

**Министерство строительства  
и жилищно-коммунального хозяйства  
Российской Федерации**

**Федеральное автономное учреждение  
«Федеральный центр нормирования, стандартизации  
и технической оценки соответствия в строительстве»**

**ПОСОБИЕ  
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ВОДООТВОДНЫХ  
И ДРЕНАЖНЫХ СИСТЕМ**

**Москва 2019**

## Содержание

1	Область применения .....	1
2	Нормативные ссылки .....	1
3	Термины и определения .....	2
4	Общие положения .....	4
5	Требования к объемно-планировочным решениям .....	5
5.1	Выбор и составление принципиальной схемы организации отвода воды .....	6
5.1.1	Схемы организации перехвата и отвода воды, поступающей на территорию аэродрома со смежных водосборных территорий .....	6
5.1.2	Схемы организации отвода воды с искусственных аэродромных покрытий .....	8
5.1.3	Схемы организации отвода воды с грунтовых участков аэродрома .....	13
5.1.4	Схемы организации перехвата и отвода подземных (грунтовых) вод от аэродромных сооружений (дренажные устройства) .....	17
5.2	Разработка схемы отвода поверхностных и подземных (грунтовых) вод за пределы территории аэродрома .....	22
6	Требования к конструктивным решениям .....	23
6.1	Конструкции сооружений для перехвата поверхностных вод, поступающих со смежных водосборных территорий (нагорные каналы, дамбы и т. д.) .....	23
6.1.1	Нагорные каналы .....	23
6.1.2	Ограждающие дамбы .....	25
6.2.	Сооружения для сбора и отвода поверхностных вод с искусственных аэродромных покрытий .....	28
6.2.1	Водоотводные лотки открытого типа .....	28
6.2.2	Дождеприемные колодцы .....	29
6.2.3	Дождеприемные лотки .....	31
6.3	Сооружения для сбора и отвода поверхностных вод с грунтовых поверхностей .....	32
6.4	Конструкции сооружений для перехвата, сбора и отвода подземных (грунтовых) вод на территории аэродрома (дренажные устройства).....	35
6.5	Конструкции сооружений для транспортирования сточных вод ....	39
6.6	Конструкции сооружений для выпуска и утилизации сточных вод. Устьевые сооружения. Испарительные бассейны .....	44
6.7	Сооружения для каптажа родниковых вод .....	46
7	Требования к материалам и изделиям .....	48
8	Расчеты элементов водосточно-дренажной сети .....	55
8.1	Гидравлический расчет сооружений водосточных и дренажных систем аэродрома .....	55

8.1.1	Расчет коллектора водосточной сети для отвода воды с искусственных покрытий с открытыми лотками в кромках .....	58
8.1.2	Расчет коллектора водосточной сети для отвода воды с искусственных покрытий с лотками закрытого типа в кромках .....	62
8.1.3	Расчет водоотводных систем с грунтовыми водосборами (грунтовые лотки) .....	64
8.1.4	Гидравлический расчет нагорных канав на сток дождевых вод .....	66
8.1.5	Гидравлический расчет нагорных канав на сток талых вод.....	68
8.1.6	Гидравлический расчет осушительных систем .....	69
8.1.7	Гидравлический расчет дренажных систем .....	70
8.2	Расчет сооружений водоотводных систем аэродромов на прочность и устойчивость .....	77
8.2.1	Расчет бетонных и железобетонных труб диаметром $D_{\text{внеш}} \leq 600$ мм .....	84
8.2.2	Расчет на прочность труб большого диаметра (более 600 мм) .....	85
8.2.3	Расчет полимерных труб на прочность .....	87
8.2.4	Расчет оснований под трубы .....	91
8.2.5	Расчет дождеприемных, тальвежных и смотровых колодцев .....	95
8.2.6	Расчет колодцев на устойчивость .....	99
	Библиография .....	103

## Введение

Настоящее пособие разработано в развитие положений СП 121.13330.2019 «СНиП 32-03-96 Аэродромы» и предназначено для специалистов по проектированию аэродромов, работников аэродромных служб на предприятиях гражданской авиации с целью реализации требований, заложенных в строительных нормах и правилах, и выполнения более грамотного и рационального проектирования водоотвода и дренажа с искусственных покрытий и грунтовых элементов летных полей аэродромов.

Пособие содержит вспомогательные данные в виде методик, номограмм и таблиц для проектирования водоотвода и дренажа искусственных покрытий и грунтовых элементов летного поля. В пособии особое внимание уделено гидравлическим и прочностным расчетам элементов водосточно-дренажных систем. В пособие включены мероприятия по расчету прочности пластиковых труб, конструктивные решения водоприемных и каптажных колодцев.

Надежная и долговечная работа сооружений аэродромов определяется их техническим состоянием. Техническое состояние аэродромных сооружений (искусственных покрытий элементов аэродромов, инженерных систем, оснований зданий и сооружений) во многом определяется соответствием несущей способности грунтового основания расчетным параметрам в течение всего срока службы.

Водоотводная система аэродрома – один из наиболее важных элементов аэродрома в обеспечении долгосрочной работы практически всех сооружений на аэродроме и в обеспечении требуемой несущей способности грунтового основания. Стабильность и долговечность работы сооружений обеспечивается своевременным и качественным отводом поверхностных и подземных вод от сооружений.

Водоотводная система, ее состав и конфигурация определяется климатическими и гидрогеологическими условиями района расположения аэродрома, конструкцией искусственных покрытий, вертикальной планировкой территории аэродрома, характером рельефа и многими другими факторами, среди которых большое значение имеют условия формирования стоков и характер водного бассейна территории.

Основные задачи проектирования водоотводной сети аэродрома:

- защита территории аэродрома от затопления ливневыми и талыми водами, стекающими со смежных водосборов, а также притоков воды из ближайших водоемов при подъеме уровня;
- перехват грунтово-напорных вод, поступающих к летному полю с территории, примыкающей к аэродрому;
- прием и отвод ливневых и талых вод с поверхности искусственных покрытий элементов аэродрома;

- сбор и отвод ливневых и талых вод с поверхности грунтовых элементов летного поля, из замкнутых понижений и других мест летного поля, а также вод, стекающих с покрытий;

- сбор и отвод воды из дренирующих и грунтовых оснований искусственных покрытий, проникающей в них при выпадении атмосферных осадков или накапливающейся при зимнем перераспределении влаги в подстилающих грунтах.

Инженерные мероприятия по водоотводу и дренажу должны обеспечивать безопасность и удобство выполнения взлетно-посадочных операций и экономичность проектируемых конструкций.

Мероприятия по обеспечению водоотвода и дренажа летного поля могут быть различными в зависимости от климатической зоны расположения аэродрома, геологических и гидрогеологических условий, рельефа местности, конструкций аэродромных покрытий и вертикальной планировки территории летного поля.

Настоящее пособие разработано авторским коллективом ФГУП ГПИ и НИИ ГА «Аэропроект» (ответственный исполнитель – канд. тех. наук *Б.А. Виноградов*, канд. тех. наук *А.А. Федулов*, инженеры *М.В. Годынский*, *К.В. Ким*, *В.А. Коблов*, *И.Н. Кудрявцева*, *А.Н. Лебедева*, *З.С. Новикова*, *И.В. Орехов*, *Э.С. Цопанов*, *А.Н. Шебаршов*).



## **1 Область применения**

Настоящее пособие разработано в развитие и дополнение положений СП 121.13330.2019 и содержит указания по расчету и проектированию сооружений водоотводных и дренажных систем аэродромов.

Настоящее пособие может быть использовано при проектировании вновь строящихся и реконструируемых аэродромов, а также при разработке альбомов типовых конструкций водоотводных систем и программ расчета элементов водоотводных систем.

## **2 Нормативные ссылки**

В настоящем пособии использованы ссылки на следующие документы:

ГОСТ 6482–2011 Трубы железобетонные безнапорные. Технические условия

ГОСТ 7293–85 Чугун с шаровидным графитом для отливок. Марки

ГОСТ 8020–2016 Конструкции бетонные и железобетонные для колодцев канализационных, водопроводных и газовых сетей. Технические условия

ГОСТ 8267–93 Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия

ГОСТ 8736–2014 Песок для строительных работ. Технические условия

ГОСТ 12586.0–83 Трубы железобетонные напорные виброгидропрессованные. Технические условия

ГОСТ 12586.1–83 Трубы железобетонные напорные виброгидропрессованные. Конструкции и размеры

ГОСТ 18599–2001 Трубы напорные из полиэтилена. Технические условия

ГОСТ 20054–2016 Трубы бетонные безнапорные. Технические условия

ГОСТ 22000–86 Трубы бетонные и железобетонные. Типы и основные параметры

ГОСТ 22733–2016 Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности

ГОСТ 26633–2015 Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия

ГОСТ 26819–86 Трубы железобетонные напорные со стальным сердечником. Технические условия

ГОСТ 27751–2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения

ГОСТ 31416–2009 Трубы и муфты хризотилцементные. Технические условия

ГОСТ Р 54475–2011 Трубы полимерные со структурированной стенкой и фасонные части к ним для систем наружной канализации. Технические условия

ГОСТ Р 56687–2015 Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Метод определения сульфатостойкости бетона

СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85\* Нагрузки и воздействия» (с изменениями № 1, № 2)

СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83\* Основания зданий и сооружений» (с изменениями № 1, № 2, № 3)

СП 32.13330.2018 «СНиП 2.04.03-85 Канализация. Наружные сети и сооружения» (с изменением № 1)

СП 34.13330.2012 «СНиП 2.05.02-85\* Автомобильные дороги»

СП 121.13330.2019 «СНиП 32-03-96 Аэродромы»

СП 131.13330.2018 «СНиП 23-01-99\* Строительная климатология»

П р и м е ч а н и е – При пользовании настоящим сводом правил целесообразно проверить действие ссылочных документов в информационной системе общего пользования – на официальном сайте федерального органа исполнительной власти в сфере стандартизации в сети Интернет или по ежегодному информационному указателю «Национальные стандарты», который опубликован по состоянию на 1 января текущего года, и по выпускам ежемесячного информационного указателя «Национальные стандарты» за текущий год. Если заменен ссылочный документ, на который дана недатированная ссылка, то рекомендуется использовать действующую версию этого документа с учетом всех внесенных в данную версию изменений. Если заменен ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, то рекомендуется использовать версию этого документа с указанным выше годом утверждения (принятия). Если после утверждения настоящего свода правил в ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, внесено изменение, затрагивающее положение, на которое дана ссылка, то это положение рекомендуется применять без учета данного изменения. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, рекомендуется применять в части, не затрагивающей эту ссылку. Сведения о действии сводов правил целесообразно проверить в Федеральном информационном фонде стандартов.

### 3 Термины и определения

В настоящем пособии применены следующие термины с соответствующими определениями:

#### 3.1

**аэродромные сооружения:** Сооружения, включающие в себя грунтовые элементы летного поля, грунтовые основания, аэродромные покрытия, водоотводные системы, а также специальные площадки и конструкции.

[1, пункт 3.8]

**3.2 водоотводные системы:** Система сооружений, предназначенных для приема и отвода поверхностных сточных вод (водосточная система) и перехвата и отвода подземных вод, воды из оснований искусственных покрытий, понижения уровня грунтовых вод с целью обеспечения устойчивости грунтового основания и слоев искусственного аэродромного покрытия при восприятии нагрузок в расчетный период наибольшего увлажнения грунтов (дренажная система).

**3.3 коллектор:** Трубопровод, предназначенный для транспортирования воды за пределы территории аэродрома (аэропорта).

**3.4 водоприемные устройства:** Сооружения, предназначенные для приема поверхностных вод с искусственных покрытий и грунтовых элементов летного поля: дождеприемные колодцы, дождеприемные лотки, тальвежные колодцы, водоприемные сооружения.

**3.5 дождеприемный колодец:** Сооружение, предназначенное для приема поверхностных вод с искусственных покрытий.

**3.6 тальвежный колодец:** Сооружение, предназначенное для приема поверхностных вод с грунтовой поверхности аэродрома.

**3.7 водоприемное сооружение:** Сооружение, предназначенное для приема поверхностных вод, поступающих из канав.

**3.8 смотровой колодец:** Сооружение, устанавливаемое по трассе коллектора для контроля работоспособности коллектора, обеспечения присоединения дополнительных коллекторов, изменения направления трассы коллектора.

**3.9 дренаж:** Трубопровод (отдельная дрена) или система трубопроводов для приема и отвода (транспортирования) подземных вод, поступающих из дренирующих оснований искусственных покрытий, понижения уровня грунтовых вод, перехвата притока подземных вод к аэродромным сооружениям, выполняемый из труб со специальными прорезями (перфорацией), предназначенных для приема подземных вод.

**3.10 устьевое сооружение:** Сооружение, предназначенное для сопряжения водосточного коллектора с окружающим рельефом в месте выхода коллектора на поверхность, как правило, в природный водоток (канаву, овраг, ручей, небольшую речку).

**3.11 нагорная канава:** Сооружение в виде траншеи прямоугольного или трапецеидального поперечного сечения, предназначенное для перехвата, сбора и отвода воды, поступающей к аэродромным сооружениям со смежной территории, как правило, расположенной выше по уровню.

**3.12 открытый лоток:** Сооружение треугольного поперечного сечения для приема и транспортирования поверхностных вод, стекающих с поверхности искусственных аэродромных покрытий.

**3.13 дождеприемный лоток:** Сооружение прямоугольного или составного поперечного сечения с решеткой для приема и транспортирования поверхностных сточных вод, стекающих с поверхности искусственных покрытий.

**3.14 пескоуловитель:** Сооружение для приема и первичной очистки сточных вод от взвешенных частиц, переносимых потоком воды из закрытых лотков и отвода в водосточный коллектор.

**3.15 перепуск:** Труба для отвода сточных вод из водоприемных сооружений в водосточный коллектор.

**3.16 геосинтетический материал:** Материал из синтетических или природных полимеров, неорганических веществ, контактирующий с грунтом или другими средами, применяемый в дорожном строительстве.

**3.17 геотекстиль нетканый:** Геотекстиль, полученный по технологии нетканых текстильных материалов.

#### **4 Общие положения**

4.1 Пособие разработано в дополнение и развитие раздела 8 и приложения Н СП 121.13330.2019 и содержит указания по проектированию водосточно-дренажных систем аэродромов гражданской авиации. Пособием следует пользоваться при проектировании водосточно-дренажных систем (далее – ВДС) на вновь строящихся и реконструируемых аэродромах.

4.2 В пособии рассмотрены основные схемы организации отвода воды с искусственных покрытий и грунтовых участков аэродрома; схемы организации перехвата и отвода подземных (грунтовых) вод от аэродромных сооружений (дренажные устройства), изложены требования к конструктивным решениям водосточно-дренажной сети, к материалам и изделиям, используемым для устройства ВДС, и методики расчета (гидравлического и прочностного) элементов водосточно-дренажной сети.

4.3 Водоотводные (водосточные и дренажные) системы позволяют исключать переувлажнение грунтов в основании покрытий и поверхностных слоев летного поля поверхностными и грунтовыми водами, увеличивать прочность, устойчивость и долговечность искусственных аэродромных покрытий, сокращать число и продолжительность нелетных периодов времени и улучшать условия эксплуатации грунтовых летных полос.

4.4 Водоотводные системы территории аэродрома необходимо проектировать с учетом климатических, геологических и гидрологических условий района строительства, типа водного питания, конструкций аэродромных покрытий, плана организации рельефа территории аэродрома, рельефа местности и других влияющих факторов.

4.5 Грунтовые основания необходимо проектировать с учетом деления территории Российской Федерации на климатические зоны, типов местности по гидрогеологическим условиям.

4.6 Отнесение грунтового участка к тому или иному типу гидрогеологических условий выполняется по результатам инженерных изысканий в соответствии с [1, раздел 6].

4.7 При проектировании водосточных и дренажных систем на аэродромах необходимо учитывать следующие типы водного питания грунтов:

- намывное;
- атмосферное;
- грунтовое;
- грунтово-напорное и пучинное.

Намывное питание (затопление) вызывается притоком поверхностных вод с участков, расположенных за пределами летного поля, а также подъемом воды в ближайшем водоеме во время паводков или длительных интенсивных дождей.

Атмосферное питание вызывается дождевыми осадками и талыми водами в период весеннего снеготаяния. Такое питание характерно для территорий, рельеф которых представлен небольшими уклонами.

Грунтовое питание характеризуется переувлажнением поверхности летного поля в результате капиллярного поднятия воды от уровня грунтовых вод, стекающих и частично аккумулирующихся на водоупорном слое.

Грунтово-напорное питание обусловлено притоком грунтовой напорной воды по водоносному слою, перекрытому слоем слабопроницаемого грунта (глины, суглинка). Напор воды создается за счет подпора воды в близлежащих водоемах или при стоке грунтовой воды с возвышенных участков.

Пучинное питание вызывается оттаиванием весной ледяных кристаллов и линз, накопленных в грунте за зимний период.

Все типы водного питания могут встречаться как в обособленном виде, так и в сочетании нескольких из них.

4.8 Основные задачи мероприятий по отводу поверхностных и подземных (грунтовых) вод:

- защита территории аэродрома от затопления притоком поверхностных вод, стекающих со смежных водосборов, а также от притока воды из ближайших водоемов при подъеме уровня в них;

- улучшение стока, сбор поверхностных вод на участках с отсутствием стока и переувлажненных мест, а также вод, стекающих с поверхности покрытий и прилегающих к ним грунтовых водосборов;

- понижение уровня грунтовых вод под искусственными покрытиями и на отдельных грунтовых участках при наличии их высокого уровня;

- перехват грунтово-напорных вод, поступающих к аэродрому с примыкающей территории;

- сбор и отвод избыточной воды из дренирующих и грунтовых оснований искусственных покрытий.

4.9 Проектирование водоотводных систем аэродромов следует выполнять с учетом следующих основных принципов:

- обеспечения безопасности выполнения взлетно-посадочных операций воздушных судов;

- обеспечения экономичности проектируемых мероприятий;

- обеспечения возможности перспективного развития аэродрома и водосточной и дренажной систем.

4.10 Размеры элементов водоотводной системы необходимо принимать на основе результатов гидравлического и прочностного расчетов на воздействие нагрузок от расчетных типов воздушных судов.

## **5 Требования к объемно-планировочным решениям**

Основой для проектирования водоотводной системы служит проект организации рельефа и конструкции искусственных покрытий аэродрома. В соответствии с проектными решениями определяются направления стока поверхностных и притока подземных вод, участки возможной аккумуляции воды и направления притока воды со смежных территорий.

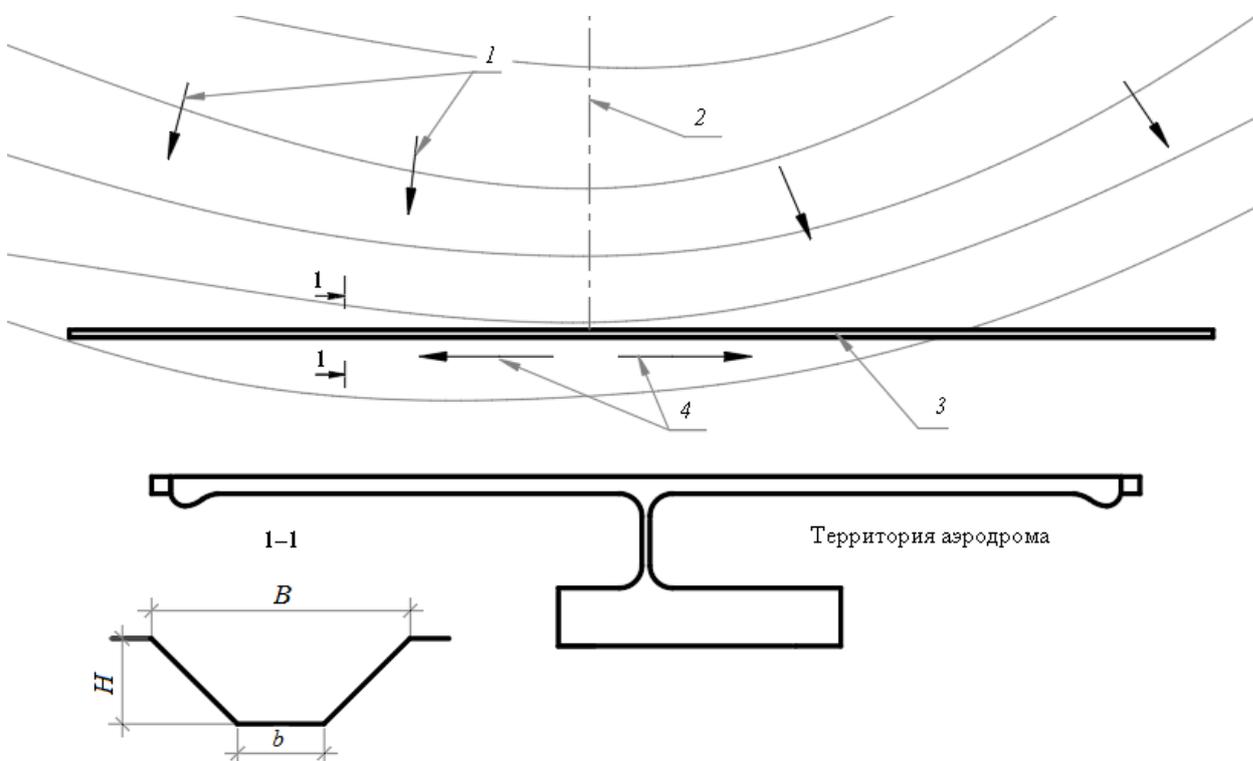
## 5.1 Выбор и составление принципиальной схемы организации отвода воды

### 5.1.1 Схемы организации перехвата и отвода воды, поступающей на территорию аэродрома со смежных водосборных территорий

Перехват и отвод поверхностных вод, поступающих на территорию аэродрома со смежных водосборных территорий либо существующих водоемов, можно осуществлять с применением следующих сооружений:

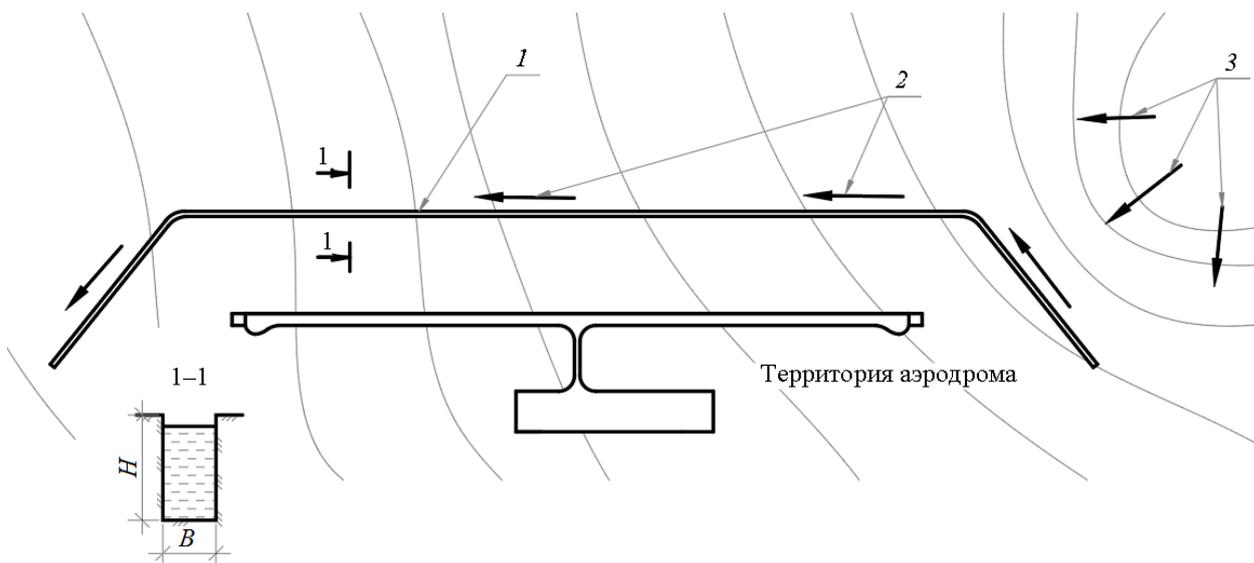
- нагорных канав;
- ограждающих дамб;
- перепускных труб на существующих водотоках;
- берегоукрепления.

При значительных объемах притока поверхностных сточных вод, характерных для горной местности, возможно устройство нагорных канав прямоугольного сечения канального типа (рисунки 1–3).



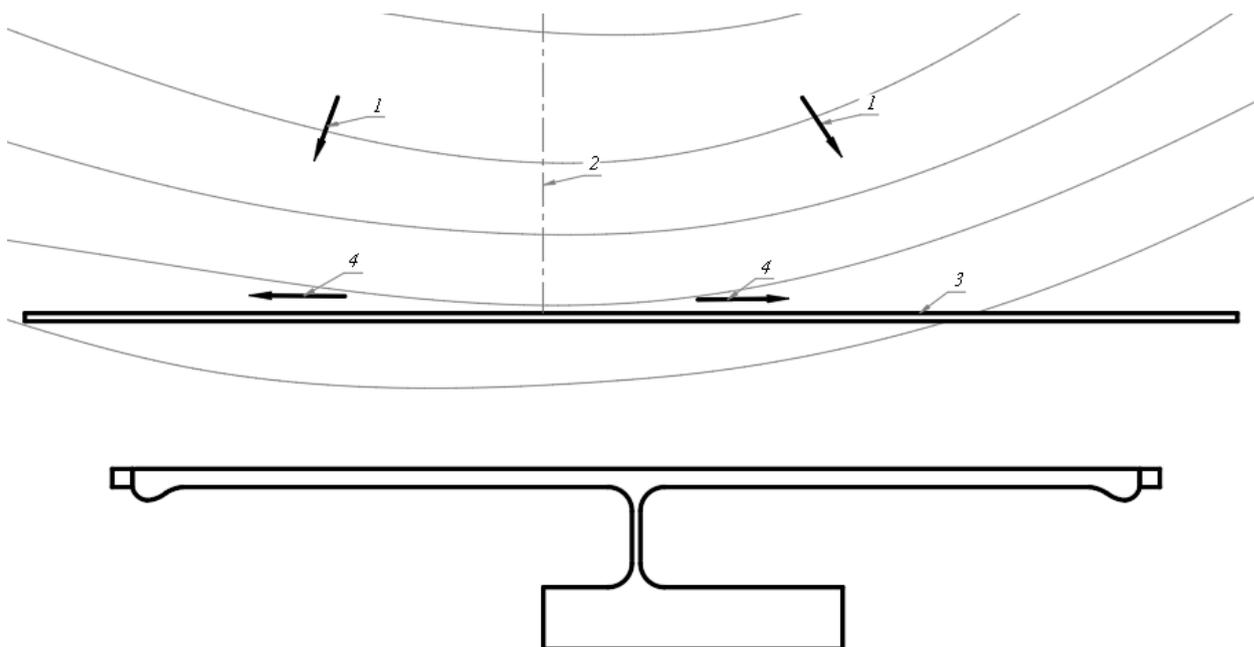
1 – направление притока воды; 2 – линия водораздела горизонталей; 3 – нагорная канава; 4 – направление отвода воды

**Рисунок 1 – Схема организации перехвата воды нагорной канавой**



1 – нагорный канал; 2 – направление отвода воды; 3 – направление притока воды

**Рисунок 2 – Схема организации перехвата притока воды с помощью нагорного канала**



1 – направление притока; 2 – линия водораздела; 3 – ограждающая дамба; 4 – направление стока

**Рисунок 3 – Схема организации перехвата притока воды с помощью ограждающей дамбы**

Все перечисленные сооружения для перехвата притока воды со смежных водосборных территорий, как правило, следует располагать за пределами территории аэродрома.

Размеры сечений нагорных канав, каналов, тип укрепления дна и стенок, следует назначать в соответствии с результатами гидравлического и прочностного расчетов.

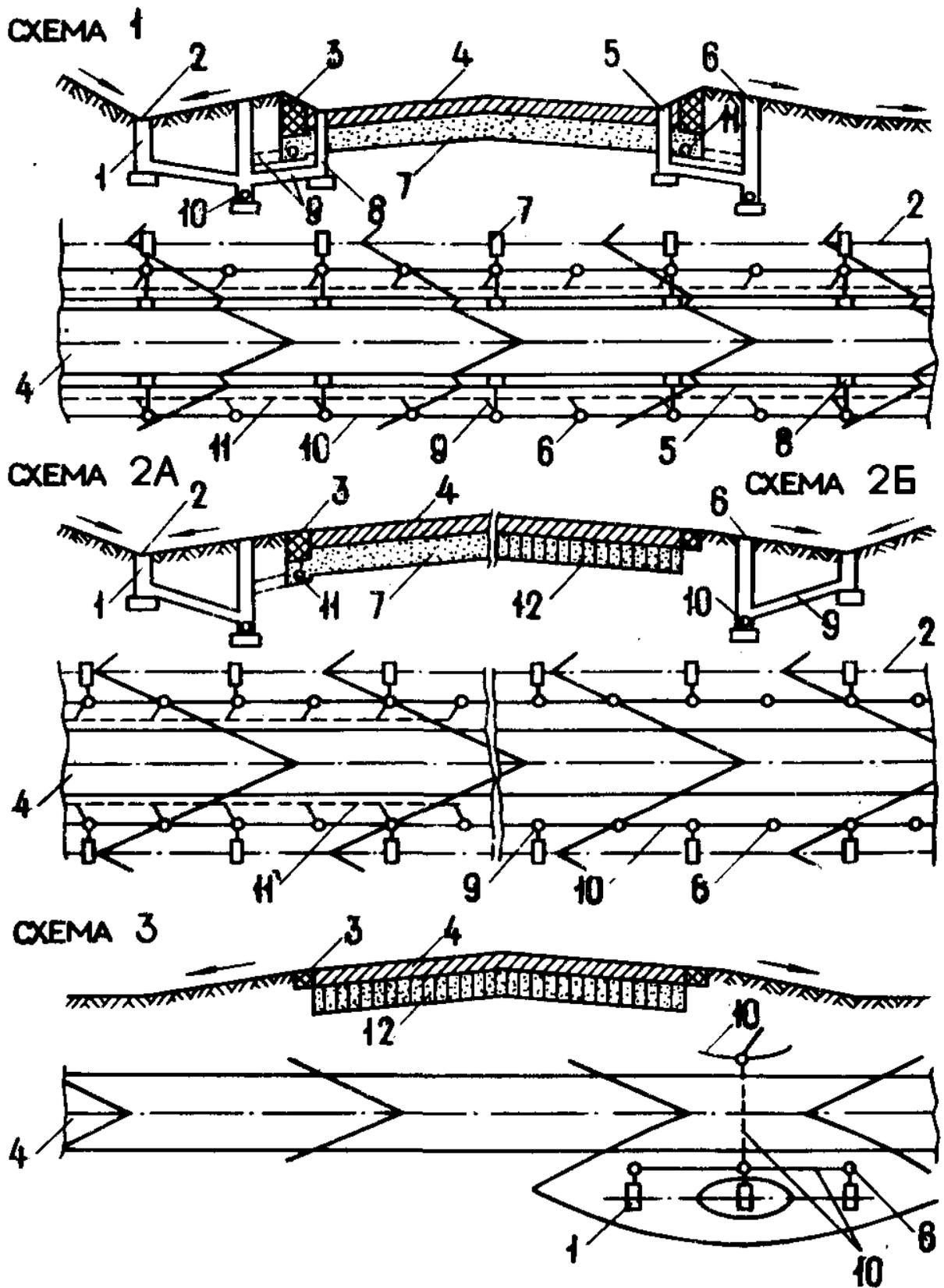
### **5.1.2 Схемы организации отвода воды с искусственных аэродромных покрытий**

Водоотводные системы следует предусматривать для участков аэродромов с плохо фильтрующими (глинистыми, суглинистыми, пылеватыми, суглинистыми и супесчаными) грунтами, а также для участков, располагаемых в условиях опасного размыва (при наличии грунтов, подверженных эрозии, значительных уклонов местности, осадков ливневого характера).

Для участков с хорошо фильтрующими грунтами, а также в V дорожно-климатической зоне водоотводные системы следует предусматривать выборочно.

Водосточно-дренажные системы проектируются по одной из трех принципиальных схем водоотвода и дренажа ИВПП, РД, МС, перронов и площадок специального назначения с искусственными покрытиями (рисунок 4).

Выбор принципиальной схемы водоотводных и дренажных систем следует осуществлять в зависимости от дорожно-климатической зоны расположения аэродрома, типа местности по характеру поверхностного стока и степени увлажнения, вида грунта, топографических и других местных условий. Допускается принимать сочетание указанных схем (рисунок 4) или вносить в них изменения применительно к конкретным инженерно-геологическим и гидрогеологическим условиям района расположения аэродрома.



1 – тальвежный колодец; 2 – грунтовый лоток; 3 – отмостка; 4 – покрытие; 5 – лоток в кромке покрытия; 6 – смотровой колодец; 7 – основание с дренирующим слоем; 8 – дождеприемный колодец; 9 – перепуск; 10 – коллектор; 11 – закромочная дрена; 12 – основание без дренирующего слоя

Рисунок 4 – Схемы водоотводных и дренажных систем аэродромов (поперечный профиль и план)

Водоотвод и дренаж по схеме 1 проектируются для аэродромов в зонах избыточного и переменного увлажнения (во II и III климатических зонах) при ширине склона покрытия 30 м и более и наличии глинистых и пылеватых грунтов, склонных к пучению. Допускается схему 1 применять при ширине склона менее 30 м при соответствующем обосновании.

По схеме 2 поверхностная вода, стекающая с покрытий, сбрасывается на грунтовые обочины и по ним в грунтовые лотки.

Водоотвод и дренаж по схеме 2 проектируются для аэродромов в зонах избыточного, переменного, а в случае глинистых и суглинистых грунтов и в зоне недостаточного увлажнения (IV климатическая зона). Кроме того, схема 2 применяется также при устройстве сборных покрытий, в том числе в условиях, для которых обычно рекомендуется применять схему 1.

По схеме 3 водоотводные мероприятия в виде грунтовых лотков и коллекторов предусматриваются лишь выборочно. Закрытые дренажи не устраиваются. Водоотвод по схеме 3 проектируется для аэродромов в засушливой V климатической зоне и зоне недостаточного увлажнения (IV климатическая зона) при I-м типе местности, а также в других климатических зонах при наличии хорошо дренирующих грунтов (песок, песчано-гравийная смесь) и отсутствии условий их размыва.

Т а б л и ц а 1

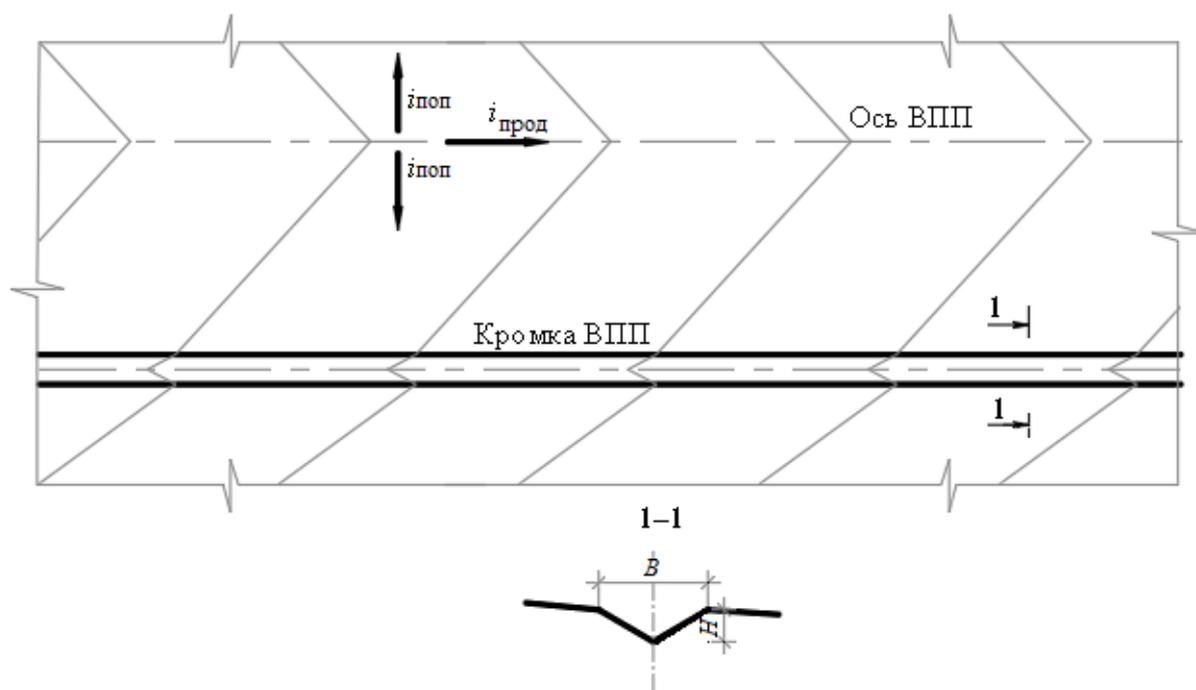
Номер схемы на рисунке 4	Элементы водоотвода и дренажа основания			Условия применения					
	Лотки с дождеприемниками на покрытиях	Дренирующий слой с закрытыми дренажами	Тальвежные колодцы на грунтовых лотках	Дорожно-климатическая зона	Тип гидрогеологических условий (таблица 2)	Грунты основания	Тип покрытия	Ширина покрытия	Примечание
1	+	+	+	II, III	II	Глинистые и пылеватые, склонные к пучению	Только монолитные на дренирующем основании	40 м	Допускается применять в – I зоне при отсутствии в районе строительства вечномерзлых грунтов
2А	–	+	+	II, III	II	Глинистые и пылеватые, склонные к пучению	Монолитные и дренирующие основания	40 м	–
							Сборные на дренирующем основании	Без ограничения	–

					I	Без ограничения			
2Б	-	-	+	II, III	II	Песчаные, несклонные к пучению	Без ограничения	Без ограничения	-
				IV	II	Глинистые, суглинистые и пылеватые			
3	-	-	Выборочно	II, III	I	Песчаные, несклонные к пучению	Без ограничения	Без ограничения	Глубина промерзания выше капиллярного поднятия воды
				IV, V	I	Без ограничения			Отсутствие возможности размыва грунта
<p>Примечание – При устройстве оснований аэродромных покрытий из фильтрующих материалов в 1-м типе гидрогеологических условий закомочный дренаж основания следует предусматривать в тех случаях, когда подстилающие грунты – глины, пылеватые и тяжелые суглинки или пылеватые супеси.</p>									

Обеспечение стока осуществляется за счет придания поверхности искусственных покрытий продольного и поперечного уклонов.

Лотки, располагаемые по кромкам искусственных покрытий, могут быть как открытыми, треугольного поперечного сечения, так и закрытыми.

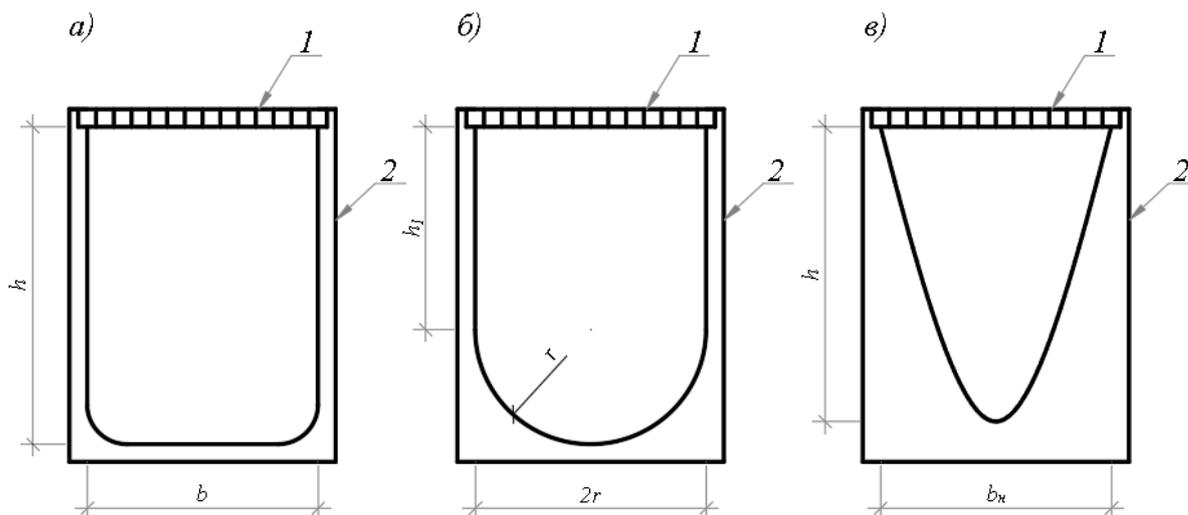
Для сбора и отвода поверхностных вод с искусственных покрытий возможно использовать лотки открытого типа треугольного поперечного сечения (рисунок 5).



