

| | |
|---|-------------|
| <i>СОДЕРЖАНИЕ</i> | <i>стр.</i> |
| <i>Введение</i> | 2 |
| 1. Исходные данные и краткая характеристика района проектирования | 3 |
| 1.1. <i>Исходные данные</i> | 3 |
| 1.2. <i>Климат</i> | 3 |
| 1.3. <i>Гидро-геологические условия</i> | 3 |
| 1.4. <i>Рельеф</i> | 3 |
| 2. Гидравлические расчеты отверстий водопропускных труб | 5 |
| 2.1. <i>Определение площади водосборов</i> | 5 |
| 2.2. <i>Определение максимального расхода от ливневого стока</i> | 5 |
| 2.3. <i>Определение максимального расхода от снегового стока</i> | 6 |
| 2.4. <i>Определение пропускной способности трубы при безнапорном режиме</i> | 7 |
| 2.5. <i>Расчет отверстий труб с учетом аккумуляции воды у сооружения</i> | 8 |
| 2.6. <i>Определение высоты насыпи земполотна над трубой и длины трубы</i> | 10 |
| 3. Проектирование поверхностного водоотвода на участке трассы а/д | 12 |
| 4. Расчет элементов виража и его конструктивные схемы | 13 |
| Литература..... | 14 |

Введение.

Малые водоотводные сооружения устраиваются в местах пересечения автомобильной дороги с ручьями, оврагами или балками, по которым стекает вода от дождей или таяния снега. Количество водопропускных сооружений зависит от климатических условий и рельефа, а стоимость их составляет 8-15% от общей стоимости автомобильной дороги с усовершенствованным покрытием. Поэтому правильный выбор типа и рациональное проектирование водопропускных сооружений имеют большое значение для снижения стоимости строительства автомобильной дороги.

Большую часть водопропускных сооружений, строящихся на автомобильных дорогах, составляют трубы. Водопропускные трубы — это искусственные сооружения, предназначенные для пропуска под насыпями дорог небольших постоянных или периодически действующих водотоков. Они не меняют условий движения автомобилей, поскольку их можно располагать при любых сочетаниях плана и профиля дороги. Они практически не чувствительны к возрастанию временной нагрузки и динамическим ударам, требуют меньшего расхода материала на постройку и меньших затрат на содержание и ремонт, допускают более высокие скорости течения воды в сооружении по сравнению с мостами, а поэтому при разных размерах пропускная способность их выше. Для увеличения водопропускной способности наряду с одноочковыми трубами применяются и многоочковые. Трубы не стесняют проезжую часть и обочины, а также не требуют изменения типа дорожного покрытия. Кроме того, трубы строятся полностью сборными из железобетонных и бетонных элементов небольшой массы, что позволяет пользоваться кранами малой грузоподъемности.

Труба состоит из средней части, входного и выходного оголовков. Средняя часть трубы обычно разделена на звенья, установленные на фундамент, объединяющий их в секции, или на грунтовую подушку. Между секциями устраивают сквозные деформационные швы для предотвращения трещин или других повреждений трубы от воздействия неравномерной осадки. Нижнюю часть отверстия или дно трубы оформляют в виде лотка, которому придают продольный уклон с учетом уклона лога на месте устройства трубы. Уклон трубы обеспечивают путем ступенчатого расположения ее секций.

Трубы под насыпями можно классифицировать по следующим признакам:

- ✓ по характеру протекания воды;
- ✓ по форме поперечного сечения трубы;
- ✓ по конструкции входной части трубы;
- ✓ по материалу труб.

По характеру протекания воды различают трубы напорные, безнапорные и полунанпорные.

- в напорных трубах вода заполняет все сечение трубы.
- в трубах безнапорных поток на всем протяжении трубы имеет свободную поверхность.
- в полунанпорных трубах входное сечение трубы затоплено, а на остальном протяжении поток имеет свободную поверхность.

По форме поперечного сечения трубы бывают круглые, овальные, трапециевидные, прямоугольные, треугольные.

По конструкции входной части различают трубы:

- ✓ с порталным оголовком;
- ✓ с раструбным оголовком;
- ✓ с воротниковым оголовком; при воротниковом оголовке трубы срезаны в плоскости откоса насыпи, а потому их иногда называют трубами со скошенными оголовками;
- ✓ с коридорным оголовком;
- ✓ с обтекаемым оголовком.

По материалу трубы бывают железобетонные, металлические, деревянные, бетонные, каменные и др.

1. Исходные данные и краткая характеристика района проектирования.

1.1. Исходные данные.

1. Район проектирования — Воронежская область.
2. Интенсивность движения на двадцатилетнюю перспективу — по курсовому проекту №1.
3. Топографическая карта — по курсовому проекту №1.
4. Продольный профиль — по курсовому проекту №1.

1.2. Климат.

