные карты (плиты) с помощью укладки до бетонирования на поверхность щебеночного основания антисептированных досок. Длина стороны карты не более 3м.

Толщина слоя из монолитного бетона при укреплении русла на выходе равна 12см, при укреплении русла на входе и откосов – 8см.

Сборные плиты ПК100.12.е имеют размер сторон 100см, толщину 12см и требования по морозостойкости и водонасыщению: F200, W6). Плиты ПК100.12.е укладывают на слой строительного раствора толщиной 2см и щебеночное основание толщиной 10см.

Сборные плиты ПК50.8.е имеют форму квадрата со срезанными углами и арматурными выпусками, расположенными в углах плит. Плиты укладывают по слою строительного раствора толщиной 2см, ниже которого находятся щебеночное основание толщиной 10см. На поверхности щебеночного

основания разбивают прямоугольные карты с размером сторон 1 – 3м путем укладки антисептированных досок высотой 12см.

Сборные плиты К40.7 толщиной 7 см имеют форму квадрата со стороной 40 см, укладываются по слою строительного раствора толщиной 2 см по слою щебня толщиной 10 см.

Нетканое геотекстильное полотно с семенами трав НГ СТ (СТБ 1030-2008) применяют для укрепления откосов насыпей у водопропускных труб, когда трубы расположены на суходолах и работают в безнапорном режиме, а русло укрепляется плитами ПК100.12.е. НГ СТ укладывают полосами сверху вниз с нахлестом 10 – 15см по слою растительного грунта 10см. По линии нахлеста выполняют крепление анкерными скобами и деревянными кольями по контуру укрепления (рис. 2.6.9, 2.6.15). НГ СТ укладывают в канавку глубиной 20 – 30см, закрепляют кольшками и заполняют грунтом. Сверху НГ СТ засыпается растительным грунтом толщиной 3см. В русле НГ СТ заводят под плиты ПК100.12.е.

Каменная наброска может применяться на постоянно действующих водотоках, где укрепление бетоном или плитами сложно выполнить. Размер самой крупной фракции не должен быть более 40см, а фракции менее 5мм не должны превышать 20%. Толщина наброски камня определяется глубиной размыва. По типовому проекту [6] она назначена равной 1,0м.

Для каждого типа укрепления нормируются допускаемые (неразмывающие) скорости течения воды в зависимости от глубины потока (табл. 2.4.1).

Таблица 2.4.1

Тип укрепления	Допускаемые скорости (м/с) при глубине потока (м)		
	0,4	1,0	2,0
Каменная наброска слоем 30см из несортированного камня толщиной 10-15см	2,5	3,0	3,5
Каменная наброска слоем 30см из несортированного камня толщиной 15-20см	3,0	3,5	4,0
Каменная наброска слоем 30см из несортированного камня толщиной 20-25см	3,5	4,0	4,5
Сборные плиты К40.7 из бетона В20 толщиной 7см на слое щебня h = 10см	3,0	3,5	4,0
Монолитный бетон класса В25 толщиной 10см на слое щебня h= 10см	6,5	8,0	8,0
Сборные плиты ПК100.12.е на цементном растворе h=2см и слое	6,5	8,0	8,0

щебня h=10см			
--------------	--	--	--

Глубина потока воды на выходе из трубы (в зоне растекания) определяется по формуле:

$$h_{\text{вых}} = K d (П_Q)^n, \quad (2.4.1)$$

где K и n – эмпирические коэффициенты, (K=0,75; n= 0,5);
d – отверстие одноочковой трубы;
П_Q – безразмерный параметр расхода.

$$П_Q = Q_c / (3,13 d^{2.5}), \quad (2.4.2)$$

Q_c – сбросной расход на одно очко.

Для этой глубины потока по табл.2.4.1 определяется допускаемая скорость движения воды для каждого типа укрепления.

Тип укрепления русла на выходе назначается по скорости движения воды на выходе из трубы, увеличенной в 1,2 раза. Необходимо выполнение условия:

$$1,2V_{\text{вых}} \leq V_{\text{нер}},$$

где V_{вых} – скорость движения воды на выходе, принимается по таблицам пропускной способности труб для сбросного расхода на одно очко.

Проектирование укрепления русла и откосов у водопропускных труб

Определение размеров укрепления русла на выходе

Укрепление русла на выходе заканчивается предохранительным откосом 3 (рис.2.5.1).

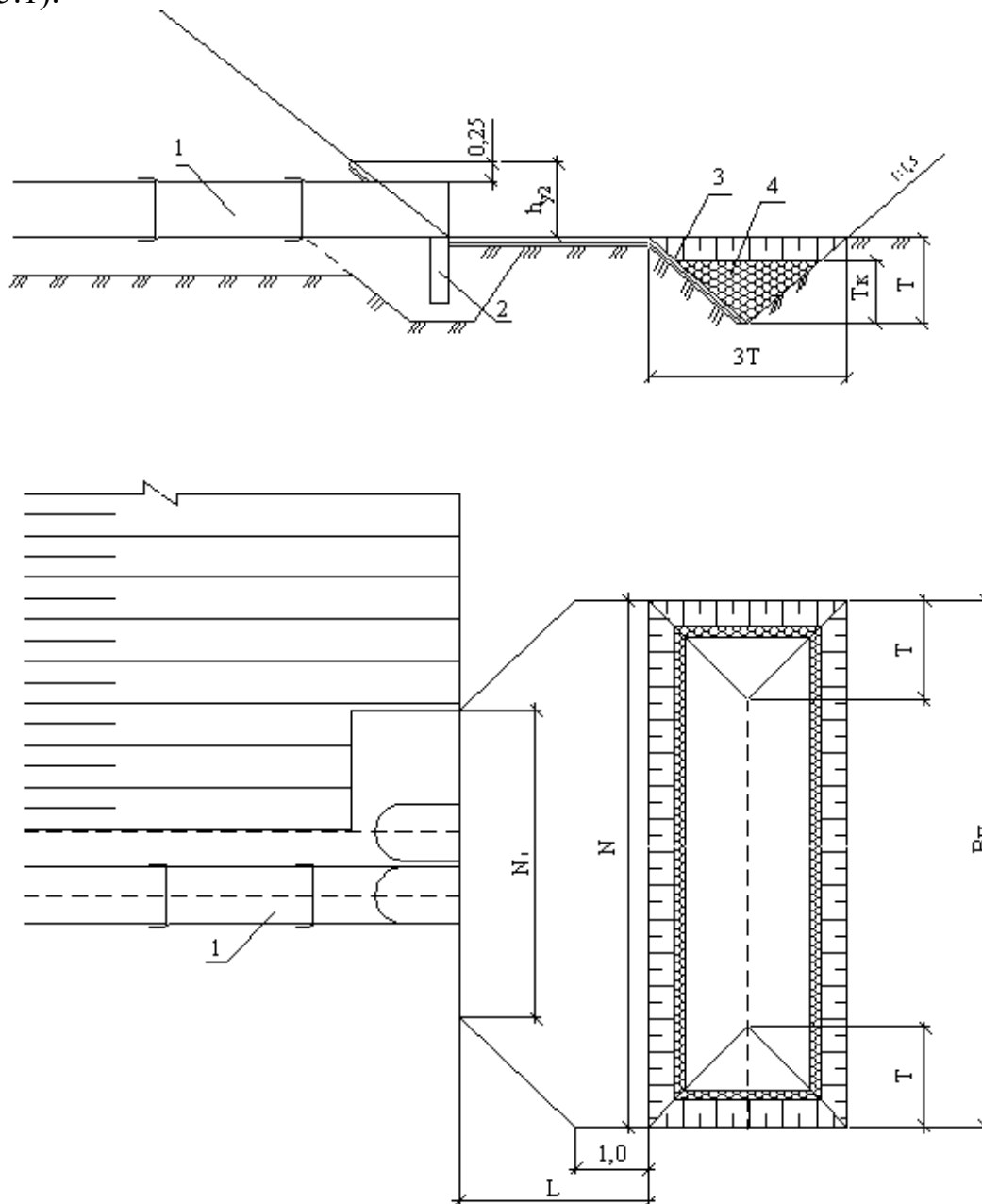


Рисунок 2.5.1 Схема укрепления русла и откосов: 1 – звено трубы; 2 – противофильтрационный экран; 3 – предохранительный откос; 4 – наброска камня

Для уменьшения длины укрепления русла принято, что в паводок скорость движения воды после конца укрепления больше размывающей для грунта. Поэтому после конца укрепления образуется воронка размыва, выполняющая роль водобойного колодца как гасителя энергии водного потока. Ее называют

ковшом размыва. **Ковш размыва** включает предохранительный откос и наброску камня (рис. 2.5.1).

Предохранительный откос предназначен для предотвращения развития размыва по направлению к трубе. Наброска камня уменьшает глубину размыва.

Ширина укрепления у предохранительного откоса N , ширина предохранительного откоса $B_{п}$, глубина предохранительного откоса T и толщина каменной наброски T_k обосновываются расчетом.

Ширина укрепления у предохранительного откоса:

$$N = B_{раст} + 3, \quad (2.5.1)$$

где $B_{раст}$ – ширина растекания потока.

Ширина растекания потока определяется по формуле:

$$B_{раст} = d \cdot \left(\frac{L}{A_y} + 1 \right)^n + b_i - d, \quad (2.5.2)$$

где d – отверстие одноочковой трубы;

L – длина укрепления от конца оголовка (табл.2.5.3);

$b_{п}$ – ширина потока на выходе (табл.2.5.2);

$D_э$ – эквивалентный диаметр, равный для круглых труб $D_э = d \sqrt{n_о}$;

$n_о$ – количество очков труб (по заданию);

n – показатель степени, определяемый по формуле:

$$n = 0,78 + 0,36 \cdot \lg \left(\frac{Q_k}{Q_c} \right), \quad (2.5.3)$$

где Q_c – сбросной расход (по заданию);

Q_k – эталонный расход:

$$Q_k = 1,6 \cdot D_э^{5/2}, \quad (2.5.4)$$

Таблица 2.5.2

Отверстие, м	1,0	2x1,0	3x1,0	1,2	2x1,2	3x1,2
Ширина потока на выходе $b_{п}$, м	1,00	2,45	3,92	1,20	2,90	4,62
Отверстие, м	1,4	2x1,4	3x1,4	1,6	2x1,6	3x1,6
Ширина потока на выходе $b_{п}$, м	1,40	3,32	5,22	1,60	3,75	5,36

Длина укрепления L назначается в зависимости от отверстия трубы с учетом типа укрепления. Русло на выходе трубы по типовому проекту [6]

рекомендуется укреплять монолитным бетоном или плитами ПК100.12.е. В этом случае длину укрепления L можно принять по таблице 2.5.3.

Таблица 2.5.3

Отверстие, м	1,0	2x1,0	3x1,0	1,2	2x1,2	3x1,2
Длина укрепления L, м	$\frac{2,0}{2,0}$	$\frac{2,8}{3,0}$	$\frac{3,4}{3,0}$	$\frac{2,0}{2,0}$	$\frac{2,8}{3,0}$	$\frac{3,4}{3,0}$
Отверстие, м	1,4	2x1,4	3x1,4	1,6	2x1,6	3x1,6
Длина укрепления L, м	$\frac{3,0}{3,0}$	$\frac{4,2}{4,0}$	$\frac{5,1}{5,0}$	$\frac{3,5}{4,0}$	$\frac{4,7}{5,0}$	$\frac{5,6}{6,0}$
Примечание: в числителе значения указаны для укрепления монолитным бетоном, в знаменателе для укрепления плитами ПК100.12.е						

Ширина предохранительного откоса (рис. 2.5.1) обосновывается следующим образом. Вначале определяется предельная глубина в конце укрепления при неограниченном времени прохождения паводка и отсутствии каменной наброски.

$$T_{np} = 0,9 \cdot \delta_m \cdot D_3 \cdot \left(\frac{Q_c}{Q_k} \right)^{0,6} \cdot \left(\frac{D_3^3}{M} \right)^{0,2}, \quad (2.5.5)$$

где δ_m – масштабный коэффициент (табл.2.5.4);

$Q_c, Q_k, L, D_3, d, b_{п}$ – см. обозначение в формуле (2.5.1);

$$\dot{I} = \left(\frac{L}{A_y} + 1 \right) \cdot d \cdot b_i \cdot d_{ад}, \quad (2.5.6)$$

$d_{гр}$ – расчетный диаметр частиц грунта лога, м (по заданию).

Таблица 2.5.4

Эквивалентный диаметр трубы D_3 , м	1,0	1,2	1,4	1,6	2,0
Масштабный коэффициент δ_m	0,85	0,83	0,82	0,81	0,80

Далее вычисляется расчетная глубина размыва в конце укрепления при ограниченном времени прохождения паводка и отсутствии каменной наброски:

$$T_p = K_c \cdot T_{np}, \quad (2.5.7)$$

где K_c – коэффициент снижения глубины размыва за счет ограниченного времени прохождения паводка (табл.2.5.5).

Таблица 2.5.5

Вид грунта	Значение коэффициента K_c при количестве очков		
	1	2	3
Песчаный и супесчаный	0,6	0,56	0,51
Гравий, суглинки, глины	0,75	0,70	0,64

Ширина предохранительного откоса вычисляется по формуле:

$$B_n = \frac{3 \cdot T_p}{K_1}, \quad (2.5.8)$$

где K_1 – коэффициент, определяемый по таблице 2.5.6.

Полученное по формуле (2.5.8) значение B_n сопоставляется с шириной укрепления у предохранительного откоса N по формуле (2.5.1). Если $B_n < N$, то принимается $B_n = N$, если $B_n > N$, то оставляют полученную B_n и принимают $N = B_n$.

В случае укрепления русла плитами ПК100.12.е следует принять ширину конца укрепления кратной ширине стороны плиты.

Таблица 2.5.6

T_p/D_0	Значение K_1 , при отношении L/D_0			
	1	2	3	4
0	0	0	0	0
0,2	0,25	0,17	0,12	0,10
0,4	0,43	0,35	0,25	0,19
0,6	0,58	0,47	0,35	0,26
0,8	0,68	0,56	0,45	0,32
1,0	0,75	0,63	0,50	0,40
1,2	0,80	0,69	0,57	0,44
1,4	0,83	0,73	0,61	0,48
1,6	0,85	0,76	0,65	0,52
1,8	0,88	0,80	0,68	0,56
2,0	0,90	0,82	0,71	0,58
2,4	0,91	0,85	0,75	0,63
2,8	0,93	0,86	0,78	0,66
3,2	0,95	0,87	0,80	0,68

Глубина предохранительного откоса может быть принята равной полученной по формуле (2.5.7) при отсутствии каменной наброски, т.е. $T = T_p$. Если эта глубина большая ($T_p > 1,5$ м), то для ее уменьшения следует предусматривать каменную наброску в ковш размыва. В этом случае предусматривается наброска камня и глубина предохранительного откоса T определяется исходя из расчетной глубины размыва в конце укрепления при

ограниченном времени прохождения паводка и наличии каменной наброски по формуле:

$$T_{p(H)} = T_{np} \cdot \left(\frac{d_{zp}}{d_n} \right)^{1/3} + 0,13 \cdot \left(\frac{d_n}{W_K} \right) \cdot T_p^2, \quad (2.5.9)$$

где T_{np} – глубина размыва по формуле (2.5.5);

$d_{гр}$ – диаметр частиц грунта, м (по заданию);

d_n – диаметр камня наброски (0,10-0,30), м;

T_p – глубина размыва по формуле (2.5.7);

W_K – удельный (на 1 п.м. ширины предохранительного откоса) объем каменной наброски, определяется по формуле (2.5.10).

$$W_K = 1,5 \cdot h_{кам}^2, \quad (2.5.10)$$

где $h_{кам}$ – высота каменной наброски, которой задаются в пределах 0,30-0,80м.

При укреплении русла на выходе монолитным бетоном глубину заложения предохранительного откоса принимают равной расчетной глубине размыва, полученной по формуле (2.5.9). В случае укрепления откоса плитами ПК100.12.е эту глубину следует согласовать с размерами плит, укладываемых на откос с заложением 1:1,5. При заложении предохранительного откоса 1:1,5 при длине плиты 1,0м высота откоса 0,56м. Следует учесть конструкцию сопряжения плит русла и откосов (рис. 2.5.14).

Ширину N_1 укрепления русла на выходе у подошвы насыпи (рис. 2.5.1) назначают по таблице 2.5.7

Таблица 2.5.7

Отверстие	1,0	2x1,0	3x1,0	1,2	2x1,2	3x1,2
Ширина N_1 , м	$\frac{3,4}{4,0}$	$\frac{4,7}{5,0}$	$\frac{6,2}{7,0}$	$\frac{3,5}{5,0}$	$\frac{5,2}{6,0}$	$\frac{6,9}{8,0}$
Отверстие	1,4	2x1,4	3x1,4	1,6	2x1,6	3x1,6
Ширина N_1 , м	$\frac{3,7}{5,0}$	$\frac{5,6}{7,0}$	$\frac{7,6}{8,0}$	$\frac{4,0}{5,0}$	$\frac{6,1}{7,0}$	$\frac{8,3}{9,0}$
Примечание: в числителе приведены значения для укрепления монолитным бетоном, в знаменателе – плитами ПК100.12.е						

Пример 2.5

Исходные данные: круглая одноочковая труба отверстием 1,6м пропускает сбросной расход $Q_c=5,0\text{м}^3/\text{с}$, расчетный диаметр частиц грунта лога $d_{гр}=0,5\text{мм}=0,0005\text{м}$, укрепление русла монолитным бетоном.

Требуется запроектировать укрепление русла на выходе трубы.

По таблице 2.5.3 назначаем длину укрепления русла $L=3,5\text{м}$, по таблице 2.5.2 – ширину потока $b_{\pi}=1,60\text{м}$. Эквивалентный диаметр трубы $D_3=1,6\text{м}$. Эталонный расход $Q_k=1,6 * D_3^{5/2}=5,18\text{м}^3/\text{с}$.

Вычислим показатель степени n в формуле (2.5.2) по (2.5.3):

$$n = 0,78 + 0,36 \cdot \lg\left(\frac{Q_k}{Q_c}\right) = 0,78 + 0,36 \cdot \lg\left(\frac{5,18}{5,0}\right) = 0,79.$$

Вычислим ширину растекания потока по формуле (2.5.2):

$$B_{\delta\bar{a}\bar{n}\bar{o}} = d \cdot \left(\frac{L}{\bar{A}_y} + 1\right)^n + b_i - d = 1,6 \cdot \left(\frac{3,5}{1,6} + 1\right)^{0,79} + 1,6 - 1,6 = 4,5\bar{i}.$$

Ширина конца укрепления по формуле (2.5.1):

$$N = B_{\text{расг}} + 3 = 4,5 + 3 = 7,5\text{м}.$$

Вычислим предельную глубину размыва по формуле (2.5.5), предварительно определив величину M по формуле (2.5.6):

$$\bar{i} = \left(\frac{L}{\bar{A}_y} + 1\right) \cdot d \cdot b_i \cdot d_{\bar{a}\bar{o}} = \left(\frac{3,50}{1,6} + 1\right) \cdot 1,6 \cdot 1,6 \cdot 0,0005 = 0,0040958,$$

$$\begin{aligned} T_{\bar{i}\bar{o}} &= 0,9 \cdot \delta_m \cdot \bar{A}_y \cdot \left(\frac{Q_c}{Q_k}\right)^{0,6} \cdot \left(\frac{\bar{A}_y^3}{\bar{i}}\right)^{0,2} = \\ &= 0,9 \cdot 0,82 \cdot 1,6 \cdot \left(\frac{5,0}{5,18}\right)^{0,6} \cdot \left(\frac{1,6^3}{0,0040958}\right)^{0,2} = 5,52\bar{i} \end{aligned}$$

Расчетная глубина размыва в конце укрепления при ограниченном времени прохождения паводка и отсутствии каменной наброски вычисляется по формуле (2.5.7), приняв для супесчаных грунтов по таблице 2.5.5 значение K_c равным 0,6.

$$T_p = K_c \cdot T_{\bar{i}\bar{o}} = 0,6 \cdot 5,52 = 3,3\bar{i}.$$

Ширину предохранительного откоса вычислим по формуле (2.5.8). Коэффициент K_1 найдем в таблице 2.5.6 по интерполяции для значений

$$T_p/D_3 = 3,3/1,6 = 2,06 \text{ и } L/D_3 = 3,5/1,6 = 2,19 \Rightarrow K_1 = 0,72;$$

$$B_{\pi} = 3 * 3,3 / 0,72 = 13,75\text{м}.$$

Сопоставим ширину предохранительного откоса $B_{\pi}=13,75\text{м}$ и ширину конца укрепления русла $N=9,1\text{м}$ монолитным бетоном. Принимаем $N=B_{\pi}=13,75\text{м}$.

В случае укрепления русла плитами ПК100.12.е следует принять ширину конца укрепления кратной ширине стороны плиты, т.е. $N=B_{\pi}=14,0\text{м}$

При отсутствии наброски камня глубина размыва большая ($T_p=3,3\text{ м}$). Поэтому для уменьшения глубины размыва проектируем наброску камня высотой 0,60м средним диаметром камня 0,20м.

Удельный (на 1 п.м.) объем камня по формуле (2.5.10):

$$W_K = 1,5 \cdot h_{\text{кам}}^2 = 1,5 \cdot 0,6^2 = 0,54\text{м}^3.$$

Расчетную глубину размыва при наличии наброски камня вычислим по формуле (2.5.9):

$$T = T_{i\delta} \cdot \left(d_{a\delta} / d_i \right)^{1/3} + 0,13 \cdot \left(d_i / W_K \right) \cdot T_{\delta}^2 =$$

$$= 5,52 \cdot \left(0,0005 / 0,2 \right)^{1/3} + 0,13 \left(0,2 / 0,54 \right) \cdot 3,3^2 = 1,22i$$

В практике проектирования укрепления принимают высоту наброски камня равной половине высоты предохранительного откоса. Оставляем высоту предохранительного откоса – 1,22м и высоту наброски камня – 0,60м.

При укреплении откоса плитами ПК 100.12.е в один ряд высота укрепления составит (0,56+0,12)=0,68 м, в два ряда (2*0,56+0,12)=1,24 м.

Укрепление русла на входе

Укрепление русла на входе, как правило, выполняется из одинаковых материалов как и на выходе. Размеры этого укрепления назначаются без расчета с учетом накопленного практикой дорожного строительства опыта. Укрепление на входе принимается в виде прямоугольника.

Длина укрепления принимается по таблице 2.5.8.

Таблица 2.5.8

Отверстие трубы, м	Длина укрепления русла на входе		
	бетоном	плитами ПК50.8.е	плитами ПК100.12.е
1,0	2,5	2,5	3,0
1,2	3,0	3,0	3,0
1,4	3,5	3,5	3,0
1,6	4,0	4,0	4,0

Ширина укрепления русла на входе принимается по таблице 2.5.9.

Таблица 2.5.9

Отверстие трубы, м	Ширина укрепления русла на входе		
	бетоном	плитами ПК50.8.е	плитами ПК100.12.е
1*1,0	4,5	4,5	5,0
2*1,0	6,0	6,0	7,0
3*1,0	7,5	7,5	9,0
1*1,2	5,0	5,0	6,0
2*1,2	7,0	7,0	8,0
3*1,2	9,0	9,0	9,0
1*1,4	5,5	5,5	6,0
2*1,4	7,5	7,5	8,0
3*1,4	9,5	9,5	10,0
1*1,6	6,0	6,0	7,0
2*1,6	8,0	8,0	8,0
3*1,6	10,0	10,0	11,0

Укрепление откосов насыпей у трубы

Откосы могут укрепляться:

- нетканым геотекстильным полотном с семенами трав (НГ СТ), укладываемым на слой плодородного грунта толщиной 10 см и засыпаемого сверху слоем этого грунта толщиной 3 см;
- сборными плитами ПК100.12е, ПК50.8.е или К40.7.е на цементном растворе $h=2$ см и слое щебня $h=10$ см;
- монолитным бетоном В20 толщиной 8 см на слое щебня $h=10$ см.

Укрепление НГ СТ применяется на суходолах в случае, когда русло укреплено сборными плитами.

Высота укрепления откоса на входе h_{y11} и на выходе h_{y21} определяется расчетом (см. § 2.1)

Длина укрепления откоса l_o равна:

$$l_o = h_y \cdot (1 + m_i^2)^{1/2}, \quad (2.5.11)$$

где m_o – заложение откоса насыпи в зоне укрепления ($m_o=1,5; 1,35$).

Ширина низа и верха укрепления откосов принимается равной ширине укрепления русла у подошвы насыпи в соответствии с таблицей 2.5.9 на входе и таблицей 2.5.7 на выходе.

Составление чертежа водопропускной трубы

Составление чертежа водопропускной трубы выполняется совместно с определением размеров элементов трубы и их объемов (см. §2.7).

Чертеж водопропускной трубы включает:

- 1) продольный разрез по оси трубы;
- 2) поперечные разрезы тела трубы;
- 3) план водопропускной трубы;
- 4) детали стыка звеньев между собой, сопряжение откосов и русла;
- 5) спецификацию;
- б) основную надпись.

Продольный разрез трубы

Продольный разрез по оси трубы включает разрез тела трубы, противофильтрационного экрана. Схема продольного разреза трубы на выходе представлена на рисунке 2.6.1. Детальные продольные разрез тела трубы представлены на рисунках 2.6.2 и 2.6.3.

