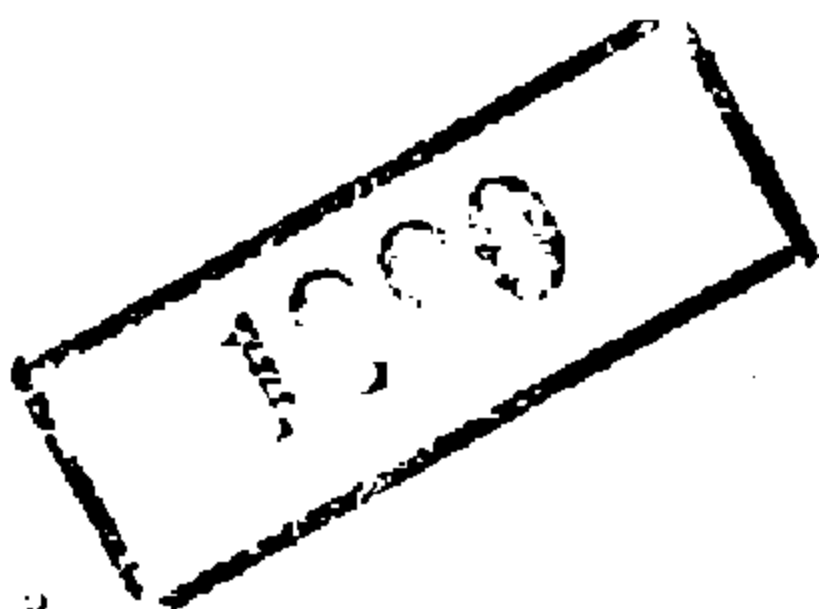


MS. 120

2090

Оришман М. А.

НБ  
УДУНТ  
(ДІІТ)



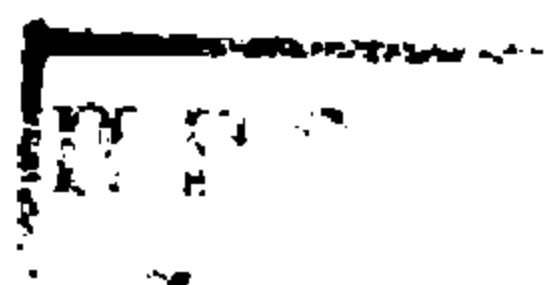
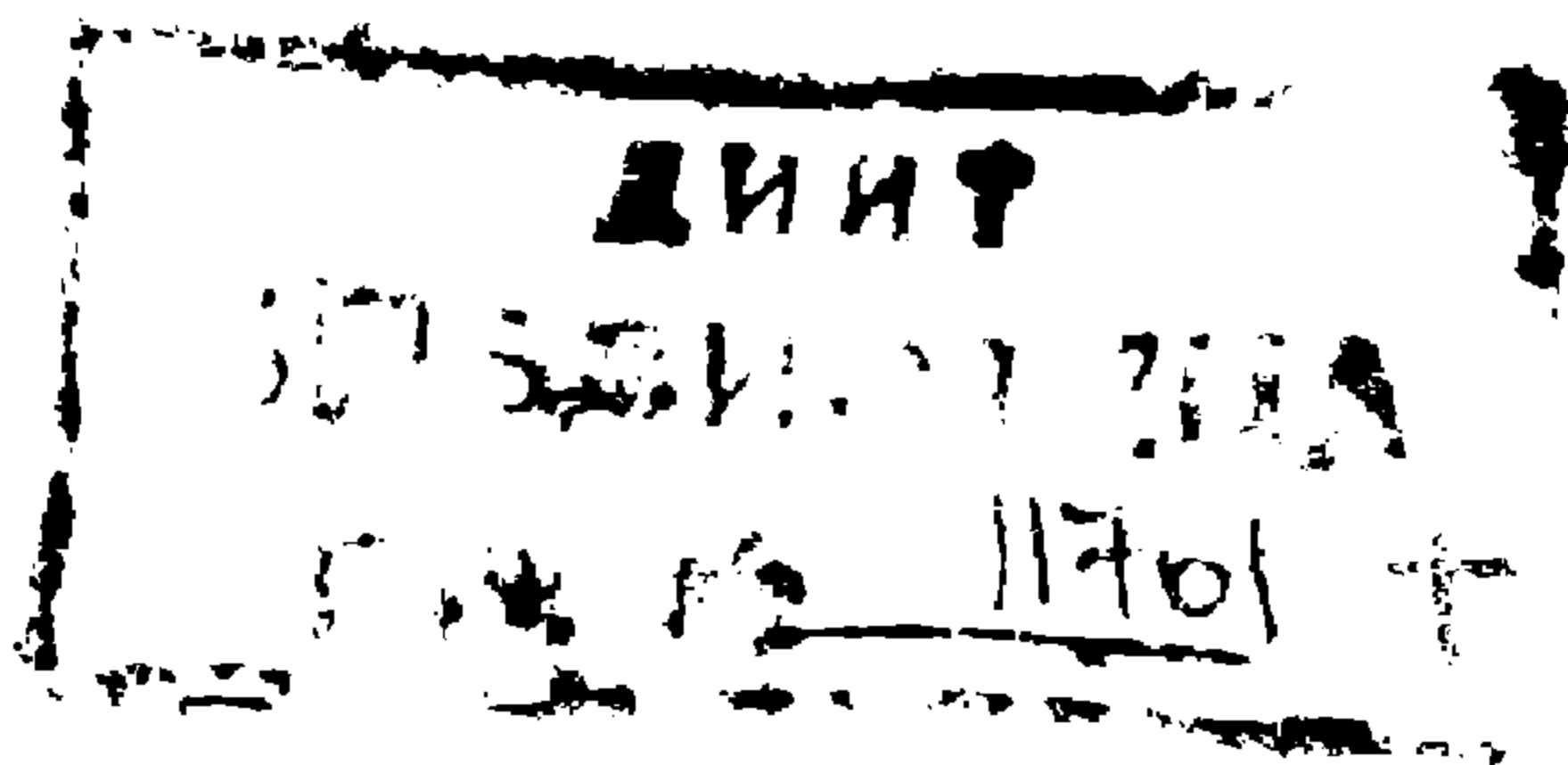
НКО

НКПС

НОВОСИБИРСКИЙ ИНСТИТУТ ВОЕННЫХ ИНЖЕНЕРОВ Ж.-Д. ТРАНСПОРТА

Доцент М. А. ФРИШМАН,  
кандидат технических наук

**КОНСТРУКЦИИ, ПРОЕКТИРОВАНИЕ  
И РАСЧЕТ СИСТЕМ  
ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОДООТВОДОВ  
(У ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ)**



г. НОВОСИБИРСК  
1944 г

**НБ  
УДУНТ  
(ДИИТ)**

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Предлагаемый вниманию читателей труд является частью большой книги «Путевая гидротехника», над которой работает бригада под руководством доктора технических наук проф. Г. М. Шахунянц. Раздел этой книги: «Конструкции, проектирование и расчет систем поверхностных водоотводов» имеет самостоятельное значение, почему автор счел полезным осуществить его отдельное издание.

Автор надеется, что приведенный материал представит интерес для проектирующих организаций железнодорожного и автомобильного транспорта, дистанций пути, а также транспортных ВТУЗов, имеющих строительные факультеты.

Все замечания, дополнения и пожелания по издаваемой книге просьба направлять по адресу: Новосибирск. ул. Дуси Ковальчук. дома НИВИТа, проф. корпус 2, кв. 21.

**Доцент, кандидат технических наук М. А. ФРИШМАН.**

---

НБ  
УДУНТ  
(ДИПТ)

# ЧАСТЬ ПЕРВАЯ

## КОНСТРУКЦИИ ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОДООТВОДОВ

### ГЛАВА ПЕРВАЯ

#### Технические требования, предъявляемые к поверхностному водоотводу

Задача различного рода поверхностных водоотводов на каком-либо участке (в частности у земляного полотна) состоит в том, чтобы обеспечить быстрый и надежный отвод дождевых и талых вод от этого участка.

В отношении земляного полотна железных дорог по этому вопросу Правила технической эксплуатации дают следующее указание (§ 19): «Все водоотводные устройства должны обеспечить устойчивость земляного полотна, содержание его в сухом состоянии и его полную исправность».

То же § 19 Правил технической эксплуатации предусматривает следующие устройства поверхностного водоотвода у земляного полотна:

а) в выемках — кюветы, а в необходимых случаях лотки и нагорные канавы;

б) у насыпей — резервы и водоотводные канавы.

Чтобы охватить полностью все виды применяющихся на железных дорогах устройств поверхностного водоотвода, следует дополнить, что каждый из приведенных выше типов (канавы, резервы, лотки, кюветы) может иметь еще ряд добавочных гидротехнических устройств.

В зависимости от продольного профиля того или иного поверхностного водоотвода, свойств грунта, скорости и расхода воды — в целях создания определенного режима работы сооружения устраивают:

- 1) перепады,
- 2) быстротоки,
- 3) различные типы гасителей энергии,

НЕ  
УДУНТ  
(ДИТ)  
5

4) струенаправляющие устройства (различные земляные присыпки и срезки, дамбы, траверсы, бупы).

Выбор того или иного вида поверхностного водоотвода и гидротехнических устройств при нем диктуется целым рядом условий, которые будут рассмотрены ниже.

Однако следует иметь в виду, что, как при выборе вида сооружения, так и при проектировании самой конструкции его, необходимо выполнять основные требования, вытекающие из Правил технической эксплуатации.

Эти требования суть следующие:

Сооружение должно быть долговечным, прочным и устойчивым.

Проектирование конструкции должно предусмотреть как скорость возведения ее (без ущерба качеству), так и дешевизну постройки и эксплуатации.

Устройства поверхностного водоотвода должны работать хорошо и безотказно. Это значит, что профиль сооружения, как продольный, так и поперечный, должен быть выбран в заданных условиях так, чтобы не было, с одной стороны, заливания сооружения, а, с другой стороны, размыва его. Последнее обстоятельство диктует правильный выбор укреплений сооружения или возведения каких либо гасителей энергии.

Общим требованием ко всем видам устройств поверхностного водоотвода является следующее необходимо обеспечить, чтобы расчетный горизонт воды был ниже верхней бровки (края) сооружения на 25 см.

При этом под расчетным горизонтом подразумевают горизонт, полученный гидравлическим расчетом в функции расхода воды в данных размерах сооружения.

## ГЛАВА ВТОРАЯ

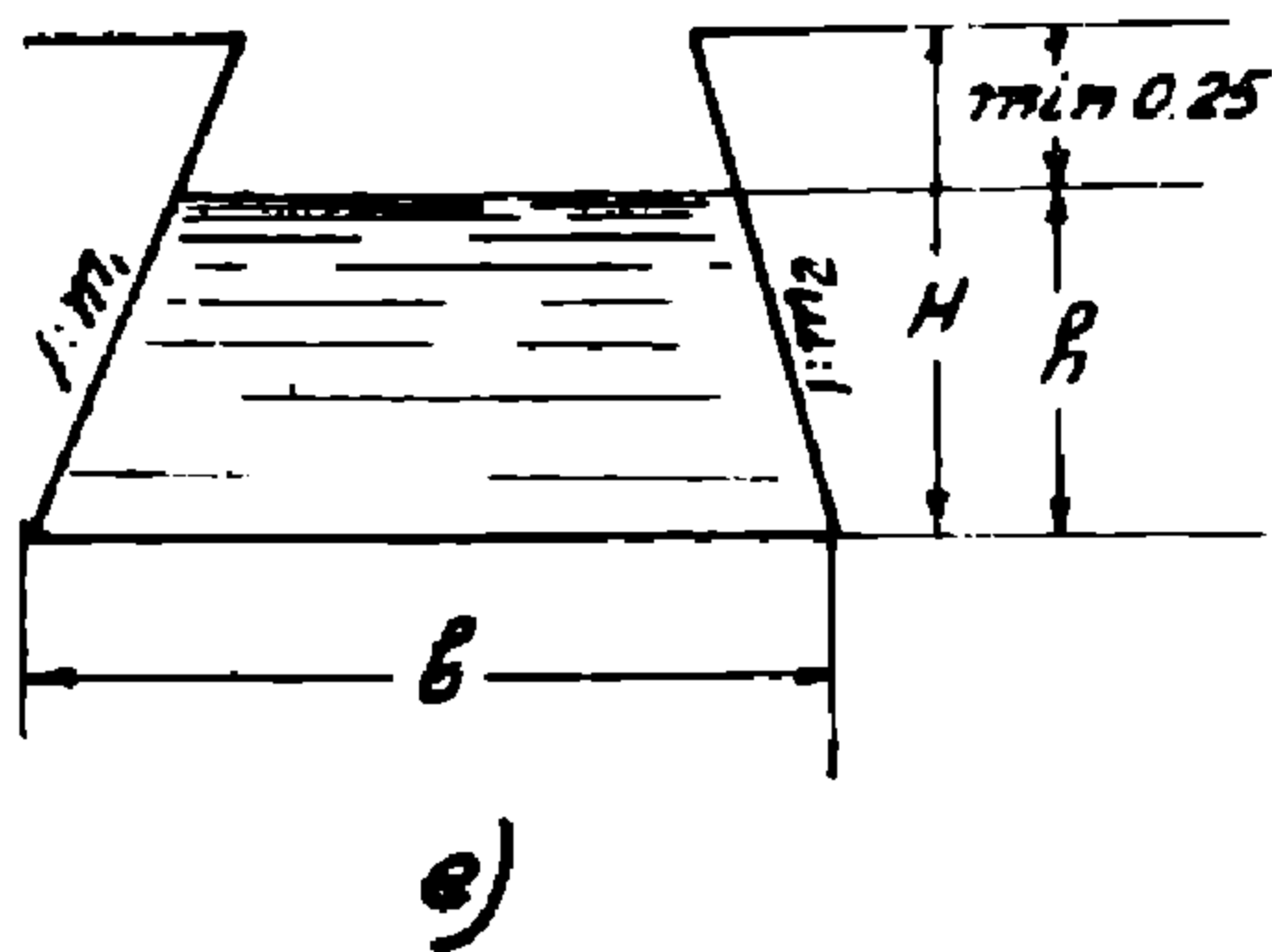
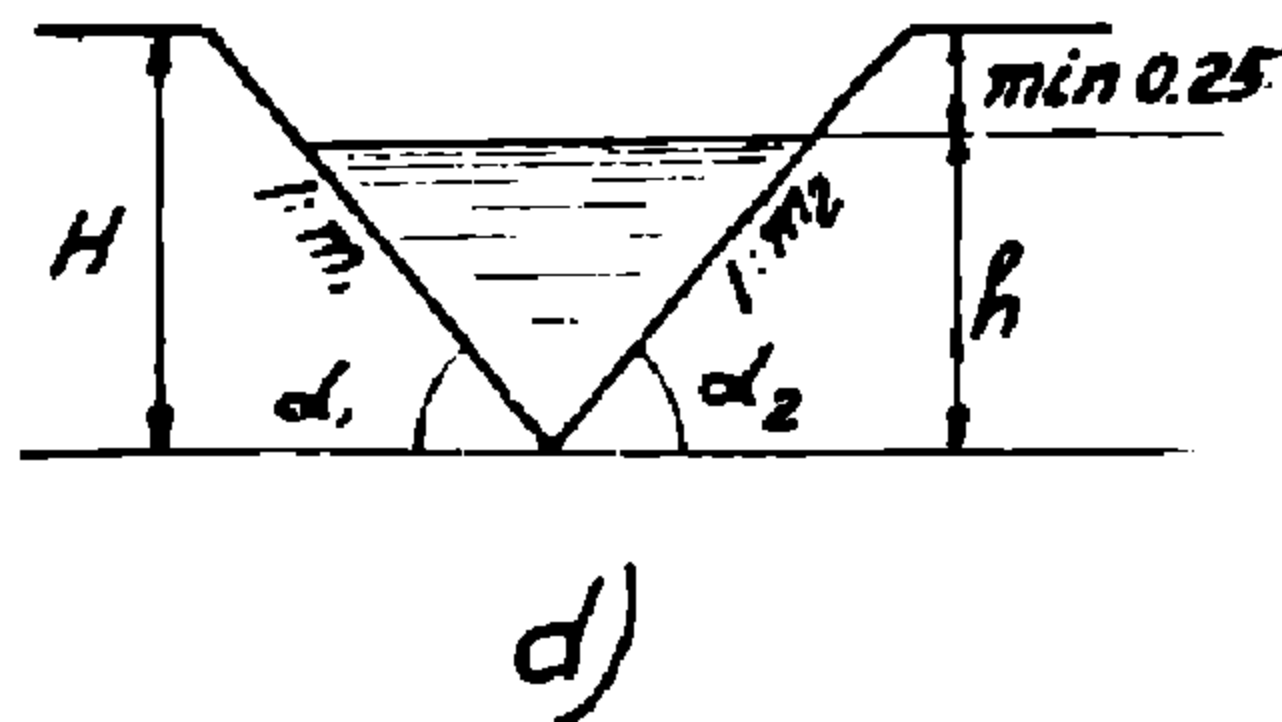
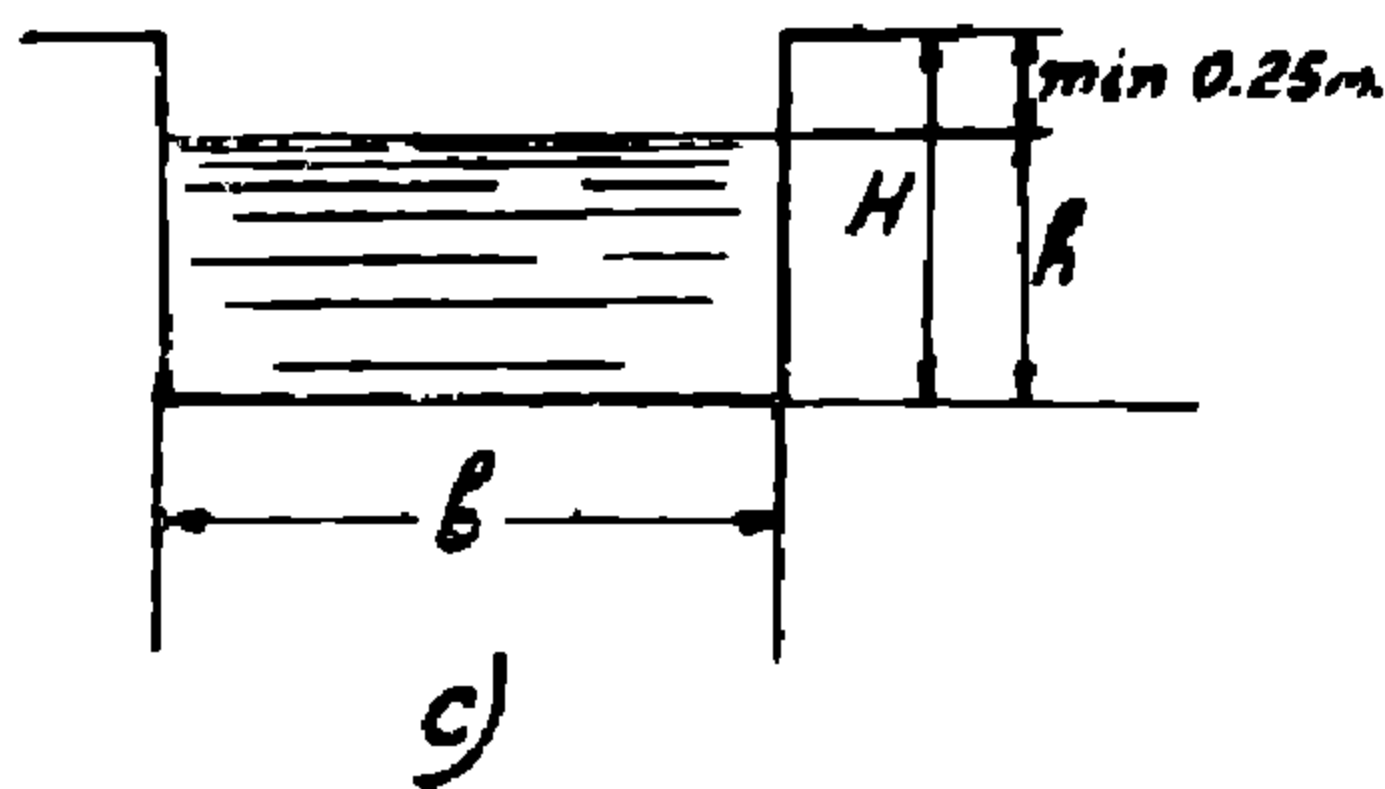
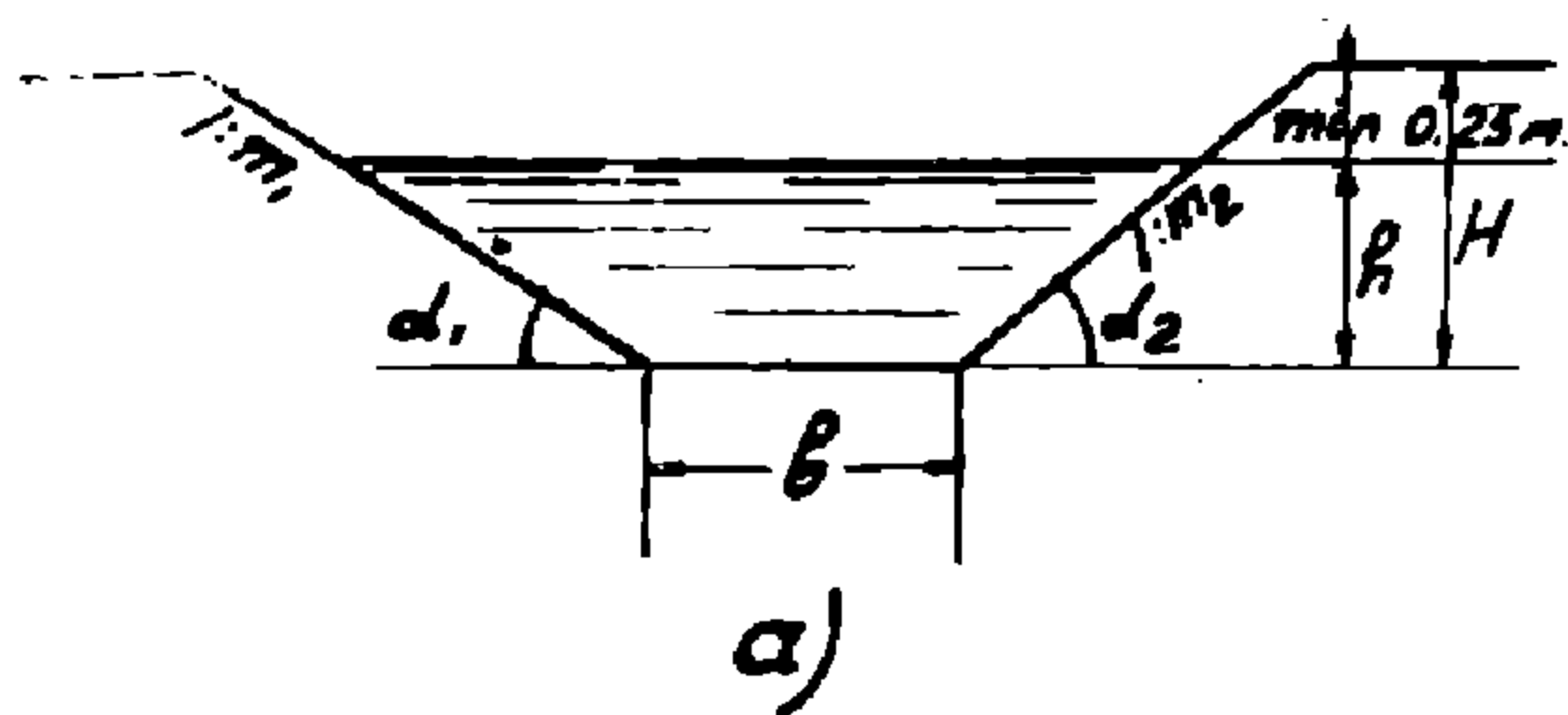
**КАНАВЫ: оптимальные сечения, применяемые в различных случаях; изменение сечений канав по их длине, продольные уклоны дна канав. Способы укрепления канав.**

### I. Поперечный профиль канав

Одной из существенных конструктивных особенностей канав является форма поперечного сечения и его размеры. Устройство канавы будет наиболее удачным тогда, когда достигается минимум строительных затрат на сооружение ее (в том числе на земляные

и укрепительные работы). Однако при этом должны быть удовлетворены все технические и эксплуатационные требования. В практике сооружения каналов известны следующие формы их поперечного сечения:

- а) полукруглость,
- б) трапециoidalные,
- в) треугольные.
- г) прямоугольные.