**Рисунок 5 – Схема сбора и отвода поверхностных сточных вод с искусственных покрытий с применением лотков открытого типа**

В открытых лотках, устанавливаются дождеприемные колодцы, расстояние между которыми определяется гидравлическим расчетом. Отвод воды из дождеприемных колодцев в коллектор осуществляется посредством труб-перепусков, соединяющих дождеприемные колодцы со смотровыми колодцами коллекторов водосточной системы. Диаметр трубы перепуска определяется гидравлическим расчетом, длина трубы-перепуска должна быть не более 40 м.

Для сбора и отвода поверхностных вод с искусственных покрытий возможно применение дождеприемных лотков (рисунок 6).



*a* – лоток прямоугольного поперечного сечения ( $b$  – внутренняя ширина лотка,  $h$  – высота); *б* – лоток с составным сечением (прямоугольник и полуокружность;  $h_1$  – высота прямоугольной части,  $r$  – радиус полуокружности); *в* – лоток с параболическим поперечным сечением ( $b_n$  – ширина верхней части,  $h$  – высота лотка); 1 – водоприемная решетка; 2 – корпус лотка

**Рисунок 6 – Дождеприемные лотки**

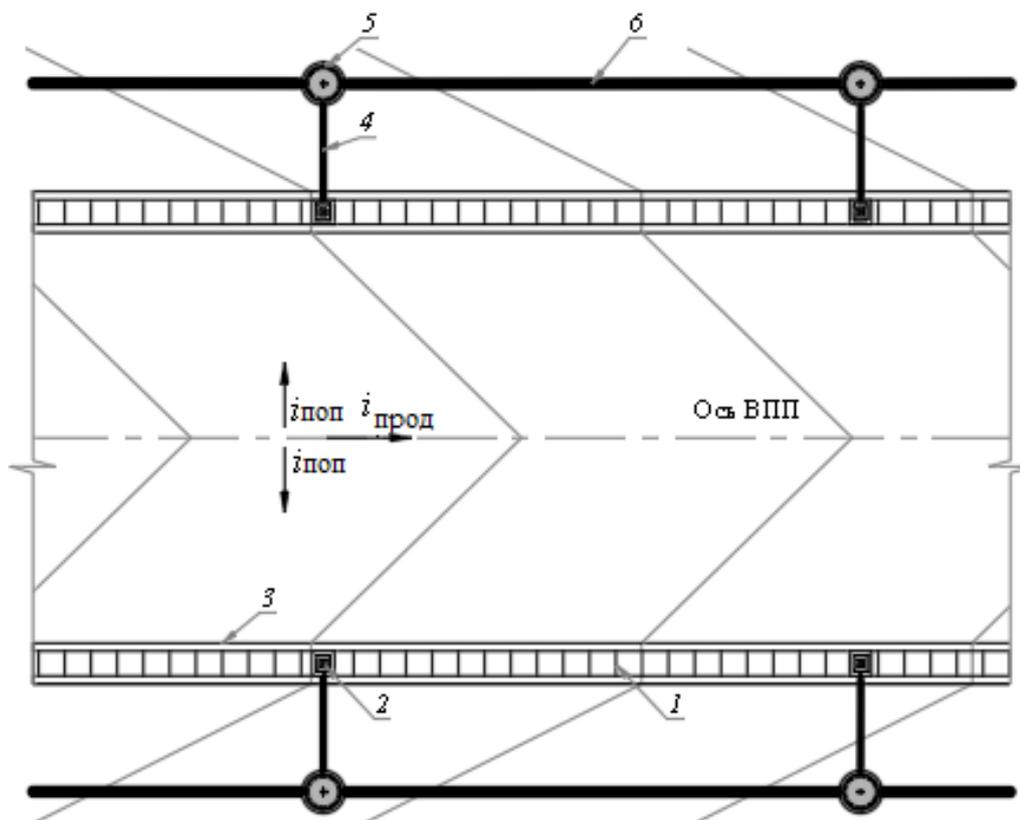
Дождеприемные лотки следует устанавливать в кромках искусственных покрытий взлетно-посадочных полос (далее ВПП) и рулежных дорожек, площадок специального назначения (рисунок 7). На перронах и местах стоянки воздушных судов возможна установка дождеприемных лотков непосредственно на искусственном покрытии и в кромках покрытий.

При установке дождеприемных лотков используется дополнительный элемент – пескоуловитель. Расстояние между пескоуловителями определяется гидравлическим расчетом.

В случае отсутствия продольного уклона на поверхности искусственного покрытия (при наличии поперечного уклона) линейным водоотводным сооружениям (лотки открытого и закрытого типов) придается продольный уклон с целью обеспечения устойчивого течения воды (рисунок 8).

Аналогично выполняется установка дождеприемных лотков. Схема установки во многом определяется характером рельефа как искусственных

покрытий, так и смежной грунтовой поверхности. Лотки могут быть установлены с попутным или встречным продольным уклоном.



1 – дождеприемный лоток; 2 – пескоуловитель; 3 – обойма лотка; 4 – труба-перепуск; 5 – смотровой колодец; 6 – водосточный коллектор

**Рисунок 7 – Схема установки лотков закрытого типа в кромках искусственного покрытия**

При разработке схем организации сбора и отвода поверхностных вод с искусственных покрытий не следует предусматривать сток воды с поверхности искусственных покрытий непосредственно на смежную грунтовую поверхность, в том числе с развитым травяным покровом, поскольку это способствует активизации эрозионных процессов, приводящих к разрушению грунтовой поверхности.

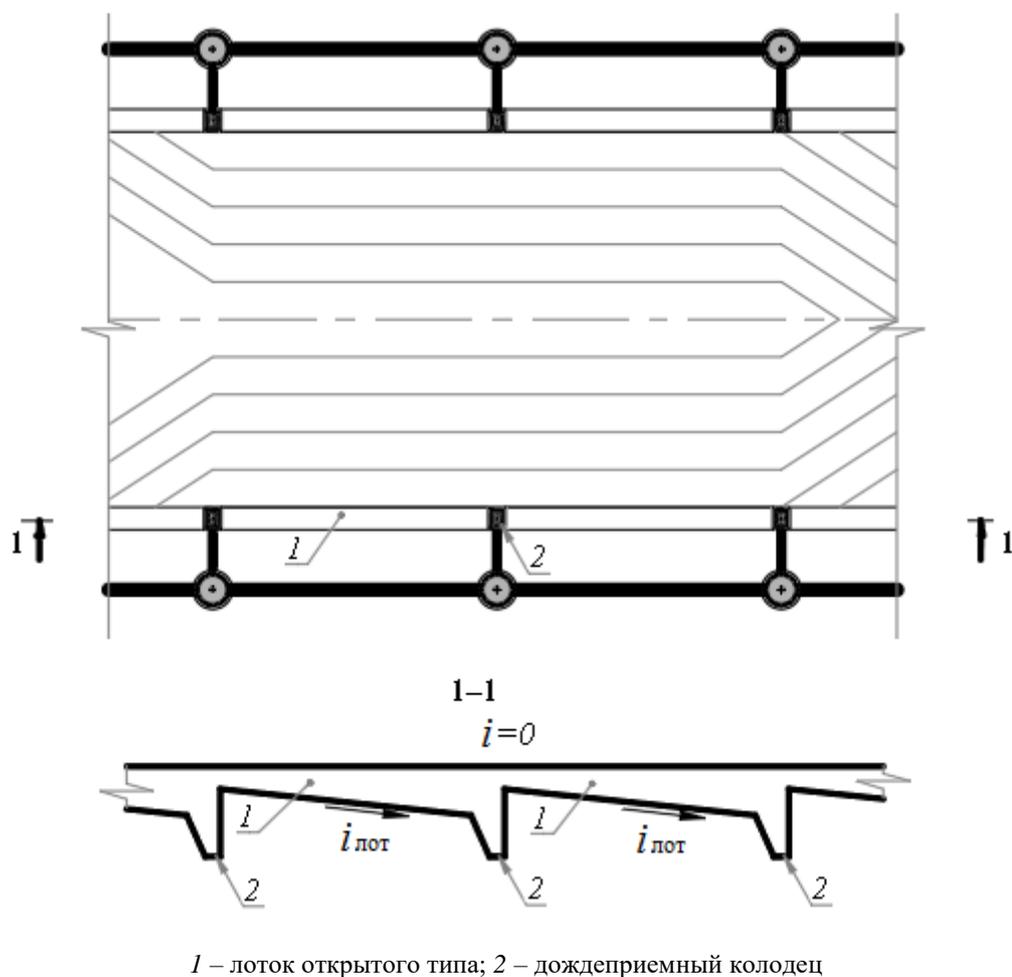
### **5.1.3 Схемы организации отвода воды с грунтовых участков аэродрома**

Сбор и отвод поверхностных вод с грунтовых участков аэродрома может быть выполнен с применением следующих сооружений:

- планировочных лотков;
- тальвежных колодцев;
- водоотводных канав.

Одно из основных условий разработки схем сбора и отвода поверхностных вод – исключение образований скоплений воды на

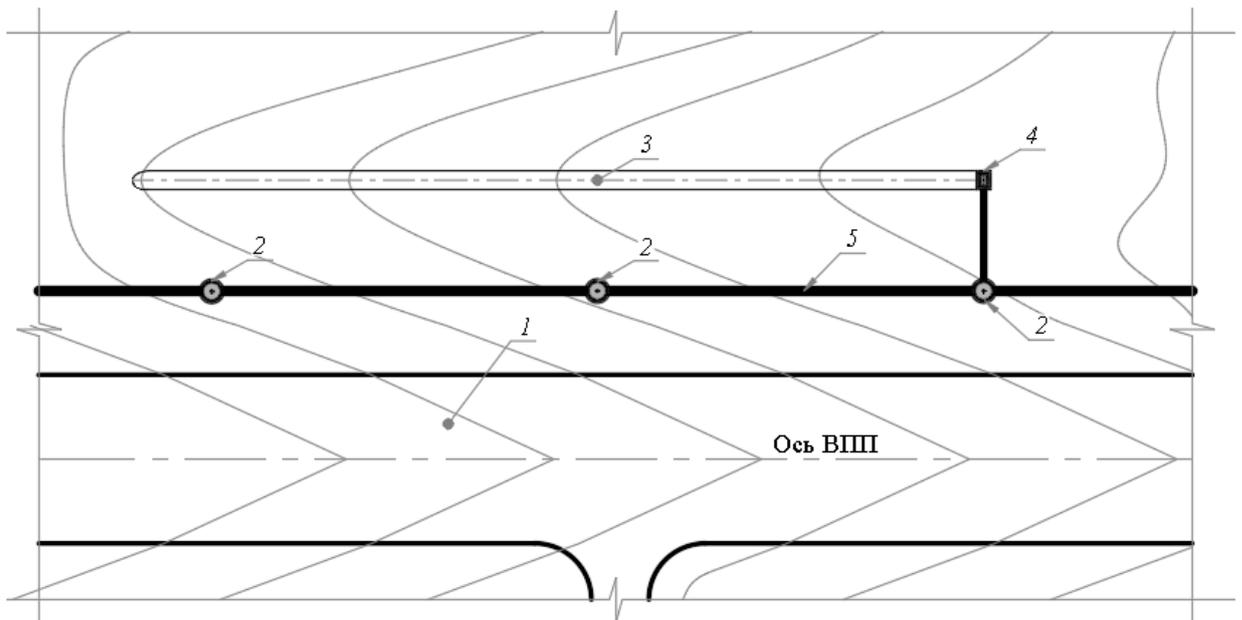
поверхности и возникновение и развитие эрозионных процессов в результате воздействия потока воды.



**Рисунок 8 – Схема устройства лотков открытого типа при отсутствии продольного уклона поверхности покрытия**

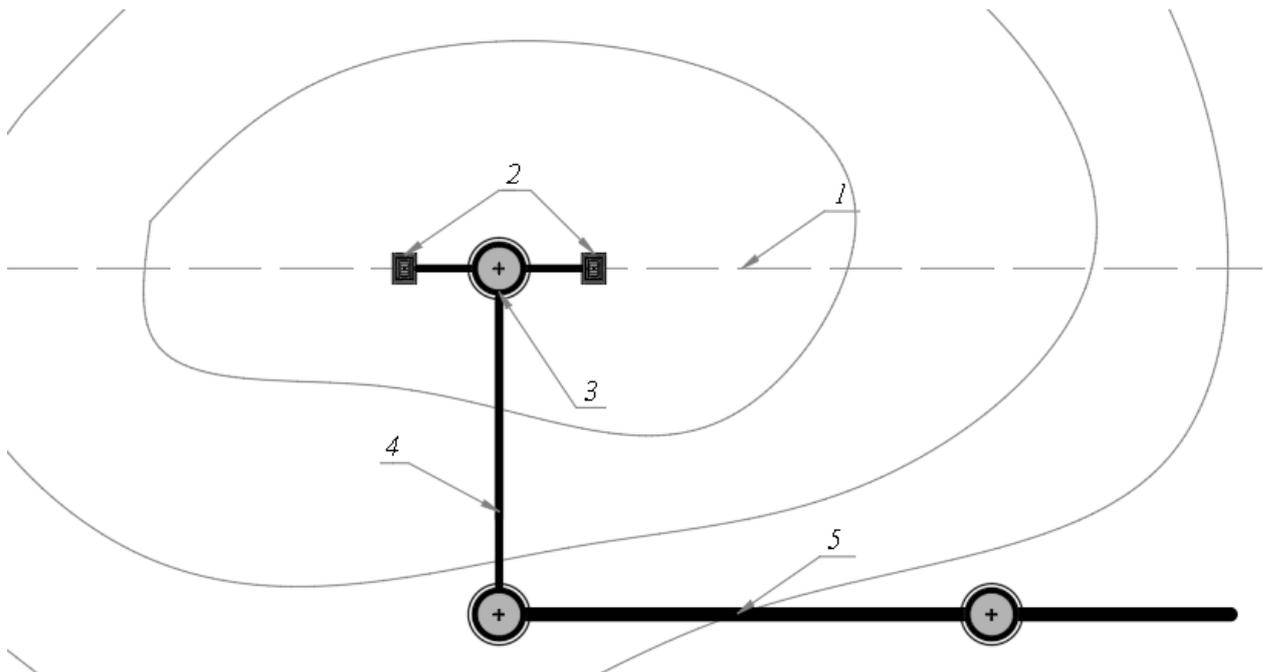
Сбор и отвод поверхностных вод с грунтовых участков выполняется с за счет устройства планировочных лотков (рисунок 9). По оси планировочных лотков устанавливают тальвежные колодцы.

Сбор и отвод поверхностных вод из пониженных мест рельефа, в которых затруднен или отсутствует сток, может быть осуществлен с применением тальвежных колодцев или лотка закрытого типа (рисунки 10, 11).



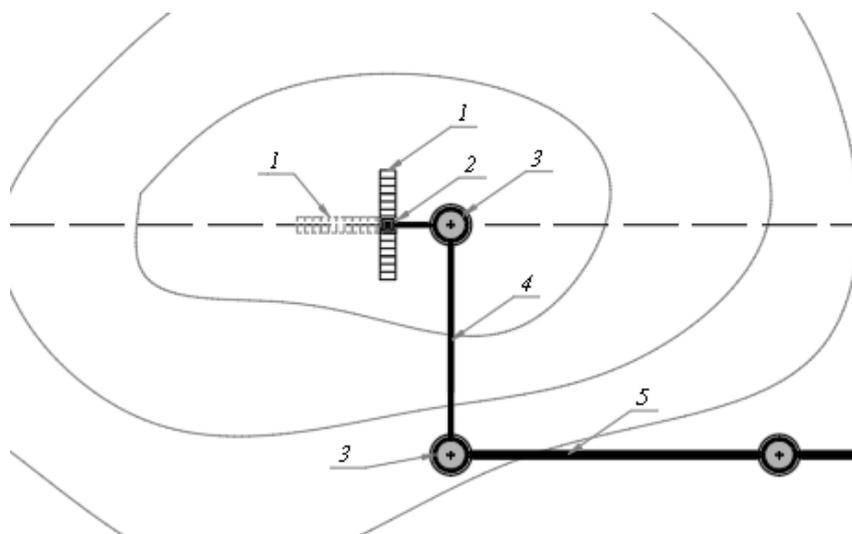
1 – рулежная дорожка; 2 – смотровой колодец; 3 – открытый лоток; 4 – тальвежный колодец; 5 – водосточный коллектор

**Рисунок 9 – Схема устройства грунтового лотка открытого типа**



1 – линия водослива; 2 – тальвежный колодец; 3 – смотровой колодец; 4 – труба-перепуск; 5 – водосточный коллектор

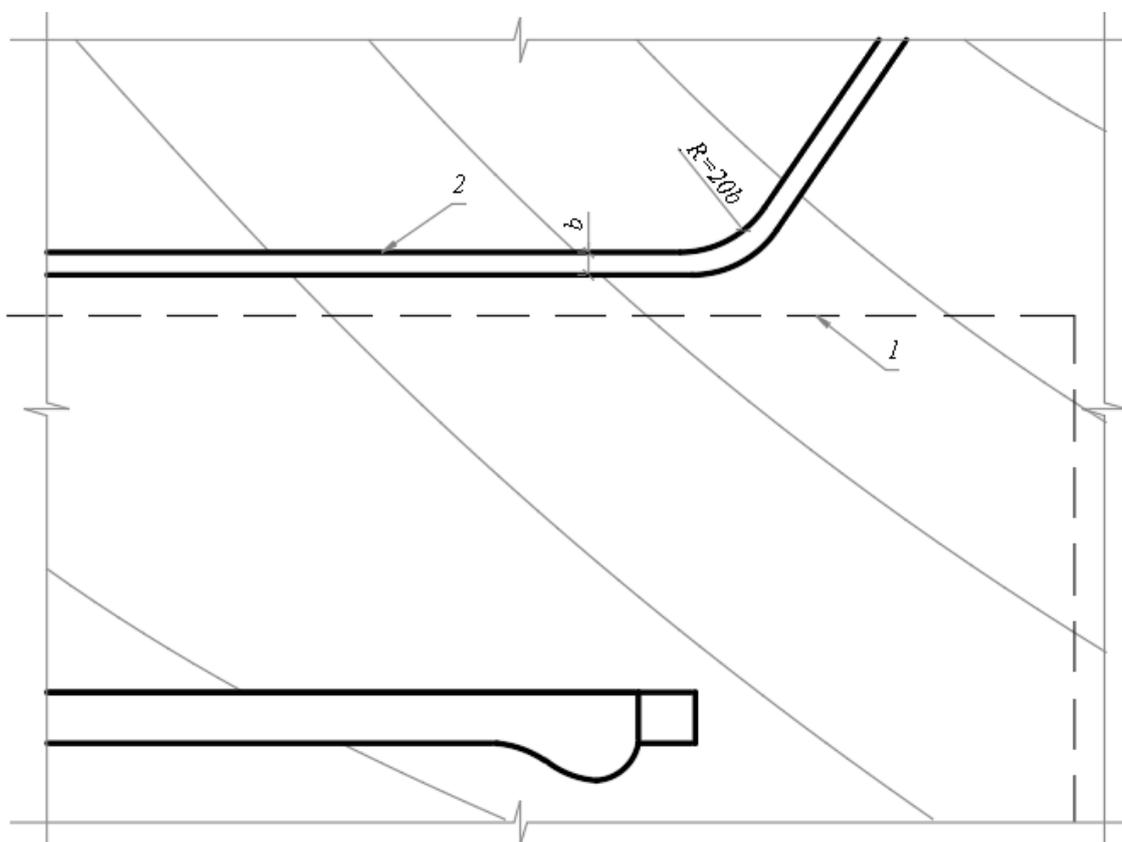
**Рисунок 10 – Схема установки тальвежных колодцев для отвода поверхностных вод из пониженных участков рельефа**



1 – лоток закрытого типа; 2 – пескоуловитель; 3 – смотровой колодец; 4 – труба-перепуск; 5 – водосточный коллектор

**Рисунок 11 – Схема установки лотка закрытого типа для отвода поверхностных вод из пониженных участков рельефа**

Водоотводные каналы следует располагать за пределами спланированной части летной полосы (рисунок 12). Размеры поперечного сечения каналов определяются гидравлическим расчетом.



1 – граница летной полосы; 2 – канава;  $b$  – ширина канавы по дну;  $R$  – радиус поворота канавы

**Рисунок 12 – Схема расположения водоотводной канавы**

Величина продольного уклона по дну канавы определяется из условий обеспечения течения воды и отсутствия заиливания и размываемости дна и стенок канавы. В случае, если скорость течения воды превышает допустимую скорость, при которой начинается размыв грунта, предусматривается укрепление дна и стенок (откосов) канавы. Поперечное сечение канавы предпочтительно выполнять трапецеидальным.

Бровка канавы должна располагаться выше расчетного уровня не менее, чем на 0,25 м. В месте примыкания канавы к водоприемному сооружению дно канавы должно быть выше уровня паводковых вод в водоприемном сооружении не менее, чем на 0,30 м при вероятности паводка  $P = 5$  лет.

Радиус закругления канавы в плане принимается равным  $20b$  для поворотов по трассе канавы и  $10b$  на примыкании к другой канаве, где  $b$  – ширина канавы по дну.

На участках с большими уклонами и изломами рельефа (при скоростях течения воды превышающих допустимые скорости размыва) кроме укрепления дна и стенок (откосов) сооружаются быстротоки и перепады, а также гасители скорости течения.

Перечисленные устройства для сбора и отвода поверхностных вод с грунтовых участков аэродромов не единственные. Выбор сооружений и составление схемы организации сбора и отвода поверхностных вод зависят от конкретной гидрогеологической ситуации на аэродроме, поэтому возможно конструктивное сочетание перечисленных сооружений.

#### **5.1.4 Схемы организации перехвата и отвода подземных (грунтовых) вод от аэродромных сооружений (дренажные устройства)**

Перехват и отвод подземных (грунтовых) вод осуществляется в случаях:

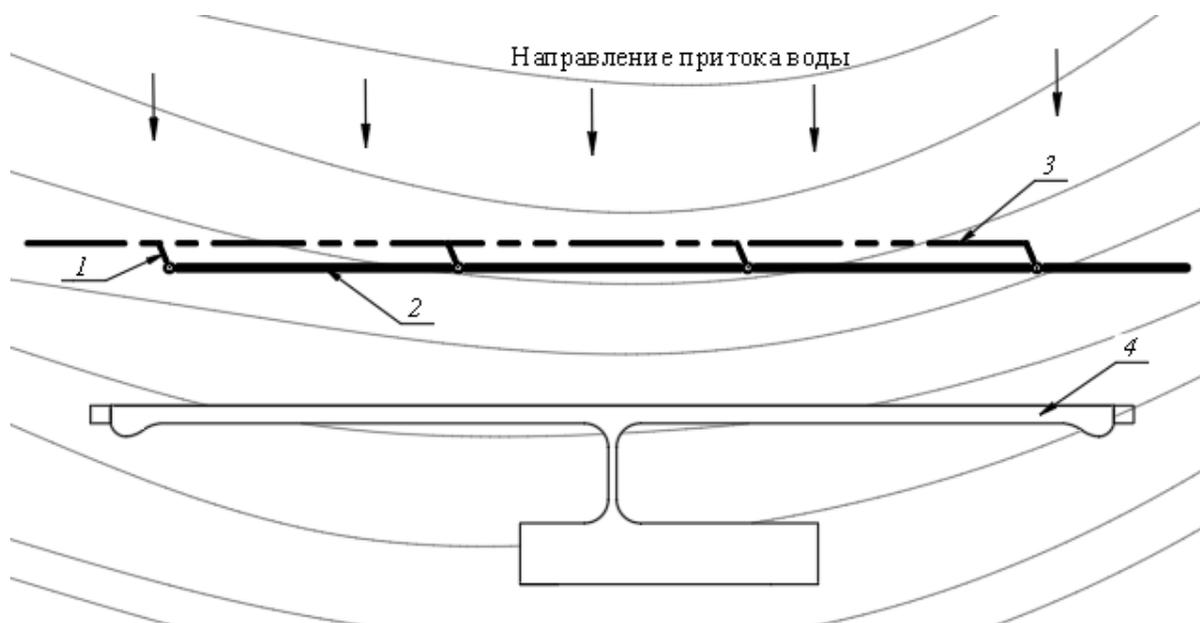
- притока грунтовых вод со смежных территорий;
- необходимости отвода грунтовых вод с участков с наибольшим стоком в результате впитывания поверхностных вод;
- необходимости отвода воды из оснований искусственных покрытий;
- необходимости перехвата и отвода воды из родников, расположенных в пределах аэродрома.

Приток грунтовых вод на территорию аэродрома может быть вызван подъемом уровня воды в близлежащих водоемах, наличием водоносных горизонтов в грунте, в результате фильтрации в грунте поверхностного стока, а также причинами техногенного характера.

Для перехвата и отвода притока грунтовых вод со смежных территорий устраивается дренаж, который может быть выполнен в виде береговой или ловчей дрены (рисунок 13). Необходимая глубина укладки дрены определяется в зависимости от глубины залегания грунтовых вод и требуемой нормы осушения. Норма осушения – значение, характеризующее максимально допустимый уровень грунтовых вод от поверхности.

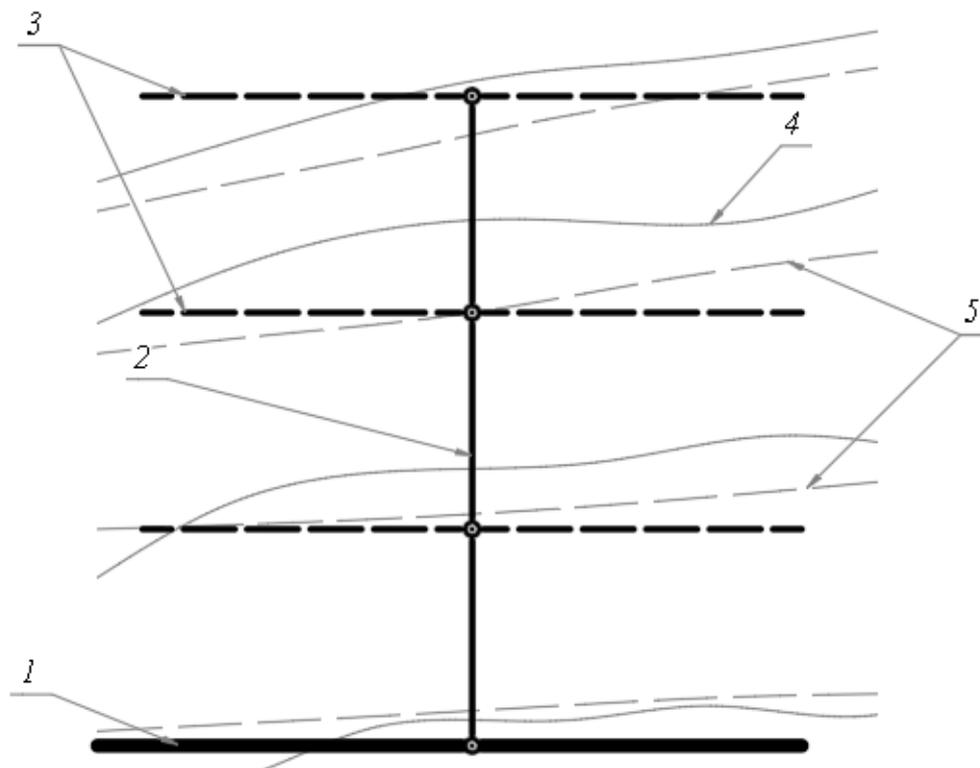
Береговая или ловчая дрена располагается перпендикулярно к направлению течения грунтовых вод. Дрена может быть выполнена с

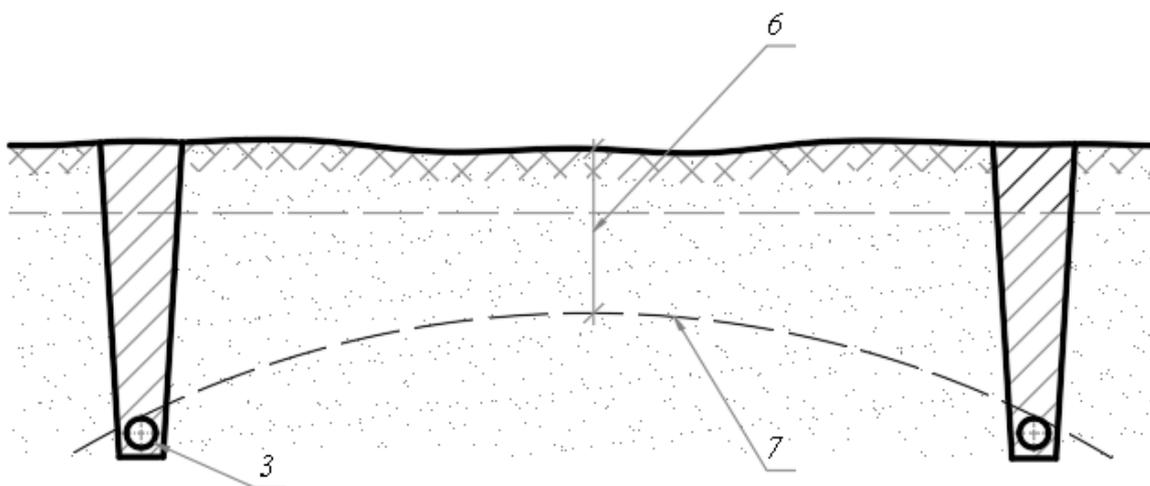
применением перфорированных дренажных труб, геосинтетических материалов, в том числе и в сочетании с габионными конструкциями или в виде траншеи, заполненной фильтрующим материалом (щебень изверженных пород, гравий) с односторонним гидроизолирующим экраном (рисунок 14).



1 – труба-перепуск; 2 – водосточный коллектор; 3 – береговая (ловчая) дрена; 4 – защищаемый объект

**Рисунок 13 – Схема организации перехвата притока грунтовых вод**



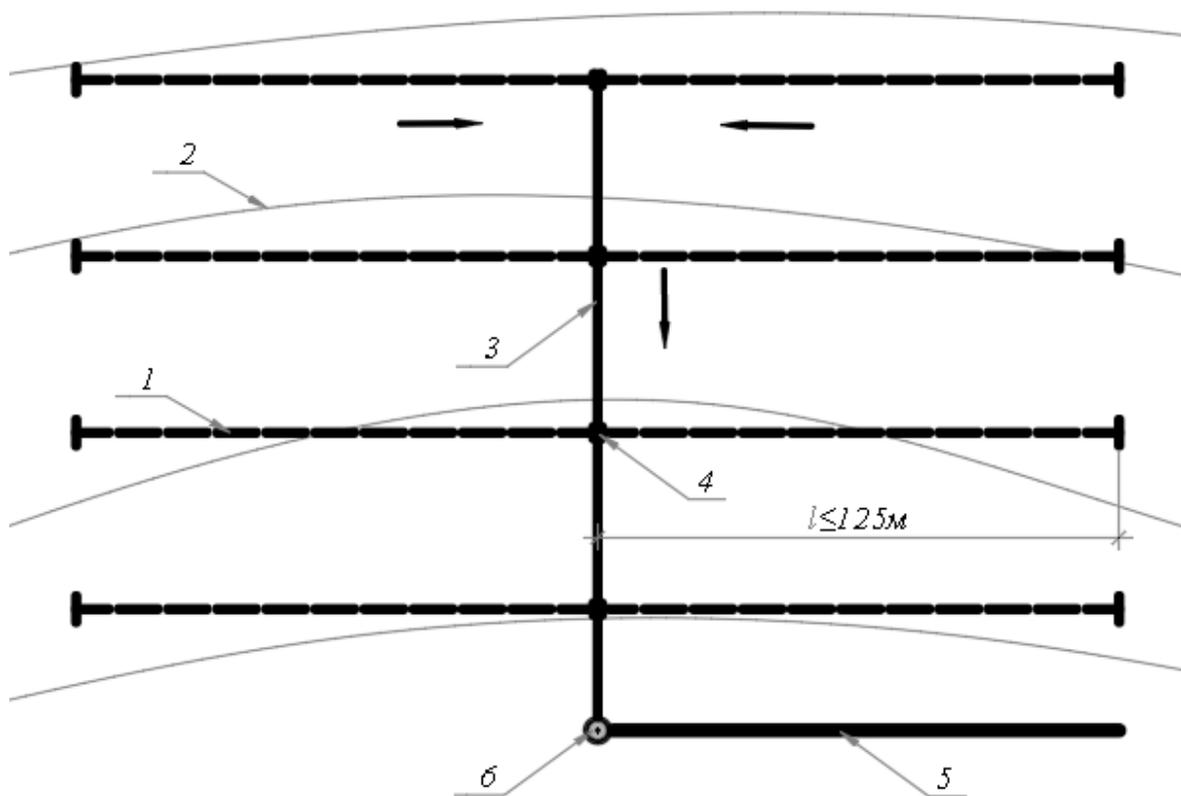


1 – коллектор; 2 – собиратель; 3 – дрена; 4 – горизонталь; 5 – гидроизогипсы; 6 – норма осушения; 7 – депрессионная кривая

**Рисунок 14 – Схема устройства глубинного дренажа летного поля**

Береговая или ловчая дрена устраивается по принципу глубинного дренажа. При этом возможна параллельная укладка нескольких дренажных линий со сбором воды в собиратель и последующим отводом в коллектор.

Отвод грунтовых вод с участков с необеспеченным стоком может быть выполнен с применением отдельных осушителей либо осушительной системы. Осушитель представляет собой дренаж неглубокого заложения, в среднем 0,60...0,80 м от поверхности. Сбор и отвод воды из осушителя может быть организован непосредственно в коллектор либо в собиратель (при наличии нескольких осушителей) и далее в коллектор (рисунок 15).



1 – осушитель; 2 – проектная горизонталь; 3 – собиратель; 4 – фасонный элемент; 5 – коллектор; 6 – смотровой колодец;

**Рисунок 15 – Схема организации отвода грунтовых вод с применением осушительной дренажной системы неглубокого заложения**

При устройстве осушительной системы длина каждого осушителя должна быть не более 125 м. В случае необходимости устройства осушителей длиной более 125 м, устанавливается дополнительный смотровой колодец.

Для организации отвода воды из оснований искусственных покрытий важно возвышение дна корыта над уровнем грунтовых вод и верховодки. Минимальное возвышение дна корыта искусственных покрытий над уровнем грунтовых вод и верховодки (норма осушения) должно быть не менее значений, указанных в таблице 2.

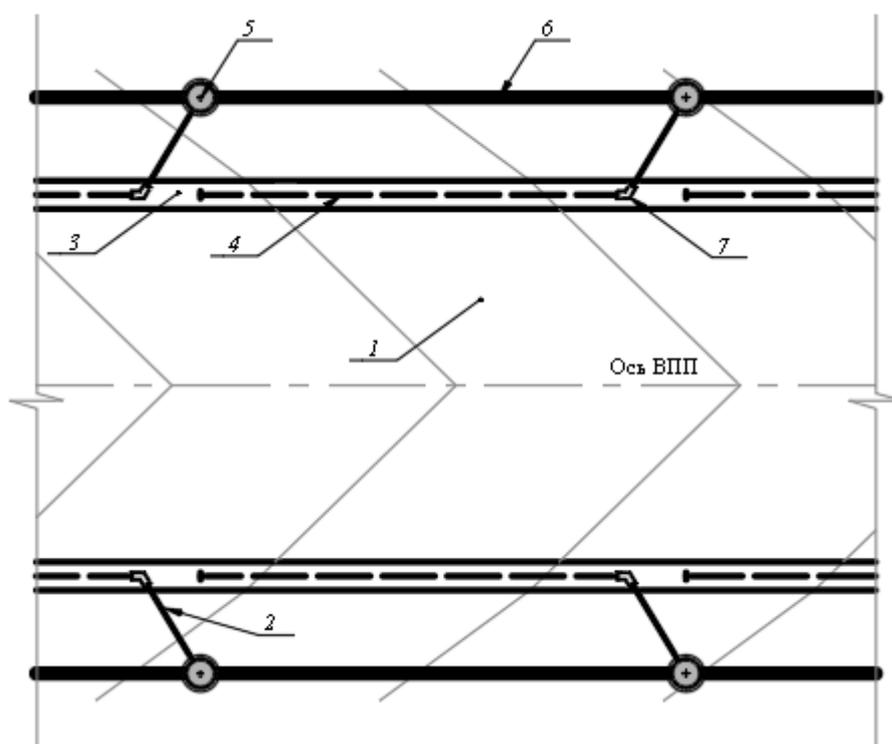
**Т а б л и ц а 2 – Величины минимального возвышения дна корыта искусственных покрытий над уровнем грунтовых вод**

Тип грунта естественного основания	Минимальное возвышение дна корыта, м, по климатическим зонам			
	II	III	IV	V
Песок:				
- средней крупности	0,8	0,7	0,6	0,5
- мелкий	1,3	0,9	0,9	0,8
Супесь	1,3	0,9	0,9	0,8
Песок, супесь, суглинок пылеватые	2,0	1,6	1,5	1,4
Суглинок тяжелый, глина	2,0	1,5	1,2	1,1

П р и м е ч а н и е – За расчетный уровень грунтовых вод следует принимать осенний уровень, а при отсутствии необходимых данных – наивысший возможный уровень, определяемый по верхней линии оглеения грунтов.

Для отвода воды из оснований искусственных аэродромных покрытий устраивается закомочный дренаж (рисунок 16). Дренажный трубопровод располагается за пределами кромки искусственных покрытий. Глубина укладки дренажа определяется толщиной конструкции искусственного покрытия.

При наличии склонов покрытий большой протяженностью ( $\geq 50$  м) дренаж основания искусственного покрытия целесообразно выполнять с применением геосинтетических дренажных композитных конструкций. Сбор и отвод воды из дренажных композитных конструкций следует осуществлять в закомочный дренаж и далее в водосточный коллектор.



1 – искусственное покрытие; 2 – перепуск; 3 – обочина; 4 – дренаж; 5 – смотровой колодец; 6 – водосточный коллектор; 7 – фасонный элемент

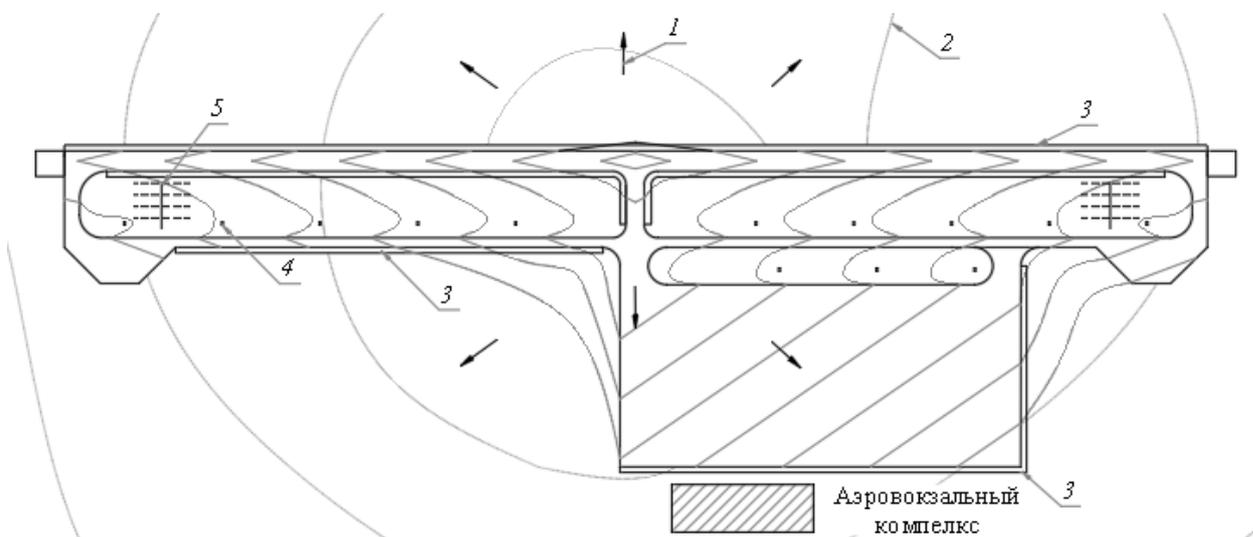
**Рисунок 16 – Схема устройства дренажа основания искусственного покрытия**

## 5.2 Разработка схемы отвода поверхностных и подземных (грунтовых) вод за пределы территории аэродрома

Составление схемы водосточной сети аэродрома выполняется на основе проекта организации рельефа, данных инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий и климатических особенностей района расположения аэродрома.

Проектом организации рельефа должен быть обеспечен сток поверхностных и грунтовых вод и расположены перехватывающие водоприемные сооружения (рисунок 17). Следующий шаг – размещение трасс водосточных коллекторов и выполнение гидравлического расчета

водоотводных сооружений. На основе результатов гидравлического расчета определяются размеры сооружений, диаметры труб, назначаются расстояния между смотровыми, дождеприемными и тальвежными колодцами.



1 – направление стока поверхностных вод; 2 – проектная горизонталь; 3 – лоток открытого или закрытого типов; 4 – тальвежный колодец; 5 – осушительная система

**Рисунок 17 – Схема расположения водоприемных сооружений на территории аэродрома**

При использовании лотков открытого типа расстояния между дождеприемными колодцами, устанавливаемыми в открытых лотках на искусственных покрытиях возможно принимать в соответствии с таблицей 3.