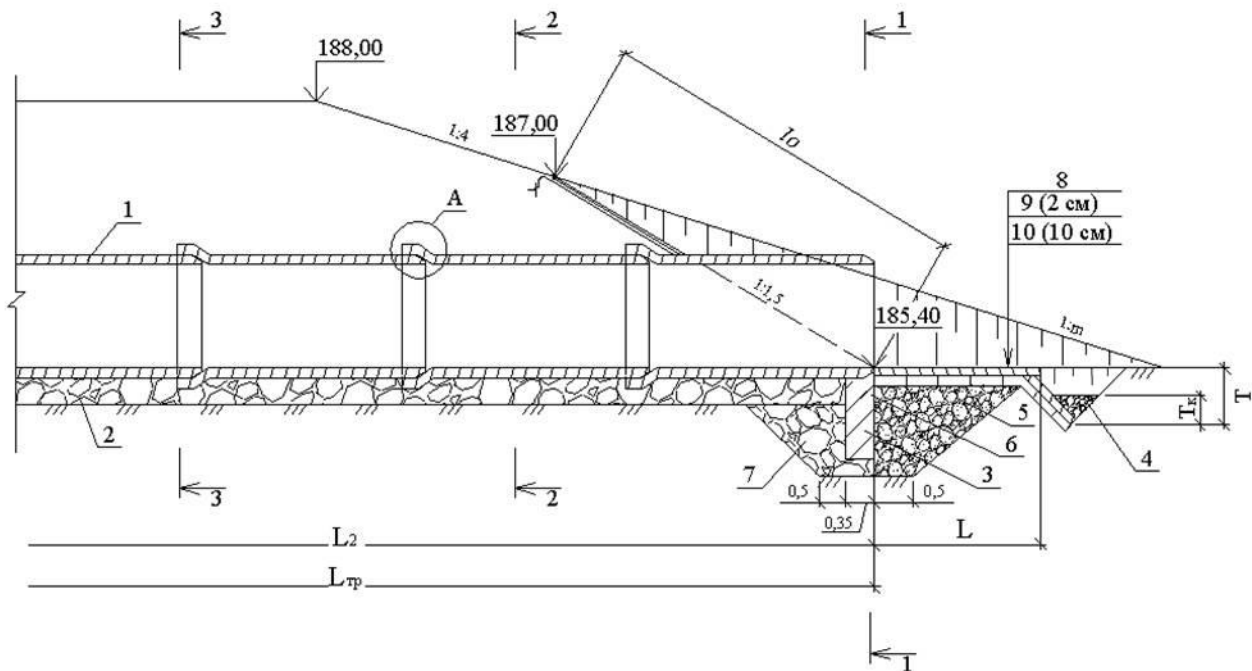


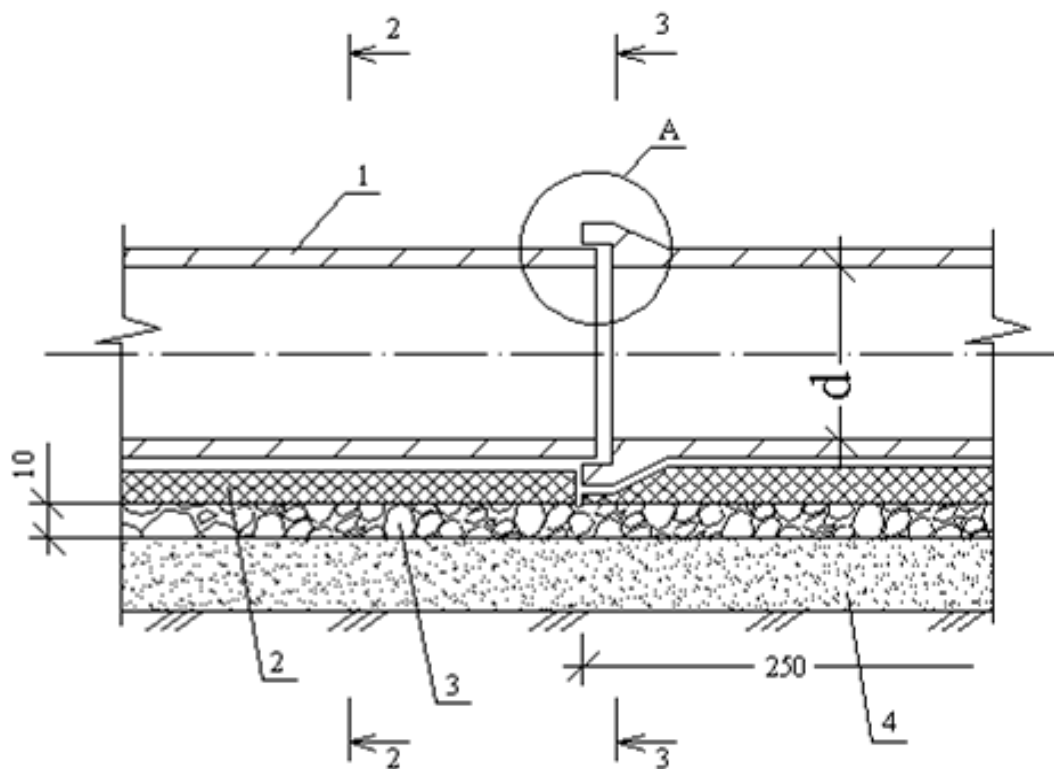
Рисунок 2.6.1 Продольный разрез бесфундаментной трубы на выходе при заложении откоса насыпи 1:4: 1 – звено трубы; 2 – ПГС, щебень; 3 – противофильтрационный экран; 4 – наброска камня; 5 – засыпка ПГС; 6 – бетон В25; 7 – щебень; 8 – плиты ПК 100.12.е; 9 – строительный раствор; 10 – щебень

На продольном разрезе указывают ширину дорожного полотна, длину трубы общую и верхней и нижней части, толщину каменной наброски, отметки бровки обочины, верха укрепления.

На продольном разрезе указывают отметки лотка трубы на входе H_1 , по оси H_0 и на выходе H_2 .

По оси дороги указывают две отметки лотка: первая – отметка после осадки насыпи и вторая (в скобках) с учетом строительного подъема.

а)



б)

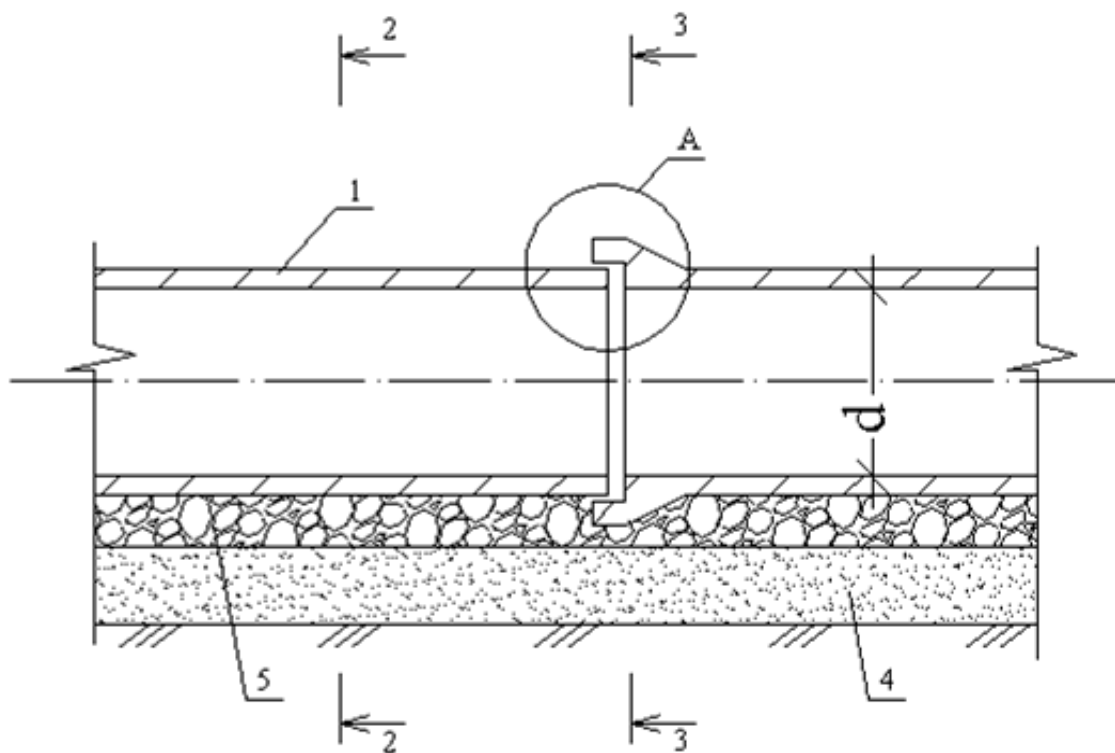


Рисунок 2.6.2 Фрагмент продольного разреза трубы а) на монолитном фундаменте; б) на подушке из ПГС: 1 – звено трубы; 2 – монолитный бетон; 3 – щебень (10 см); 4 – замена грунта основания; 5 – ПГС

Также на продольном разрезе показывают поперечные сечения ковша размыва (глубину, размеры наброски камня и предохранительного откоса).

На продольном разрезе показывают конструкцию укрепления русла, откосов насыпи. Обозначение позиций назначается в соответствии со спецификацией (см. §2.6.5)

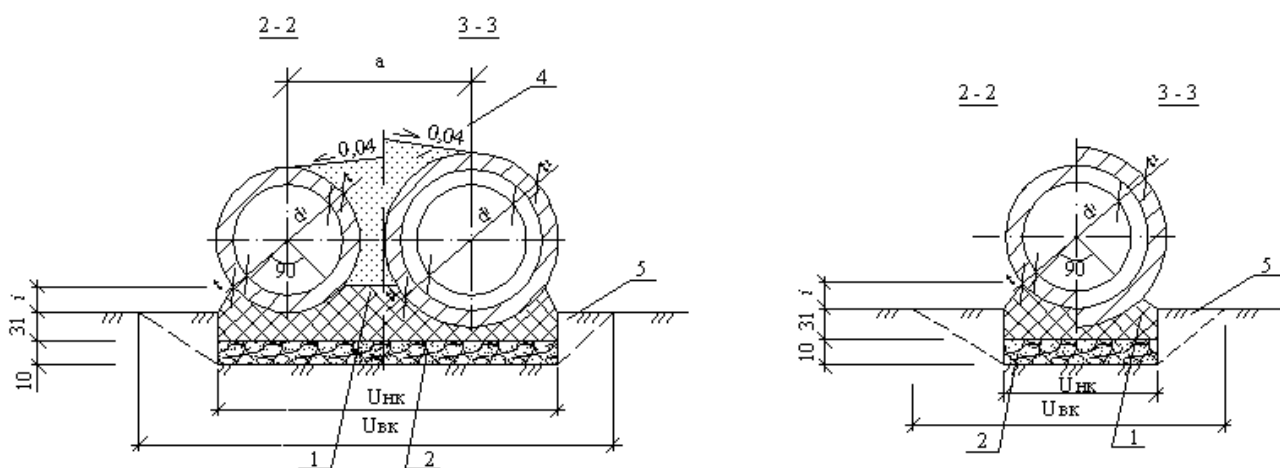
Поперечные разрезы тела трубы

На чертеже трубы приводятся поперечные сечения (2 - 2) тела трубы и сечение (3 - 3) стыка трубы (рис.2.6.3-2.6.5) для принятого по заданию типа фундамента и необходимости замены грунта основания.

Толщину монолитного фундамента предусматривают равной 31 см. Толщину подушки из гравийно-щебеночной смеси и толщину замены слабого грунта основания принять по заданию.

Поперечные сечения (2 - 2) и (3 - 3) приведены на рисунках 2.6.3 и 2.6.4. Вместо буквенных обозначений подставляются данные, полученные расчетом по формулам (см. §2.7).

а)



б)

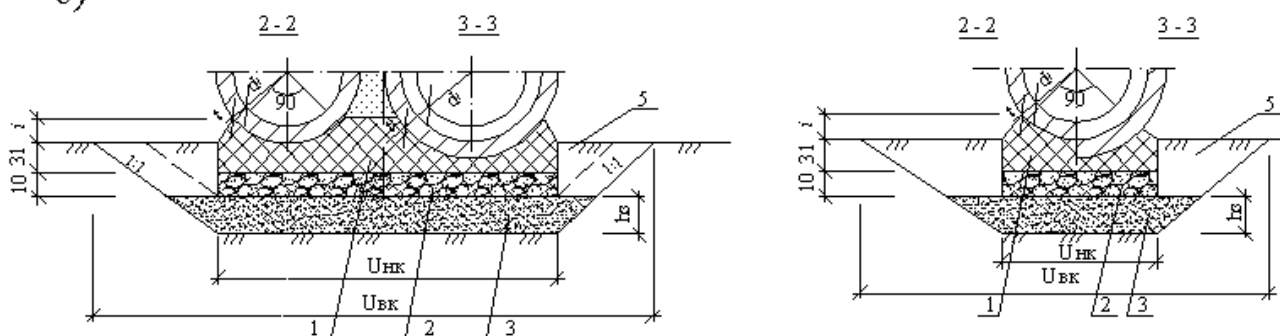


Рисунок 2.6.3 Поперечные разрезы: 2 – 2 и 3 – 3 (см. рис. 2.6.2 а) фундаментной трубы: а) без замены грунта основания; б) с заменой: 1 – бетон фундамента В25; 2 – щебень толщиной 10см; 3 – замена грунта основания; 4 – заполнение пазух двухочковой трубы бетоном В7,5; 5 – обратная засыпка котлована

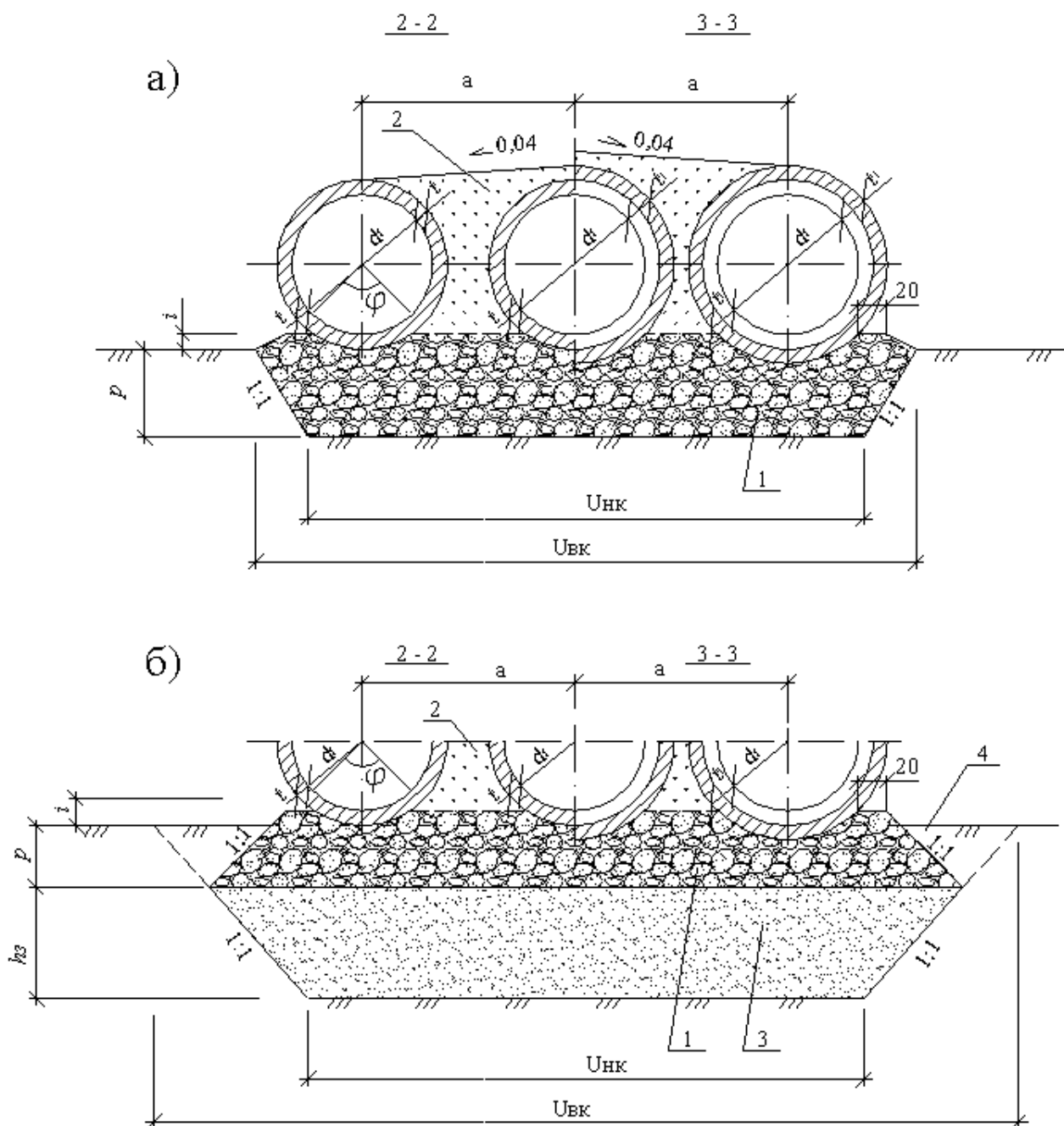


Рисунок 2.6.5 Поперечные разрезы 2 – 2 и 3 – 3 (см. рис.2.6.1) трехочковых труб на подушке из гравийно-щебеночной смеси: без замены грунта (а) или с заменой (б): 1 – ПГС (щебень); 2 – засыпка пазух ПГС; 3 – замена грунта основания; 4 – обратная засыпка котлована

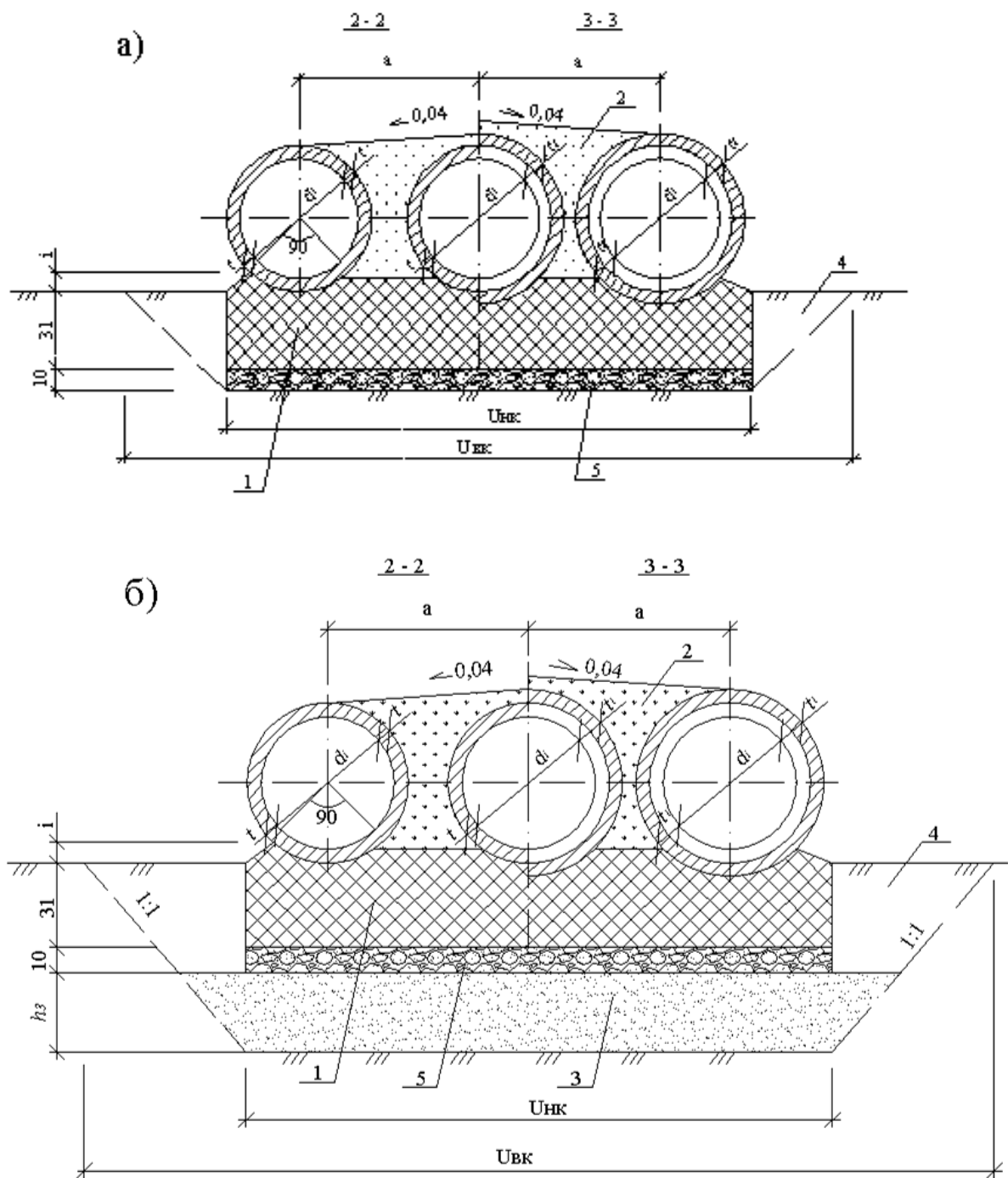


Рисунок 2.6.6 Поперечные разрезы 2 – 2 и 3 – 3 (см. рис. 2.6.2) трехочковых труб на монолитном фундаменте без замены грунта основания (а) или с заменой (б): 1 – бетон В25; 2 – засыпка пазух бетоном В7,5; 3 – замена грунта основания; 4 – обратная засыпка котлована; 5 – щебень толщиной 10 см

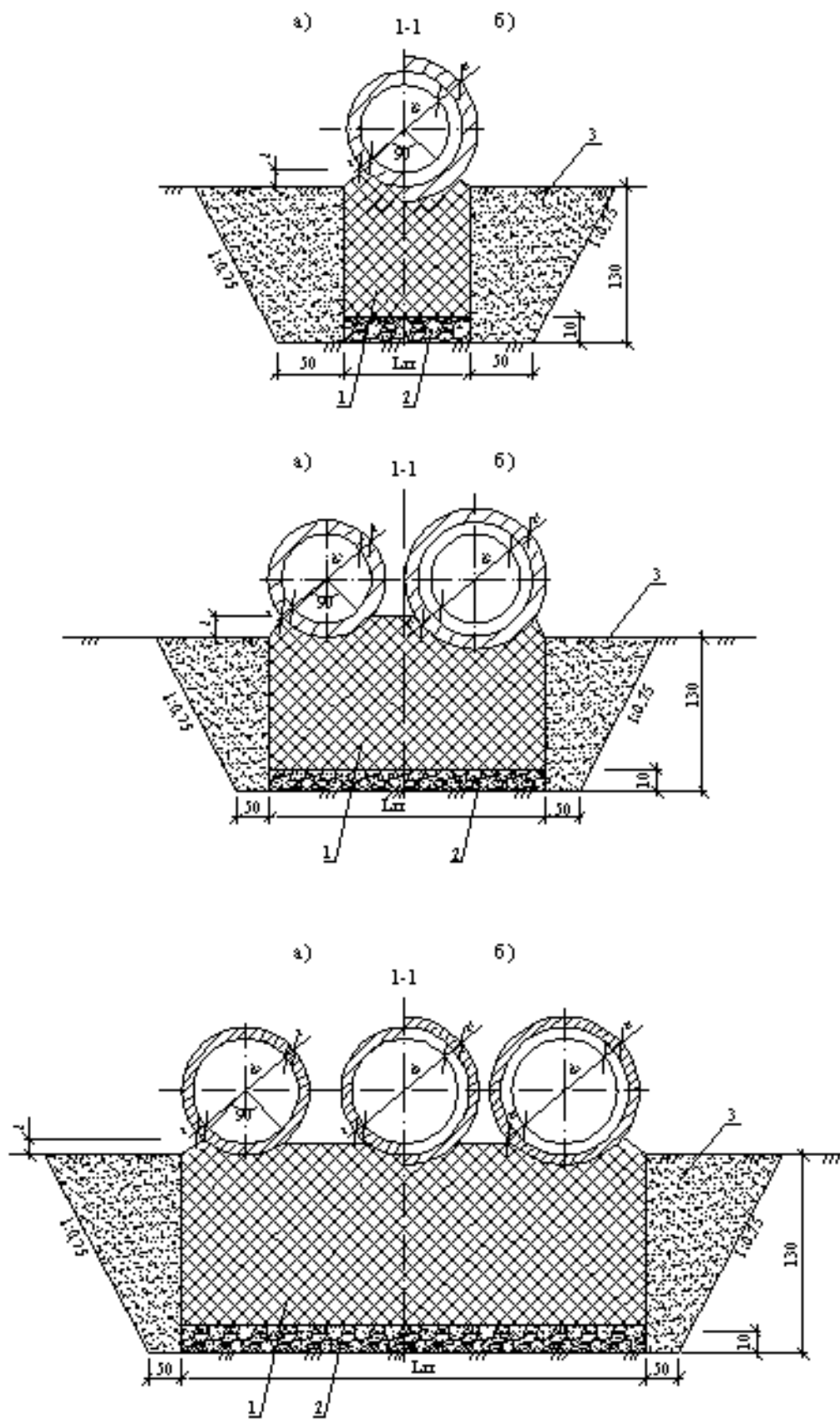


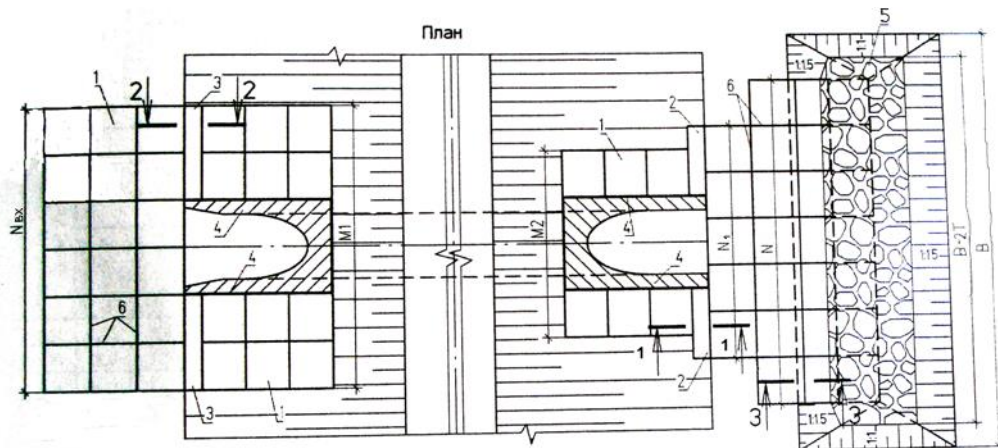
Рисунок 2.6.7 Поперечные разрезы противофильтрационного экрана на выходе (а) и на входе (б): 1 – бетон В25; 2 – щебеночная подготовка толщиной 10см; 3 – засыпка котлована ПГС

План трубы

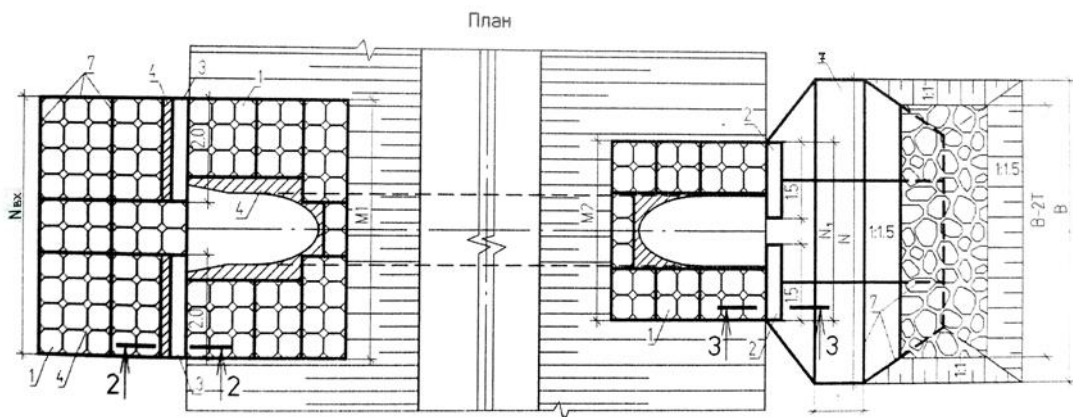
План включает (рис.2.6.8-2.6.10) изображение начала и конца трубы, очертание границ укрепления русла на выходе, на входе, откосов в соответствии с принятым типом укрепления, его размерами (см. § 2.5).

Схема плана трубы приведена на рисунке 2.6.8 и 2.6.9.