Воронежская область расположена в III-ей дорожно-климатической зоне — зоне со значительным увлажнением грунтов в отдельные периоды года. Для района проложения автомобильной дороги характерен климат с не очень холодной зимой и теплым летом, что видно из дорожно-климатического графика (рис 1.1).

Лето теплое: среднесуточная температура наиболее жаркого месяца (июля) составляет $+20,4^{\circ}\text{C}$; зимы не холодные со среднесуточной температурой наиболее холодного месяца (января) $-9,2^{\circ}\text{C}$. Отрицательные температуры воздуха бывают с ноября по март, а расчетная длительность периода отрицательных температур $T=179$ сут.

Абсолютный максимум температуры воздуха в году достигает $+35^{\circ}\text{C}$, минимум -32°C . Следовательно, амплитуда температуры составляет 67°C . Годовая средняя суточная амплитуда температуры воздуха бывает в июне ($13,2^{\circ}\text{C}$), а максимальная в феврале ($30,2^{\circ}\text{C}$).

За год выпадает 696 мм осадков; количество осадков в жидком и смешанном виде 612 мм за год; суточный максимум 112 мм. Средняя за зиму высота снежного покрова составляет 25 см, а число дней со снежным покровом до 142 сут (период 04.12 — 29.03).

Для рассматриваемого района зимой преобладают ветры северного и западного направлений. Летом преобладают ветры южного и юго-восточного направлений (рис 1.2). Средняя скорость ветра за январь равна 3,22 м/с. Максимум из средних скоростей по румбам за январь — 6,8 м/с. Средняя скорость ветра за июль равна 3,55 м/с. Максимум из средних скоростей по румбам за июль — 4,4 м/с.

1.3. Гидро-геологические условия.

По характеру и степени увлажнения проектируемый район относится к I-му типу местности: поверхностный сток обеспечен; грунтовые воды не влияют на увлажнение верхней толщи; почвы серые, лесные слабоподзолистые, в северной части зоны — темно-серые лесные и черноземы оподзоленные и выщелоченные. В районе дороги грунты представлены супесями.

1.4. Рельеф.

Вероятная полоса проложения дороги пересекает грядовые холмы рельефа высотой менее 80 м (с перепадом высот 40 м) и речку без поймы и заболачивания. Холмы без растительности и имеют устойчивые склоны. Это позволяет оценить рельеф как равнинный слабопересеченный, то есть трудных участков не имеет и потому для проектирования следует принимать основные расчетные скорости.

Рис 1.1. Температура воздуха, град.

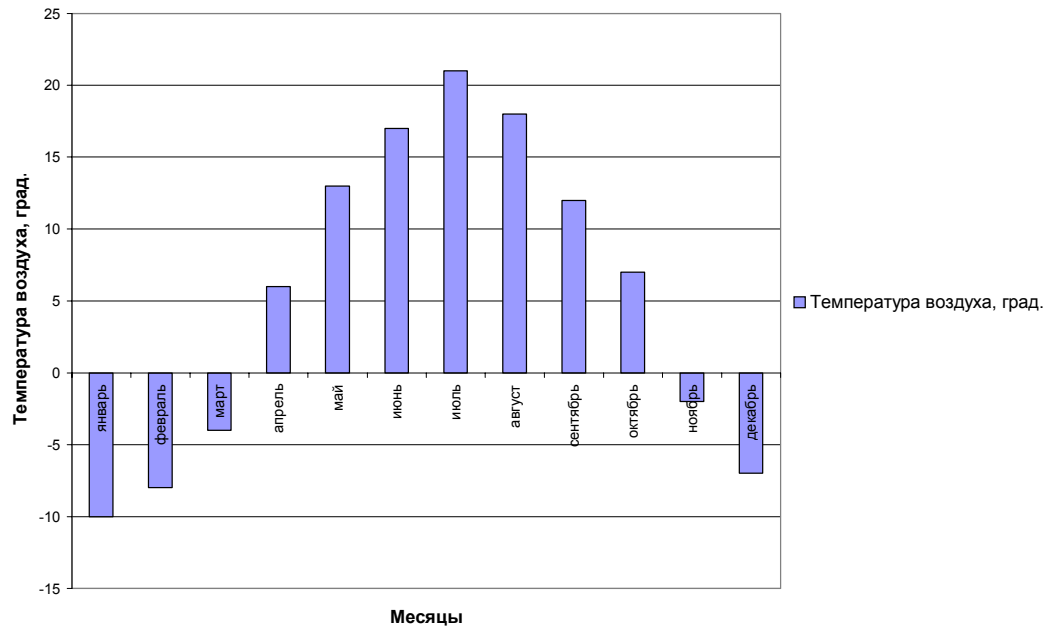
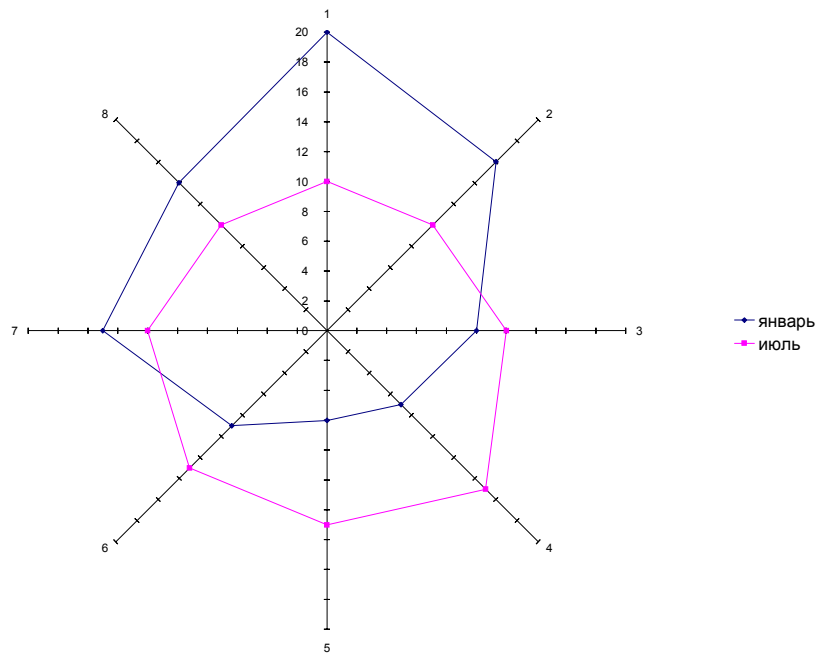