**Т а б л и ц а 3**

Продольный уклон по оси лотка	Расстояние между дождеприемными колодцами, м, для		
	двускатных ИВПП и площадок с шириной склона до 50 м	односкатных ИВПП и площадок с шириной склона покрытия 50...60 м	
		$\Delta = 2...3$ мм/мин	$\Delta = 3...4$ мм/мин
0,003...0,005	100...150	100...125	75...100
Более 0,005	150...200	125...150	100...125

Примечание –  $\Delta$  – метеорологический параметр, характеризующий расчетную интенсивность выпадения осадков, мм/мин.

При установке в грунтовых лотках тальвежных колодцев, расстояние между ними возможно принимать в соответствии с таблицей 4.

Т а б л и ц а 4

Продольный уклон по оси лотка	Расстояние между тальвежными колодцами, м, для			
	двускатных ВПП, площадок с шириной склона не более 50...60 м и обочинах до 25 м	односкатных ВПП, площадок шириной 50...60 м и обочинах до 25 м		двускатных и односкатных РД, площадок шириной до 25 м, грунтовых обочинах до 25 м
		$\Delta = 2...3$ мм/мин	$\Delta = 3...4$ мм/мин	
0,005...0,008	$\frac{100...150}{150...200}$	$\frac{125...150}{150...250}$	$\frac{100...125}{150...175}$	$\frac{150...200}{150...250}$
0,008...0,015	$\frac{100...125}{200...250}$	$\frac{100...125}{200...250}$	$\frac{75...100}{200...225}$	$\frac{150...250}{200...300}$

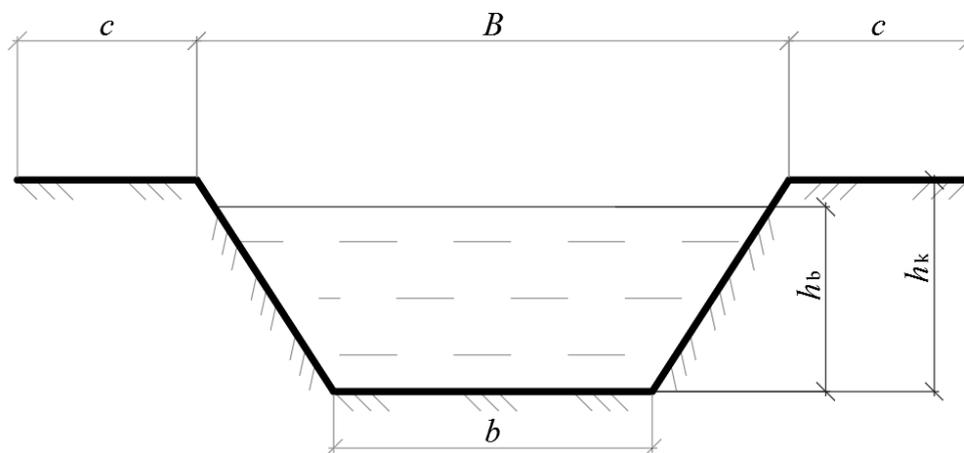
**П р и м е ч а н и я**  
 1 В числителе указаны расстояния между тальвежными колодцами по оси грунтовых лотков при супесчаных и песчаных грунтах; в знаменателе – то же, при суглинках и глинах.  
 2 При устройстве «лотка в лотке» или осушителей по оси лотка расстояние между тальвежными колодцами следует принимать 75...100 м.

## 6 Требования к конструктивным решениям

**6.1 Конструкции сооружений для перехвата поверхностных вод, поступающих со смежных водосборных территорий (нагорные каналы, дамбы и т. д.)**

### 6.1.1 Нагорные каналы

Нагорные каналы целесообразно выполнять с трапециевидальным поперечным сечением (рисунок 18).



$B$  – ширина канала по верху;  $b$  – ширина дна канала;  $c$  – ширина бровки канала ( $\geq 1$  м);  $h_b$  – максимальная глубина потока воды;  $h_k$  – глубина канала;  $m:n$  – заложения откосов канала

**Рисунок 18 – Поперечное сечение нагорной канавы**

При проектировании нагорных канав крутизна откосов ( $m:n$ ) должна назначаться в соответствии с таблицей 5. Ширина канала по дну  $b$  должна быть не менее 0,6 м.

Т а б л и ц а 5

Грунт русла канавы	Крутизна откосов, м	
	подводных	надводных
Галечниковый грунт, гравий с песком	1,25...1,50	1,00
Глина, суглинок тяжелый и средний, торф, мощностью до 0,7м, подстилаемый этими грунтами	1,00...1,50	0,5...1,00
Суглинок мягкий, супесь и торф, мощностью до 0,7м, подстилаемый этими грунтами	1,25...2,00	1,00...1,50
Песок крупнозернистый и среднезернистый, торф мощностью до 0,7м, подстилаемый этими грунтами	1,25...2,25	1,50
Песок крупнозернистый и торф мощностью до 0,7м, подстилаемый этими грунтами	1,50...2,50	2,00
Песок пылеватый	3,00...3,50	2,50
Торф со степенью разложения до 50 %	1,25...1,75	–
Торф со степенью разложения более 50 %	1,50...2,00	–
<p><b>П р и м е ч а н и я</b></p> <p>1 Крутизна стыков может быть уменьшена по сравнению с указанными в таблице в том случае, когда это требуется условиями применения прогрессивных технологий строительства. То же относится к значениям крутизны откосов дамб.</p> <p>2 Первое значение крутизны – для канав с расходом менее 0,5 м<sup>3</sup>/с, второе – для канав с расходом более 10 м<sup>3</sup>/с. Для промежуточных значений расходов крутизна откосов определяется методом интерполяции.</p>		

В случае, если расчетная скорость течения воды в канаве с неукрепленным дном и откосами не превышает предельно допустимую скорость, при которой начинается размыв грунта, необходимо предусматривать укрепление. Тип укрепления канавы следует принимать по таблице 6.

Т а б л и ц а 6

Тип грунта канавы или лотка	Максимальная скорость течения, л/с	Тип укрепления дна и откосов канав и лотков	Максимальная скорость течения, л/с
Мелкозернистый и среднезернистый песок	0,4	Одерновка плашмя	1,0
		Одерновка в стенку	1,6
Крупнозернистый песок	0,8	Мощение одиночное	2,0
Суглинок	0,7	Мощение двойное	3,5
Суглинок тяжелый	1,0	Грунт, обработанный вяжущими	5,0
Глина	1,2	Габионные конструкции	5,0
		Бетонная плитка	6,0
		Монолитный бетон	8,0
<p><b>П р и м е ч а н и я</b></p> <p>1 Значения скорости течения даны для глубины потока от 0,4 до 1,0 м. При глубине потока менее 0,4м табличные значения принимаются с поправочным коэффициентом 0,85, а при глубине более 1,00 м – с коэффициентом 1,25.</p> <p>2 Уменьшение скоростей течения воды по длине сооружения не допускается.</p>			

При устройстве нагорных канав с укреплением дна и стенок габионными материалами и монолитным бетоном (железобетоном) допускается применять прямоугольное поперечное сечение нагорной канавы.

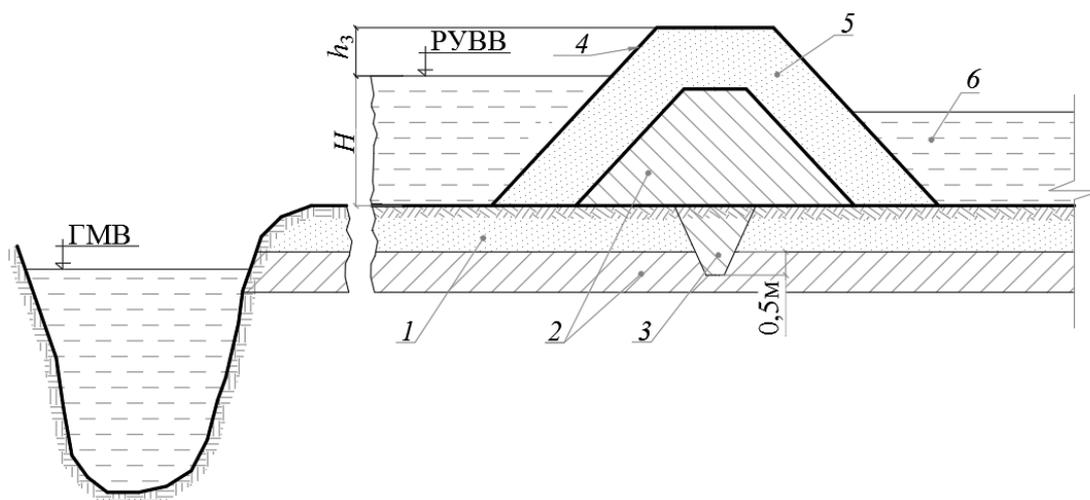
При необходимости устройства нагорной канавы в пределах территории аэродрома, протяженность трассы нагорной канавы должна быть минимальной.

Если отвод воды из нагорной канавы предусматривается в водоотводную сеть аэродрома, в конце канавы устанавливается водоприемное сооружение.

### 6.1.2 Ограждающие дамбы

Ограждающие дамбы, с помощью которых обеспечивается защита территории аэродрома от затопления при подъеме уровня воды в близлежащем водоеме, следует устраивать на участках где высота дамбы и объем работы по ее строительству наименьшие. При выборе местоположения дамбы необходимо учитывать возможность размещения на территории между летным полем и ограждающей дамбой аккумулирующего бассейна, необходимого для сбора воды, стекающей к дамбе в периоды подъема воды в водоеме.

Для сбора воды из аккумулирующего бассейна и регулирования уровня воды в нем, под дамбой прокладывается водопропускная труба с затворами для регулирования. Дамба сооружается из местного грунта. Поперечный разрез дамбы приведен на рисунке 19.



1 – водопроницаемый грунт; 2 – водонепроницаемый грунт; 3 – зуб из водонепроницаемого грунта; 4 – укрепленный откос; 5 – дамба; 6 – аккумулирующий бассейн;  $h_3$  – запас высоты дамбы

**Рисунок 19 – Схема поперечного разреза ограждающей дамбы**

Высота ограждающей дамбы принимается не менее, чем на 0,5м выше расчетного уровня высокой воды (РУВВ) с учетом высоты волны и высоты набега ее на откос дамбы. Заложения откосов и тип их укрепления принимаются в соответствии с таблицами 5–8.

**Т а б л и ц а 7 – Крутизна откосов дамб со стороны противоположной водоему**

Тип грунта	Крутизна откосов дамб, м
Глина, суглинок твердый и полутвердый	1,00
Суглинок мягкопластичный	1,25
Супесь	1,50
Песок	2,00
Примечание – Крутизна откосов может быть уменьшена в случаях, когда это требуется для увеличения устойчивости откоса.	

**Т а б л и ц а 8 – Крутизна откосов дамб со стороны водоема и условия применения типов их укрепления**

Тип грунта	Минимальное заложение откосов, м	Тип укрепления откосов	Длительность стояния высоких вод	Скорость течения, м/с	Высота волны с набегом, м	Допустимое воздействие ледохода
Супесь пылеватая	1,50	Посев дернообразующих трав	Кратковременная	0,50	0,15	Не допускается
Любой кроме засоленных и хорошо дренирующих	1,50	Сплошная одерновка	То же	1,00	0,20	То же
Любой кроме засоленного	1,50	Грунт, обрабатываемый каменными материалами	Любая	≤3,00	0,50	Слабое
Любой	1,50	Каменная наброска	То же	2,00	0,3...0,60	От слабого до среднего
	Сухие – 1,00 Мокрые – 2,00	Бетонное на щебеночном или гравийном основании				

При сооружении на дамбе автомобильной дороги или подъездного пути высота дамбы должна обеспечивать неподтопляемость дорожной одежды и обочин.

В зависимости от последствий аварий класс ограждающей дамбы следует назначать:

- при возможном затоплении зданий аэровокзала, ангара и значительной части ВПП – дамбы I и II классов, причем I класса – для внеклассного аэродрома и аэродрома I класса; II класса – для аэродромов II класса;

- при возможном затоплении значительной части ВПП (не зависимо от класса аэродрома) – дамбы III класса;

- при возможном затоплении значительной части кольцевой или боковой полос безопасности и других территорий – дамбы IV класса.

Ширина дамбы по верху назначается в зависимости от способов ее возведения, применяемых материалов и изделий и технологии эксплуатации.

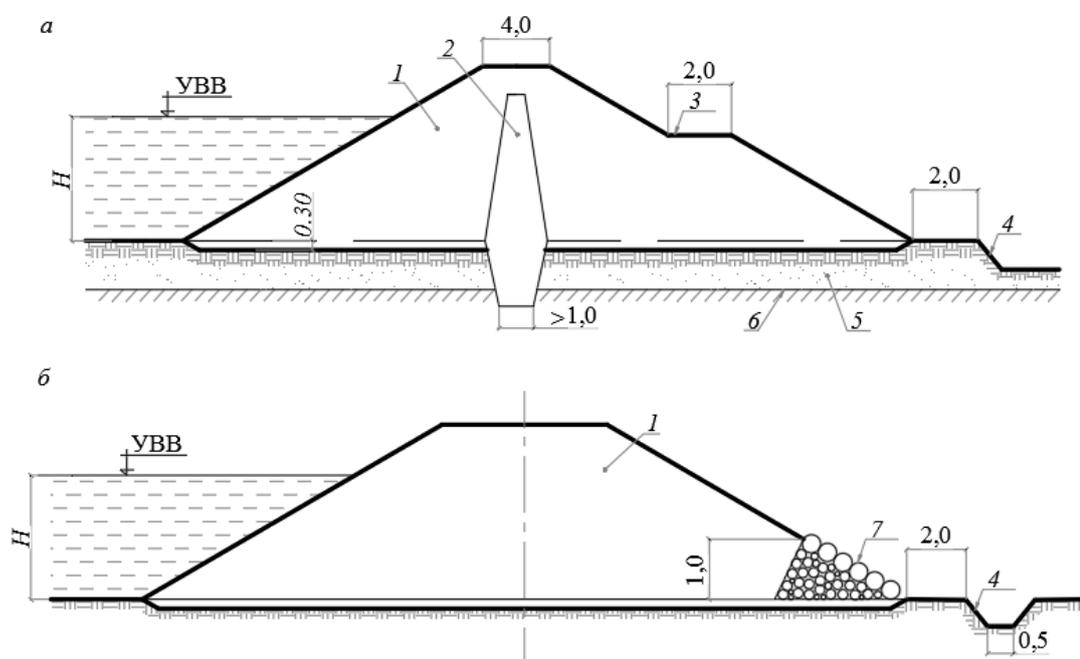
При использовании дамбы для устройства автомобильных дорог ширина ее по верху принимается в соответствии с требованиями нормативных документов на проектирование автомобильных дорог.

Крутизна откоса дамбы со стороны водоема принимается не менее 2,00 с уменьшением крутизны нижней части дамбы на 1/4 на каждые 6–8 м высоты.

Со стороны аккумулирующего бассейна крутизна откоса, омываемого водой, устраивается не менее 2,00. Надводная часть дамбы, расположенная выше уровня набега волны со стороны аккумулирующего бассейна, может устраиваться с откосом крутизной не менее 1,50.

Со стороны бассейна при высоте подводной части дамбы более 2 м должны устраиваться бермы – горизонтальные площадки, шириной не менее 1 м.

Растительный слой грунта из-под подошвы насыпи дамбы должен быть полностью удален. Повышению устойчивости дамбы способствует устройство ядра (зуба) из водонепроницаемого грунта (глины, тяжелого суглинка), чтобы не проникла вода через водопроницаемые слои основания насыпи (рисунок 20).



*a* – дамбы с ядром (водонепроницаемым зубом) при напоре  $H$  до 6 м; *б* – дамба без ядра при напоре  $H$  до 4 м; 1 – тело дамбы из песка или супеси; 2 – ядро из глины; 3 – берма; 4 – водоотводная канава; 5 – водопроницаемое основание; 6 – водоупор; 7 – дренажная отсыпка (при отсутствии противодиффузионных устройств)

**Рисунок 20 – Варианты поперечных профилей дамбы**

Откосы ограждающих дамб должны быть укреплены или защищены специальными сооружениями. Защита дамб от действия продольных течений может быть пассивной, не устраняющей причин подмыва дамбы (различные виды откосных укреплений) и активной – в виде устройств, отклоняющих течение воды от откоса дамбы (поперечные незатопляемые траверсы). Откосы могут быть укреплены одерновкой «плашмя», каменной наброской, бетонными плитами и монолитным бетоном. Выбор типа укрепления от воздействия продольного течения следует осуществлять в соответствии с таблицей 9.

**Т а б л и ц а 9 – Типы укрепления откосов дамб**

Тип укрепления	Допускаемая скорость течения воды, м/с	Допускаемая высота волны, м
Одерновка «плашмя»	$\leq 1,50$	0,25
Каменная наброска	$\leq 3,00$	0,50
Бетонные плиты	$5,00 \leq v \leq 6,00$	В зависимости от размера плит
Монолитный бетон	$6,00 \leq v \leq 8,00$	0,50...0,80

Укрепление одерновкой следует применять при небольших объемах работ при отсутствии их механизации.

При значительных объемах работ следует применять укрепление каменной наброской, бетонными плитами и монолитным бетоном.

По низу (подошве) откоса устраивается специальный упор (рисберма) для защиты дамбы от разлива. Глубина заложения и объем упора назначаются исходя из ожидаемого местного разлива у дамбы.

Активную защиту дамб от продольного течения путем устройства траверсов можно применять только при отсутствии набега волны на дамбу, так как траверсы не предохраняют насыпь от воздействия волн.

Бетонные плиты и монолитный бетон укладываются на основание, подобранное по принципу обратного фильтра и снимающее гидростатическое давление в теле насыпи при откате волн.

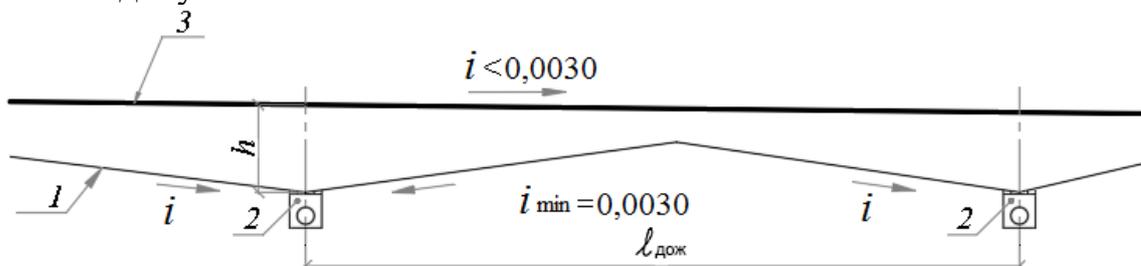
## **6.2 Сооружения для сбора и отвода поверхностных вод с искусственных аэродромных покрытий**

### **6.2.1 Водоотводные лотки открытого типа**

Водоотводные лотки открытого типа вдоль кромок искусственных покрытий проектируются треугольного поперечного сечения. На искусственных покрытиях двухскатного поперечного профиля лотки предусматриваются по обеим сторонам покрытия. Для ВПП с односкатным поперечным профилем, грунтовых МС, перронов и специальных площадок с искусственным покрытием, ширина склона которых составляет более 30 м, лотки должны проектироваться шириной 8 м и глубиной 10 см. Для ВПП с двухскатным профилем и участков искусственных покрытий РД со склоном шириной 30 м и менее, ширина лотка должна быть не менее 6 м, глубина – не менее 8 см. Размеры поперечного сечения лотка уточняются гидравлическим расчетом.

Продольные уклоны лотков с искусственным покрытием должны быть не менее 0,003. В случае отсутствия продольного уклона искусственного покрытия лоткам придается пилообразный профиль (рисунок 9) с попутными или встречными уклонами (рисунок 21).

Открытые лотки вдоль ИВПП устраиваются за ее кромками или за укрепленными обочинами (боковыми полосами безопасности), если они предусмотрены. Устройство открытых лотков на укрепленных обочинах ИВПП не допускается.



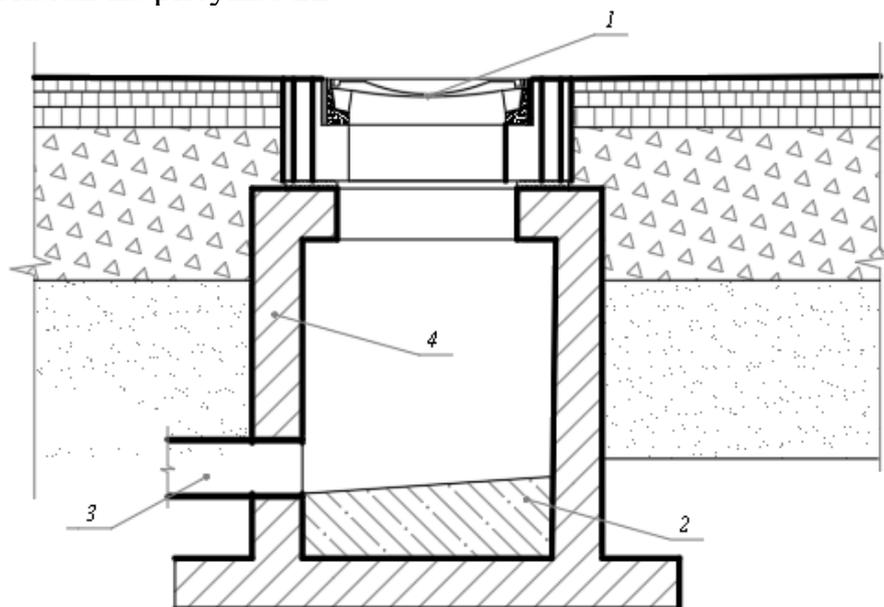
1 – дно лотка; 2 – дождеприемный колодец; 3 – искусственное покрытие;  $l_{\text{дож}}$  – расстояние между дождеприемными колодцами

**Рисунок 21 – Лоток пилообразного профиля с встречными уклонами**

Открытые лотки вдоль рулежных дорожек и перронных РД допускается устраивать в укрепленных обочинах, как правило в трех метрах от внешней кромки обочины.

### 6.2.2 Дождеприемные колодцы

Дождеприемные колодцы применяются для сбора и отвода воды с поверхности искусственных аэродромных покрытий. Дождеприемные колодцы устанавливаются в пониженных точках рельефа поверхности искусственных покрытий, а также в лотках открытого типа. Дождеприемный колодец показан на рисунке 22.

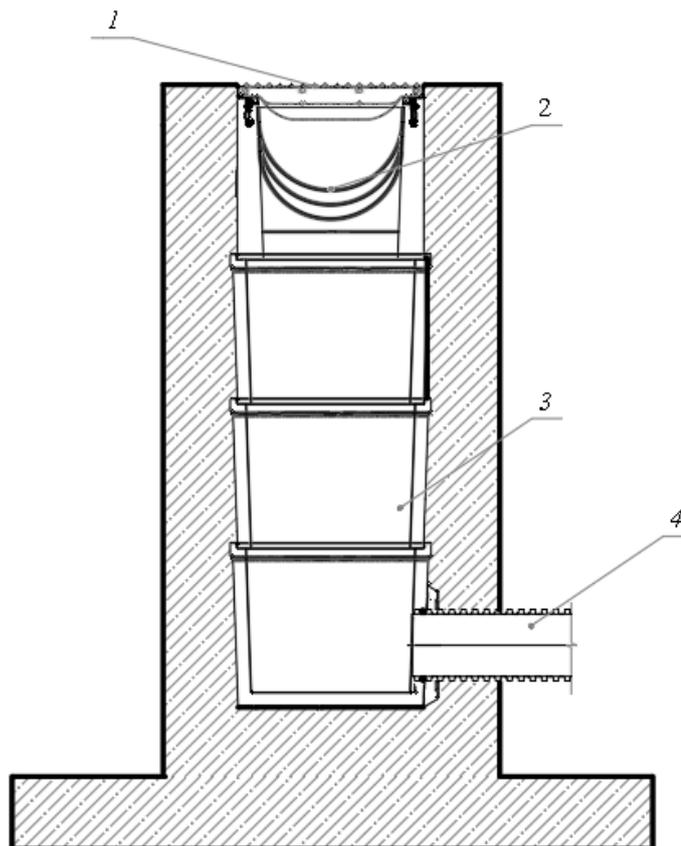


1 – решетка; 2 – забивка дна колодца в форме лотка; 3 – перепуск из дождеприемного колодца; 4 – дождеприемный колодец

**Рисунок 22 – Дождеприемный колодец**

Для увеличения водозахватывающей способности дождеприемный колодец может быть выполнен с двумя и тремя водоприемными решетками. Дождеприемный колодец выполняется из железобетона в виде монолитной или сборной конструкции.

В качестве дождеприемного колодца возможно использование пескоуловителя, который применяется при устройстве дождеприемных лотков. Для увеличения водозахватывающей способности пескоуловителя дополнительно присоединяется один или несколько фрагментов лотка (рисунок 23).



1 – решетка; 2 – дождеприемный лоток; 3 – пескоуловитель; 4 – перепуск

**Рисунок 23 – Дождеприемный колодец, выполненный из пескоуловителя**

Дождеприемные колодцы устанавливаются в лотках длинной стороной перпендикулярно к оси лотка.

Расстояния между дождеприемными колодцами, устанавливаемыми в лотках открытого типа, определяются гидравлическим расчетам. Ориентировочные значения следует принимать по таблице 3.

В случае устройства «лотка в лотке» (рисунок 26) расстояние между дождеприемными колодцами определяется по формуле

$$l_{\text{дож}} = \frac{h}{J_1 - J} + \frac{h}{J_2 - J}, \quad (1)$$

где  $h$  – глубина лотка за вычетом 2 см;

$J$  – продольный уклон поверхности покрытия в месте установки лотков;

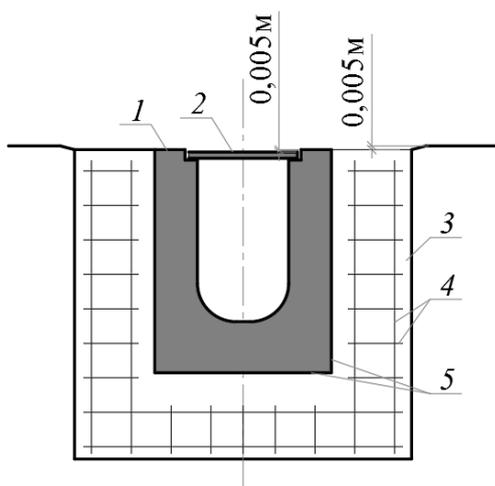
$J_1, J_2$  – уклоны участков дна лотка между колодцами (не менее 0,003).

Дождеприемные колодцы с металлическими решетками из одного звена устанавливаются в лотках с продольными уклонами до 0,005, с решетками из двух звеньев – при уклонах 0,006...0,007, с решетками из трех звеньев – при уклонах 0,008 и более, а также при расположении в пониженных местах с отсутствием стока и в точках окончания лотков. Уклон поверхности дна дождеприемного колодца должна быть в сторону трубы – перепуска, отводящей воду из колодца. Места сопряжений дождеприемных колодцев с искусственными покрытиями должны быть герметизированы для обеспечения водонепроницаемости.

### 6.2.3 Дождеприемные лотки

Дождеприемные лотки (каналы) закрытого типа, в том числе и пилообразного профиля, проектируются в случаях, когда в соответствии с результатами гидравлического расчета дождеприемные колодцы необходимо устанавливать на расстоянии 40 м и менее.

Существуют различные формы поперечного сечения закрытых лотков (рисунок 6). Минимальная начальная глубина лотка должна быть не менее 0,15 м. Ширина дождеприемного лотка назначается в соответствии с гидравлическим расчетом и может быть 0,10...0,50 м. Лотки могут применяться промышленного производства сборного типа или монолитные, изготавливаемые непосредственно на месте установки. По длине лотка устраиваются температурно-усадочные швы через 20–30 м. По всей длине лотка в месте соприкосновения его с искусственным покрытием устраивается технологический шов шириной не менее 2 см, который заполняется герметизирующим материалом. При установке сборных лотков необходимо устраивать специальную защитную обойму, выполняемую из железобетона (рисунок 24).



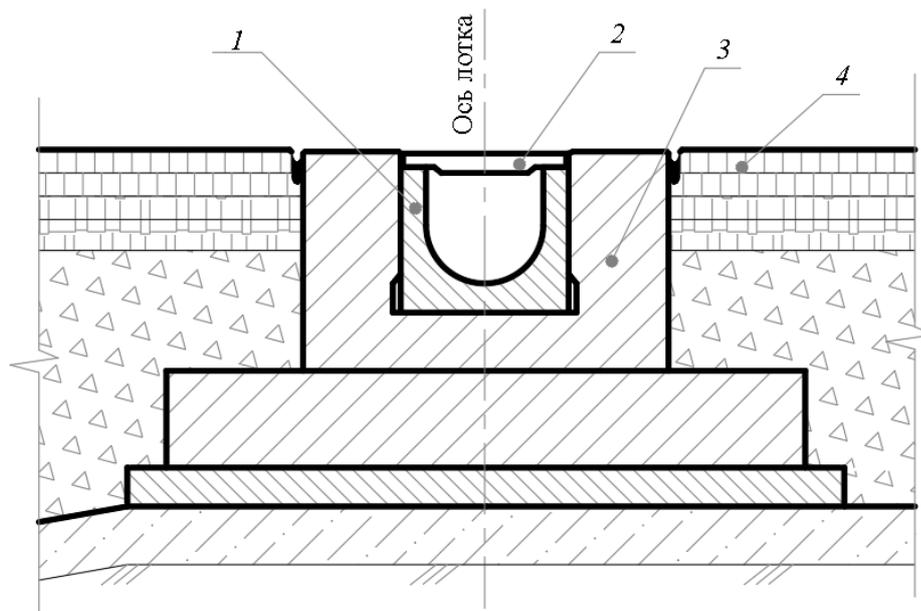
1 – сборный лоток; 2 – решетка лотка; 3 – обойма; 4 – арматура; 5 – технологический шов

**Рисунок 24 – Защитная обойма для сборного лотка**

При монтаже дождеприемного лотка необходимо, чтобы поверхность обоймы была на 5 мм ниже поверхности покрытия, а поверхность решетки лотка на 5 мм ниже поверхности обоймы.

Геометрические размеры обоймы (толщина) определяются расчетом на прочность из условия воздействия нагрузки от колес расчетного воздушного судна.

При расположении дождеприемного лотка непосредственно на искусственном покрытии (рисунок 25) лоток устанавливается в специальной плите (ряде плит) без устройства защитной обоймы.



1 – дождеприемный лоток; 2 – решетка; 3 – обойма лотка; 4 – искусственное покрытие

**Рисунок 25 – Установка лотка на искусственном покрытии**

### **6.3 Сооружения для сбора и отвода поверхностных вод с грунтовых поверхностей**

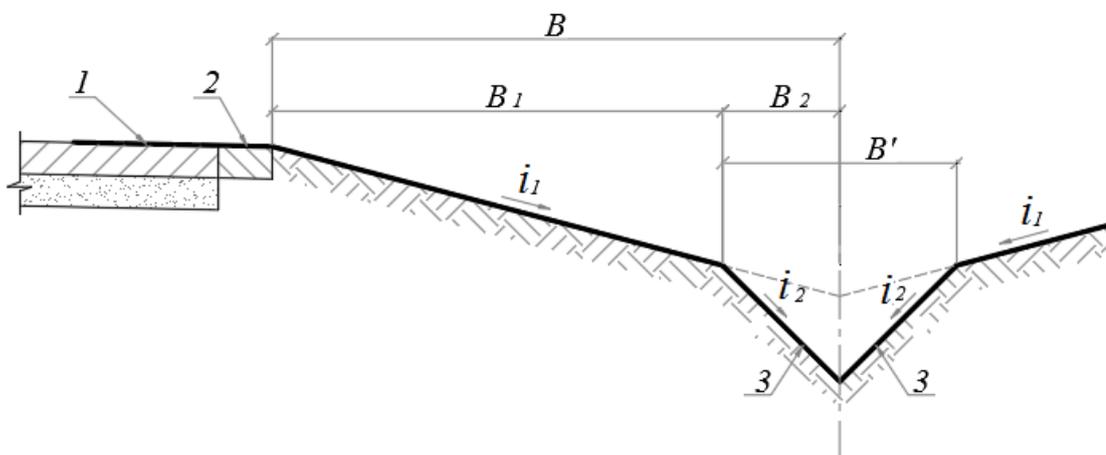
Для сбора и отвода поверхностных вод с грунтовых участков аэродрома устраиваются планировочные лотки, тальвежные колодцы и водоприемные сооружения.

Грунтовые планировочные лотки проектируются с треугольным поперечным сечением шириной от 5 м и более и глубиной 0,10...0,15 м.

Удаление оси грунтового лотка от кромки покрытия ВПП должно быть не менее 25 м, от кромки покрытия РД – не менее 10 м. Продольные уклоны по оси грунтового лотка должны быть не менее 0,005 для супесчаных, песчаных, гравелисто-щебеночных грунтов и не менее 0,007 для суглинистых и глинистых грунтов.

В зоне избыточного увлажнения, а также при наличии суглинистых и глинистых грунтов, для улучшения условий сбора и отвода поверхностных вод по оси грунтового лотка может устраиваться «лоток в лотке» или укладываться трубчатый осушитель. При значительных продольных уклонах

грунтовые лотки должны быть проверены на устойчивость против размыва грунта лотка. При необеспеченной устойчивости дно и стенки лотка должны быть укреплены.

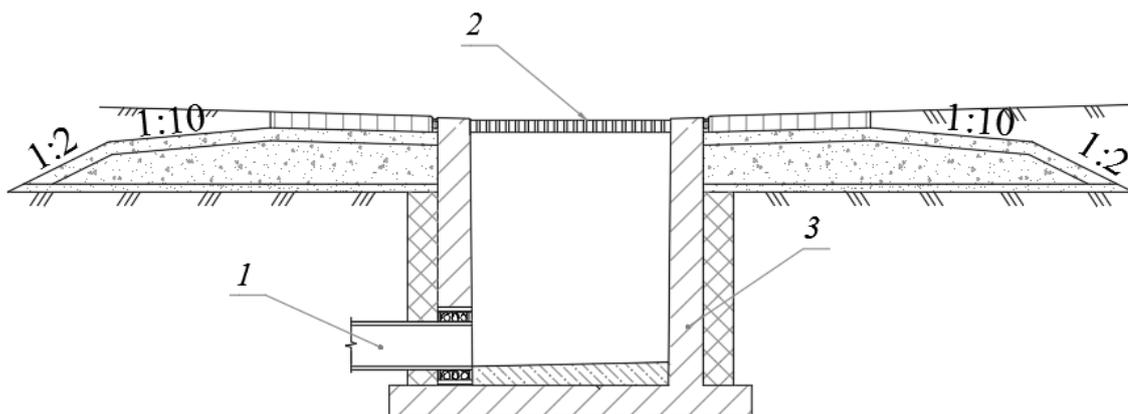


1 – искусственное покрытие; 2 – отмостка; 3 – лоток в лотке

**Рисунок 26 – Устройство «лотка в лотке»**

Для отвода воды из грунтовых лотков по оси грунтового лотка устраиваются тальвежные колодцы. Расстояния между тальвежными колодцами определяются расчетом, но ориентировочно могут быть назначены по таблице 4.

Конструкция тальвежного колодца (рисунок 27) аналогична конструкции дождеприемного колодца. Тальвежные колодцы устанавливаются длинной стороной перпендикулярно к оси грунтового лотка.



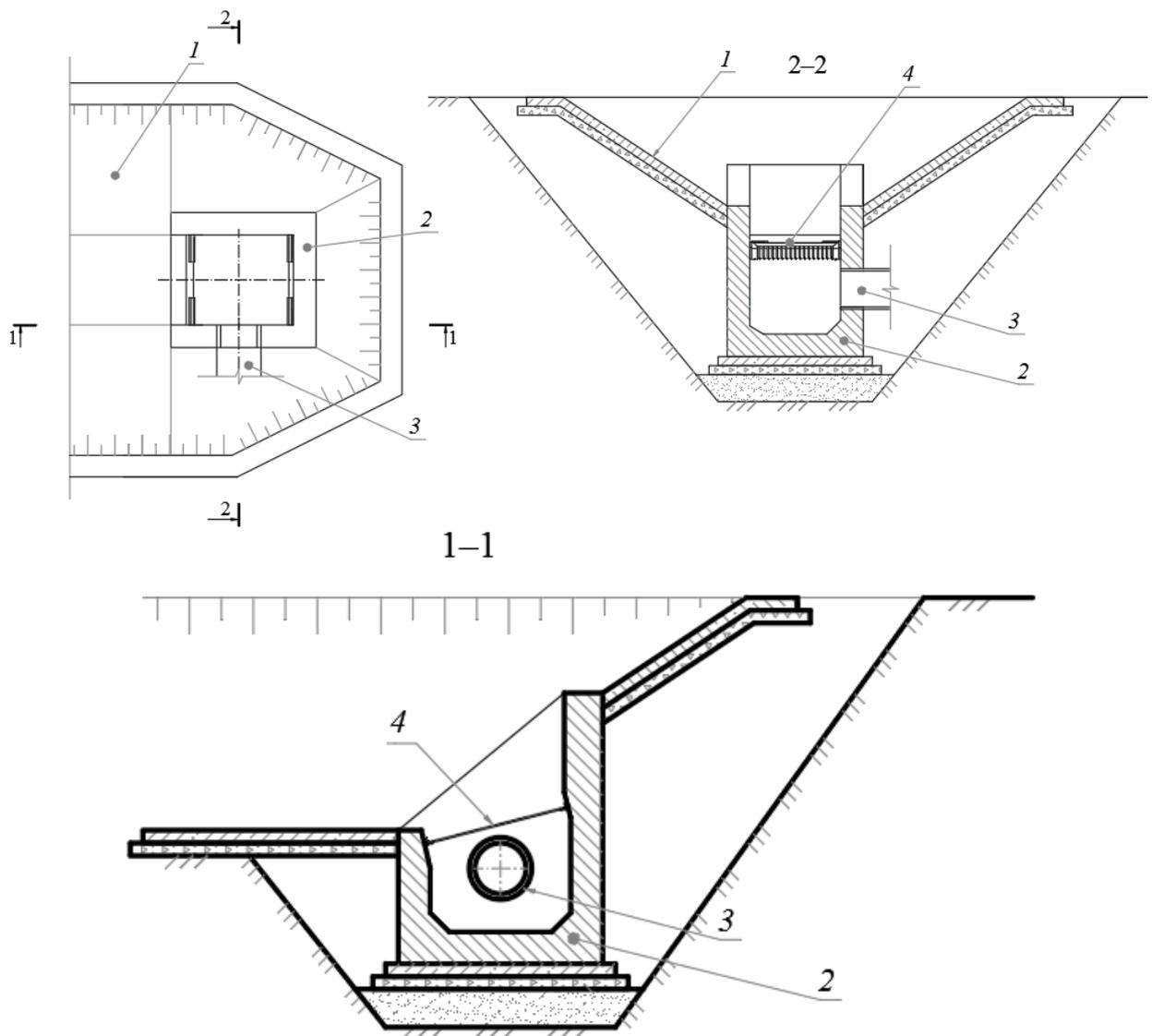
1 – перепуск; 2 – решетка; 3 – тальвежный колодец

**Рисунок 27 – Конструкция тальвежного колодца**

Тальвежные колодцы устанавливаются также в замкнутых понижениях рельефа на грунтовых участках. Для увеличения водозахватывающей способности тальвежные колодцы могут быть выполнены с двумя, тремя или

с большим числом водоприемных решеток, а также могут применяться фрагменты закрытых лотков с обязательным подключением к пескоуловителю.

Водоприемные сооружения устанавливаются на грунтовых участках аэродрома и вне его территории для приема воды из нагорных канав, нагорных каналов или водоотводных канав. На рисунке 28 показана схема водоприемного сооружения. Водоприемное сооружение может быть с горизонтальной или наклонной водоприемной решеткой и отстойником для сбора взвешенных частиц, переносимых потоком воды.