а)



б)



в)

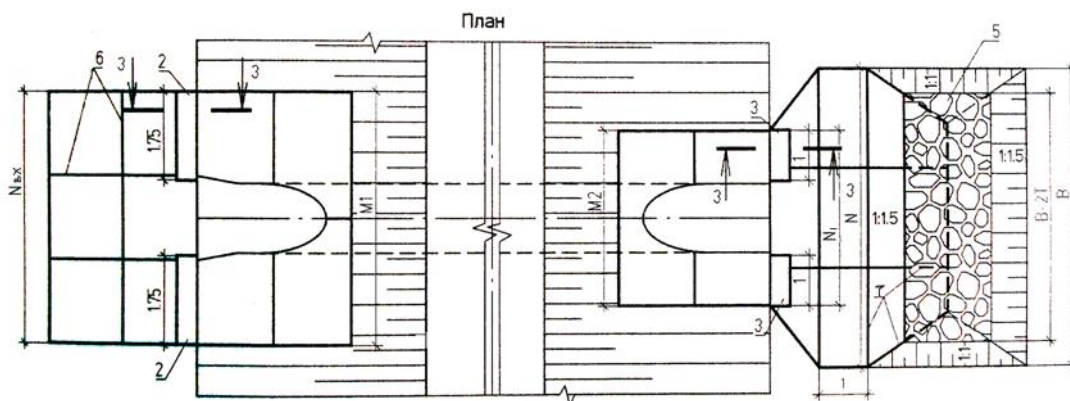


Рисунок 2.6.8 Схемы плана трубы при укреплении: а) плитами ПК100.12.е; б) русла на выходе монолитным бетоном, русла на входе и откосов плитами ПК50.8.е; в) монолитным бетоном: 1- плиты; 2, 3 – блок упора; 4 – бетон В25; 5 – наброска камня; 6 – строительный раствор; 7 – антисептированные доски

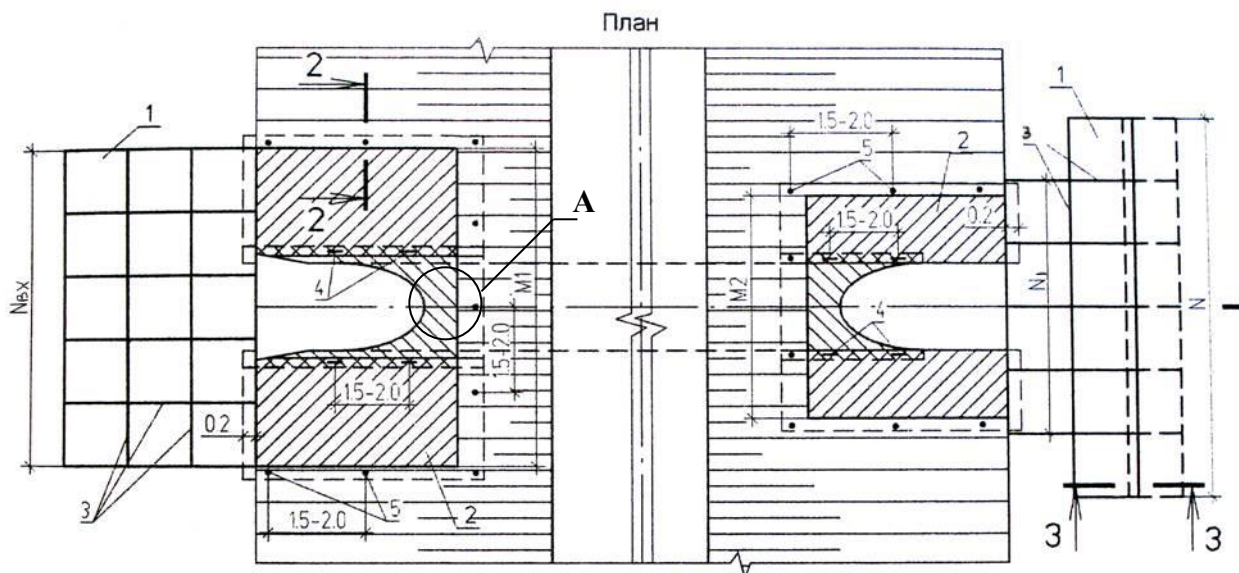


Рисунок 2.6.9 Схема плана трубы при укреплении откосов нетканым синтетическим материалом русла плитами ПК 100.12.е: 1- плиты ПК100.12.е; 2 – НГ СТ; 3 - строительный раствор; 4 – скобы; 5 – кольца

В случае пологих откосов насыпи начало и конец трубы смещаются от подошвы насыпи к оси дороги (см. §2.1). В этом случае на плане трубы приводится схема сопряжения откосов. Пример такого сопряжения представлен на рисунке 2.6.10.

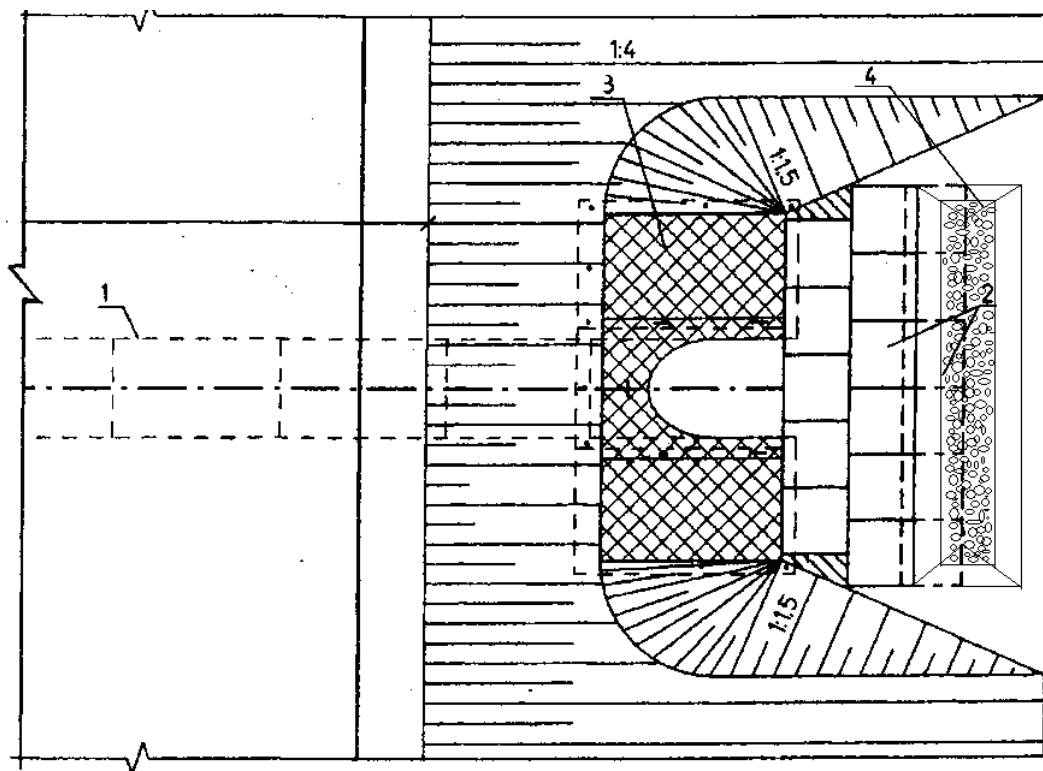


Рисунок 2.6.10 Пример плана трубы на выходе: 1 – звено; 2 – плиты ПК 100.12.е; 3 – НГ СТ; 4 – наброска камня

В случае, когда начало (конец) трубы отодвигаются от подошвы насыпи по направлению от оси дороги, на плане трубы приводится сопряжение откосов насыпи и обсыпки трубы, пример которого представлен на рисунке 2.6.11.

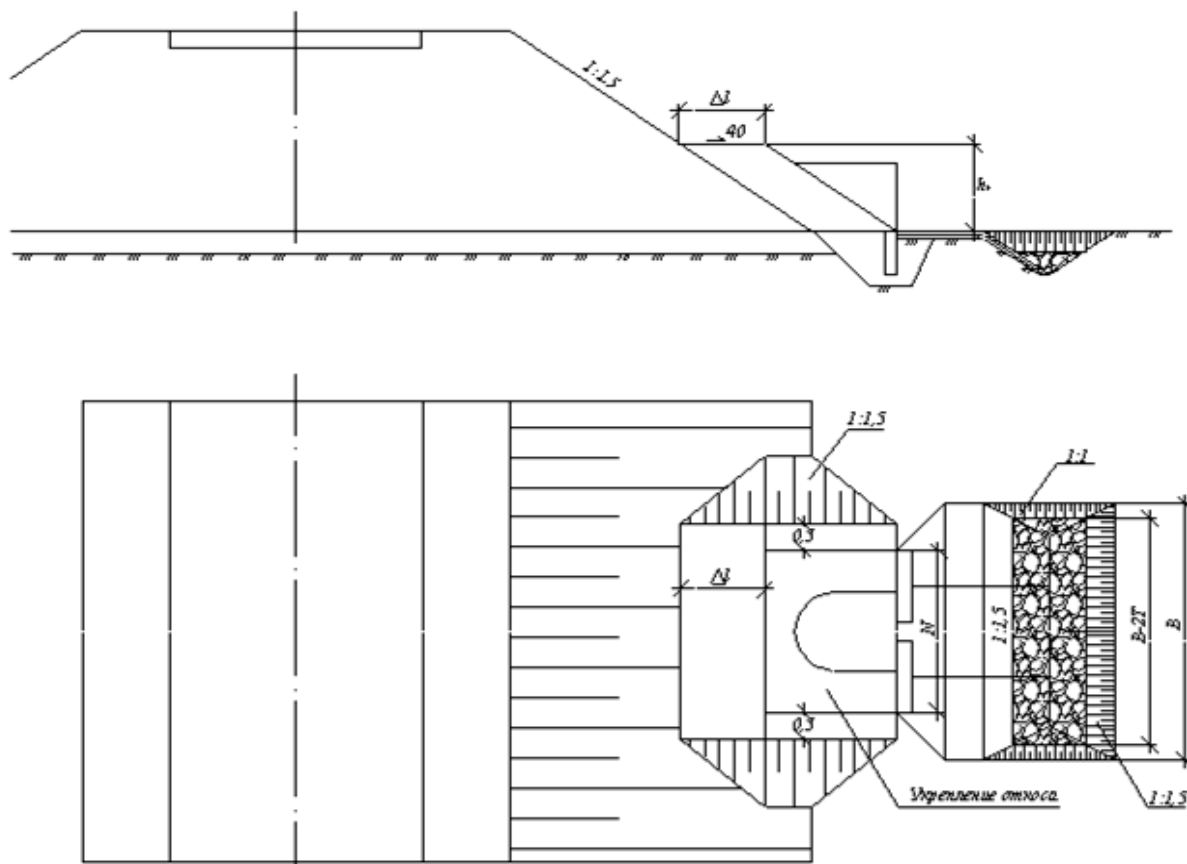


Рисунок 2.6.11 Сопряжение откосов насыпи и обсыпки трубы

Деталь стыка звеньев трубы, сопряжение откосов и русла

Детали стыка звеньев труб (узел А, рисунок 2.6.1) приведена на рисунке 2.6.12

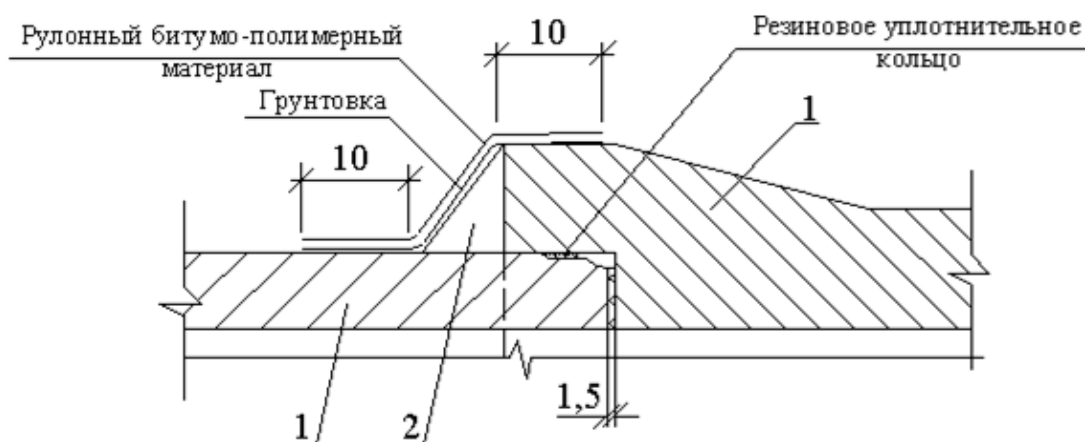
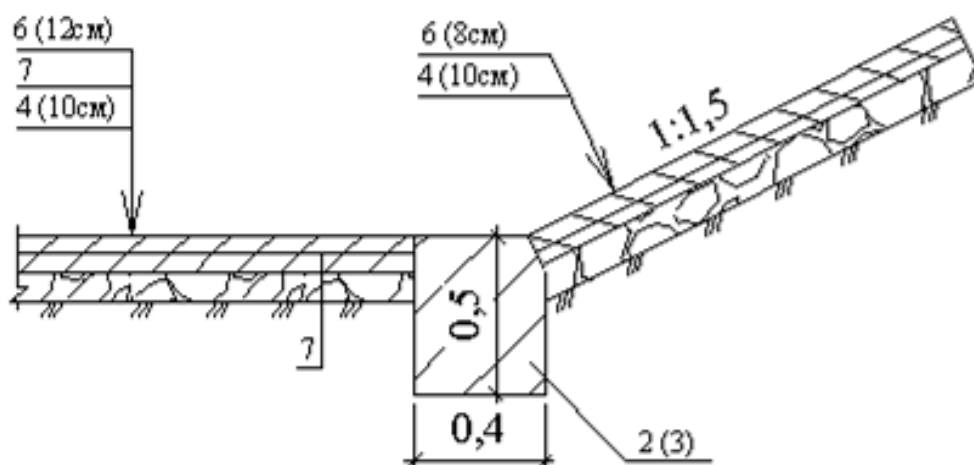


Рисунок 2.6.12 Сопряжение звеньев между собой: 1 – звено; 2 – строительный раствор

Кроме того, на чертеже трубы приводятся детали сопряжения укрепления откоса насыпи у трубы и русла при использовании в качестве укрепления монолитного бетона или сборных плит. При укреплении русла бетоном блок упора размещается в русле за подошвой насыпи (рис.2.6.8 (в) и рис.2.6.13 (а)). При укреплении русла сборными плитами блоки упора размещаются у подошвы насыпи со стороны откоса (рис.2.6.8 (а) и рис.2.6.13 (б)).

а)

3 - 3 рис. 2.6.8



б)

1 - 1 рис. 2.6.8

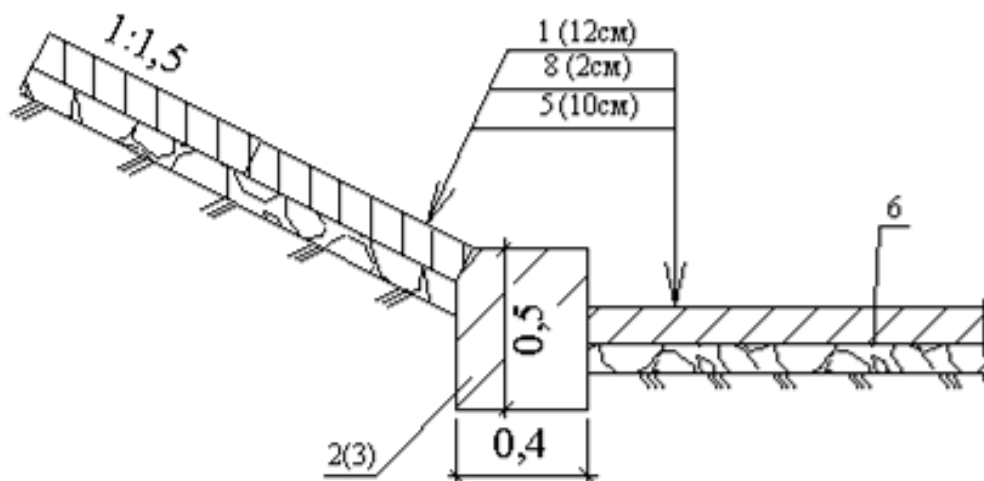


Рисунок 2.6.13 Сопряжение укрепления откоса и русла а) при укреплении русла монолитным бетоном; б) при укреплении русла плитами ПК 100.12.е; 1 – плиты ПК 100.12.е; 2(3) – блок упора БУП 150.40.5.е (БУП 200.40.50.е); 4, 5 – щебень; 6 – бетон В25; 7 – арматурная сетка; 8 – цементный раствор

Сопряжение укрепления бетонными плитами русла и предохранительного откоса ковша размыва приведено на рисунке 2.6.14.

3 - 3 рис. 2.6.8 (а)

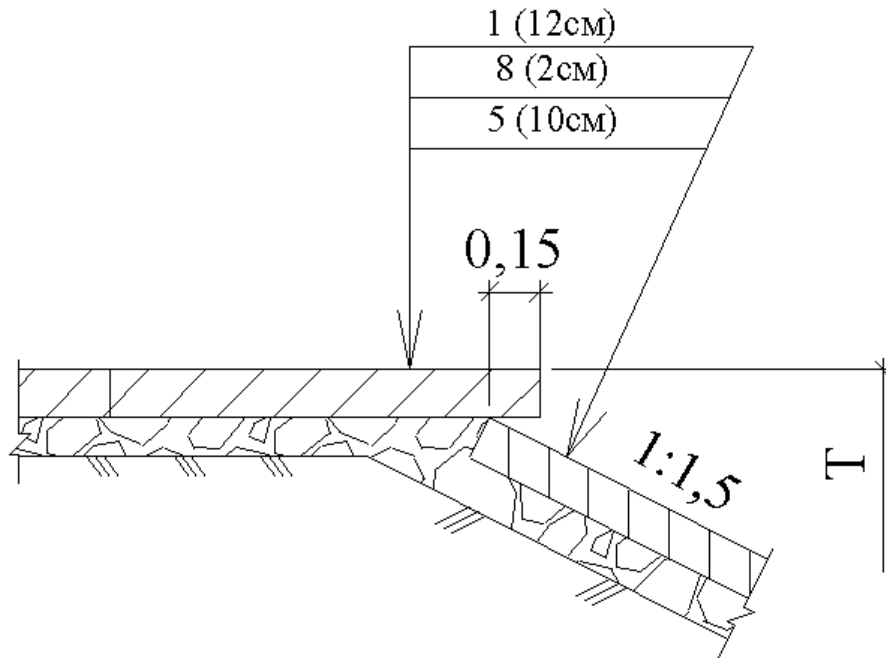


Рисунок 2.6.14 Сопряжение укрепления русла и ковша размыва:
1 – плиты ПК 100.12.е; 5 – щебень; 8 – цементный раствор

В случае укрепления откосов нетканым геотекстильным полотном НГ СТ (рис. 2.6.9) приводится деталь сопряжения укрепления прилегающего откоса (рис. 2.6.15). В русле полотна НГ СТ заводятся под плиты ПК 100.12.е.

А

рис. 2.6.9

2 - 2 рис. 2.6.9

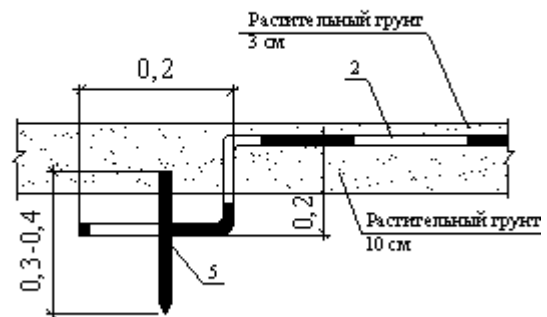
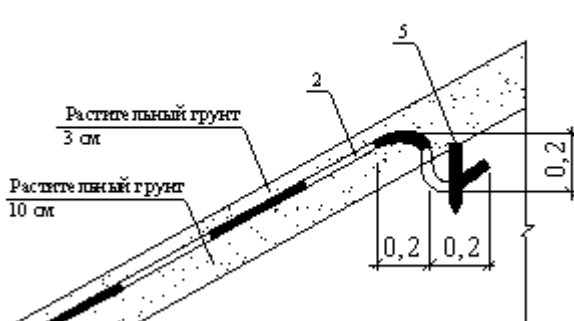


Рисунок 2.6.15 Сопряжение укрепления нетканым геотекстильным полотном (НГ СТ) с прилегающим неукрепленным откосом: 2 – НГ СТ; 5 – деревянные колья

Составление спецификации элементов трубы

На чертеже водопропускной трубы приводится спецификация элементов трубы по форме, представленной в табл. 2.6.3.

Спецификация включает перечень сборных элементов, монолитных участков и материалов, их количество и объем. Спецификация составляется после определения объемов работ (см. §2.7).

В спецификации по каждой позиции указывается ее марка (номер на чертеже), обозначение нормативного документа на элемент или материал (номер типового проекта, ГОСТа, СТБ). Обозначения нормативных документов приведены в таблице 2.6.4. Для сборных бетонных или железобетонных элементов указывается их количество, масса единицы (см. таблицу 2.6.5). В случае сборных элементов в графе «Примечание» указывается характеристика бетона, например В25, W6, F200.

Таблица 2.6.3 Спецификация элементов трубы

Марка позиции	Обозначение	Наименование	Кол-во (объем)	Масса ед., кг	Примечание
Раздел 1 Сборные конструкции					
...
Раздел 2 Материалы					
...	не заполн	...

Таблица 2.6.4

№ п/п	Наименование материала (элемента)	Обозначение
1	Звено ТВ100.50; ТВ120.25; ТВ140.25; ТВ160.25 (В30, W6, F200)	ТПБ 008.1 – 2.08
2	Анкерные скобы	ГОСТ5781-82
3	Плиты ПК50.8.е (В25, W6, F200)	СТБ1261-2001
4	Плиты ПК100.12.е (В25, W6, F200)	СТБ1261-2001
5	Плиты К40.7.е (В20, W6, F200)	СТБ1071-2007
6	Блок упора БУП150.40.50 (В30, W6, F200)	СТБ1261-2001
7	Блок упора БУП200.40.50 (В30, W6, F200)	СТБ1261-2001
8	Бетон В25, W6, F200	СТБ1310-2002
9	Раствор строительный М200	СТБ 1307-2002
10	Смесь песчаногравийная природная	ГОСТ 23731-89
11	Щебень	ГОСТ 8267-93
12	Нетканое геотекстильное полотно с семенами трав (НГ СТ)	СТБ 1030-96
13	Бетон В 7,5	
14	Антисептированные доски	-
15	Деревянные колья	-
16	Арматурная сетка из стержней Ø 6мм А240 ячейки 20х20см	ГОСТ 5781-82
17	Анкерные скобы А240 Ø 6мм	ГОСТ 5781-82

Таблица 2.6.5 Характеристика сборных элементов труб

Отверстие трубы	Марка звена	Масса звена, кг	Расход бетона В30, м ³	
1,0	ТВ100.25-1	3130	1,27	
	ТВ100.25-2	3170	1,27	
1,2	ТВ120.25-1	3950	1,60	
	ТВ120.25.-2	4020	1,60	
1,4	ТВ140.25-1	4700	1,90	
	ТВ140.25-2	4830	1,90	
1,6	ТВ160.25-1	5170	2,30	
	ТВ160.25-2	5890	2,30	
Блок БУП150.40.50	Блок БУП200.40.50	Плиты ПК100.12	Плиты ПК50.8	Плиты К40.7
Масса, кг				
720	960	300	50	30

Основная надпись

Основная надпись размещается в правом нижнем углу чертежа и имеет вид (рис.2.6.16).

		185												
		17	23	15	10	70						15	15	20
11 · 5=55		1												
		2												
		9	10	11	12				5		14	15	16	
		13	10	11	12	3			10		5	6	7	
		4												
					15		8							
		5												
		Формат...												

Рисунок 2.6.16 Основная надпись

В основной надписи вместо цифр следует указывать:

1. - Курсовой проект «Проект пересечения водотока»;
2. - Дисциплина «Специальные вопросы проектирования автомобильных дорог и аэродромов»;
3. - Пересечение малого водотока;
4. - Проект водопропускной трубы;
5. - КП (курсовой проект);
6. - Порядковой номер чертежа;
7. - Количество чертежей;
8. - БНТУ Кафедра «Проектирование дорог»;
- 9, 13 - Руководитель, Исполнитель;
- 10, 11, 12 - Фамилии, Подписи, Даты подписей;
- 14, 15, 16 - Стадия, Лист, Листов.

Определение объемов работ по строительству водопропускной трубы

Ведомость объемов работ составляется по форме, приведенной в таблице 2.7.1. В ведомости отдельно даются объемы работ на устройство фундамента и тела трубы, на устройство противофильтрационного экрана, на укрепление русла на выходе, откосов на выходе, русла на входе, откосов на входе, на устройство ковша размыва. По каждому разделу приводится перечень работ, записывается формула вычисления и общий объем работ. В названии ведомости указывается количество очков n , отверстие трубы и марку звена по прочности (например 2 ТВ 120.25 - 1).

Таблица 2.7.1 Форма ведомости объемов работ на устройство трубы (n ТВ25 - 1)

Номер		Наименование разделов и работ	Ед. измерения	Формула расчета	Общий объем
раздела	работ				
1		Устройство тела трубы nТВ.....25 – 1(2)			
2		Устройство противофильтрационного экрана			
3		Устройство ковша размыва			
4		Укрепление откосов на входе			
5		Укрепление русла на входе			
6		Укрепление откосов на выходе			
7		Укрепление русла на выходе			

Устройство тела трубы

Основные работы по устройству тела трубы приведены в таблице 2.7.2.

Таблица 2.7.2

Номер работы	Наименование работы по устройству тела трубы	Ед. изм.
1.1	Рытье котлована	м ³
1.2	Устройство щебеночной подготовки	м ³
1.3	Устройство фундамента из бетона В25	м ³
1.4	Устройство подушки из ПГС (щебня)	м ³
1.5	Монтаж звеньев труб	шт/м ³
1.6	Омоноличивание стыков звеньев строительным раствором	м ³
1.7	Гидроизоляция оклеечная стыков звеньев	м ³
1.8	Заполнение пазух ПГС (бетоном В7,5)	м ³
1.9	Обратная засыпка котлована	м ³
1.10	Замена грунта под основание	м ³

1.8 Обоснование размеров элементов фундамента труб

Устройство тела трубы включает (табл.2.7.2) работы 1.1, 1.4, 1.5, 1.6, 1.7 и 1.8 «Заполнение пазух ПГС» в случае многоочковых труб (рис.2.6.4, 2.6.5).