Рис 1.2. Роза ветров



2. Гидравлические расчеты отверстий водопропускных труб.

2.1. Определение площади водосборов.

Для определения расчетного расхода необходимо в процессе технических изысканий выполнить необходимые топографо-геодезические работы и обследования. Основными исходными данными являются план бассейна с характеристикой его площади, длины главного лога, среднего уклона лога, склонов. Кроме того необходимо установить характер поверхности бассейна: растительность, почвенный покров.

Бассейном называется участок местности, с которого вода во время выпадения дождей и снеготаяния стекает к проектируемому водопропускному сооружению. Для определения площади бассейна необходимо установить границы его на карте или на местности. Границей бассейна с одной стороны всегда является сама дорога, а с другой стороны — водораздельная линия, которая отделяет данный бассейн от соседних.

Бассейн малых водопропускных сооружений на автомобильных дорогах снимают, как правило, по карте. При определении границ бассейна сначала устанавливаются ближайшие к водопропускному сооружению точки перегиба местности на трассе (выпуклые переломы). Эти точки будут началом и концом водораздельной линии. Другие точки водораздельной линии определяют аналогично, при этом учитывают, что водораздел идет всегда перпендикулярно горизонталям и от него вода должна стекать в противоположные стороны.

При отсутствии необходимых карт или когда водосборы выражены неясно, а также при площади бассейна не менее $0,25 \text{ км}^2$ надлежит производить съемку водосборов в натуре.

Если местность открытая пересеченная и линии водоразделов ясно выражены, применяют съемку засечками. В этом случае на характерных точках водораздельной линии устанавливают вехи таким образом, чтобы их можно было видеть с двух или нескольких точек трассы. В этих точках устанавливается инструмент, который ориентируют по направлению трассы дороги. Последовательно визируя на выставленные вехи, измеряют углы между направлением трассы, принимаемой за базис, и визирными лучами на веху. На каждую веху должны быть сделаны взгляды не менее чем с двух точек трассы. На плане, ориентируясь на направление трассы, проводят визирные линии. Если из-за рельефа и растительности на поверхности бассейна нельзя выполнить съемку указанным методом, применяют обход по водоразделам. При этом расстояние между вехами определяют лентой или шагомером, а углы поворота по румбам или азимутам, измеренными буссолью или гониометром.

Если водораздел плоский и неясно выражен на поверхности, бассейн снимают ходами по тальвегам до водораздела. Измерив длины ходов и определив их направления, составляют план бассейнов.

Площадь бассейна, очерченного по карте, определяется планиметром, палеткой или разбивкой бассейна на простейшие геометрические фигуры.

В данном курсовом проекте площадь водосбора определялась по выданной топографической карте (см. приложение) методом разбивки очерченного на ней бассейна на квадраты со сторонами 100 м с последующим их суммированием. Площадь водосборного бассейна, $F = 1,64 \text{ км}^2$.

Расчет максимальных расходов ведется по ливневому стоку и стоку талых вод. За расчетный принимается больший из них.

2.2. Определение максимального расхода от ливневого стока.