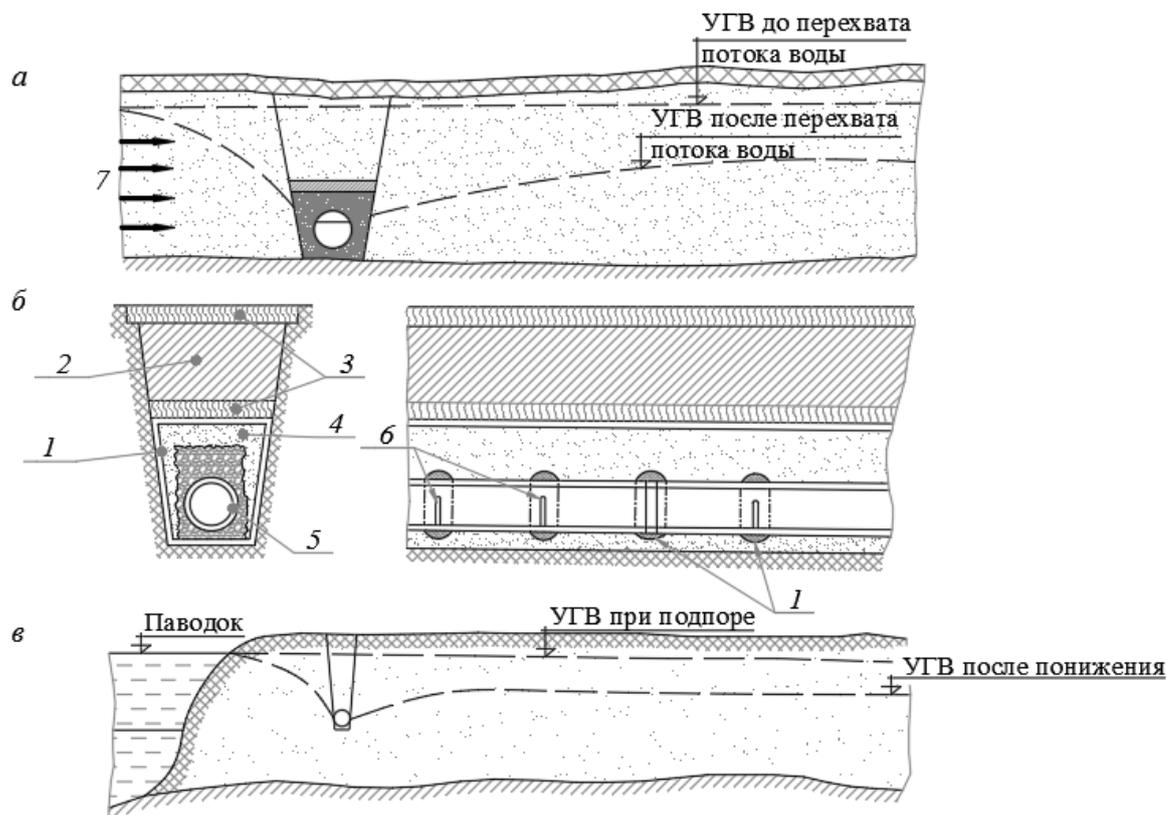


1 – канава; 2 – водоприемное сооружение; 3 – труба перепуска; 4 – решетка

**Рисунок 28 – Конструкция водоприемного сооружения**

#### 6.4 Конструкции сооружений для перехвата, сбора и отвода подземных (грунтовых) вод на территории аэродрома (дренажные устройства)

Для перехвата и отвода подземных (грунтовых) вод, поступающих на территорию аэродрома со смежных территорий, применяются ловчие и береговые дрены (рисунок 29).

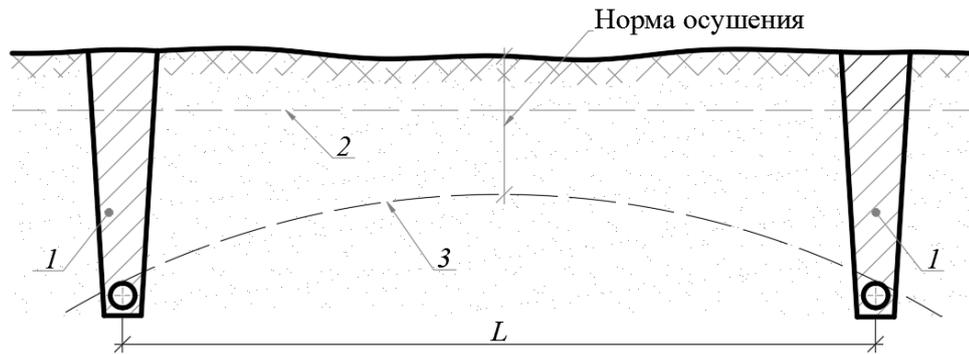


*а* – схема действия ловчей дрены; *б* – конструкция дрены; *в* – схема действия береговой дрены; 1 – геосинтетический материал; 2 – грунт; 3 – пласты дерна; 4 – фильтрующая обсыпка; 5 – труба; 6 – дренажные отверстия; 7 – поток грунтовой воды

**Рисунок 29 – Схемы ловчих и береговых дрен**

Глубину укладки ловчих и береговых дрен определяют в зависимости от расположения уровня потока грунтовых вод и его мощности. Диаметры труб определяются гидравлическим расчетом. Продольный уклон по оси дренажной трубы должен быть не менее 0,005. Дренажные трубы должны быть с отверстиями или щелевыми пропилами с шагом не более 0,3...0,5 м. Вокруг трубы может устраиваться фильтр из нетканого геотекстиля и фильтрующая обсыпка из щебня или гравия изверженных пород.

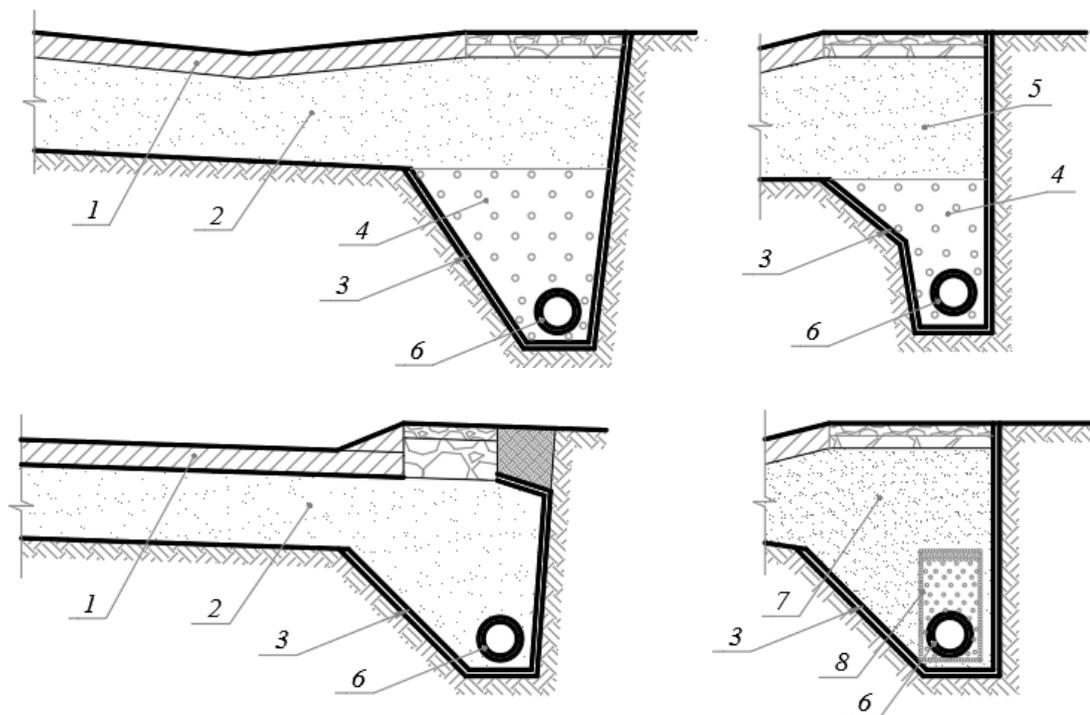
Для понижения уровня грунтовых вод до требуемой нормы осушения применяется глубинный дренаж (рисунок 30). Он состоит из дрен, уложенных параллельно на расчетном расстоянии. Расстояние между соседними параллельными дренажными линиями зависит от уровня расположения грунтовых вод и требуемой нормы осушения и определяется расчетом.



1 – дрена; 2 – фактический уровень воды; 3 – кривая депрессии

**Рисунок 30 – Схема понижения уровня грунтовых вод дренажной сетью**

Сбор и отвод воды из дренирующих оснований искусственных покрытий выполняется устройством закомочных дрен (рисунок 31). Закомочный дренаж выполняется в виде траншеи, по дну которой на основание укладывается дренажная труба с минимальным внутренним диаметром 100 мм, которая, при необходимости, обертывается защитно-дренирующим геосинтетическим материалом, нетканым геотекстилем, и сверху засыпается фильтрующей засыпкой. Фильтрующая засыпка дренажной траншеи обязательно должна соединяться с дренирующим слоем основания искусственного покрытия.

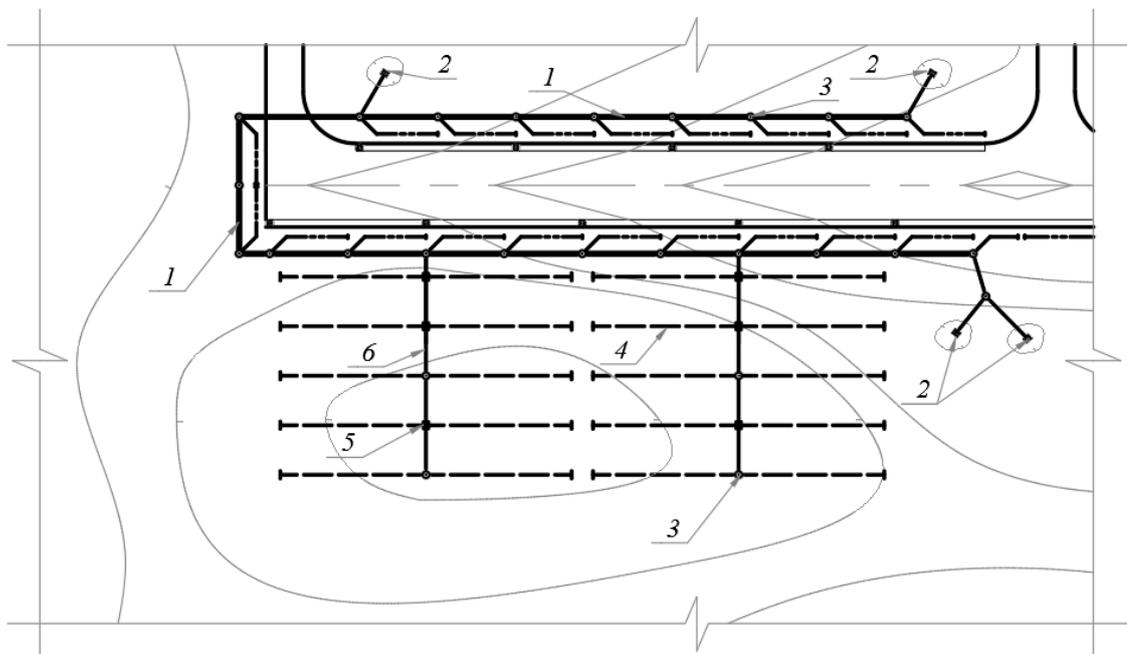


1 – бетонное покрытие; 2 – песчанное основание; 3 – геосинтетический материал; 4 – крупнозернистый песок; 5 – среднезернистый песок; 6 – дрена; 7 – песок; 8 – гравий

**Рисунок 31 – Варианты конструкций закомочных дрен**

Глубинные дрены, принимающие одновременно грунтовые воды и воды из дренирующих оснований, выполняются аналогично закрочным дренам, но с большей глубиной укладки и толщиной фильтрующей засыпки. Фильтрующая засыпка глубинных дрен должна соединяться с дренирующим основанием искусственного покрытия.

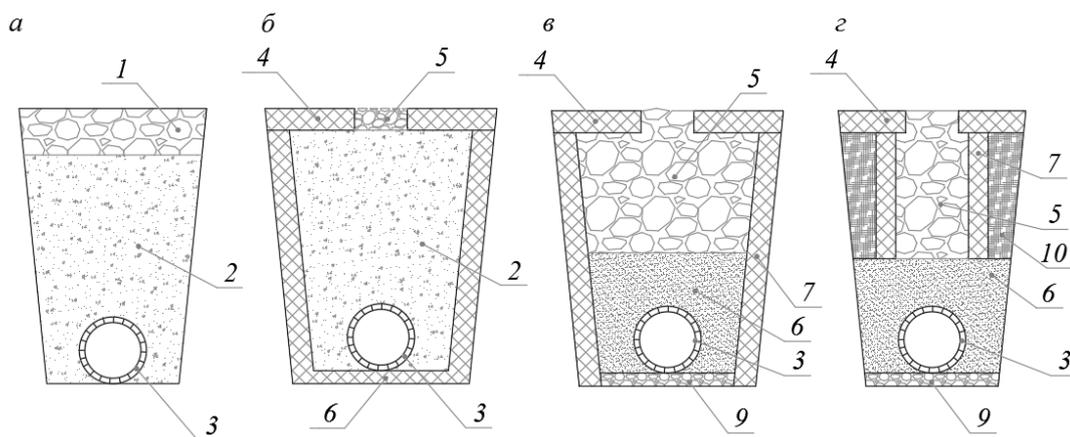
Отвод воды из замкнутых понижений грунтовых участков с необеспеченным стоком поверхностных вод выполняется с применением осушительных систем. Осушительная система представляет собой систему дренажей неглубокого заложения. Начальная глубина укладки осушителей принимается в пределах 0,6...0,8 м. На рисунке 32 показано расположение и состав осушительной системы.



1 – коллектор; 2 – тальвежный колодец; 3 – смотровой колодец; 4 – осушитель; 5 – примыкания осушителей и собирателей с помощью фасонных элементов; 6 – собиратель

**Рисунок 32 – Схема водоотводных систем, состоящих из осушителей, собирателей, тальвежных колодцев и коллекторов**

Конструкция осушителей показана на рисунке 33.



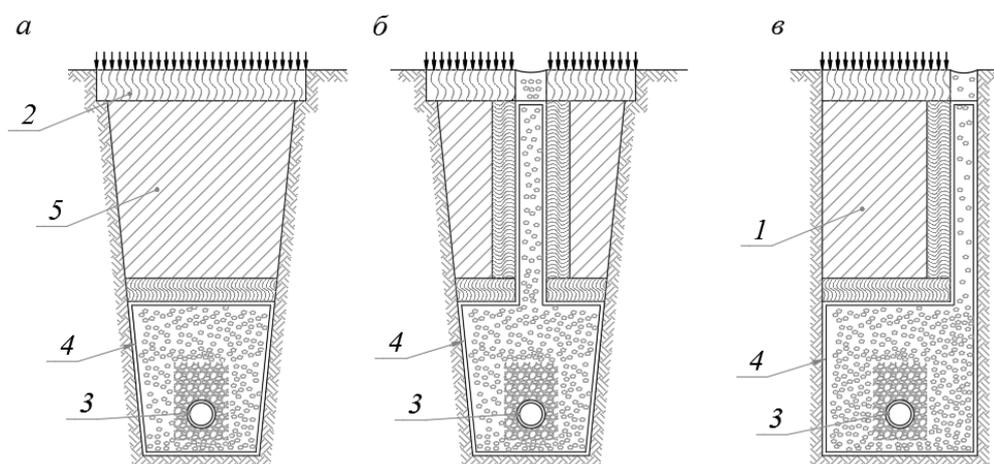
*а* – приемная часть из гравия; *б* – приемная часть в виде узкой щели с заполнением песчано-гравийной смесью; *в* – то же, с заполнением отгрохоченным гравием; *г* – то же, с ограниченной шириной гравийного заполнителя; 1 – гравийное заполнение (верхний слой 5–6 см, нижний 2–3 см); 2 – песчано-гравийная смесь; 3 – керамические и асбоцементные трубы; 4 – дерн толщиной 5–10 см; 5 – слой щебня (гравия) фракции 1–3 см, обработанного битумом; 6 – крупнозернистый песок; 7 – дерн толщиной 5–10 см; 8 – гравий или щебень фракции 5–6 см; 9 – подготовка из утрамбованного щебня смеси 5–7 см

**Рисунок 33 – Конструкции осушителей**

Осушители могут быть выполнены с применением хризотилцементных, полимерных (полиэтиленовых, полипропиленовых, поливинилхлоридных) и композитных труб или по беструбной технологии. Для соединения осушителей применяют фасонные элементы, а при беструбной технологии используется фрагмент трубы длиной не менее 1 м, укладываемый в конце дренажной траншеи.

Осушители выполняются из труб диаметром 0,100...0,125 м. Укладка труб производится в траншее прямоугольного профиля шириной 0,20...0,30 м, в слабых грунтах – в траншее трапецеидального типа шириной на 0,20 м больше внешнего диаметра трубы. До укладки труб выполняется устройство основания под трубы. Траншеи засыпаются по методу обратного фильтра – материалы более крупных фракций располагаются в нижней части траншеи и далее с постепенным уменьшением размеров фракций к верху траншеи. В верхней части траншеи устраивается водопринимающая полоса, на остальную часть траншеи по обе стороны от водопринимающей полосы укладывается дерн.

Если дрена предназначена для приема и отвода не только грунтовых, но и поверхностных вод, то фильтрующий материал в виде колонки доводится до поверхности земли (рисунок 34). Для устройства глубинного дренажа допускается применять трубофильтры, изготовленные из пористых водопроницаемых материалов, габионных элементов, дренажных композитных материалов. При устройстве дренажных коллекторов, выполняющих функции сбора и транспортирования воды и собирателей необходимо через каждые 100...125 м длины коллектора или собирателя устанавливать инспекционные смотровые колодцы.



*a* – для приема грунтовых вод; *б, в* – дрены осушители для приема грунтовых и поверхностных вод; *1* – грунт; *2* – дрена; *3* – трубы диаметром 100 мм со сквозными стыками (обсыпка труб гравием различной крупности); *4* – геосинтетический материал; *5* – укрепленный глинистый грунт

**Рисунок 34 – Конструкции дренажа**

### **6.5 Конструкции сооружений для транспортирования сточных вод**

Сооружения, предназначенные для транспортирования сточных вод – коллекторы, смотровые и перепадные колодцы, трубопроводы – перепуски.

Перепуски от дождеприемных, тальвежных, водоприемных колодцев и пескоуловителей закрытых лотков.

Продольные уклоны перепусков от дождеприемных колодцев и пескоуловителей должны быть 0,020...0,030, а от тальвежных и водоприемных колодцев в пределах 0,005...0,030. Длина перепуска от дождеприемного колодца и пескоуловителя не должна превышать 40 м, а от тальвежного и водоприемного колодцев – 20 м. Типы труб, фасонных элементов для перепусков указаны в разделе 7. Соединение перепуска с дождеприемным, тальвежным, водоприемным колодцами и пескоуловителем должно быть эластичным и допускать небольшие деформации соединения при сохранении герметизации.

Коллекторы представляют собой магистральные трубопроводы, принимающие воду от водоприемных сооружений и транспортирующие собранную воду за пределы территории аэродрома. Для устройства коллекторов применяются трубы различных типов (раздел 7). Коллекторы могут прокладываться вдоль кромок искусственных покрытий на расстоянии не менее 10...15 м.

Значение внутреннего диаметра трубы коллектора определяется гидравлическим расчетом, но должно быть не менее 200 мм.

Уклоны труб коллекторов диаметром не более 500 мм, укладываемых вне зоны промерзания грунтов, должны быть не менее 0,003. При диаметре более 500 мм уклоны должны быть не менее значений, обеспечивающих допустимые минимальные скорости движения воды, исключая заиливание труб. Уменьшение значения продольного уклона по длине коллектора не допускается. В случаях, когда по технологическим соображениям неизбежно уменьшение продольного уклона, должен быть

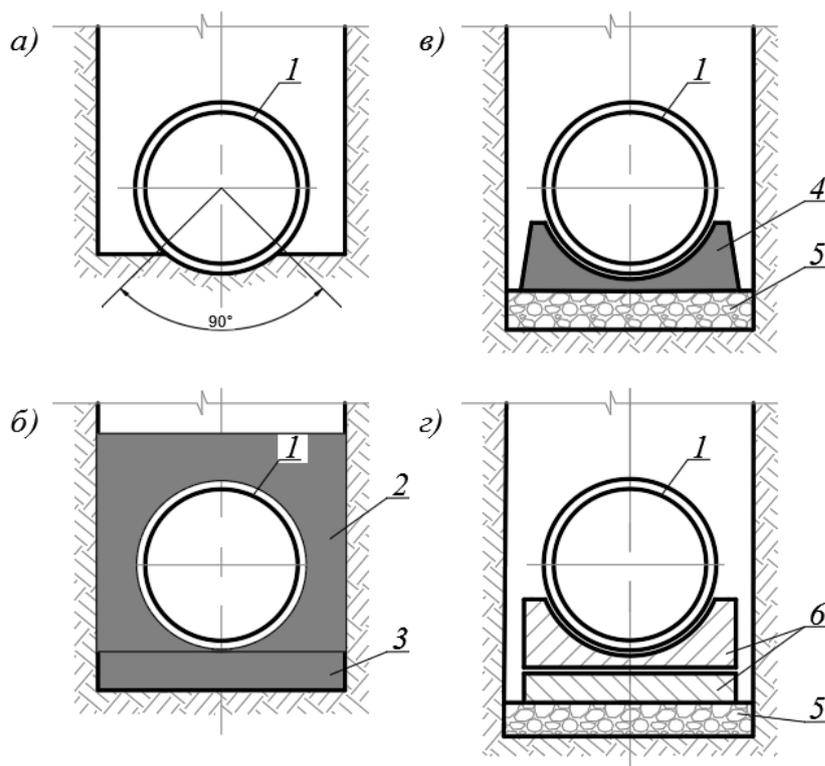
увеличен внутренний диаметр трубы. Значение диаметра трубы при уменьшении продольного уклона определяется гидравлическим расчетом. При этом значение продольного уклона должно обеспечивать скорость течения воды без осаждения твердых частиц на дно трубы.

Глубина укладки труб коллектора определяется климатическими условиями района строительства и нагрузкой, воздействующей на коллектор. Трубы коллектора должны быть уложены на глубину на 0,5 м ниже глубины промерзания грунта района строительства. При необходимости укладки труб в зоне промерзания грунта следует предусматривать дополнительные мероприятия: теплоизоляцию труб и увеличение продольного уклона коллектора.

При устройстве коллекторов в агрессивных средах должны быть предусмотрены антикоррозионные мероприятия: дополнительная гидроизоляция труб, а для металлических труб – катодная защита.

Стыковые соединения труб выполняются в зависимости от типа труб и в соответствии с технологическими условиями завода-изготовителя.

Основание под трубами, независимо от их конструкции, должно обеспечивать опирание труб по всей длине с охватом нижней поверхности трубы не менее 90° по дуге окружности (рисунок 35).



*а* – спланированный грунт с охватом 90°; *б* – сухая песчано-цементная смесь с охватом 90°; *в* – железобетонный лекальный блок; *г* – основание из сборного железобетона; *1* – труба коллектора; *2* – защитный слой из сухой песчано-цементной смеси; *3* – снование их сухой песчано-цементной смеси с охватом 90°; *4* – железобетонный лекальный блок; *5* – основание из щебня или гравия; *6* – сборное железобетонное основание

**Рисунок 35 – Основания для укладки труб**

Основания по типу *a* могут применяться при прокладке хризотилцементных труб диаметром до 400 мм, по типу *б* – для прокладки хризотилцементных и полимерных труб; по типам *в* и *г* – для прокладки бетонных, железобетонных труб и труб из композитных материалов.

На участках пересечения коллекторов с искусственными покрытиями траншеи должны быть выполнены с вертикальными стенками и креплением. Траншеи следует засыпать песчаным грунтом или сухой песчано-цементной смесью. При недостаточной прочности труб коллектора при прокладке под искусственными покрытиями должен предусматриваться защитный кожух или обойма. Пересечение искусственных покрытий должно осуществляться по кратчайшему расстоянию (под углом 90° к оси искусственного покрытия).

Взаимное расположение водосточных коллекторов с другими инженерными коммуникациями следует принимать в соответствие с требованиями нормативных документов по проектированию генеральных планов.

Конфигурация траншеи для прокладки коллектора принимается в соответствие с требованиями нормативных документов на производство земляных работ.

При наличии особых условий следует разрабатывать индивидуальные конструкции основания.

На трассе коллектора устанавливаются колодцы следующих типов: смотровые, перепадные. Смотровые колодцы устанавливаются в начале коллектора, в местах подключения перепусков, дренажей и других коллекторов, в местах изменения направления и продольного уклона, в местах изменения диаметров труб и на прямых участках коллектора в зависимости от значения диаметра труб:

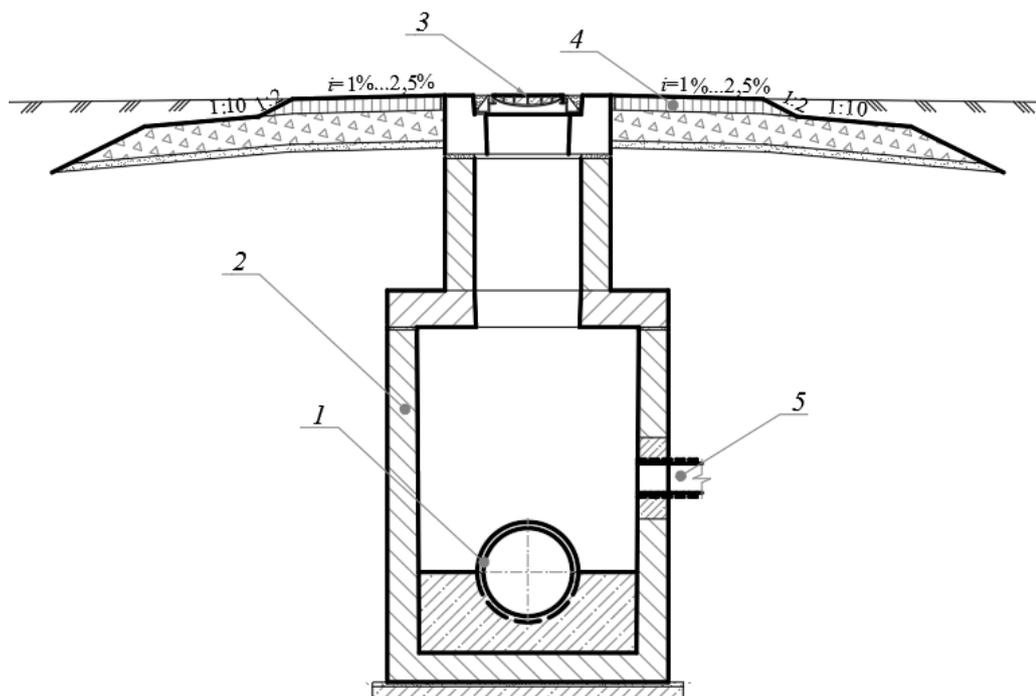
- 50 м – при диаметрах труб до 250 мм;
- 75 м – при диаметрах труб  $250 \leq D \leq 400$  мм;
- 100 м – при диаметрах труб  $400 \leq D \leq 600$  мм;
- 125 м – при диаметрах труб  $D > 600$  мм.

Форма смотрового колодца может быть круглой или прямоугольной и зависит от количества, значения диаметров и углов поворота подключаемых труб.

Минимальные диаметры круглых колодцев принимаются в зависимости от диаметров труб:

- до 600 мм – 1000 мм;
- 700 мм – 1250 мм;
- 800...1000 мм – 1500 мм;
- 1200 мм – 2000 мм.

Конструкция круглого смотрового колодца показана на рисунке 36.



1 – коллектор; 2 – смотровой колодец; 3 – крышка (люк) колодца; 4 – отмостка; 5 – перепуск

**Рисунок 36 – Конструкция круглого смотрового колодца**

Минимальные размеры прямоугольных смотровых колодцев зависят от диаметров труб коллектора и могут быть приняты в соответствии с таблицей 10.

**Т а б л и ц а 10 – Размеры прямоугольных колодцев в плане**

Диаметр труб коллектора, мм	Размеры колодца в плане, мм	
	длина	ширина
< 700	1000	$(D_{\text{тр}}+400) \geq 1000$
700 и более	$D_{\text{тр}} + 400$	$D_{\text{тр}} + 500$

Смотровые колодцы могут быть выполнены из железобетона, композитных материалов и полимеров и по технологии изготовления могут быть монолитными и сборными.

На коллекторах для транспортирования сточных вод с большим содержанием взвешенных частиц следует предусматривать отстойники глубиной 0,30...0,50 м.

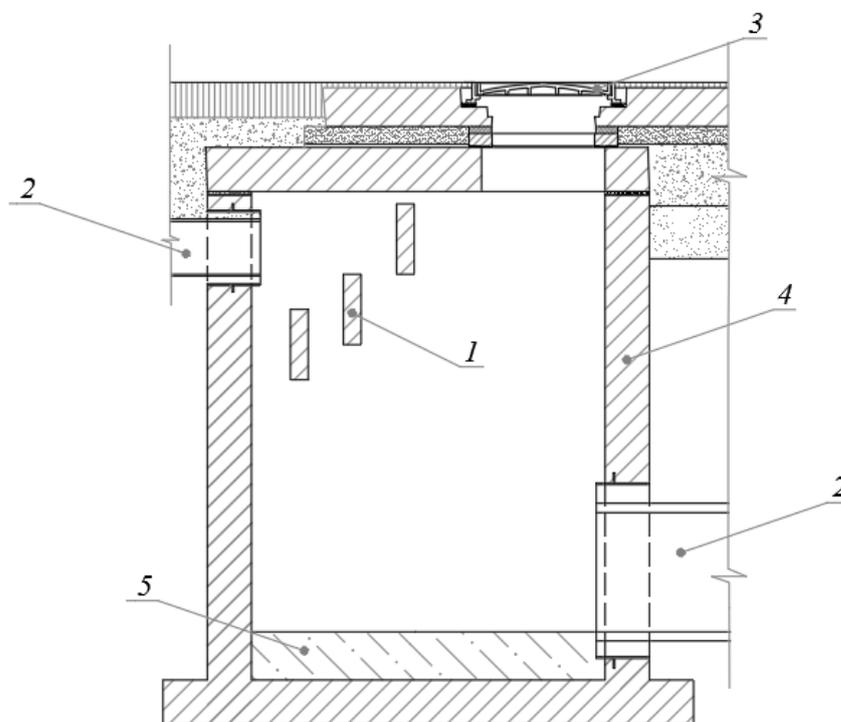
При пересечении коллектором грунтовых ВПП, участков, где производится движение воздушных судов, смотровые колодцы следует предусматривать заглубленного типа, крышка которых расположена на глубине не менее 40 см от поверхности. В остальных случаях крышки (люки) смотровых колодцев должны располагаться на дневной поверхности. Вокруг крышек (люков) смотровых колодцев выполняется отмостка шириной 1,0 м из материалов, обработанных вяжущим, а также из асфальтобетона на основании из щебня.

Крышки (люки) заглубленных колодцев должны быть гидроизолированы.

Прямоугольные колодцы могут быть выполнены с решетчатой крышкой и отстойником глубиной 0,30...0,50 м и выполнять функции тальвежного колодца при прохождении трассы коллектора по местам возможного скопления (аккумуляции) поверхностных вод.

Перепадные колодцы устанавливаются в случаях прохождения трассы коллектора по склонам с большой крутизной, косогорами и подключения коллекторов с большой разностью уровней расположения трасс (более 2,0 м).

Перепадный колодец выполняется прямоугольной формы. Внутри колодца расположены специальные водобойные плиты для уменьшения гидродинамического воздействия воды и отстойник, предназначенный для гашения скорости течения воды. Конструкция перепадного колодца приведена на рисунке 37.



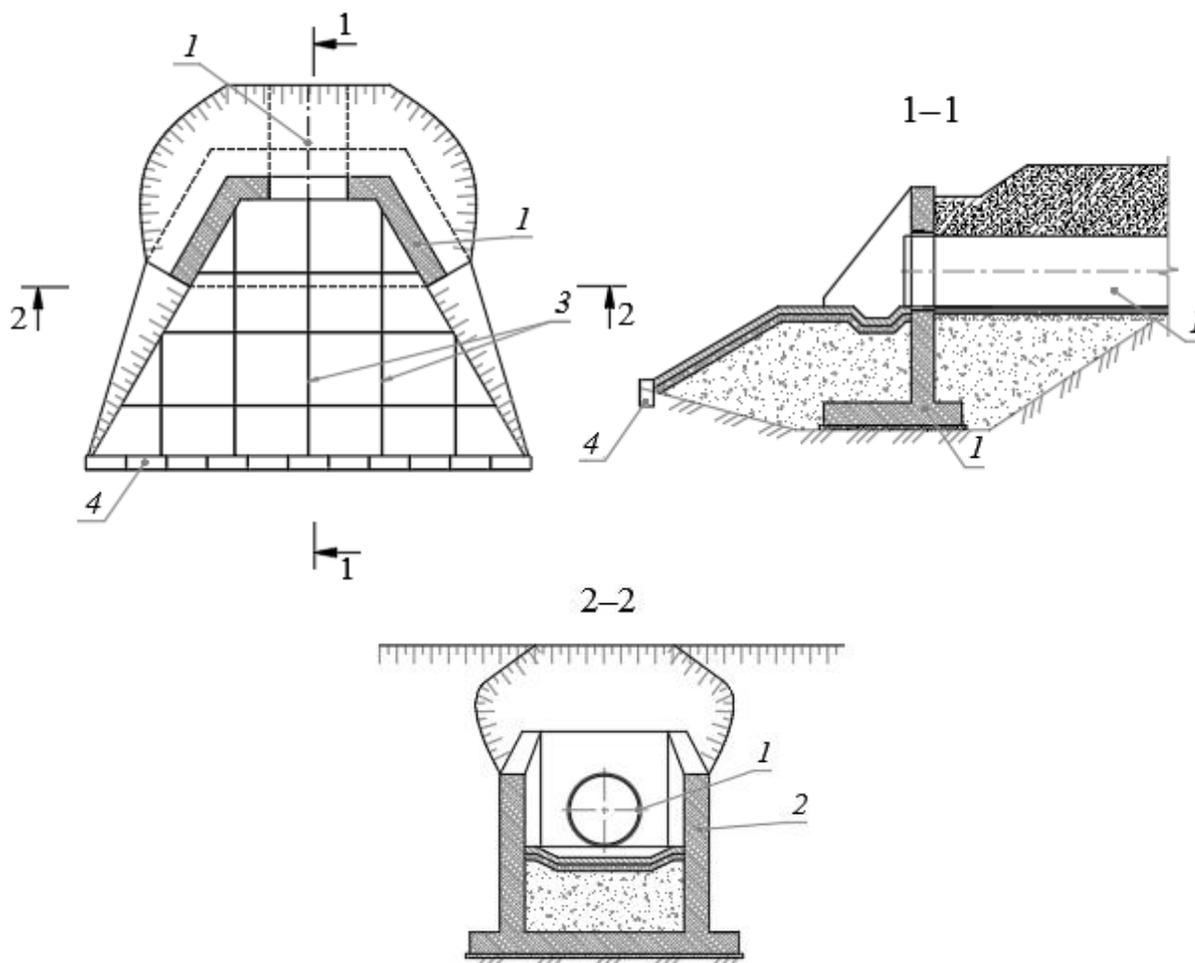
1 – водобойные плиты; 2 – коллектор; 3 – крышка (люк) колодца; 4 – смотровой перепадный колодец; 5 – бетонный лоток

**Рисунок 37 – Конструкция перепадного колодца**

При реконструкции водосточных сетей возникает необходимость подключения вновь строящихся коллекторов к существующим коллекторам с трубами меньшего диаметра и меньшей пропускной способностью по сравнению с проектируемыми. В таких случаях необходимо предусматривать регулирующие сооружения (накопительные емкости, регулирующие бассейны) для обеспечения подключения нового коллектора к существующему и избежания его переполнения.

## 6.6 Конструкции сооружений для выпуска и утилизации сточных вод. Устьевые сооружения. Испарительные бассейны

Устьевые сооружения устраиваются на коллекторах в местах выпуска сточных вод в природный водоем или водоток. Конструкция устьевого сооружения представлена на рисунке 38.



1 – водопропускная труба; 2 – выходной оголовок; 3 – асфальтовая планка; 4 – фундаментный блок

**Рисунок 38 – Конструкция устьевого сооружения**

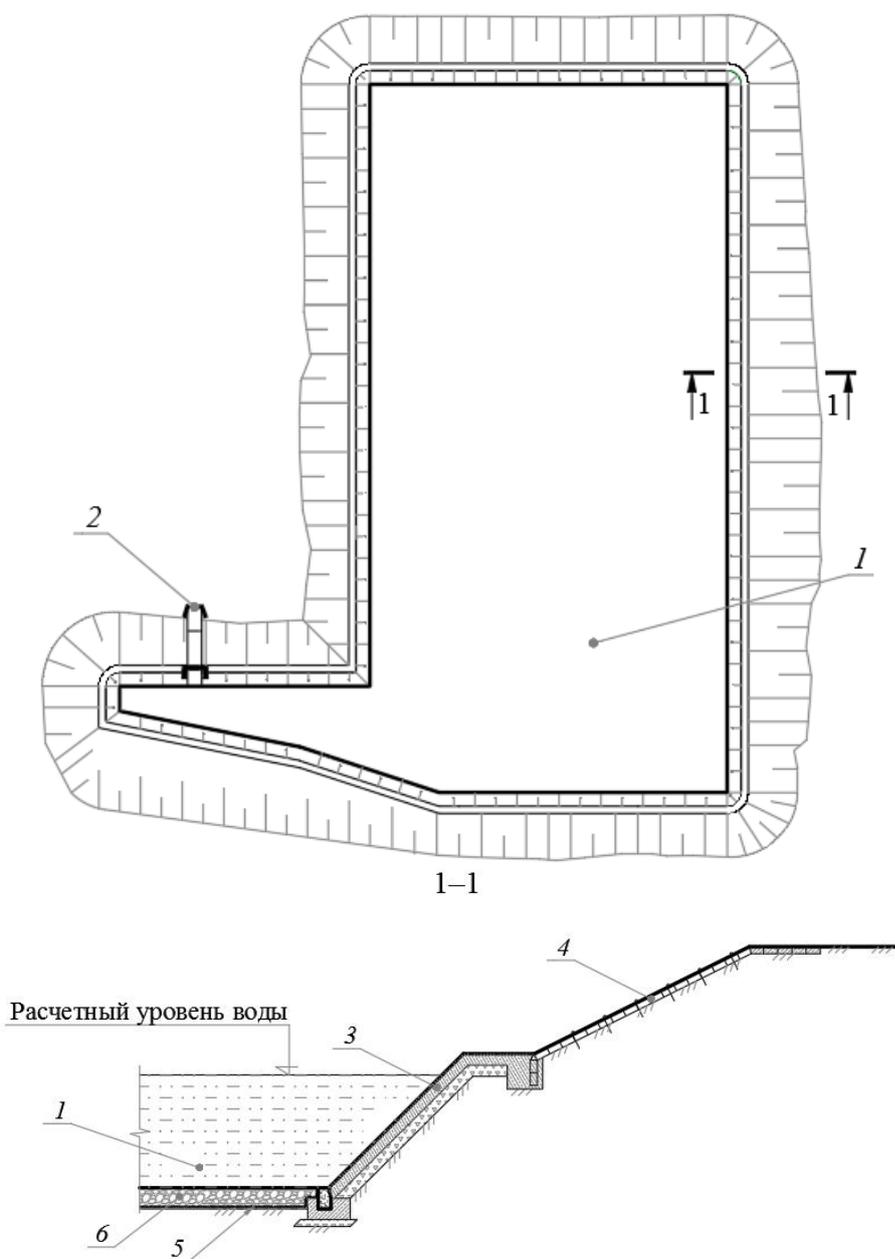
В конструкции устьевого сооружения должно быть предусмотрено укрепление дна водотока после трубы коллектора для предотвращения его размыва. При больших скоростях течения воды, после выпуска из коллектора, целесообразно устраивать гасители скорости течения воды и отстойник.

В случае организации выпуска воды из коллектора в реку, устьевое сооружение может быть заглубленного типа. Направление выпуска воды должно быть в сторону направления течения воды в природном водотоке.

Устьевое сооружение может быть выполнено из монолитного или сборного железобетона, а также с применением габионных конструкций.

Испарительные бассейны представляют собой бесстоковые сооружения и предназначены для утилизации отводимых сточных вод путем испарения.

Испарительные бассейны целесообразно устраивать в районах с большой продолжительностью периода положительных температур и невысокой относительной влажностью воздуха (менее 60 %). Размеры испарительного бассейна и период полного испарения воды следует определять расчетом. Размещение испарительного бассейна во многом определяется условиями местности, в которой предполагается размещение бассейна. Наиболее эффективны многоуровневые испарительные бассейны, в которых емкости бассейна заполняются постепенно и обеспечивается работа секций каждого уровня отдельно. Конструкция испарительного бассейна приведена на рисунке 39.



1 – испарительный бассейн; 2 – устьевое сооружение; 3 – укрепление откоса цементобетонном; 4 – укрепление грунта откоса; 5 – геотекстиль; 6 – щебень

**Рисунок 39 – Конструкция испарительного бассейна**

При устройстве испарительного бассейна необходимо обеспечивать надежную гидроизоляцию дна и стенок бассейна, которая могла бы обеспечивать герметичность при долговременном пребывании воды в бассейне. В связи с тем, что для удаления осадка из сточных вод необходимо движение погрузчиков и самосвалов, не должно быть какого-либо контакта колес машин и механизмов с гидроизоляцией.