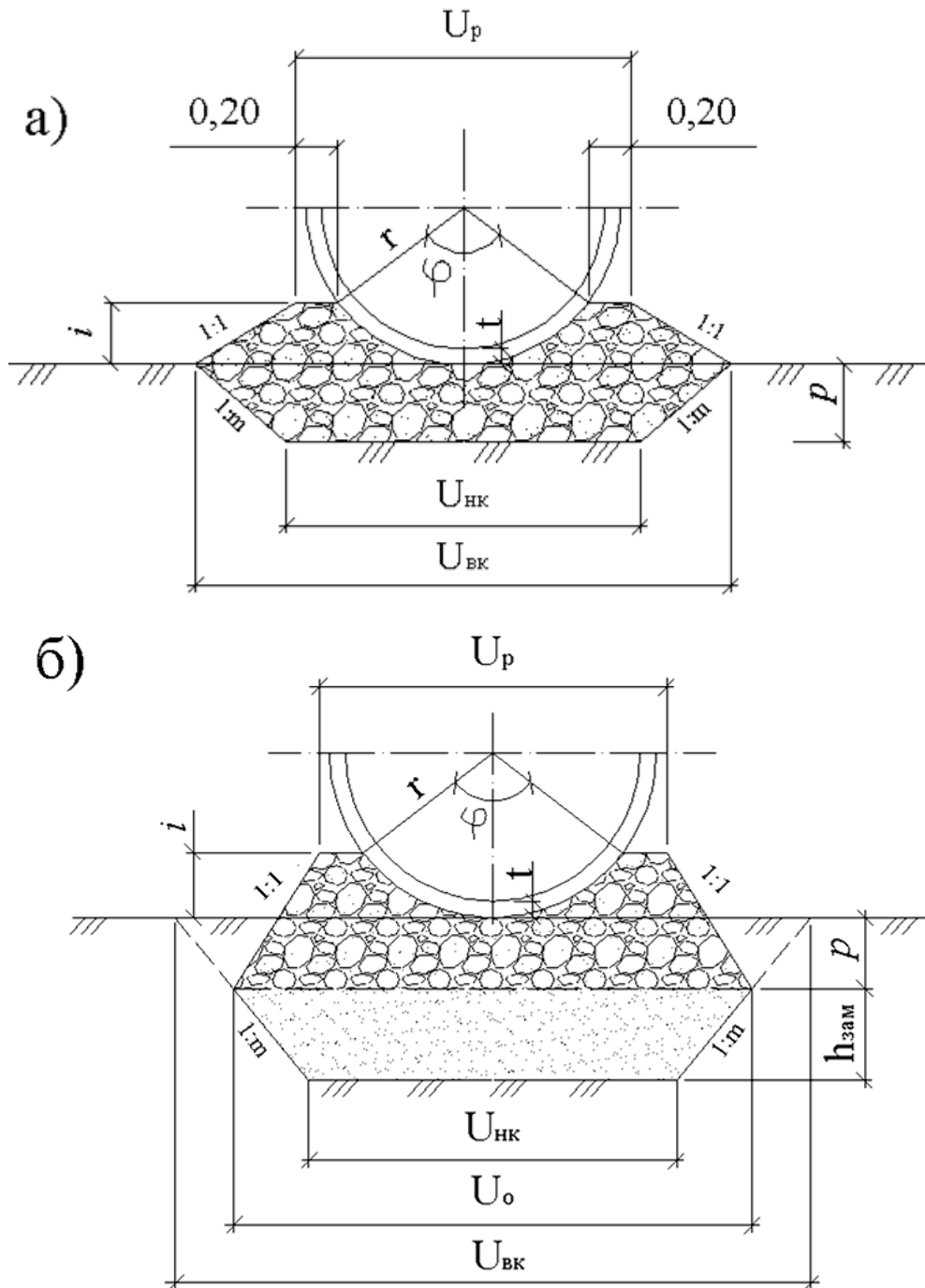


Рисунок 2.7.1 Поперечное сечение основания бесфундаментной одноочковой трубы без замены грунта под основание (а) и с заменой грунта (б)

Предварительно вычисляют основные размеры поперечного сечения основания (рис. 2.7.1).

Высота подсыпки у трубы:

$$i = r - r \cdot \cos(\varphi/2), \quad (2.7.1)$$

где r – радиус наружной поверхности звена трубы ($r = \frac{d}{2} + t$), м;

φ – угол обхвата звена (по заданию);

t – толщина стенки трубы, см (табл.2.1.1);

d – диаметр звена, м.

Ширина подсыпки (рис.2.7.1 (а)):

$$U_{\delta} = 2r \cdot \sin(\varphi/2) + a \cdot (n - 1) + 0,4, \quad (2.7.2)$$

где n – число очков трубы;

a – расстояние между осями звеньев многоочковой трубы (таблица 2.7.3).

Таблица 2.7.3

d, м	1,0	1,2	1,4	1,6
a, м	1,47	1,72	1,92	2,16

Ширина верха и низа котлована:

$$U_{\hat{a}\hat{e}} = U_{\delta} + 2 \cdot i, \quad (2.7.3)$$

$$U_{i\hat{e}} = U_{\hat{a}\hat{e}} - 2 \cdot m \cdot p, \quad (2.7.4)$$

где m – заложение откоса котлована ($m = 0,75, m = 1,0$, по заданию);

p – толщина основания из ПГС (по заданию).

Единичные объемы (на 1 п.м. тела трубы) работы 1.1 «Рытье котлована», 1.4 «Устройство подушки из ПГС» вычисляются по формулам:

$$W_{1.1} = 0,5 \cdot (U_{\hat{a}\hat{e}} + U_{i\hat{e}}) \cdot p, \quad (2.7.5)$$

$$W_{1.4} = W_{1.1} + 0,5 \cdot (U_{\delta} + U_{\hat{a}\hat{e}}) \cdot i - 0,5 \cdot n \cdot r^2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot \varphi}{180} - \sin \varphi \right), \quad (2.7.6)$$

где n – число очков трубы.

Общий объем получают, умножая единичные объемы на длину котлована за вычетом толщины противофильтрационных экранов, равной 2х0,35 м.

Пример 2.7.1

Исходные данные: труба одноочковая ТВ120.25 состоит из восьми звеньев, имеет длину 20,12 м, толщина основания из ПГС 0,40 м, угол обхвата $\varphi = 110^\circ$, заложение откосов котлована $m = 0,75$.

Требуется вычислить объемы работ по рытью котлована и по устройству подушки из ПГС.

По таблице 2.1.1 принимаем $t=0,14$ м. Тогда $r = \frac{1,2}{2} + 0,14 = 0,74 \text{ м}$.
Вычислим по (2.7.1) – (2.7.4):

$$i = 0,74 - 0,74 \cdot \cos\left(\frac{110^\circ}{2}\right) = 0,32 \text{ м} ;$$

$$U_{\delta} = 2 \cdot 0,74 \cdot \sin\left(\frac{110^\circ}{2}\right) + 0,4 = 1,61 \text{ м} ;$$

$$U_{\hat{a}\hat{e}} = 1,61 + 2 \cdot 0,32 = 2,25 \text{ м} ;$$

$$U_{\hat{i}\hat{e}} = 2,25 - 2 \cdot 0,75 \cdot 0,4 = 1,65 \text{ м} .$$

Единичные объемы работ 1.1 и 1.4 (таблица 2.7.2):

$$W_{1.1} = 0,5 \cdot (2,25 + 1,65) \cdot 0,4 = 0,78 \text{ м}^3 / \text{м} . ;$$

$$W_{1.4} = 0,78 + 0,5 \cdot (1,6 + 2,25) \cdot 0,32 - 0,5 \times \\ \times 0,74^2 \cdot \left(\pi \cdot \frac{110^\circ}{180} - \sin 110^\circ\right) = 1,13 \text{ м}^3 / \text{м} .$$

Длина тела трубы между противофильтрационным экранами (20,12-0,70)=19,42 м.

Общий объем по работе 1.1 «Рытье котлована» и 1.4 «Устройство подушки из ПГС»:

$$W_{1.1} = 0,78 \cdot 19,42 = 15,15 \text{ м}^3 , \quad W_{1.4} = 1,14 \cdot 19,42 = 22,14 \text{ м}^3 .$$

В таблицу 2.7.1 в графу «Формула расчета» записывается в строке «Рытье котлована»: « $0,78 \cdot 19,42$ », а в строке «Устройство подушки из ПГС» – « $1,14 \cdot 19,42$ ». В графе «Общий объем» записываются результаты умножения.

Методика определения объемов работ 1.5, 1.6, 1.7 и 1.8 (табл.2.7.2)изложена в §2.7.1.5.

Бесфундаментные трубы с заменой грунта под основание

Устройство тела трубы безголовочных труб с заменой грунта включает работы (табл.2.7.2) 1.1, 1.4, 1.5, 1.6, 1.7, 1.9, 1.10 и 1.8 в случае многоочковых труб.

Предварительно вычисляют высоту подсыпки i по формуле (2.7.1), ширину подсыпки U_p по формуле (2.7.2), ширину основания из ПГС (щебня) (рис.2.7.1, б) по формуле (2.7.7).

$$U_o = U_p + 2 \cdot (p_i + i), \quad (2.7.7)$$

где p_i – толщина основания из ПГС (щебня) (по заданию).

Ширина верха котлована:

$$U_{\hat{a}\hat{e}} = U_o + 2 \cdot p_i \cdot m, \quad (2.7.8)$$

Ширина низа котлована:

$$U_{\hat{i}\hat{e}} = U_i - 2 \cdot m \cdot h_{\hat{\zeta}\hat{a}\hat{i}}, \quad (2.7.9)$$

где m – заложение откоса (по заданию);

$h_{\hat{\zeta}\hat{a}\hat{i}}$ – толщина слоя заменяемого грунта (по заданию).

Единичные объемы (на 1п.м.) работ 1.1 «Рытье котлована», 1.4 «Устройство подушки из ПГС (щебня)» и 1.10 «Замена грунта под основание» вычисляются по формулам:

$$W_{1.1} = 0,5 \cdot (U_{\hat{a}\hat{e}} + U_{\hat{i}\hat{e}}) \cdot (\delta_i + h_{\hat{\zeta}\hat{a}\hat{i}}), \quad (2.7.10)$$

$$W_{1.10} = 0,5 \cdot (U_{\hat{i}\hat{e}} + U_o) \cdot h_{\hat{\zeta}\hat{a}\hat{i}}, \quad (2.7.11)$$

$$W_{1.4} = 0,5 \cdot (U_o + U_p) \cdot (p_i + i) - 0,5 \cdot n \cdot r^2 \cdot (\frac{\pi \cdot \varphi}{180} - \sin \varphi), \quad (2.7.12)$$

где r – радиус наружной поверхности звена трубы, м;

φ – угол обхвата звена (по заданию);

n – число очков трубы.

Единичный объем (на 1п.м.) работ 1.9 «Обратная засыпка котлована» вычисляется по формуле:

$$W_{1.9} = (1 + m) \cdot p_i^2, \quad (2.7.13)$$

где m – заложение откоса котлована (по заданию).

Общий объем работ 1.1, 1.4, 1.9 и 1.10 получают, умножая единичные объемы, полученные по формулам (2.7.10 – 2.7.13), на длину котлована, которая равна длине трубы, уменьшенной на 0,70 м.

Объемы работ 1.5, 1.6, 1.7, 1.8 (таблица 2.7.2) определяются по методике, изложенной в §2.7.1.5.

Фундаментные трубы без замены грунта под основание

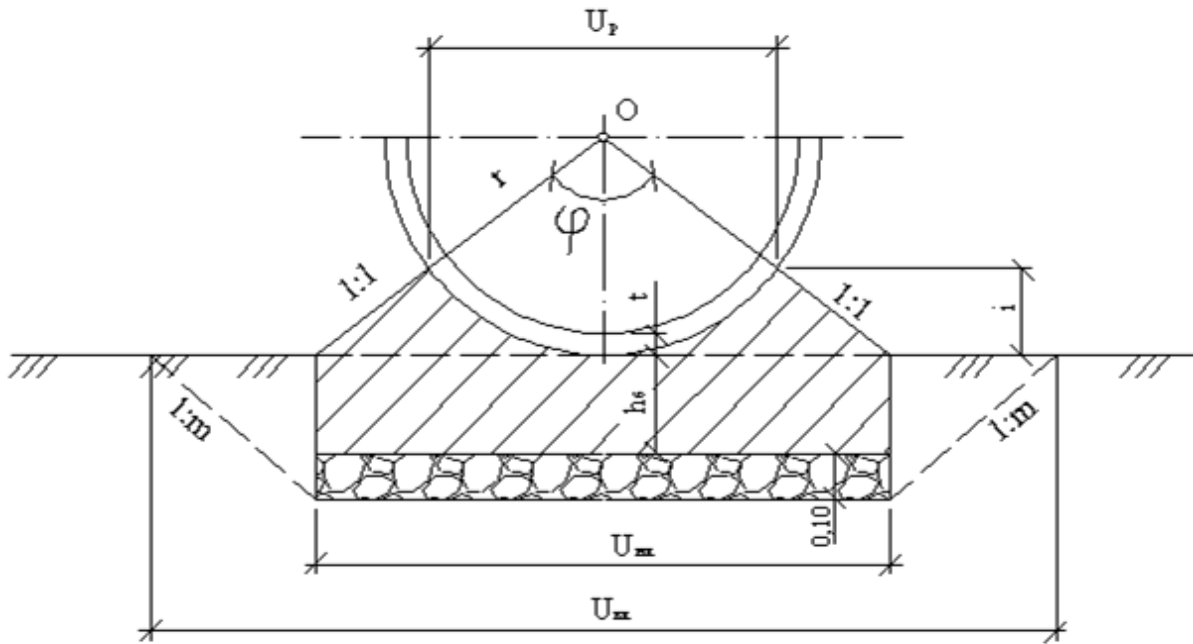


Рисунок 2.7.2 Поперечное сечение бетонного фундамента трубы

Устройство тела фундаментной трубы включает работы (таблица 2.7.2) 1.1, 1.2, 1.3, 1.5, 1.6, 1.7, 1.9 и 1.8 для многоочковых труб.

Предварительно вычисляют размеры поперечного сечения трубы (рис. 2.7.2).

Высота подбивки бетоном трубы i (рис.2.7.2) определяется по формуле (2.7.1), принимая угол обхвата по заданию.

Ширина подбивки определяется по формуле:

$$U_{\delta} = 2r \cdot \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right) + a \cdot (n - 1), \quad (2.7.14)$$

где r – радиус наружной поверхности звена трубы, м;

n – число очков трубы;

a – расстояние между осями звеньев многоочковой трубы (по табл.2.7.3).

Ширина низа котлована (бетонного фундамента) (рис.2.7.2):

$$U_{i\bar{e}} = U_{\delta} + 2 \cdot i, \quad (2.7.15)$$

Ширина верха котлована:

$$U_{\bar{a}\bar{e}} = U_{i\bar{e}} + 2 \cdot m \cdot (h_{\bar{a}} + 0,10), \quad (2.7.16)$$

где $h_{\bar{a}}$ – толщина бетонного фундамента, ($h_{\bar{a}} = 0,31i$).

Объемы работ на 1п.м. тела трубы.

1.1 «Рытье котлована»:

$$W_{1,1} = 0,5 \cdot (U_{\bar{a}\bar{e}} + U_{i\bar{e}}) \cdot (h_{\bar{a}} + 0,1), \quad (2.7.17)$$

1.2 «Подготовка из щебня»:

$$W_{1,2} = 0,1 \cdot U_{i\bar{e}}, \quad (2.7.18)$$

1.3 «Устройство фундамента из бетона В25»:

$$W_{1,3} = U_{i\bar{e}} \cdot h_{\bar{a}} + 0,5 \cdot (U_{\delta} + U_{i\bar{e}}) \cdot i - 0,5 \cdot n \cdot r^2 \cdot (\frac{\pi \cdot \varphi}{180} - \sin \varphi), \quad (2.7.19)$$

1.9 «Обратная засыпка котлована»:

$$W_{1,9} = m \cdot (h_{\bar{a}} + 0,10)^2, \quad (2.7.20)$$

Методика определения работ (табл.2.7.2) 1.5, 1.6, 1.7 и 1.8 изложена в §2.7.1.5.

Фундаментные трубы с заменой грунта под основание

Устройство тела такой трубы включает (табл.2.7.2) работы 1.1, 1.2, 1.3, 1.5, 1.6, 1.7, 1.9, 1.10 и 1.8 в случае многоочковых труб.

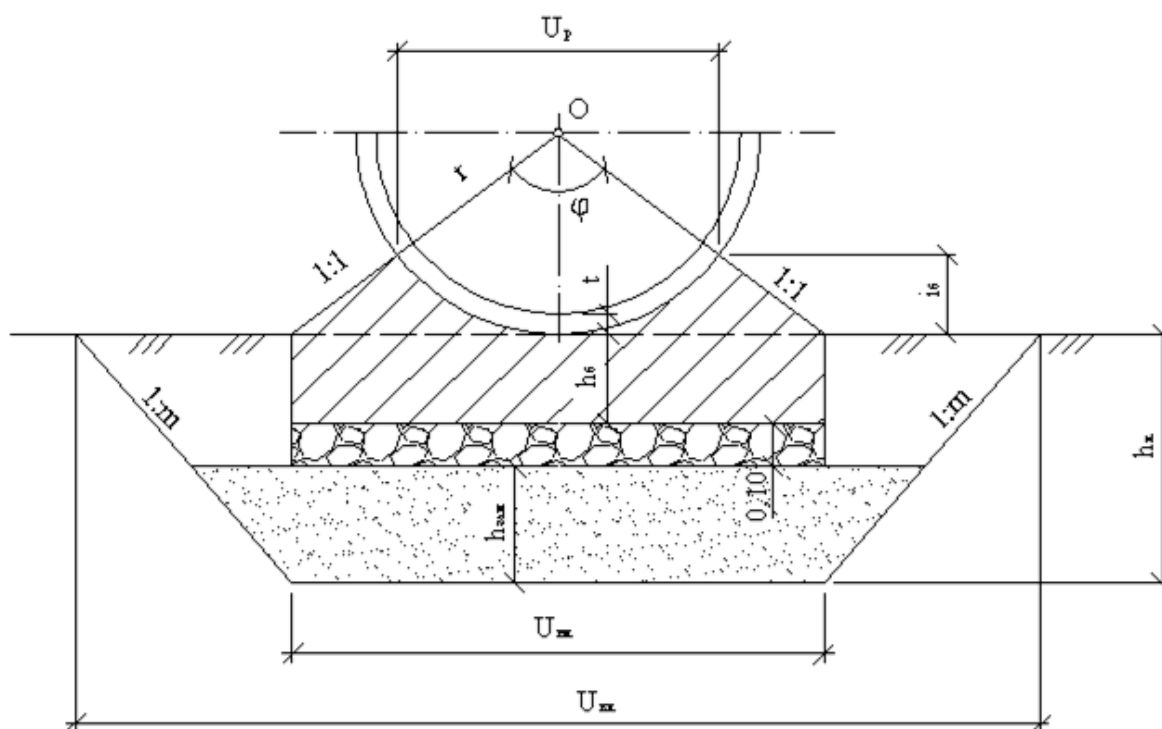


Рисунок 2.7.3 Поперечное сечение фундаментной трубы при замене грунта под основание

Предварительно вычисляют основные размеры поперечного сечения (рис.2.7.3). Высота подбивки i_a трубы бетоном определяется по формуле (2.7.1), ширина подбивки U_p по формуле (2.7.14), ширина низа котлована по (2.7.15).

Ширина верха котлована:

$$U_{a\hat{e}} = U_{i\hat{e}} + 2 \cdot m \cdot h_e, \quad (2.7.21)$$

где h_e – глубина котлована, определяется по формуле (2.7.22);
 m – заложение откосов котлована;

$$h_e = h_{\hat{c}\hat{a}\hat{i}} + 0,10 + h_a, \quad (2.7.22)$$

где $h_{\hat{c}\hat{a}\hat{i}}$ – толщина слоя замены грунта (по заданию);
 h_a – толщина бетона (0,31 м).

Объемы работ на 1 п.м. трубы:

1.1 «Рытье котлована»:

$$W_{1.1} = 0,5 \cdot (U_{i\hat{e}} + U_{a\hat{e}}) \cdot h_e, \quad (2.7.23)$$

1.10 «Замена грунта под основание» слоем $h_{\zeta\grave{a}i}$:

$$W_{1.10} = U_{i\grave{e}} \cdot h_{\zeta\grave{a}i} + m \cdot h_{\zeta\grave{a}i}^2, \quad (2.7.24)$$

1.9 «Обратная засыпка котлована»:

$$W_{1.9} = m \cdot (h_{\grave{e}}^2 - h_{\zeta\grave{a}i}^2), \quad (2.7.25)$$

Единичные объемы работ 1.2, 1.3 (табл.2.7.2) определяются по формулам (2.7.18), (2.7.19).

Единичные объемы работ 1.5, 1.6, 1.7, 1.8 определяют по методике, изложенной в §2.7.1.5.

Определение объемов работ по позициям 1.5, 1.6, 1.7 и 1.8 таблицы 2.7.2

Работа 1.5 «Монтаж звеньев» включает количество звеньев ТВ...25... и их общий объем. Количество звеньев определяется длиной трубы. Объем бетона на 1 звено и масса звена приведены в таблице 2.6.5.

Работа 1.6 «Омоноличивание промежуточных стыков» осуществляется строительным раствором. Объем строительного раствора на стык определяется по формуле:

$$W_{1.6} = \pi \cdot t_1^2 \cdot (0.5 \cdot d + t + 0,3t_1), \quad (2.7.26)$$

где d, t, t_1 – диаметр трубы, толщина звена и раструба (таблица 2.1.1).

Площадь оклеечной изоляции одного стыка звеньев (работа 1.7):

$$F_{1.7} = (0,2 + \sqrt{2} \cdot t_1) \cdot \pi \cdot (d + 2t + t_1), \quad (2.7.27)$$

Пазухи многоочковой трубы заполняются ПГС в случае бесфундаментной трубы или бетоном В7,5 в случае фундаментной трубы. Единичный объем (на 1 п.м.) работы 1.8:

$$W_{1.8} = (n - 1) \cdot [a \cdot (d + t - i) - \pi \cdot r^2 + r^2 \left(\frac{\pi \cdot \varphi}{180} - \sin \varphi \right) / 2], \quad (2.7.28)$$

где n – число очков трубы;

a – расстояние между осями звеньев многоочковой трубы (таблица 2.11.3);

r – радиус внешней поверхности звена;

φ – угол обхвата (по заданию).

Единичные объемы включают в таблицу 2.7.1 в колонку «Формула расчета». В эту колонку записывают длину тела трубы или количество звеньев, (стыков) звеньев между собой. Умножая единичные объемы на длину котлована под тела трубы, на количество звеньев или стыков, получают общие объемы.

Устройство противофильтрационного экрана

Устройство противофильтрационного экрана включает работы, приведенные в таблице 2.7.4.

Таблица 2.7.4

Номер работы	Наименование работы по устройству противофильтрационного экрана	Ед. измерения
2.1	Рытье котлована	м ³
2.2	Устройство щебеночной подготовки	м ³
2.3	Устройство противофильтрационного экрана из монолитного бетона В20	м ³
2.4	Устройство подушки из ПГС	м ³

Предварительно вычисляют ширину противофильтрационного экрана $L_{\text{п}}$, длину котлована (вдоль оси трубы) (рис.2.7.4) по низу a_i и по верху a_a ($a_i = 1,35i$, $a_a = 3,30i$), ширину низа котлована \hat{a}_i и верха \hat{a}_a .

$$L_i = U_{\delta} + 2 \cdot i; \quad \hat{a}_i = L_i + 1; \quad \hat{a}_a = \hat{a}_i + 1,95, \quad (2.7.29)$$

где U_{ρ} , i – определяется по формулам (2.7.14) и (2.7.1).

Работа 2.1 «Рытье котлована» под один противофильтрационный зуб определяется по формуле объема усеченной пирамиды:

$$W_{2.1} = h_e \cdot (S_1 + \sqrt{S_1 \cdot S_2} + S_2) / 3, \quad (2.7.30)$$

где h_e – глубина котлована ($h_e = 1,30i$);

S_1 , S_2 – площади дна котлована и верха:

$$S_1 = \hat{a}_i \cdot \hat{a}_i, \quad S_2 = \hat{a}_a \cdot \hat{a}_a.$$

Устройство ковша размыва

Устройство ковша размыва может включать работы, приведенные в таблице 2.7.5.

Таблица 2.7.5

Номер работы	Наименование работы по устройству ковша размыва	Ед. измерения
3.1	Разработка грунта под ковш размыва	м ³
3.2	Планировка поверхности под укрепление	м ²
3.3	Устройство щебеночной подготовки	м ³
3.4	Укладка бетона В25	м ³
3.5	Монтаж плит ПК100.12.е	м ² /шт
3.6	Наброска камня	м ³
3.7	Установка антисептированных досок	м ³
3.8	Укладка строительного раствора	м ³

Если предохранительный откос устраивается из монолитного бетона, то включаются работы 3.1 – 3.4 и 3.6, 3.7, если из плит ПК100.12.е, то работы 3.1 – 3.3, 3.5, 3.6 и 3.8.

Работа 3.1. Объем грунта определяется по формуле:

$$W_{3.1} = 1,5 \cdot T^2 \cdot B_n, \text{ м}^3, \quad (2.7.31)$$

где T – глубина ковша размыва (по расчету, см. § 2.5);

B_n – ширина предохранительного откоса (по расчету, см. § 2.5).

Работы 3.2, 3.3, 3.4 и 3.5 определяются площадью предохранительного откоса с заложением 1:1,5.

$$F_{no} = \sqrt{3,25} \cdot T \cdot B_n, \text{ м}^2, \quad (2.7.32)$$

Площадь планировки поверхности (работа 3.2) равна площади поверхности предохранительного откоса. Устройство щебеночной подготовки под укрепление толщиной 0,10м (работа 3.3):

$$F_{3.2} = F_{no}, \quad W_{3.3} = 0,1 \cdot F_{no}, \text{ м}^3, \quad (2.7.33)$$

Укладка бетона (работа 3.4) толщиной 0,12м:

$$W_{3.4} = 0,12 \cdot F_{no}, \text{ м}^3, \quad (2.7.34)$$

Укладка строительного раствора (работа 3.8) толщиной 0,02м:

$$W_{3.8} = 0,02 \cdot F_{\text{н}}, \text{ м}^3, \quad (2.7.35)$$

Монтаж плит ПК100.12.е (работа 3.5) по площади равен площади предохранительного откоса. Последняя должна быть кратна площади одной плиты, т.е. 1м².

Объем наброски камня (работа 3.6):

$$W_{3.6} = 1,5 \cdot T_{\text{к}}^2 \cdot [\hat{A}_r - 2 \cdot (\hat{O} - \hat{O}_{\text{к}})], \quad (2.7.36)$$

где $T_{\text{к}}$ – высота наброски камня (по расчету).

Объем антисептированных досок (работа 3.7):

$$W_{3.7} = 0,01 \cdot F_{\text{н}}. \quad (2.7.37)$$

Укрепление русла и откосов

Объемы работ по устройству укрепления русла и откосов определяют отдельно для русла на входе, на выходе, откосов на входе, на выходе. Для этого предварительно определяют площади укрепления по размерам укрепления на чертеже трубы. Тип укрепления русла и откосов принимается по заданию.

Укрепление русла трубы на входе и на выходе и откосов может включать следующие работы (таблица 2.7.6).

Таблица 2.7.6

Номер работы	Наименование работы по укреплению русла и откосов	Ед. измерения
4.1	Разработка грунта вручную	м ³
4.2	Планировка поверхности под укрепление откосов	м ²
4.3	Планировка поверхности под укрепление русла	м ²
4.4	Устройство щебеночной подготовки	м ²
4.5	Укладка бетона В25	м ³
4.6	Монтаж плит ПК100.12.е	м ² /шт
4.7	Монтаж плит ПК50.8.е	м ² /шт
4.8	Монтаж блоков упоров	кг/шт
4.9	Укладка строительного раствора	м ³
4.10	Укладка нетканого геотекстильного полотна с семенами трав	м ²
4.11	Подсыпка растительного грунта	м ³
4.12	Установка антисептированных досок	м ³
4.13	Установка анкерных скоб	шт
4.14	Установка деревянных кольев	шт

В таблице 2.7.6 все работы условно отнесены к разделу 4 (таблица 2.7.1) ведомости объемов работ. В пояснительной записке объем работ по укреплению русла на входе относится к разделу 5, на выходе – к разделу 7.