С точки зрения гидравлики наиболее выгоднейшей формой поперечного сечения является та, которая при данной площади живого сечения и при выданном продольном уклоне dna канавы может про-

пустить наибольшее количество воды. Последнее достигается при следующих условиях:

$$Q = \text{maximum при } \omega = \text{Const. и } i = \text{const.} \\ \text{когда } \chi = \text{minimum.}$$

Здесь:  $Q$  — расход воды;  
 $\omega$  — площадь поперечного сечения;  
 $i$  — продольный уклон дна канавы;  
 $\chi$  — смачиваемый периметр.

Анализ различных форм поперечного сечения, приведенный в работе проф. Г. М. Шахунянца<sup>1)</sup>, показывает, что при данной площади живого сечения наименьший смачиваемый периметр имеет полуокружность.

В практике, вообще говоря, имеют применение все формы поперечного сечения. Следует лишь заметить, что:

а) полуокружность для земляных грунтов — без укрепления не применяется (в связи с трудностью устройства и эксплуатации).

В скальных грунтах, а также в случаях различного рода укрепления земляных стенок канавы криволинейного очертания могут найти применение;

б) трапециевидные формы поперечного сечения канав имеют наибольшее распространение на практике;

в) прямоугольные формы поперечного сечения канав имеют также широкое применение на практике. Чаще всего они устраиваются в случаях необходимости углубления канавы с избежанием значительных земляных работ (например, при углублении кюветов у глубоких выемок во избежание срезки полевых откосов выемок<sup>2)</sup>), а также в случаях грунтов, слабо держащих свободные стенки;

г) треугольные формы поперечного сечения канав применяются на практике (чаще всего в Америке) при незначительных расходах воды. Для такого типа канав очень проста механизация работ по сооружению и прочистке.

Изучение формул, дающих возможность находить гидравлически невыгоднейшие размеры сечений канав для всех перечисленных форм, позволяет сделать следующие краткие выводы:

<sup>1)</sup> «Соцтранспорт», 1940 г. № 5.

<sup>2)</sup> См. статью проф. Г. М. Шахунянца в журнале «Соцтранспорт» 1940 г. № 5.

УДКУНТ  
(ДІПТ)

а) Для канав трапециoidalного очертания наиболее выгодными являются откосы, наклоненные к горизонту под углом  $60^\circ$

Иначе говоря, крутизна таких откосов составляет

$$1 : m = 1 : 0,578.$$

Возможность практического осуществления откосов такой крутизной зависит, главным образом, от рода грунта, его механических и гидравлических характеристик.

Обычно принимают, в зависимости от рода грунта, следующую крутизну откосов (по Etcheverry B<sup>1</sup>):

- 1) Глинистый грунт обычной влажности 1 : 1;
- 2) Суглинок от 1 : 1 $\frac{1}{3}$  до 1 : 1 $\frac{1}{2}$ ;
- 3) Песчаные и гравелистые грунты от 1 : 1 $\frac{1}{2}$  до 1 : 2

Таким образом, практически наивыгоднейшая крутизна откосов в канавах трапециoidalного очертания (1 : 0,578) может быть применена для скальных грунтов. Однако, если иные грунты предполагается укреплять подпорными стенками или другими приемами (при сооружении канавы), то, очевидно, наивыгоднейшая крутизна откосов может быть сохранена (например, при устройстве бетонных и железобетонных лотков и лотков — быстротоков).

б) Для канав прямоугольного очертания наиболее выгодным оказалось следующее соотношение размеров канавы:

$$b = 2h,$$

где:

b — ширина канавы,

h — рабочая глубина канавы.

в) Для канав треугольного очертания наиболее выгодным являются откосы, наклоненные к горизонту под углом  $45^\circ$ , иначе говоря, крутизна таких откосов составляет 1 : m = 1 : 1.

Все необходимые соотношения наивыгоднейших размеров канав для различных форм поперечного сечения сведены в таблицу № 1, составленную проф. Г. М. Шахуняц.

<sup>1</sup>) Etcheverry B. Irrigation Practice and Engineering v. II, p. 163.

Таблица № 1

Форма живого сечения	Угол $\alpha$ откоса с горизонтом.	Крутизна откосов 1:m	Ширина $b$ канавы по низу	Ширина живого сечения по верху	Высота $h$ живого сечения	Гидравлический радиус $R$
1	2	3	4	5	6	7
Полуокружность	—	—	—	$2h$	$r=0,80\omega^{1/2}$	$0,4\omega^{1/2}$
Трапец.	$60^\circ$	1:0,578	$1,154h$	$2,31h$	$0,76\omega^{1/2}$	$0,38\omega^{1/2}$
Прямоуг.	$90^\circ$	1:0	$2h$	$2h$	$0,707\omega^{1/2}$	$0,354\omega^{1/2}$
Треугол.	$45^\circ$	1:1	0	$2h$	$\omega^{1/2}$	$0,354\omega^{1/2}$
Трапец.	$33^\circ 41'$	1:1,5	$0,6h$	$3,6h$	$0,69\omega^{1/2}$	$0,345\omega^1$

**Примечание:** Все буквенные обозначения, принятые в этой таблице, показаны на фиг 1

## 2. Изменение сечений канав по их длине

Так как канавы чаще всего служат не только как водоотводные сооружения, но и как водосборные сооружения, расход воды, поступающей в них, изменяется по длине канавы.

Изменение расхода поступающей воды влечет за собою рациональное пожелание — переменного сечения по ее длине.

Изменение сечения канавы делают путем:

а) изменения глубины канавы без перепадов (при неизменной ширине канавы по дну);

б) изменения ширины канавы по дну (при неизменной глубине канавы);

в) изменения глубины и ширины канавы по дну одновременно.

Наиболее желательным, с точки зрения режима работы канавы, является первый способ (п. а.) изменения сечения канавы по длине. Осуществление этого способа достигается путем постепенного изменения продольного уклона канавы по отдельным ее участкам. При этом продольный профиль дна канавы будет иметь вид ломаной линии — без скачков (перепадов).

Применение второго и третьего способа (п. б и п. в) следует избегать также потому, что они приводят к резким изменениям

размеров канавы в плане или в профиле. Последнее же приведет к внезапному изменению скорости, что, в свою очередь, может стать причиной либо размыва, либо заиливания канавы, что недопустимо

Однако в отдельных случаях, диктуемых топографией местности, специфическими особенностями участка—прибегают к применению этих способов.

При этом должны быть проведены соответствующие укрепления против размыва по одному из приведенных ниже методов. Если, по ряду условий, приходится создавать разную ширину канавы на отдельных участках, то переход от ширины одного участка к ширине другого следует проводить постепенно. (Фиг. 2) Величина отвода  $\frac{1}{n}$  обычно в практике принимается в пределах  $\frac{1}{5} - \frac{1}{20}$

Кроме рассмотренных способов изменения сечения канавы по длине применяют:

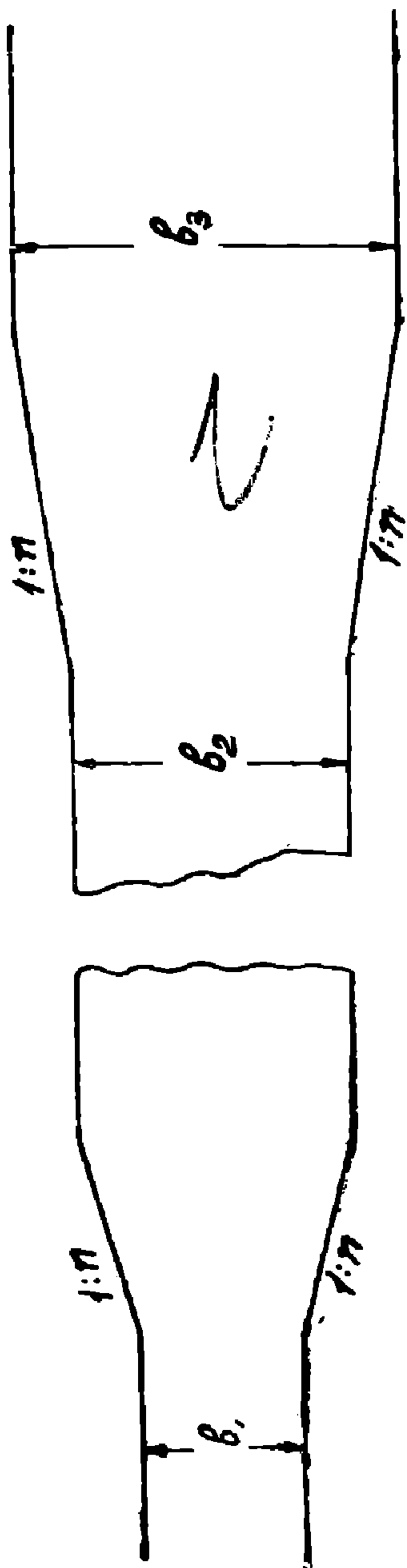
- а) устройство перелатов,
- б) устройство быстротесков.

Подробно эти устройства рассмотрены в главе 3-й и 4-й.

### 3. Продольные уклоны дна канав

Решение предыдущего вопроса тесно связано с выбором продольного уклона дна канавы. Многолетняя практика сооружения и эксплуатации водосточных канав показала, что допускаемые уклоны от 0,002 до 0,008 являются обычно приемлемыми.

В условиях равнинной местности, в поймах рек, на болотах—допускается уклон в 0,001. Возможность применения того или иного уклона должна



Фиг. 2

быть проведена расчетом. Нижний предел допускаемого уклона дна канав диктуется условиями незаиливания канав. Верхний предел диктуется условиями размывания канав.

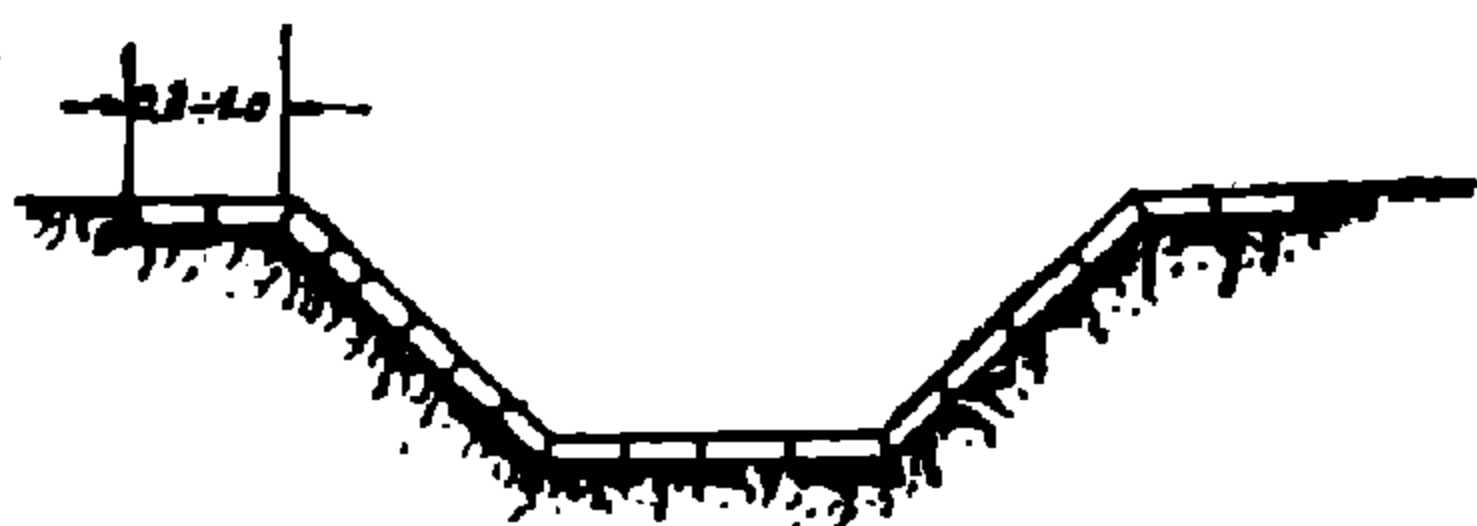
В условиях гористой местности, когда имеются крутые уклоны поверхности земли и верхний предел допускаемого уклона не удовлетворяет фактическим данным, прибегают к устройству перепадов и быстротоков, а также, в необходимых случаях, к устройству различных гасителей энергии при них.

#### 4. Способы укрепления канав

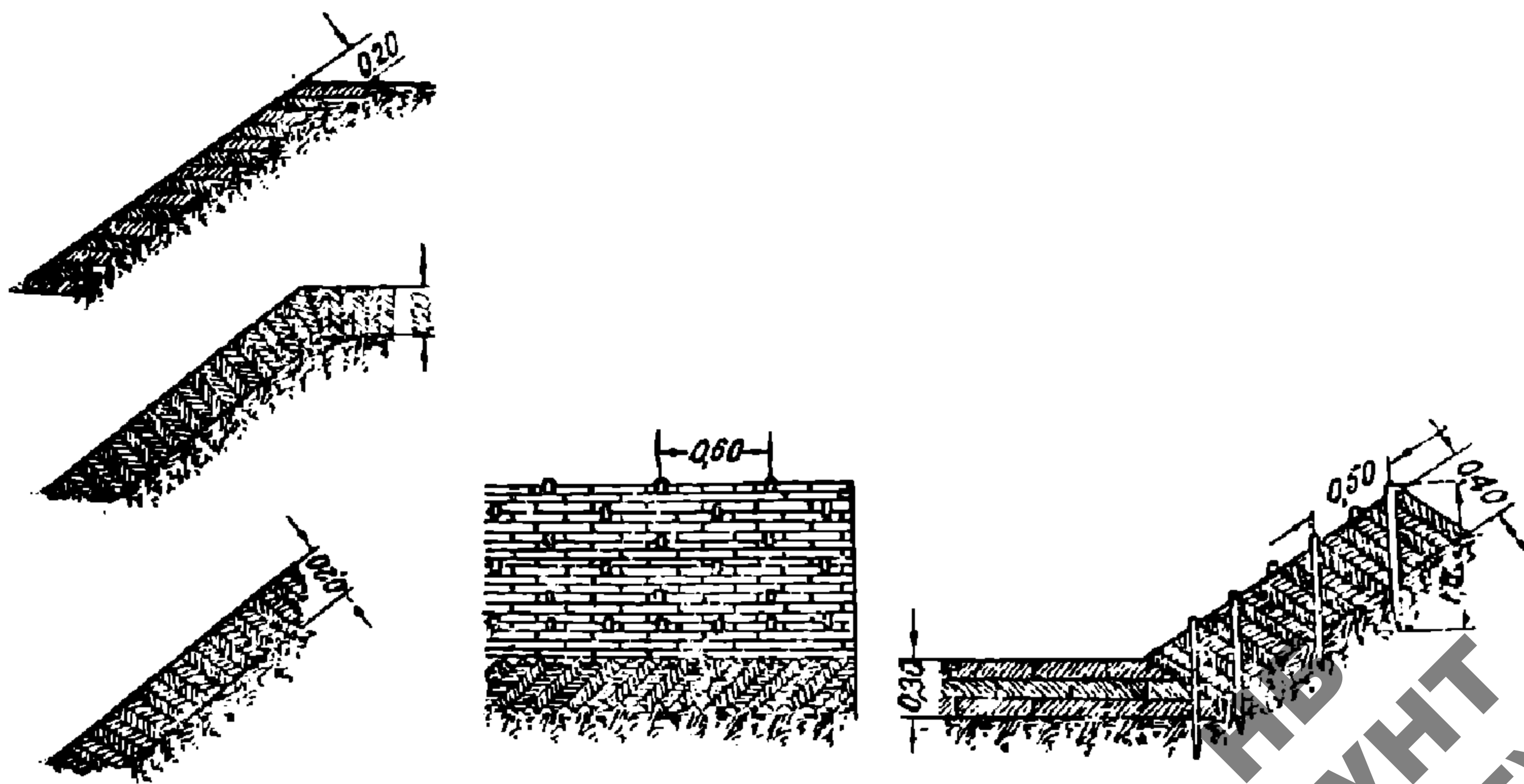
Наиболее распространенным способом укрепления канав является дерновка или мощение камнем дна и стенок канавы.

Узкие канавы (шириной по дну  $\leq 0,6$  м. при продольном уклоне дна в пределах  $0,001—0,0012$ ) не рекомендуется укреплять дерновкой, так как они быстро засоряются. В указанных случаях, если, в связи с большой скоростью течения воды, приходится прибегать к укреплению канавы, — лучше всего применить мощение.

Дерновка может быть сделана, в зависимости от расчетных скоростей движения воды в канаве, либо плашмя, одиночная или двойная (фиг 3), либо в стенку (фиг 4). При этом, как в том,



Фиг. 3.



Фиг. 4.

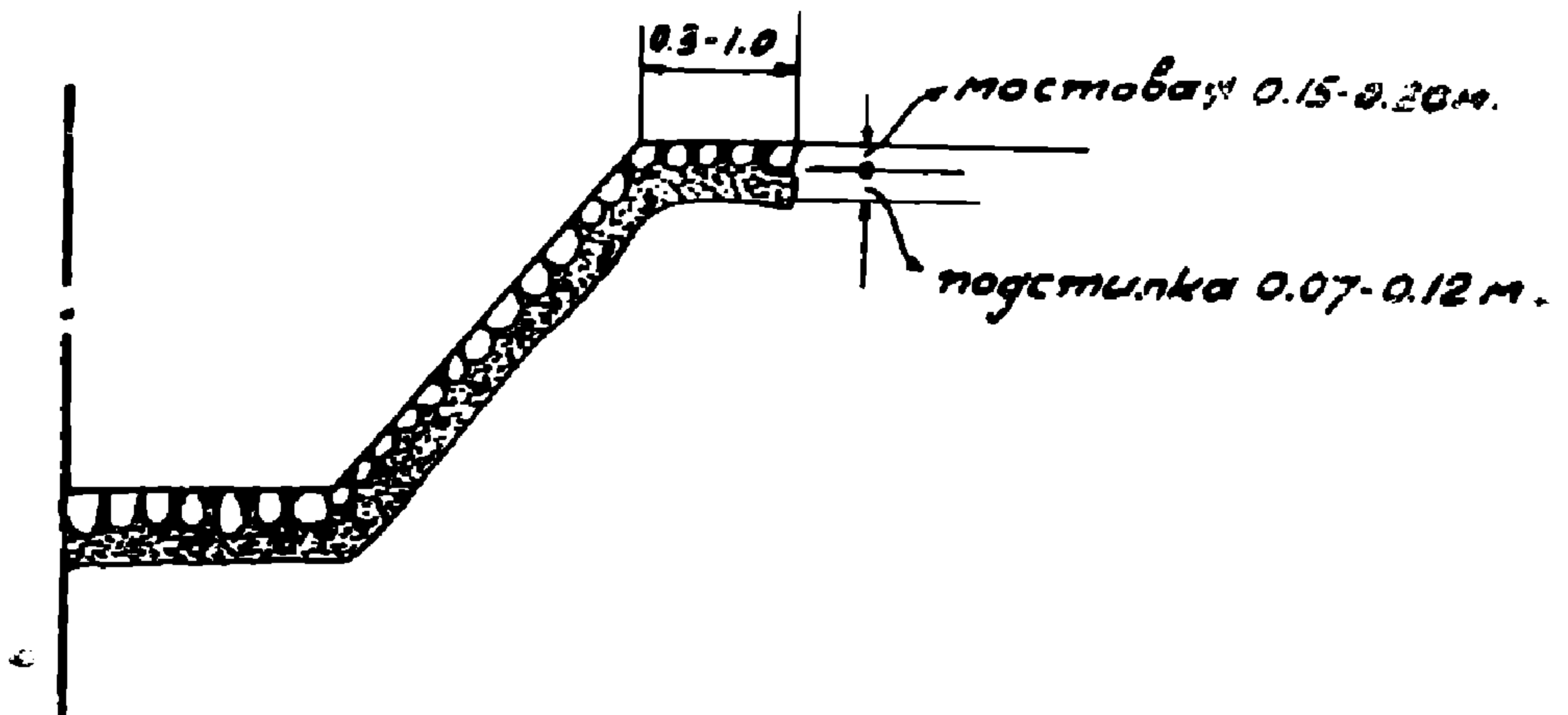
так и другом случае, во избежание размыва поверхностей водой верхних бровок канавы, дерновка выводится на поверхность земли, укладываясь заподлицо с последней на расстоянии 0,3—0,6 м.

Для дерновки обычно принимают либо штучные дерны, либо ленточный дерн. Штучные дернины употребляются следующих размеров: 25×20 см.; 25×40 см.; 20×50 см.; 30×50 см.; 25×60 см.; толщиной 6—9 см.

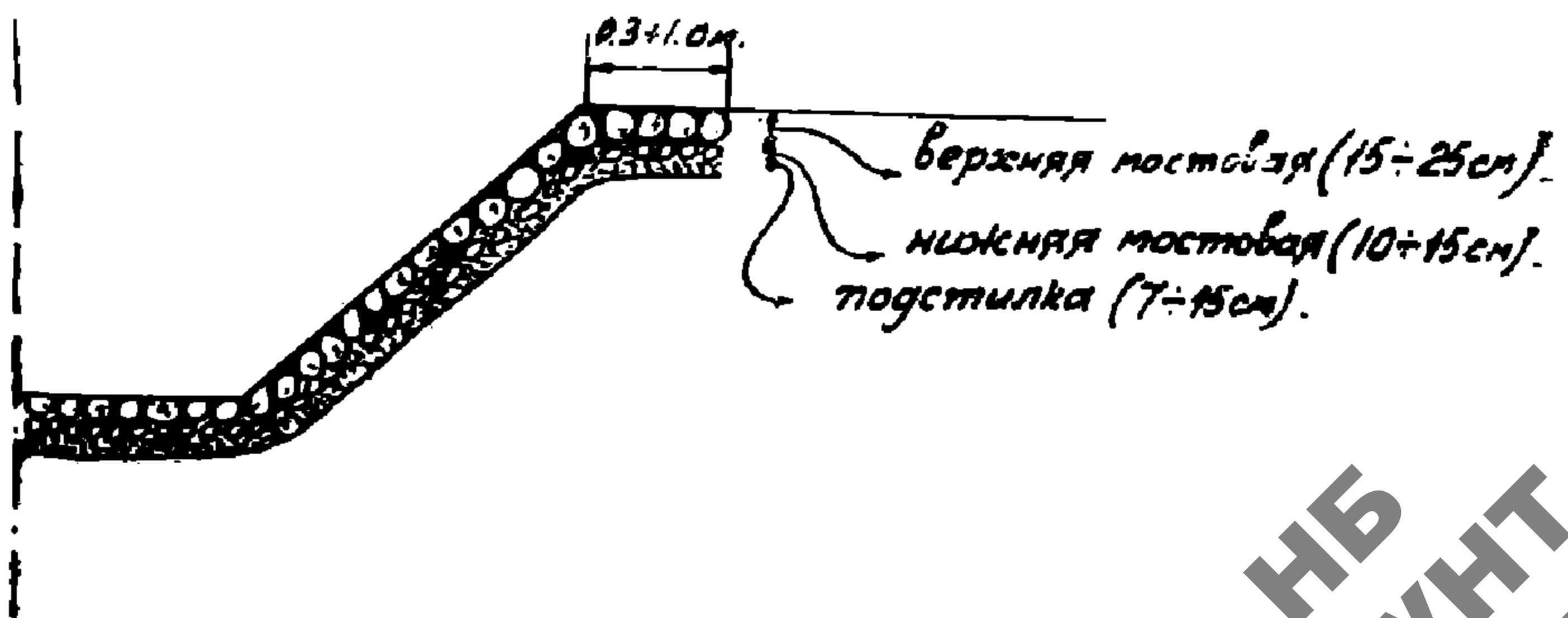
Ленточный дерн принимают с той же толщиной, при ширине ленты 25 см. и длине ее 1,5—2,0 м.