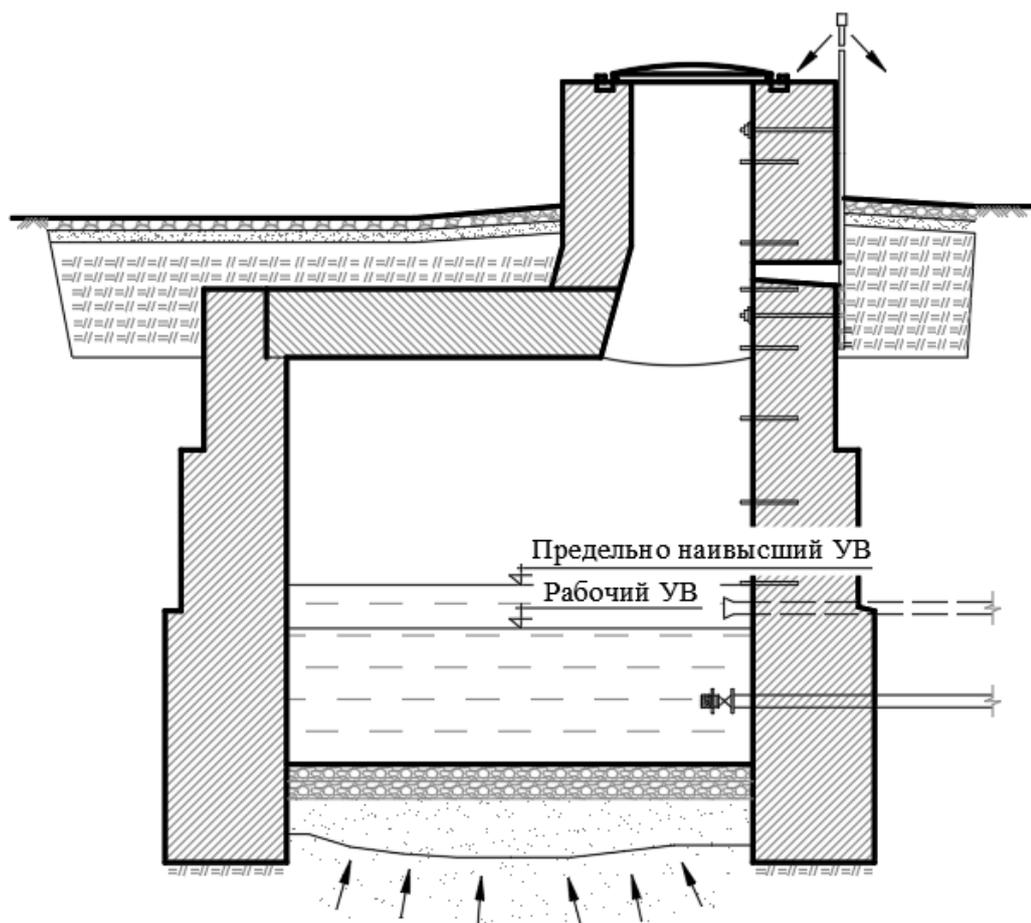
При устройстве пандусов для выезда и въезда на территорию бассейна продольные уклоны должны обеспечивать движение механизмов как вниз, так и вверх.

Испарительные бассейны могут быть в составе комплекса очистных сооружений, так как частично они выполняют функцию сбора загрязняющих веществ из сточных вод.

В случае, если кроме испарения осуществляется и поглощение (фильтрация воды через дно) воды, бассейн будет испарительно-поглощающим. Такие бассейны следует устраивать на хорошо фильтрующих грунтах и на отдалении от природных водоемов. При устройстве испарительно-поглощающего бассейна гидроизоляция выполняется только на стенках, а на дно укладывается разделительно-фильтрующая прослойка из геосинтетических материалов. Сверху прослойки укладывается гравийно-щебеночный защитный слой из щебня или гравия изверженных пород для обеспечения движения механизмов и сохранности фильтрующей прослойки.

### **6.7 Сооружения для каптажа родниковых вод**

Родники или ключи представляют собой естественный выход подземных вод на поверхность. Родники бывают двух планов – восходящие и нисходящие. Восходящие родники образуются при проникновении в поверхностные слои грунта напорных вод в результате нарушения прочности перекрывающих их водонепроницаемых пород. Нисходящие родники образуются в результате выклинивания на поверхность земли безнапорных водоносных пластов, расположенных на водонепроницаемых породах. Сооружения для приема родниковых вод называются каптажными сооружениями, а процесс сбора родниковых вод – каптажом родников. Для каптажа восходящих родников водоприемные сооружения выполняются в виде резервуара или шахты, сооружаемой над местом наиболее интенсивного выхода родниковой воды (рисунок 40).

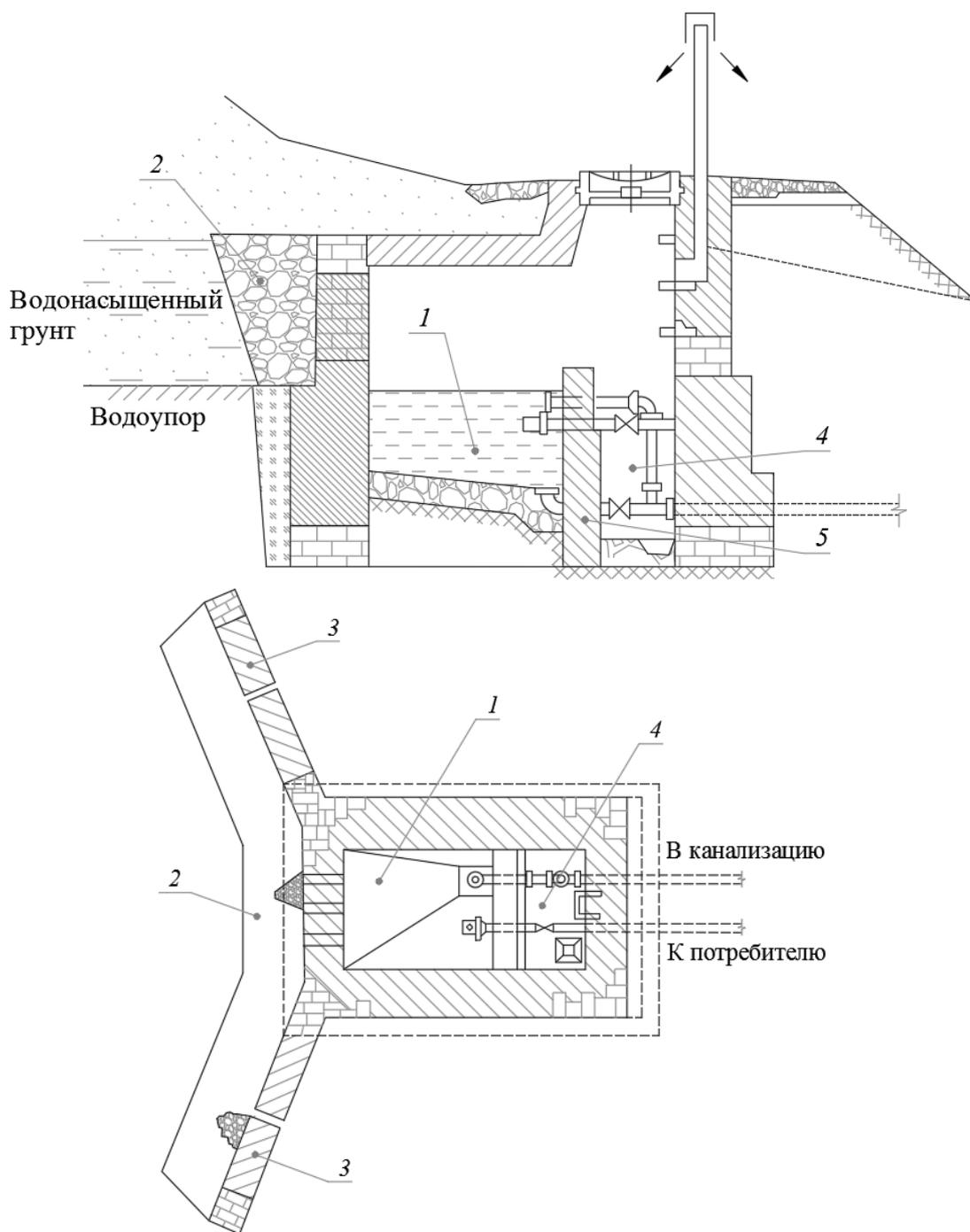


**Рисунок 40 – Сооружение для каптажа восходящих родников**

Если коренные породы, через которые поступает вода, перекрыты относительно тонким слоем грунта (порядка 2 м), его необходимо удалить. В случае, если коренные породы представляют собой плотные трещиноватые образования, их поверхность должна быть расчищена и, если наблюдается вынос песка, засыпана слоем гравия или щебня изверженных пород. Если вода выходит из песчано-гравелистых пород, для каптажного сооружения обязательно устройство обратной фильтрации.

Во всех видах сооружений для сбора родниковой воды должна быть исключена возможность образования подпора поступающей из грунта воды. Для предотвращения подпора в каптажном сооружении предусматривается переливная труба.

Каптаж нисходящих родников осуществляется путем устройства приемных камер, располагаемых в месте наиболее интенсивного выхода родниковой воды. На рисунке 41 показано устройство каптажного сооружения для нисходящих родников.



1 – приемная камера; 2 – фильтр из гравия; 3 – барражная стенка; 4 – смотровой колодец; 5 – разделительная стенка

**Рисунок 41 – Каптажное сооружение для нисходящих родников**

### **7 Требования к материалам и изделиям**

При проектировании дрен (закромочных, глубинных, экранирующих и др.) и осушителей дренажных систем, предназначенных для перехвата и отвода подземной и поверхностной воды на участках с необеспеченным стоком, а также для сбора и отвода воды из дренирующих слоев конструкции искусственных покрытий, следует применять полимерные трубы, соответствующие требованиям ГОСТ Р 54475, либо хризотилцементные

трубы по ГОСТ 31416. Диаметр дренажных труб подбирается в соответствии с гидравлическим расчетом, но не менее 100 мм (при использовании пластиковых труб – не менее 90 мм) а параметры прочности – согласно прочностному расчету труб. Перепуски из дрен устраиваются не реже чем через 125 м (при использовании пластиковых труб – не реже 150 мм), продольный уклон дренажных труб должен составлять не менее 0,005. Вода в дренажную трубу поступает через отверстия и щели, устраиваемые по ее длине сбоку или снизу трубы. Щели устраиваются в виде пропилов на 1/3 диаметра дренажной трубы на расстоянии 30 см друг от друга или в виде отверстий той же площади.

В закомочных дренах фильтрующая обсыпка укладывается на всю высоту от трубы до верха дренирующего слоя основания, в глубинных дренах – на высоту, обеспечивающую устройство фильтрующей обсыпки. При использовании этих дрен как закомочных, дренирующий слой основания доводится до дрен. Рекомендуется засыпку нижней части закомочных дрен на глубину до верха труб выполнять из крупнозернистого материала с коэффициентом фильтрации большим, чем у материала дренирующего основания.

Фильтрующие обсыпки труб глубинного дренажа в соответствии с составом дренирующих грунтов могут быть однослойными или многослойными. Высота засыпки совершенного дренажа  $H_{\text{фс}}$  принимается равной 0,6 глубины  $H$ , но не менее  $D+50$  см, высота засыпки несовершенного дренажа  $H_{\text{фн}}$  принимается равной 0,7 глубины  $H$ , но не менее  $D+75$  см, где  $D$  – наружный диаметр дренажной трубы.

При расположении дренажа в песках гравелистых, крупных и средней крупности должны проектироваться однослойные обсыпки из гравия или щебня, а в мелких и пылеватых песках, супесях и при слоистом строении водоносного пласта – многослойные обсыпки. Для внутреннего слоя фильтрующих обсыпок применяется гравий, а при отсутствии его – щебень изверженных либо метаморфических горных пород или особо прочные разновидности осадочных пород (кремнистые известняки и хорошо сцементированные неветрившиеся песчаники и др.), соответствующие требованиям ГОСТ 8267, марки по прочности не ниже 1000, с коэффициентом размягчаемости не менее 0,90 и морозостойкостью не ниже 150, водопоглощение (масс. %) не более 0,5. Для внешнего слоя дренажных обсыпок могут применяться крупнозернистые пески по ГОСТ 8736 с коэффициентом фильтрации не менее 10 м/сут. Дренажная обсыпка должна обладать достаточной водозахватывающей способностью для приема поступающей воды.

Подбор фракций фильтрующих обсыпок дренажных труб должен проводиться в зависимости от типа фильтра и состава дренирующих грунтов из условия предотвращения вымывания частиц грунта дренирующего слоя и заиливания дренажной конструкции. Для предотвращения заиливания дренажной обсыпки необходимо выполнение следующих условий:

$$\frac{D_{60}}{d_{10}} \leq 10; \quad \frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 20; \quad \frac{D_{85}}{d_{85}} \leq 5;$$

где  $D_n$  ( $D_{60}$ ,  $D_{50}$  и т. д.) – диаметр частиц фильтрующей обсыпки, мельче которого в обсыпке содержится  $n$  процентов по весу ее состава;

$d_n$  ( $d_{60}$ ,  $d_{50}$  и т. д.) – диаметр частиц дренирующего грунта, мельче которого в грунте содержится  $n$  процентов по весу его состава;

$\frac{D_{60}}{d_{10}}$  – коэффициент неоднородности засыпки;

$\frac{D_{50}}{d_{50}}$  – коэффициент структурности засыпки.

Для предотвращения проникновения материала засыпки в дренажные трубы необходимо выполнение следующего условия:

- при однородных засыпках  $t \leq (1,25 - 1,50) D_{50}$ ;

- при неоднородных засыпках  $t \leq (1,50 - 2,00) D_{50}$ ;

где  $t$  – ширина прорези дренажной трубы, которая должна быть не более 3–5 мм.

Значения  $D_n$  и  $d_n$  определяются с помощью суммарных кривых гранулометрического состава дренажной обсыпки и грунта основания.

При проектировании дренажных систем необходимо предусматривать мероприятия, предотвращающие заиливание дренажных труб, такие как оборачивание труб и дренажных обсыпок геосинтетическими материалами или применение специальных дренажных труб с профилными пропилами.

При использовании полимерных труб для устройства дрен или осушителей значения характеристик материала труб должны соответствовать таблице 11.

Т а б л и ц а 11

Наименование характеристики	Требуемое значение
1 Сырье	полиэтилен, полипропилен
2 Кратковременный модуль упругости $E_0$ , МПа, не менее	1150
3 Долговременный модуль упругости $E_t$ , МПа, не менее	300
4 Коэффициент Пуассона $\mu$	0,40
5 Кратковременная расчетная прочность при растяжении $\sigma_0$ , МПа, не менее	25

Для соединения труб и изменения направления движения воды используются готовые фасонные элементы (муфты, отводы, тройники и т. п.), соответствующие ГОСТ Р 54475. В начале каждой дрены устанавливается торцевая заглушка. Соединение дренажных труб выполняется с помощью соединительных муфт или раструбов и уплотнительных колец. Внутренний диаметр муфты должен соответствовать внешнему диаметру трубы с допусками, предусмотренными нормативными документами. Муфты (раструбы) должны быть достаточной длины, позволяющей вставить дренажную трубу в муфту на глубину не менее трех

шагов гофра профиля с каждой стороны для обеспечения жесткости и соосности системы. Уплотнительные резиновые кольца специальной конструкции устанавливаются между ребрами гофра, причем уплотняющий профиль («язычок») резинового кольца должен быть направлен в сторону, противоположную направлению ввода дренажной трубы. Уплотнительное резиновое кольцо устанавливается во втором от торца углублении профиля дренажной трубы. Для облегчения монтажа муфтового (раструбного) соединения необходимо смазать силиконовой водоотталкивающей смазкой предварительно очищенную внутреннюю поверхность муфты (раструба), уплотнительное резиновое кольцо силиконовой смазкой не смазывать. Установка муфты выполняется с постоянным и одинаково распределенным усилием вдоль оси. Необходимо избегать применения любых ударных воздействий (отбойных молотков, кувалд и пр.), которые могут привести к повреждениям муфты и уплотнительного резинового кольца. Перед монтажом соединения края дренажных труб, муфты и уплотнительные кольца должны быть предварительно очищены чистой тканью от масла, грунта, песка и прочих загрязнений. Допустимая температура монтажа: от минус 5 °С до плюс 40 °С.

Для обертывания дренажных труб и труб осушительной сети следует применять нетканый геотекстиль, соответствующий требованиям, приведенным в таблице 12.

Т а б л и ц а 12

Наименование характеристики	Требуемое значение	Методика определения
1 Сырье	Полипропилен	–
2 Разрывная нагрузка, кН/м, не менее		ГОСТ Р 55030
- в продольном направлении	8,5	
- в поперечном направлении	8,0	
3 Относительное удлинение при максимальной нагрузке, %, не более		ГОСТ Р 55030
- в продольном направлении	100	
- в поперечном направлении	115	
4 Статическая прочность на прокол (CBR-метод), Н, не менее	1100	ГОСТ Р 56335
5 Прочность при динамической нагрузке (испытание падающим конусом), мм, не более	35	ГОСТ Р 56337
6 Эффективный диаметр пор $\varnothing 90$ , мкм, не более	110	ГОСТ Р 53238
7 Коэффициент фильтрации в направлении, перпендикулярном к плоскости полотна, м/сут, при нагрузке 2 кПа, не менее	70	ГОСТ Р 52608

С целью обеспечения долговечной работы дрен и осушителей, а также для незаиливания дренажной обсыпки должно быть предусмотрено устройство защитно-дренирующей прослойки, укладываемой по дну и откосам траншей в виде нетканого геотекстиля, соответствующего требованиям таблицы 13.

Т а б л и ц а 13

Наименование характеристики	Требуемое значение	Методика определения
1 Сырье	Полипропилен	–
2 Разрывная нагрузка, кН/м, не менее		ГОСТ Р 55030
- в продольном направлении	17,0	
- в поперечном направлении	16,0	
3 Относительное удлинение при максимальной нагрузке, %, не более		ГОСТ Р 55030
- в продольном направлении	100	
- в поперечном направлении	110	
4 Статическая прочность на прокол (СВР-метод), Н, не менее	2500	ГОСТ Р 56335
5 Прочность при динамической нагрузке (испытание падающим конусом), мм, не более	17	ГОСТ Р 56337
6 Эффективный диаметр пор $Q_{90}$ , мкм, не более	130	ГОСТ Р 53238
7 Коэффициент фильтрации в направлении, перпендикулярном плоскости полотна, м/сут, при нагрузке 2 кПа, не менее	55	ГОСТ Р 52608

Для устройства перепусков из закрываемого дренажа искусственных покрытий, осушительной сети грунтовых элементов, а также дренажные перепуски из колодцев электрической кабельной канализации и канализации связи следует применять полимерные трубы, соответствующие требованиям ГОСТ Р 54475, или хризотилцементные трубы по ГОСТ 31416. Диаметр труб перепусков из дренажа должен соответствовать элементам дренажа или осушительной сети, а перепуски из колодцев кабельной канализации подбираются в соответствии с гидравлически расчетом, но не менее 100 мм (при использовании пластиковых труб – не менее 90 мм), параметры прочности – согласно прочностному расчету труб. Продольный уклон труб перепусков из закрываемого дренажа, осушительной сети и дренажных перепусков из колодцев электрической кабельной канализации и канализации связи должен находиться в пределах 0,005–0,02.

Перепуски из пескоуловителей закрытых дождеприемных лотков и точечных элементов водоотвода в виде дождеприемных колодцев следует выполнять из полимерных труб, соответствующих требованиям ГОСТ Р 54475, или хризотилцементных труб по ГОСТ 31416. Диаметр труб перепусков подбирается в соответствии с гидравлически расчетом, но не менее 200 мм, продольный уклон труб перепусков из пескоуловителей и дождеприемных колодцев должен находиться в пределах 0,02–0,03.

Для устройства перепусков из тальвежных колодцев и водоприемных устройств следует применять полимерные трубы, соответствующие требованиям ГОСТ Р 54475, или хризотилцементные трубы по ГОСТ 31416. Диаметр труб подбирается в соответствии с гидравлически расчетом, но не менее 300 мм, продольный уклон труб перепусков из тальвежных колодцев и водоприемных устройств должен находиться в пределах 0,005–0,03.

Возможно увеличение уклонов перепусков с учетом соблюдения требований обеспечения неразмывающей скорости водного потока.

Коллекторы водосточной сети могут выполняться из хризотилцементных труб по ГОСТ 31416, бетонных и железобетонных труб, соответствующих требованиям ГОСТ 6482; ГОСТ 22000; ГОСТ 12586.0; ГОСТ 12586.1; ГОСТ 26819; ГОСТ 20054, а также полимерных труб по ГОСТ Р 54475 и ГОСТ 18599. Полимерные трубы коллекторов должны соответствовать требованиям таблицы 11, соединение полимерных труб допускается устраивать муфтовым, раструбным или сварным, соединение хризотилцементных труб выполняется с помощью муфт, железобетонные трубы, как правило, используются раструбные.

Конструкция стыкового соединения должна обеспечивать его герметичность и неразъемность в процессе эксплуатации. Для герметизации стыковых соединений труб применяются уплотнительные кольца из эластомерных материалов, например, резины круглого или трапециевидного сечения. Минимальный номинальный размер зазора между стыковыми поверхностями труб должен быть не менее 12 мм, номинальный диаметр (толщина) уплотнительных колец должен быть таким, чтобы после монтажа труб (с учетом допускаемых отклонений размеров стыкуемых поверхностей раструба и втулки) обеспечивалось сжатие уплотнительной манжеты круглого сечения от 25 % до 45 %. Удлинение уплотнительного кольца при натяжении (после установки) должно составлять от 5 % до 10 %. Твердость материала уплотнительных манжет по Шору должна быть от 40 до 50 единиц. Изделия из эластомерных материалов, применяемые для герметизации стыковых соединений труб, должны соответствовать требованиям соответствующих нормативных документов. Для дополнительной герметизации стыковых соединений железобетонных труб должна предусматриваться их заделка цементным раствором марки не ниже М100, морозостойкостью не менее F<sub>150</sub> по ГОСТ 26633. Водопроницаемость бетона железобетонных труб должна быть не ниже W<sub>8</sub>, морозостойкость не менее F<sub>200</sub>, прочность бетона труб на сжатие не менее В<sub>30</sub>.

Ширина основания траншей под дренажные трубы, трубы перепусков и коллекторов водосточной сети должна приниматься исходя из грунтово-геологических условий расположения аэродрома, типа труб и конструкции их соединений, но назначаться не менее значений, указанных в СП 45.13330, крутизна заложения откосов траншей элементов водосточной сети назначается исходя из глубины залегания труб, характеристик грунтов, наличия подземных вод, а так же с учетом [2], причем траншеи элементов водосточной сети, проходящие под конструкцией искусственных покрытий устраиваются, как правило, с вертикальными стенками. Обратная засыпка траншей под элементы водосточной сети может выполняться местным минеральным грунтом, не содержащим вредных примесей и не обладающим неблагоприятными свойствами (пучинистость, засоленность, просадочность и пр.) с обеспечением проектных требований по его уплотнению. Обратная

засыпка траншей элементов водосточной сети, проходящих под конструкцией искусственных покрытий должна выполняться песком либо песчаным грунтом, либо пескоцементом. Грунт обратной засыпки не должен содержать твердых включений в виде комков, щебня, гравия, обломков строительных конструкций и пр. крупностью более 200 мм. Плотность грунтового основания траншей под трубы элементов водосточной сети, а также грунта их обратной засыпки должна быть не ниже 0,98 – для участков, проходящих под конструкцией искусственных покрытий, и не менее 0,95 – для участков, расположенных на грунтовых элементах, от максимальной, определенной в соответствии с требованиями ГОСТ 22733. Уплотнение слоя обратной засыпки непосредственно над трубой перепуска до достижения высоты 0,30 м над верхом трубы механическими трамбовками категорически запрещается, следует использовать ручные трамбовки массой до 20 кг.

Закрытые дождеприемные лотки и пескоуловители должны изготавливаться из цементобетона с классом прочности на сжатие не ниже В55, по прочности на растяжение при изгибе не менее  $R_{bt}4,4$ , морозостойкостью не менее  $F_{2300}$  и водопроницаемостью не ниже W12. Закрытые лотки должны комплектоваться решетками из высокопрочного чугуна ВЧ40 по ГОСТ 7293. Крепление решетки к усиливающей чугунной или стальной насадке по краю лотка осуществляется с помощью болтовых соединений. Значения характеристик закрытых лотков должны быть не ниже, указанных в таблице 14.

Т а б л и ц а 14

Наименование характеристики	Требуемое значение
1 Материал канала (пескоуловителя)	Цементобетон
2 Материал решетки	Чугун
3 Материал усиливающей насадки	Чугун / сталь
4 Несущая способность лотка (пескоуловителя) в обойме, кН	400–900
5 Класс бетона лотка по прочности на сжатие, не ниже	В55
6 Требуемая прочность бетона лотка (пескоуловителя) на сжатие в возрасте 28 сут не менее, кгс/см <sup>2</sup>	720,3
7 Класс бетона лотка (пескоуловителя) по прочности на растяжение, не менее	$R_{bt}4,4$
8 Марка бетона лотка (пескоуловителя) по морозостойкости, не менее	$F_{2300}$
9 Марка бетона канала по водонепроницаемости, не ниже	W12
10 Водопоглощение бетона лотка (пескоуловителя), масс. %, не более	3,0
11 Категория поверхности лотка (пескоуловителя) не ниже:	
- лицевой	A3
- не лицевой	A4

Дождеприемные и тальвежные колодцы, а также водоприемные устройства должны выполняться из железобетона в монолитном, сборном и сборно-монолитном варианте. Водопроницаемость бетона дождеприемных и

талъвежных колодцев и водоприемных устройств должна быть не ниже W4, морозостойкость не менее F<sub>1</sub>100, прочность бетона на сжатие не менее B25.

Смотровые колодцы могут выполняться из железобетона в сборном и монолитном вариантах, водопроницаемость бетона должна быть не ниже W4, морозостойкость не менее F<sub>1</sub>100, прочность бетона на сжатие не менее B25. Так же смотровые колодцы могут быть изготовлены из полимерных материалов на основе двухслойных профилированных или спиральновитых труб. Пластиковые колодцы изготавливаются из специальной марки полимеров высокой плотности со свойствами, приведенными в таблице 15.

Т а б л и ц а 15

Наименование характеристики	Требуемое значение
1 Плотность, кг/м <sup>3</sup> , не менее	950
2 Индекс расплава, г/10 мин, не более	1,6
3 Термостабильность при 200 °С, мин, не менее	20
4 Массовая доля технического углерода (сажи), %	2,0–2,5
5 Предел текучести при растяжении, МПа, не менее	20
6 Относительное удлинение при разрыве, %, не менее	600
7 Модуль упругости, МПа, не менее	800
8 Температура хрупкости, °С, не выше	–70
9 Коэффициент теплового расширения, 1/°С, не более	2×10 <sup>–4</sup>
10 Температура монтажа, °С	–50...+50
11 Глубина заложения, м, не более	6
12 Температура транспортируемой жидкости, °С, не более	60
13 Химическая стойкость, рН	2...12

Полимерные сварные колодцы состоят из рабочей камеры (шахты), изготовленной из полимерных труб, к которой привариваются экструдером днище и патрубки меньшего диаметра. Полкам лотка колодца придают шероховатость для уменьшения скольжения во время обслуживания. Все колодцы комплектуются лестницами, которые поставляются секциями по 3 м. Присоединение лестницы к шахте колодца осуществляется методом ручной экструзионной сварки.

Полимерные колодцы могут быть лоткового либо тангенциального типа – устанавливаются, как правило, на трубах большого диаметра.

## 8 Расчеты элементов водосточно-дренажной сети

### 8.1 Гидравлический расчет сооружений водосточных и дренажных систем аэродрома

Расчет сооружений водосточных систем аэродромов выполняется по методу предельных интенсивностей с учетом формирования максимальных объемов стока. Основное условие расчета определено формулой

$$Q_p \leq Q_c, \quad (2)$$

где  $Q_p$  – расчетный расход поверхностных сточных вод, поступающих к сооружению, м<sup>3</sup>/с;

$Q_c$  – пропускная способность сооружения, м<sup>3</sup>/с.

Расчетный расход поверхностных сточных вод  $Q_p$ , м<sup>3</sup>/с, поступающих к сооружению определяется по формуле

$$Q_p = S_p F_p 0,001, \quad (3)$$

где  $S_p$  – расчетный модуль стока, л/с с 1 га, с единицы площади водосбора;

$F_p$  – площадь водосбора, га, для рассчитываемого сечения;

0,001 – множитель для перевода размерности л/с в м<sup>3</sup>/с.

Расчетный модуль стока  $S_p$  определяется по формуле

$$S_p = \frac{166,7 \Delta \varphi}{t_1^n}, \quad (4)$$

где  $\Delta$  – интенсивность выпадения осадков, мм/мин;

$\varphi$  – коэффициент стока воды с поверхности;

$t$  – продолжительность выпадения осадков (дождя), равная времени течения воды от наиболее удаленной точки до рассматриваемого сечения;

$n$  – показатель степени, характеризующий изменение интенсивности дождя по времени.

Коэффициент стока  $\varphi$  может быть определен по таблице 16 в зависимости от типа поверхности.

Т а б л и ц а 16

Тип поверхности	Значение коэффициента стока $\varphi$
Асфальтобетонное покрытие	0,95
Цементобетонное покрытие	0,85
Покрытие из щебня, обработанного органическим вяжущим	0,60
Покрытие из щебня или гравия, не обработанных вяжущими	0,40
Супесчаный грунт с отсутствием дернового слоя	0,25
Супесчаный грунт с наличием дернового слоя	0,15
Суглинистый грунт с отсутствием дернового слоя	0,30
Суглинистый грунт с наличием дернового слоя	0,20
Глинистый грунт с отсутствием дернового слоя	0,35
Глинистый грунт с наличием дернового слоя	0,25
Обочины аэродромных покрытий:	
- из супесчаного грунта	0,60
- из суглинистого грунта	0,65
- из глинистого грунта	0,70

Для разных поверхностей, на которых формируется сток, средневзвешенный коэффициент стока определяется по формуле

$$\varphi_{\text{ср}} = \frac{\varphi_1 F_1 + \varphi_2 F_2 + \dots + \varphi_n F_n}{F_1 + F_2 + \dots + F_n}. \quad (5)$$

Интенсивность выпадения осадков (дождя)  $\Delta$ , мм/мин, определяется по формуле

$$\Delta = \frac{1}{166,7} 20^n q_{20} \left(1 + \frac{\lg P}{\lg m_r}\right)^{\gamma}, \quad (6)$$

где  $q_{20}$  – интенсивность дождя (стока), л/с на 1 га, для расчета расположения аэродрома при продолжительности 20 мин и повторяемости  $P = 1$  год;

$n$  – показатель степени, характеризующий изменение интенсивности дождя во времени и принимаемый по таблице 17;

$m_r$  – среднее количество дождей за год, принимаемое по таблице 17;

$P$  – период однократного превышения расчетной интенсивности дождя, принимаемый по таблице 18;

$\gamma$  – региональный показатель степени, принимаемый по таблице 17.

Т а б л и ц а 17

Район	Значение $n$ при		$m_r$	$\gamma$
	$P < 1$	$P \geq 1$		
Побережье Белого и Баренцева морей	0,4	0,35	130	1,33
Север Европейской части России и Западной Сибири	0,62	0,48	120	1,33
Равнинные области запада и центра Европейской части России	0,71	0,59	150	1,33
Возвышенности Европейской части России, западный склон Урала	0,71	0,59	150	1,54
Низовье Волги и Дона	0,67	0,57	60	1,82
Нижнее Поволжье	0,65	0,66	50	2
Наветренные склоны возвышенностей Европейской части России и Северное Предкавказье	0,7	0,66	70	1,54
Ставропольская возвышенность, северные предгорья Большого Кавказа, северный склон Большого Кавказа	0,63	0,56	100	1,82
Южная часть Западной Сибири	0,72	0,58	80	1,54
Алтай	0,61	0,48	140	1,33
Северный склон Западных Саян	0,49	0,33	100	1,54
Средняя Сибирь	0,69	0,47	130	1,54
Хребет Хамар-Дабан	0,48	0,36	130	1,82
Восточная Сибирь	0,6	0,52	90	1,54
Бассейны рек Шилки и Аргуни, долина р. Среднего Амура	0,65	0,54	100	1,54
Бассейны рек Охотского моря и Колымы, северная часть Нижнеамурской низменности	0,36	0,48	100	1,54
Побережье Охотского моря, бассейны рек Берингова моря, центральная и западная части Камчатки	0,36	0,31	80	1,54
Восточное побережье Камчатки южнее 56° с. ш.	0,28	0,26	110	1,54
Побережье Татарского пролива	0,35	0,28	110	1,54
Район о. Ханка	0,65	0,57	90	1,54
Бассейны рек Японского моря, о. Сахалин, Курильские острова	0,45	0,44	110	1,54
Дагестан	0,57	0,52	100	1,54

Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя необходимо выбирать в зависимости от характера объекта водоотведения, условий расположения коллектора с учетом последствий, которые могут быть вызваны выпадением дождей, превышающих расчетные, и принимать по таблице 18.

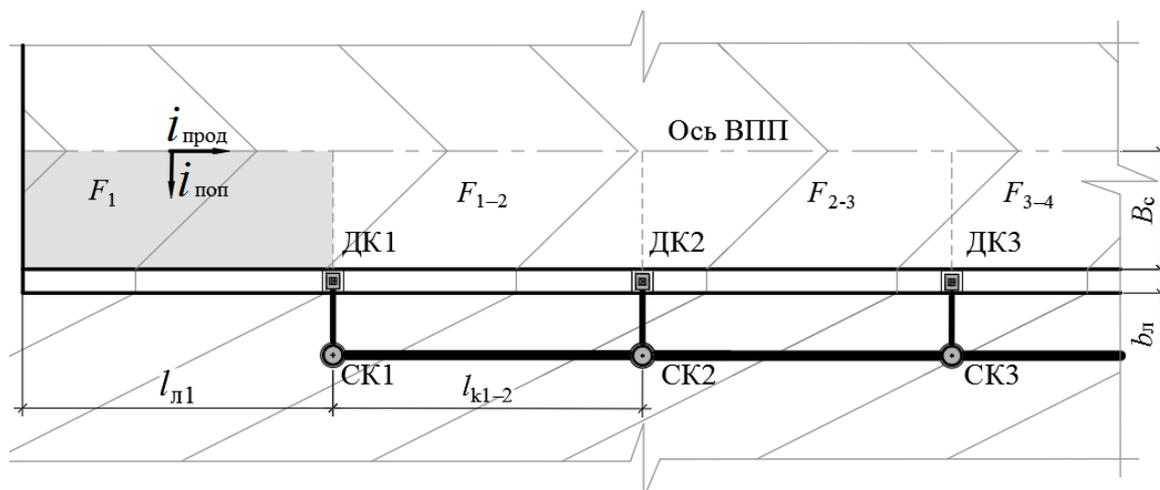
**Т а б л и ц а 18 – Периоды однократного превышения расчетной интенсивности дождя  $P$**

Результат кратковременного переполнения сети	Период однократного превышения расчетной интенсивности дождя $P$ , лет, для территории промышленных предприятий при значениях $q_{20}$		
	до 70	70–100	Св. 100
Технологические процессы предприятия не нарушаются	0,33–0,5	0,5–1	2
Технологические процессы предприятия нарушаются	0,5–1	1–2	3–5

Примечание – Для предприятий, расположенных в замкнутой котловине, период однократного превышения расчетной интенсивности дождя следует определять расчетом или принимать равным не менее чем 5 годам.

Время течения  $t$  зависит от вида рассчитываемого сооружения.

### 8.1.1 Расчет коллектора водосточной сети для отвода воды с искусственных покрытий с открытыми лотками в кромках



$B_c$  – ширина склона;  $b_l$  – ширина лотка;  $l_{л1}$  – длина лотка от начала до первого дождеприемного колодца;  $l_{к1-2}$  – длина коллектора от СК1 до СК2

**Рисунок 42 – Расчетная схема**

Для расчета выбирается местоположение сечений  $1 \dots n$  согласно схеме, на рисунке 42.

#### Сечение 1

Время течения воды до сечения 1 складывается из времени течения воды по склону покрытия от наиболее удаленной точки до кромки лотка и времени течения воды по лотку до дождеприемного колодца ДК1 и определяется по формуле

$$t_1 = \tau_{скл} + \tau_{лот} \quad (7)$$

Время течения воды по склону  $\tau_{скл}$ , мин, определяется по формуле

$$\tau_{скл} = \left( \frac{2,41 n_c B_{ср}}{\Delta^{0,72} \varphi^{0,72} I_p^{0,5}} \right) (1,72 - 0,72 n)^{-1}, \quad (8)$$

где  $n_c$  – коэффициент шероховатости поверхности склона;

$B_{ср}$  – расчетная длина склона, м;

$\Delta$  – интенсивность выпадения осадков, мм/мин;

$\varphi$  – коэффициент стока;

$I_p$  – расчетный уклон линии стока;

$n$  – показатель степени (см. таблицу 17).

При соотношении продольных и поперечных уклонов  $\frac{I_{прод}}{I_{поп}} \geq 0,5$  расчетные значения уклона и длины склона определяются по формулам:

$$I_{расч} = \sqrt{I_{прод}^2 + I_{поп}^2}; \quad (9)$$

$$B_{ср} = \frac{B_c}{I_{прод}} \sqrt{I_{прод}^2 + I_{поп}^2}, \quad (10)$$

где  $B_c$  – ширина склона (рисунок 42), м.

При соотношении

$$\frac{I_{прод}}{I_{поп}} < 0,5, I_{расч}=I_{поп}; B_{ср}=B_c.$$

Если поверхность склона разнородна (таблица 19), то коэффициенты стока и шероховатости определяются по средневзвешенным значениям величин по формулам (5) и (11)

$$n_{ср} = \frac{n_{c1} B_1 + n_{c2} B_2 + \dots + n_{cn} B_n}{B_1 + B_2 + \dots + B_n}, \quad (11)$$

где  $B_1, B_2, B_n$  – протяженность (ширина) склона с одним током поверхности.

Т а б л и ц а 19

Тип поверхности	Значение коэффициента шероховатости $n_c$
Асфальтобетонная	0,011
Цементобетонная	0,014
Грунтовая:	
- без дернового покрова	0,025
- с дерновым покровом	0,050
Неукрепленные земляные русла (канавы)	0,025...0,050

Время течения воды по лотку  $\tau_{лот}$ , мин, определяется по формуле

$$\tau_{лот} = \frac{l_{лот}}{60 v_{лот}}, \quad (12)$$

где  $v_{лот}$  – скорость течения воды в лотке открытого типа, м/с.

Для лотка открытого типа (рисунок 43) скорость течения воды  $v_{лот}$ , м/с, может быть определена по формуле

$$v_{лот} = \frac{1}{n_l} (0,5 h_B)^{0,67} I_l^{0,5}, \quad (13)$$

где  $n_l$  – коэффициент шероховатости поверхности лотка;

$h_B$  – глубина воды в лотке;  $h_B = h_l - 0,02$ , м;

$I_{\text{л}}$  – продольный уклон по оси лотка.

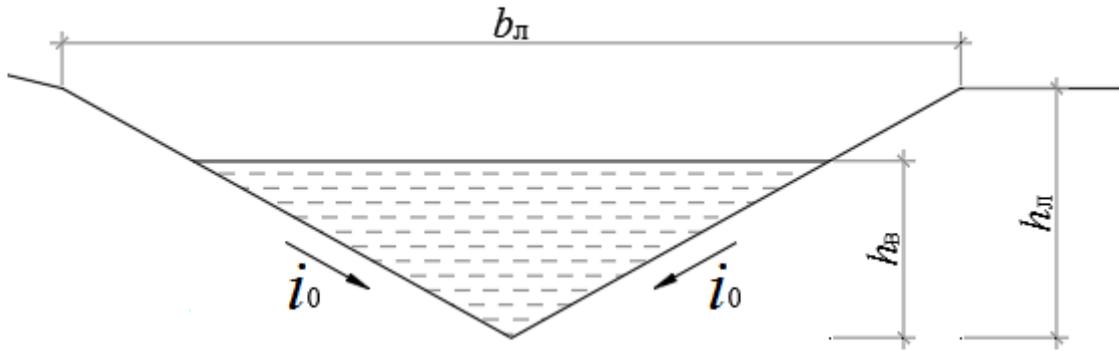


Рисунок 43 – Поперечное сечение лотка открытого типа

Пропускная способность сечения лотка  $Q_{\text{л}}$ , м<sup>3</sup>/с, у дождеприемного колодца определяется по формуле

$$Q_{\text{л}} = \omega_{\text{л}} v_{\text{лот}}, \quad (14)$$

где  $\omega_{\text{л}} = \frac{h_{\text{в}}^2}{I_0}$  – площадь сечения потока воды, м<sup>2</sup>;

$I_0$  – уклон боковых сторон лотка.

В случае, если  $Q_{\text{р}} > Q_{\text{л}}$ , необходимо уменьшить значение величины  $l_{\text{л}}$  и повторить расчет до соблюдения условия

$$Q_{\text{р}} \leq Q_{\text{л}}.$$

При соблюдении условия  $Q_{\text{р}} \leq Q_{\text{л}}$ , расстояния между дождеприемными колодцами принимаются равными  $l_{\text{л}}$ , при котором соблюдается условие  $Q_{\text{р}} \leq Q_{\text{л}}$ .