Например, работа 4.5 «Укладка бетона В25» в русле на входе имеет номер 5.5, в русле на выходе – 7.5, на откосах на входе – 4.5, на выходе – 6.5

Укрепление откосов и русла монолитным бетоном включает работы 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.5, 4.8 и 4.12. Укрепление откосов и русла на входе плитами ПК100.12.е включает работы 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.6, 4.8 и 4.9. Укрепление откосов и русла на входе плитами ПК50.8.е предусматривает работы 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.7, 4.8, 4.9, 4.12.

На откосах плиты ПК100.12.е, ПК50.8.е и К40.7.е могут не закрыть требуемую площадь укрепления. В этом случае такие участки укрепляются монолитным бетоном и дополнительно включается работа 4.5.

Укрепление откосов нетканым геотекстильным полотном с семенами трав включает работы 4.1, 4.2, 4.10, 4.11, 4.13, 4.14.

В случае укрепления откосов необходимо определить длину укрепленного откоса при известной его высоте h_y и заложении откоса 1: m_o . Эта длина равна:

$$l_o = \sqrt{(1 + m_o^2)} \cdot h_y, \quad (2.7.38)$$

где h_y – высота укрепления откоса на входе и на выходе, определяются расчетом (см. §2.1).

Площадь укрепления откосов у трубы нетканым геотекстильным полотном определяется как разность площадей прямоугольника и эллипса по формуле:

$$F_{iv} = l_o \cdot b_o - \frac{\pi}{4} \cdot (d + 2 \cdot t)(d + t) \sqrt{1 + m_o^2} \cdot n, \quad (2.7.39)$$

где b_o – ширина укрепления откоса; d – отверстие трубы;

t – толщина стенки звена трубы (таблица 2.1.1);

n – число очков.

В случае укрепления откоса и русла монолитным бетоном площадь укрепления откоса также определяется по формуле (2.7.39).

Если откос укрепляется сборными плитами, следует выполнять раскладку плит по контуру укрепления. Оставшуюся часть укрепления выполнить из бетона. Следует учесть также, что блоки упоров размещаются на откосе у его подошвы, уменьшая площадь укрепления.

Объем по разработке грунта вручную под укрепление равен произведению площади укрепления на толщину укрепления. Например, при укреплении откоса плитами ПК100.12.е на слое цементного раствора 2 см и щебня 10 см на площади 20 м² объем разрабатываемого вручную грунта составит $(0,12+0,02+0,10) \cdot 20 = 4,8$ м³.

Площадь планировки поверхности под укрепления равна площади укрепления.

Объем щебеночной подготовки толщиной 0,10 м равен произведению этой толщины на площадь укрепления. Аналогично получаем и объем бетона слоем 0,12 м, умножая 0,12 на площадь укрепления. Объем слоя строительного раствора толщиной 0,02 м также равен произведению толщины на площадь укрепления.

Блоки упоров предусматриваются при укреплении откосов плитами или бетоном. Их сечение 0,4х0,5 м и длина 1,50 и 2,0 м (БУП150.40.50 и БУП200.40.50). Их количество рассчитывается исходя из ширины укрепления откосов. Масса одного блока принимается по таблице (2.6.5) и указывается в спецификации на чертеже трубы.

При укреплении откосов нетканым геотекстильным полотном (НГ СТ) площадь этого материала следует принять больше площади укрепления на величину, равную произведению периметра внешнего края укрепления на ширину 0,40 м. Это связано с необходимостью заделки края полотна НГ СТ шириной 0,20 м на глубину 0,20 м.

Кроме того, полотна шириной 2,0 м укладываются внахлест шириною 0,15 м и крепятся анкерными скобами через 1,0 - 1,5 м между собой и деревянными кольями по периметру укрепления откоса через 1,0 – 1,5 м.

1.9. Проектирование малого моста

Исходными данными являются поперечное сечение реки и его морфологические характеристики, расчетный уровень высокой воды РУВВ и расчетный уклон J .

На вертикалях поперечного сечения вычисляют глубины воды h_i как разность отметок РУВВ и поверхности поймы или дна русла, а также вычисляют скорости движения воды по формуле (1.3.1).

На вертикалях поперечного сечения вычисляют элементарные расходы по формуле (1.3.2):

Строят эпюру элементарных расходов (рисунок 3.1.1).

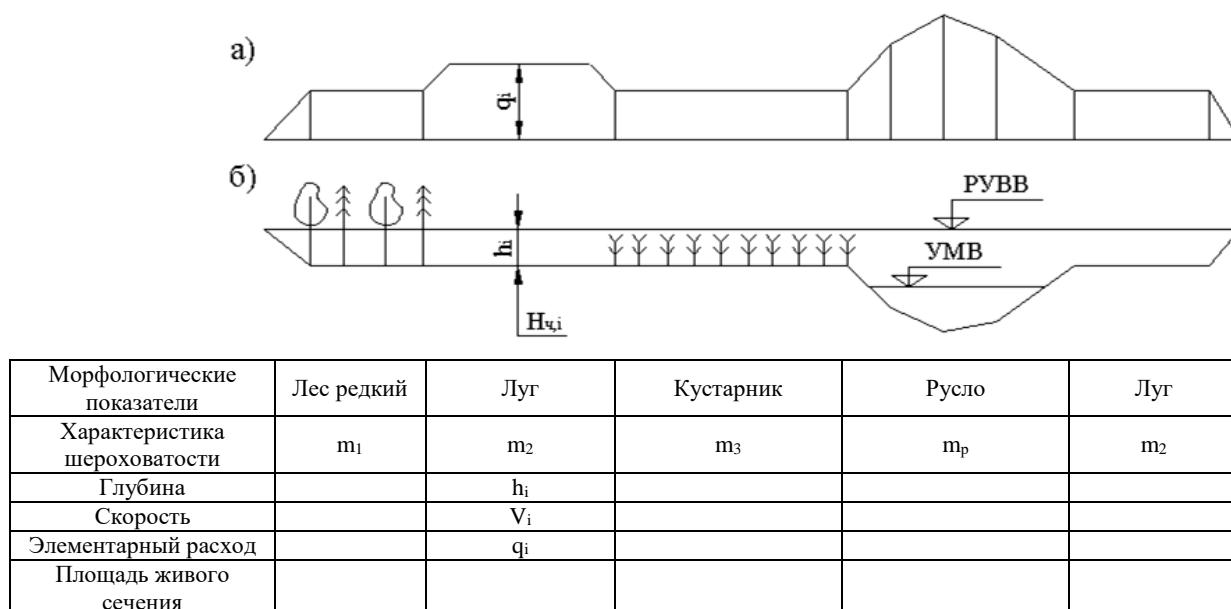


Рисунок 3.1.1 Схема к определению расчетного расхода при РУВВ:
а) эпюра элементарных расходов; б) морфоствор.

Общая площадь эпюры элементарных расходов равна расчетному расходу. Площадь эпюры над руслом равна расчетному расходу в русле $Q_{рб}$, над поймами – расчетному расходу на левой и правой поймах $Q_{пб}$, ($Q_{лпб}$, $Q_{ппб}$).

$$Q = Q_{рб} + Q_{лпб} + Q_{ппб}, \quad (3.1.1)$$

Вычисляют площади живого сечения между вертикалями и площади русла и пойм.

Принимают условно поперечное сечение русла и пойм прямоугольным шириною $B_{p\bar{b}}$ и высотой $h_{p\bar{b}}$ в случае русла и $B_{п\bar{b}}$ и $h_{п\bar{b}}$ в случае поймы. Получают среднюю глубину воды в бытовых условиях при РУВВ.

Значения средних глубин определяются по формуле (3.1.2), скоростей – (3.1.3):

$$h_{p\bar{b}} = \omega_{p\bar{b}} / B_{p\bar{b}} ; \quad h_{п\bar{b}} = \omega_{п\bar{b}} / B_{п\bar{b}} , \quad (3.1.2)$$

где $\omega_{p\bar{b}}, \omega_{п\bar{b}}$ – площадь живого сечения при РУВВ русла и поймы.

$$V_{p\bar{b}} = Q_{p\bar{b}} / \omega_{p\bar{b}} = Q_{p\bar{b}} / (B_{p\bar{b}} \cdot h_{p\bar{b}}), \quad (3.1.3)$$

$$V_{п\bar{b}} = Q_{п\bar{b}} / (B_{п\bar{b}} \cdot h_{п\bar{b}}), \quad (3.1.4)$$

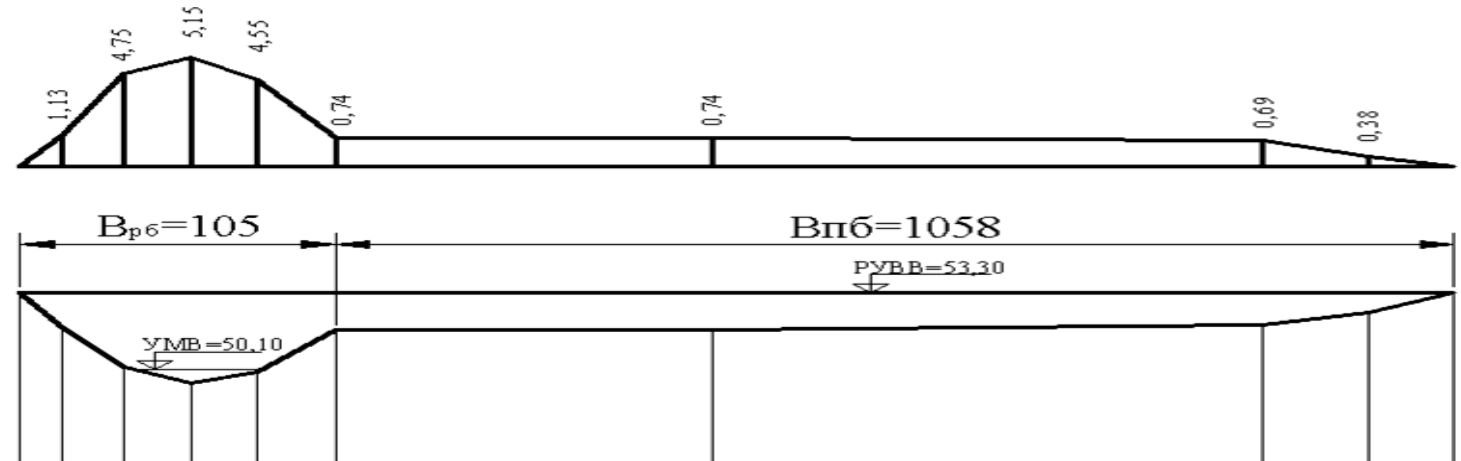
$$V_{\bar{a}} = (Q_{\delta\bar{a}} + Q_{\bar{i}\bar{a}}) / ((\hat{A}_{\delta\bar{a}} \cdot h_{\delta\bar{a}}) + (\hat{A}_{\bar{i}\bar{a}} \cdot h_{\bar{i}\bar{a}})), \quad (3.1.5)$$

где $h_{p\bar{b}}, h_{п\bar{b}}$ – средняя бытовая глубина в русле и на пойме.

Пример 3.1

Поперечный профиль приведен на рисунке 3.1.2 для реки с односторонней поймой.

Расчетный уровень воды 53,30 м, коэффициенты m , характеризующие шероховатость русла и поймы, равны соответственно 25 и 10. Расчетный продольный уклон водной поверхности $J=0,0003$.



1	Площадь живого сечения, м ²	12	83	86	85	114	768	1558	88	24	
2	Расход, м ³ /с	5	73	99	97	93	237	491	24	6	
3	Элементарный расход, м ³ /с	1,13	4,75	5,15	4,55	0,74	0,74	0,69	0,38		
4	Скорость на вертикали, м ³ /с	0,47	0,13	0,17	0,11	0,11	0,31	0,30	0,24		
5	Глубина, м	2,40	4,20	4,40	4,10	2,40					
6	Расстояние, м	10	25	20	20	35	320	663	45	30	
7	Отметка, м	53,3	50,9	49,1	48,9	49,2	50,9	50,9	51,0	51,7	53,3
8	Номер вертикали	1	2	3	4	5	6	7	8	9	

Рисунок 3.1.2 Определение расчетного расхода в морфостворе (пример 3.1)

Вычислим глубины, скорости на вертикалях и элементарные расходы. Данные о вычислениях приведены в таблице (рис.3.1.2). Эпюра элементарных расходов приведена на рис.3.1.2. Она состоит из отдельных трапеций. Площадь трапеции равна произведению полусуммы оснований на высоту, т.е. полусумме элементарных расходов на соседних вертикалях на расстояние между ними.

Общий расход на пойме:

$$Q_{пб} = 237 + 491 + 24 + 6 = 758 \text{ м}^3/\text{с},$$

Расход на пойме, проходящий через сечение шириной 1 м – элементарный расход – $q_{пб} = \frac{Q_{iá}}{A_{iá}} = 758/1058 = 0,73 \text{ м}^3/\text{с}$ на 1 п.м..

Расход в русле в бытовых условиях:

$$Q_{рб} = 5 + 73 + 99 + 97 + 93 = 367 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Расчетный расход равен: $Q = 758 + 367 = 1125 \text{ м}^3/\text{с}.$

Ширина элементов живого сечения (рис.3.1.2) и ширина разлива воды:

$$B_{рб} = 105 \text{ м}, B_{пб} = 1058 \text{ м}, B_0 = 105 + 1058 = 1163 \text{ м}.$$

Площадь живого сечения поймы $\omega_{пб} = 768 + 1558 + 88 + 24 = 2438 \text{ м}^2.$

Площадь живого сечения русла $\omega_{рб} = 12 + 83 + 86 + 85 + 114 = 380 \text{ м}^2.$

Средняя скорость течения воды определяется как отношение расхода к площади живого сечения:

$$V_{iá} = \frac{758}{2438} = 0,31 \text{ м/с}, V_{дá} = \frac{367}{380} = 0,97 \text{ м/с}, V_á = \frac{1125}{(2438 + 380)} = 0,4 \text{ м/с}.$$

Средняя глубина равна отношению площади живого сечения к его ширине:

$$h_{iá} = \frac{2438}{1058} = 2,31 \text{ м}, h_{дá} = \frac{380}{105} = 3,62 \text{ м}.$$

Определение отверстия моста

Отверстие моста – расстояние между откосами конусов подходов или откосами струенаправляющих дамб по расчетному уровню высоких вод за вычетом ширины промежуточных опор.

На равнинных реках отверстие моста меньше ширины разлива воды в паводок, так как поймы частично или полностью перекрываются насыпями подходов. Вследствие этого под мостом происходит стеснение потока.

Степень стеснения потока β равна отношению расхода, который проходит через поперечное сечение водотока (русла, поймы) под мостом, к расходу, который проходил через это сечение в бытовых условиях (до строительства мостового перехода).

Стеснение потока вызывает общие размывы русла, пойм.

Коэффициент общего размыва под мостом D равен отношению средней глубины воды в русле после размыва к средней глубине воды до размыва.

По [4] величина коэффициента общего размыва, как правило, не должна превышать 2,0. При морфометрической основе определения расчетного расхода коэффициент общего размыва следует принимать не более 1,75.

При проектировании мостовых переходов возможны три случая расчета отверстия моста:

- определение отверстия моста минимальной длины;
- определение отверстия моста с уширенным руслом;
- определение отверстия моста с сохранением пойм.

Определение отверстия моста минимальной длины

Поймы реки пересыпаются почти полностью. Непересыпанной остается только ширина поймы между подошвой насыпи подхода и бровкой русла, необходимая для размещения укрепления подошвы конуса подхода шириной $l_{ук}$.

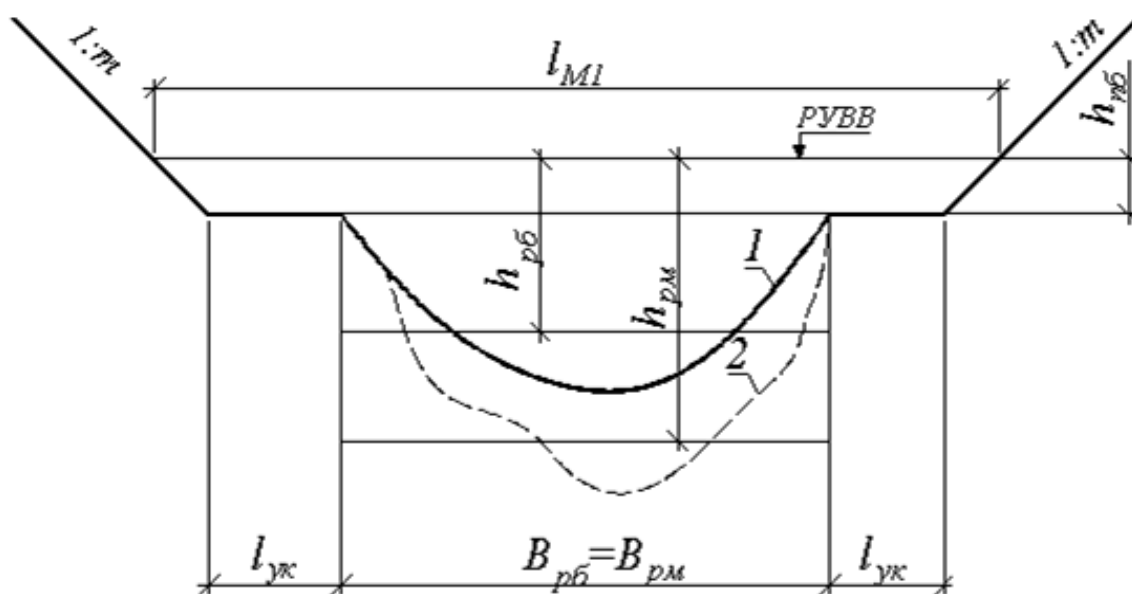


Рисунок 3.2.1 Схема к определению отверстия минимальной длины:

1 – дно русла до размыва; 2 – дно русла после размыва

Отверстие моста минимальной длины (рис. 3.2.1):

$$l_{M1} = l_{\min} = \delta \cdot B_{\delta a} + \Sigma l_{\delta e} + 2 \cdot m \cdot h_{ia}, \quad (3.2.1)$$

где δ – гарантийный запас, равный 1,1 при морфометрической основе расчетов расхода и 1,0 при гидрометрической основе (в курсовом проекте $\delta = 1,1$);

$l_{\delta e}$ – ширина укрепления у подошвы конусов подходов с заложением откоса $m=2$ или у подошвы струенаправляющих дамб (в курсовом проекте первоначально принимается 10 м);

h_{ia} – бытовая глубина воды на пойме у бровки русла.

В случае минимального отверстия моста по (3.2.1) средняя глубина воды в русле под мостом определяется по формуле:

$$h_{\delta i} = h_{\delta a} \cdot \beta_1^{8/9} \cdot \left[\frac{1}{(1-\lambda)} \right]^{2/3}, \quad (3.2.2)$$

где $h_{\delta a}$ – средняя бытовая глубина воды в русле;

λ – коэффициент, учитывающий стеснение потока опорами моста, равный отношению ширины опоры к длине пролета моста (в курсовом проекте может быть принят 0,05);

β_1 – степень стеснения потока насыпями подходов.

$$\beta_1 = \frac{Q}{Q_{\delta a} + q_{ia} \cdot (l_{M1} - \hat{A}_{\delta a} - m \cdot h_{ia})}, \quad (3.2.3)$$

где Q , Q_{pb} – расходы, расчетный и в русле бытовой;

q_{pb} – средний элементарный расход на пойме бытовой;

l_{M1} – отверстие моста, определяемое по (3.2.1);

B_{pb} – бытовая ширина русла.

Коэффициент размыва в русле, равный отношению площади живого сечения после размыва и до размыва, определяется по формуле:

$$P = \frac{h_{\delta i}}{h_{\delta a}}.$$

Необходимо, чтобы коэффициент размыва не превышал допустимого значения.

$$D \leq D_{\text{доп}}; \quad \frac{h_{\delta i}}{h_{\delta a}} \leq D_{\text{доп}}, \quad (3.2.4)$$

где $P_{\text{доп}}$ – допустимая величина коэффициента размыва ($P_{\text{доп}}=1,75$).

Если условие (3.2.4) не выполнено, то вариант отверстия минимальной длины $l_{i-1} = l_{\text{мин}}$ не подходит. Для уменьшения глубины после размыва $h_{\text{рм}}$ следует уменьшить расход в русле под мостом. Для этого часть пойм не пересыпается подходами. При этом рассматривается вариант уширения русла за счет срезки пойм.

Пример 3.2.1

Исходные данные: ширина русла 105 м, средняя глубина русла в бытовых условиях 3,62 м, расчетный расход 1125 м³/с, расход в русле в бытовых условиях 367 м³/с, допускаемый коэффициент общего размыва $P_{\text{доп}}=1,75$. Средний элементарный расход на пойме 0,73 м³/с, глубина воды $h_{\text{пб}}=2,31$ м.

Требуется определить отверстие моста минимальной длины и возможность его применения.

Вычислим по (3.2.1) отверстие моста: $l_{i-1} = 1,1 \cdot 105 + 10 + 10 + 2 \cdot 2 \cdot 2,31 = 145 \text{ м}$.

Определим по (3.2.3) степень стеснения потока β_1 , по (3.2.2) среднюю глубину в русле после размыва:

$$\beta_1 = \frac{1125}{367 + 0,73 \cdot (145 - 105 - 2 \cdot 2,31)} = 2,88;$$

$$h_{\delta i} = 3,62 \cdot 2,88^{\frac{8}{9}} \cdot \left[\frac{1}{(1 - 0,05)} \right]^{\frac{2}{3}} = 3,62 \cdot 2,62 = 9,48 \text{ м}.$$

Проверим условие (3.2.4):

$$\frac{h_{\delta i}}{h_{\delta a}} = \frac{9,48}{3,62} = 2,62 > 1,75.$$

Условие (3.2.4) не выполнено. Следовательно, вариант отверстия моста $l_{\text{м1}}=145$ м не подходит.

Определение отверстия моста с уширенным руслом

Уширение русла под мостом возможно за счет срезки пойм.

При редком затоплении пойм срезка заливается, на пойме восстанавливается бытовая глубина. Поэтому срезка целесообразна при выполнении следующего условия:

$$0,4\beta(0,01\hat{A}\hat{I}_i + 0,5) \geq 1, \quad (3.2.5)$$

где β – степень стеснения потока подходами, равная отношению расчетного расхода Q к русловому бытовому $Q_{рб}$ ($\beta = \frac{Q}{Q_{рб}}$);

$ВП_{п}$ – вероятность затопления поймы, % (по заданию).

Если условие (3.2.5) выполнено, то максимальная ширина русла под мостом с учетом срезки:

$$\hat{A}_{\delta i} = \hat{A}_{\delta a} [(\beta^{0,93} - 1) \cdot \hat{E}_{\dot{\gamma}} \cdot \hat{E}_{\hat{A}\ddot{\gamma}} + 1], \quad (3.2.6)$$

где $В_{рм}$, $В_{рб}$ – ширина русла под мостом и бытовая;

β – степень стеснения потока подходами (см. (3.2.5));

$K_{п}$ – коэффициент, учитывающий полноту расчетного паводка;

$K_{ВПп}$ – коэффициент, учитывающий частоту затопления пойм.

Полнота расчетного паводка Π равна отношению средней глубине воды на пойме к максимальной. Для рек Республики Беларусь можно принять $\Pi=0,55$.

Коэффициент $K_{п}$ при $\beta < 4,5$ и частоте затопления пойм $ВПп < 95\%$ определяется по формуле:

$$\hat{E}_{\dot{\gamma}} = \left(\frac{7,7}{\beta} - 1\right) \cdot \left(\frac{\dot{I}}{2}\right)^{(3,8-0,85\beta)}, \quad (3.2.7)$$

При $\beta \geq 4,5$ и $ВПп < 95\%$ коэффициент $K_{п}=0,7$.

При $ВПп \geq 95\%$ коэффициент $K_{п}=0,79 \cdot \Pi^{1/2}=0,59$.

Коэффициент частоты затопления пойм при $ВПп < 95\%$ определяется по формуле:

$$\hat{E}_{\hat{A}\ddot{\gamma}} = (0,01 \hat{A}\ddot{\gamma})^{(0,5+2,5/\beta)}, \quad (3.2.8)$$

где β – степень стеснения потока подходами (см. формулу (3.2.5)).

При $ВПп \geq 95\%$ коэффициент $K_{ВПп}=1,0$.

Отверстие моста при уширении русла (рис. 3.2.2):

$$l_{i2} = \delta \cdot \hat{A}_{\delta i} + \sum l_{\delta e} + 2 \cdot m \cdot h_{i\delta}, \quad (3.2.9)$$

где δ , $l_{ук}$, m , $h_{пб}$ – см. формулу (3.2.1).

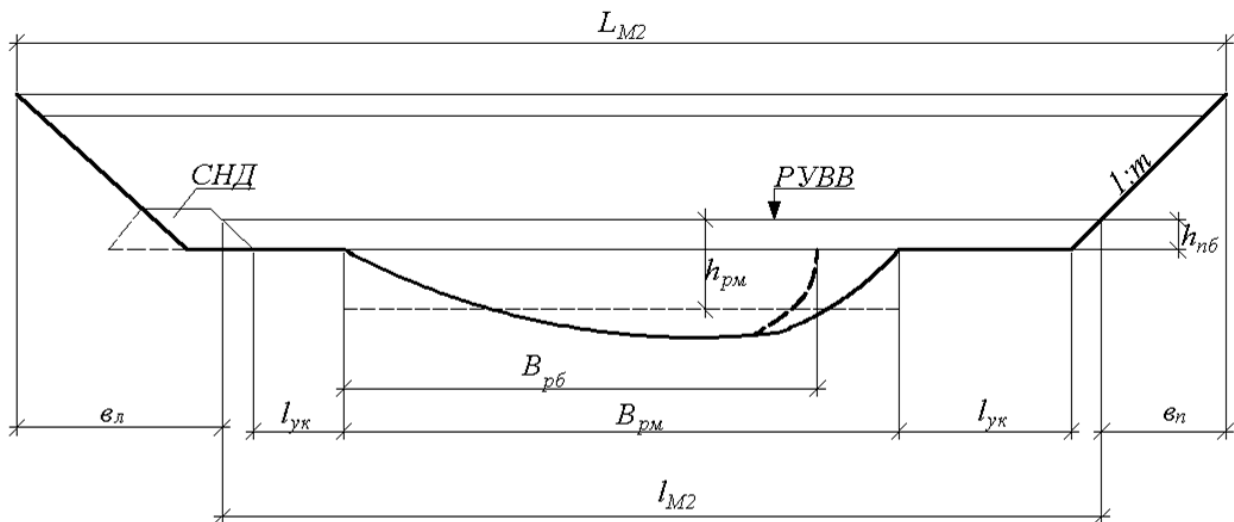


Рисунок 3.2.2 Схема к определению отверстия моста с уширенным руслом

Вычислим среднюю глубину в русле после размыва $h_{рм}$ по О.В. Андрееву:

$$h_{\delta i} = h_{\delta a} \cdot \beta_2^{8/9} \left[\frac{\hat{A}_{\delta a}}{\hat{A}_{\delta i} \cdot (1 - \lambda)} \right]^{2/3}, \quad (3.2.10)$$

где $h_{рб}$ – максимальная глубина воды в русле в бытовых условиях;

$B_{рб}$, $B_{рм}$ – ширина русла бытовая и под мостом;

β_2 – степень стеснения потока насыпями подходов, равная отношению расхода воды, который проходит через поперечное сечение под мостом, к расходу, который проходил через это сечение в бытовых условиях:

$$\beta_2 = \frac{Q}{Q_{\delta a} + q_{i\delta} \cdot (l_{i,2} - \hat{A}_{\delta a} - m \cdot h_{i\delta})}, \quad (3.2.11)$$

где Q , $Q_{рб}$ – расходы, расчетный и в русле бытовой;

$q_{пб}$ – средний элементарный расход на пойме, равный отношению бытового расхода на пойме к ее ширине $q_{i\delta} = \frac{Q_{i\delta}}{\hat{A}_{i\delta}}$.