При укладке двойного слоя дерна плашмя или при дерновке в стенку применяют для укрепления дерна на откосах канавы ивовые колья размером в диаметре:  $d=0,04-0,07$  см. и дл. 0,5—1,5 м.

Мощение дна и стенок канавы может быть как одиночным, так и двойным (фиг. 5, фиг. 6).



Фиг. 5.

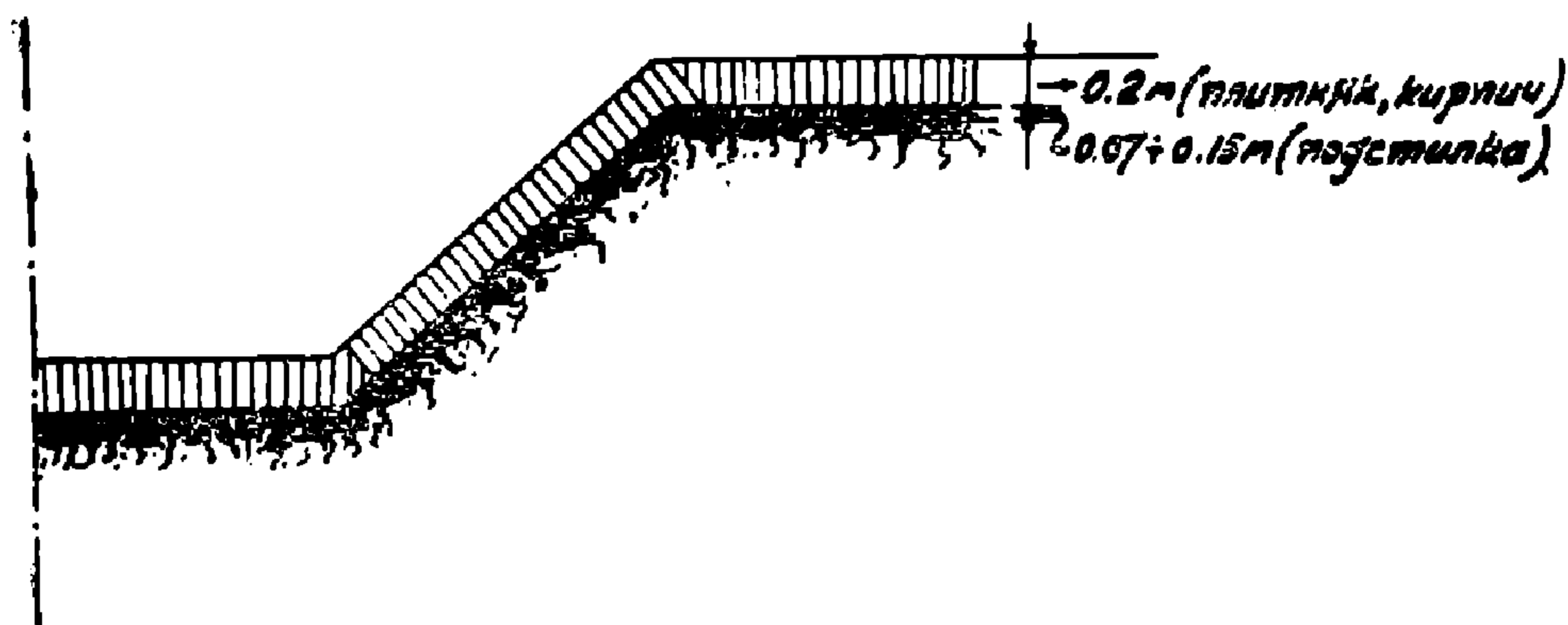


Фиг. 6.

НБ  
УДУНТ  
(ДУНТ)

Так же, как и в случае дерновки, мощение должно быть выведено на поверхность земли у верхних бровок откосов канавы. При этом камни должны быть уложены заподлицо с поверхностью земли.

В качестве материала для мощения используется булыжный камень размером  $15 \times 20$  см. Иногда применяют также плитняк, который мостят на ребро и таким образом достигают плотного заклинивания (фиг. 7).



Фиг. 7

При устройстве двойной мостовой, нижний слой камня делают меньших размеров, вводя при этом расщебенку (фиг. 6).

Мощение нельзя проводить прямо на земляную поверхность дна и стенок канавы. Такое мощение может вызвать вымывание частиц грунта из-под каменной мостовой, что приводит к деформации мостовой, создавая источники заиливания со всеми вытекающими последствиями.

Мощение должно быть проведено на одном из следующих, подстилающих материалов: солома (наиболее часто применяется), мох, торф, навоз.

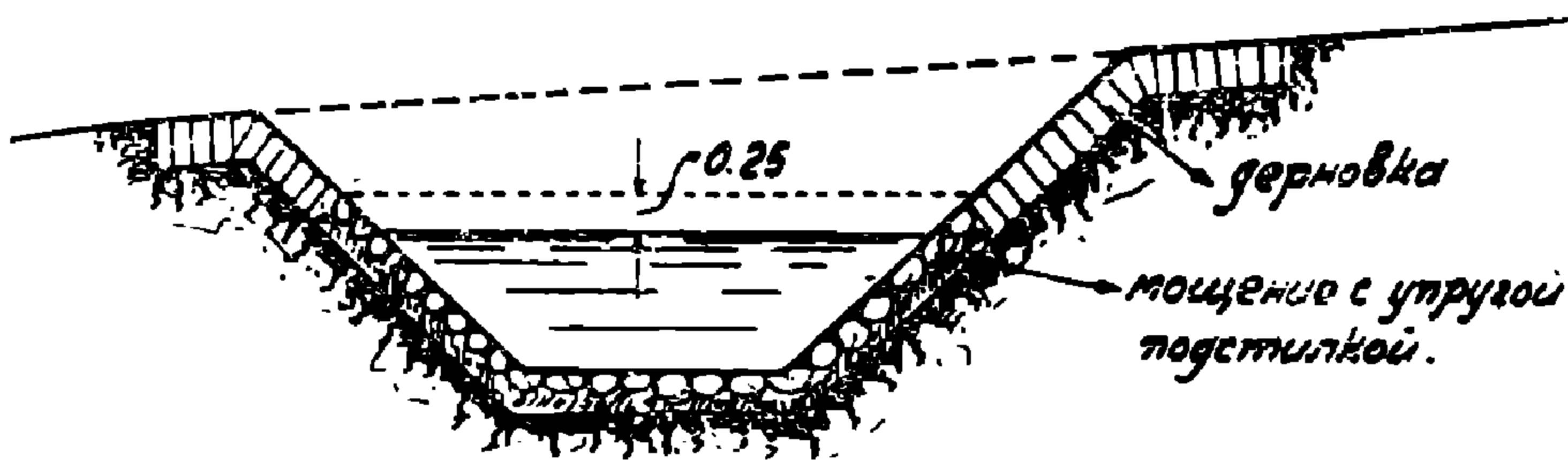
Толщину слоя подстилающего материала выбирают в зависимости от размеров булыжного камня. Обычно эта толщина подстилки составляет 0,07 — 0,12 м.

В практике встречаются случаи, когда фактическое сечение канавы, имеющее место в связи с топографией местности, значительно больше требуемого для пропуска воды.

В таких случаях в пределах живого сечения канавы, взятого с некоторым запасом (нормально принимают глубину такого сечения, равной глубине, полученной гидравлическим расчетом плюс 0,25 м.), укрепление делают в соответствии с расчетными сече-

ниями, а в верхней части менее мощное, обеспечивающее лишь от размыва откосов и полевых бровок канавы водой, стекающей с поверхности земли в канаву.

На линии Гагры—Сухуми в таких случаях применяют комбинированные укрепления откосов канавы мощением и дерновкой (см. фиг. 8).



Фиг. 8.

Таковы основные, наиболее распространенные, приемы укрепления канав.

Однако в современной практике сооружения различного рода каналов (судоходных, утилизационных, ирригационных и других) применяются иные, весьма разнообразные и эффективные, методы укрепления дна и откосов этих каналов. Очевидно, в отдельных случаях опыт такого рода креплений может быть с успехом использован при укреплении различных устройств поверхностного водоотвода и, в частности, крупных канав или быстротоков.

К числу такого рода укрепительных одежд могут быть отнесены:

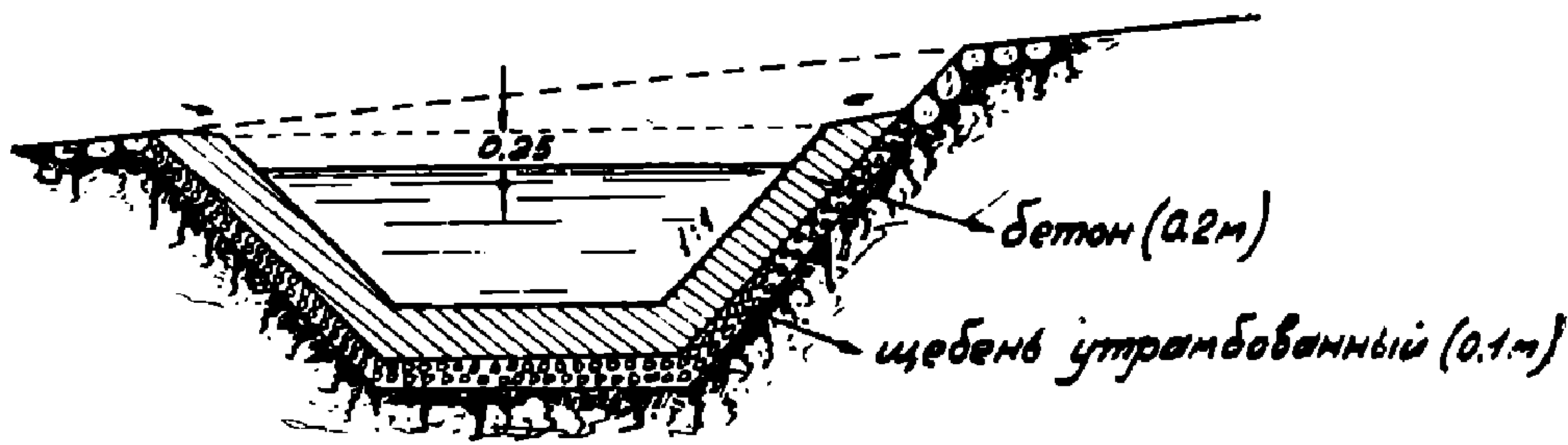
- 1) Бетонные одежды.
- 2) Силикатные одежды.
- 3) Грунтовые одежды.
- 4) Нефтяные одежды.
- 5) Асфальтовые одежды.

Остановимся кратко на применимости этих одежд к укреплению канав.

Исходя из практики устройства одежды каналов, можно полагать, что в ряде случаев является целесообразным применение бетонных одежд для укрепления канав и других устройств поверхностного водоотвода.

Имея в виду, что основная задача укрепления откосов и дна канавы состоит в предотвращении размыва, рекомендуется для бетонных одежд тощий бетон (1 16 или 1 12)<sup>1)</sup>.

В качестве примера применения бетонной одежды для укрепления небольших канав глубиной менее 1 м. можно указать линию Гагры—Сухуми. На фиг. 9 показана канава, укрепленная бетонной одеждой.



Фиг. 9.

На этой же линии применено комбинированное укрепление откосов канавы (бетон и каменное мощение). Верхние части откосов укреплены одиночной мостовой. Идея этой комбинированной конструкции аналогична разобранный на стр. 15.

Силикатизация грунтов, как способ закрепления их, в настоящее время широко применяется не только для укреплений каналов, но и в горной промышленности. Сущность силикатизации грунтов вкратце сводится к следующему:

Посредством специальных трубок (инекторов) в тело грунта нагнетаются под давлением, последовательно: жидкое стекло и раствор, например хлористого (или фтористого) кальция. В результате физико-химической реакции образуется гидрогель кремневой кислоты. Последний в воде не растворяется и является, по существу, тем химическим соединением, которое, заполняя поры грунта, закрепляет его.

Серьезным ограничением в применении силикатизации является то обстоятельство, что не все грунты поддаются силикатизации.

Как указывает инж. Б. Л. Ржаницын и др.<sup>2)</sup>, способом силикатизации могут быть закреплены:

<sup>1)</sup> Инж. Н. В. Макридин «Одежда каналов, как средство борьбы с фильтрацией».

<sup>2)</sup> Б. А. Ржаницын «Способы укрепления грунтов и горных пород», 1937 г.

1) песчаные грунты (среднезернистые и крупнозернистые, имеющие коэффициент фильтрации от 2 до 20 м. в сутки);

2) суглинистые и глинистые грунты (имеющие коэффициент фильтрации  $> 2$  м. в сутки).

Наименее всего пригодны к силикатизации грунты, содержащие органические вещества, а также засоленные грунты (например, чернозем и др.). Следует отметить, что в функции времени прочность силикатизированного грунта слабеет. Это объясняется частичным выветриванием гидрогеля, образованием пустот и т. д. Чтобы сохранить прочность силикатизированного грунта, необходимо повторным силикатизированием заполнить образовавшиеся поры.

Следует отметить, что силикатные одежды для устройства поверхностного водоотвода могут найти широкое применение лишь в том случае, если процессы введения силикатов в грунт будут механизированы, а силикаты будут достаточно дешевым материалом.

Что касается грунтовых, нефтяных и асфальтовых одежд, то таковые для укрепления канав не смогут найти себе применение по следующим соображениям:

а) Грунтовые одежды представляют собой покров, выполненный из какого-либо грунта. Главная задача такого рода одежд (применяющихся даже на крупных судоходных каналах) состоит в обеспечении водонепроницаемости. Почти никакого укрепляющего значения против размыва они не имеют, а поэтому не могут быть использованы, как укрепление водоотводных канав.

б) Нефтяные одежды придают грунту лишь известную водонепроницаемость, но не прочность. Поэтому в чистом виде такого рода одежды для укрепления канав не применимы.

Для достижения повышенной прочности грунта некоторые специалисты рекомендуют (инж. Макридис) производить поливку его нефтью, смешанной с цементным или известковым молоком.

в) Асфальтовые одежды еще не имеют широкой производственной проверки. Следует иметь в виду, что одним из серьезнейших недостатков этого типа одежд является малая устойчивость их на откосах. С повышением температуры наступает опасность сползания асфальтовой одежды. Приходится поэтому прибегать к очень пологим откосам (1 : 2, 1 : 3), что нецелесообразно для канав.

## ГЛАВА ТРЕТЬЯ

### ЛОТКИ. Различные их конструкции и анализ.

#### Границы их применимости

Лотками называют канавы, у которых стенки удерживаются в устойчивом состоянии специальными укреплениями.

По роду материала этих укреплений лотки разделяют на:

- 1) деревянные,
- 2) бетонные и железобетонные,
- 3) из бутовой кладки.

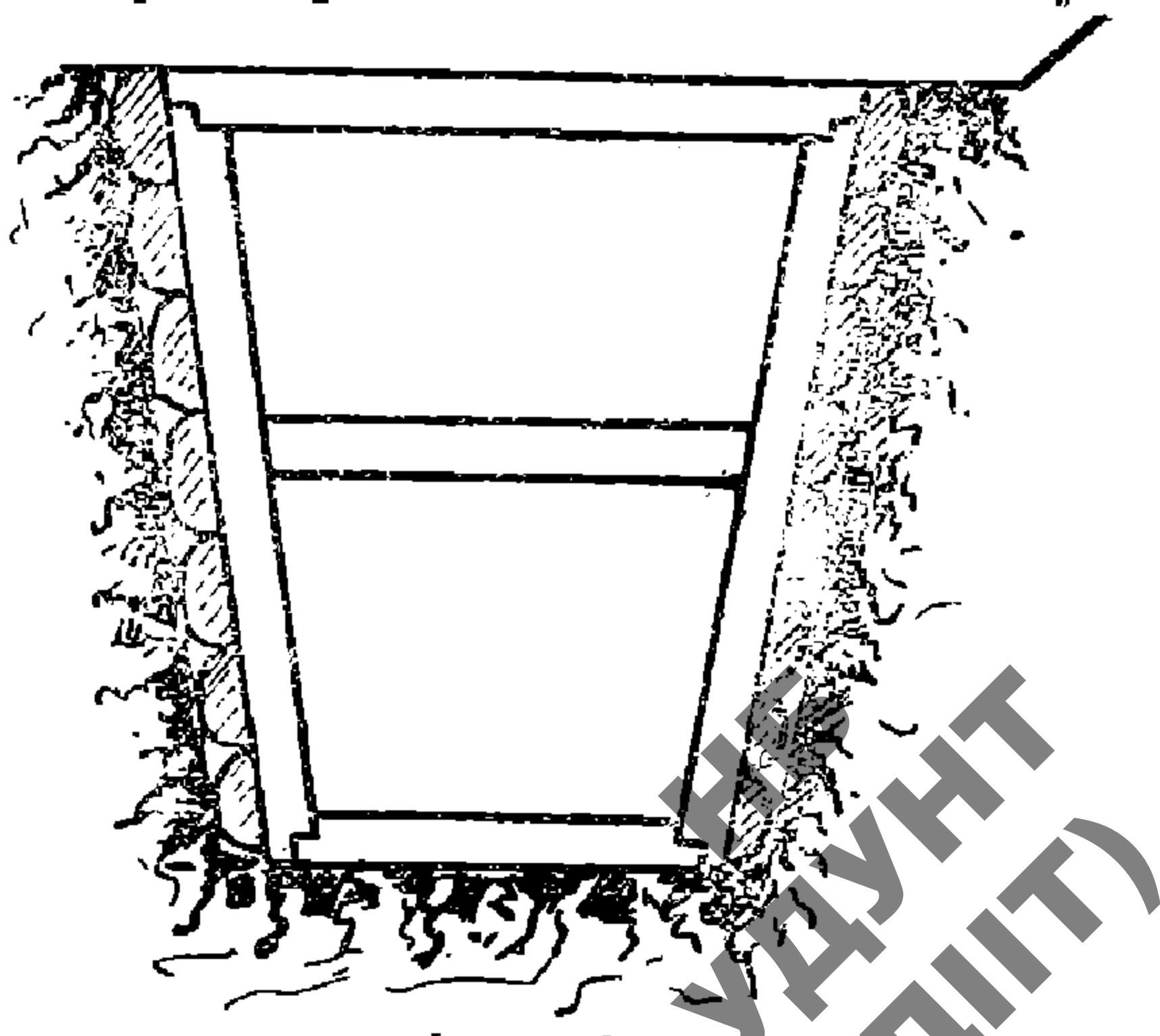
По форме поперечного сечения лотки делятся на:

- 1) криволинейные (полуокружность или парабола),
- 2) трапециoidalные,
- 3) прямоугольные,
- 4) треугольные.

Целесообразность той или иной формы поперечного сечения лотка, с точки зрения гидравлики, диктуется теми же условиями, которые были разобраны в главе второй для канав (см. таблицу 1).

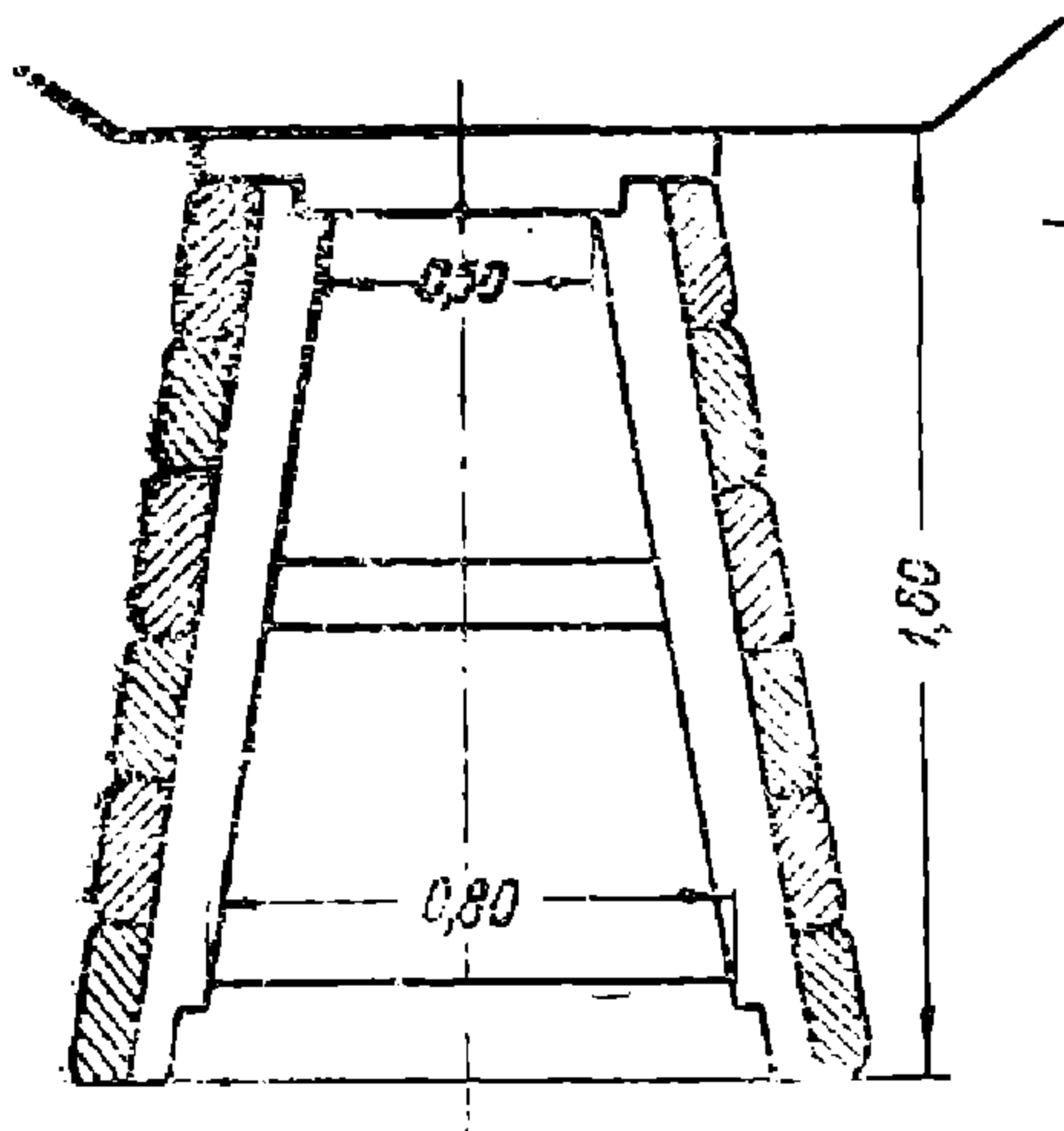
Имея в виду, что наиболее выгоднейшей формой поперечного сечения лотка является полуокружность, следует при проектировании лотков всячески стремиться к созданию именно таких форм. Осуществление полуокружности в поперечном сечении лотка становится возможным для бетонных и железобетонных лотков.

Трапециoidalный профиль поперечного сечения лотка встречается не только такого типа, как в канавах (фиг. 10), но и в виде трапеции, уширяющейся книзу. (фиг. 11). Лотки последнего типа сооружаются с целью предотвратить возможное выпучивание вверх. Выпучивание (выпираание) лотка вверх возможно от распирающих сил грунта в зимних условиях, если он подвержен лучению. Наклонные стенки лотков рассматриваемого типа придавлены залегающим над ним грунтом. Следовательно, лучащим силам грунта пришлось бы, вместе с лотком, выпирать и залегающий над его стенками грунт.