Определяется водозахватывающая способность дождеприемного колодца, установленного в открытом лотке.

Оценка выполняется по формулам:

$$Q_k = 1,45 L \left( h + \frac{v^2}{2g} \right)^{1,5}, \text{ при } h'_o \leq c \frac{\omega_{\text{отв}}}{\omega_{\text{р}}} \quad (15)$$

$$Q_k = 2 \omega_{\text{отв}} \sqrt{h + \frac{v^2}{2g}}, \text{ при } h'_o < c \frac{\omega_{\text{отв}}}{\omega_{\text{р}}} \quad (16)$$

где  $L$  – длина водосливного фронта по периметру решетки

$h$  – глубина потока перед решеткой ( $h = h_0$ );

$h'_o = h + \frac{v^2}{2g}$  – полный напор потока перед решеткой, м;

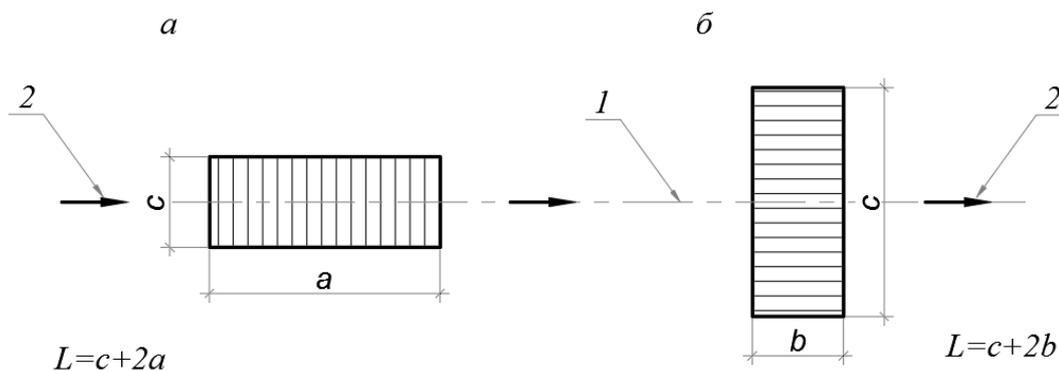
$v$  – скорость течения воды в лотке, м/с;

$\omega_{\text{р}}$  – площадь всей решетки, м<sup>2</sup>

$\omega_{\text{отв}}$  – площадь отверстий в решетке, м<sup>2</sup>

$c$  – ширина дождеприемника, м

Значения  $L$  и  $c$  принимаются в соответствии со схемами, приведенными на рисунке 44.



$a$  – вдоль линии стока;  $b$  – перпендикулярно к линии стока;  $1$  – ось лотка;  $2$  – направление течения воды

**Рисунок 44 – Схемы установки дождеприемных колодцев в лотке**

В случае, если  $Q_p > Q_k$ , необходимо устанавливать дождеприемные колодцы с большим числом решеток (от 2 и более).

Диаметр трубы перепуска  $D$ , м, от дождеприемного колодца к коллектору определяется по формуле

$$D = 0,535 \sqrt{\frac{Q_p}{\mu \cdot \sqrt{H}}}, \quad (17)$$

где  $Q_p$  – расчетный расход, м<sup>3</sup>/с;

$\mu$  – коэффициент расхода, определяемый при длине перепуска  $L_{\Pi}$  и предварительно принятом диаметре  $D_{\Pi}$  по формуле

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{0,0211 \frac{L_{\Pi}}{D_{\Pi}^{1,33}} + 1,5}}; \quad (18)$$

$H$  – располагаемый напор, равный  $H' + L_{\Pi} I$  при истечении воды в смотровом колодце;

$H'$  – глубина колодца, м;

$I$  – уклон трубы-перепуска.

Диаметр трубы-перепуска принимается не менее 200 мм, если по расчету  $D_{\Pi} < 200$  мм.

В формуле (18) диаметр трубы-перепуска определяется при полном заполнении сечения трубы ( $\frac{h}{D_{\text{тр}}} = 1,0$ ). В этом случае труба работает в напорном режиме. Для обеспечения безнапорного режима течения воды необходимо обеспечить 85%-ное заполнение сечения. Этому условию соответствуют:  $\frac{h}{D_{\text{тр}}} = 0,804$ ,  $\omega_{\text{тр}} = 0,6736 \cdot D^2$ . Поэтому целесообразно диаметр трубы перепуска назначать из условия

$$D_{\text{тр}} = \frac{D}{0,804} \leq D_{\text{сорт}}, \quad (19)$$

где  $D_{\text{сорт}}$  – значение внутреннего диаметра трубы по сортаменту выпускаемых промышленностью труб.

Скорость  $v_{\Pi}$ , м/с, и время  $\tau_{\Pi}$ , мин, течения воды по трубе-перепуску определяется по формулам:

$$v_{\text{п}} = 32,8 D_{\text{сорт}}^{0,67} I_{\text{п}}^{0,5}, \quad (20)$$

$$\tau_{\text{п}} = \frac{l_{\text{п}}}{60 \cdot v_{\text{п}}}, \quad (21)$$

где  $I_{\text{п}}$  – продольный уклон по трубе-перепуску;

$l_{\text{п}}$  – длина трубы-перепуска от дождеприемного до смотрового колодца коллектора, м.

Полное время течения  $t_1$ , мин, до расчетного сечения 1 составит:

$$t_1 = \tau_{\text{скл}} + \tau_{\text{лот}} + \tau_{\text{п}}. \quad (22)$$

Далее, по формулам (3) и (4) определяется расчетный расход, поступающий в сечение 1 коллектора и при заданном продольном уклоне трубы коллектора, определяется диаметр трубы  $D$ , м, на участке 1–2 (при 85%-ном заполнении сечения) и скорость течения воды.

$$D_1 = 0,296 \frac{Q_1^{0,374}}{0,804 \cdot I^{0,187}}. \quad (23)$$

Принимается  $D_1 \leq D_{\text{сорт}}$

$$v_{1-2} = 32,8 D_{\text{сорт}}^{0,67} I_{\text{к}}^{0,5}, \text{ м/с.}$$

### **Сечение 2**

Для расчета сечения 2 определяется площадь водосбора  $F_2$ , га,

$$F_2 = F_1 + F_{1-2}, \quad (24)$$

и полное время течения воды  $t_2$ , мин,

$$t_2 = t_1 + m \tau_{k_{1-2}} = t_1 + \frac{m l_{1-2}}{60 v_{1-2}}. \quad (25)$$

Коэффициент  $m$  не учитывает заполнение свободной емкости сети на вышележащих участках и определяется по формуле

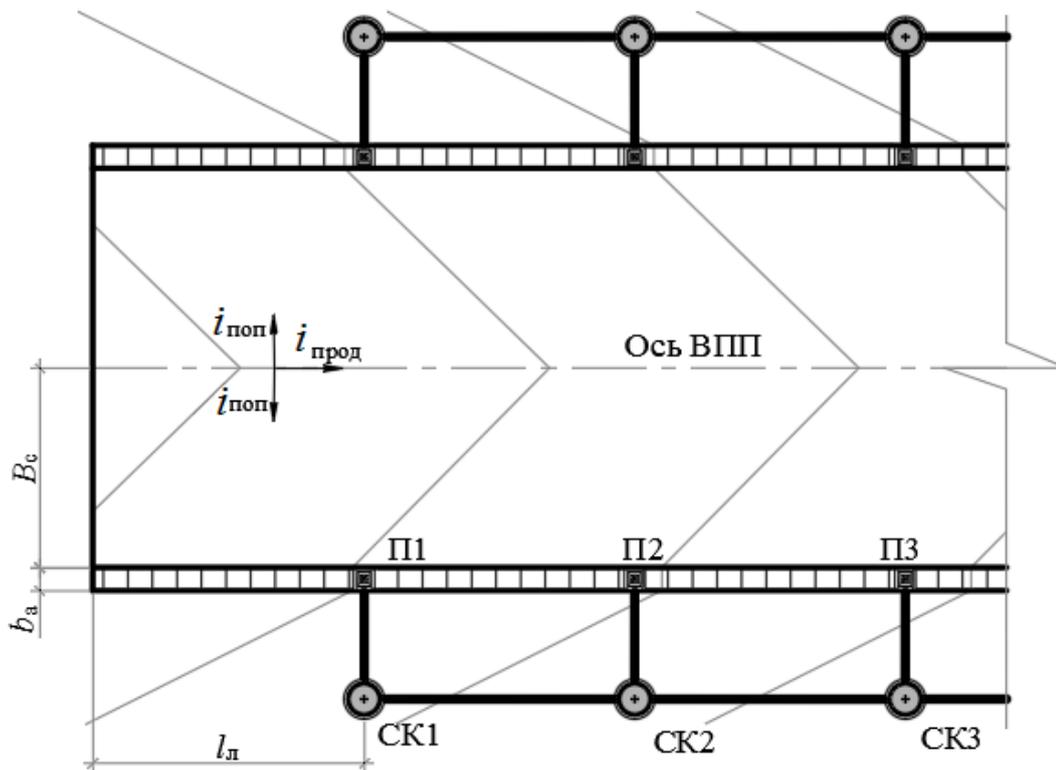
$$m = \frac{2,00 - 1,75 \alpha}{1 - \alpha}, \quad (26)$$

$$\alpha = \frac{\tau_{\text{скл}} + \tau_{\text{лот}}}{\tau_{\text{скл}} + \tau_{\text{лот}} + \tau_{\text{к}}}. \quad (27)$$

По формулам (3), (4), (21), (24) определяются расчетный расход воды в сечении 2, скорость течения и диаметр трубы коллектора. Остальные сечения коллектора рассчитываются согласно приведенной выше последовательности.

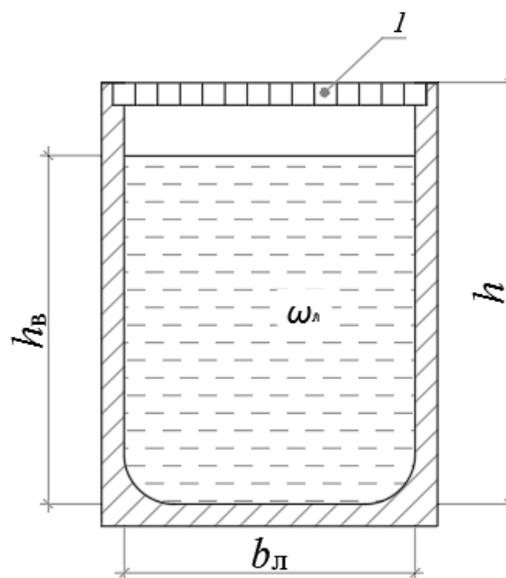
### **8.1.2 Расчет коллектора водосточной сети для отвода воды с искусственных покрытий с лотками закрытого типа в кромках**

Для расчета предварительно принимается лоток закрытого типа прямоугольного сечения с шириной  $b_{\text{л}}$  и глубиной  $h$ . Первоначальная длина лотка принимается  $l_{\text{л}}$  (рисунок 45). Поперечное сечение лотка приведено на рисунке 46.



П1, П2, П3 – пескоуловители;  
 СК1, СК2, СК3 – смотровые колодцы

**Рисунок 45 – Расчетная схема с применением лотков закрытого типа**



$h_{в}$  – максимальный уровень воды, допускаемый в сечении лотка;  $h_{в} = 0,85 \cdot h$

**Рисунок 46 – Поперечное сечение лотка закрытого типа**

### Сечение 1

К сечению 1 течение воды осуществляется по склону, затем по лотку, по пескоуловителю и по трубе-перепуску в смотровой колодец СК1 коллектора. Время течения воды до сечения 1 определяется по формуле

$$t_1 = \tau_{\text{скл}} + \tau_{\text{лот}} + \tau_{\text{п}}. \quad (28)$$

Тем не менее, необходимо оценивать пропускную способность выбранного сечения лотка и длину лотка до пескоуловителя П1. По формуле (8) определяется время течения воды по склону  $\tau_{\text{скл}}$ . Для определения времени течения воды по лотку  $\tau_{\text{лот}}$  определяется скорость течения воды  $v_{\text{лот}}$ , м/с, в сечении лотка по формуле

$$v_{\text{лот}} = C \sqrt{R I_{\text{л}}}, \quad (29)$$

где  $C$  – коэффициент Шези;

$R$  – гидравлический радиус сечения лотка, м;

$I_{\text{л}}$  – продольный уклон по оси лотка.

Гидравлический радиус сечения лотка  $R$ , м, определяется по формуле

$$R = \frac{\omega}{\chi}, \quad (30)$$

где  $\omega$  – площадь сечения потока воды, м<sup>2</sup>. Для выбранного прямоугольного сечения определяется по формуле

$$\omega = b_{\text{л}} h_{\text{в}}, \quad (31)$$

$\chi$  – смоченный периметр сечения, м, который определяется по формуле

$$\chi = b_{\text{л}} 2 h_{\text{в}}, \quad (32)$$

Коэффициент Шези определяется по формуле

$$C = \frac{1}{n_{\text{л}}} R^y \quad (33)$$

где  $n_{\text{л}}$  – коэффициент шероховатости поверхности лотка;

$R$  – гидравлический радиус сечения лотка, м;

$y$  – показатель степени, зависящий от шероховатости поверхности, определяется по формуле

$$y = 4 \sqrt[4]{n_{\text{л}}^3}. \quad (34)$$

Время течения по лотку закрытого типа определяется по формуле (12). Полное время течения воды до пескоуловителя П1 составит

$$t_1 = \tau_{\text{скл}} + \tau_{\text{лот}} \quad (35)$$

и по величине  $t_1$ , определяется расчетный расход  $Q_{\text{р}}$  на входе в пескоуловитель по формулам (3) и (4). Определяется диаметр трубы-перепуска из пескоуловителя в смотровой колодец и диаметр трубы коллектора в сечении 1. В сечении 2 и в последующих сечениях расчет выполняется по формулам (25) – (28), (3), (4), (21), (24).

В случае несоблюдения условия (2) при расчете лотка закрытого типа необходимо уменьшать длину лотка или применять другое сечение лотка и повторять расчет.

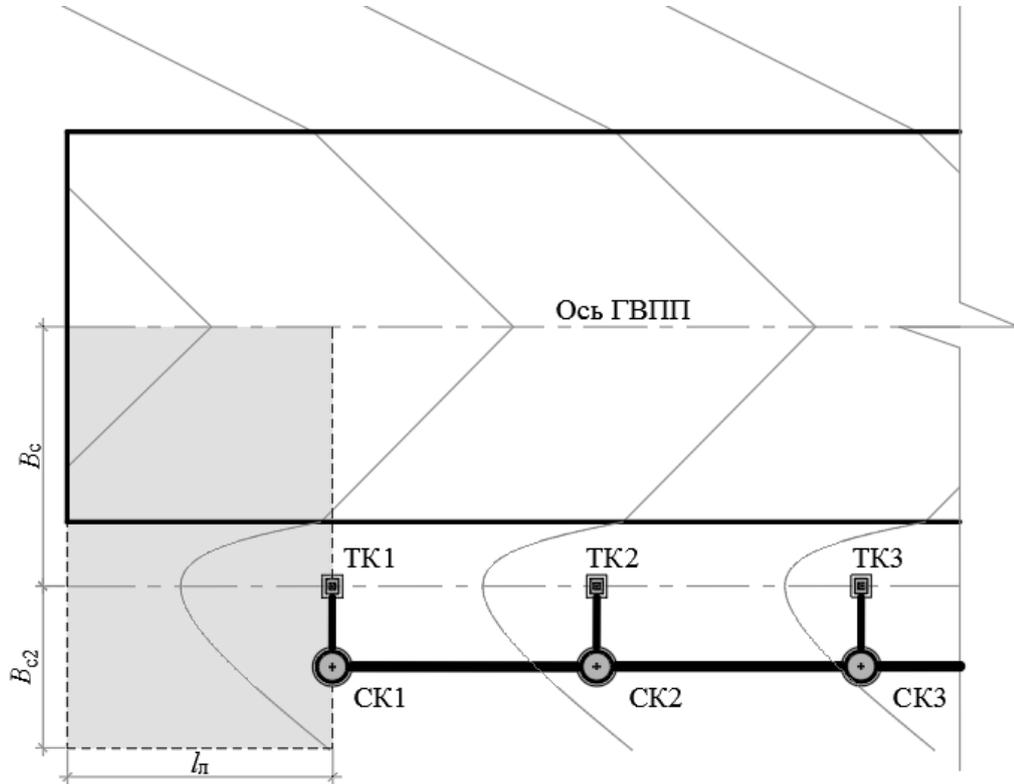
### **8.1.3 Расчет водоотводных систем с грунтовыми водосборами (грунтовые лотки)**

Расчетные расходы воды, поступающие в водоотводные системы с грунтовых водосборов, определяются с учетом минимальной

стокообразующей дождя (рисунок 47). Продолжительность стокообразования  $t_{ст}$ , мин, определяется по формуле

$$t_{ст} = \left( \frac{(1-n)\Delta}{i_{ст}} \right)^{\frac{1}{n}}, \quad (36)$$

где  $i_{ст}$  – интенсивность впитывания воды в грунт, мм/мин.



**Рисунок 47 – Расчетная схема грунтового водосбора**

Интенсивность впитывания воды в грунт может быть принята по таблице 20.

**Т а б л и ц а 20**

Грунты и почвы	Интенсивность впитывания, мм/мин
Глина, солонцы суглинистые	0,04
Суглинки, суглинистые черноземы, глинистые сероземы	0,08
Каштановые почвы, чернозем обычный, солонцы супесчаные	0,15
Супеси с примесью гумуса в верхних слоях, задернованные супеси, серолесные почвы	0,20
Супеси без примеси гумуса в верхних слоях	0,33
Пески без примеси гумуса в верхних слоях	0,50

Для расчетных сечений, удаленных по времени течения на  $t \leq t_{ст}$ , расходы следует определять по методу предельных интенсивностей, а для сечений, удаленных по времени течения воды  $t > t_{ст}$ , расчетный расход  $Q_p$ , м<sup>3</sup>/с, определяется по формуле

$$Q_p = Q_{t_{ct}} + Q_{сп}, \quad (37)$$

где  $Q_{t_{ct}}$  – расход, соответствующий времени течения  $t = t_{ct}$ ;

$Q_{сп}$  – дополнительный расход, поступающий в систему после времени, равного  $t_{ct}$  в соответствии с кривой спада стока за счет воды, находящейся на водосборе, м<sup>3</sup>/с.

Расход, соответствующий  $t = t_{ct}$  ( $Q_{t_{ct}}$ ) определяется по формулам (3) и (4). Значение дополнительного расхода  $Q_{сп}$ , м<sup>3</sup>/с, определяется по формуле

$$Q_{сп} = 0,0092 \Delta B v \varphi t_{ct}^{1-n} \eta, \quad (38)$$

где  $B$  – длина склона водостока (ширина водосбора), м;

$v$  – скорость течения воды в лотке или канаве на расчетном участке;

$\eta$  – коэффициент, зависящий от соотношения  $\frac{t}{t_{ct}}$  и определяется по таблице 21.

Т а б л и ц а 21

$\frac{t}{t_{ct}}$	$\eta$	$\frac{t}{t_{ct}}$	$\eta$	$\frac{t}{t_{ct}}$	$\eta$
1,00	0	1,25	0,33	3,00	0,85
1,05	0,08	1,50	0,52	3,50	0,89
1,10	0,16	1,75	0,64	4,00	0,92
1,15	0,22	2,00	0,71	5,00	0,95
1,20	0,28	2,50	0,81	10,00	0,985

#### 8.1.4 Гидравлический расчет нагорных канав на сток дождевых вод

Гидравлический расчет канавы заключается в определении размеров ее поперечного сечения, скорости течения воды и типа укрепления дна и стенок. Расчет выполняется в соответствии с  $t_{ct}$ , определяемой по формуле (37). Расчетное сечение канавы принимается в точке  $B$  (см. рисунок 48).

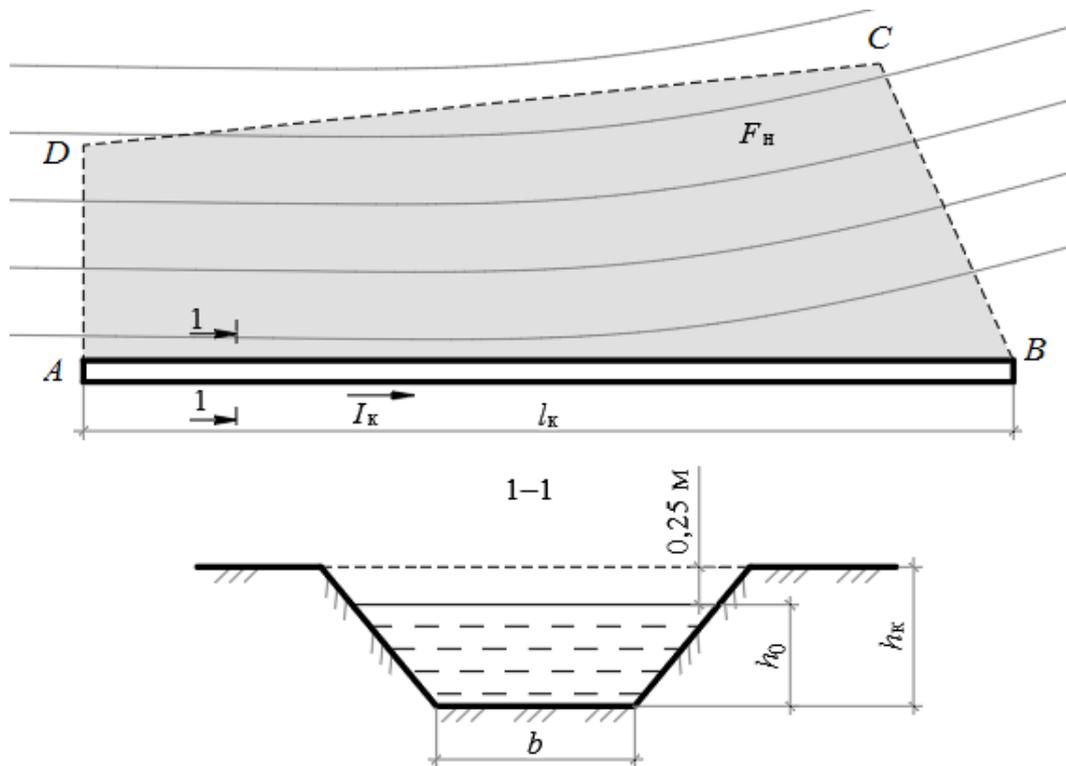


Рисунок 48 – Расчетная схема канавы

Площадь водосбора нагорной канавы  $F_n$ , га, или площадь одновременного стока определяется по формуле

$$F_n = \frac{l_{AD} + l_{BC}}{2} 10^{-4} l_k, \quad (39)$$

где  $l_k$  – длина нагорной канавы, м;

$l_{BC}$  – длина склона, соответствующая времени стока  $t = t_{ст}$ ;

$l_{AD}$  – длина склона, соответствующая времени течения воды  $t_{ст} - \frac{l_k}{60 v_k}$ ;

$v_k$  – скорость течения воды по канаве, м/с.

Длина склона в сечении  $BC$   $l_{BC}$ , м, определяется при  $\tau_{скл} = t_{ст}$  по формуле

$$l_{BC} = \frac{\Delta^{0,72} \varphi^{0,72} I_c^{0,5} (\tau_{скл})^{1,72-0,72} n}{2,41 n_c}, \quad (40)$$

Длина склона в сечении  $AD$   $l_{AD}$ , м, определяется с учетом движения воды по канаве (время  $\tau_k$ ) и вычисляется по формуле

$$l_{AD} = \frac{\Delta^{0,72} \varphi^{0,72} I_c^{0,5} (t_{ст} - \tau_k)^{1,72-0,72} n}{2,41 n_c}, \quad (41)$$

где  $\tau_k = \frac{l_k}{60 v_k}$  – время течения воды по канаве, мин.

Для определения времени  $\tau_k$  требуется определение скорости течения воды  $v_k$ , м/с, по формуле

$$v_k = C \sqrt{R I_k}, \quad (42)$$

где  $C = \frac{1}{n_k} R^y$  – коэффициент Шези;

$R = \frac{\omega_k}{\chi}$  – гидравлический радиус сечения канавы, м;

$\omega_k$  – площадь сечения потока воды, м<sup>2</sup>;

$\chi$  – смоченный периметр сечения канавы, м;

$y = 2,5 \sqrt{n_k} - 0,13 - 0,75 \sqrt{R_k} (\sqrt{n_k} - 0,10)$  – показатель степени;

$n_k$  – коэффициент шероховатости поверхности дна и стенок канавы.

При трапецеидальном поперечном сечении канавы гидравлический радиус  $R$ , м, может быть определен по формуле

$$R = \frac{\omega_k}{\chi} = \frac{b h_0 + m h_0^2}{b + 2 h_0 \sqrt{1+m^2}}, \quad (43)$$

где  $m$  – заложение откосов канавы.

Значение расчетного расхода воды в сечении  $B$   $Q_p$ , м<sup>3</sup>/с, определяется по формуле

$$Q_p = \frac{166,7 \Delta \varphi}{t_{ст}^n} F_H, \quad (44)$$

Эта величина сравнивается с пропускной способностью сечения нагорной канавы  $Q_k$ , м<sup>3</sup>/с, при принятой первоначально глубине  $h_k$  по формуле

$$Q_k = \omega_k v_k, \quad (45)$$

При несоблюдении условия  $Q_p \leq Q_k$  необходимо увеличивать глубину канавы  $h_k$  либо ширину канавы по дну  $b_k$ .

### 8.1.5 Гидравлический расчет нагорной канавы на сток талых вод

При расчете сооружений и в целом сети на сток талых вод расчетный расход определяется при средних значениях максимального стока талых вод в данной местности по формулам:

- для водоотводных систем с водосборной площадью до 100 га

$$Q_{т.в.} = 0,95 \frac{H_c}{T} F; \quad (46)$$

- для водоотводных систем с большими водосборами (нагорные канавы)

$$Q_{т.в.} = 2,78 A F, \quad (47)$$

где  $H_c$  – высота снежного покрова к началу весеннего снеготаяния, см, принимается по снегосъемкам в последний день декады по средней дате разрушения устойчивого снежного покрова);

$T$  – средняя продолжительность снеготаяния в сутках (разность между средними датами разрушения и схода устойчивого снежного покрова);

$A$  – параметр, характеризующий сток талых вод, мм/ч, (принимается по климатическим данным);

$F$  – площадь водосбора, га.

Значения  $H_c$  и  $T$  принимаются по данным климатических справочников.

При наличии на водосборных территориях лесов, болот, озер необходима корректировка полученных по формуле (47) расходов с учетом коэффициентов  $\varphi$ ,  $\delta'$ ,  $\delta''$ :

$$Q_{т.в.} = 2,78 A F \varphi \delta' \delta'', \quad (48)$$

где  $\varphi = (1 + F)^{-0,25}$  – коэффициент редукации максимального стока талых вод в зависимости от площади водосбора;

$\delta'$  – коэффициент снижения расходов за счет аккумуляции воды в болотах, озерах на водосборной территории при  $(F_0 + 0,2 F_B) \leq 0,45$ ;

$\delta''$  – коэффициент снижения расходов при наличии леса на водосборной территории:

$$\delta' = 1 + 0,6 \lg(F_0 + 0,2 F_B + 1,0); \quad (49)$$

$$\delta'' = 1,0 - \gamma \lg(1 + F_L) \quad (50)$$

где  $F_0$ ,  $F_B$ ,  $F_L$  – площадь озер, болот и лесов в процентах к общей площади водосборной территории;

$\gamma$  – коэффициент, равный для лесов на песчаных и супесчаных почвах 0,35...0,40 и для лесов на суглинистых почвах – 0,25...0,30.

Условие расчета на сток талых вод

$$Q_{т.в.} \leq Q_k, \quad (51)$$

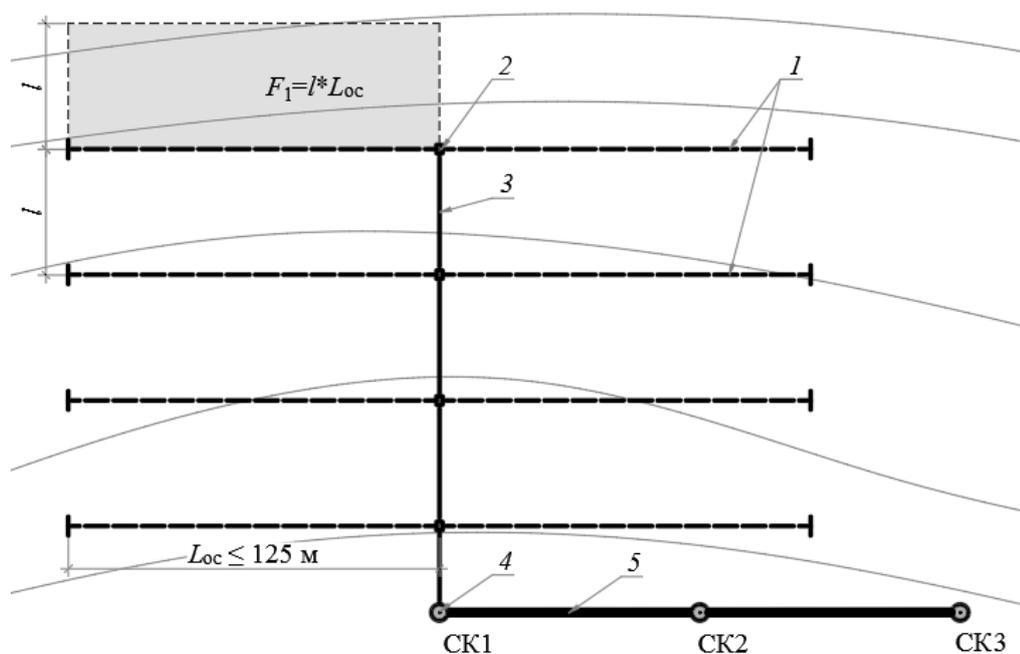
где  $Q_{т.в.}$  – расход талых вод в расчетном сечении канавы;

$Q_k$  – пропускная способность канавы принятого сечения.

При несоблюдении условия (52) необходимо изменять параметры поперечного сечения канавы.

### 8.1.6 Гидравлический расчет осушительных систем

Расчет осушительной системы выполняется с учетом времени стокообразования, определяемого по формуле (37). Размеры водосборных площадей определяются согласно схеме осушительной системы (рисунок 49). Расчетные расходы в осушителях определяются по формулам (3) и (4). Диаметры труб определяются по формуле (24) с учетом допускаемого заполнения сечения. В сечении 1 расчетный расход  $Q_1 = 2 Q_{oc}$  и по этому расходу определяется необходимый внутренний диаметр трубы собирателя при принятом продольном уклоне собирателя и скорость течения воды в трубе. Расчет последующих участков выполняется аналогично.



1 – осушитель (диаметр – 100 мм,  $L \leq 125$  м); 2 – фасонный элемент; 3 – собиратель; 4 – смотровой колодец; 5 – водосточный коллектор

Рисунок 49 – Расчетная схема осушительной системы

Минимальная скорость течения воды по собирателю принимается равной 0,6 м/с, по осушителю – 0,5 м/с.

При расчете на сток талых вод величина стока с 1 га определяется при средней толщине снегового покрова и средней продолжительности снеготаяния при коэффициенте стока равном 0,80...0,90.

### 8.1.7 Гидравлический расчет дренажных систем

Расчетные схемы дренажных систем приведены на рисунке 50. Расчет систематического дренажа заключается в определении:

- расстояний между дренами, обеспечивающими понижение уровня грунтовых вод до принятой нормы осушения  $P$ ;
- расчетного расхода воды, поступающей в дренаи.

Расчетный расход  $Q$  в дренаже совершенного и несовершенного типов определяется по формуле

$$Q = 2 a W L_d, \quad (52)$$

где  $2 a$  – расстояние между дренами;

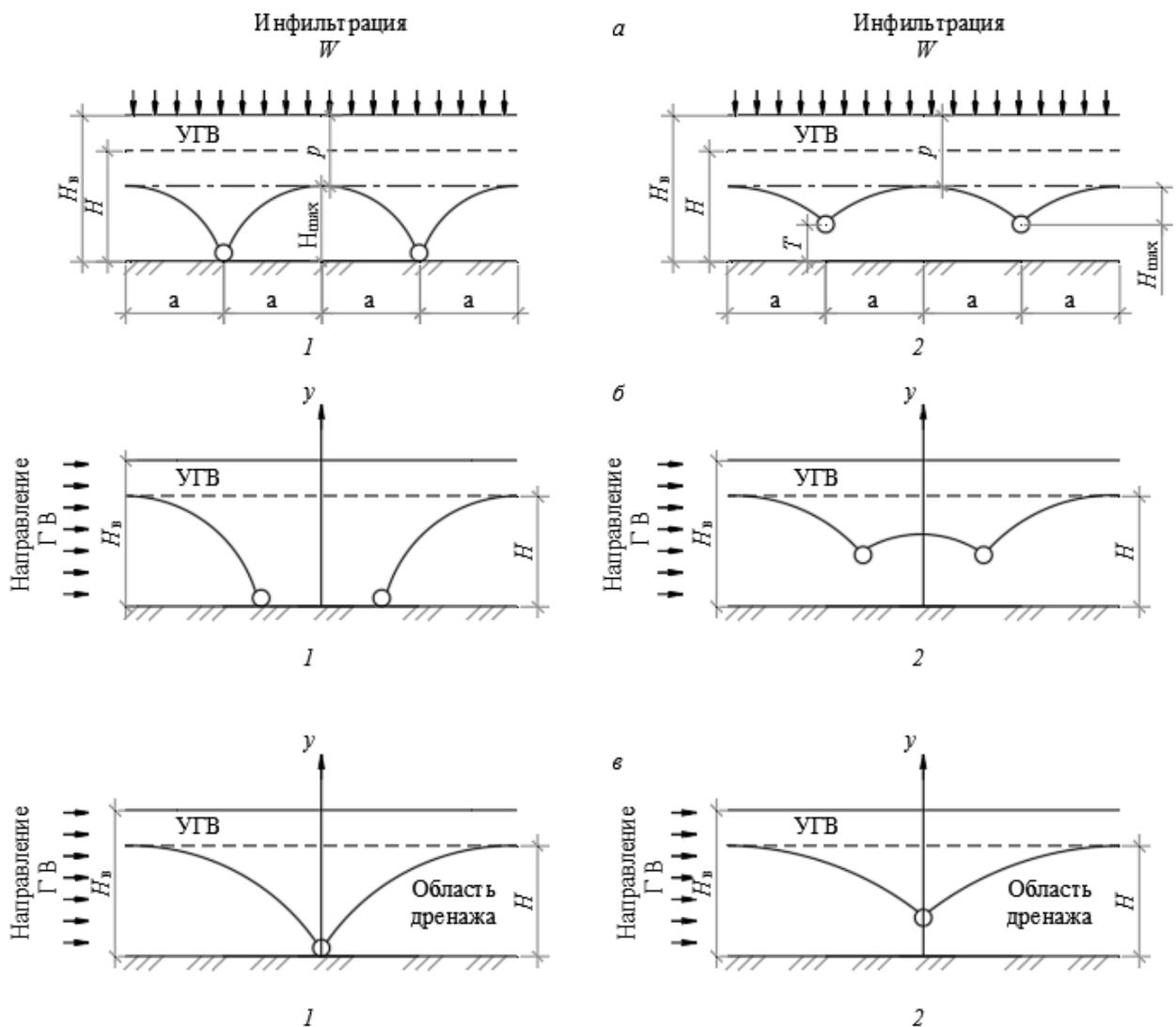
$L_d$  – длина дрены;

$W$  – интенсивность инфильтрации грунтов.

При отсутствии опытных данных значения  $W$  можно принимать по таблице 22.

Т а б л и ц а 22 – Интенсивность инфильтрации грунтов  $W$

Среднегодовое количество осадков, мм	Интенсивность инфильтрации грунтов $W$ , м/сут		
	глинистых	суглинистых и супесчаных	песчаных
<600	0,0027	0,0037	0,0049
600...700	0,0029	0,0041	0,0064
700...800	0,0032	0,0044	0,0069
800...900	0,0035	0,0047	0,0063



*a* – систематический; *б* – кольцевой (контурный); *в* – однолинейный; 1 – совершенный; 2 – несовершенный

**Рисунок 50 – Расчетные схемы глубинного дренажа**

Расстояния между дренажами, м, определяются по формуле

$$2a = 2H_{\max} \sqrt{\frac{K_{\phi}}{W}}, \quad (53)$$

где  $H_{\max}$  – максимальная высота пониженного уровня грунтовых вод под водоупором в междудренажном пространстве;

$K_{\phi}$  – коэффициент фильтрации, принимаемый по результатам инженерно-геологических изысканий, а при отсутствии данных – по таблице 23.

**Т а б л и ц а 23**

Тип грунта	Коэффициент фильтрации $K_{\phi}$ , м/сут
Гравий, галька	400 и более
Пески:	
крупнозернистые	80...100
среднезернистые	5...30

мелкозернистые	1...8
мелкозернистые пылеватые	0,2...1
Супеси:	
легкие пылеватые	0,05...0,7
тяжелые пылеватые	0,03...0,3
Суглинки	
легкие и средние пылеватые	0,1...0,2
тяжелые пылеватые	0,01...0,1
Лесс:	
естественный	0,3...0,4
глинистый	0,004...0,02

При несовершенном дренаже:

$$2 a = T \left( \sqrt{\frac{8 \cdot K_{\phi} h_{\max}}{W T} \left( 1 + \frac{h_{\max}}{2 T} \right) + B_1^2} - B_1 \right), \quad (54)$$

где  $h_{\max}$  – максимальное превышение полученного уровня грунтовых вод над уровнем воды в несовершенном дренаже в междудренажном пространстве

$$B_1 = 2,94 \lg \frac{1}{\sin \frac{\pi \cdot r_d}{T}}, \quad (55)$$

где  $r_d$  – радиус дрены, значение которого принимается равным половине ширины дренирующей обсыпки или траншеи дренажа;

$T$  – превышение несовершенной дрены над водоупором.

Значение  $T$  определяется методом последовательного подбора задаваясь рядом значений  $h_{\max}$  по формуле

$$T = H_B - (h_{\max} + P), \quad (56)$$

где  $H_B$  – глубина расположения слоя водоупора.

Расчет кольцевого или контурного дренажа заключается в определении:

- положения пониженного уровня грунтовых вод внутри и вне контура;
- расчетного расхода воды, поступающей в дрены.

Расчетный расход воды в кольцевой дрене совершенного типа при безнапорном режиме определяется по формуле

$$Q = \pi K_{\phi} \frac{H^2}{\ln \frac{R_I}{r_0}}, \quad (57)$$

где  $H$  – высота пониженного уровня грунтовых вод над водоупором;

$R_I$  – радиус депрессии кольцевого дренажа, определяемый опытным путем.

При отсутствии опытных данных  $R_I$  определяется подбором по формуле

$$R_I \sqrt{\lg R_I - \lg r_0 - 0,217} = 0,66 \sqrt{\frac{K_{\phi}}{W} h^2 - 0,5 r_0}, \quad (58)$$

где  $h$  – глубина погружения дрены под непониженный уровень грунтовых вод.

Приведенный радиус прямоугольного кольцевого (контурного) дренажа  $r_0$  определяется по формуле

$$r_0 = \eta_0 \frac{L+B}{4}, \quad (59)$$

где  $L$  и  $B$  – длина и ширина прямоугольного контура дренажа;

$\eta_0$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от отношения  $\frac{B}{L}$  по таблице 24.

Т а б л и ц а 24

$\frac{B}{L}$	0...0,10	0,20	0,40	0,60...1,00
$\eta_0$	1,00	1,12	1,16	1,18

Для других конфигураций можно использовать формулу

$$r_0 = \sqrt{\frac{F}{\pi}}, \quad (60)$$

где  $F$  – площадь, ограниченная контуром дренажа.