Далее проверяем условие (3.2.4). Возможны следующие случаи.

Условие (3.2.4) не выполняется. Увеличиваем отверстие моста за счет части поймы, на которой не предусматривалась срезка, до величины $l_{i,21}$. Она определяется по формуле:

$$l_{i,21} = \hat{A}_{\delta a} + m \cdot h_{i\delta} + \frac{\left(\frac{Q}{\beta_{21}} - Q_{\delta a} \right)}{q_{i\delta}}, \quad (3.2.12)$$

где m , $h_{пб}$ – см. формулу (3.2.1);

β_{21} – степень стеснения потока насыпями подходов при отверстии моста $l_{i\ 21}$, определяется по формуле:

$$\beta_{21} = \frac{(D_{\text{аи}})^{9/8}}{\left(\frac{\hat{A}_{\text{дд}}}{\hat{A}_{\text{дi}} (1-\lambda)} \right)^{3/4}}, \quad (3.2.13)$$

где $P_{\text{доп}}$ – допускаемый коэффициент общего размыва ($P_{\text{доп}}=1,75$);

$B_{рб}$, $B_{рм}$ – ширина русла бытовая и полученная по (3.2.6).

Условие (3.2.4) выполняется, но коэффициент общего размыва значительно меньше допускаемого значения. Для уменьшения длины моста следует уменьшить ширину срезки поймы, приняв меньшее значение $B_{рм}$ ширины русла под мостом, чем было получено по (3.2.6).

Новая ширина русла под мостом $B_{рм2}$ и отверстие моста $l_{i\ 22}$ определяются подбором по следующей схеме. Задаются значением ширины русла под мостом $B_{рм2} < B_{рм}$ по (3.2.6), определяют степень стеснения потока насыпями подходов β_{22} :

$$\beta_{22} = \frac{(D_{\text{аи}})^{9/8}}{\left(\frac{\hat{A}_{\text{дд}}}{\hat{A}_{\text{дi}2} (1-\lambda)} \right)^{3/4}}, \quad (3.2.14)$$

Далее вычисляют среднюю глубину после размыва при ширине русла под мостом $B_{рм2}$ по (3.2.10) и проверяют условие (3.2.4). Если оно не выполнено (различие более 5 %), то изменяют величину $B_{рм2}$, повторно вычисляют β_{22} по (3.2.14), $h_{рм}$ по (3.2.10).

Если условие (3.2.4) выполнено, то вычисляют отверстие моста $l_{i\ 21}$ по (3.2.9), приняв $B_{рм}=B_{рм2}$.

Пример 3.2.2

Исходные данные: расчетный расход 1125 м³/с, расход в русле бытовой 367 м³/с, элементарный расход на пойме 0,73 м³/с, бытовая глубина на пойме 2,31 м, в русле 3,62 м, вероятность затопления поймы 50 %, ширина русла бытовая 105 м. Допускаемый коэффициент общего размыва $P_{\text{доп}}=1,75$.

Требуется определить отверстие моста при уширении русла за счет срезки поймы.

Вычислим степень стеснения потока насыпями подходов:

$$\beta = \frac{Q}{Q_{\text{д\acute{a}}}} = 1125/367 = 3,08.$$

Проверим условие (3.2.5) целесообразности срезки:

$$0,4 \cdot 3,08 \cdot (0,01 \cdot 50 + 0,5) = 1,23; \quad 1,23 > 1,0.$$

Условие (3.2.5) выполнено, следовательно, срезка целесообразна.

Определим коэффициенты $K_{\text{п}}$ по (3.2.7) и $\hat{E}_{\hat{A}i}$ по (3.2.8):

$$\hat{E}_i = \left(\frac{7,7}{3,08} - 1 \right) \cdot \left(\frac{0,55}{2} \right)^{(3,8 - 0,85 \cdot 3,08)} = 0,33;$$

$$\hat{E}_{\hat{A}i} = (0,01 \cdot 50)^{(0,5 + 2,5/3,08)} = 0,4.$$

Максимальную ширину русла под мостом с учетом срезки вычислим по (3.2.6):

$$\hat{A}_{\hat{d}i} = 105 \cdot \left[(3,08^{0,93} - 1) \cdot 0,33 \cdot 0,4 + 1 \right] = 131 \text{ м}.$$

Срезка поймы на $\Delta \hat{A} = 131 - 105 = 26 \text{ м}$.

Отверстие моста при уширении русла за счет срезки поймы вычислим по (3.2.9):

$$l_{i,2} = 1,1 \cdot 131 + 10 + 10 + 2 \cdot 2 \cdot 2,31 = 173 \text{ м}.$$

Вычислим степень стеснения потока насыпями подходов:

$$\beta_2 = 1125 / \left[367 + 0,73 \cdot (173 - 105) - 2 \cdot 2 \cdot 2,31 \right] = 2,72.$$

Средняя глубина в русле под мостом:

$$h_{\hat{d}i} = 3,62 \cdot 2,72^{8/9} \cdot \left[\frac{105}{131 \cdot (1 - 0,05)} \right]^{2/3} = 3,62 \cdot 2,02 = 7,31 \text{ м}.$$

Проверим условие (3.2.4) $h_{\hat{d}i} / h_{\text{д\acute{a}}} = 2,02; \quad 2,02 > 1,75.$

Так как условие (3.2.4) не выполняется, то увеличим отверстие моста.

Вычислим по (3.2.13) степень стеснения потока при $P = P_{\text{доп}} = 1,75$:

$$\beta_{21} = 1,75^{9/8} / \left(\frac{105}{131 \cdot (1 - 0,05)} \right)^{3/4} = 2,26$$

Требуемое отверстие моста по (3.2.12):

$$l_{i2} = 1,1 \cdot 105 + 2 \cdot 2,31 + \frac{\left(\frac{1125}{2,26} - 367 \right)}{0,73} = 301 \text{ м} .$$

Пример 3.2.3

Исходные данные: расчетный расход 1100 м³/с, расход в русле бытовой 500 м³/с, элементарный расход на пойме 0,8 м³/с, средняя глубина в русле 3,6 м, на пойме 2,0 м, бытовая ширина русла 150 м, вероятность затопления поймы 85 %, допускаемый коэффициент общего размыва $P_{\text{доп}} = 1,75$.

Требуется определить отверстие моста при уширении русла за счет срезки поймы.

Вычислим степень стеснения потока насыпями подходов:

$$\beta = \frac{Q}{Q_{\text{да}}} = \frac{1100}{500} = 2,2 .$$

Проверим целесообразность срезки поймы по (3.2.5):

$$0,4 \cdot 2,2 \cdot (0,01 \cdot 85 + 0,5) = 1,19 ; \quad 1,19 > 1,0 .$$

Следовательно, срезка поймы целесообразна.

Определим коэффициенты $K_{\text{п}}$ по (3.2.7) и $K_{\text{вп}}$ по (3.2.8):

$$\hat{E}_i = \left(\frac{7,7}{2,2} - 1 \right) \cdot \left(\frac{0,55}{2} \right)^{(3,8 - 0,85 \cdot 2,2)} = 0,36 ;$$

$$\hat{E}_{\hat{A}i} = (0,01 \cdot 85)^{(0,5 + 2,5/2,2)} = 0,77 .$$

Максимальную ширину русла под мостом по (3.2.6):

$$\hat{A}_{\text{дi}} = 150 \cdot \left[\left(2,2^{0,93} - 1 \right) \cdot 0,36 \cdot 0,77 + 1 \right] = 195 \text{ м} .$$

$$\text{Срезка поймы на } \Delta \hat{A} = 195 - 150 = 45 \text{ м} .$$

Отверстие моста при уширении русла за счет срезки поймы по (3.2.9):

$$l_{i2} = 1,1 \cdot 195 + 10 + 10 + 2 \cdot 2 \cdot 2,0 = 242 \text{ м} .$$

Вычислим степень стеснения потока насыпями подходов по (3.2.11):

$$\beta_2 = \frac{1100}{500 + 0,8 \cdot (242 - 150 - 2 \cdot 2)} = 1,98 .$$

Вычислим среднюю глубину в русле под мостом по 3.2.10:

$$h_{\delta i} = 3,6 \cdot 1,98^{\frac{8}{9}} \cdot \left[\frac{150}{195 \cdot 0,95} \right]^{\frac{2}{3}} = 3,6 \cdot 1,49 = 5,36 \text{ м} .$$

$$\text{Коэффициент размыва } D = \frac{5,36}{3,60} = 1,49 < 1,75 .$$

Условие (3.2.4) выполняется.

Так как коэффициент размыва меньше допускаемого ($1,49 < 1,75$), то следует уменьшить срезку поймы, т.е. уменьшить ширину русла под мостом и отверстие моста.

Назначим ширину срезки поймы равной 30 м. Ширина русла под мостом $B_{\text{рм}2} = B_{\text{рб}} + 30 = 180 \text{ м}$.

Отверстие моста по (3.2.9):

$$l_{i2} = 1,1 \cdot 180 + 10 + 10 + 2 \cdot 2 \cdot 2,0 = 226 \text{ м}$$

степень стеснения потока насыпями подходов по (3.2.14) равна:

$$\beta_{22} = \frac{1,75^{\frac{8}{9}}}{\left(\frac{150}{180 \cdot 0,95} \right)^{\frac{3}{4}}} = 2,17 .$$

Глубина в русле после размыва по (3.2.10):

$$h_{\delta i} = 3,6 \cdot 2,17^{\frac{8}{9}} \cdot \left[\frac{150}{180 \cdot 0,95} \right]^{\frac{2}{3}} = 3,6 \cdot 1,72 = 6,18 \text{ м} .$$

Так как $D = \frac{6,18}{3,60} = 1,72 < 1,75$, то принимаем отверстие моста $l_{i2} = 226 \text{ м}$.

Определение отверстия моста при сохранении пойм

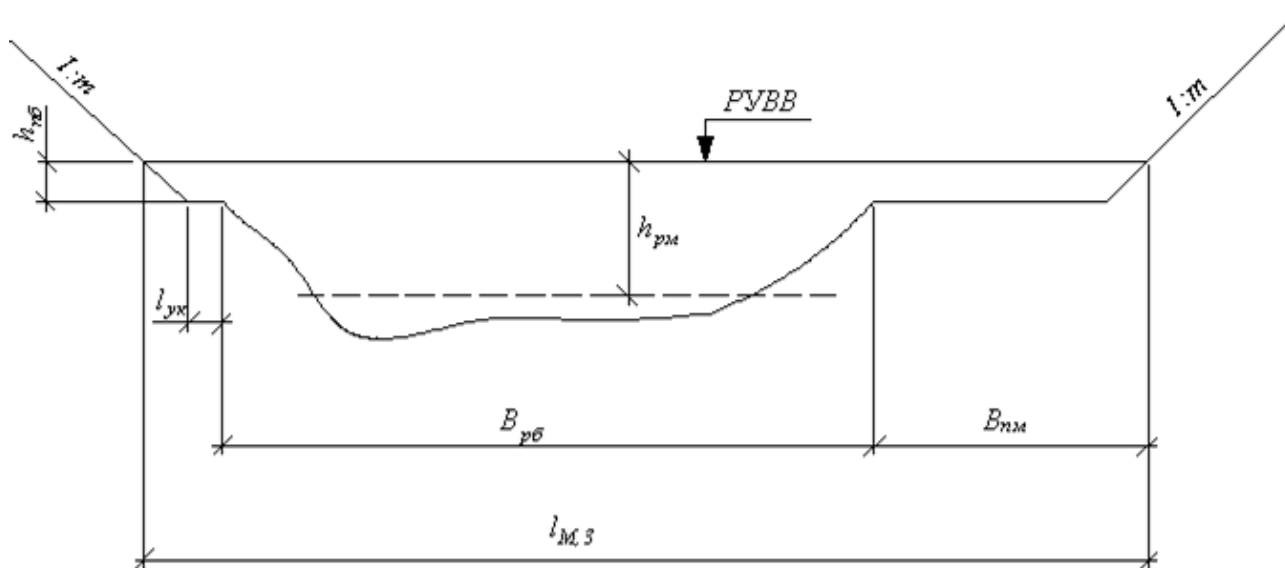


Рисунок 3.2.3 Схема к определению отверстия моста без уширения русла

Величина отверстия моста вычисляется по формуле:

$$l_{13} = \delta \cdot \hat{A}_{\delta a} + l_{\delta e} + \hat{A}_{\delta i} + m \cdot h_{i a}, \quad (3.2.15)$$

где $\delta, l_{\delta e}, m, h_{i a}$ – см. формулу (3.2.1);

$B_{пм}$ – ширина непересыпанной части правой поймы.

Ширина непересыпанной части поймы $B_{пм}$ определяется следующим образом.

Назначаем коэффициент общего размыва, равным допускаемому по условию (3.2.4).

Вычисляем степень стеснения потока насыпями подходов по (3.2.14) при $\hat{A}_{\delta i} = \hat{A}_{\delta a}$:

$$\beta_3 = D_{\delta i}^{\frac{9}{8}} \cdot (1 - \lambda)^{\frac{3}{4}} = \frac{Q_{\delta i}}{Q_{\delta a}}, \quad (3.2.16)$$

В русле под мостом расход равен:

$$Q_{\delta i} = \beta_3 \cdot Q_{\delta a}, \quad (3.2.17)$$

На непересыпанной подходе части поймы проходит оставшаяся часть расхода:

$$Q_{nm} = Q - Q_{pm}, \quad (3.2.18)$$

В бытовых условиях через непересыпанную часть поймы проходит расход:

$$Q'_{ia} = Q_{ii} / \beta_3, \quad (3.2.19)$$

Величина пойменной части отверстия вычисляется по формуле:

$$\hat{A}_{ii} = Q'_{ia} / q_{ia} - l_{oe}, \quad (3.2.20)$$

где $q_{пб}$ – средняя величина бытового элементарного расхода на пойме, при средней глубине воды $h_{пб}$;

Пример 3.2.4

Исходные данные: река с односторонней поймой, расчетный расход 1000 м³/с, расход в русле бытовой 400 м³/с, глубина воды на пойме 2,6 м, элементарный расход на пойме $q_{пб}=0,74$ м³/с и вероятность затопления поймы ВПп=40%. Допускаемый коэффициент общего размыва в русле $R_{доп}=1,75$. Ширина русла 120 м.

Требуется определить целесообразность срезки поймы и отверстие моста.

Вычислим степень стеснения потока подходами $\beta = 1000/400 = 2,50$.

Проверим условие (3.2.5):

$$0,4 \cdot 2,50 \cdot (0,01 \cdot 40 + 0,5) = 0,9; \quad 0,9 < 1,0.$$

Условие (3.2.5) не выполняется, срезка поймы не целесообразна.

Рассмотрим вариант отверстия с сохранением поймы.

Вычислим по (3.2.16) допускаемую степень стеснения потока в русле:

$$\beta_3 = 1,75^{8/9} \cdot (1 - 0,05)^{3/4} = 1,64 \cdot 0,96 = 1,58$$

В русле под мостом проходит расход $Q_{oi} = 1,58 \cdot 400 = 632$ м³/с. На пойме под мостом расход равен $Q_{пм} = 1000 - 632 = 368$ м³/с.

Примем $\beta_i = \beta_3 = 1,58$ и вычислим расход, который проходил в бытовых условиях через непересыпанную часть поймы.

$$Q'_{ia} = Q_{ii} / \beta_i = 368 / 1,58 = 233 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Ширина непересыпанной части поймы по (3.2.20):

$$\hat{A}_n = 233 / 0,74 - 10 = 305 \text{ м} .$$

Отверстие моста при сохранении пойм по (3.2.15):

$$l_{i3} = 1,1 \cdot 120 + 10 + 305 + 2 \cdot 2,6 = 442 \text{ м} .$$

Определение пикетного положения начала и конца отверстия моста

В курсовом проекте рассматривают реку с одной правосторонней поймой. Для этого случая пикетное положение начала отверстия моста вычисляют по формуле:

$$PK(\text{БРл}) = PK(\text{БРл}) - l_{\text{отв}} - m \cdot h_{\text{иá}}, \quad (3.2.21)$$

где РК(БРл) – пикетное положение левой бровки русла (по заданию);
 $l_{\text{отв}}, m, h_{\text{иá}}$ – см. формулу (3.2.1).

Пикетное положение конца отверстия моста:

$$PK(\text{БРл}) = PK(\text{БРл}) + l_{\text{и}}, \quad (3.2.22)$$

где $l_{\text{и}}$ – отверстие моста для принятого случая.

1.10. Проектирование дорожных канав

Струенаправляющие дамбы проектируются на поймах в случае, если степень стеснения потока насыпями подходов более 1,2.

Проектирование струенаправляющих дамб (СНД) включает расчет очертания оси СНД в плане, проектирование поперечного профиля дамб и их укрепления.

Расчет очертания оси СНД в плане

Криволинейные струенаправляющие дамбы предназначены для плавного подвода пойменных потоков под мостом. Они состоят (рис. 3.3.1) из верховой и низовой частей.

На мостовом переходе с одной поймой длину верховой струенаправляющей дамбы l_a определяют в зависимости от степени стеснения потока β_i и отверстия моста l_{ii} (см. § 3.2) по таблице 3.3.1.

Таблица 3.3.1

β_i	1-1,2	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5
l_a/l_{mi}	0	0,15	0,3	0,45	0,6	0,75

Верховая СНД (рис. 3.3.1) включает голову и корень.

Пикетное **положение корня дамбы** вычислены по формуле

$$D\hat{E}(\hat{E}\hat{A}) = D\hat{E}(\hat{E}\hat{H}) + m \cdot (I_{\hat{A}\hat{A}} - D\hat{O}\hat{A}\hat{A}) + 0,5 \cdot \hat{A}_{\hat{A}}, \quad (3.3.1)$$

где $D\hat{E}(\hat{E}\hat{H})$ – пикетное положение конца отверстия, вычисляется по (3.2.22);

$H_{\text{БВ}}$ – отметка бровки верховой СНД, вычисляется по (3.3.2)

$B_{\text{д}}$ – ширина верха СНД ($B_{\text{д}} = 3,0$ м).

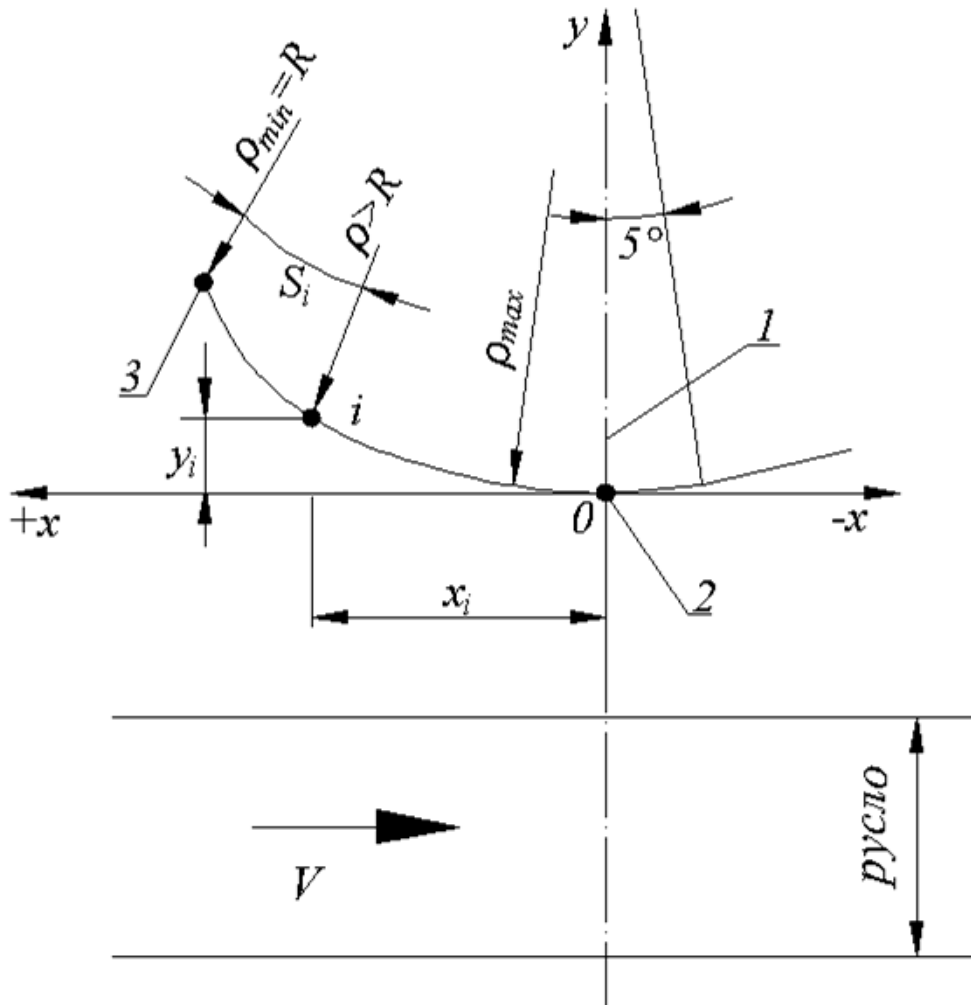


Рисунок 3.3.1 Схема к разбивке шпоровидной струенаправляющей дамбы: 1 – ось дороги; 2 – корень дамбы; 3 – голова дамбы

Разбивку оси струенаправляющей дамбы выполняют по координатам ХУ (рис. 3.3.1). Их определяют по таблице 3.3.2, умножая относительные координаты S/R , X/R , Y/R на величину радиуса $R = l_a/3$. Расстояние S принимается от головы дамбы.

Таблица 3.3.2

Номер точки	S/R	X/R	Y/R	Номер точки	S/R	X/R	Y/R
1	0,0	2,321	1,435	12	2,2	0,805	0,087
2	0,2	2,300	1,237	13	2,4	0,610	0,050
3	0,4	2,243	1,035	14	2,6	0,410	0,023
4	0,6	2,151	0,870	15	2,8	0,210	0,006
5	0,8	2,027	0,710	116	3,0	0	0
6	1,0	1,886	0,570	17	3,2	-0,192	0,005
7	1,2	1,732	0,453	18	3,4	-0,393	0,020
8	1,4	1,556	0,348	19	3,6	-0,592	0,041

9	1,6	1,375	0,254	20	3,8	-0,791	0,062
10	1,8	1,186	0,193	21	4,0	-0,990	0,082
11	2,0	1,000	0,134	22	4,2	-1,189	0,103

Поперечный профиль струенаправляющих дамб

Струенаправляющие дамбы проектируют незатопляемыми земляными насыпями (рис.3.3.2). В курсовом проекте вычисляют отметки бровки верховой и низовой СНД, высоту СНД, назначают ширину верха СНД, заложение откосов и их укрепление.

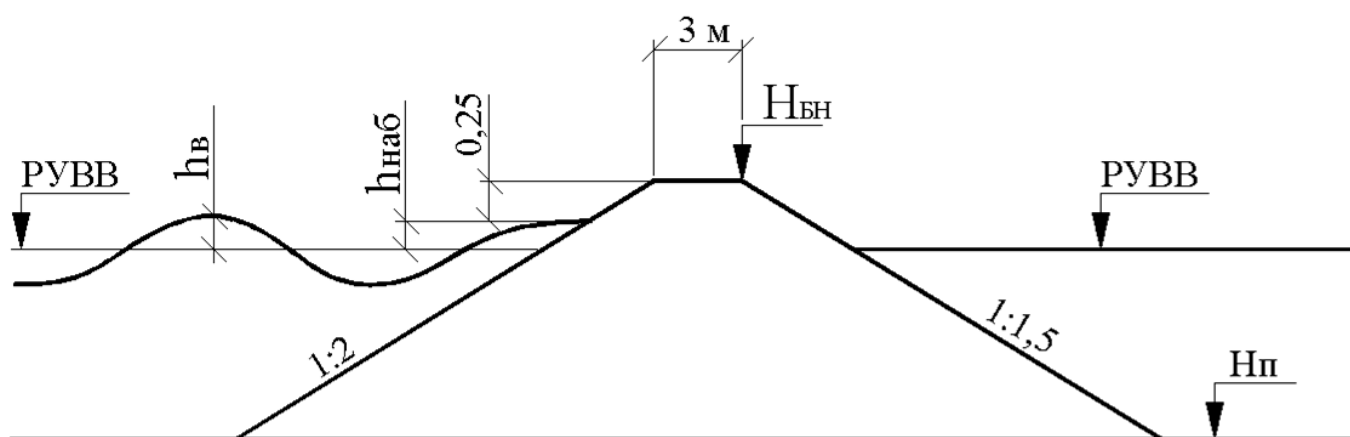


Рисунок 3.3.2 Схема к определению отметки бровки низовой струенаправляющей дамбы

Отметка бровки СНД вычисляется по формуле (3.3.2) для верховой и для низовой по (3.3.3).

$$I_{AA} = D\hat{O}\hat{A}\hat{A} + \Delta z + l_a \cdot I + h_{\hat{a}\hat{a}} + 0,25 . \quad (3.3.2)$$

$$H_{BH} = PУВВ + h_{наб} + 0,25 . \quad (3.3.3)$$

где Δz – подпор перед мостом;

l_a – длина верховой СНД;

I – продольный уклон водной поверхности (по заданию);

$h_{наб}$ – высота набега воды на откос дамбы;

0,25 – запас.

Подпор перед мостом определяется по упрощенной формуле:

$$\Delta z = \xi \cdot (V_m^2 - V_o^2) . \quad (3.3.4)$$

где ξ – коэффициент, зависящий от величины пойменного расхода (табл.3.3.3);

V_m – средняя скорость под мостом до размыва;

V_{δ} – средняя скорость течения нестесненного потока, (формула 3.1.5).

Таблица 3.3.3

$Q_{нб}/Q, \%$	<20	20 – 40	41 – 60	61 – 80
Значение ξ	0,05 – 0,07	0,07 – 0,10	0,10 – 0,13	0,13 – 0,17

Средняя скорость V_m определяется по формуле:

$$V_i = Q/\omega_i, \quad \omega_i = \omega_{\delta a} + h_{i\delta} \cdot (l_{i\delta} - \hat{A}_{\delta a} - m \cdot h_{i\delta}) \quad (3.3.5)$$

где $\omega_{\delta a}$ – площадь живого сечения бытового русла;

$h_{пб}$ – глубина воды на пойме;

l_{Mi} – отверстие моста;

$B_{рб}$ – ширина русла бытовая;

$m=2$.