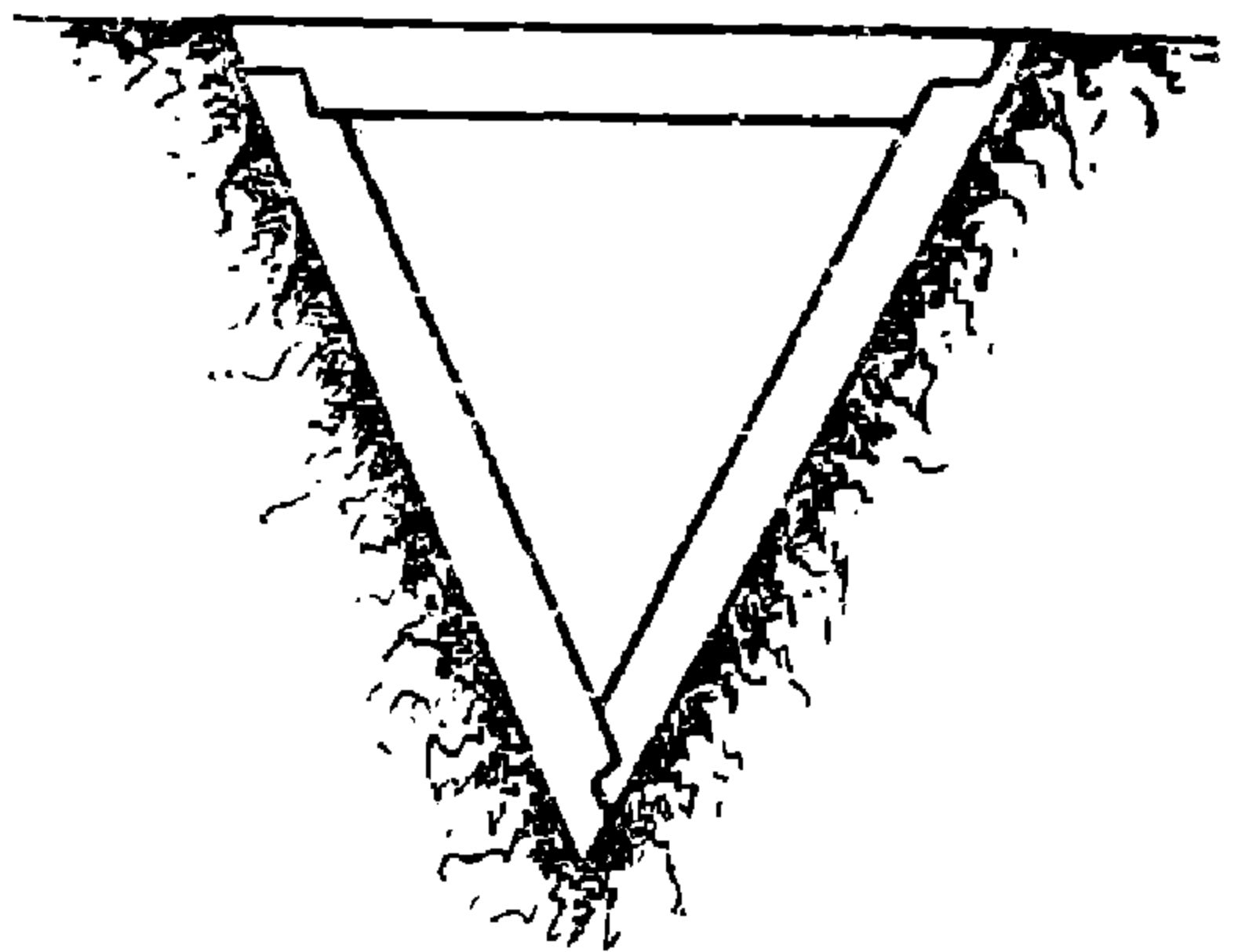


Фиг. 10.

Следует однако иметь в виду, что для сооружения лотков в виде трапеции, уходящей к низу, требуется большой объем земляных работ и, кроме того, значительно усложняется производство



Фиг. 11.



Фиг. 11 а.

работ, ибо для опускания конструктивных деталей такого лотка в грунт потребуются выкопать траншею, равную по ширине нижнему (более широкому) основанию трапеции. Вслед за установкой лотка потребуются произвести обратную засыпку грунта, попадающего на наклонные стенки лотка.

В главе второй было указано, что наиболее выгоднейшей формой трапецидального сечения канав (а следовательно и лотков) является та, при которой боковые стенки наклонены к горизонту под углом  $60^\circ$  расходясь кверху.

Если в канавах не всегда можно осуществить такую крутизну стенок ее, то в лотках к этому препятствий нет (если это не связано с излишним объемом земляных работ или другими факторами).

Прямоугольные очертания поперечных сечений лотков чаще всего делают для лотков, сооружаемых вместо кюветов.

В нагорных или других водосборных и водоотводных канавах лотки прямоугольного профиля почти совсем не применяются.

Последнее объясняется тем, что при значительных глубинах они иногда приводят к сильному усложнению и удорожанию конструкции.

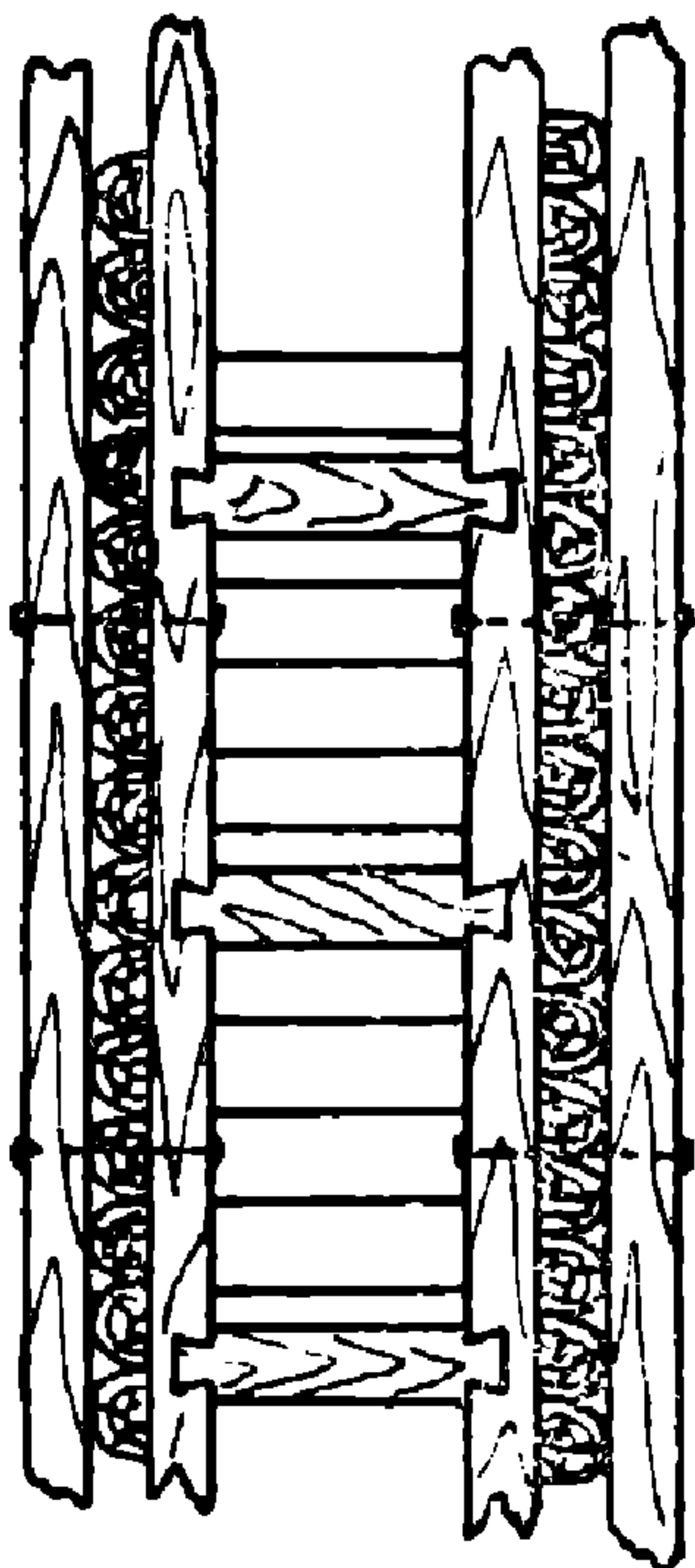
По роду материалов, применяемых для сооружения, последние имеют следующие особенности.

## 1. Деревянные лотки.

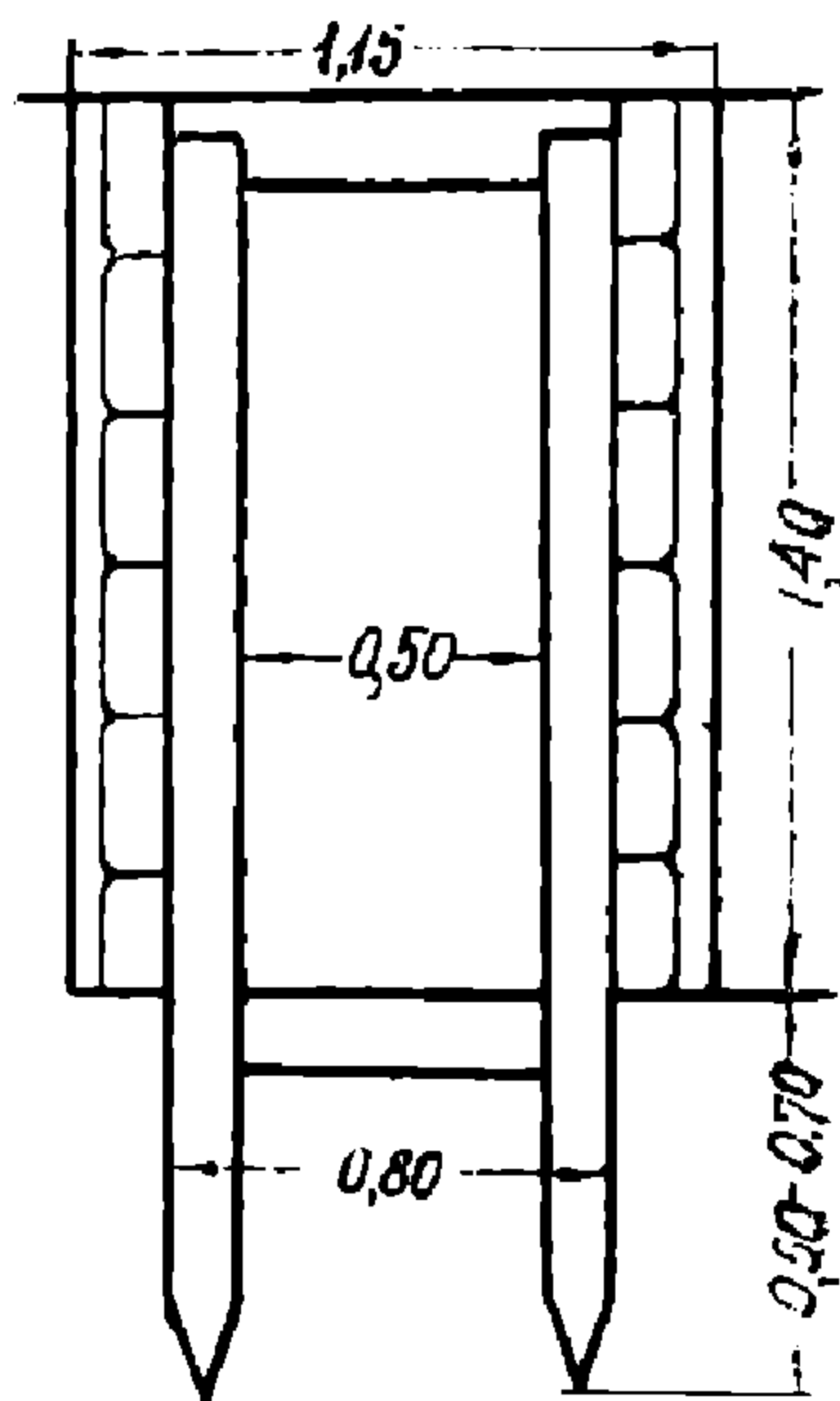
Деревянные лотки делятся на:

а) рамные (деревянная заборка передает давление грунта на рамы) фиг. 10;

б) свайные (деревянная заборка передает давление грунта на сваи) фиг. 12;

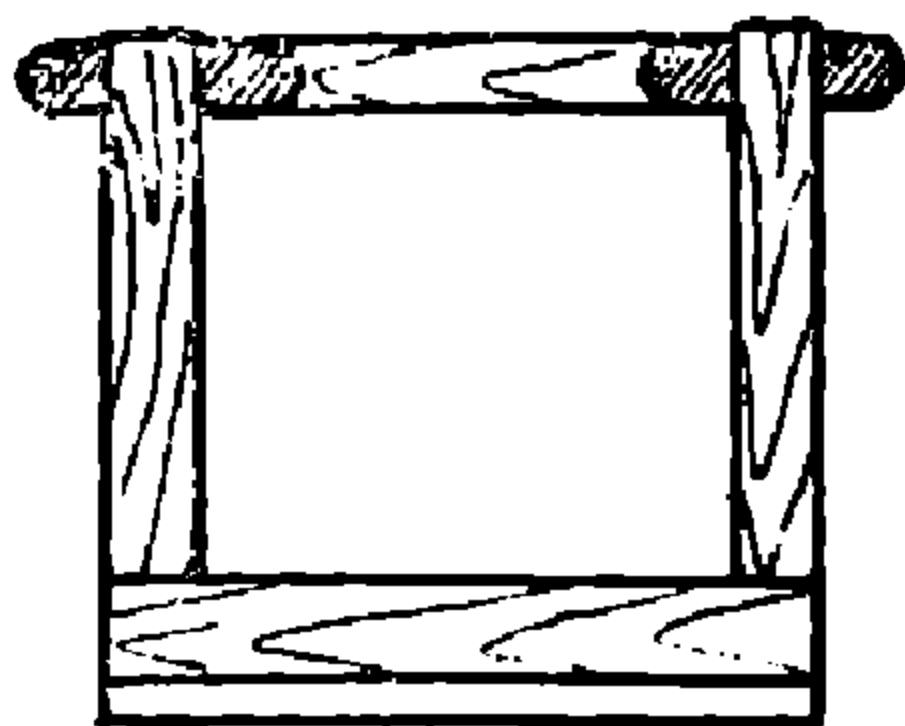


Фиг. 12 а

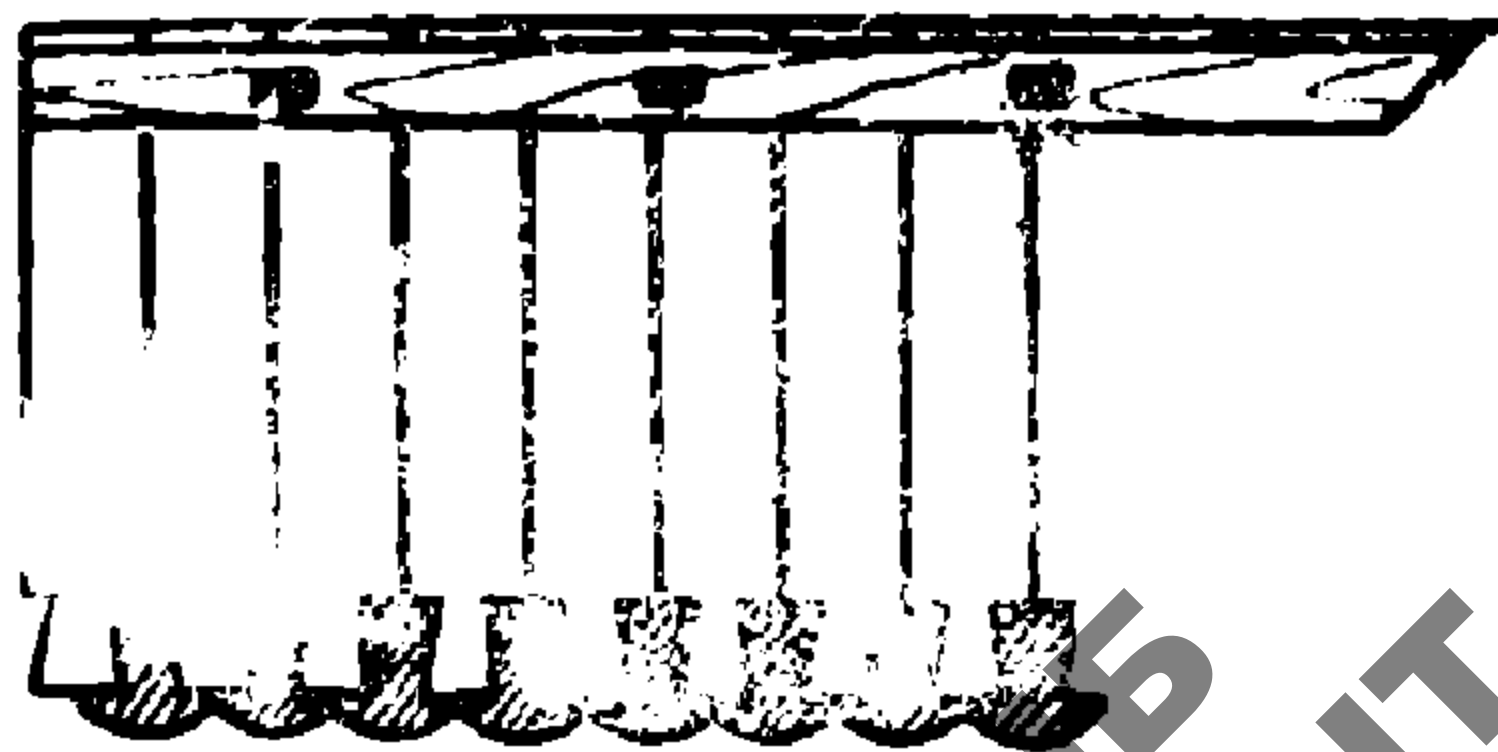


Фиг. 12

в) ряжевые (лотки, представляющие собой ряжевые ящики дном) фиг. 12а.



Фиг. 12 а.



Рамные лотки представляют собой систему рам, собранных из бревенчатого пластинного или брусчатого материала, а также иног-

да из шпал, бывших в употреблении. Рамы могут иметь прямоугольную или трапециoidalную форму. За рамы по сторонам закладываются доски, пластины, шпалы.

Рамные лотки применяются при средней глубине их 1,0—1,40 м.

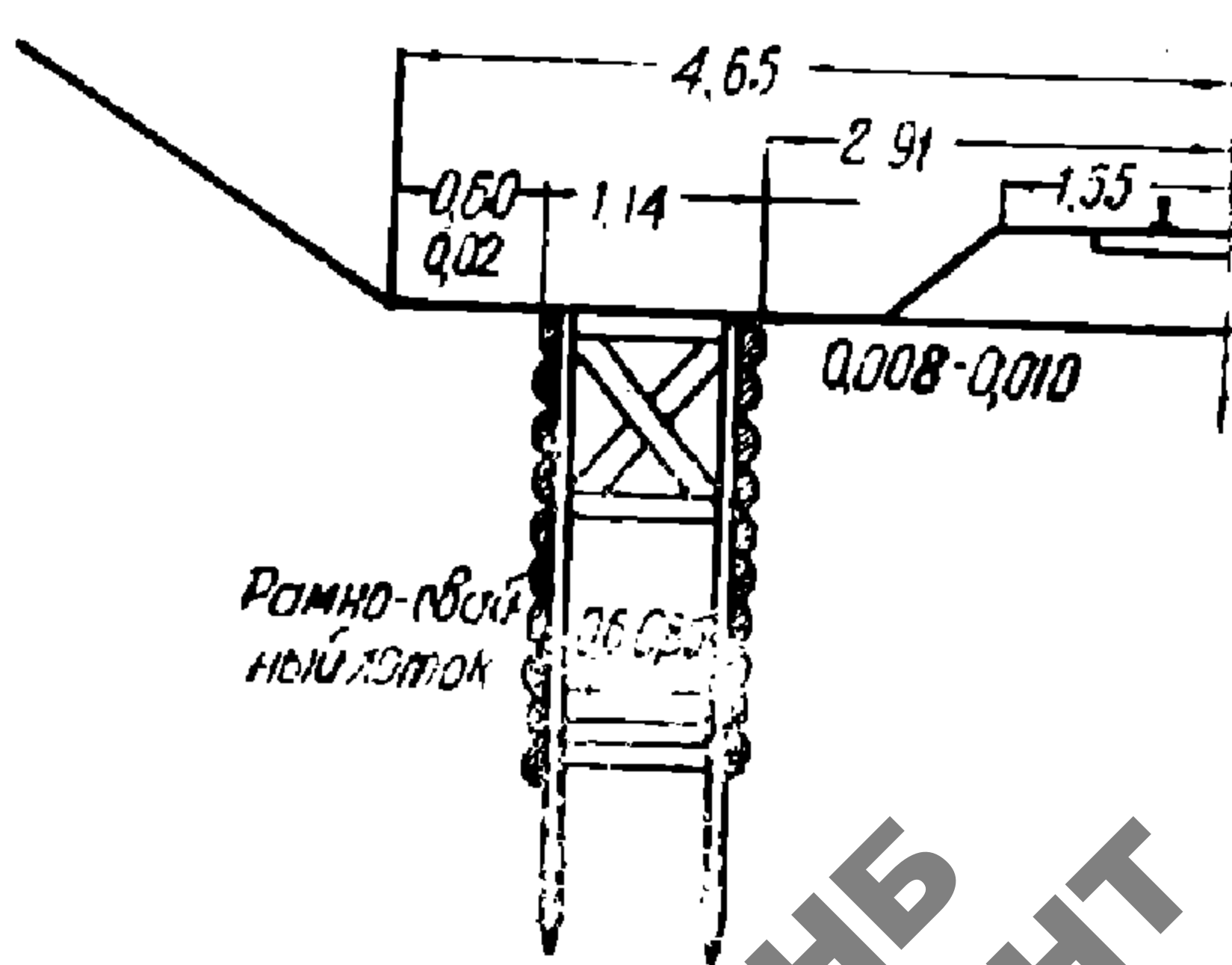
Расстояние между рамами вдоль пути обычно принимается в 1,25—1,5 м.; при устройстве рамных лотков из шпал расстояние между рамами принимается равным половине длины шпалы ( $2,70 : 2 = 1,35$  м.).

В каждом отдельном случае следует указанные расстояния между рамами устанавливать расчетом.

При этом должны быть учтены род грунта (его физические характеристики: коэффициент сцепления, коэффициент трения, влажность и др.), глубина лотка, особенности материала лотка (размер и качество древесного материала, принятого для устройства рамных лотков).

Если лоток сооружается в трудно размываемом грунте, то дно лотка может быть оставлено без специальных укреплений. При наличии размываемого грунта дно лотка укрепляется мощением или специальным настилом либо из досок, либо из пластин. Однако следует иметь в виду, что если лоток предназначен не только для сбора поверхностных вод, но и для сбора грунтовых вод, устройство сплошного деревянного дна не рекомендуется, ибо наличие такого дна в указанных условиях сократило бы дренажные свойства лотка (прекратился бы коптаж грунтовых вод со стороны дна лотка).

Свайные лотки представляют собой ряд свай из круглого леса, забитых в грунт и распертых (в поперечном сечении лотка) минимум двумя распорками. Одна распорка ставится на уровне дна лотка, другая — поверху. При значительных углублениях, а также в зависимости от рода грунта, иногда сваи распираются более сложной системой распорок (в виде раскосов, фиг. 13), что обеспечивает большую устойчивость свай при значи-



Фиг. 13.

тельных давлениях. За сваями помещена деревянная заборка (из тех же материалов, что и в рамных лотках), передающая давление грунта на сваи. Свайные лотки обычно устраиваются глубиной до 2,5 м. При устройстве лотков механизированным способом в плавунках, поперечная форма их делается в виде треугольника. Конструкция деревянных рам лотка в этих случаях показана на фиг. 11а.

Минимальные размеры поперечных сечений отдельных элементов рамного и свайного лотков показаны в таблице 2.

Таблица № 2

Тип лотка	Глубина лотка (м).	Продольное расстояние между рамами и сваями (м).	Диаметры (см.)			Толщина боковой заборки (см.)
			Стойки	Распорки	Диагональные распорки	
Рамный	до 1,5 от 1,5	1,2	15	15	—	3
	до 2,5	1,0	20	15	12	5
Свайный	до 1,5 от 1,5	1,2	15	15	—	3
	до 2,5	1,0	20	15	15	5

Сравнивая рамные и свайные лотки, следует указать, что первые более удобны в эксплуатации (ремонт их легче, чем свайных). Кроме того, они лучше сопротивляются возможным деформациям в условиях пучащегося грунта в вертикальной плоскости. (В случае формы рамного лотка, показанного на фиг. 11).

Однако горизонтальным продольным силам они сопротивляются несколько слабее, чем свайным. Кроме того, при наличии лотков прямоугольного сечения, в случае нахождения части свай в пучащем грунте — сваи сопротивляются силам выпучивания лотков. Тем не менее в некоторых случаях все-таки неизбежно приходится прибегать к устройству свайных лотков. Именно в тех случаях, когда имеет место грунт — плавун. В таком грунте выкапывание траншеи для опускания рамы затруднительно. Забивка же свай вполне возможна, а вместе с ней возможно и постепенное опускание стенок.