Расчетный расход воды в кольцевой дрене несовершенного типа определяется по формуле

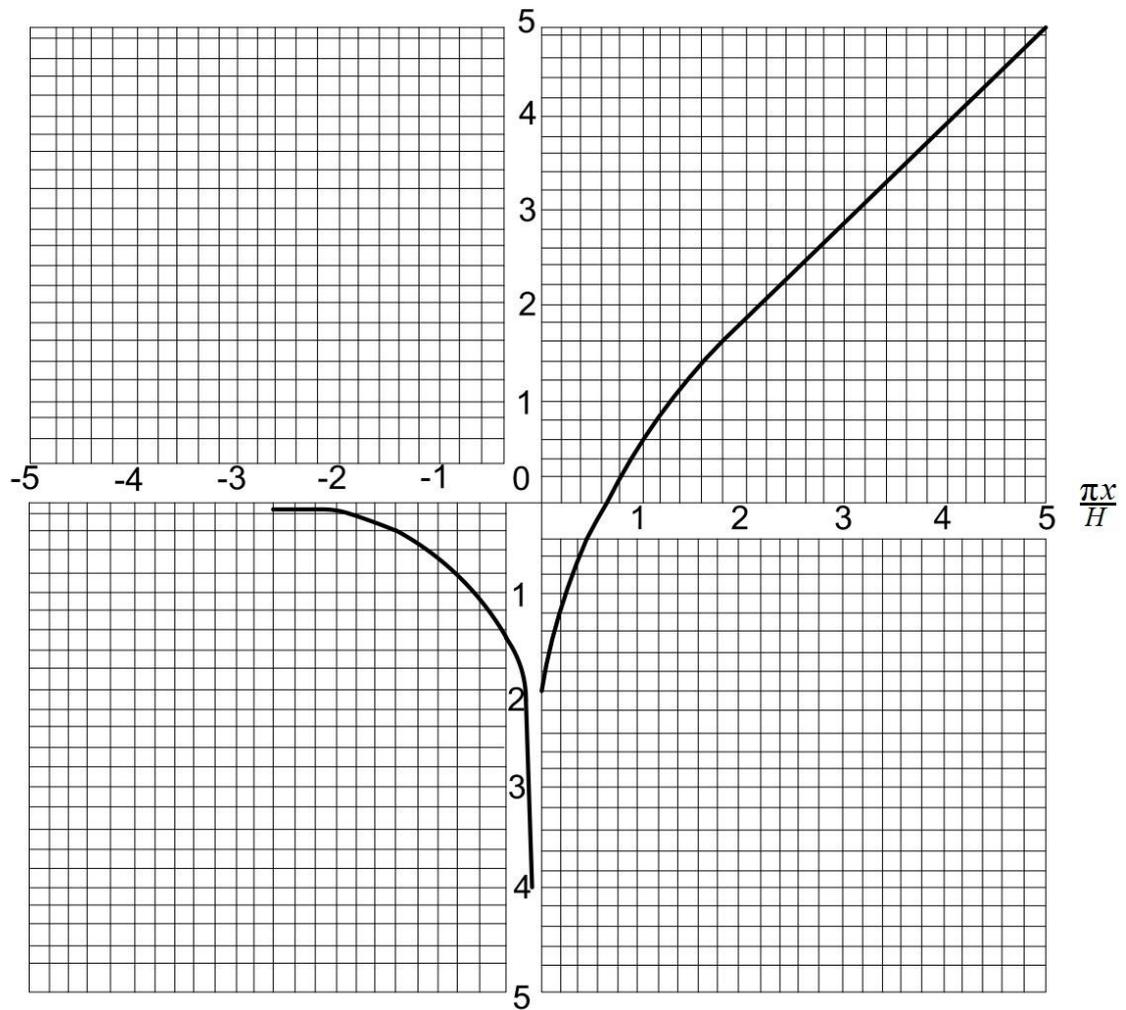
$$Q = \pi K_{\phi} h \left( \frac{h}{\ln \frac{R_I}{r_0}} + \frac{2 \pi T r_0}{T \ln \frac{8 r_0}{r_d} + 2 r_0 \varphi} \right). \quad (61)$$

Уровень грунтовой воды внутри контура совершенного кольцевого дренажа приблизительно находится на уровне воды в дренах. Вне контура высота наименьшего уровня  $H_x$  над водоупором на расстоянии  $x$  от оси дренажа  $y$  (рисунки 50, 51) определяется по формуле

$$H_x = \sqrt{\frac{Q}{\pi K_{\phi}} \ln \frac{x}{r_0}}. \quad (62)$$

При совершенном дренаже можно принять  $h = H$ .

$$\ln \left| 1 - e^{-\frac{\pi x}{H}} \right|$$



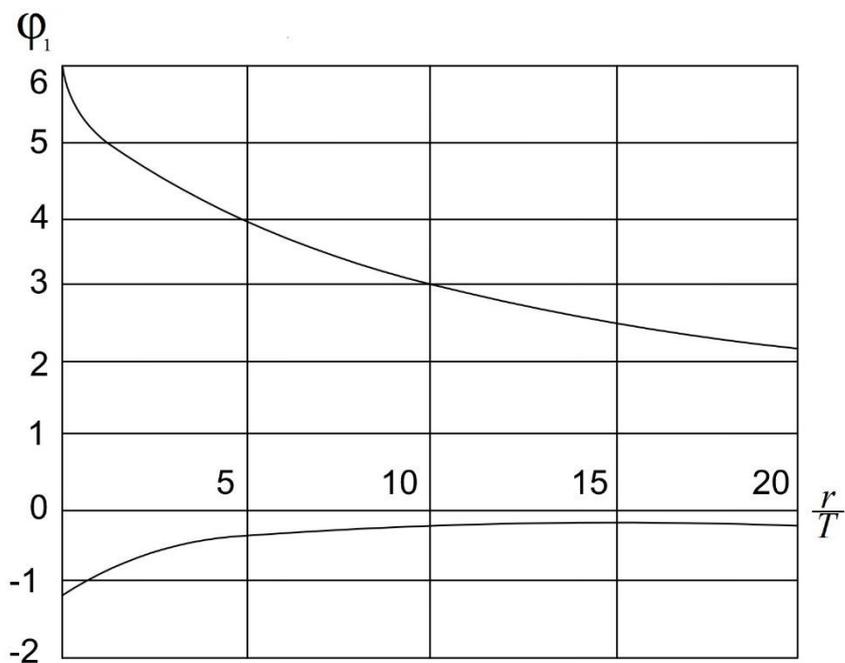
**Рисунок 51 – График для определения значения  $\ln \left| 1 - e^{-\frac{\pi x}{H}} \right|$  при вычислении ординат депрессионной кривой  $H_x$  в однолинейных дренажах несовершенного типа**

Превышение пониженного уровня грунтовых вод над уровнем воды в несовершенной дрене  $h_y$  в центре контура кольцевого дренажа определяется по формуле

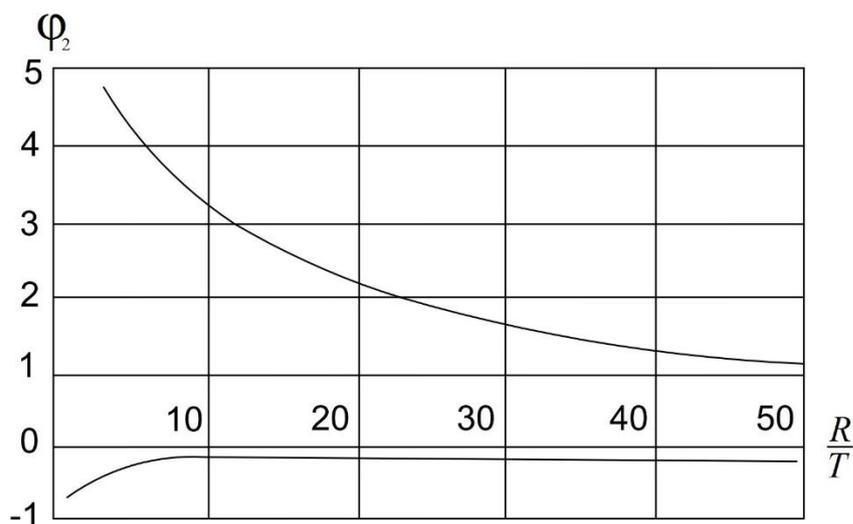
$$h_y = h \frac{\ln \frac{8r_0}{rg} - \pi + 2 \frac{r_0}{T} F}{\ln \frac{8r_0}{rg} + 2 \frac{r_0}{rg} \varphi}. \quad (63)$$

Значения функций  $\varphi = \varphi_1 - \varphi_2$ ,  $\varphi_1$ ,  $\varphi_2$ ,  $F$  определяются по графикам на рисунке 52.

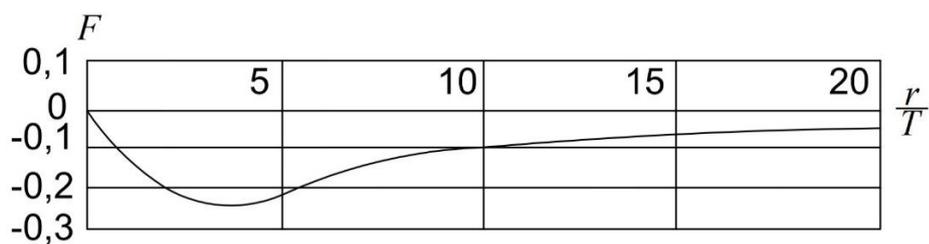
*a*



б



в



а – график функции  $\varphi_1$  в зависимости от аргумента  $\frac{r}{T}$ ; б – график функции  $\varphi_1$  в зависимости от аргумента  $\frac{R}{T}$ ;  
в – график функции  $F$  в зависимости от аргумента  $\frac{r}{T}$

**Рисунок 52 – Графики функций  $\varphi_1$ ,  $\varphi_2$  и  $F$**

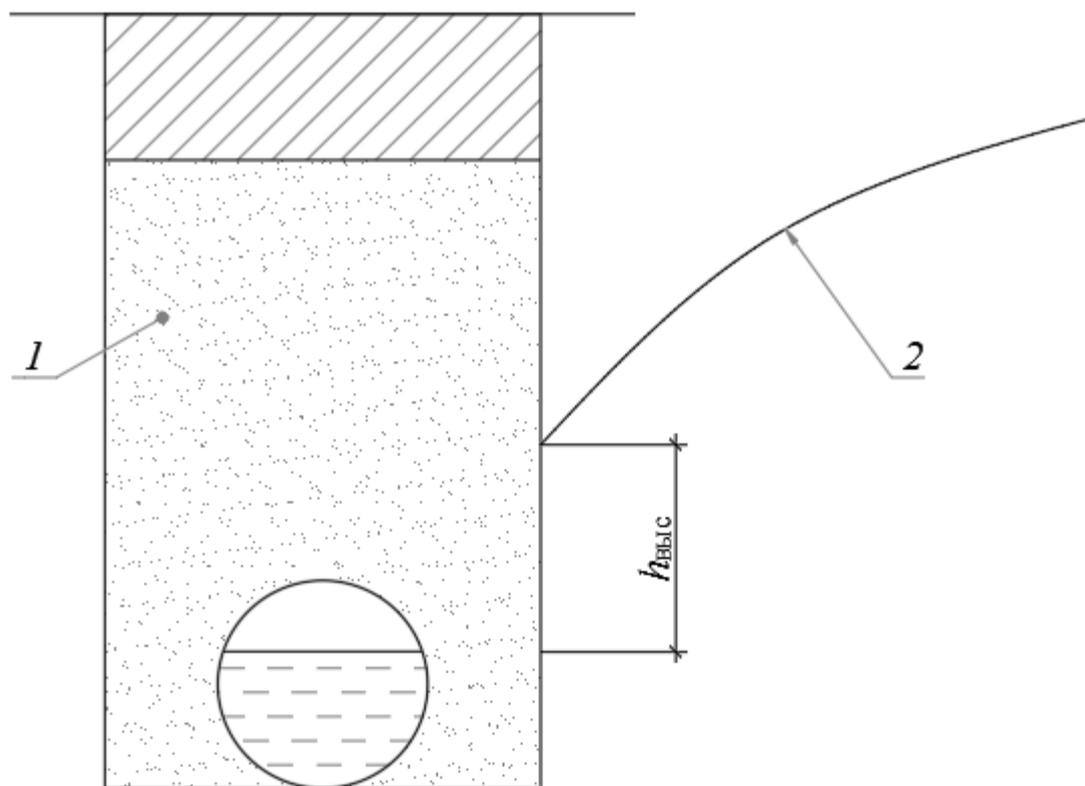
Превышение пониженного уровня грунтовых вод над уровнем воды в несовершенной дрене  $h_x$  на расстоянии  $x$  от оси дренажа у определяется по формуле

$$h_x = h_{\text{выс}} + \sqrt{\frac{Q}{\pi K_{\phi}} \ln \frac{x}{r_0}}. \quad (64)$$

Высота высачивания  $h_{\text{выс}}$ , то есть разрыв между уровнем воды в дрене и на контакте дренажной обсыпки с грунтом (рисунок 53), определяется по формуле

$$h_{\text{выс}} = 0,22 \frac{Q_0}{K_{\phi}}, \quad (65)$$

где  $Q_0$  – расход (дебит) воды на 1 пог.м дренажа.



1 – фильтрующая обсыпка; 2 – депрессионная кривая

**Рисунок 53 – Определение высоты высачивания воды**

Расчет однолинейного дренажа заключается в определении:

- положения пониженного уровня грунтовых вод в области дренажа;
- расчетного расхода воды, поступившей в дренаж.

Расчетный расход  $Q$  определяется по формуле

$$Q = Q_0 L_g, \quad (66)$$

где  $L_g$  – длина дренажа, м.

Расход (дебит) воды на 1 пог. м дренажа  $Q_0$  определяется при безнапорном режиме по формулам:

- при совершенном дренаже

$$Q_0 = \frac{K_{\phi} H^2}{R^2}; \quad (67)$$

- при несовершенном дренаже

$$Q_0 = K_\phi h \left( \frac{h}{R^2} + \frac{\pi}{\ln \frac{T}{\pi r g} + \frac{\pi R_2}{2T}} \right). \quad (68)$$

Радиус кривой депрессии линейного дренажа  $R_2$  определяется по формуле

$$R_2 = h \sqrt{\frac{K_\phi}{W}}. \quad (69)$$

Высота пониженного уровня грунтовых вод  $H_x$  над слоем водоупора на расстоянии  $x$  от дрены определяется по формулам:

- при совершенном дренаже

$$H_x = H \sqrt{\frac{x}{R_2}}; \quad (70)$$

- при несовершенном дренаже

$$H_x = \frac{Q_0}{K_\phi} \left( \frac{1}{\pi} \ln \left| 1 - e^{-\frac{\pi x}{H}} \right| - \frac{R_2 H}{2H} \right) + H. \quad (71)$$

Значение  $\ln \left| 1 - e^{-\frac{\pi x}{H}} \right|$  может быть определено по графику на рисунке 52.

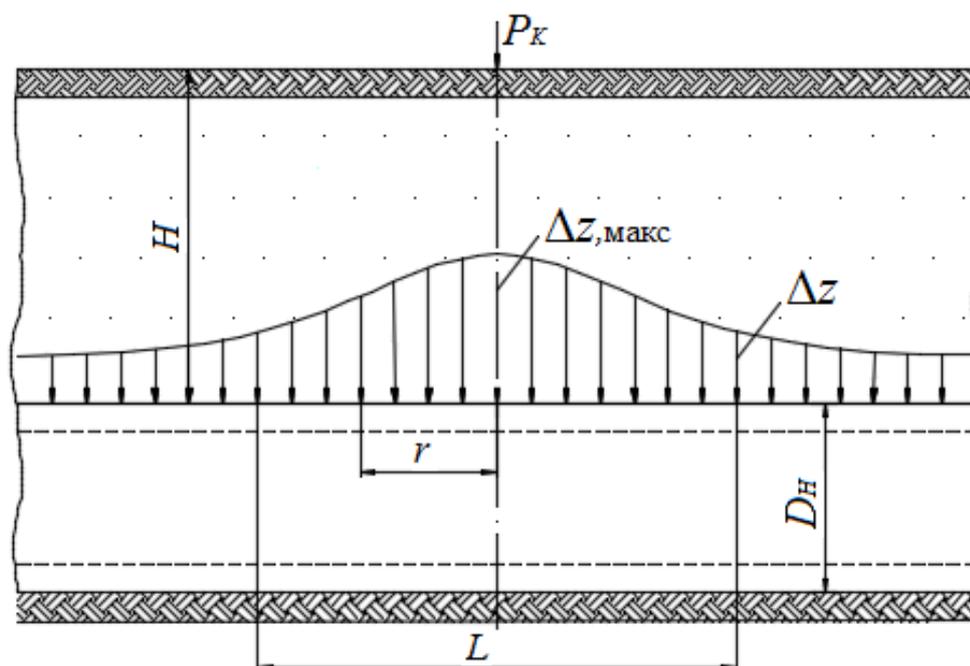
Гидравлические расчеты труб глубинного дренажа заключаются в проверке соблюдения условия  $Q_p \leq Q_{тр}$  и определения скорости течения воды в трубе. Скорость течения воды в дренаже должна быть в пределах 0,15...1,00 м/с, степень заполнения сечения трубы – 0,05...0,95.

## **8.2 Расчет сооружений водоотводных систем аэродромов на прочность и устойчивость**

Расчет на прочность хризотилцементных и керамических труб выполняется с целью:

- определения необходимой глубины укладки труб;
- оценки прочности труб, уложенных на заданной глубине;
- определения необходимой толщины стенки трубы.

Расчетная схема трубы приведена на рисунке 54.



$\sigma_{z_{max}}$  – максимальное вертикальное напряжение;  $r$  – радиус-вектор точки трубы;  $D_H$  – наружный диаметр трубы;  $L$  – длина расчетного фрагмента трубы;  $H$  – глубина укладки трубы

**Рисунок 54 – Расчетная схема трубы**

Расчетная схема применяется для расчета труб с внешним диаметром до 600 мм включительно.

Трубы рассчитываются по методу предельных состояний, который сводится к выполнению условия

$$P_p \leq P_{\text{доп}}, \quad (72)$$

где  $P_p$  – расчетная нагрузка, действующая на трубу;

$P_{\text{доп}}$  – предельно допустимая нагрузка на трубу, при превышении которой наступает ее разрушение.

Значения предельно допустимых нагрузок установлены соответствующими нормативными документами на производство хризотилцементных и керамических труб.

Расчетная нагрузка на трубу  $P_p$  складывается из постоянной и временной нагрузок.

Постоянная нагрузка – нагрузка от засыпки над трубой, уложенной в траншею, определяется в зависимости от свойств материала засыпки, высоты ее над поверхностью трубы и ширины траншеи на уровне верхней поверхности трубы по формуле

$$Q = K_T \gamma H B_T, \quad (73)$$

где  $H$  – высота засыпки над верхней поверхностью трубы;

$\gamma$  – объемный вес материала засыпки;

$B_T$  – расчетная ширина траншеи;

$K_T$  – коэффициент вертикальной нагрузки, учитывающий трение материала засыпки о стенки траншеи.

Коэффициент вертикальной нагрузки от засыпки траншеи определяется по формуле

$$K_T = \frac{B_T(1 - e^{-2 \varepsilon f \frac{H}{B_T}})}{2 \varepsilon f H}, \quad (74)$$

где  $f$  – коэффициент трения материала засыпки о стенки траншеи, определяется по таблице 25.

Т а б л и ц а 25 – Значения параметров для определения коэффициента  $f$

Грунты	$\gamma$ , т/м <sup>3</sup>	$\varphi$	$f$	$\varepsilon$	$\varepsilon_f$
Песчаные:					
- сухие	1,6	30°	0,50	0,333	0,166
- влажные	1,8	30°	0,50	0,333	0,166
- водонасыщенные	2,0	25°	0,40	0,406	0,162
Глинистые:					
- сухие	1,7	30°	0,50	0,333	0,166
- влажные	1,9	27°	0,40	0,376	0,150
- водонасыщенные	2,1	25°	0,30	0,406	0,122
- рыхлые	1,6	–	–	–	0,192

Отклонение бокового давления материала засыпки к вызвавшему его вертикальному давлению  $\varepsilon$  определяется по формуле

$$\varepsilon = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (75)$$

где  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта засыпки.

Значение ширины траншеи по дну  $B_T$  принимается по таблице 26 и сравнивается со значением  $B_{\text{пер}}$ . Значение  $B_{\text{пер}} = (1,8 \dots 2,2) D_{\text{нар}}$ . Если ширина траншеи  $B_T$  больше  $B_{\text{пер}}$ , то в расчете принимается  $B_T = B_{\text{пер}}$ , при  $B_T \leq B_{\text{пер}}$ , принимается табличное значение  $B_T$ . Значение  $B_{\text{пер}}$  соответствует состоянию, когда формируется максимальное значение постоянной нагрузки на трубу.

Т а б л и ц а 26

Способ укладки трубопроводов	Ширина траншеи по дну, м, без учета креплений при стыковом соединении		
	сварном	раструбном	муфтовым, фланцевом, фальцевом для всех труб
Плетьями или отдельными секциями при наружном диаметре $D$ , м:			
- до 0,7 включительно	$D + 0,3$ , но не менее 0,7	–	–
- свыше 0,7	$1,5 \cdot D$	–	–
На участках, разрабатываемых траншейными экскаваторами под трубопроводы диаметром до 219 мм, укладываемые без спуска людей в траншеи (узкотраншейный метод)	$D + 0,2$	–	–

На участках трубопровода, пригружаемого железобетонными пригрузами или анкерными устройствами	$2,2 D$	–	–
Отдельными трубами при наружном диаметре труб $D$ , м, включительно:			
- до 0,5	$D + 0,5$	$D + 0,6$	$D + 0,8$
- от 0,5 до 1,6	$D + 0,8$	$D + 1,0$	$D + 1,2$
- от 1,6 до 3,5	$D + 1,4$	$D + 1,4$	$D + 1,4$
Примечание – Ширина траншеи для трубопроводов диаметром свыше 3,5 м устанавливается в проекте исходя из технологии устройства основания, монтажа, изоляции и заделки стыков.			

Заложение откосов траншеи принимается по таблице 27.

Т а б л и ц а 27

Вид грунта	Крутизна стенок траншеи (отношение его высоты к заложению) при глубине выемки, м, не более:		
	1,5	3,0	5,0
Насыпной неслежавшийся	1:0,67	1:1	1:1,25
Песчаный	1:0,5	1:1	1:1
Супесь	1:0,25	1:0,67	1:0,85
Суглинок	1:0	1:0,5	1:0,75
Глина	1:0	1:0,25	1:0,5
Лессовый	1:0	1:0,5	1:0,5
Примечания 1 При напластовании различных видов грунта крутизну откосов назначают по наименее устойчивому от обрушения откоса виду. 2 К неслежавшимся насыпным относятся грунты с давностью отсыпки до двух лет для песчаных: до пяти лет – для пылевато-глинистых грунтов.			

За временную нагрузку на трубу принимается нагрузка от расчетного типа воздушного судна или нагрузка нормативной категории.

Расчетные нагрузки на дождеприемные лотки, колодцы и люки колодцев инженерных сетей и коммуникаций на территории аэропортов следует принимать по таблице 28.

Т а б л и ц а 28

Участки аэродрома	Класс аэродрома		
	А, Б	В, Г	Д, Е
Перроны и МС, площадки для предполетной противообледенительной обработки ВС ПОЖ	$\frac{F900}{352}$	$\frac{E600}{155}$	$\frac{D400}{88}$
Аванперроны	$\frac{E600}{155}$		$\frac{D400}{88}$
Укрепленные обочины ВПП, РД и перронов, спланированная часть летных полос	$\frac{D400}{88}$		$\frac{C250}{44}$
Грунтовая часть летного поля (за пределами спланированной части летных полос)		$\frac{C250}{44}$	
Примечание – В числителе указан класс нагрузки, в знаменателе нагрузка, кН.			

Для вычисления давления на поверхность трубы от нагрузки, приложенной на поверхности земли, применяется решение пространственной задачи теории упругости. Для этого необходимо применять формулу определения вертикальных напряжений в заданной точке массива от сосредоточенной силы, приложенной на поверхности однородного упругого полупространства. Горизонтальные составляющие значений напряжений малы, и ими можно пренебречь. Решение задачи (предложил Ж.Б. Буссинек) имеет вид

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{r_i}{z_i}\right)^2\right)^{2,5}} \frac{P}{z_i^2} = K \frac{P}{z_i^2}, \quad (76)$$

где  $z_i$  – расстояние от поверхности до точки трубы, в которой определяется напряжение;

$P$  – значение нагрузки ( $P = P_k$ ), приложенной на поверхность;

$r_i$  – горизонтальная проекция расстояния от точки, в которой определяется напряжение, до точки приложения силы  $P$ .

Значение сосредоточенной силы  $P$  определяется по формуле

$$P = K_{дн} P_k m, \quad (77)$$

где  $K_{дн}$  – коэффициент динамичности, принимаемый по таблице 29;

$P_k$  – нагрузка на одно колесо опоры воздушного судна;

$m$  – число колес, одновременно воздействующих на фрагмент трубы длиной 1,0 м.

Т а б л и ц а 29

Высота засыпки над трубой, м	Коэффициент $K_{дн}$
0,75	1,20
1,00	1,15
1,50	1,00
2,00	1,00
3,00 и более	1,00

Значение временной нагрузки на трубу определяется согласно эпюре напряжений (рисунок 55).

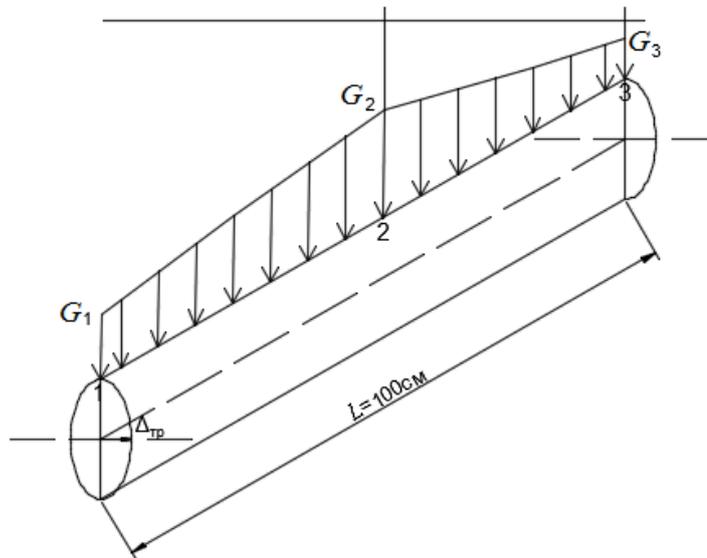


Рисунок 55 – Эпюра напряжений

Максимальное напряжение возникает непосредственно под точкой приложения нагрузки  $P_k$  и определяется по формуле

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} = 0,478 \frac{P_k}{H^2}, \quad (78)$$

где  $H$  – глубина расположения точки 2 от поверхности.

С учетом эпюры напряжений, значение временной нагрузки, действующей на трубу, определяется по формуле

$$P_{вр} = D_n \left( 2 \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \frac{L}{2} \right) K_{дн} = \frac{D_n L K_{дн}}{2} (\sigma_2 + \sigma_1), \quad (79)$$

где  $D_n$  – наружный диаметр трубы ( $D_n \leq 600$  мм);

$L$  – длина фрагмента трубы ( $L = 100$  см);

$K_{дн}$  – коэффициент динамичности (таблица 23);

$\sigma_2$  – максимальное напряжение  $\sigma_{\max}$ , действующее в точке 2 поверхности трубы и определяемое по формуле (79);

$\sigma_1$  – напряжение, действующее в точке 1 поверхности трубы и определяемое по формуле (77), при  $r = 0,5 L$  и  $z = H$ .

Полная расчетная нагрузка на трубу определяется по формуле

$$P_p = Q + P_{вр} + G_{тр}, \quad (80)$$

где  $Q$  – постоянная нагрузка на трубу, определяемая по формуле (74);

$P_{вр}$  – временная нагрузка на трубу, определяемая по формуле (80);

$G_{тр}$  – собственный вес фрагмента трубы ( $L = 100$  см).

Прочность трубы достаточна, если соблюдается условие:

$$P_p \leq m K_a P_{разр} K_{зап} N, \quad (81)$$

где  $m$  – коэффициент однородности материала трубы;

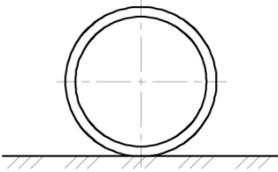
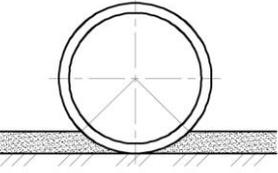
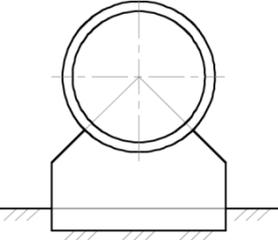
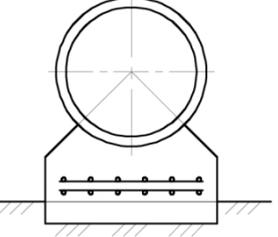
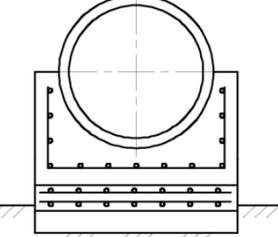
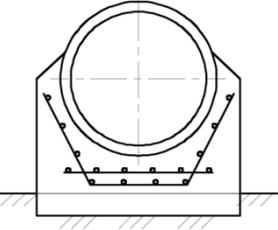
$P_{разр}$  – разрушающая нагрузка согласно нормативным документам;

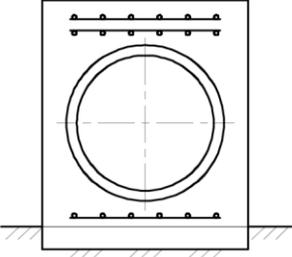
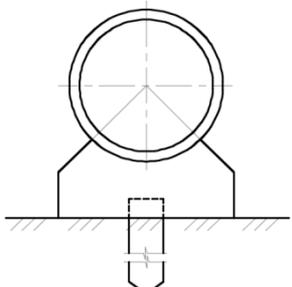
$K_{зап}$  – коэффициент запаса прочности ( $K_{зап} = 1,5 \dots 3,0$ );

$N$  – коэффициент опирания трубы (таблица 30).

В случае несоблюдения условия (82) необходимо применить трубу с увеличенной толщиной стенки или выполнить защитную обойму.

Т а б л и ц а 30 – Т и п ы о с н о в а н и я и к о э ф ф и ц и е н т о п и р а н и я  $N$

Схема укладки труб	Характеристика искусственного основания	Коэффициент опирания $N$	Характеристика несущего грунта, условия заложения
	Грунтовое основание с плоской поверхностью	1,00	Скальные грунты, твердые глины. Расчетное сопротивление $R_0 > 150$ кПА
	Грунтовое основание с подготовкой из песка, толщиной не менее 0,10 м с охватом $90^\circ$	1,50	Скальные грунты, твердые глины. Расчетное сопротивление $R_0 > 150$ кПА
	Бетонное монолитное основание М200 на подготовке из щебня	2,25	Суглинки, глины с коэффициентом пористости $e > 0,8$ , пылеватые водонасыщенные грунты $150 \text{ кПА} > R_0 > 100 \text{ кПА}$
	Железобетонное монолитное основание М200 на подготовке из щебня	2,25	Свеженасыпанные грунты на контакте разнородных грунтов с резко различающимися свойствами
	Сборное железобетонное основание М200 на подготовке из щебня, обработанного цементом	2,50	Свеженасыпанные грунты на контакте разнородных грунтов с резко различающимися свойствами
	Монолитная железобетонная обойма М200 с углом охвата $180^\circ$	3,37	Глубокое заложение труб, превышающее расчетное значение

	<p>Монолитная железобетонная обойма М200 с углом охвата 360°</p>	<p>3,37</p>	<p>При мелком заложении труб, когда расчетные нагрузки на трубу превышают предельные</p>
	<p>Свайное основание с забивкой свай на 3 м ниже толщи малопрочного грунта</p>	<p>2,25</p>	<p>Свалки грунтов и отходов производств несложившихся отвалов <math>R_0 &lt; 100</math> кПА</p>

### 8.2.1 Расчет бетонных и железобетонных труб диаметром $D_{\text{внеш}} \leq 600$

мм

Бетонные и железобетонные трубы рассчитываются по методу предельных состояний по условию

$$M_{\text{расч}} = M_{\text{пр}}, \quad (82)$$

где  $M_{\text{расч}}$  – расчетный изгибающий момент, действующий в стенке трубы от постоянной и временной нагрузок;

$M_{\text{пр}}$  – предельный изгибающий момент в сечении стенки трубы.

Значение расчетного изгибающего момента для бетонных труб определяется по формуле

$$M_p = \frac{0,318}{N} (P + Q + G) r_{\text{ср}}, \quad (83)$$

где  $N$  – коэффициент опирания трубы на основание, определяемый по таблице 30;

$P$  – временная нагрузка на трубу, определяемая по формуле (80);

$Q$  – постоянная нагрузка на трубу, определяемая по формуле (74);

$G$  – нагрузка от собственного веса трубы, определяется по формуле

$$G = 0,80 \cdot 2 \pi r_{\text{ср}} \delta \gamma, \quad (84)$$

где  $r_{\text{ср}}$  – средний радиус трубы:  $r_{\text{ср}} = \frac{D_{\text{вн}} + \delta}{2}$ ;

$\delta$  – толщина стенки трубы;

$D_{\text{вн}}$  – внутренний диаметр трубы;

$\gamma$  – объемный вес материала трубы.

Значение предельного изгибающего момента для бетонных труб определяется по формуле

$$M_{\text{пр}} = m R_p \frac{b h^3}{3,5}, \quad (85)$$

где  $m$  – коэффициент условий работы ( $m = 0,8 \dots 0,9$ );

$R_p$  – расчетное значение сопротивления бетона;

$b$  – длина фрагмента трубы ( $b = 100$  см);

$h$  – толщина стенки трубы ( $h = \delta$ ).

Значение сопротивления бетона осевому растяжению принимается в соответствии с действующими нормативными документами.

Расчетный изгибающий момент для сечений железобетонных труб определяется по формуле

$$M_p = \frac{0,25}{N} (P + Q + G) r_{cp}. \quad (86)$$

Значение предельного изгибающего момента для сечений железобетонных труб определяется по формуле

$$M_{пр} = m m_a R_a F_a (h_0 - \frac{x}{2}), \quad (87)$$

при этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$m_a R_a F_a = R_u b x, \quad (88)$$

где  $m$  – коэффициент условий работы, принимаемый  $m = 1,0$ ;

$m_a$  – коэффициент условий работы арматуры, принимаемый по данным нормативных документов в зависимости от вида арматуры;

$R_a$  – расчетное сопротивление рабочей арматуры растяжению;

$F_a$  – суммарная площадь рабочей арматуры в сечении стенки трубы;

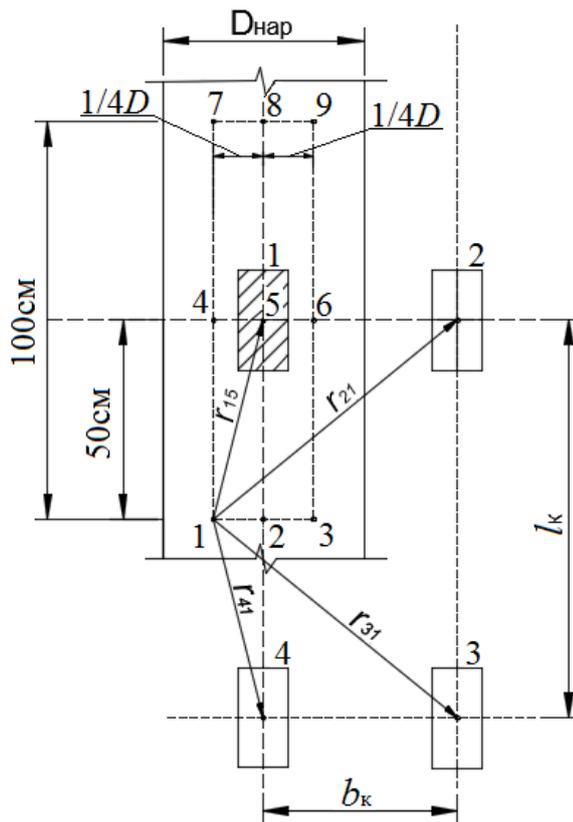
$R_u$  – сопротивление бетона сжатию при изгибе;

$x$  – высота сжатой зоны сечения;

$h_0$  – полезная высота сечения стенки трубы.

### **8.2.2 Расчет на прочность труб большого диаметра (более 600 мм)**

Расчет труб большого диаметра (более 600 мм) выполняется по условию (83). Для бетонных труб значение изгибающего момента определяется по формуле (84). Следует учитывать нагрузку, действующую от собственного веса по формуле (85). При определении расчетного изгибающего момента по формуле (84), временная нагрузка определяется по объемной эпюре напряжений. Расчетная схема представлена на рисунке 56.



$b_k$  – ширина тележки опоры ВС;  $l_k$  – база тележки

**Рисунок 56 – Расчетная схема для определения напряжений**

При наличии двухколесной опоры, в зависимости от ее конфигурации, применяются  $l_k = 0$  либо  $b_k = 0$ .

Действующие напряжения определяются в точках 1...9 поверхности трубы от воздействия всех колес опоры ВС по формуле (77).

Вычисления напряжений в точке 1 выполняются по формуле

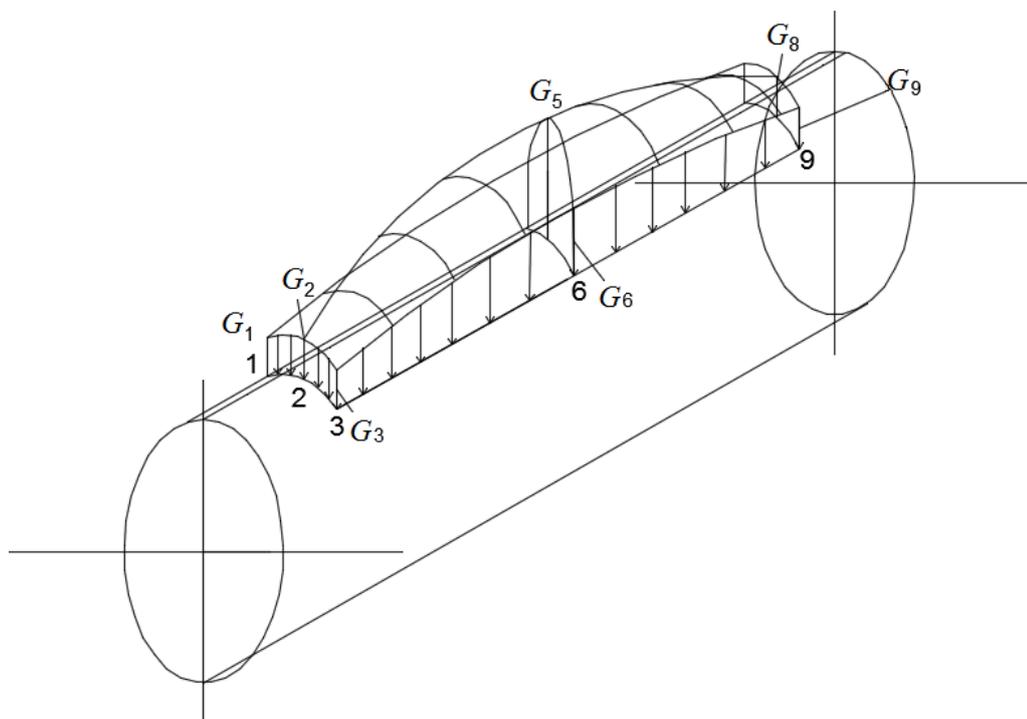
$$\sigma_1 = \frac{P_k}{H_1^2} (k_{15} + k_{21} + k_{31} + k_{41}),$$

где  $k_{ij}$  – коэффициенты, определяемые по формуле

$$k_{ij} = \frac{3}{2 \cdot \pi} \frac{1}{(1 + (\frac{r_{ij}}{H_{ij}})^2)^{2,5}}.$$

Напряжения в остальных точках определяются аналогично.

По результатам расчета строится объемная эпюра напряжений (рисунок 57).



**Рисунок 57 – Пространственная эпюра напряжений**

Значение временной нагрузки на трубу определяется численно равной объему эпюры напряжений.

Для расчета железобетонных труб расчетный изгибающий момент определяется по формуле (87). Значение предельно допустимого момента для бетонных труб определяется по формуле (86), для железобетонных труб – по формуле (88).

### **8.2.3 Расчет полимерных труб на прочность**

Полимерные трубы, применяемые для устройства водоотводных систем:

- полимерные трубы, изготавливаемые из полиэтилена низкой (LDPE) и высокой (HDPE) плотностей (PE);
- полипропиленовые трубы (PP);
- поливинилхлоридные трубы (PVC).

Особенность работы полимерных труб под воздействием нагрузки заключается в том, что сечения труб испытывают значительные деформации. Работа гибких труб под воздействием нагрузки отличается от работы труб жесткого типа (хризотилцементных, бетонных и железобетонных).

Расчет полимерных труб выполняется по предельному состоянию второй группы (по деформациям). Основные условия расчета:

- для безнапорных трубопроводов

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_{pp}} + \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{rp}} \leq 1,0; \quad (89)$$

- для дренажных трубопроводов

$$\left( \frac{\varepsilon_p - \varepsilon_c}{\varepsilon_{pp}} \right) k_{зап} \leq 1,0, \quad (90)$$

где  $\varepsilon_p$  – максимально значение деформации растяжения материала в стенке трубы из-за овальности поперечного сечения трубы под действием засыпки грунтом ( $q_{гр}$ , МПа) и транспортных нагрузок ( $q_t$ , МПа);

$\varepsilon_c$  – степень сжатия материала стенки трубы от воздействия внешних нагрузок на трубопровод;

$\varepsilon_{pp}$  – предельно допустимое значение деформации растяжения материала в стенке трубы, происходящей в условиях релаксации напряжений;

$\varepsilon_{pp}$  – предельно допустимое значение деформации растяжения материала в стенке трубы в условиях ползучести;

$k_{зап}$  – коэффициент запаса, учитывающий вид перфорации в стенках трубы, принимается по таблице 31.