Высота набега волны на откосы СНД определяется по формуле:

$$h_{наб} = 4,3 \cdot K_{ш} \cdot h_{вол}/m, \quad (3.3.6)$$

где $K_{ш}$ – коэффициент гладкости откосов СНД, равный 1,0 при бетонировании откосов и 0,9 при укреплении мощением плитами ПК 100.12.е;

m – заложение откосов;

$h_{вол}$ – высота волны рассчитывается по формуле:

$$h_{вол} = 0,2 \cdot h_{пб}, \quad (3.3.7)$$

где $h_{пб}$ – средняя глубина воды на пойме.

Высота насыпи СНД $h_{i\delta} = \hat{I}_{\delta a} - \hat{I}_i$,

где $H_{п}$ – отметка поверхности поймы.

Ширина СНД по верху не менее 3 м. Откосы СНД с речной стороны следует принимать не круче 1:2, а с противоположной стороны – не круче 1:1,5. В головной части для уменьшения местного размыва откос дамбы уполаживается до 1:3.

Укрепления откосов СНД с речной стороны выполняют плитами ПК100.12.е, монолитным бетоном на слое щебня. Пойменный откос может укрепляться засевом трав по плодородному слою. По подошве речного откоса и

головы дамбы предусматривают упор из монолитного бетона или бетонных блоков, а также рисберма шириной 2,0 м из камня. Толщина ее равна 0,5 м (рис.3.3.3).

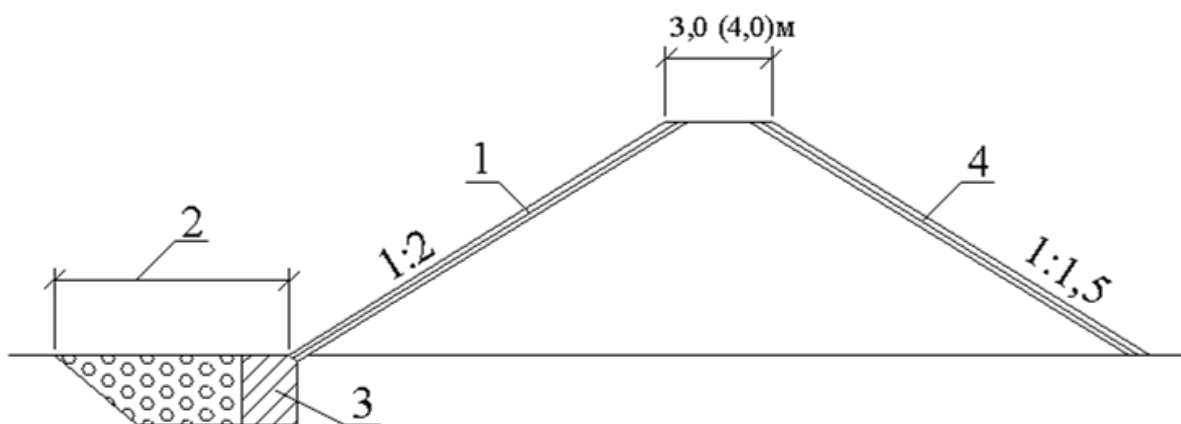


Рисунок 3.3.3 Укрепление откосов дамбы: 1 – укрепление откоса со стороны русла, 2 – рисберма, 3 – блок упора, 4 – укрепление откоса со стороны поймы (посев трав по плодородному слою)

Пример 3.3.1

Исходные данные: $P_{УВВ}=53,30$, $Q_{рб}=367 \text{ м}^3/\text{с}$, $Q=1125 \text{ м}^3/\text{с}$, $Q_{пб}=758 \text{ м}^3/\text{с}$; $V_б=0,40 \text{ м/с}$; $h_{пб}=2,31 \text{ м}$; степень стеснения потока $\beta_{21} = 2,26$, отверстие моста $l_{M2}=300 \text{ м}$, начало отверстия моста расположено на пикете 1+75,32, конец на пикете 4+75,32, данные примера 3.1.

Требуется определить длину верховой струенаправляющей дамбы $l_в$, координаты XY ее оси, отметку бровки СНД, пикетное положение корня дамбы.

По таблице 3.3.1 для $\beta_{21} = 2,26$ по интерполяции находим $l_a/l_{i2} = 0,68$. Длина верховой струенаправляющей дамбы $l_в=0,68 \cdot 300=204 \text{ м}$. Радиус кривизны СНД в голове дамбы $R = \frac{204}{3} = 68 \text{ м}$.

Координаты XY оси струенаправляющей дамбы вычислим с шагом $S=0,2 \cdot R=0,2 \cdot 68=13,6 \text{ м}$, умножая данные таблицы 3.3.2 на $R=68 \text{ м}$.

Таблица 3.3.3

S	X	Y	S	X	Y
0	157,83	97,58	149,60	54,74	5,82
13,60	156,40	81,12	163,20	41,48	3,40
27,20	152,52	70,38	176,80	27,88	1,56
40,80	146,27	59,16	190,40	14,28	0,41
54,40	137,84	48,28	204,00	0,00	0,00
68,00	128,25	38,75	217,60	-13,46	0,34

81,60	117,78	36,92	231,20	-26,72	1,36
95,20	105,81	23,66	244,80	-40,26	2,79
108,80	93,50	17,27	258,40	-53,79	4,22
122,40	80,65	13,12	272,00	-67,32	5,58
136,60	68,00	9,12	285,60	-80,85	7,00

При определении отметки бровки верховой СНД по (3.3.2) предварительно вычислим средние скорости V_m и V_o . Площадь живого сечения потока под мостом при варианте отверстия l_{i2} состоит из площади русла и площади непересыпанной части поймы глубиной 2,31 м.

$$\omega_i = \omega_{\partial a} + h_{ia} \cdot \hat{A}_{\tilde{n}} = 380 + 2,31 \cdot (300 - 105 - 2 \cdot 2,31) = 557 \text{ м}^2$$

Средняя скорость движения воды под мостом: $V_i = 1125 / 557 = 2,0 \text{ м} / \tilde{n}$.

Отношение расходов на пойме и общего: $Q_{ia} / Q = 758 / 1125 = 0,68$.

Подпор Δz вычислим по (3.3.4), приняв по таблице 3.3.3 при $Q_{no} / Q = 0,68$ значение $\xi = 0,16$.

$$\Delta z = 0,16 \cdot (2,0^2 - 0,4^2) = 0,61 \text{ м}$$

Высота набега волны при заложении откоса $m=2$, $h_{no}=2,31$ м:

$$h_{iaa} = 4,3 \cdot 1,0 \cdot 0,2 \cdot 2,31 / 2 = 1,00 \text{ м}$$

Отметка бровки верховой СНД по (3.3.2) при РУВВ=53,3, продольном уклоне $I = 0,0003$:

$$\hat{I}_{AA} = 53,30 + 0,61 + 204 \cdot 0,0003 + 1,00 + 0,25 = 55,22 \text{ м}$$

Отметка бровки низовой части СНД по (3.3.3):

$$\hat{I}_{AI} = 53,30 + 1,00 + 0,25 = 54,55 \text{ м}$$

Высота насыпи верховой СНД рис.3.3.4 при отметке поверхности поймы 50,90: $h_n = 55,22 - 50,90 = 4,32$ м.

Пикетное положение корня СНД:

$$\hat{D}\hat{E}(\hat{E}\hat{A}) = (4 + 75,32) + 2(55,22 - 53,30) + 0,5 \cdot 3 = 480,58 = 4 + 80,58$$

Поперечный профиль СНД приводится на чертеже совместно с очертаниями оси СНД (рисунок 3.3.4).

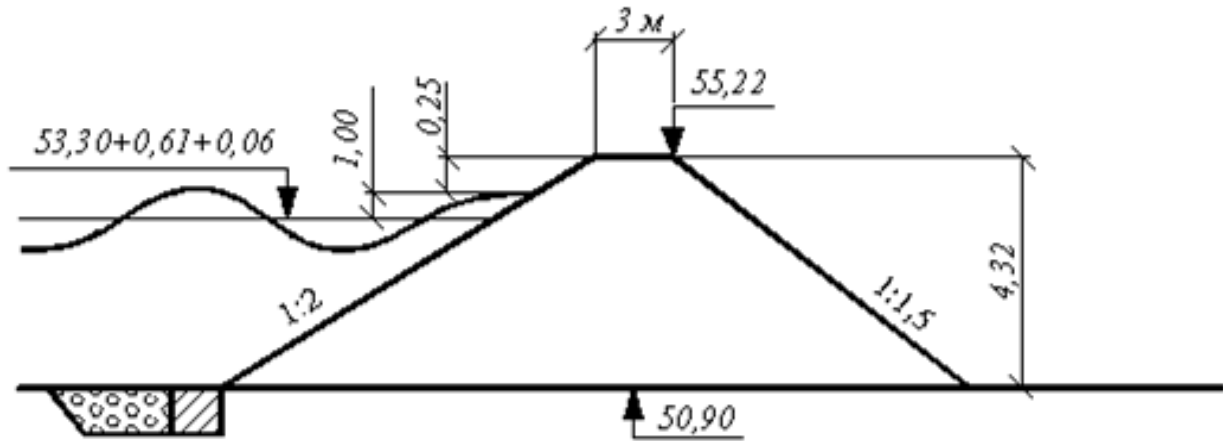


Рисунок 3.3.4 Поперечный разрез верховой СНД

1.11 Проектирование продольного профиля мостового перехода

Проектная линия мостового перехода определяется ограничивающими отметками и нормами ТКП [1] (радиусы вертикальных кривых, максимальные уклоны 40‰) для дороги, на которой проектируется мостовой переход.

Ограничивающие отметки включают (рис.3.4.1):

- отметки проектной линии на пойме $H_{п}$;
- отметка моста на пойме $H_{мп}$ (в начале подходов);
- отметка моста на судоходных пролетах $H_{мс}$.

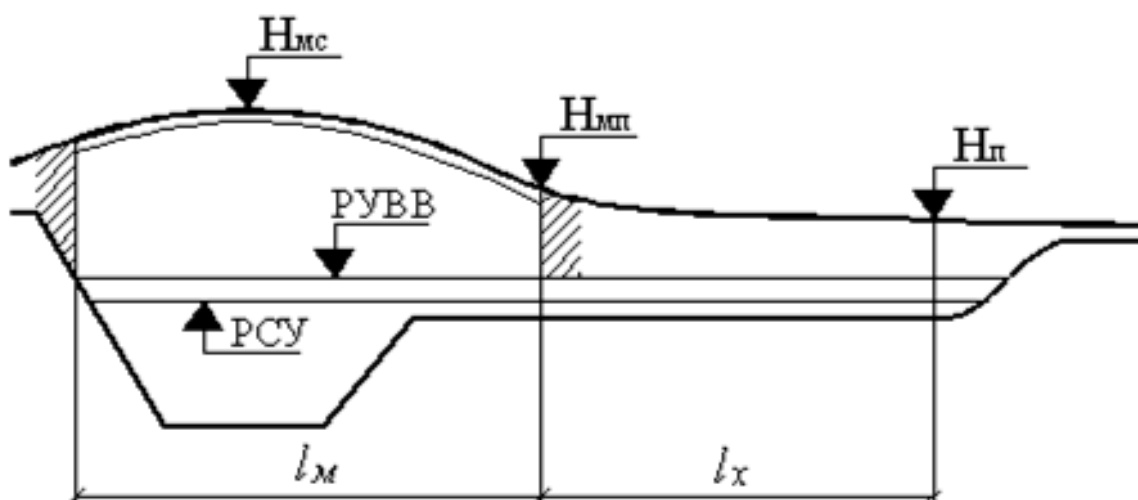


Рисунок 3.4.1 Схема к расчету проектной линии продольного профиля мостового перехода

Минимальная отметка проектной линии на пойме определяется из условия, чтобы бровка обочины была выше набега волны на 0,5 м.

$$\hat{I}_i = \hat{D}\hat{O}\hat{A}\hat{A} + \Delta z_i + h_{наб} + 0,5 + \Delta y, \quad (3.4.1)$$

где РУВВ – расчетный уровень воды;

Δz_i – подпор перед насыпью, определяется по (3.4.2);

$h_{наб}$ – высота набега волны, определяется по (3.3.6);

Δy – разность отметок оси проезжей части и бровки обочины.

$$\Delta z_i = \Delta z + I \cdot l_x; \quad (3.4.2)$$

где Δz – подмостовой подпор, определяется по (3.3.4);

I – уклон водной поверхности с верховой стороны подхода (в курсовом проекте принимаем равным продольному уклону водной поверхности);

l_x – расстояние от конца отверстия моста до рассматриваемого сечения насыпи подхода.

Минимальная отметка моста на пойме вычисляется по формуле:

$$\hat{I}_{\text{п}} = \hat{D} \hat{O} \hat{A} \hat{A} + \Delta z + h_{\text{аив}} + \tilde{A}_i + h_{\text{еи}} , \quad (3.4.3)$$

где Δz – подмостовой подпор, определяется по (3.3.4);

$h_{\text{вол}}$ – высота волны, определяемая по (3.3.7);

\tilde{A}_i – подмостовой габарит, для несудоходных пролетов (по [4] $\Gamma_m=0,5$ м);

$h_{\text{кон}}$ – высота конструкции пролетного строения.

В курсовом проекте на пойме следует принять железобетонные балочные пролетные строения. Для них высота конструкции пролетного строения определяется по (3.4.4).

$$h_{\text{еи}} = h_{\text{б}} + \Delta h , \quad (3.4.4)$$

где $h_{\text{б}}$ – высота балки, принимается по таблице 3.4.1;

Δh – запас, необходимый для создания поперечного уклона проезжей части и устройства дорожной одежды (в курсовом проекте можно принять равным 0,15; 0,17; 0,20 и 0,30 для дорог IV, III, II и I категории).

Таблица 3.4.1

Длина пролета, м	12	15	18	21	24	33	42
Высота балки	0,9	0,9	1,20	1,20	1,5	1,7	2,0

Разбивка моста на пролеты выполняется после определения длины мост. Длина моста зависит от отверстия моста и высоты насыпей в начале и конце моста, т.е. от положения проектной линии. Поэтому рекомендуется предварительно принять длину пролета 33 м.

Отметка моста на судоходных пролетах назначается из необходимости обеспечения подмостового габарита по высоте и по ширине (рис. 3.4.2).

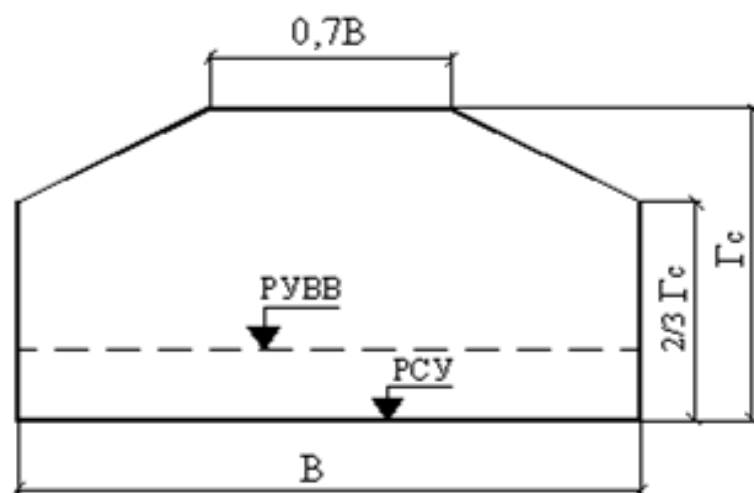


Рисунок 3.4.2 – Схема подмостового габарита

Величина подмостового габарита нормируется в зависимости от класса реки (таблица 3.4.2.).

Таблица 3.4.2

Класс реки по судоходству	Подмостовой габарит Γ_c , м	Ширина подмостового габарита B , м
I	16,0	140
II	14,5	140
III	13,0	120
IV	11,5	100
V	10,0	80
VI	7,5	60

Ширина подмостового габарита B (таблица 3.4.2) требует применения схем мостов с большими судоходными пролетами. В связи с этим конструкции судоходных пролетов разрабатываются индивидуально для каждого мостового перехода или применяются повторно для подобных условий.

$$\dot{I}_{i\bar{N}} = D\tilde{N}\dot{O} + \tilde{A}_{\bar{N}} + h_{eit} , \quad (3.4.5)$$

где РСУ – расчетный судоходный уровень (по заданию);

Γ_c – высота судоходного габарита (рис.3.4.2), зависит от класса реки в месте мостового перехода (по заданию);

$h_{кон}$ – высота конструкции пролетного строения, зависит от конструкции пролетного строения (в курсовом проекте может быть принята 2,0-4,0 м в зависимости от габарита B (таблица 3.4.2)).

Продольный профиль мостового перехода проектируют в такой последовательности. По данным о поперечном сечении реки вычерчиваем черный профиль перехода в масштабах: горизонтальный 1:2000, вертикальный 1:200. Таблица исходной информации и проектных решений в курсовом проекте имеет сокращенную форму (см. рисунок 3.4.3).

Далее проектируют проектную линию мостового перехода. В начале над серединой русла назначают вершину выпуклой кривой с отметкой H_{MC} . Радиус выпуклой кривой с учетом перспективы следует принять для дороги более высокой категории, чем категория дороги, на которой проектируется мостовой переход.

Отметки точек H_i вертикальной кривой и уклоны i касательной к кривой вычисляют по формулам (3.4.6):

$$H_i = H_B - \frac{l_i^2}{2R}, \quad i = \frac{l_i}{R} \quad (3.4.6)$$

где H_i – отметка точки, находящейся на расстоянии l_i от вершины кривой;
 H_B – отметка вершины кривой.

В формуле (3.4.6) знак «-» для выпуклой кривой, знак «+» для вогнутой кривой.

Длина вертикальной кривой и ее тангенс вычисляется по формулам (3.4.7):

$$\hat{E} = \omega \cdot R, \quad \hat{O} = \hat{E} / 2 \quad (3.4.7)$$

где ω – перелом, равен алгебраической разности уклонов сопрягаемых кривых.

Проектная линия насыпи подхода на пойме имеет ограничивающую отметку H_n (рис. 3.4.1), величина которой уменьшается по мере приближения к мосту. Поэтому проектная линия на пойме вдали от моста может быть прямой с уклоном I к мосту (см. формулы (3.4.1) и (3.4.2)). Она сопрягается с выпуклой кривой с помощью вогнутой кривой радиуса 8000 м. Между этими кривыми может быть прямая вставка.

Пикетное положение начала и конца моста определяют по данным о проектных отметках и пикетном положении начала и конца отверстия моста.

Начало моста расположено на пикете при односторонней (правосторонней) пойме:

$$PK(\hat{H}) = PK(\hat{H}') - m \cdot (H_n - \hat{O}) - \Delta, \quad (3.4.8)$$

где $PK(HOM)$ – пикетное положение уреза воды при РУВВ;
 m – заложение откоса насыпи под мостом (принимается $m=2$);

H_{HM} – проектная отметка по продольному профилю на $PK(HM)$, определяется по данным о проектной линии подбором (см. пример 3.4);

Δ – заглубление конструкции береговой опоры в конус насыпи подхода, принимается равным 0,75 м.

Конец моста при наличии СНД определяется по формуле:

$$D\hat{E}(\hat{E}\hat{I}) = D\hat{E}(\hat{E}\hat{II}) + m \cdot (H_{\hat{E}\hat{I}} - D\hat{O}\hat{A}\hat{A}) + \hat{A}_{\hat{A}} + \Delta, \quad (3.4.9)$$

где $D\hat{E}(\hat{E}\hat{II})$ – пикетное положение конца отверстия моста;

H_{KM} – проектная отметка конца моста, определяется подбором;

B_D – ширина верха СНД, расположенной на правосторонней пойме ($B_D=3,0$ м).

Схема моста составляется из типовых балочных пролетов на поймах и индивидуальных пролетных строений на русловой части в соответствии с габаритом B подмостового сечения (таблица 3.4.2), зависящего от класса реки. В практике проектирования мостов в Республике Беларусь на русловой части моста широко используют сталежелезобетонные неразрезные пролетные строения по схемам: 42+63+42; 63+84+63; 63+106+63; 63+126+63; 84+126+84. Для подмостового габарита $B=140$ м в курсовом проекте можно принять схему 84+146+84 с высотой конструкции $h_{ei} = 4,0i$.

Требуемая длина моста равна разности пикетных положений конца и начала моста, вычисленных по формулам (3.4.9) и (3.4.8).

При составлении схемы моста может оказаться, что длина моста больше требуемой. В этом случае следует увеличить ширину укрепления у подошвы конуса подхода.

Габарит моста определяется по таблице 3.4.3.

Таблица 3.4.3

Категория дороги	Число полос движения	Ширина		Габарит моста
		правой полосы безопасности	проезжей части	
I-а	6	2,5	2x11,25	15,75+Z+15,75
I-б, I-в	4	2,0	2x7,0	11,0+Z+11,0
II	2	2,0	7,0	11,0
III	2	1,5	7,0	10,0
IV	2	1,0	6,0	8,0
V	2	0,5	5,5	6,5

В курсовом проекте значение ширины разделительной полосы Z можно принять 3,0 м с устройством на ней барьерного ограждения.

Пример 3.4

Исходные данные: данные примеров 3.1, 3.2.2, 3.3.1. Левая бровка русла находится на пикете 2+00, категория автомобильной дороги III, класс участка реки по условиям судоходства VI, отверстие моста $l_{12} = 300 \text{ м}$, пикетное положение конца отверстия моста 4+75, расчетный судоходный уровень 52,00 м.

Требуется запроектировать продольный профиль мостового перехода, вычислить пикетное положение начала и конца моста, составить схему пролетов моста.

Предварительно вычислим подмостовой подпор $\Delta z = 0,61 \text{ м}$ по (3.3.4) (см. § 3.3.2), подпор у насыпи на пикете 12+75 по (3.4.2).

$$\Delta z_H = 0,61 + 0,0003 \cdot [(12+75) - (4+75)] = 0,85 \text{ м}$$

Высота волны по (3.3.7) $h_{\text{в}} = 0,2 \cdot 2,31 = 0,46 \text{ м}$.

Высота набега волны по (3.3.6) равна 1,0 м (см. пример 3.3.1).

Разность отметок оси проезжей части и бровки обочины на дороге III категории: $\Delta y = 0,02 \cdot (3,5 + 0,5) + 0,04 \cdot (2,5 - 0,5) = 0,16 \text{ м}$.

Ограничивающая отметка проектной линии на пойме по (3.4.1):

$$I'_{12+75} = 53,30 + 0,85 + 1,00 + 0,16 + 0,50 = 55,81 \text{ м}$$

На пойменном участке моста примем длины пролетов 24 или 33 м с высотой балки 1,20 или 1,50 м (таблица 3.4.1). Высота конструкции пролетного строения по (3.4.4) на дороге III категории $h_{\text{ст}} = 1,50 + 0,17 = 1,67 \text{ м}$.

Минимальная отметка проектной линии на пойменной части моста по (3.4.3):

$$I'_{\text{п}} = 53,30 + 0,61 + 0,46 + 0,5 + 1,67 = 56,55 \text{ м}$$

Минимальная отметка проектной линии на судоходном пролете для реки VI класса и РСУ=52,00 м вычисляется по (3.4.5), приняв $h_{\text{ст}} = 2,00 \text{ м}$.

$$I'_{\text{н}} = 52,00 + 7,50 + 2,0 = 61,50 \text{ м}$$

Проектная линия продольного профиля мостового перехода проектируется в такой последовательности. Назначаем радиусы вертикальных кривых: выпуклой – 15000 м, вогнутой – 8000 м, как для II категории (проектируемая дорога имеет III категорию).

Пикетное положение начала моста вычислим следующим образом. Предположим, что пересечение откоса подхода и проектной линии произойдет на пикете 1+70, расположенном на расстоянии $(2+50)-(1+70)=80$ м от вершины выпуклой кривой. Отметка проектной линии по (3.4.6):

$$i_{1+70} = 61,50 - \frac{80^2}{(2 \cdot 15000)} = 61,29 \text{ м} .$$

Условная высота насыпи над уровнем РУВВ (рис.3.4.4):
 $h_{1+70} = 61,29 - 53,30 = 7,99 \text{ м} .$

Если откос конуса подхода будет иметь высоту 7,99 м, то горизонтальная проекция откоса при $m=2$ равна $m \cdot h_{ii} = 2 \cdot 7,99 = 15,98 \text{ м} .$

В этом случае пересечение откоса насыпи и горизонтальной линии с отметкой 61,29 (рисунок (3.4.4)) произойдет на $\text{РК}(\Pi)=(1+75,32)-2 \cdot 7,99=1+59,34$, что не соответствует первоначальному предположению о начале моста на пикете (1+70,00).

Предположим, что пересечение проектной линии и откоса конуса подхода $\text{РК}(\Pi)$ находится на пикете 1+60. Вычислим $H_{1+60}=61,23 \text{ м}$, $h_{1+60}=61,23-53,30=7,93 \text{ м}$; $\text{РК}(\text{НМ})=(1+75,32) - 2 \cdot 7,93=1+59,46 \text{ м}$.

Предположим, что $\text{РК}(\Pi)=1+59$; вычислим $H_{1+59}=61,22 \text{ м}$, $h_{1+59}=7,92 \text{ м}$; $\text{РК}(\Pi)=(1+75,32)-2 \cdot 7,92=1+59,48 \text{ м}$.

Следовательно, принимаем точку пересечения проектной линии и откоса конуса левого подхода на пикете 1+59,47 как среднее значение из двух предыдущих.

Пролетное строение начала моста отодвигается от этой точки на величину Δ . Начало моста находится на пикете $\text{РК}(\text{НМ})=(1+59,47)-0,75=1+58,72$ (см. формулу (3.4.8)).

Пикетное положение конца моста вычислим с учетом положения струенаправляющей дамбы на правой пойме.

Конец отверстия моста находится на откосе СНД на пикете 4+75,32. Ширина верха СНД равна 3,0 м. Откос конуса подхода при $\text{РУВВ}=53,30 \text{ м}$ с учетом ширины верха СНД находится на пикете 4+78,32. Пересечение конуса подхода и проектной линии вычислим подбором по схеме, аналогичной вычислению положения начала моста (см. рисунок (3.4.4)).

Предположим, что пересечение проектной линии и откоса подхода находится на пикете 4+90. Вычислим проектную отметку на пикете 4+90, находящимся на расстоянии $l=(4+90)-(2+50)=250$ м от вершины кривой;
 $i_{4+90} = 61,50 - \frac{250^2}{(2 \cdot 15000)} = 59,42 \text{ м} .$ Условная высота насыпи $h_{4+90}=59,42-53,30=6,12 \text{ м}$; $\text{РК}(\Pi)=(4+78,32)+2 \cdot 6,12=4+90,56 \text{ м}$.

Пикетное положение конца моста $\text{РК}(\text{КМ})=(4+90,56)+0,75=4+91,31$.

Длина моста равна разности пикетного положения конца и начала моста:

$$L_j = (4 + 91,29) - (1 + 58,72) = 332,57 \text{ м} .$$

Составим схему моста.

Судоходный пролет должен обеспечить ширину подмостового габарита В (таблица 3.4.2). Для класса реки VI $B=60$ м. Если принять ширину опоры 2,0 м, то судоходный пролет должен быть не менее 62 м. Примем его равным 63 м.

Воспользуемся опытом строительства мостов в Республике Беларусь. Так, на дороге Рогачев-Жлобин-Светлогорск мост через р. Березина длиной 391,50 м над руслом имел сталежелезобетонное неразрезное пролетное строение с пролетами (42+63+42)м, на остальной части из предварительно напряженных железобетонных балок. Примем такую схему в нашем случае.