## 2. Бетонные и железобетонные лотки

Бетонные и железобетонные лотки, по сравнению с деревянными, являются более совершенными конструкциями, обладая большей прочностью и долговечностью. Хотя при этом не следует забывать, что бетонные и железобетонные лотки обходятся значительно дороже деревянных. Бетонные и железобетонные лотки применяются самых различных форм: криволинейные, трапециoidalные и прямоугольные.

Выбор определенного типа лотка диктуется главным образом его размерами. Ибо в зависимости от глубины лотка меняются условия устойчивости боковых его стенок, работающих как подпорные стенки под сложной нагрузкой грунта и воды.

При устройстве бетонных лотков весьма существенным является вопрос о выборе и устройстве температурных швов. Если принять (что практически наиболее приемлемо из опыта эксплуатации, например, судоходных каналов, покрытых бетонной одеждой<sup>1)</sup>) ширину температурных швов в пределах 10—15 мм., то расстояние между швами может быть получено по следующей простой формуле:

$$l = \frac{l}{\alpha \Delta t}$$

где:  $l$  — расстояние между швами,  
 $l$  — ширина температурного шва,  
 $\alpha$  — коэффициент расширения бетона,  
 $\Delta t$  — температурная амплитуда.

Взяв для принятого расчета, что:

$$\Delta l = 10 \text{ мм.}$$

$$\alpha = 0,000009 \text{ (для бетона).}$$

$t = 100^\circ$ , и подставив в формулу, будем иметь:

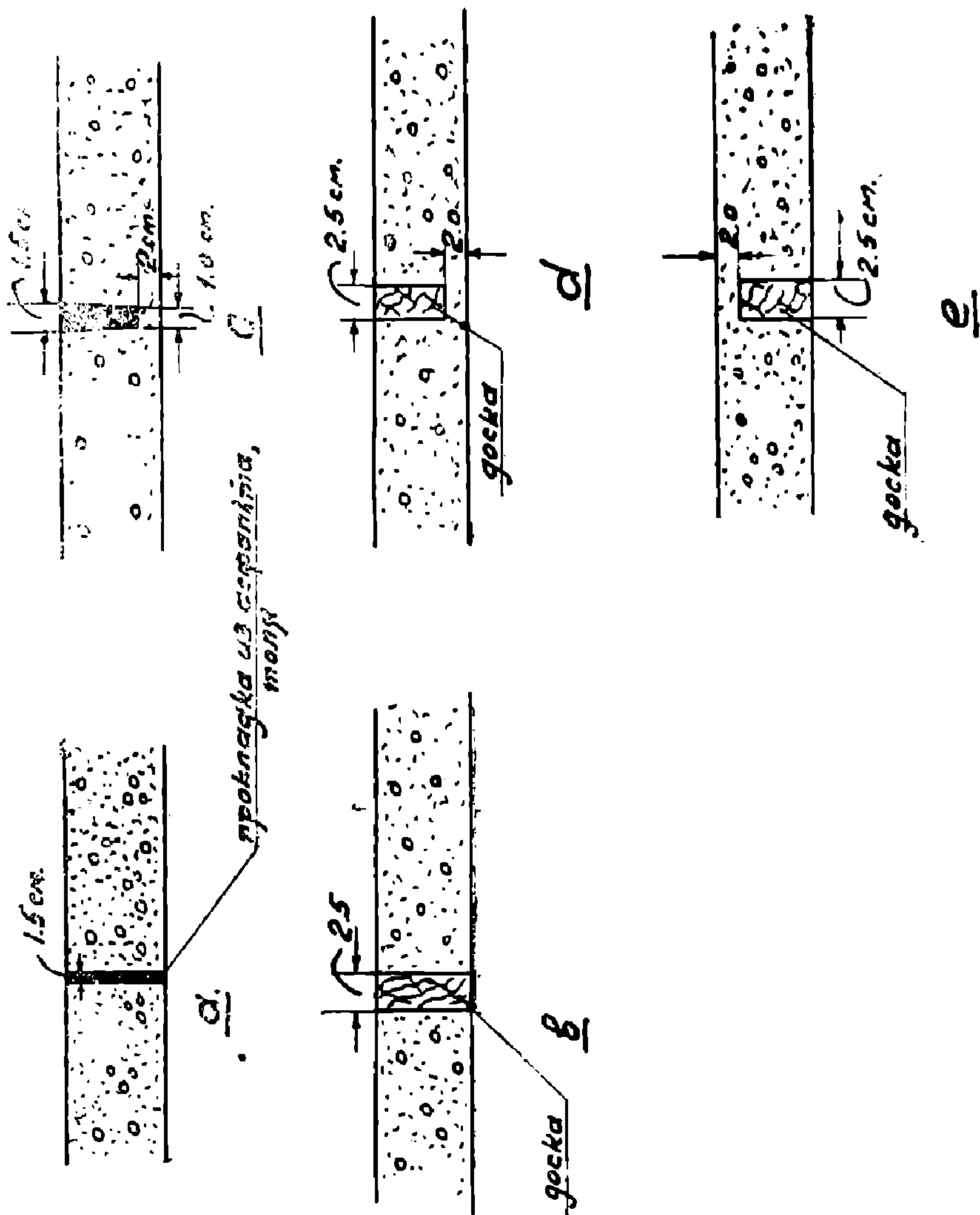
$$l = \frac{1,0}{0,000009 \cdot 100^\circ} \cong 1111,1 \cong 1100 \text{ см.}$$

Таким образом, приведенный элементарный расчет показывает, что для значительного размаха температурной амплитуды расстояние между температурными швами в бетонных лотках может быть принято в пределах: 10,0—15,0 метров. Для того, чтобы исключить всякую возможность вымывания грунта в неплотных щелях

<sup>1)</sup> Инж. Н. В. Макридин. «Одежда каналов, как средство борьбы с фильтрацией».

некоторых конструкций температурных швов, рекомендуется тонкие лотки укладывать на слое гравия или щебня, толщиной 10—20 см.

Однако это требуется не всегда, так как сама конструкция температурного шва может не допустить вымывания грунта. На (фиг. 14<sup>1</sup>) показаны различные конструкции температурных швов.



Фиг. 14.

Наиболее простым и дешевым типом является так называемый шов впритык (фиг. 14 а, в). Существенным недостатком этого ти-

<sup>1</sup>) Чертеж заимствован из книги Л. А. Королева и С. С. Гинко «Открытые подводящие каналы гидростанций», ОНТИ, 1937 г

на шва является отсутствие связи между отдельными секциями бетона и, следовательно, наличие возможности независимой про- садки секций.

На фиг. 14с показан шарнирный шов. Заложение не полной прорези (лишь на  $\frac{2}{3}$  высоты) производится асфальтом, заливаемым сверху цементным раствором. По данным опыта, тип шва ра- ботает хорошо. Несколько иные конструкции того же шарнирного шва показаны на фиг. 14 d, e. Щель заполнена доской прямо- угольной формы. Преимуществом этих двух типов швов является ис- ключительная простота их производства. На готовое спланирован- ное основание устанавливают на ребро доски и поверх их (и меж- ду ними) производят бетонирование.

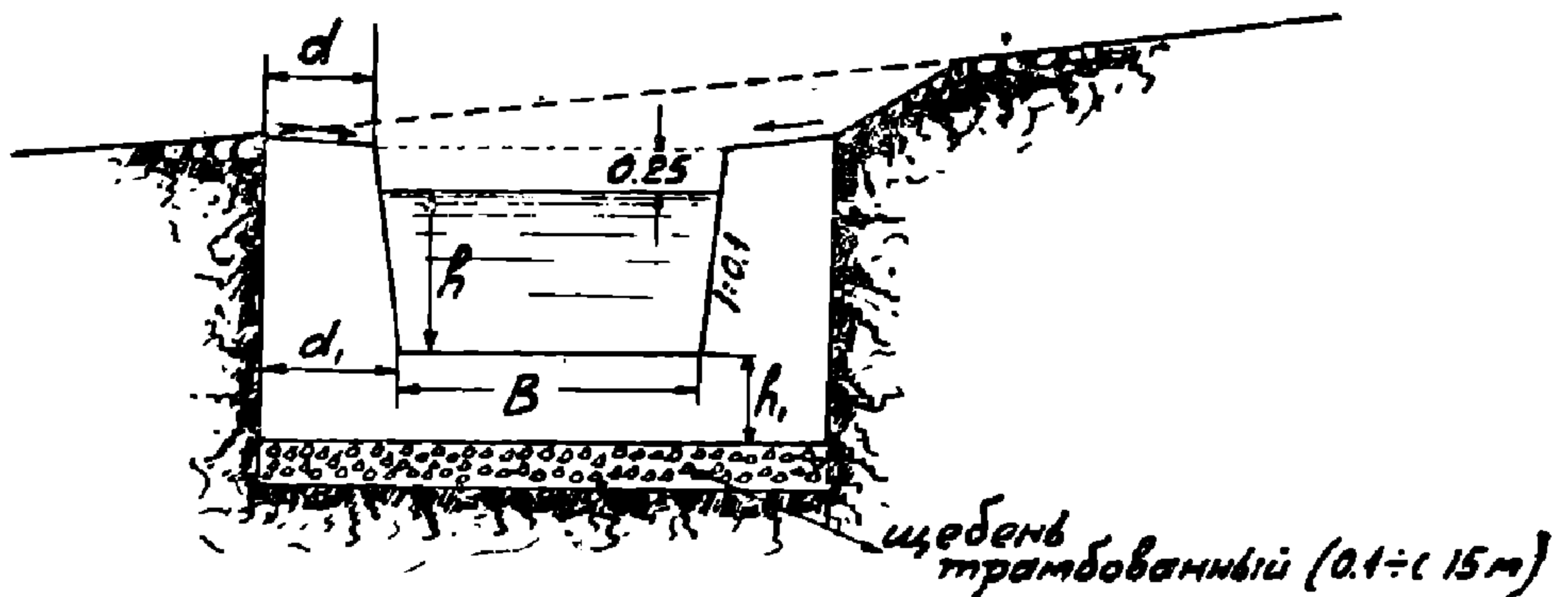
Прочность бетонного лотка во многом зависит от правильных методов его сооружения.

К числу необходимых мероприятий, при такого рода сооруже- ниях, следует отнести:

- 1) подготовку основания (уплотнение и выравнивание).
- 2) замочку основания.

При составлении технического проекта линии Адлер—Гагры были, например, приняты следующие типы бетонных лотков:

а) Для глубины лотка до 1 м. (фиг. 15) внешние грани боко- вых стенок делаются вертикальными, ибо при небольших глубинах-



Фиг 15.

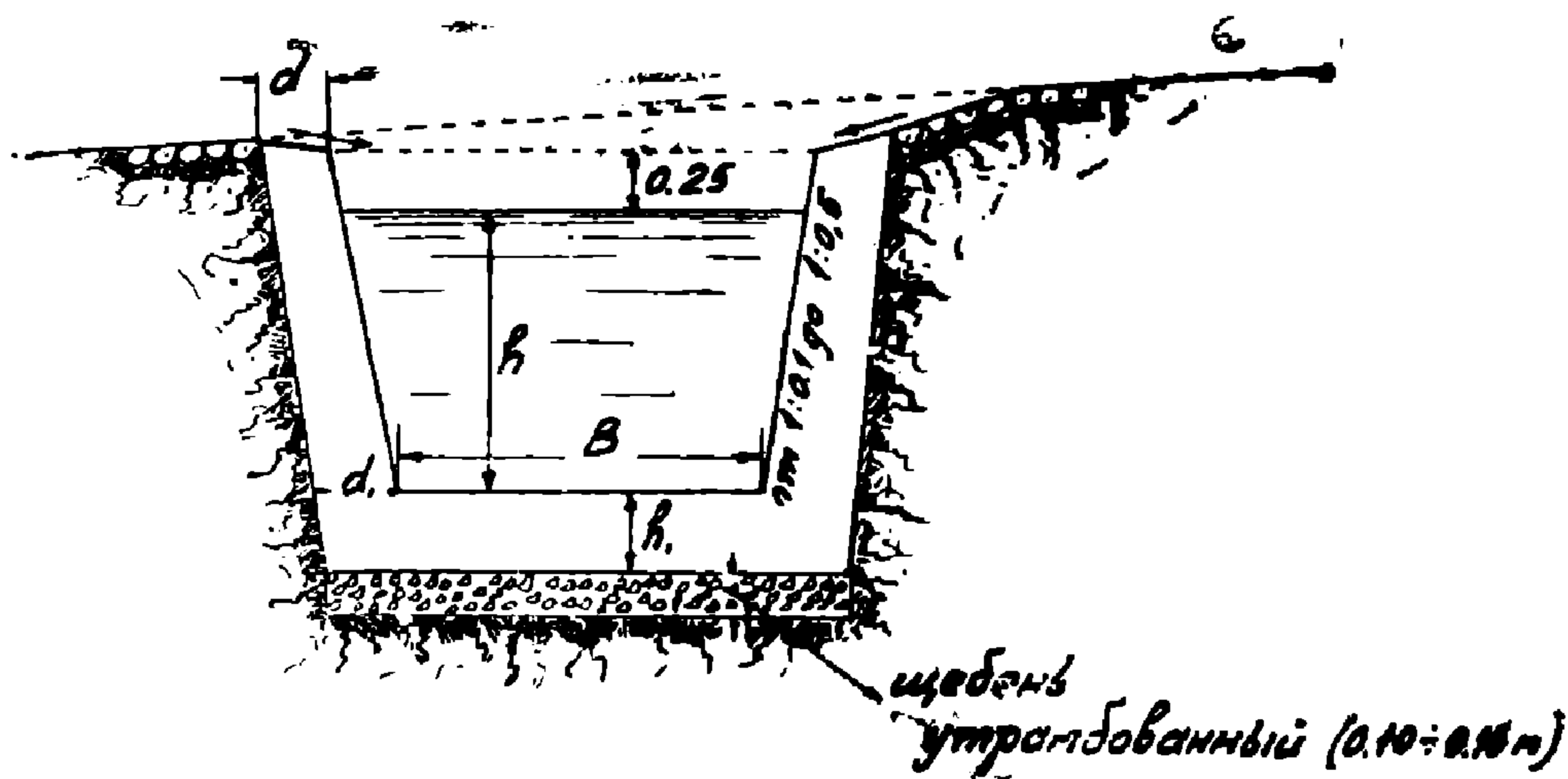
давление грунта на эти стенки будет незначительным. Перед за- кладкой такого рода лотков, на дне траншеи проводится засыпка щебеночного слоя в 10 см. с плотной его утрамбовкой. Это мера- приятие, как указывалось, обеспечит надежную работу основания, предотвратив возможные просадки его, а также исключит явление вымывания грунта под температурными швами.

Соотношения различных размеров лотка (показанных на чертеже буквами), в зависимости от глубины лотка, а также объема кладки соответственно отдельным размерам (на 1 пог. мет.), приведены в таблице № 3.

Таблица № 3<sup>1)</sup>

Глубина лотка $h$ (м)	Род кладки	Размеры			Объем кладки при $B$			
		$d$	$d_1$	$h_1$	0,6	0,8	1,0	1,5
0,5	Бетон марки R-28-90 кг/см <sup>2</sup>	0,15	0,20	0,15	0,33	0,36	0,39	0,46
0,75		0,20	0,25	0,20	0,56	0,60	0,64	0,74
1,00		0,40	0,50	0,20	1,22	1,26	1,30	1,40

в) При глубине лотка от 1 м. до 3 м. стенки лотков не делают вертикальными, в связи со значительным давлением грунта на внешние грани стенок (фиг. 16).



Фиг. 16

Все необходимые размеры (обозначенные на фиг 16 буквами), также объем кладки соответственно разным размерам (на 1 погонный метр) приведены в таблице № 4.

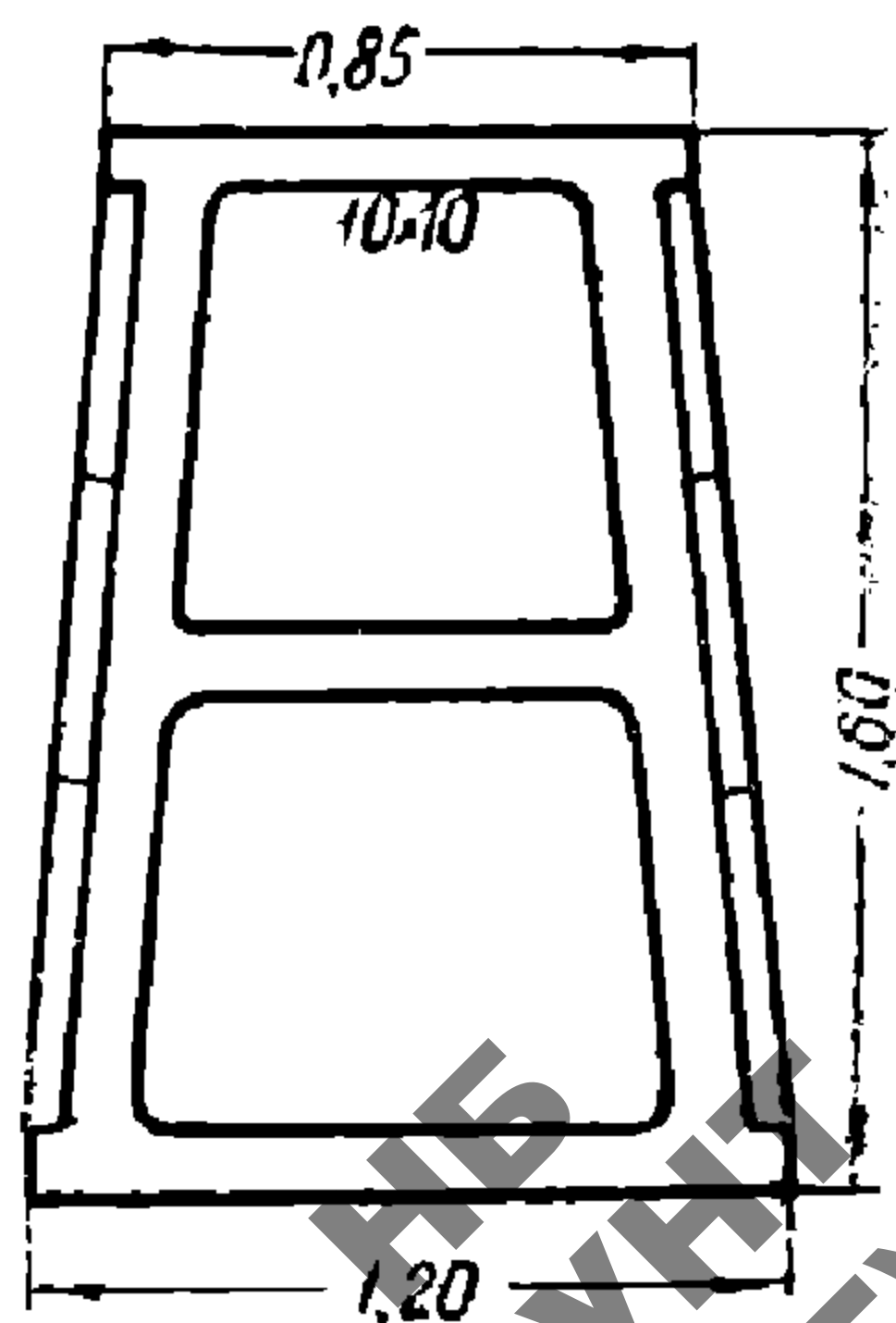
<sup>1)</sup> Таблица заимствована из технического проекта линии Адлер-Гагры. Союзтранспроект.

Глубина лотка h в м.	Род кладки	Размеры			Объем кладки при B			
		d	d <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	0,6	0,8	1,0	1,5
1,25	Бетон марки B-28-90 кг/см <sup>2</sup>	0,6	0,85	0,25	2,37	2,42	2,47	2,59
1,50		0,6	0,90	0,27	2,88	2,93	2,99	3,12
1,75		0,6	0,98	0,28	3,46	3,52	3,57	3,71
2,0		0,6	1,05	0,30	4,09	4,15	4,21	4,36
2,25		0,65	1,08	0,37	4,90	4,97	5,05	5,23
2,50		0,70	1,10	0,45	5,72	5,81	5,90	6,12
2,75		0,72	1,30	0,45	6,96	7,05	7,14	7,36
3,0		0,75	1,50	0,45	8,33	8,42	8,51	8,73

Железобетонные лотки могут быть сделаны либо рамного типа, либо в виде цельного ящика-короба. В первом случае конструкция железобетонных лотков аналогична конструкции деревянных лотков рамного типа, т. е. устанавливается система железобетонных рам (прямоугольного или трапециoidalного сечения), за которые заводятся специально сделанные железобетонные доски. В качестве примера такого рода железобетонных лотков можно указать на конструкцию ж. б. лотков, применяющихся на Ленинской железной дороге (фиг. 17). Эти лотки, как уже отмечалось, отличаются от деревянных значительно большим совершенством (прочностью и долговечностью). Но при этом обходятся намного дороже. О конструкции железобетонных лотков иного типа подробно написано в нижеследующей главе 5-й.

### 3. Лотки из бутовой кладки

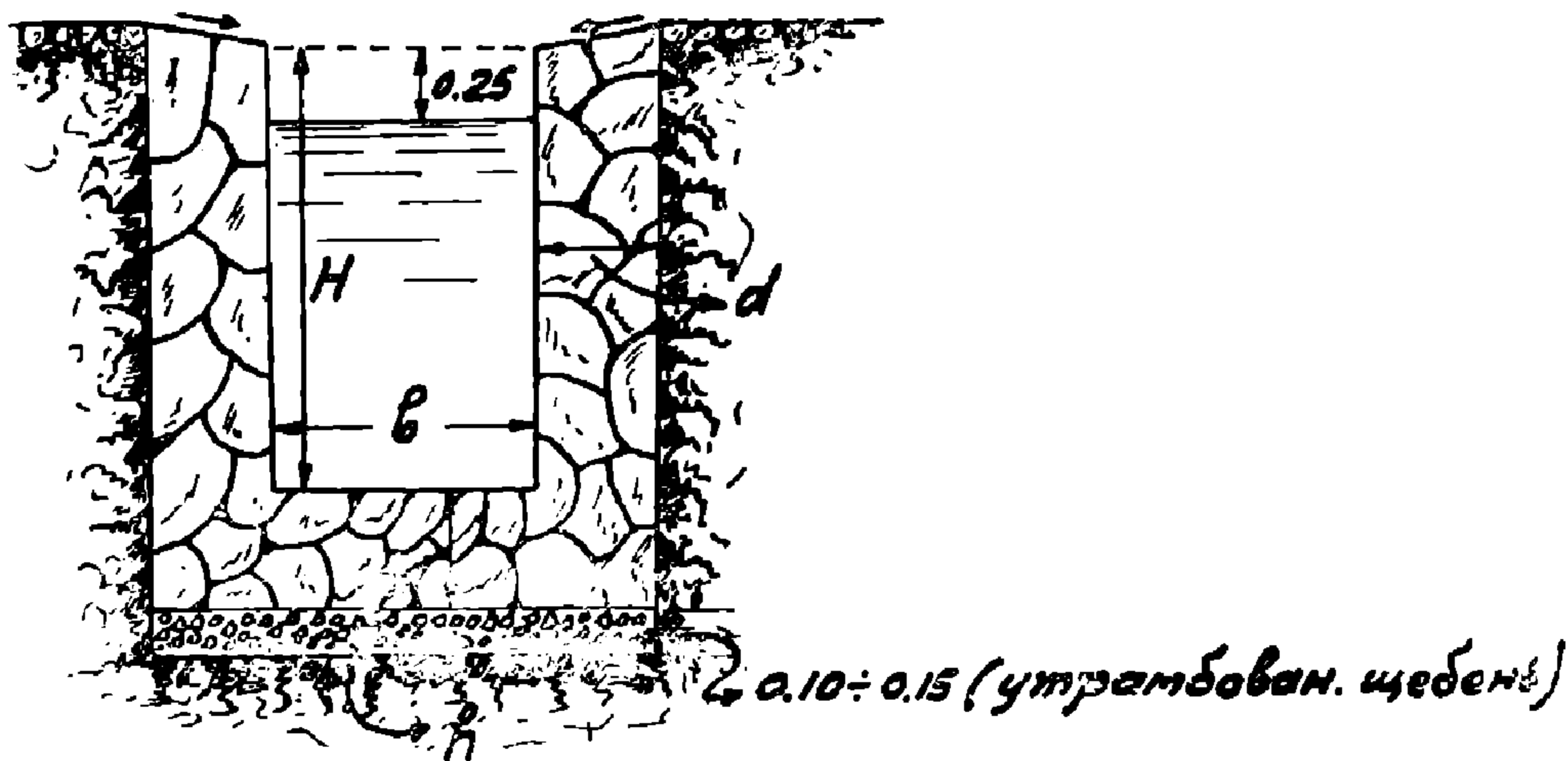
Чаще всего выбор материала сооружения диктуется местными условиями. Очевидно, что наличие в большом количестве бутового камня в данном районе может служить веской причиной для применения этого рода материала к сооружению лотков.