Для определения максимального расхода ливневого стока ($Q_{л}$) необходимы следующие данные:

1. Ливневой район для заданной области, который определяется по рис. XV.2 [1]. Воронежской области соответствует 6 ливневый район;
2. Площадь водосборного бассейна, принимается по карте, $F, \text{ км}^2$, $F = 1,64 \text{ км}^2$;
3. Длина главного лога, определяется по карте, $L, \text{ м}$, $L = 1820 \text{ м}$;
4. Средний уклон лога, $i, \text{ ‰}$, $i = (57,92 - 51,16) / 1820 = 4 \text{ ‰}$;
5. Уклон лога у сооружения, $i_{\text{соор}}, \text{ ‰}$, $i_{\text{соор}} = (52,10 - 51,16) / 320 = 3 \text{ ‰}$;
6. Вероятность превышения паводка для трубы на дороге III категории — 2 ‰ .

Расход ливневого стока, $Q_{л}$, м³/с, определяется по следующей формуле:

$$Q_{л} = 16,7 \cdot a_{\text{час}} \cdot k_t \cdot F \cdot \alpha \cdot \varphi \quad (1).$$

где $a_{\text{час}}$ — интенсивность ливня часовой продолжительности в зависимости от ливневого района и вероятности превышения максимальных расходов расчетных паводков, мм/мин. По табл. XV.2 [1] $a_{\text{час}} = 0,89$;
 k_t — коэффициент перехода от интенсивности ливня часовой продолжительности к интенсивности ливня расчетной продолжительности, зависящий от длины водосбора L и среднего уклона лога i , %. По табл. XV.3 [1] $k_t = 1,39$;
 F — площадь водосбора, км², $F = 1,64$ км²;
 α — коэффициент потерь стока, зависящий от вида и характера поверхности бассейна. По табл. I [2] стр. 23 $\alpha = 0,25$;
 φ — коэффициент редукиции (уменьшения), учитывающий неполноту стока, тем большую, чем больше водосбор. Коэффициент редукиции φ зависит от площади бассейна и вычисляется по формуле:

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt[4]{10 \cdot F}} \quad (2).$$

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt[4]{10 \cdot 1,64}} = 0,5$$

Тогда расход ливневого стока по формуле (1) равен:

$$Q_{л} = 16,7 \cdot 0,89 \cdot 1,39 \cdot 1,64 \cdot 0,25 \cdot 0,5 = 4,24$$

2.3. Определение максимального расхода от снегового стока.

Максимальный расход талых вод для любых бассейнов (Q_m), м³/с, определяется по формуле:

$$Q_m = \frac{k_0 \cdot h_p \cdot F}{(F+1)^n} \cdot \delta_1 \cdot \delta_2 \quad (3).$$

где k_0 — коэффициент дружности половодья;
 n — показатель степени зависящий, который как и k_0 зависит от рельефа и климатических условий и определяются по табл. II [2] стр. 23. По указанной таблице $k_0 = 0,02$, а $n = 0,25$;
 F — площадь водосбора, км²;
 δ_1 — коэффициент, учитывающий снижение максимальных расходов в заболоченной местности. В данном случае бассейн не заболочен, поэтому δ_1 принимаем равным 1;
 δ_2 — коэффициент, учитывающий снижение максимальных расходов в залесенных бассейнах. Определяется δ_2 по формуле:

$$\delta_2 = \frac{1}{(A_{л} + 1)} \quad (4).$$

где $A_{л}$ — залесенность водосбора, $A_{л} = 0,5$, тогда по формуле (4) $\delta_2 = 0,7$;
 h_p — расчетный слой суммарного стока той же вероятности превышения, что и искомый максимальный расход, мм. Определяется по формуле:

$$h_p = h_0 \cdot k_p \quad (5).$$

где h_0 — средний многолетний слой стока, мм, определяемый по рис. XV.3 [1]. Для Воронежской области $h_0 = 40$ мм;
 k_p — модульный коэффициент для расчетного расхода.

Величина коэффициента k_p зависит от величины коэффициента асимметрии C_s , который в свою очередь зависит от коэффициента вариации C_v . Величина коэффициента C_v определяется по карте коэффициентов вариации слоя стока половодий. По рис. XV.4 [1] $C_v = 0,5$. Данную величину для бассейнов площадью менее 200 км^2 умножают на коэффициент определяемый по табл. I [2] на стр. 7 и равный 1,25. Тогда $C_v = 0,63$.

Коэффициент асимметрии C_s для равнинных водосборов принимается равным:

$$C_s = 2 \cdot C_v = 2 \cdot 0,63 = 1,26 \quad (6).$$

Величина коэффициента k_p определяется по кривым модульных коэффициентов слоев стока для соответствующей вероятности превышения по рис. XV.5 [1]. $k_p = 2,6$.

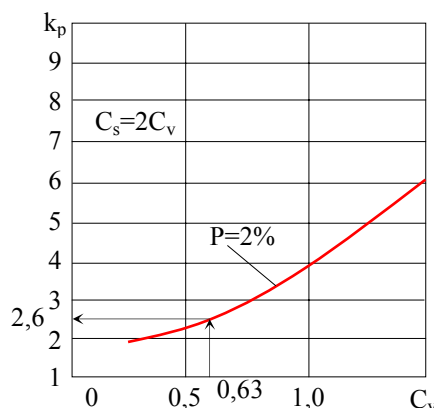


Рис 2.1. Кривые модульных коэффициентов слоев стока.