Так как русло имеет ширину 105 м, то судоходный пролет расположим над серединой русла. От начала моста (1+58,72) до бровки русла (2+00) расстояние 41,28 м. Назначим в начале моста один пролет длиной 24 м. После него расположим неразрезное сталежелезобетонное пролетное строение (42+63+42) м. Середина пролета длиной 63 м расположится на пикете $(1+58,72)+24+42+31,5=(2+56,22)$, т.е. на середине русла.

Остальные пролеты имеют общую длину $332,57-(24+42+63+42)=161,57$ м. Примем 5 пролетов длиной 33 м. Общая длина моста $L=24+42+63+42+5 \times 33=336$ м, что больше требуемой длины на 3,43 м. Увеличим ширину укрепления у подошвы конуса левого подхода (у начала моста) на 3,43 м. ($l_{ос} = 10+3,43) = 13,43$ м.

Таким образом, схема моста $24+42+63+42+5 \times 33$. Длина моста 336 м. Начало на пикете (1+58,72), конец моста на пикете $(1+58,72)+336=(4+94,72)$.

Пикетное положение осей опор моста.

Номер опоры	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Пикет	1+58,7 2	1+82,7 2	2+24,7 2	2+87,7 2	3+29,7 2	3+62,7 2	3+95,7 2	4+28,7 2	4+61,7 2	4+94,7 2

Габарит моста на дороге III технической категории (таблица 3.4.3) равен $\Gamma=10,0$ м. Примем ширину тротуаров 0,75 м, тогда габарит моста будет равен $\Gamma=(10+2 \times 0,75)$ м

В курсовом проекте приводится чертеж формата А4хп «Продольный профиль мостового перехода». Пример такого чертежа приведен на рисунке 3.4.3. В основной надписи (рис. 2.6.16) в графе 3 записывают «Проект мостового перехода», в графе 4 «Продольный профиль мостового перехода».

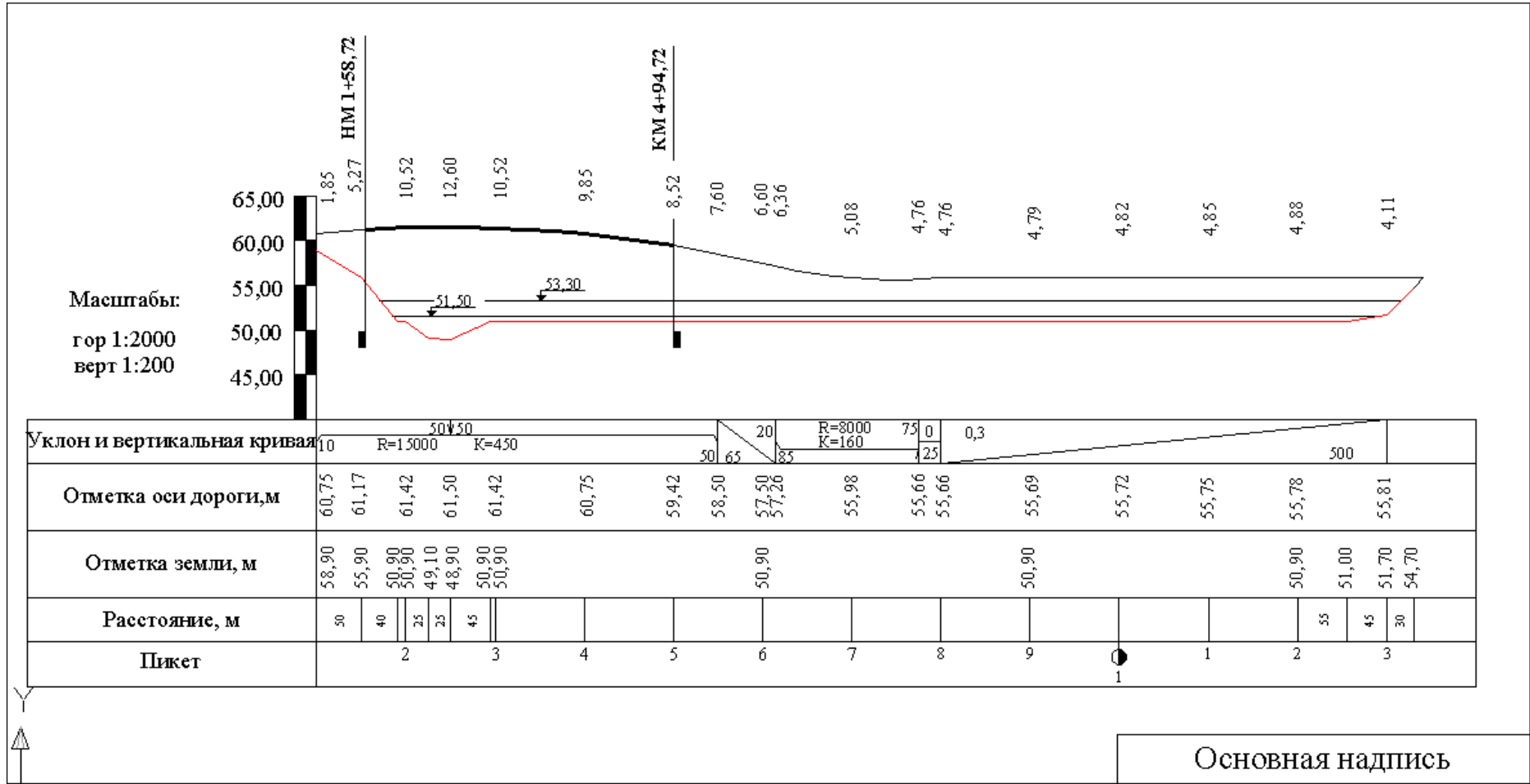


Рисунок 3.4.3 Пример продольного профиля мостового перехода

Проектирование поперечного профиля насыпей подходов

Насыпи подходов имеют ширину дорожного полотна в соответствии с категорией автомобильной дороги. Откосы насыпи в нижней части подвержены действию воды до отметки $\text{РУВВ}+h_{\text{в}}$ с верховой стороны. С низовой стороны действие воды распространяется до отметки $\text{РУВВ}+h_{\text{н}}$.

$$\begin{aligned} h_{\text{а}} &= \Delta z_i + h_{\text{иаа}} + 0,5 \\ h_{\text{г}} &= h_{\text{иаа}} + 0,5 \end{aligned} \quad (3.4.10)$$

где Δz_i – подпор перед насыпью, определяется по (3.4.2);

$h_{\text{наб}}$ – высота набега волны, определяется по (3.3.6).

В связи с этим заложение откоса на участке cd (рис. 3.4.4) принимается 1:2.

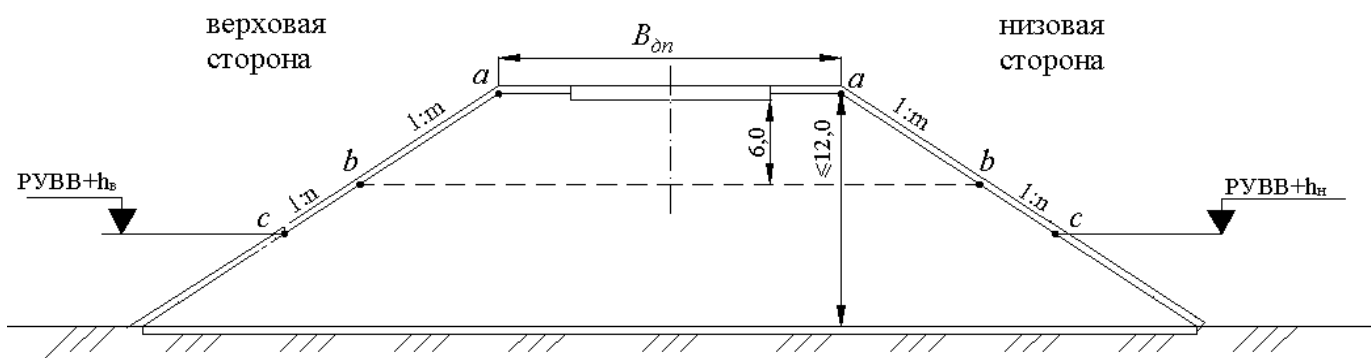


Рисунок 3.4.4 Поперечное сечение насыпей подходов с верховой стороны (левый откос) и с низовой стороны (правый откос): РУВВ – расчетный уровень высокой воды

Участок откоса ac имеет заложение сухой насыпи в соответствии с высотой откоса и видом грунта насыпи. Если насыпь высотой более 6 м возводится из глинистых грунтов, то на участке откоса ab заложение 1:1,75, а на участке bc 1:2.

При применении песчаных грунтов $m=1,5$; $n=1,5$ в случае крупных и средних песков и $m=1,5$; $n=2,0$ в случае мелких и пылеватых песков.

Возможен вариант поперечного профиля насыпей подходов с бермами с верховой стороны или с верховой и низовой стороны (рис. 3.4.5). В этом случае заложение сухого откоса на участке ac назначается по высоте насыпи выше бермы и внизу грунта.

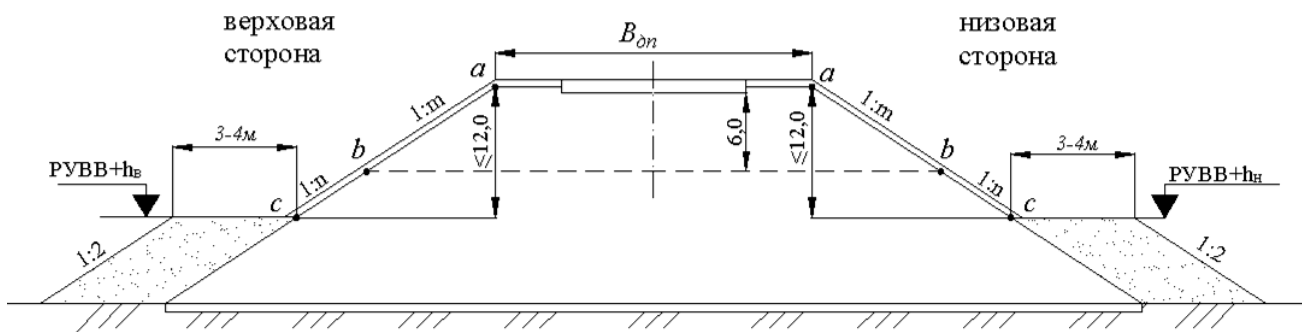


Рисунок 3.4.5 Поперечное сечение подходов с бермами

Бермы обеспечивают возможность съезда на струенаправляющую дамбу и повышают устойчивость откоса.

Укрепление откосов назначают из следующих соображений.

Начало паводка весной сопровождается ледоходом. В это время возможен заход льдин из русла к насыпям подходов с верховой стороны. Сильные ветры вызывают волны, удар которых о поверхность откоса также угрожает его устойчивости. Поэтому с верховой стороны откосы укрепляют монолитным бетоном, сборными бетонными плитами до отметки РУВВ+h. Выше этой отметки откос укрепляют посевом трав по плодородному слою или нетканым геотекстильным полотном (НГ СТ) с семенами трав.

Низовой откос в паводок не подвержен действию льдин. За счет продольного движения воды после моста ветровые волны гасятся и не оказывают влияния на низовой откос. Поэтому низовой откос укрепляют на участки подтопления до отметки РУВВ+0,25 НГ СТ, а на неподтапливаемом участке – посевом трав.

В курсовом проекте приводят два поперечных профиля низких и высоких насыпей подходов. Поперечный профиль высокой насыпи у моста вычерчивается в соответствии с рисунком 3.4.4 или 3.4.5.

На поперечных профилях взамен буквенных обозначений, приведенных на рисунках (3.4.4) и (3.4.5), (3.4.6) указывают цифровые значения.

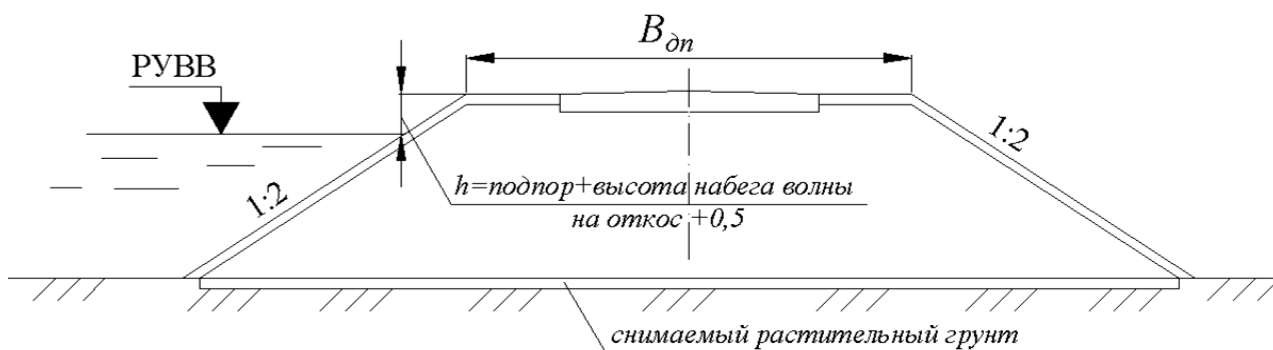


Рисунок 3.4.6 Поперечный профиль низкой насыпи на пойме

Поперечный профиль низкой насыпи приводится для случая, когда ее высота определяется действием воды ($RUBB+h_B$). При возвышении бровки обочины выше $RUBB+h_B$ на 1,0 м, откос по всей длине принимается с заложением откоса $m=2,0$.

Поперечные профили вычерчивают в масштабе 1:100, 1:50 на листе формата А4. В основной надписи в графе 3 записывают «Проект мостового перехода», а графе 4 «Поперечные профили насыпей подходов».

Чертеж «План мостового перехода»

Чертеж «План мостового перехода» формата А4хп выполняется в масштабе 1:1000 или 1:500 в зависимости от размера струенаправляющей дамбы (СНД). Например, длина СНД 270 м при высоте листа А4хп 297 мм можно применять масштаб 1:1000. Если длина СНД 130 м, то подходит масштаб 1:500.

Чертеж «План мостового перехода» включает изображение положений русла, насыпи подходов, струенаправляющей дамбы, срезку поймы.

Мост изображается в виде двух параллельных относительно оси перехода линий. Указывается начало и конец моста, пикетное положение осей опор моста.

План подходных насыпей включает бровки обочин, бермы (при их наличии), подошвы откосов, конуса подходов. Положение подошвы откоса насыпи и конуса подходов определяется высотой откоса насыпи и заложением откоса.

План оси струенаправляющей дамбы вычерчивают по координатам X,Y. Начало координат размещают в корне дамбы (рисунок 3.5.2), пикетное положение которого вычислено ранее. Далее наносят положение бровок СНД и подошвы откосов СНД при $m=2,0$ и известной высоте СНД, равной разности отметок бровки СНД и поверхности поймы (рисунок 3.5.2).

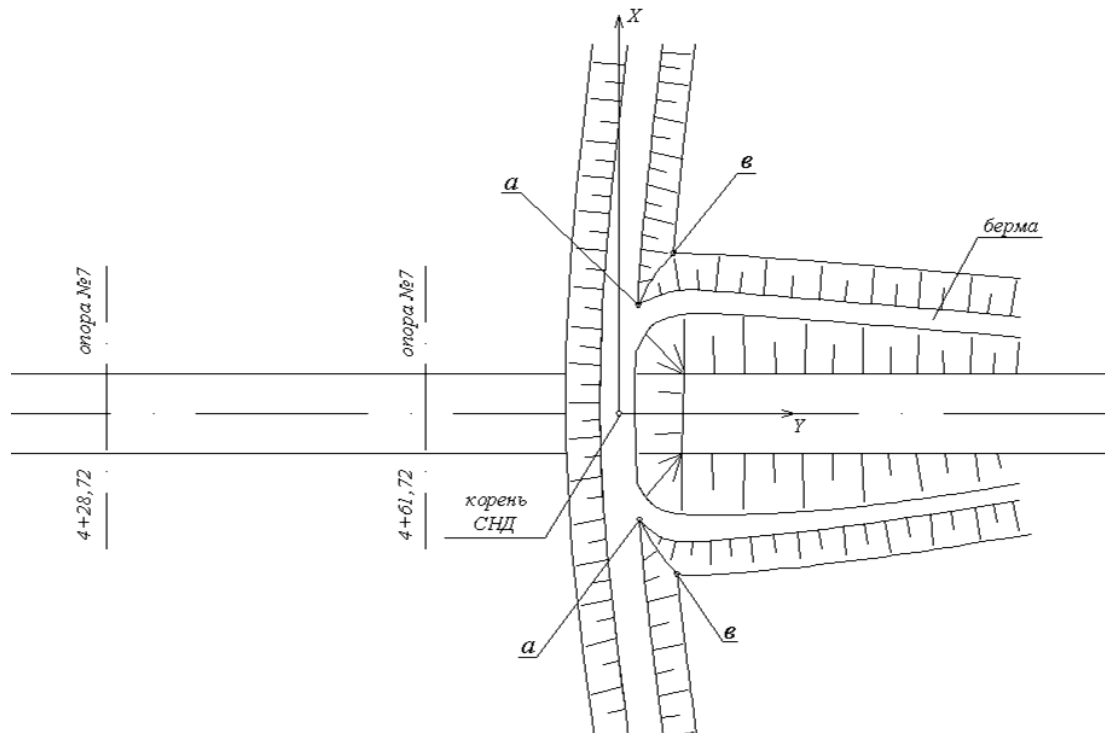


Рисунок 3.5.2 Сопряжение СНД и насыпи подходов

На пересечении бровок бермы и СНД получают точку *a*, а на пересечении подошв откосов СНД и насыпи подходов точку *в*. Откосы СНД и насыпи подходов пересекаются по линии *ав*.

План начала СНД (голова) проектируют с заложением откоса 1:3.

При наличии срезки шириной $\Delta\hat{A} = \hat{A}_{\text{дн}} - \hat{A}_{\text{да}}$ на плане мостового перехода наносятся ее контуры: ширина $\Delta\hat{A}$ вдоль оси дороги и длина $(4 \div 6) * \Delta\hat{A}$ вверх и вниз от оси вдоль кромки русла.

Бровки насыпи подходов относительно оси наносятся параллельными линиями как продолжение границ моста. Положение подошвы откоса относительно бровки рассчитывается в соответствии с высотой насыпи и заложением откоса. На откосе с высотой больше ограничивающей отметки $H_{\text{п}}$ наносится берма шириной 4 м. Показывается укрепление откоса.

Очертание струенаправляющей дамбы наносится по данным расчета, выполненного в § 3.3. Показывается пикетное положение корня дамбы. У подошвы речного откоса показывается рисберма (упор укрепления откоса монолитным бетоном и сборными плитами).

При наличии срезки поймы показывают ширину срезки и длину по данным расчета. Ширина равна разности ширины русла под мостом и бытовой ($\Delta\hat{A} = \hat{A}_{\text{дн}} - \hat{A}_{\text{да}}$). Длина срезки равна $(3 \div 4) \Delta\hat{A}$.

В основной надписи (рис. 2.6.16) в графе 3 записывают «Проект мостового перехода», в графе 4 – «План мостового перехода», М1:1000 или М1:500. план мостового перехода на основе рассмотренных ранее примеров приведен на рисунке 3.4.6.

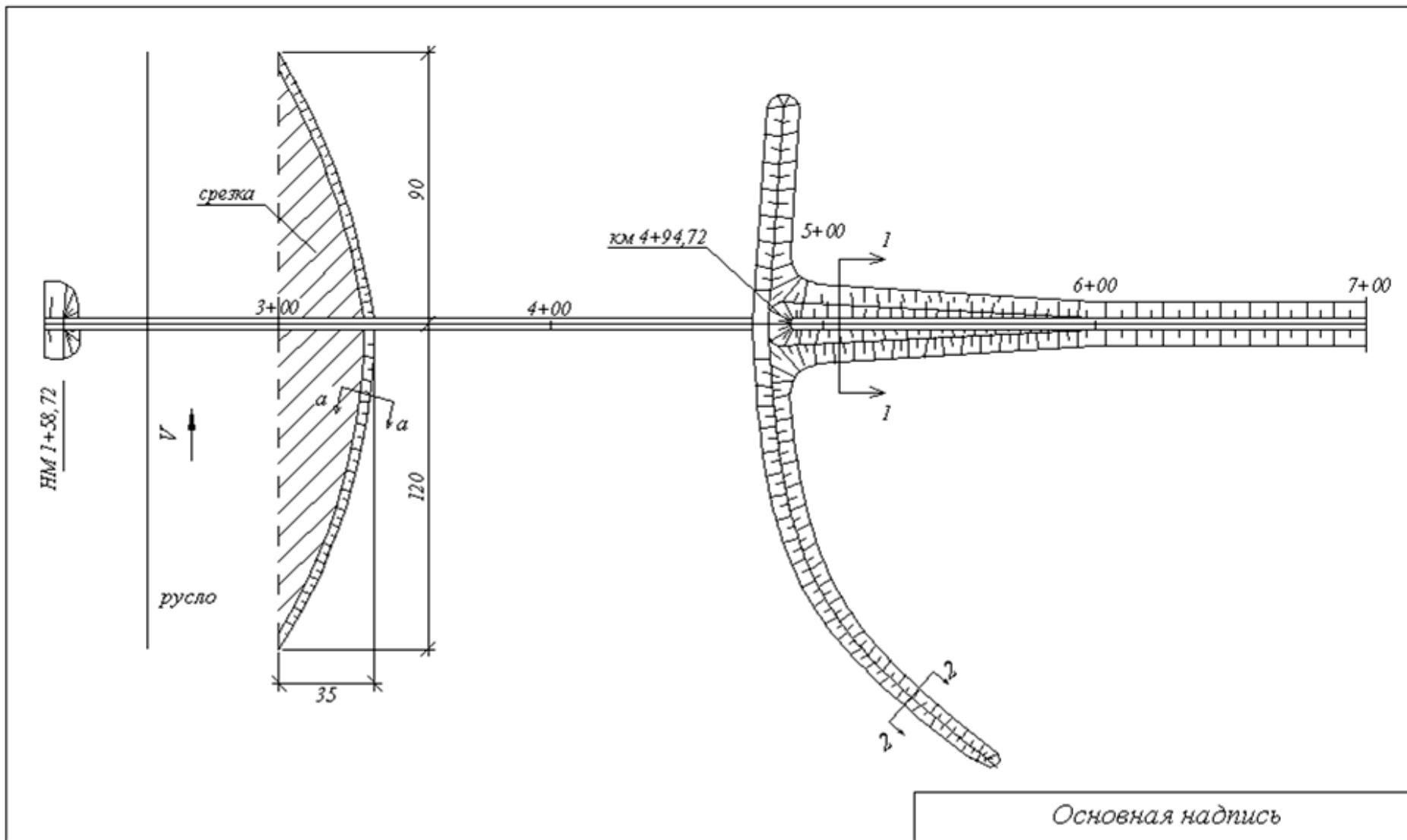


Рисунок 3.5.1 Схема плана мостового перехода

РАЗДЕЛ 3. Раздел контроля знаний.

Перечень вопросов, выносимых на экзамены по дисциплине «Специальные вопросы проектирования автомобильных дорог и аэродромов» для студентов специальности 1-70 03 01

1. Схемы таяния снега и ливня. Расчетный расход.
2. Аккумуляция ливневых вод. Сбросной расход.
3. Определение бытовой глубины водотока.
4. Изыскания малых водотоков. Методы определения характеристик водосбора.
5. Общие сведения о водопропускных трубах. Классификация. Определение отверстия круглых труб.
6. Общие сведения о металлических гофрированных конструкциях (МГК). Металлические гофрированные трубы в дорожном строительстве.
7. Определение длины водопропускной трубы при $m = 1,5$.
8. Определение длины водопропускной трубы при $m = 3$ (4).
9. Определение отметок лотка трубы.
10. Определение размеров поперечного сечения тела трубы.
11. Типы укреплений русел и откосов у водопропускных труб. Укрепление русла на выходе из трубы.
12. Проектирование противофильтрационного экрана.
13. Проектирование ковша размыва.
14. Проектирование дорожных канав.
15. Проектирование малого моста. Определение отверстия и длины малого моста.
16. Классификация рек. Общие сведения о мостовых переходах через большие водотоки.
17. Элементы мостового перехода на равнинной реке.
18. Режим равнинной реки в зоне мостового перехода.
19. Типы размывов русла под мостом. Условия начала и окончания размыва. Предельная глубина воды после размыва.
20. Характеристики большого моста: отверстие, степень стеснения потока воды под мостом, коэффициент размыва.
21. Определение отверстия моста наименьшей длины. Определение пикетного положения начала и конца отверстия моста.
22. Определение отверстия моста с уширением русла. Определение пикетного положения начала и конца отверстия моста.

23. Определение отверстия моста с сохранением пойм. Определение пикетного положения начала и конца отверстия моста.
24. Проектирование струенаправляющих дамб (СНД). Элементы СНД.
25. Проектирование продольного профиля мостового перехода.
26. Определение требуемой высоты насыпей подходов.
27. Определение длины и составление схемы большого моста.
28. Задачи и состав изысканий мостовых переходов. Выбор места мостового перехода. Морфометрические обследования.
29. Подмостовой габарит. Обеспечение подмостового габарита при проектировании мостового перехода.
30. Аэропорт. Аэродром. Элементы аэродрома. Классификация аэродромов. Кодовое обозначение аэродромов.
31. Элементы аэродрома. Взлетно-посадочные полосы. Летные полосы. Концевые полосы безопасности.
32. Элементы аэродрома. Разворотные площадки. Рулежные дорожки (РД). Нормирование элементов РД. Схемы развития РД.

Перечень задач

1. Определение длины трубы.
2. Определение размеров поперечного сечения тела трубы.

РАЗДЕЛ 4. Вспомогательный раздел

Основная литература

1. Бабков В.Ф., Андреев О.В. Проектирование автомобильных дорог, часть Москва, «Транспорт», 1987. 414с.
2. Ротенбург И.С., Вольнов В.С., Поляков М.П. Мостовые переходы. Москва, «Высшая школа», 1977г. 327с.
3. Справочник инженера-дорожника. Изыскания и проектирование автомобильных дорог. Москва, «Транспорт», 1977. 556с.
4. СНиП «Мосты и трубы».
5. Пособие П2-03 к СНБ 1.02.01-96 «Инженерные изыскания для объектов дорожного строительства». Минск.

Дополнительная литература

1. ТКП 45-3.03-19 (2006) – Автомобильные дороги. Нормы проектирования. – Минск, 2006.
2. ТКП 200-2009. Автомобильные дороги. Земляное полотно. Правила проектирования. – Минск, 2009.
3. ВСН 24-87. Определение максимальных расходов талых и ливневых вод на малых водотоках БССР. Миндорстрой БССР. 1987г. – 15 с.
4. ТКП 45-3.03-232-2011 (02250) – Мосты и трубы. Строительные нормы проектирования. – Минск, 2011.
5. Типовой проект БЗ.008.1-2.08. Трубы железобетонные диаметром 500-2000 м для водопропускных сооружений на автомобильных дорогах. Минск. 2008.
6. Типовой проект БЗ.503.1-8.04 «Укрепление водопропускных сооружений на автомобильных дорогах». Минск, 2004.