Фиг. 17

Стенки лотков из бутовой кладки работают как подпорные, поэтому их поперечные размеры должны удовлетворять условию прочности и устойчивости под давлением грунтовой массы. Указанное обстоятельство приводит к весьма солидным размерам стенок лотков из бутовой кладки при значительных глубинах, что обходится очень дорого. Естественно, поэтому, что лотки из бутовой кладки выгодно применять лишь при незначительной их глубине. При устройстве лотков из бутовой кладки для целей поверхностного водоотвода в условиях влажных грунтов рекомендуется производить кладку всухую. При производстве же кладки следует за внешними стенками лотка предусмотреть устройство дренажа (хотя бы в виде слоя крупного песчаного песка толщиной 0,20—0,25 м.), с выводом в тот же лоток, например, с помощью трубок.

Указанные меры необходимы для того, чтобы предотвратить разжижение грунта у стенок лотка. Коэффициент трения такого грунта близок к нулю, поэтому сильно возрастает давление на стенки лотков. Следствием такого сильного давления могут быть изломы стенок лотка. Один из типов каменных лотков показан на фиг. 18<sup>1)</sup>.



Фиг. 18

Соответственно буквенным обозначениям на чертеже, в таблице № 5 даны принятые численные границы применимости этих лотков, а также объема кладки на 1 погонный метр.

<sup>1)</sup> Из проекта Гагры—Сухуми. Союзтранспроект.

Глубина лотка Нм	Род кладки	Размеры		Объем кладки при .В°				
		d	h	0,6	0,8	1,0	1,5	2,0
1,25	Бутовая на растворе	0,75	0,30	2,50	2,56	2,62	2,77	2,92
1,50		0,90	0,40	3,66	3,74	3,82	4,02	4,22
1,75		0,95	0,40	4,33	4,41	4,49	4,69	4,89
2,00		1,00	0,40	5,04	5,12	5,20	5,40	5,60
2,50		1,25	0,40	7,49	7,57	7,65	7,85	8,05
3,00		1,50	0,50	10,80	10,90	11,0	11,25	11,50

Для того, чтобы обеспечить бесперебойную и безотказную работу лотков любого типа, необходимо осуществить систематический уход за лотками и наблюдение за их работой. Лотки нуждаются в периодической прочистке. Особенно опасно загрязнение лотков, отводящих не только поверхностную воду, но и подземную, ибо это приводит к уже упоминавшимся обстоятельствам возможных деформаций лотка.

С осени лотки следует прикрывать хворостом, досками, старыми шпалами, пластинами, чтобы, с одной стороны, предотвратить попадание в них снега, который затем весной трудно очищать, а с другой стороны, предохранить земляное полотно от промерзания с боков.

Лотки иногда устраивают не только с целью сбора и отвода поверхностных вод, но, это уже подчеркивалось, также с целью сбора и отвода подземных вод:

Для того, чтобы обеспечить доступ подземных вод в лоток, у последнего в стенках устраивают щели. Довольно часто в деревянных лотках щели осуществляются путем оставления просветов между досками или пластинами шириною 5—10 мм. Такая конструкция щелей не может быть рекомендована к применению, ибо дерево, находящееся постоянно в мокром грунте, разбухает. Если принять увеличение поперечного сечения дерева при переходе его из полусухого состояния в состояние полной насыщенности водой в 5%<sup>1)</sup>, то при ширине шпалы в 25 см. получится, что раз

1) Проф. Г. М. Шахунянц. «Ликвидация пучин на ж.-д. пути».

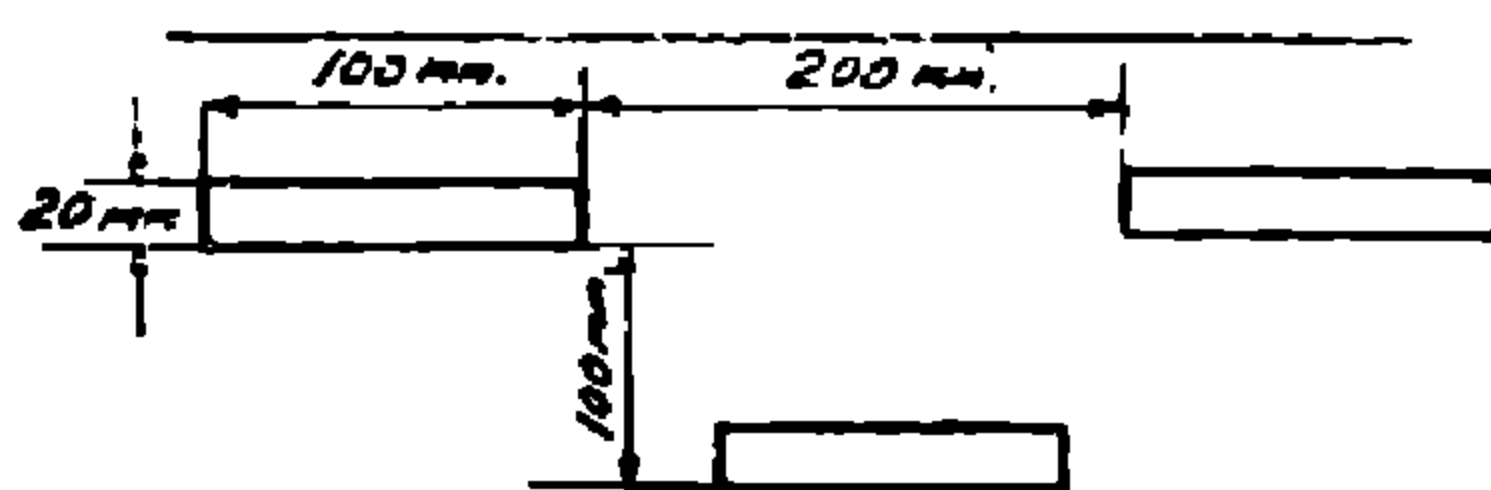
бухание дерева уменьшит щели лотка на величину  $0,05 \times 25 = 1,25$  см.

Следовательно, при разбухании дерева просветы между досками или пластинами могут совершенно закрываться, если величина этих просветов была недостаточна.

Гораздо целесообразнее, исходя из приведенных соображений, устраивать щели в виде треугольных или прямоугольных вырезов, как это рекомендуется проф. Г. М. Шахупянец.

Вопрос о выборе формы и величины щелей имеет большое практическое значение, ибо если щели закрываются, — подземная вода, не имея выхода, начинает приводить к разжижению грунта за стенками лотка. Как указывалось, последнее может стать причиной сильного возрастания давления на стенки лотка, что, в свою очередь, может привести к деформации лотка. В целях борьбы с суффозией<sup>1)</sup> грунтовых вод через щели, особенно в плывунах, рекомендуется обязательная засыпка за стенкой лотка слоя крупнозернистого песка, толщиной не менее 0,15—0,25 м.

В бетонных и железобетонных лотках подземные воды впускаются в лоток через щели, сделанные в стенках его в виде прямоугольных вырезов размером 100 мм.  $\times$  20 мм., расположенных в шахматном порядке так, как это показано на фиг. 19а.



Фиг. 19-а

За последние годы ЦНИИ НКПС был проведен анализ работы лотков в районах с суровым климатом. В результате анализа ЦНИИ железных дорог Восточной Сибири и Дальнего Востока.

Основными причинами этого обстоятельства являются:

- 1) Частая деформация лотков.
- 2) Изменение теплового режима земляного полотна.

<sup>1)</sup> Суффозией называется вымывание частиц грунта потоком подземных вод.

Явления деформаций лотков связаны с особенностью районов вечной мерзлоты, в условиях которых, в связи с процессами пучения грунта, часто наблюдаются такого рода явления.

Инж. Еленевский указывает<sup>1)</sup>, что глубокие лотки из бута на цементном растворе «...несмотря на значительное усиление поперечного сечения и армировку рубками рельсов, — легко раздавливались силами, возникающими при протекании морозного процесса, вызывающего пучение грунта». По поводу изменения теплового режима в земляном полотне инж. Клевцов указывает, например<sup>2)</sup>, на то, что:

«1. При устройстве лотков в выемках, пройденных в мерзлоте (в районах распространения так называемой «вечной» мерзлоты), увеличивается глубина протаивания мерзлоты под дном и за боковыми стенками лотков, что влечет к увеличению мощности деятельного слоя, в котором, как известно, происходят все вредные процессы, связанные с морозным пучением грунтов и выветриванием горных пород. Если лотки имеют большие расходы воды, то под дном таких лотков, с течением времени, могут образоваться сквозные талки, что при очень плохой несущей способности талых грунтов может создать угрозу для устойчивости откосов выемки и явиться причиной образования оползней и крупных сплывов».

Приведенные материалы показывают, что лотки не могут быть применены в такой же мере в районах с суровым климатом, как на дорогах, проходящих в обычных условиях.

## ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ

### **Конструкции перепадов и гасителей энергии при них. Анализ различных конструкций перепадов, границы применимости**

В главе второй уже указывалось на то, что при сооружении водоотводных канав, в известных случаях, приходится прибегать к устройству перепадов и быстротоков. При этом перепад может иметь как одну ступень (одноступенчатый), так и несколько ступеней (многоступенчатый). В зависимости от условий работы не-

<sup>1)</sup> «Проектирование и возведение земляного полотна в особых условиях». Сборник статей, стр. 106, Трансжелдориздат, 1940 г.

<sup>2)</sup> То же, стр. 153.

репада, расхода и скорости протекающей воды, в практике железных дорог устраивают перепады с гасителями энергии при них и без таковых.

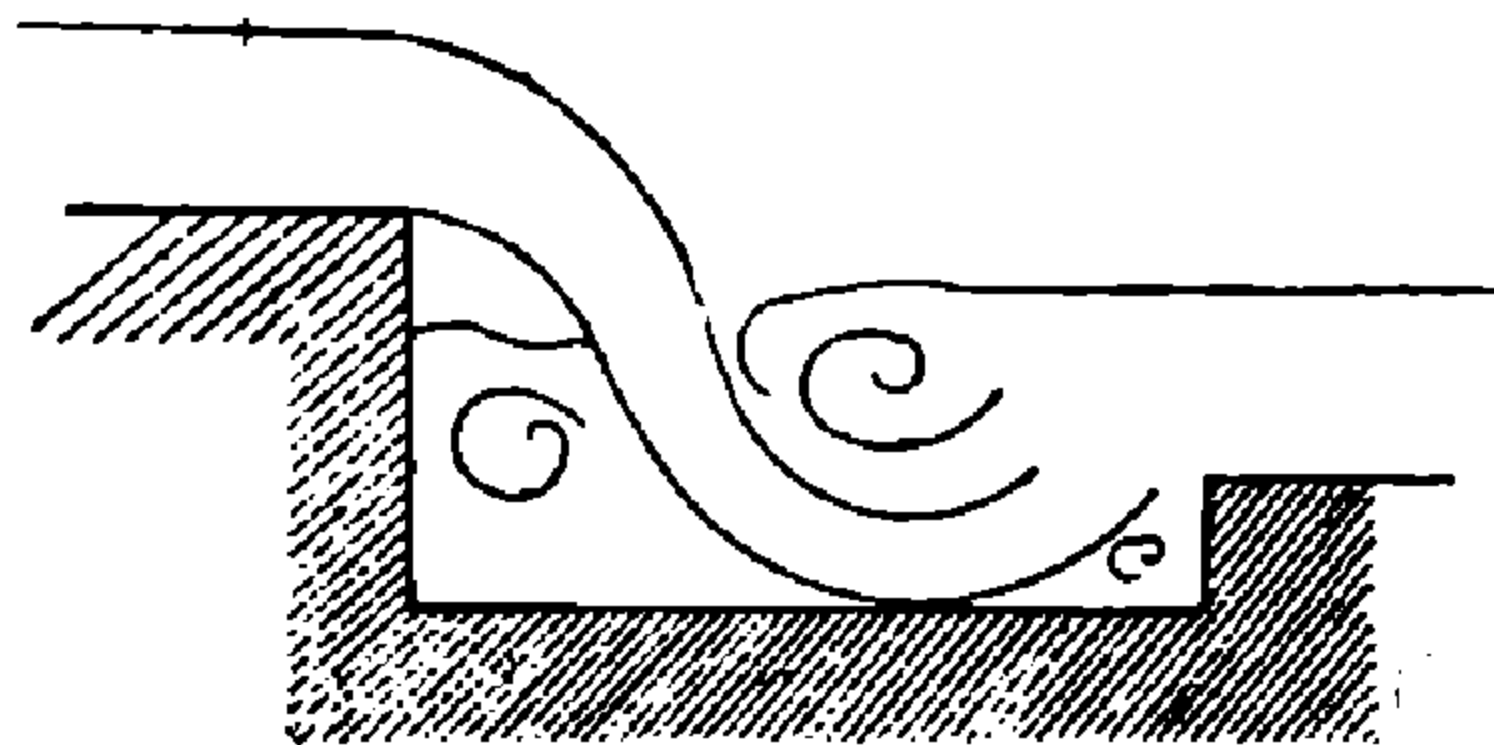
При небольшой высоте ступени перепадов, достигающей до 0,5 — 1,0 м., и при малых расходах (до 0,6 м<sup>3</sup>/сек.) и скорости воды (до 2—2,5 м/сек.) перепады обычно устраивают без гасителей энергии.

Каждый раз, в зависимости от конкретных условий, необходимость в специальных гасителях энергии определяется расчетом.

Всякий перепад содержит в себе следующие элементы:

- |                          |                                |
|--------------------------|--------------------------------|
| 1) Входную часть (вход). | 3) Водобойную часть (водобой). |
| 2) Стенку падения.       | 4) Выходную часть (выход).     |

1. Входная часть может быть осуществлена либо в виде водослива с широким порогом (что чаще всего бывает в практике железных дорог (фиг. 19), либо в виде водослива практического профиля. Водослив практического профиля может быть сделан как в форме приподнятого порога (фиг. 38), так и в форме щелевого перепада (фиг. 39), что, впрочем, делается довольно редко. Основное назначение последних двух типов состоит в том, чтобы при наличии переменного расхода воды в верхнем бьефе обеспечить допустимые скорости течения воды.



Фиг. 19

**2. Стенка падения** сооружается по одному из следующих типов:

- 1) Вертикальная (фиг. 33).
- 2) Наклонная (фиг. 27).
- 3) Криволинейная (фиг. 28).
- 4) Ступенчатой формы (фиг. 29).

Наиболее часто применяются первые два типа стенок падения.

При большой высоте падения довольно часто устраивают ступенчатую форму стенок и тогда такие перепады называют многоступенчатыми. При этом обычно многоступенчатые перепады устраивают с водобойными стенками на выходе из водобойных частей каждой ступени для уменьшения длины ступени. В таком случае многоступенчатые перепады носят название колодезных<sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> М. Д. Чертоусов «Специальный курс гидравлики».

**3. Водобойная часть** устраивается либо гладкой, либо шероховатой по одному из следующих типов усиленной шероховатости:

- а) ребристое дно (фиг. 23);
- б) бетонные шапки (фиг. 24);
- в) зубья (фиг. 25);
- г) камни, втопленные в бетонное дно (фиг. 26).

Конструктивное оформление водобойной части, так же как подробное описание конструкций всех прочих элементов перепада, рассмотрено дальше.

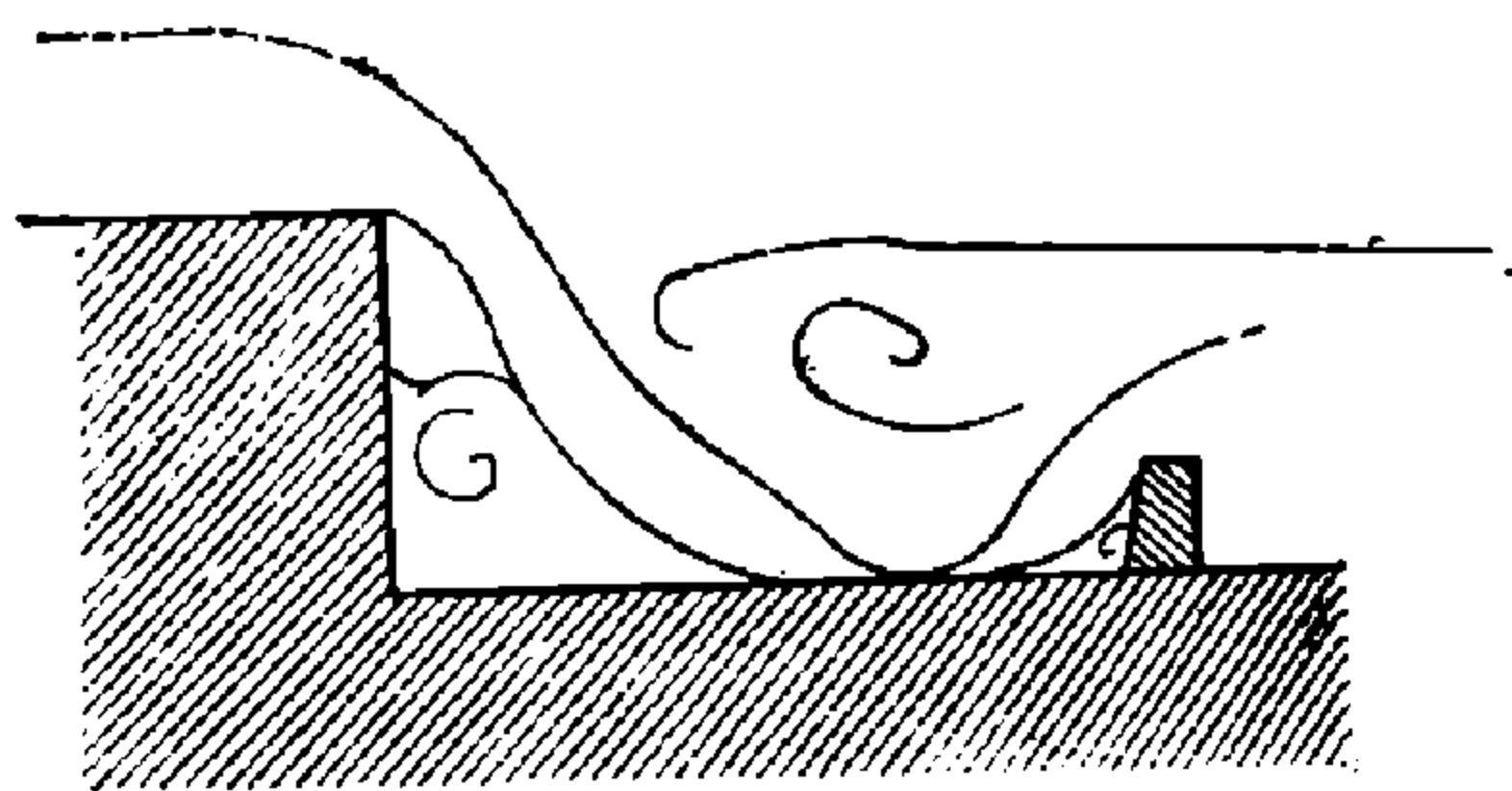
**4. Выходная часть** может быть сделана по одному из следующих типов:

а) нижний бьеф канавы является непосредственным продолжением водобойной части перепада, без устройства каких-либо специальных конструкций гасителей энергии (фиг. 30);

б) выходная часть является водосливом с широким порогом. Иначе говоря, при перепаде устраивается гаситель энергии в виде водобойного колодца (фиг. 19).

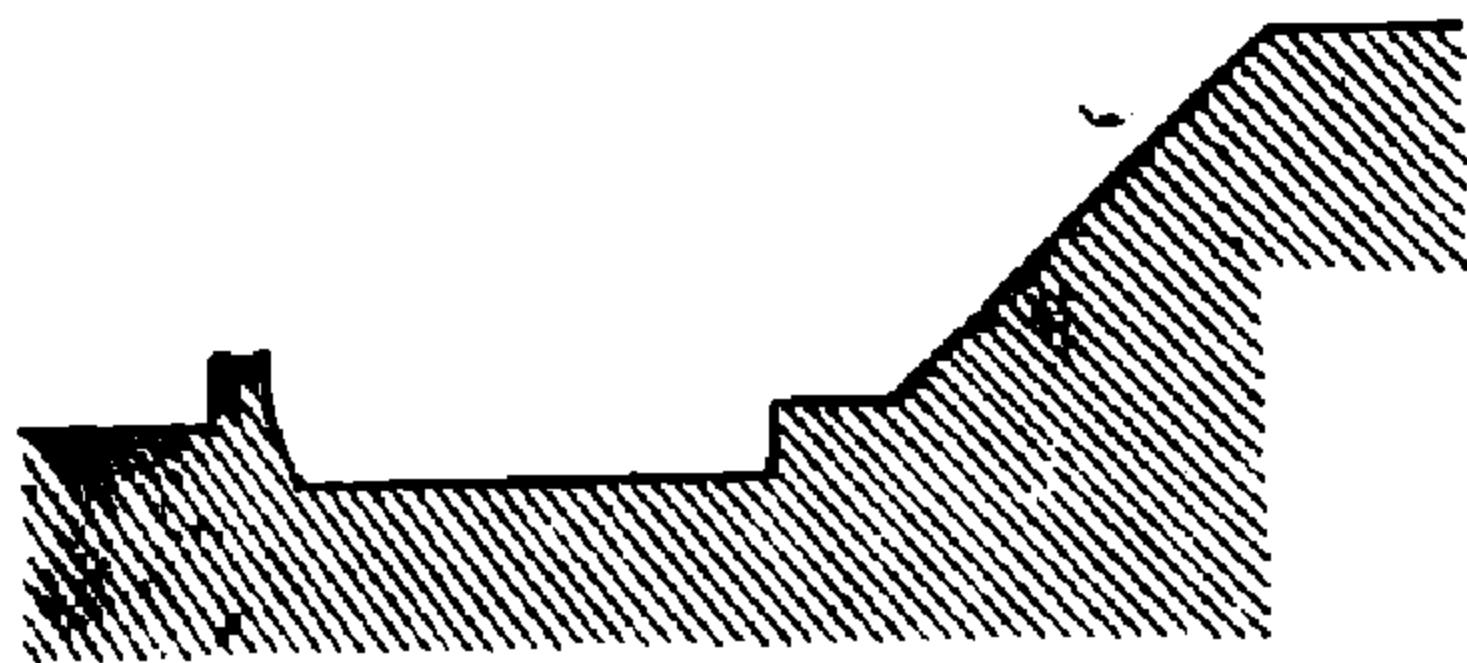
в) Выходная часть является водосливом практического профиля. Иначе говоря, при перепаде устраивается гаситель энергии в виде водобойной стенки (фиг. 20).

Кроме того, на выходе из перепада могут быть сделаны гасители энергии специального типа:



Фиг. 20

1) Гаситель энергии Шоклича (A. Schoklitsch). (фиг. 21).