Т а б л и ц а 31

Вид перфорации трубы	Значение $k_{зап}$
Круговые отверстия в гладкостенной трубе	2,3
Круговые отверстия, в стеклопластиковой или базальтовой трубе	3,0
Щелевые отверстия со скругленными углами с соотношением сторон 8:1	1,3

Значение  $\varepsilon_p$  определяется по формуле

$$\varepsilon_p = 4,27 k_{\sigma} \frac{S}{D} \psi k_{з\psi} \quad (91)$$

где  $k_{\sigma}$  – коэффициент постели грунта для изгибающих напряжений, учитывающий качество уплотнения;

$k_{\sigma}$  можно принять:

- 0,75 – при тщательном контроле;
- 1,0 – при периодическом контроле;
- 1,5 – при отсутствии контроля;

$k_{з\psi}$  – коэффициент запаса на овальность поперечного сечения трубы, принимаемый равным:

- 1,0 – для напорных и безнапорных трубопроводов
- 2,0 – для дренажных трубопроводов

$\psi$  – относительное укорочение вертикального диаметра трубы в грунте, устанавливается как предельно допустимое значение;

$$\psi = \psi_{гр} + \psi_t + \psi_m, \quad (92)$$

где  $\psi_{гр}$  – относительное укорочение вертикального диаметра трубы под действием нагрузки от засыпки грунтом;

$\psi_t$  – относительное укорочение вертикального диаметра трубы под действием транспортных нагрузок;

$\psi_m$  – относительное укорочение вертикального диаметра трубы, образовавшееся в процессе складирования, транспортирования и монтажа труб, принимается по таблице 32.

Т а б л и ц а 32

Кольцевая жесткость $G_0$ оболочек трубы, Па	$\psi_M$ , при степени уплотнения грунта		
	< 0,85	0,85...0,95	> 0,95
< 276000 (0,276 МПа)	0,06	0,04	0,03
276000...290000 (0,276...0,290 МПа)	0,04	0,03	0,02
> 290000 (0,290 МПа)	0,02	0,02	0,01

$$\psi_{гр} = k_{ок} \frac{k_{\tau} k_w q_{гр}}{k_{ж} G_0 + k_{гр} E_{гр}}, \quad (93)$$

где  $k_{\tau}$  – коэффициент, учитывающий запаздывание образования овальности поперечного сечения во времени и зависящий от типа грунта, степени его уплотнения, гидрогеологических условий, геометрической формы и размеров траншеи и может принимать значения  $k_{\tau} = 1,0 \dots 1,5$ ;

$k_{ж}$  – коэффициент, учитывающий влияние кольцевой жесткости оболочки трубы на овальность трубы, можно принимать  $k_{ж} = 0,15$ ;

$k_w$  – коэффициент прогиба, учитывающий качество подготовки основания трубы,  $k_w$  можно принимать равным:

- 0,09 – при тщательном контроле;
- 0,11 – при периодическом контроле;
- 0,13 – при бесконтрольном ведении работ.

$k_{гр}$  – коэффициент, учитывающий влияние грунта засыпки на овальность поперечного сечения трубы

$$k_{гр} = 0,15.$$

Нагрузка от засыпки грунта определяется по формуле

$$q_{гр} = \gamma H_{гр}, \quad (94)$$

$\gamma$  – обычный вес грунта, Н/м<sup>3</sup>;

$H_{гр}$  – глубина укладки трубы, м, считая от поверхности земли до уровня горизонтального диаметра;

$G_0$  – кратковременная кольцевая жесткость оболочки трубы, МПа,

$$G_0 = 53,7 \frac{E_0 I}{(1-\mu^2)(D-S)^3}; \quad (95)$$

$E_0$  – кратковременный модуль упругости при растяжении материала трубы, МПа;

$I$  – момент инерции сечения трубы на единицу длины

$$I = \frac{bS^3}{12};$$

$S$  – толщина стенки трубы;

$\mu$  – коэффициент Пуассона для материала трубы.

Относительное укорочение вертикального диаметра трубы при воздействии транспортной нагрузки определяется по формуле

$$\psi_T = \frac{K_y q_T}{K_{ж} G_0 + K_{гр} n E_{гр}}, \quad (96)$$

где  $K_y$  – коэффициент уплотнения грунта;

$q_T$  – транспортная нагрузка, МПа.

Для определения нагрузки от колес воздушного судна возможно использовать формулу (79).

$n$  – коэффициент, учитывающий глубину заложения трубы. При  $H < 1$  м  $n = 0,5$ .

$K_{ок}$  – коэффициент, учитывающий процесс округления овализованной трубы под действием внутреннего давления воды в трубопроводе  $P$ .

$$K_{ок} = \frac{1}{1 + \frac{2P}{q_c \psi}}, \quad (97)$$

$q_c$  – суммарная нагрузка на трубопровод, МПа.

Для безнапорных трубопроводов  $K_{ок} = 1,0$ .

Суммарная нагрузка на трубу определяется по формуле

$$q_c = q_{гр} + q_{т}. \quad (98)$$

Значения относительных деформаций определяются по формулам:

$$\varepsilon = \frac{q_c}{2E_0} \frac{D}{S}, \quad (99)$$

$$\varepsilon_{pp} = \frac{G_0}{E_{\tau} K_3}, \quad (100)$$

$$\varepsilon_{pn} = \frac{G_0}{E_0 K_3}, \quad (101)$$

где  $q_c$  – полная нагрузка на трубу, МПа;

$E_0$  – кратковременный модуль упругости материала трубы, МПа;

$D$  – наружный диаметр трубы;

$S$  – толщина стенок трубы;

$E_{\tau}$  – долговременный модуль упругости материала при растяжении.

Можно принять  $E_{\tau} \approx 0,25E_0$ ;

$G_0$  – кратковременная расчетная прочность материала трубы при растяжении, МПа;

$K_3$  – коэффициент запаса.

При несоблюдении условий (90) и (91) следует применить трубу с другими характеристиками и повторить расчет. Проверку пригодности трубы следует выполнять по величине полной деформации поперечного сечения  $\psi$  (формула (93)) при соблюдении условия  $\psi \leq [\psi_{доп}]$ .

Величина  $[\psi_{доп}]$  определяется значением деформации сечения при которой нагружается герметичность соединения.

Далее проверяется устойчивость оболочки трубы против воздействия сочетания нагрузок:

- для напорных сетей – грунтовые и транспортные  $q_c$  от действия грунтовых вод  $Q_{ГВ}$ , а также возможного возникновения вакуума  $Q_{вак}$  в трубопроводе;

- для безнапорных сетей –  $q_{гр} + Q_{ГВ}$ ,

- для дренажных сетей – с использованием уравнения:

$$\frac{K_{уг} K_{ов} \sqrt{n E_{гр} G_{\tau}}}{K_{зу}} \geq (q_c + Q_{ГВ} + Q_{вак}), \quad (102)$$

где  $K_{уг}$  – коэффициент, учитывающий влияние засыпок грунта на устойчивость оболочки, который можно принять равным 0,5, а для соотношения  $\frac{Q_{гв}}{q_{г}} = \frac{4}{1}$ , равным 0,07;

$K_{ов}$  – коэффициент, учитывающий овальность поперечного сечения трубы. При  $0 \leq \psi \leq 0,05$ ,  $K_{ов} = 1 - 0,7\psi$ ;

$K_{зу}$  – коэффициент запаса на устойчивость оболочки на действие внешних нагрузок, которые можно принять равным 3,0;

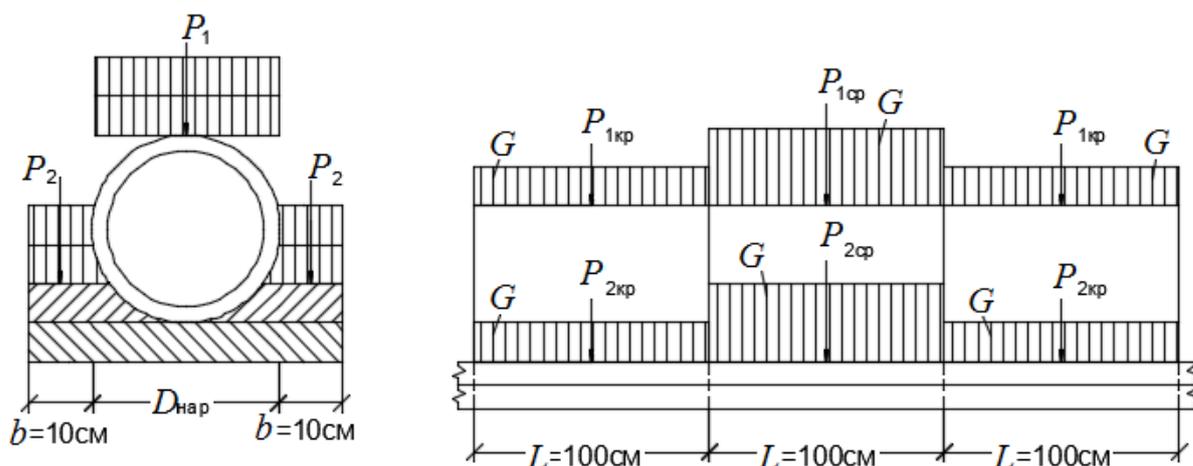
$G_{т}$  – длительная кольцевая жесткость оболочки трубы, МПа, которая определяется по формуле

$$G_{т} = \frac{4,475E_{т}}{(1-\mu^2)} \left( \frac{s}{D-s} \right)^3. \quad (103)$$

#### 8.2.4 Расчет оснований под трубы

Цель расчета заключается в наборе сечения основания, обладающего достаточной прочностью при воздействии расчетной нагрузке.

Значение расчетного изгибающего момента  $M_{расч}$  определяется как изгибающий момент в сечении бесконечной или полубесконечной балки, лежащей на упругом основании. За расчетную нагрузку на основание необходимо принимать временную нагрузку от колес воздушного судна. Постоянную нагрузку от засыпки грунта, веса трубы и основания можно не учитывать, так как она незначительно отличается от бытового давления грунта и не может вызвать деформацию грунта основания. Расчетная нагрузка от колес самолета передается на основание через грунт засыпки и часть трубопровода. Напряжение в грунте от временной нагрузки с увеличением толщины засыпки уменьшается, при расчете оснований под трубы предполагается, что временная нагрузка на основание передается через три звена трубы длиной по 1 м каждый при высоте засыпки до 2 м и через пять звеньев при высоте засыпки 2 и более м. Нагрузка от колес самолета передается на основание через трубы и выступы оснований (рисунок 58). Значение нагрузки на среднее звено определяется по формуле (81). Нагрузка на два крайних звена при высоте засыпки до 2 м определяется также по формуле (81). За расчетное напряжение принимается напряжение на уровне верхней образующей трубы в середине звена.



**Рисунок 58 – Схема нагрузки основания (при передаче нагрузки через три звена труб и выступы оснований)**

Нагрузка на звено трубы  $P_1$  определяется по формуле

$$P_1 = G l D_{нар}, \quad (104)$$

где  $G$  – напряжение в средней части верхней образующей трубы.

При высоте засыпки под верхом трубы 2 м и более, когда расчет производится для пяти звеньев труб, для определения нагрузки на крайние звенья не следует разбивать след колеса на ряд площадок, поскольку такая разбивка не оказывает влияния на точность определения расчетного напряжения на крайние звенья трубы. Нагрузку, приходящуюся на одно колесо, следует принимать как сосредоточенную и приложенную в центре следа колеса. Нагрузку на отрезки основания следует определять по формуле

$$P_2 = 2B l G, \quad (105)$$

где  $B$  – ширина выступа;

$L$  – длина выступа;

$G$  – расчетное напряжение на поверхность выступа.

Общая расчетная нагрузка на основание определяется по формуле

$$P = P_{1экв} + P_{2экв}, \quad (106)$$

где  $P_{1экв} = P_{1ср} + P_{2ср}$ ;

$P_{2экв} = P_{1кр} + P_{2кр}$ .

При расчете в продольном направлении нагрузку, передаваемую через трубы и выступа основания, следует заменить рядом сосредоточенных сил (рисунок 59). Основание рассчитывается как бесконечная балка прямоугольного сечения, лежащая на упругом основании, характеризующемся моделью Фусса – Винклера. Основание разбивается устройством температурно-усадочных швов на отдельные участки длиной 30...50 м. Участки соединяются между собой штырями, препятствующими сцеплению концов основания. Основание представляет собой ряд шарнирно соединенных балок, лежащих на упругом основании. Расчетный изгибающий момент в основании под трубами определяется по формуле

$$M_p = M_{max}^ц \cdot K, \quad (107)$$

где  $M_{\max}^{\text{ц}}$  – максимальный изгибающий момент при центральном нагружении балки;

$K$  – коэффициент, учитывающий увеличение изгибающих моментов при приложении нагрузки в краевых зонах основания, принимаемый равным 1,2.

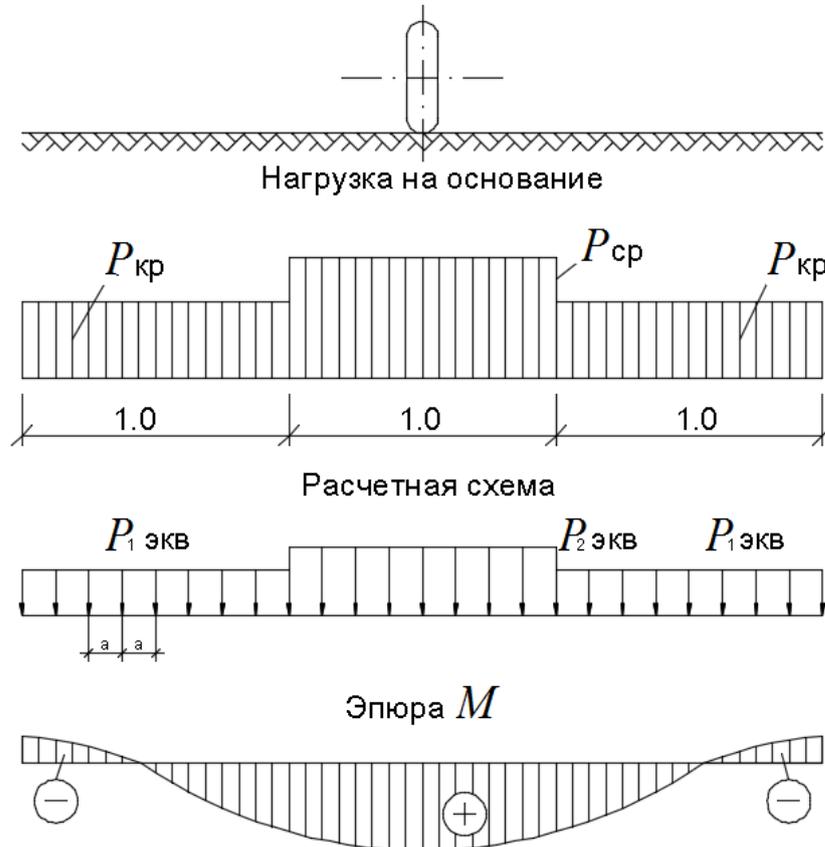


Рисунок 59 – Расположение нагрузок при расчете оснований под трубы

Максимальный изгибающий момент при центральном нагружении основания следует вычислять по формулам расчета балок, имеющих неограниченные размеры в плане, как наибольший суммарный момент, создаваемый колесами опоры воздушного судна в расчетном сечении. Общая формула для определения максимального момента имеет вид

$$M_{\max}^{\text{ц}} = M_1 + \sum_{i=1}^n M_x^i, \quad (108)$$

где  $M_1$  – изгибающий момент от действия колеса, центр отпечатка которого совпадает с расчетным сечением;

$M_x^i$  – изгибающий момент, создаваемый нагрузкой от  $i$ -го колеса, расположенного за пределами расчетного сечения.

Изгибающий момент от действия колеса, центр отпечатка которого совпадает с расчетным сечением, определяется по формуле

$$M_1 = \frac{P}{4\alpha}, \quad (109)$$

где  $P$  – расчетная нагрузка на колесо.

Коэффициент  $\alpha$  определяется по формуле

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{bC}{4EI}}, \quad (110)$$

где  $b$  – ширина расчетного сечения;

$C$  – расчетный коэффициент постели грунта основания;

$E$  – модуль упругости бетона;

$I$  – момент инерции сечения основания.

Изгибающий момент в расчетном сечении от действия колеса, расположенного за пределами сечения определяется по формуле

$$M_x^i = -\frac{P}{4\alpha} \xi_2, \quad (111)$$

где  $P$  – расчетная нагрузка на колесо.

Коэффициент  $\xi_2$  определяется в зависимости от расстояния между центрами отпечатков колес и расчетным сечением  $x$ :

$$\xi_2 = e^{-\alpha x} (\sin \alpha x - \cos \alpha x). \quad (112)$$

Значение  $\xi_2$  можно принимать по таблице 33.

**Т а б л и ц а 33 – Значение  $\xi$  для расчета бесконечно длинных фундаментных балок**

$\alpha x$	$\xi_1$	$\xi_2$	$\alpha x$	$\xi_1$	$\xi_2$
1	2	3	4	5	6
0,0	1,0000	1,0000	3,6	-0,03659	-0,01214
0,1	0,9907	0,8100	3,7	-0,03407	-0,00787
0,2	0,9651	0,6398	3,8	-0,03138	-0,00401
0,3	0,9267	0,4888	3,9	-0,02862	-0,00077
0,4	0,8784	0,3564	4,0	-0,02583	-0,00189
0,5	0,8231	0,2415	4,1	-0,02309	-0,00403
0,6	0,7628	0,1431	4,2	-0,02042	-0,00572
0,7	0,6997	-0,0599	4,3	-0,01787	-0,00699
0,8	0,6354	-0,0093	4,4	-0,01546	-0,00791
0,9	0,5712	-0,0657	4,5	-0,01320	0,00852
1,0	0,5083	-0,1108	4,6	-0,01112	0,00886
1,1	0,4476	-0,1457	4,7	-0,00921	0,00898
1,2	0,3899	-0,1716	4,8	-0,00748	0,00892
1,3	0,3355	-0,1897	4,9	0,00593	0,00870
1,4	0,2899	-0,2011	5,0	-0,00455	0,00837
1,5	0,2384	-0,2068	5,1	-0,00334	-0,00795
1,6	0,1959	-0,2077	5,2	-0,00229	-0,00746
1,7	0,1576	-0,2047	5,3	-0,00139	-0,00692
1,8	0,1234	-0,1985	5,4	-0,00063	-0,00636
1,9	0,0932	-0,1899	5,5	0,00001	0,00578
2,0	0,0667	-0,1794	5,6	0,00063	0,00520
2,1	0,0439	-0,1675	5,7	0,00095	0,00454
2,2	0,0244	-0,1548	5,8	0,00127	0,00409
2,3	0,0080	-0,1416	5,9	0,00152	0,00356
2,4	-0,0056	-0,1282	6,0	0,00169	0,00307
2,5	-0,0166	-0,1149	6,1	0,00180	0,00261
2,6	-0,0254	-0,1019	6,2	0,00185	0,00219
2,7	-0,0320	-0,0895	6,3	0,00187	0,00181
2,8	-0,0369	-0,0777	6,4	0,00184	0,00146

2,9	-0,0403	-0,06666	6,5	0,00179	0,00115
3,0	-0,04226	-0,0563	6,6	0,00172	0,00087
3,1	-0,04314	-0,0468	6,7	0,00162	0,00063
3,2	-0,04307	-0,03831	6,8	0,00152	0,00042
3,3	-0,04224	-0,0306	6,9	0,00141	0,00024
3,4	-0,04079	-0,02374	7,0	0,00129	0,0009
3,5	-0,03887	-0,01769			

В таблице 33 приведены значения  $\xi_1$ , по которым можно определять прогиб основания по формуле

$$y_x = \frac{P}{8\alpha^3 EI} \xi_1, \quad (113)$$

$$\max y_{x=0} = \frac{P\alpha}{2Cb}.$$

За расчетную нагрузку в поперечном направлении следует принимать величину реактивного давления, полученную при расчете основания в продольном направлении в случае, если колесо ВС расположено над средней частью участка.

Предельный изгибающий момент в основаниях следует определять по формуле для прямоугольного сечения по формуле

$$M_{\text{пред}} = m R_{\text{ри}} W_x, \quad (114)$$

где  $W_x$  – момент сопротивления сечения.

### 8.2.5 Расчет дождеприемных, тальвежных и смотровых колодцев

Цель расчета – подбор сечений крышки, днища и стенок колодца. Расчет колодцев выполняется по методу предельных состояний по прочности

$$M_p \leq M_{\text{пр}}, \quad (115)$$

где  $M_p$  – расчетный изгибающий момент в сечении конструкции;

$M_{\text{пр}}$  – предельный изгибающий момент в том же сечении.

Колодцы представляют собой конструкцию коробчатого типа, расчет которой в качестве пространственной системы представляет значительную трудоемкость. Для упрощения расчета крышку, днище и стенки колодца рекомендуется рассматривать как отдельные элементы.

Расчет крышки колодца, в зависимости от ее конструкции, следует выполнять как балки на двух опорах или как плиты, опертой по контуру. За расчетную нагрузку принимается давление от колеса, приходящееся на расчетный элемент. При расчете крышки заглубленного смотрового колодца нагрузку от засыпки грунта над крышкой можно не учитывать в сравнении с нагрузкой от колес воздушного судна.

Расчет отдельных ребер решетки выполняется как расчет балки на двух опорах, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, равной значению внутреннего давления пневматика шасси, умноженному на расстояние между ребрами. Кроме ребер решетки и их соединения с рамкой решетки, подлежит обязательной проверке на сжатие бетон под опорной рамой.

Днище колодца можно рассматривать как плиту, свободно опертую на стенки, к которым примыкают трубы и жестко связанную со стенками, к

которым трубы не примыкают. Расчет днища необходимо выполнять на нагрузку от грунтовой засыпки, перекрытия, стен и временной нагрузки от колес самолета, расположенных непосредственно на кромке колодца.

Расчетные пролеты прямоугольной плиты принимаются равными:

$$l'_d = 1,05l_d; l'_k = 1,05l_k, \quad (116)$$

где  $l_d$  и  $l_k$  – соответственно внутренние размеры длиной и короткой сторон днища.

Стенки колодца необходимо рассчитывать на воздействие нагрузки от колеса, расположенного рядом с колодцем. Для этого расчетная площадь прямоугольного отпечатка колеса разбивается на ряд площадок, к центрам которых прикладываются сосредоточенные эквивалентные силы, приходящиеся на каждую площадку. Далее с использованием формулы суммирования горизонтальных напряжений в линейно деформируемом полупространстве от каждой сосредоточенной силы определяется искомое напряжение в соответствующих точках поверхности стенки колодца по формуле

$$G_x = k \frac{P}{nz^2} \sum_{i=1}^n K_1, \quad (117)$$

где  $P$  – расчетная нагрузка от колеса воздушного судна;

$z$  – расстояние до рассматриваемой точки стенки колодца от поверхности грунта;

$n$  – количество элементарных сил, суммарно эквивалентных нагрузке от колеса;

$K$  – коэффициент концентрации напряжений, принимаемый равным  $K = 2,0$ .

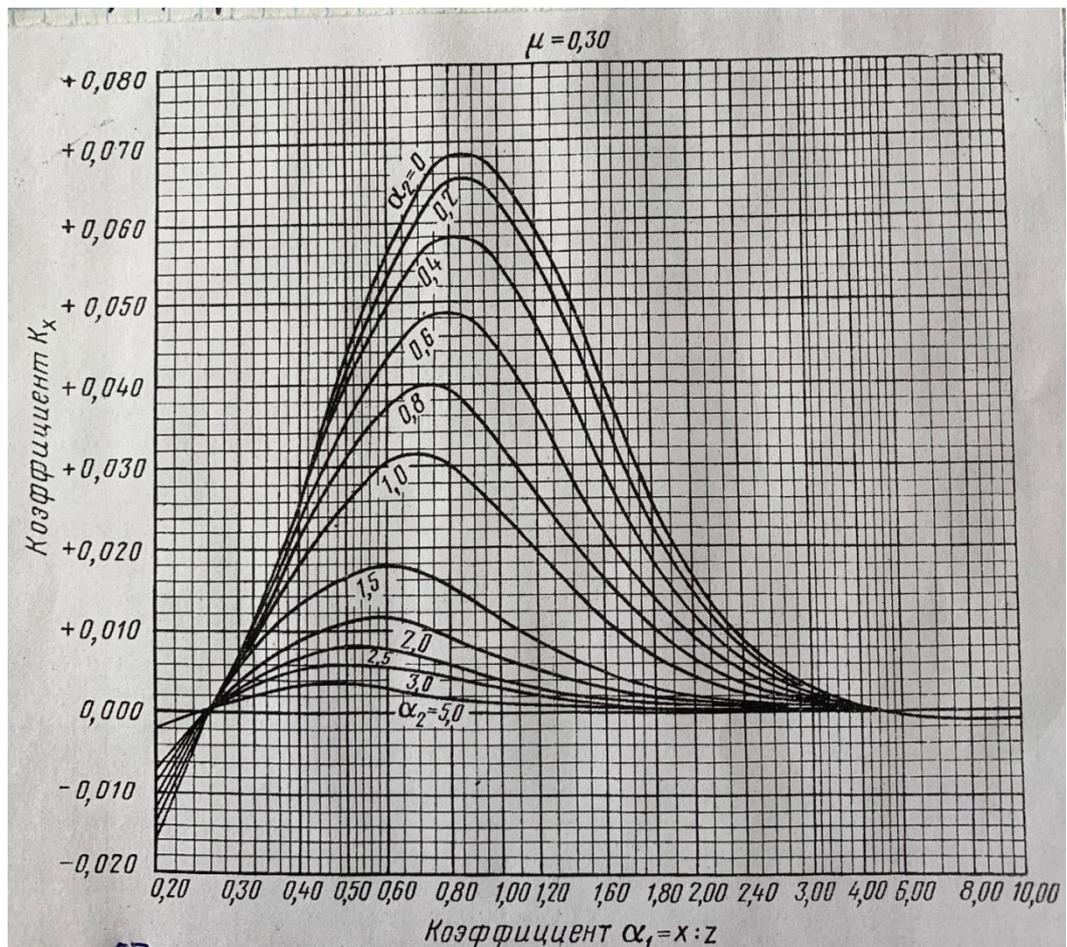
Коэффициент  $K_1$  зависит от соотношения

$$\alpha_1 = \frac{x}{z}; \alpha_2 = \frac{y}{z},$$

где  $x$ ,  $y$ ,  $z$  – координаты рассматриваемой точки стенки колодца по отношению к данной элементарной силе.

Сила  $x$  учитываемая в направлении перпендикуляра, проведенного от силы к стенке колодца;  $y$  – параллельно стенке колодца;  $z$  – по вертикали, по оси, проходящей через точку приложения элементарной силы.

Значение коэффициента  $K_1$  может быть принято по графику на рисунке 60.



**Рисунок 60 – График для вычисления напряжений при коэффициенте Пуассона  $\mu = 0,3$**

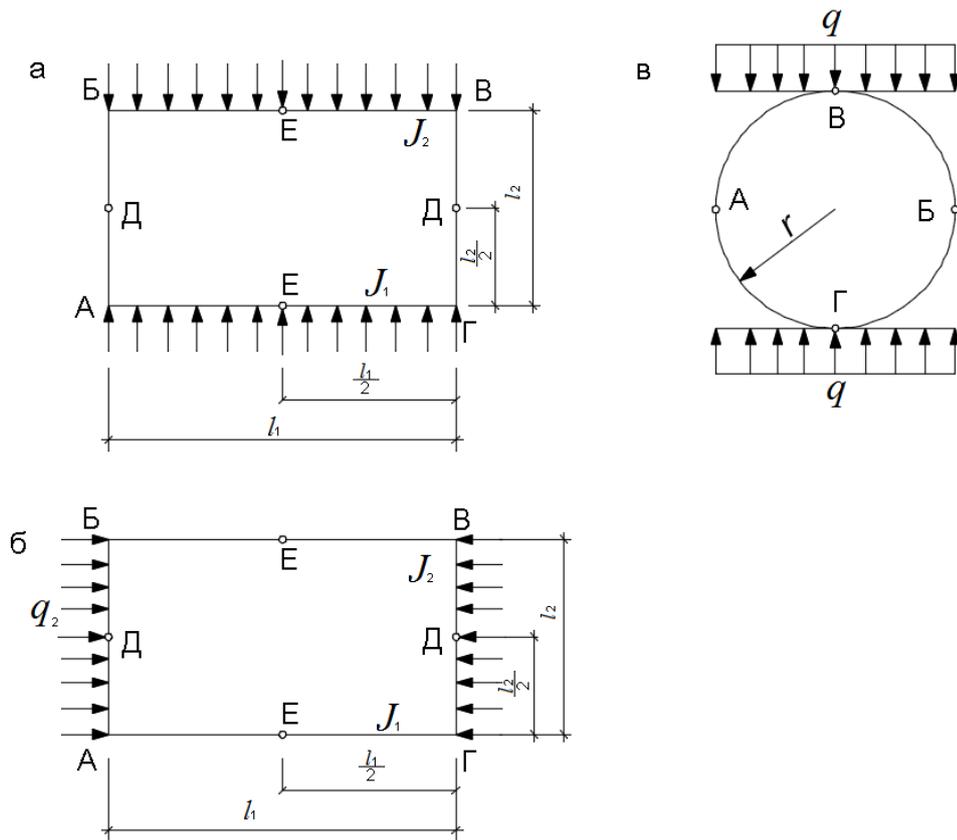
При необходимости коэффициент  $K_1$  может быть определен по формуле

$$K_1 = \frac{3z^2}{2\pi} \left( \frac{x^2}{r^2z} - \frac{1-2\mu}{3z^2} \left( \frac{1}{r(r+z)} - \frac{(2r+z)x^2}{(r+z)^2r^3} - \frac{z}{r^3} \right) \right), \quad (118)$$

где  $r = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$  – радиус-вектор рассматриваемой точки.

Общее давление от колесной нагрузки определяется путем вычисления объемной эпюры напряжений на расчетную часть стенки колодца и принимается равномерно распределенным по стенке колодца. Реактивное давление на противоположную стенку колодца от грунта можно принимать равным активному давлению от колеса, расположенного рядом с колодцем.

Для расчета на прочность и определения расчетного изгибающего момента выделяется часть колодца высотой 0,5 м и рассматривается как замкнутая рама при расчете прямоугольных колодцев и как кольцо при расчете круглых колодцев. Расчетные схемы колодцев показаны на рисунке 61.



а – колесо расположено рядом с длинной стороной прямоугольного колодца; б – колесо расположено рядом с короткой стороной прямоугольного колодца; в – круглый колодец

**Рисунок 61 – Расчет стенок прямоугольных и круглых колодцев**

Расчетные формулы для прямоугольных колодцев:

- при расположении колеса рядом с длинной стороной колодца

$$\begin{aligned}
 M_A = M_B = M_C = M_D = M_E &= -\frac{q_1 l_1^2}{12} \frac{1}{K+1}, \\
 M_F &= \frac{q_1 l_1^2}{24} \frac{K+3}{K+1}; K = \frac{I_1}{I_2} \frac{l_2}{l_1}, \\
 N_1 &= \frac{q_1 l_1}{2},
 \end{aligned}
 \tag{119}$$

- при расположении колеса рядом с короткой стороной колодца

$$\begin{aligned}
 M_A = M_B = M_C = M_D = M_F &= -\frac{q_2 l_2^2}{12} \frac{1}{K+1}, \\
 M_E &= \frac{q_2 l_2^2}{24} \frac{K+3}{K+1}; K = \frac{I_1}{I_2} \frac{l_2}{l_1}, \\
 N_2 &= \frac{q_2 l_2}{2},
 \end{aligned}
 \tag{120}$$

где  $M_A, M_B, M_C, M_D, M_E, M_F$  – изгибающие моменты в указанных точках;

$N_1, N_2$  – продольные силы в стенках;

$I_1, I_2$  – моменты инерции сечений стенок колодцев;

$q_1, q_2$  – распределенная боковая нагрузка, действующая соответственно на длинную и короткую стороны стенок колодца;

$q$  – распределенная боковая нагрузка, действующая на стенки круглого колодца;

$r$  – средний радиус стенки круглого колодца.

Расчетные формулы для круглых колодцев:

$$\begin{aligned} M_A = M_B &= -\frac{qr^2}{4}, \\ M_C = M_D &= \frac{qr^2}{4}, \\ N_C = N_D &= 0. \end{aligned} \quad (121)$$

Предельный изгибающий момент  $M_{пр}$  в элементах конструкций сечений колодцев определяется как для прямоугольных сечений по формулам (115) и (88).

### 8.2.6 Расчет колодцев на устойчивость

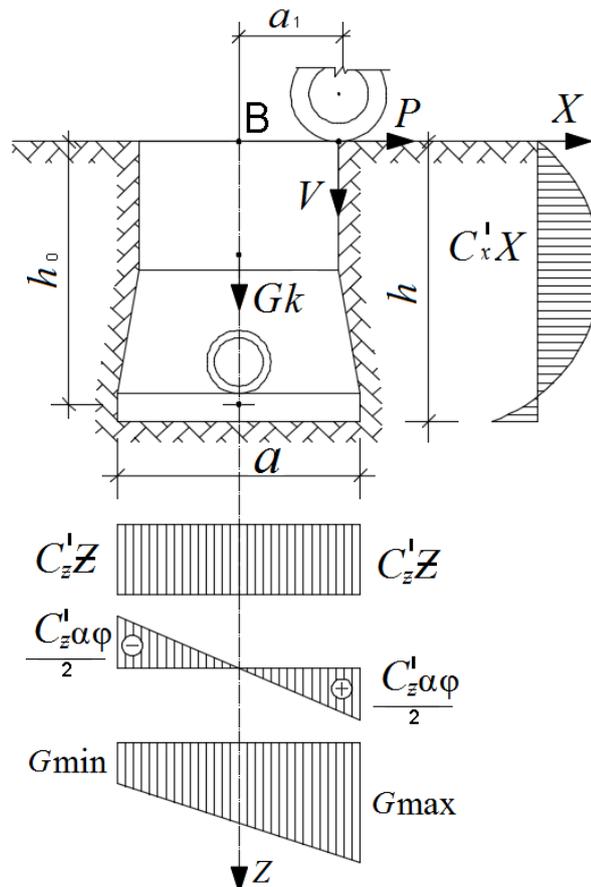
При воздействии нагрузок от колес воздушных судов на поверхность колодца, колодец может испытывать вертикальную осадку, горизонтальное смещение и некоторый поворот. Перемещения и поворот колодца могут вызвать разрушение стыкового соединения и нарушение герметичности сети. Расчет выполняется по предельному состоянию по деформациям

$$W_p \leq W_{пред}, \quad (122)$$

где  $W_p$  – расчетное перемещение колодца, вызванное действием нагрузки;

$W_{пред}$  – предельно допустимое перемещение колодца.

Расчетная схема приведена на рисунке 62.



**Рисунок 62 – Расчет перемещений колодца в вертикальном и горизонтальном направлениях и для определения угла поворота сооружения**

Определение перемещений колодца под действием нагрузки выполняется согласно принципу независимости действия сил. Одноименные величины результата суммируются. Вертикальная нагрузка от воздействия колес воздушного судна рассматриваемая как сосредоточенная вертикальная сила (рисунок 62). Горизонтальная нагрузка может передаваться как от колеса воздушного судна, так и в виде бокового отпора грунта от колеса, расположенного рядом с колодцем и принимается в виде сосредоточенной силы (рисунок 62). Под действием вертикальной и горизонтальных нагрузок колодец претерпевает вертикальную осадку, горизонтальное смещение по плоскости основания и поворот вокруг центра вращения, который может находиться выше, на уровне и ниже плоскости основания колодца. Вертикальная осадка колодца определяется по формуле

$$z = \frac{V+G}{ab}, \quad (123)$$

где  $V$  – вертикальная нагрузка;

$G$  – собственный вес колодца;

$a, b$  – соответственно длина и ширина основания колодца.

Горизонтальное смещение определяется по формуле

$$x = \frac{2P}{C_x b h} - \frac{2h\varphi}{3}, \quad (124)$$

где  $P$  – горизонтальная нагрузка на колодец;

$C_x$  – коэффициент постели грунта по горизонтальному направлению;

$b$  – ширина основания колодца;

$h$  – высота колодца;

$\varphi$  – угол поворота колодца относительно центра вращения.

Угол поворота сооружения определяется по формуле

$$\varphi = \frac{12(2Ph+3Va_1)}{bC_z(3a^3+\alpha h^3)}, \quad (125)$$

где  $P$  – горизонтальная нагрузка на колодец;

$V$  – вертикальная нагрузка на колодец;

$b$  – ширина основания колодца;

$h$  – высота колодца;

$a$  – длина колодца;

$a_1$  – эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки;

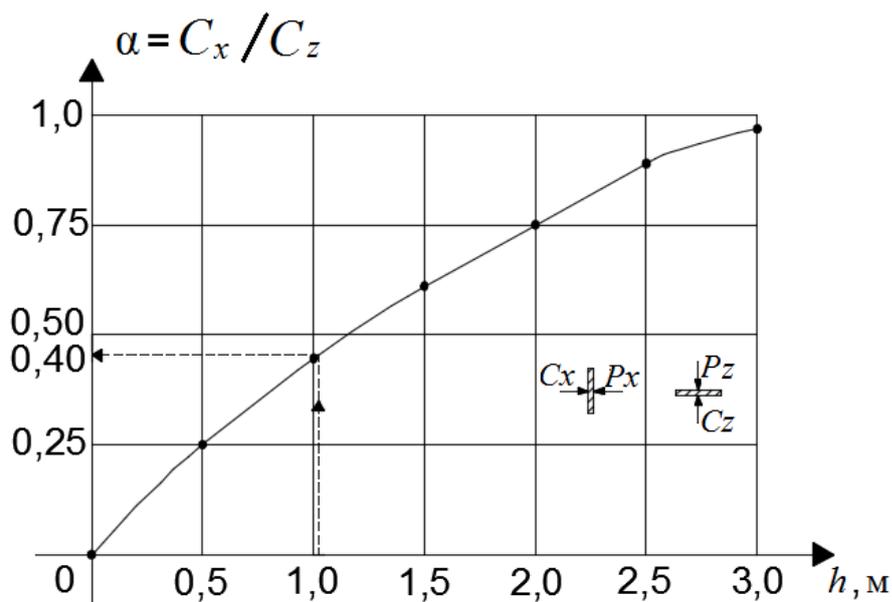
$\alpha$  – соотношение коэффициентов постели грунта.

$$\alpha = \frac{C_x}{C_z}, \quad (126)$$

$C_x$  – коэффициент постели грунта по горизонтальному направлению;

$C_z$  – коэффициент постели грунта по вертикальному направлению.

Значение  $\alpha$  зависит от глубины заложения фундамента сооружения (колодца) и может быть определена по графику на рисунке 63.



**Рисунок 63 – Зависимость удлинения величины  $\alpha = C_x/C_z$  от глубины заложения подошвы фундамента**

Максимальное краевое напряжение в основании колодца необходимо определять по формуле

$$G_{\max} = \frac{V+G}{ab} + \frac{6(3Vaa_1 - Pa(2h+3h_1))}{b(3a^3 + \alpha h^3)}, \quad (127)$$

где  $V$  и  $P$  – вертикальная и горизонтальная нагрузки;

$G$  – собственный вес колодца;

$a_1, h_1$  – плечи вертикальной и горизонтальных нагрузок. При расположении горизонтальной нагрузки на поверхности колодца  $h_1 = 0$  (рисунок 62);

$a$  и  $b$  – длина и ширина основания колодца;

$\alpha = \frac{C_x}{C_z}$  – соотношение коэффициентов постели (рисунок 63).

Расчетное максимальное вертикальное перемещение колодца определяется по формуле

$$W_p = \frac{G_{\max}}{C_z}, \quad (128)$$

где  $G_{\max}$  – максимальные краевые напряжения, действующие в основании колодца;

$C_z$  – коэффициент постели грунта по вертикальному направлению.

Значение предельно допустимого перемещения определяется конструкцией стыкового соединения трубы с колодцем. Жесткие стыковые соединения, выполненные с применением заполнения цементным раствором, допускают перемещения в пределах  $W_{\text{пр}} = 0,02 \dots 0,03$  см, соединения с герметизацией битумом –  $W_{\text{пр}} = 0,5 \dots 0,8$  см, а гибкие соединения  $W_{\text{пр}} \geq 1,0 - 2,0$  см.

Центр вращения колодца определяется по формуле

$$z = \frac{x}{\phi}, \quad (129)$$

где  $x$  – горизонтальное перемещение колодца;

$\varphi$  – угол поворота колодца, рад.

В случае несоблюдения условий (123) необходимо увеличивать площадь основания колодца (увеличивать размеры  $a$  и  $b$ ).

## **Библиография**

- [1] Федеральный закон от 19 марта 1997 г. № 60-ФЗ «Воздушный кодекс Российской Федерации»
- [2] СНиП 12-04-2002 Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство

Ключевые слова: аэродромы, водоотведение, дренажные системы, взлетно-посадочные полосы, дождеприемные лотки

---