Тогда по формуле (5) $h_p = 104 \text{ мм}$, а по формуле (3):

$$Q_m = \frac{0,02 \cdot 104 \cdot 1,64}{(1,64 + 1)^{0,25}} \cdot 1 \cdot 0,7 = 1,9$$

2.4. Определение пропускной способности трубы при безнапорном режиме.

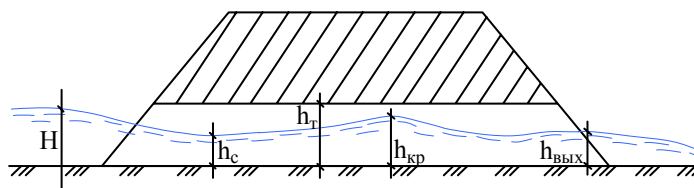


Рис 2.2. Протекание воды в трубе при безнапорном режиме.

Безнапорный режим характеризуется незатопленным входным отверстием и работой трубы неполным сечением, что отвечает условию:

$$H \leq 1,2 \cdot h_{mp} \quad (7).$$

где H — подпор перед трубой, м;
 $h_{тр}$ — высота трубы в свету, м.

Принимаем наиболее максимальный расход для определения диаметра трубы, т. е. ливневый расход равный $4,24 \text{ м}^3/\text{с}$. Принимаем по выбранному расходу диаметр трубы (1,5 м) и скорость воды на выходе (3,9 м/с) по табл. IV [2] стр. 26.

Критическая скорость $V_{кр}$, м/с, определяется по формуле:

$$V_{кр} \approx 0,9 \cdot V_c = 0,9 \cdot 3,9 = 3,51 \quad (8).$$

где V_c — скорость в сжатом сечении, м/с.

Критическая глубина $h_{кр}$, м, определяется по формуле:

$$h_{кр} = \frac{V_{кр}^2}{2 \cdot g} = \frac{3,51^2}{2 \cdot 9,8} = 0,63 \quad (9).$$

где g — ускорение свободного падения, м/с².

Глубина воды в сжатом сечении h_c , м:

$$h_c \approx 0,9 \cdot h_{кр} = 0,9 \cdot 0,63 = 0,57 \quad (10).$$

Подпор воды перед трубой определяется по формуле, Н, м:

$$H = h_c + \frac{V_c^2}{2 \cdot g \cdot \varphi^2} = 0,57 + \frac{3,9^2}{2 \cdot 9,8 \cdot 0,97^2} = 1,64 \quad (11).$$

где φ — коэффициент скорости, принимаемый для конического звена 0,97.

Произведем проверку выбранной трубы на высоту подпора трубы по формуле (7):

$$1,64 \leq 1,2 \cdot 1,5 \leq 1,8$$

Произведем проверку пропускной способности выбранной трубы. Пропускная способность трубы Q_c , м³/с, при безнапорном режиме определяется по формуле:

$$Q_c = \varphi \cdot \omega_c \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H - h_c)} \quad (12).$$

где ω_c — площадь сжатого сечения в трубе, м², который определяется из рис. 1 [2] стр. 13 из соотношения $h_c/d = 0,38$. По этому графику видно, что $\omega/d^2 = 0,29$. Следовательно, $\omega_c = 0,65$ и по формуле (12):

$$Q_c = 0,85 \cdot 0,65 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot (1,64 - 0,57)} = 2,53$$

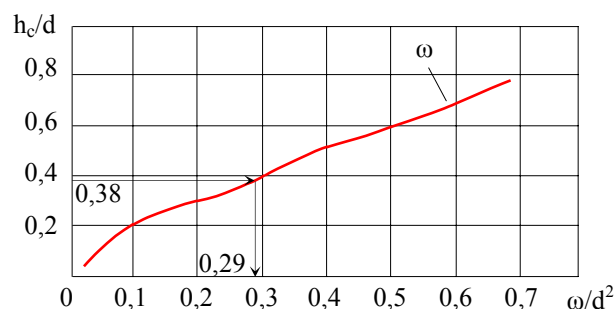


Рис 2.3. График для расчета круглых сечений.

Выбираем одноочковую трубу диаметром 1,5 м.

2.5. Расчет отверстий труб с учетом аккумуляции воды у сооружения.

Аккумуляция учитывается во всех случаях расчета по преобладающему ливневому стоку. В результате аккумуляции воды перед трубой образуется пруд. Время прохождения воды через трубу увеличивается по сравнению с продолжительностью паводка, вследствие чего происходит снижение расчетного сбросного расхода в сооружении Q_c по сравнению с максимальным паводочным расходом Q_p , что приводит к значительному уменьшению отверстия трубы. Расчет производится по ливневому стоку с соблюдением условия $Q_c \geq Q_t$, где Q_t по формуле (3) равно 1,9 м³/с, а Q_c по формуле (1) равно 4,24 м³/с. Условие выполняется.