Фиг. 21

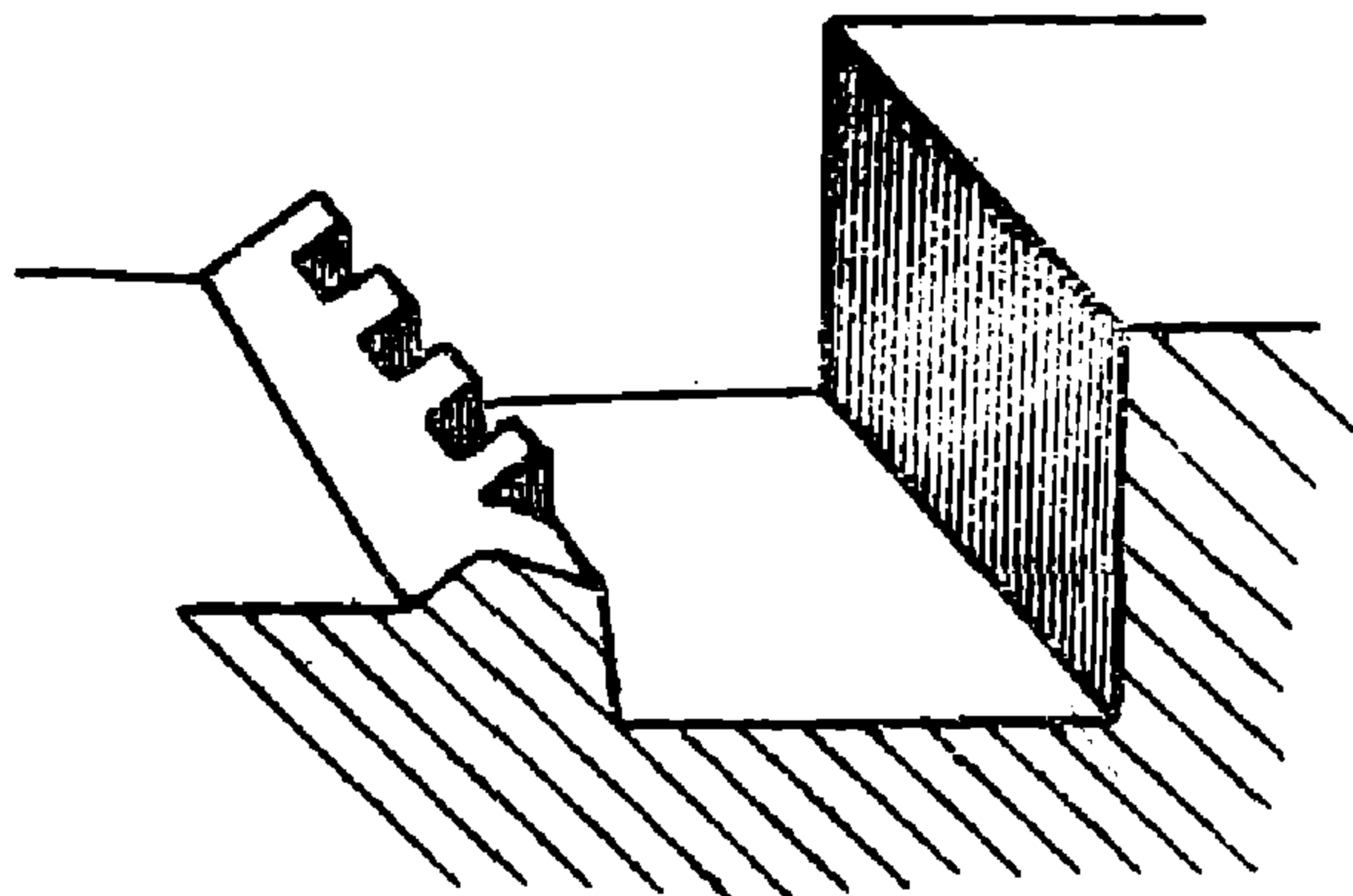
2) Зубчатый порог Ребова (фиг. 22).

ДИИТ

НБ  
ДУИТ  
(ДИИТ)

Рассмотрим теперь конструктивные особенности в устройстве перепадов и гасителей энергии при них.

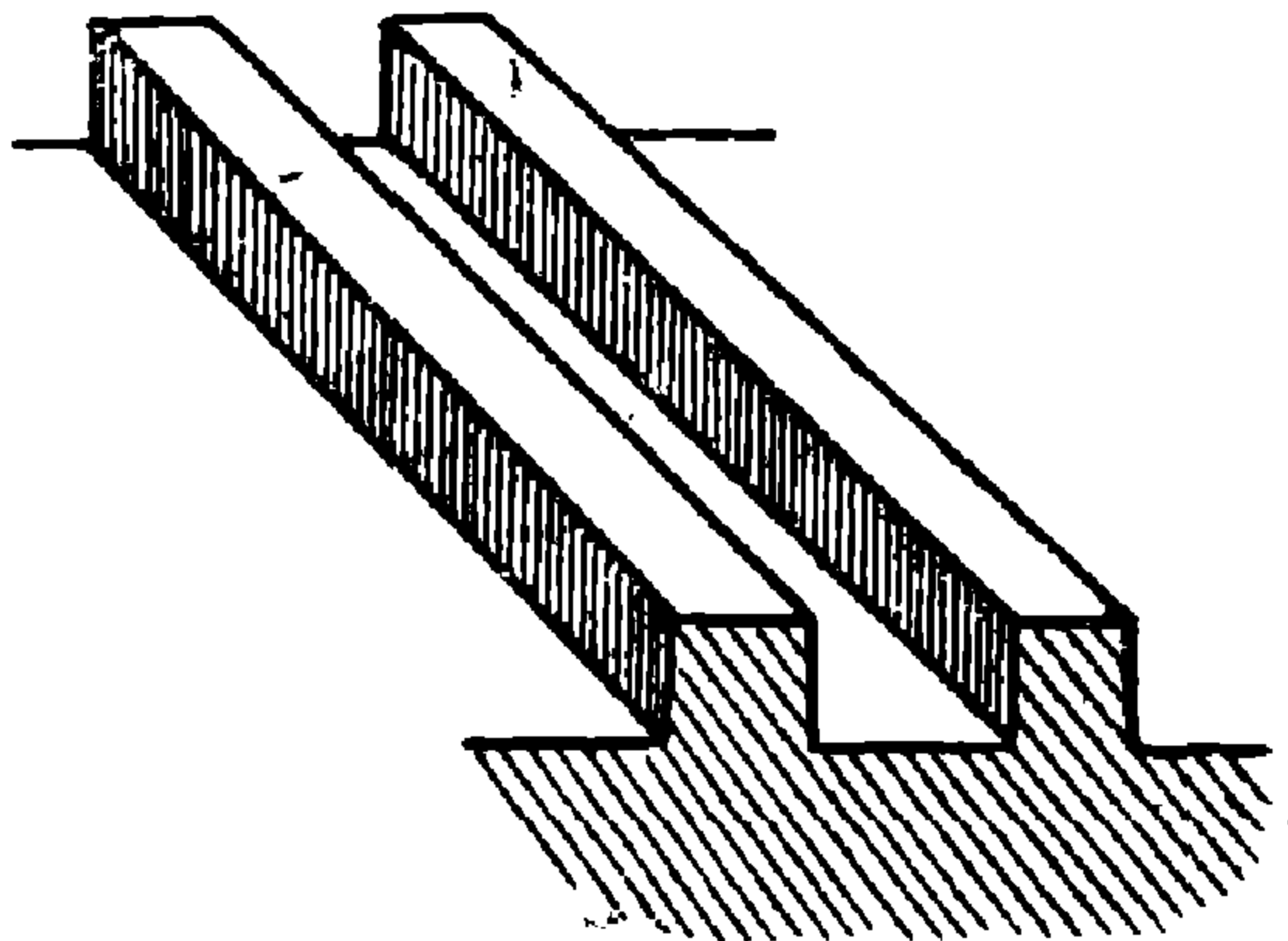
Для устройства перепадов и гасителей энергии при них применяются самые различные материалы: дерево, бутовый камень, бетон и железобетон.



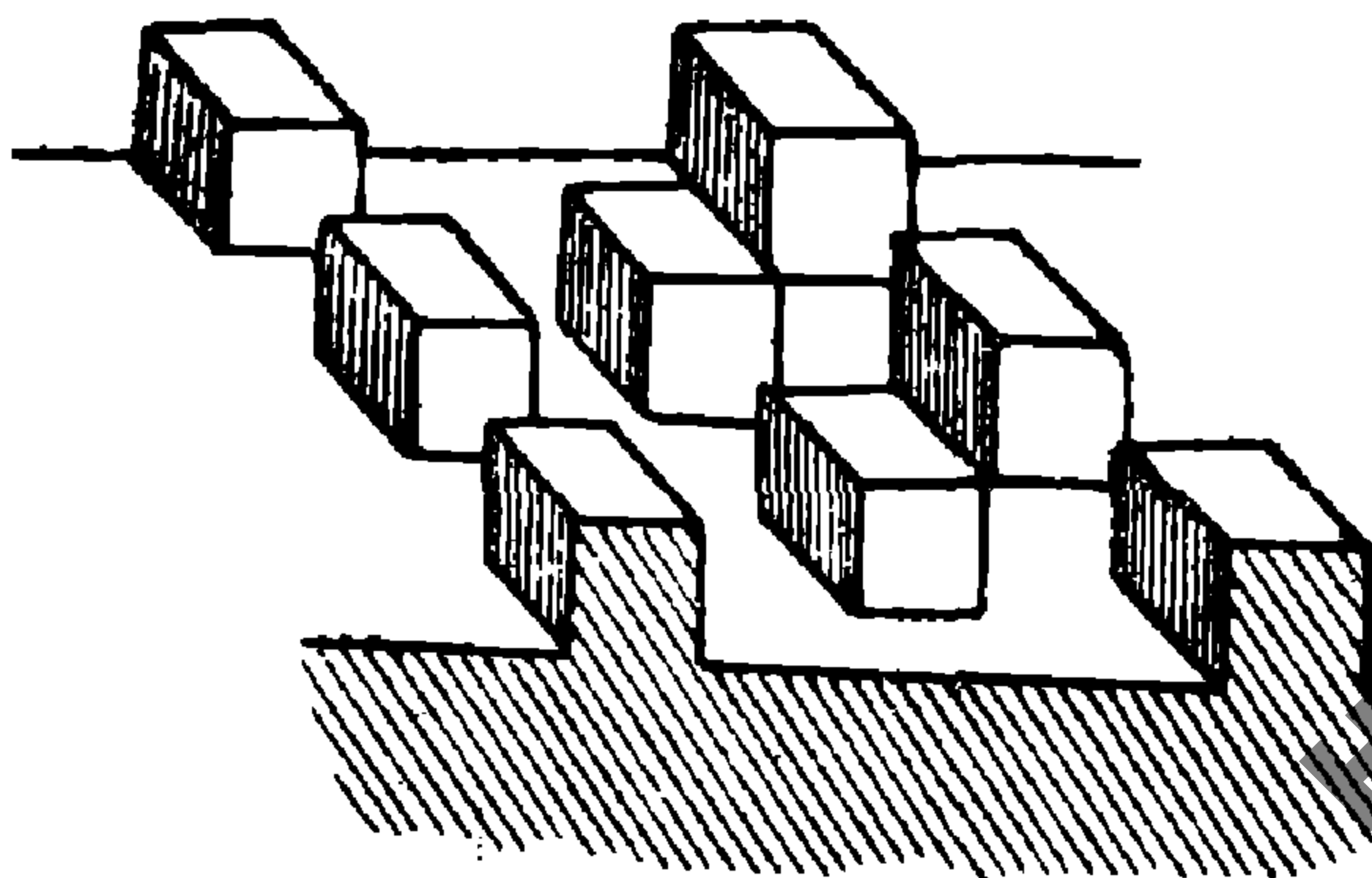
Фиг. 22

### 1. Деревянные перепады.

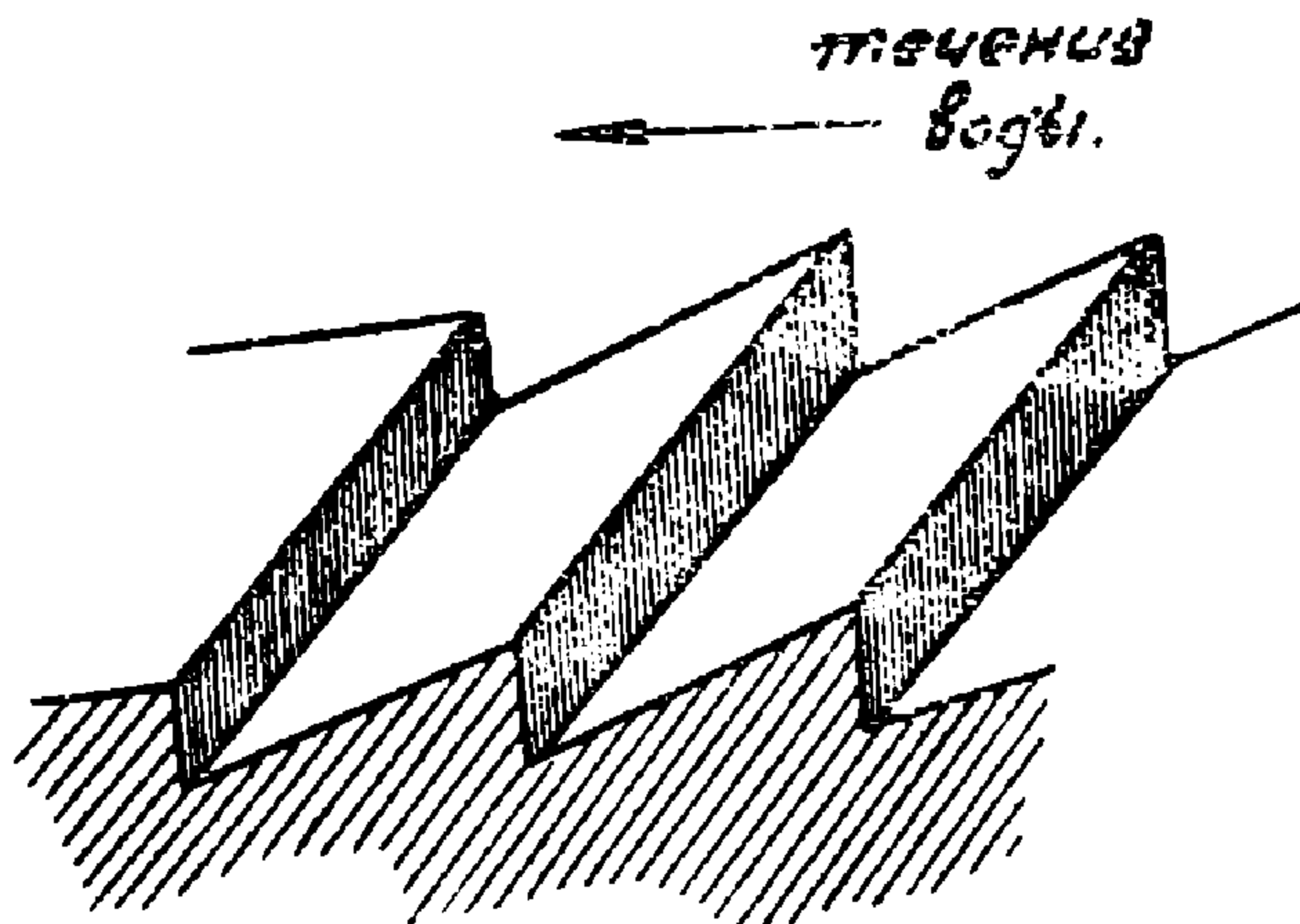
Следует отметить, что деревянные перепады в практике железных дорог применяются сравнительно редко. Возможность их применения обуславливается прежде всего сравнительной недолговечностью. Только в условиях постоянно текущей во-



Фиг. 23



Фиг. 24



Фиг. 25

ды они могут сохраняться более продолжительное время. Входная часть деревянного перепада должна быть укреплена против размыва двойным или одиночным мощением на протяжении 2—4 м. Главнейшей особенностью конструкции деревянных перепадов является устройство стенки падения и водобойной части (флютбета).



Фиг. 26

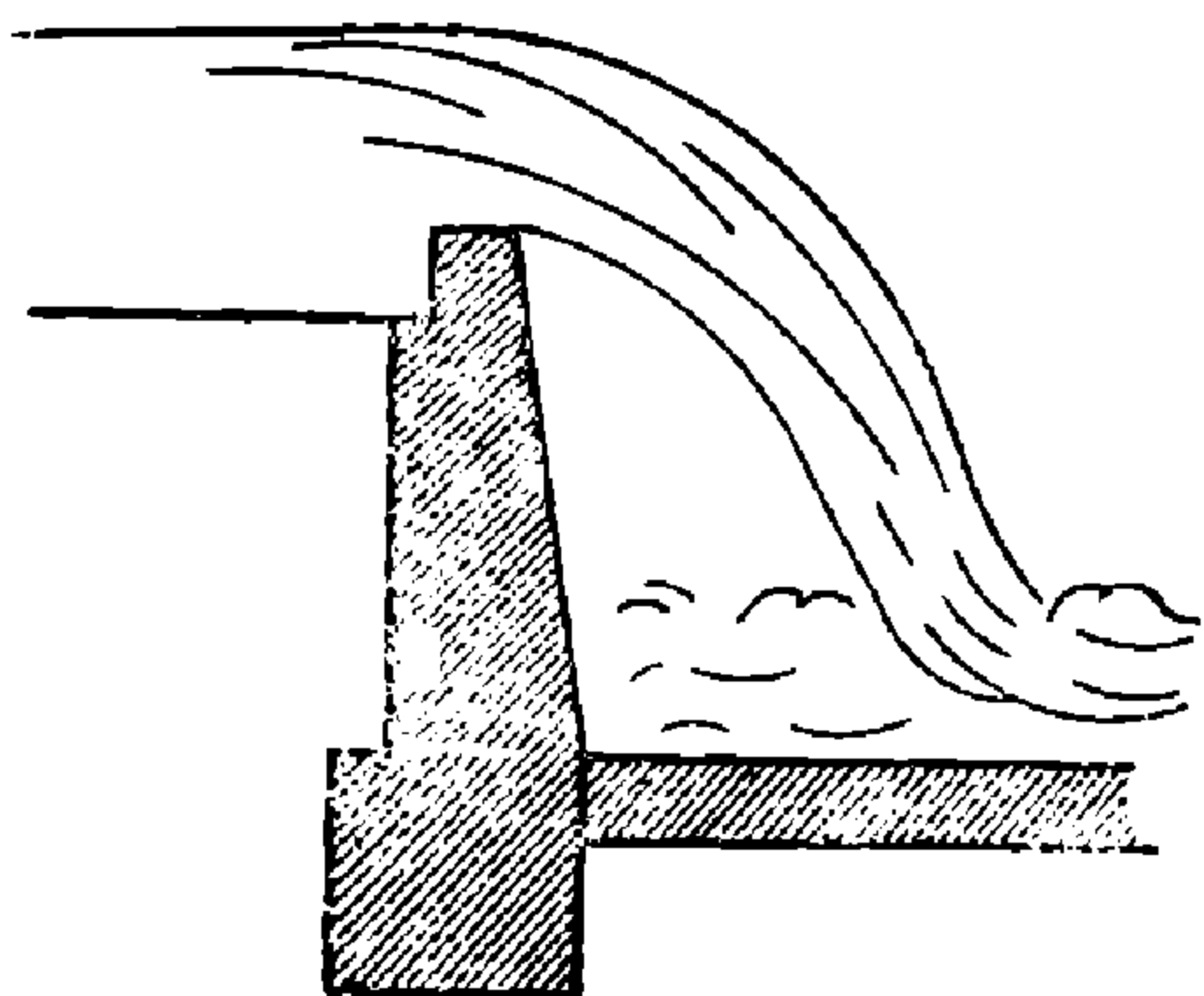
Стенка падения в деревянных перепадах обычно образуется ряжевými ящиками (фиг. 30), заполненными либо камнем, либо глинобетоном<sup>1)</sup>.

Применение глины в чистом виде для указанных целей не рекомендуется, ибо зимой при замерзании глина пучится, что приводит в расстройство ряжевые ящики. Если ряжи заполняются камнем, то стенки первых должны иметь крупные щели (3—5 см.), чтобы обеспечить свободное и быстрое вытекание воды из ряжа. Размеры ряжей, в целях получения устойчивости последних, по данным многолетней практики гидротехнических сооружений, обычно принимаются такими, чтобы ширина ряжа равнялась его высоте. Однако каждый раз выбор размеров ряжа должен быть проверен расчетом.

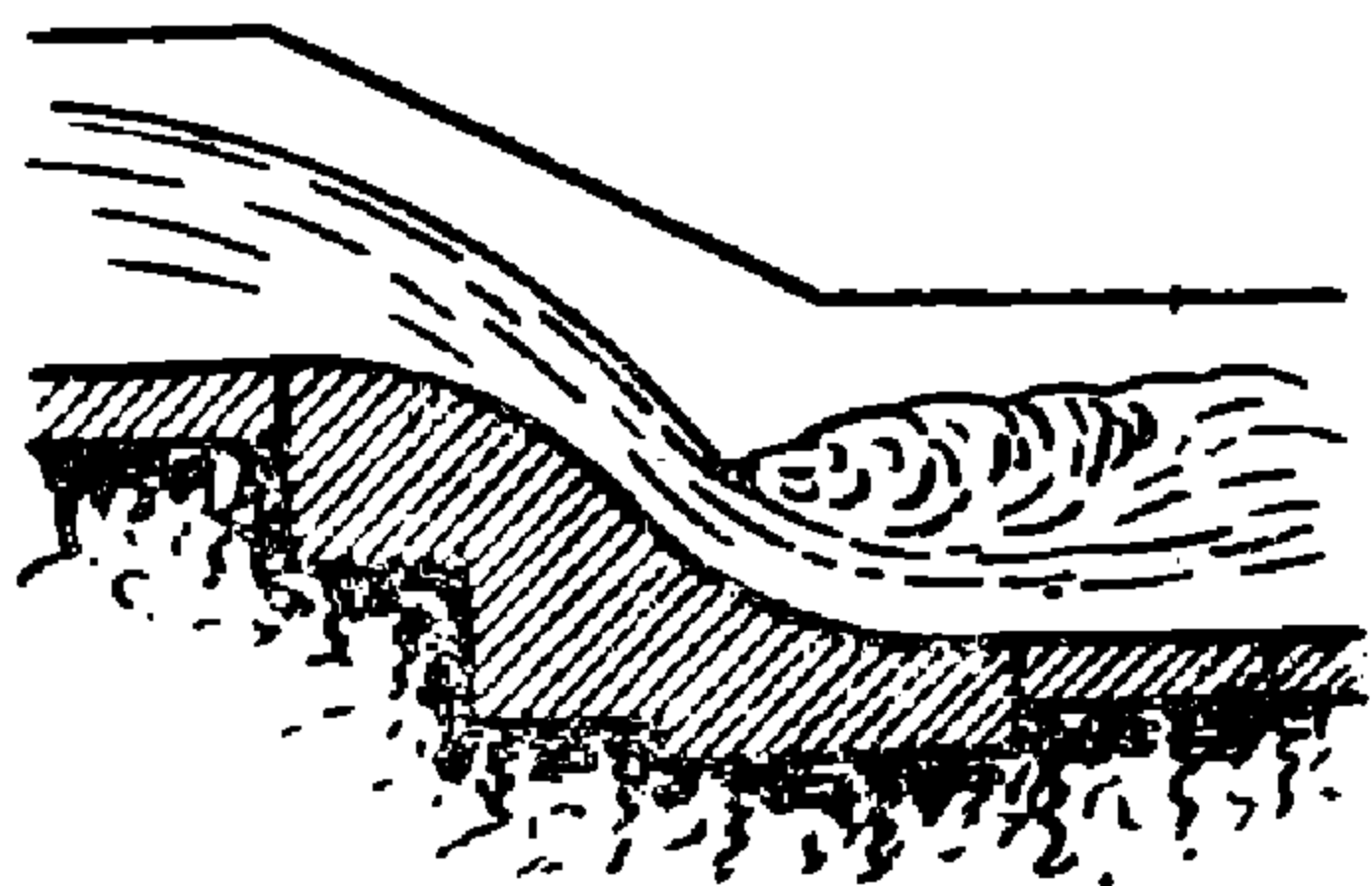
Флютбет может быть выполнен либо из каменной наброски, обшитой деревянным полом на сваях, либо из глинобетонной подушки, покрытой таким же полом. Толщина подушки и расстанов-

<sup>1)</sup> Глинобетоном называют смесь глины с песком, в которой глина содержится в пределах 7—15 проц.

ка свай под деревянным полом устанавливаются расчетом. В тех случаях, когда грунт основания не позволяет забивку свай, флютбот иногда осуществляют из серии ряжевых ящиков, поставленных рядом один за другим.