Порядок определения расчетного сбросного расхода в сооружении с учетом аккумуляции следующий:

1. Вычисляется объем стока W , m^3 , по формуле:

$$W = 60000 \cdot \frac{a_{\text{час}} \cdot F \cdot \varphi}{\sqrt{K_t}} \quad (13).$$

где $a_{\text{час}}$ — интенсивность ливня часовой продолжительности в зависимости от ливневого района и вероятности превышения максимальных расходов расчетных паводков, мм/мин. По табл. XV.2 [1] $a_{\text{час}} = 0,89$;

φ — коэффициент редукции, определяемый по формуле (2). $\varphi = 0,5$;

k_t — коэффициент перехода от интенсивности ливня часовой продолжительности к интенсивности ливня расчетной продолжительности. По табл. XV.3 [1] $k_t = 1,39$.

$$W = 60000 \cdot \frac{0,89 \cdot 1,64 \cdot 0,5}{\sqrt{1,39}} = 37108,5$$

2. Определяется крутизна склонов m_1 и m_2 .

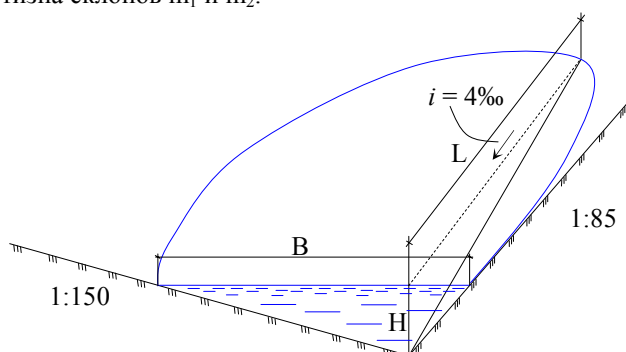


Рис 2.4. Аккумуляция воды перед сооружением.

3. Для ряда значений H (с интервалом 0,5 м) в форме таблицы вычисляются объемы пруда аккумуляции W_{np} , m^3 , по формуле:

$$W_{np} = \frac{m_1 + m_2}{6 \cdot i_l} \cdot H^3 \quad (14).$$

где H — максимальная глубина в пониженной точке живого сечения при расчетном уровне подпертых вод, м;

m_1, m_2, i_l — крутизна склонов лога и его уклон.

А также расчетный расход Q_c по формуле:

$$Q_c = Q_l \cdot \left(1 - \frac{W_{np}}{K_r \cdot W} \right) \quad (15).$$

где Q_l — максимальный расход дождевых вод, m^3/c , определяемый по формуле (1);

W_{np} — объем пруда аккумуляции перед сооружением, m^3 , вычисляется по формуле (14);

W — объем ливневого стока, m^3 , вычисленный по формуле (13);

K_r — коэффициент, учитывающий форму расчетного гидрографа паводка. Для немуссонных районов равен 0,7.

Точка 1.

$$H = 0;$$

$$H^3 = 0;$$

$$W_{np} = \frac{150 + 85}{6 \cdot 0,004} \cdot 0 = 0;$$

$$Q_c = 4,24 \cdot \left(1 - \frac{0}{0,7 \cdot 37108,5} \right) = 4,24.$$

Точка 2.

$$H = 0,5;$$

$$H^3 = 0,125;$$

$$W_{np} = \frac{150 + 85}{6 \cdot 0,004} \cdot 0,125 = 1224;$$

$$Q_c = 4,24 \cdot \left(1 - \frac{1224}{0,7 \cdot 37108,5}\right) = 4,04.$$

Точка 3.

$$H = 1;$$

$$H^3 = 1;$$

$$W_{np} = \frac{150 + 85}{6 \cdot 0,004} \cdot 1 = 9792;$$

$$Q_c = 4,24 \cdot \left(1 - \frac{9792}{0,7 \cdot 37108,5}\right) = 2,64.$$

Таблица 2.1. Определение расчетных сбросных расходов при различных величинах Н.

| Номер точки | Н, м | Н ³ , м ³ | W _{np} , м ³ | W _{np} /K _r ·W | Q _c , м ³ /с |
|-------------|------|---------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4,24 |
| 2 | 0,5 | 0,125 | 1224 | 0,05 | 4,03 |
| 3 | 1 | 1 | 9792 | 0,38 | 2,6 |

4. По данным гидравлических характеристик типовых труб (табл. IV [2] стр. 26) строят график пропускной способности $Q_{тр} = f(H)$ трубы данного отверстия и режима протекания и график $Q_c = f(H)$ по данным таблицы 2.1. Искомый расчетный сбросной расход с учетом аккумуляции Q_c и величина подпора Н соответствуют точке пересечения двух графиков Q_c и $Q_{тр}$.

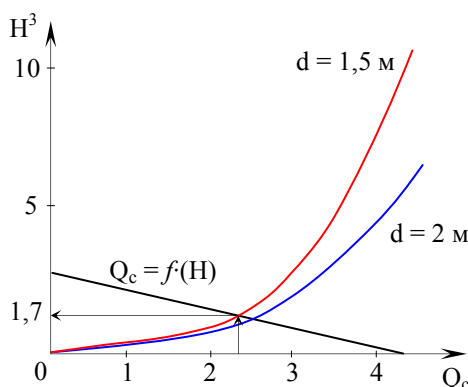


Рис 2.5. Графо-аналитический способ расчета труб с учетом аккумуляции.

Для труб диаметра 1,5 и 2 м величина подпора ниже допустимого, т. е. трубы работают в безнапорном режиме. Оставляем трубу диаметра 1,5 м.

2.6. Определение высоты насыпи земполотна над трубой и длины трубы.

Минимальная высота насыпи по верхней бровке принимается исходя из формулы, $H_{нас(мин)}$, м:

$$H_{нас(мин)} = h_{mp} + \delta + \Delta + h_{д.о.} \quad (16).$$

где $h_{тр}$ — высота трубы в свету, м, $h_{тр} = 1,5$ м;
 δ — толщина стенки трубы, м, $\delta = 0,14$ м;
 Δ — минимальная толщина засыпки над звеньями трубы, принимаемая для всех типов труб на автомобильных и городских дорогах равной 0,5 м (считая от верха трубы до низа дорожной одежды) [3];
 $h_{д.о.}$ — толщина дорожной одежды, м, $h_{д.о.} = 0,8$ м.

$$H_{нас(мин)} = 1,5 + 0,14 + 0,5 + 0,8 = 2,94$$

Длина трубы при постоянной крутизне откосов насыпи, L , м:

$$L = B_{зн} + H_{зн} \cdot m \cdot 2 \cdot \sin \alpha \quad (17).$$

где $B_{зн}$ — ширина земляного полотна, м, для III категории $B_{зн} = 12$ м;
 $H_{зн}$ — высота земляного полотна, м, по продольному профилю $H_{зн} = 3,25$ м;
 m — заложение откоса, $m = 1,5$;
 $\sin \alpha$ — угол пересечения оси дороги с осью трубы, $\sin 90^\circ = 1$.

$$L = 12 + 3,25 \cdot 1,5 \cdot 2 \cdot 1 = 21,75$$

3. Проектирование поверхностного водоотвода на участке трассы а/д.

Проектируемое земляное полотно возводят в сухих местах с обеспеченным быстрым стоком поверхностных вод, а грунтовые воды расположены глубоко, поэтому принимаем боковые канавы треугольного сечения глубиной не менее 0,3 метров от поверхности земли. Крутизна откосов таких канав 1:4 и менее, что обеспечивает автомобилям возможность безопасного съезда с насыпи. С ПК 23+00 по ПК 28+00 кюветы можно не устраивать, так как насыпь достаточно высокая. С ПК 28+00 по ПК 33+10 устраиваются кюветы параллельно бровке земляного полотна, то есть с уклоном 15%.

Назначим глубину воды в кювете 0,9 м. Определим площадь сечения потока ω , м, по формуле:

$$\omega = \frac{m_1 + m_2}{2} \cdot h^2 \quad (18).$$

где m_1, m_2 — заложения откосов;
 h — глубина воды в кювете, м.

$$\omega = \frac{4+4}{2} \cdot 0,9^2 = 3,24.$$

Найдем смоченный периметр кювета χ , м, по формуле:

$$\chi = h \cdot \left(\sqrt{1+m_1^2} + \sqrt{1+m_2^2} \right) \quad (19).$$

$$\chi = 0,9 \cdot \left(\sqrt{1+4^2} + \sqrt{1+4^2} \right) = 7,42.$$

Тогда гидравлический радиус R , м:

$$R = \frac{\omega}{\chi} \quad (20).$$

$$R = \frac{3,24}{7,42} = 0,45.$$

Рассчитаем среднюю скорость потока v , м/с, при глубине 0,9 м по формуле:

$$v = \frac{R^{\frac{2}{3}}}{n} \cdot \sqrt{i} \quad (21).$$

где n — коэффициент шероховатости (принимаем для укрепленного грунта равным 0,03 по табл. VII. 1 [1]);
 i — продольный уклон ($i=0,015$).

$$v = \frac{0,45^{\frac{2}{3}}}{0,03} \cdot \sqrt{0,015} = 2,49.$$

По табл. XIV. 18 и XIV. 19 [4] полученная скорость подходит для укрепления кювета грунтом толщиной 10 см.

Определим расход воды Q , м³/с, на ПК 28+00 по формуле:

$$Q = \omega \cdot v \quad (22).$$

$$Q = 3,24 \cdot 2,49 = 8,07.$$

Найдем расчетный расход воды для кювета Q_k , м³/с на ПК 28+00 по формуле полного стока с учетом того, что площадь водосбора для данного участка равна 0,1 км² (по карте):

$$Q_k = 87,5 \cdot a_{\text{нас}} \cdot F = 87,5 \cdot 0,89 \cdot 0,1 = 7,2 \quad (23).$$

Принимаем кювет треугольной формы с уклоном 15%, длиной 510 м, глубиной 0,9 м. Назначаем укрепление кювета — укрепленный грунт толщиной 10 см.

4. Расчет элементов виража и его конструктивные схемы.

При прохождении кривой особенно неблагоприятные условия создаются для автомобиля, движущегося по внешней полосе проезжей части, которая при двухскатном профиле имеет поперечный уклон от центра кривой. Если увеличение радиуса кривой, необходимое для обеспечения устойчивости автомобиля против заноса, по местным условиям невозможно, то устраивают односкатный поперечный профиль — вираж с уклоном проезжей части и обочин к центру кривой. Учитывая возможность гололеда, уклоны виражей обычно назначают до 60%.

Устройство виражей предусмотрено на всех кривых в плане для дорог I категории при радиусах менее 3000 метров и на дорогах остальных категорий при радиусах менее 2000 метров 4.14. [5]. Для нашего радиуса, равного 1000 м, поперечный уклон виража в соответствии с табл. 8 [5] стр. 9 принимается 30%.

Переход от двухскатного к односкатному профилю виража (отгон виража) осуществляется на протяжении переходной кривой, а при ее отсутствии — на прилегающем прямом участке путем постепенного вращения сначала внешней половины проезжей части вокруг оси дороги (до получения односкатного профиля с уклоном, равным уклону двухскатного профиля), а затем вращением всей проезжей части вокруг ее внутренней кромки до необходимой величины поперечного уклона виража.

Поперечный уклон обочин на вираже принимают одинаковым с уклоном проезжей части. Переход обочин от уклона при двухскатном профиле к уклону проезжей части производят на протяжении 10 метров до начала отгона виража.

Наименьшая длина отгона виража определяется из условия, чтобы дополнительный продольный уклон наружной кромки проезжей части не превышал для дорог I-II категории 5%, III-V категории в равнинной и пересеченной местности 10%, в горной местности 20%. Минимальная длина отгона $L_{отг}$, м, может быть определена по зависимости:

$$L_{отг} = \frac{b \cdot i_g}{i_{дон}} \quad (24).$$

где b — ширина проезжей части, м, для дороги III категории $b = 7$ м;
 $i_{дон}$ — допустимый дополнительный продольный уклон, ‰, для дороги III категории $i_{дон} = 10\%$;
 i_g — уклон виража, ‰, $i_g = 30\%$.

$$L_{отг} = \frac{7 \cdot 30}{10} = 21$$

По табл. 11 [5] стр. 11 минимальный радиус переходной кривой, на котором производится отгон виража равен 100 м ($R = 1000$ м). Примем радиус переходной кривой равным 200 м.

По заданию дана дорога третьей категории для которой ширина проезжей части равна 7 м, ширина обочины — 2,5 м, поперечный уклон — 20%, уклон обочин — 30%.

Тогда точки 1 и 5 (см. чертежи) имеют отметку за 10 метров до отгона виража равную 49,50 м. Точки 2 и 3 имеют отметку — $49,50 + 0,03 \cdot 2,5 = 49,56$ м. Отметка оси дороги — $49,56 + 0,02 \cdot 3,5 = 49,63$ м.

На начале отгона виража точка 5 будет иметь отметку равную 49,56 м.

На конце отгона виража точка 4 будет иметь отметку — $49,63 + 0,03 \cdot 3,5 = 49,74$ м, а точка 5 — $49,63 + 0,03 \cdot 6 = 49,81$ м.

Л и т е р а т у р а :

1. М. Н. Кудрявцев, В. Е. Каганович. Изыскание и проектирование автомобильных дорог. М.: Транспорт. 1980 г.-296 с.
2. Методические указания по проектированию и расчету водопропускных труб. г. Ростов-на-Дону. 1992 г. –27 с.
3. СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы. М.: Госстрой СССР. 1986 г.-200 с.
4. Проектирование автомобильных дорог: Справочник инженера-дорожника / Под ред. Г. А. Федотова. –М.: Транспорт, 1989. –437 с.
5. СНиП 2.05.05-85. Автомобильные дороги. М.: Госстрой СССР. 1986 г.-53 с.

Министерство Общего и Профессионального Образования Российской Федерации
Ростовский государственный строительный университет

Курсовой проект по дисциплине
Проектирование автомобильных дорог

Проектирование и расчет водопропускных труб

Расчетно-пояснительная записка
111774 РПЗ

Выполнил студент группы Д-327
Стрижачук А. В.
Руководитель:
Сидоренко Н. Н.

Ростов-на-Дону
1999 г.