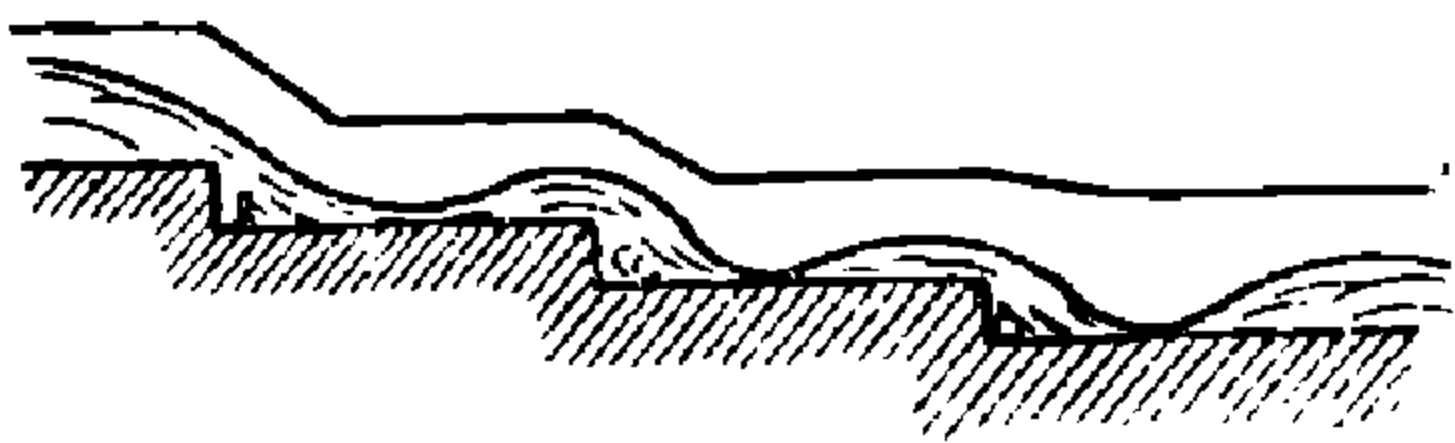
Фиг. 27



Фиг. 28

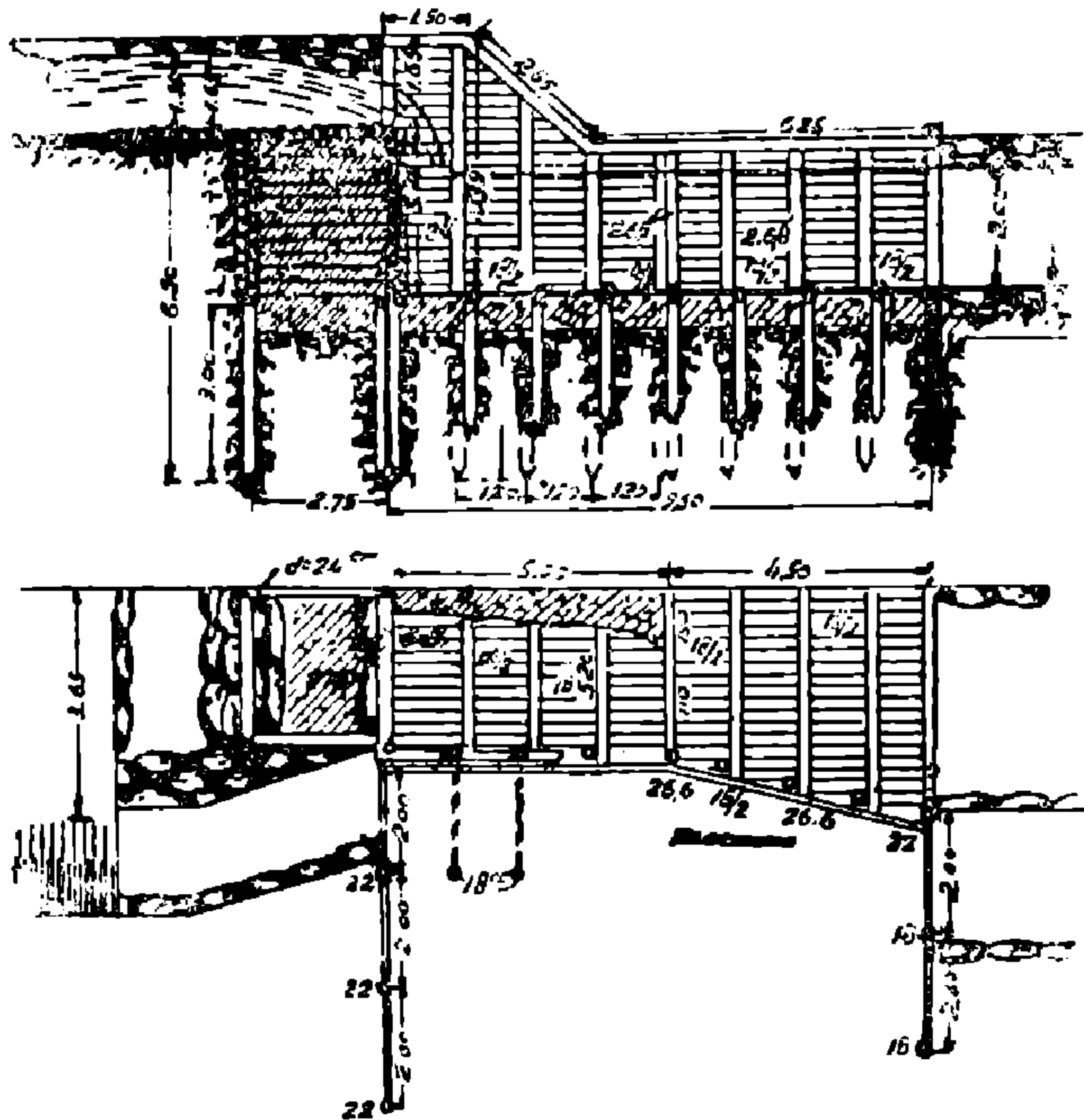
Для того, чтобы предупредить фильтрацию воды из верхнего бьефа в грунт — под ряжевые ящики (стенки падения) и флютбет, а также в конце флютбота должны быть приняты специальные меры. Ибо фильтрующая вода может привести к постепенному вымыванию глинобетона как из ряжевых ящиков, так и из подушки флютбета, что в свою очередь может привести к деформации сооружения. К числу специальных мер против фильтрации воды как с боку ряжевых ящиков, так и под ними могут быть применены, например, шпунтовые стенки (фиг. 30), установленные как в пределах перепада, так и вне его в виде боковых крыльев (для предотвращения фильтрации сбоку).

Кроме шпунтовых стен для борьбы с фильтрацией применяют также и другие меры, которые чаще употребляются при перепадах из камня, бетон, железобетона. Поэтому их описание сделано в разделе, относящемся к перепадам из этих последних материалов. В качестве примера деревянного перепада можно указать на конструкцию, запроектированную в средней Азии на арыке Кашкалдак<sup>1)</sup> (фиг. 30).



Фиг. 29

<sup>1)</sup> Михайлов К. А. «Проектирование ирригационных сооружений». Леви И. И. «Гидротехнические сооружения».



Фиг. 30

На стр. 32 указывались границы применимости перепадов без специальных гасителей энергии при них. Приведенный пример деревянного перепада должен удовлетворять этим границам применимости.

## 2. Каменные, бетонные и железобетонные перепады

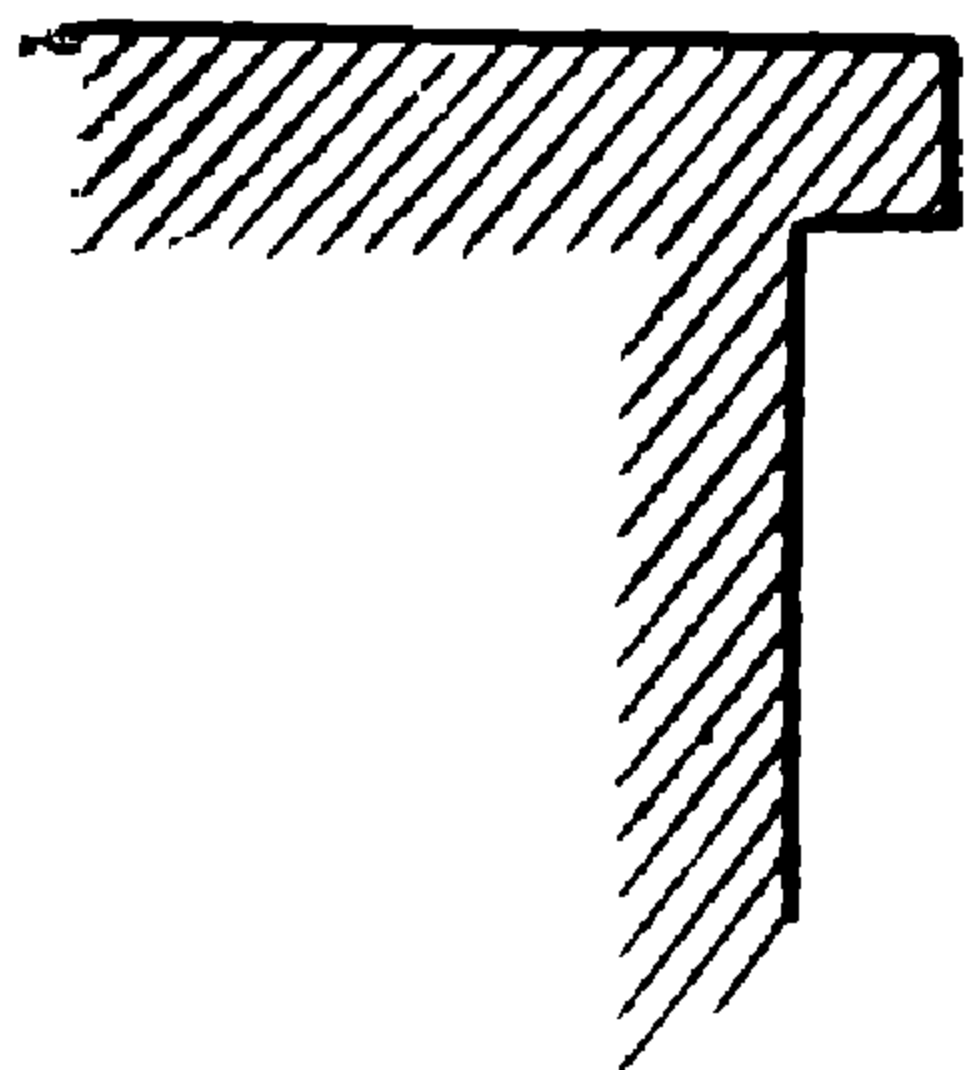
Как уже указывалось в Практике, жел. дор. чаще всего применяют для устройства перепадов бутовый камень, бетон и реже железобетон. (Последнее объясняется значительной дороговизной железобетонных конструкций. Наибольшее применение железобетонные конструкции гидротехнических устройств получили в Америке).

При наличии упоминающихся условий (стр. 32) перепады делают без гасителей энергии.

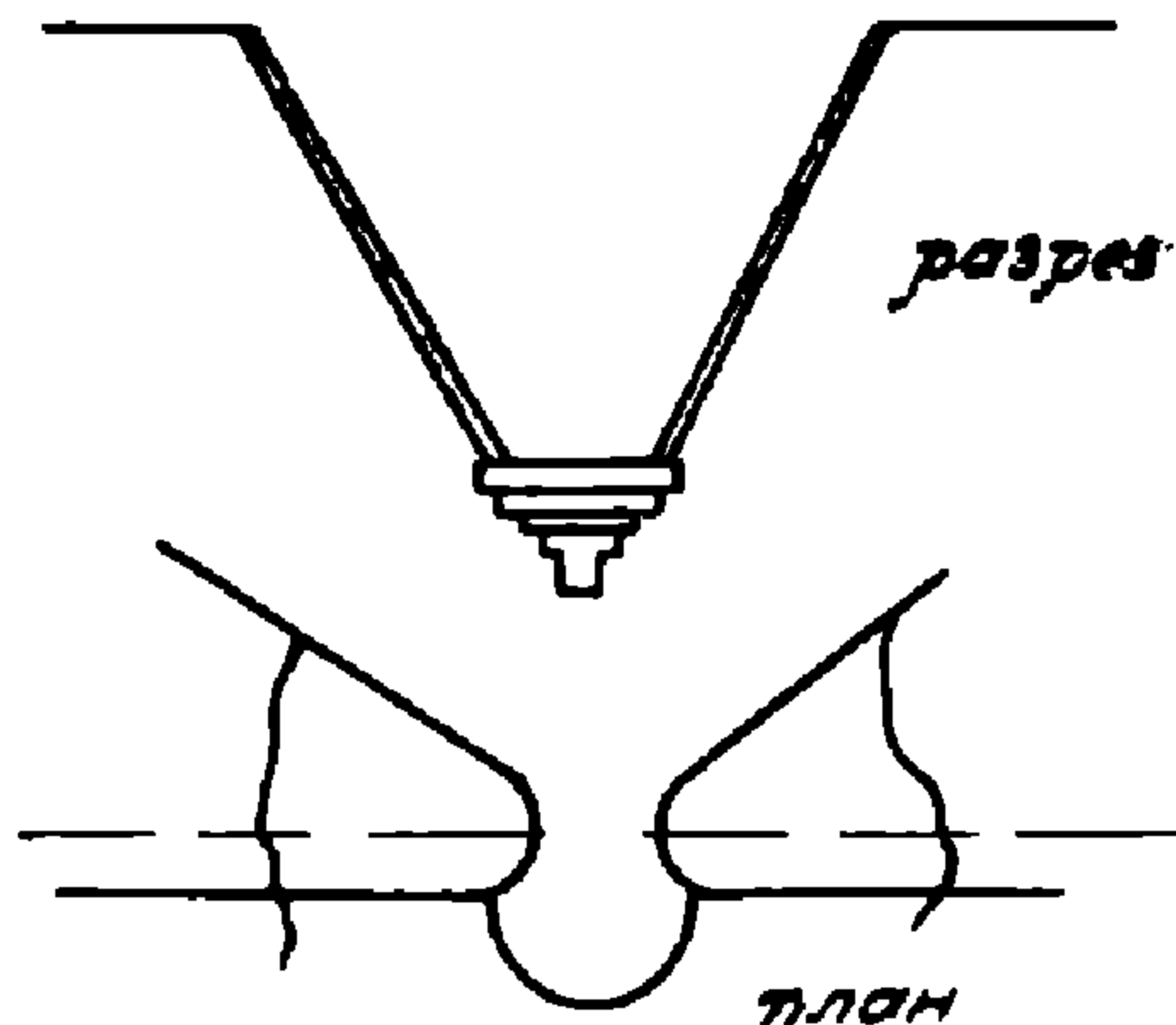
Основные особенности проектирования такого рода перепадов сводятся к следующему.

Стенка падения чаще всего делается из бутовой кладки или из бетона. При этом целесообразнее делать ее вертикальной. Устройство стенки по кривой (фиг. 28) приводит к увеличению скорости движения воды, что в свою очередь приводит к более быст-

рому размыву кладки. Как полагает известный специалист Л. Бернацкий<sup>1)</sup>, даже малое количество воды, стекая по стенке, постепенно выщелачивает раствор. Поэтому предлагается в конце подводящего русла (верхнего бьефа) делать карниз (фиг. 31). Базируясь на приведенных соображениях, следует полагать, что проектируемые иногда наклонные стенки падения не рациональны.



Фиг. 31



Фиг. 32

В этой связи следует отметить, что в практике постройки переправ в Индии<sup>2)</sup> (Пенджабский тип перелада) применяется тот же карниз в месте сопряжения входа и стенки падения. Только этому карнизу в плане придана форма полукругности (фиг. 32). Устройство такого карниза в Индийских переладах преследует цель рассеяния энергии воды, падающей в виде веерообразного потока.

Довольно часто стенка падения заглубляется ниже водобойной части (флютбета). При этом часть этой стенки, лежащей ниже флютбета, называют зубом-упором или шпорой. Устройство таких шпор является мероприятием, не допускающим фильтрацию воды под флютбет (фиг. 33). Для того, чтобы не было фильтрации воды сбоку — шпоры имеют свое продолжение в плане в виде боковых крыльев (фиг. 34).

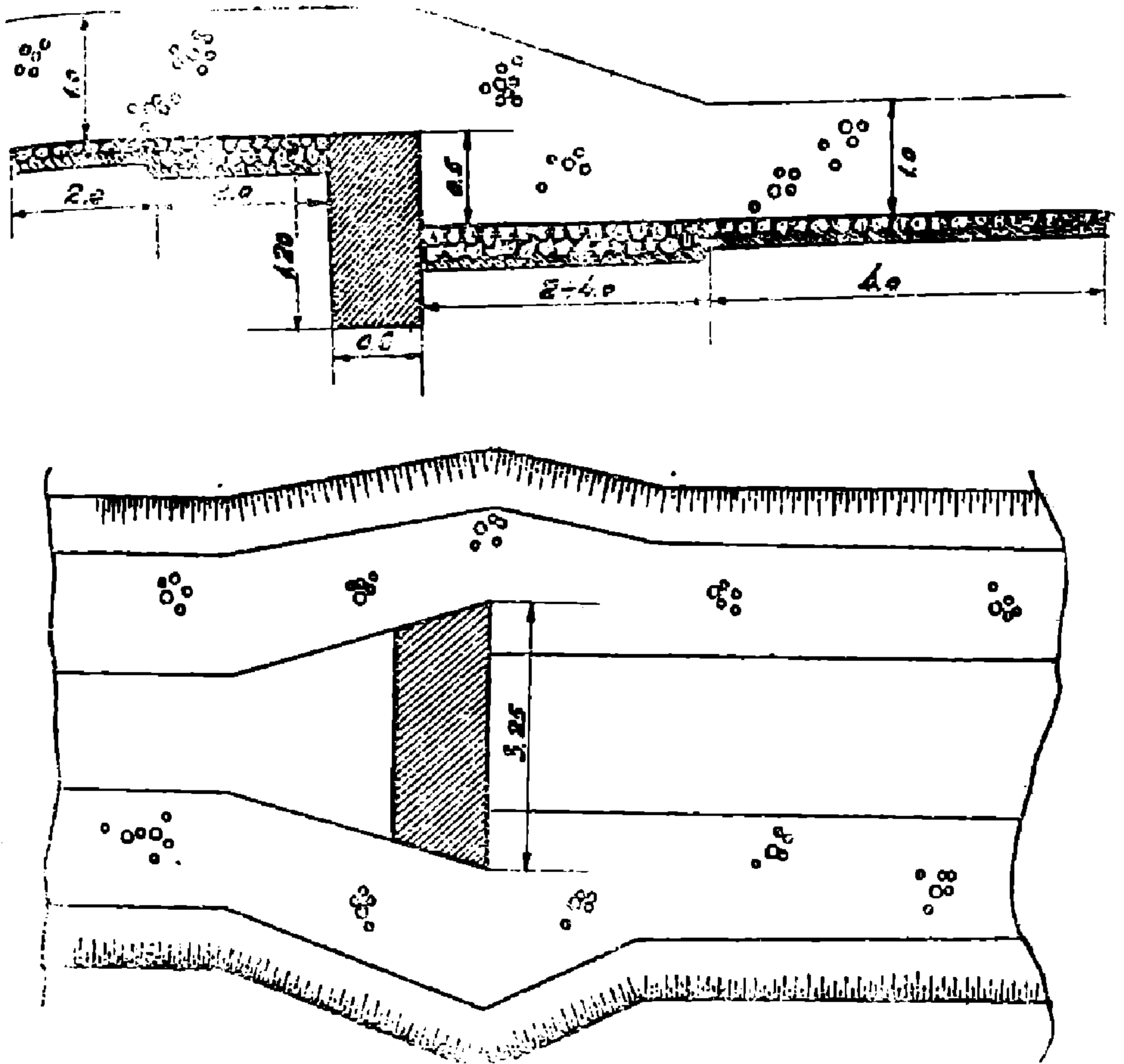
При наличии сыпучих грунтов (пески) или иных грунтов, по с наличием подземных вод, встречаются затруднения по выкапыванию траншеи для закладки зуба-упора (иногда играющего роль фундамента стенки падения). В этих случаях рекомендуется устройство

<sup>1)</sup> Л. Бернацкий «Деформации земляного полотна и борьба с ними при постройке и эксплуатации железных дорог».

<sup>2)</sup> «Гидротехнические сооружения» И. И. Леви.

(Parkeз The Control of water стр. 716.)

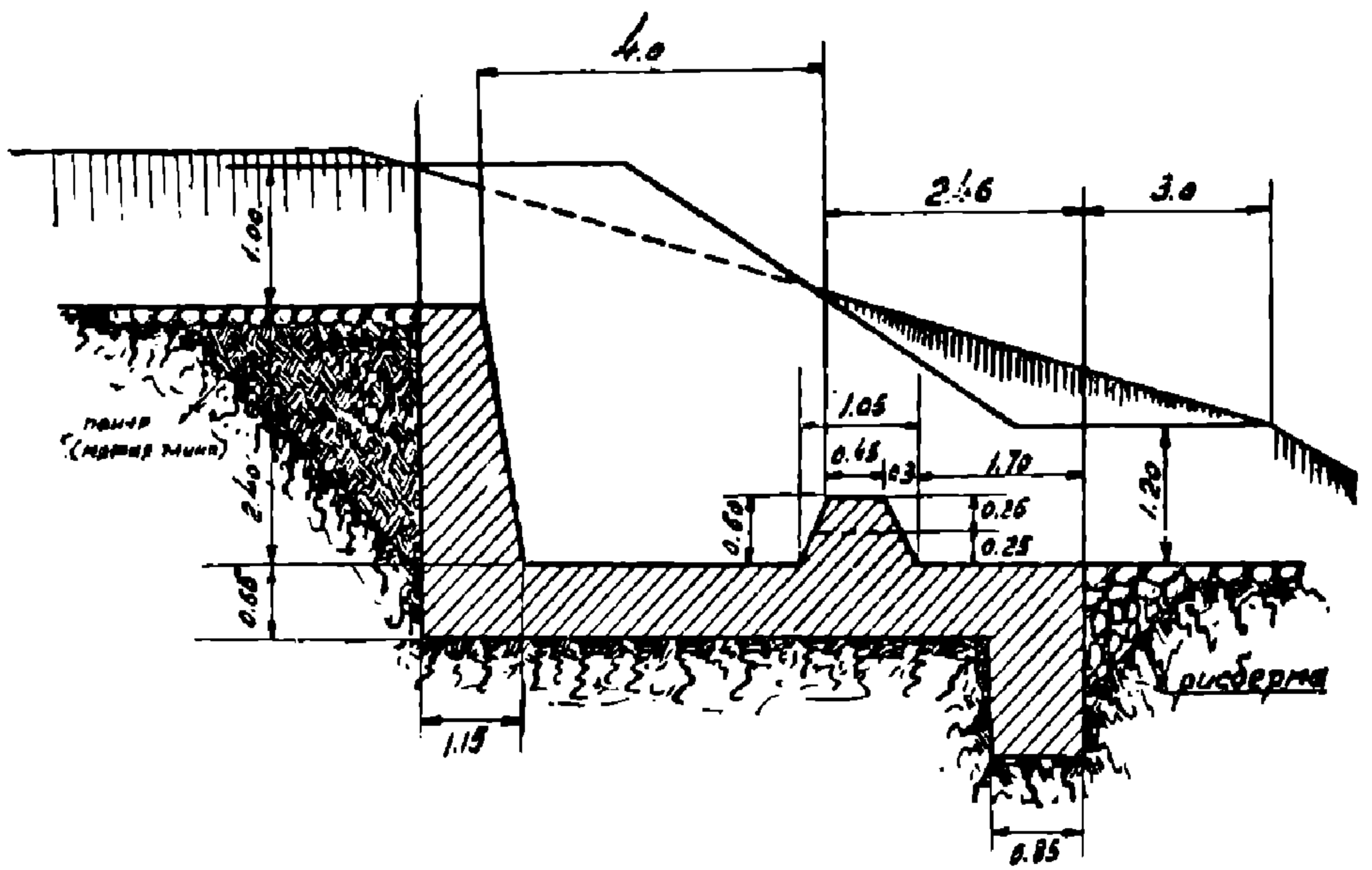
шпунтовых стенок, которые одновременно (как указывалось) будут способствовать уменьшению фильтрации воды.



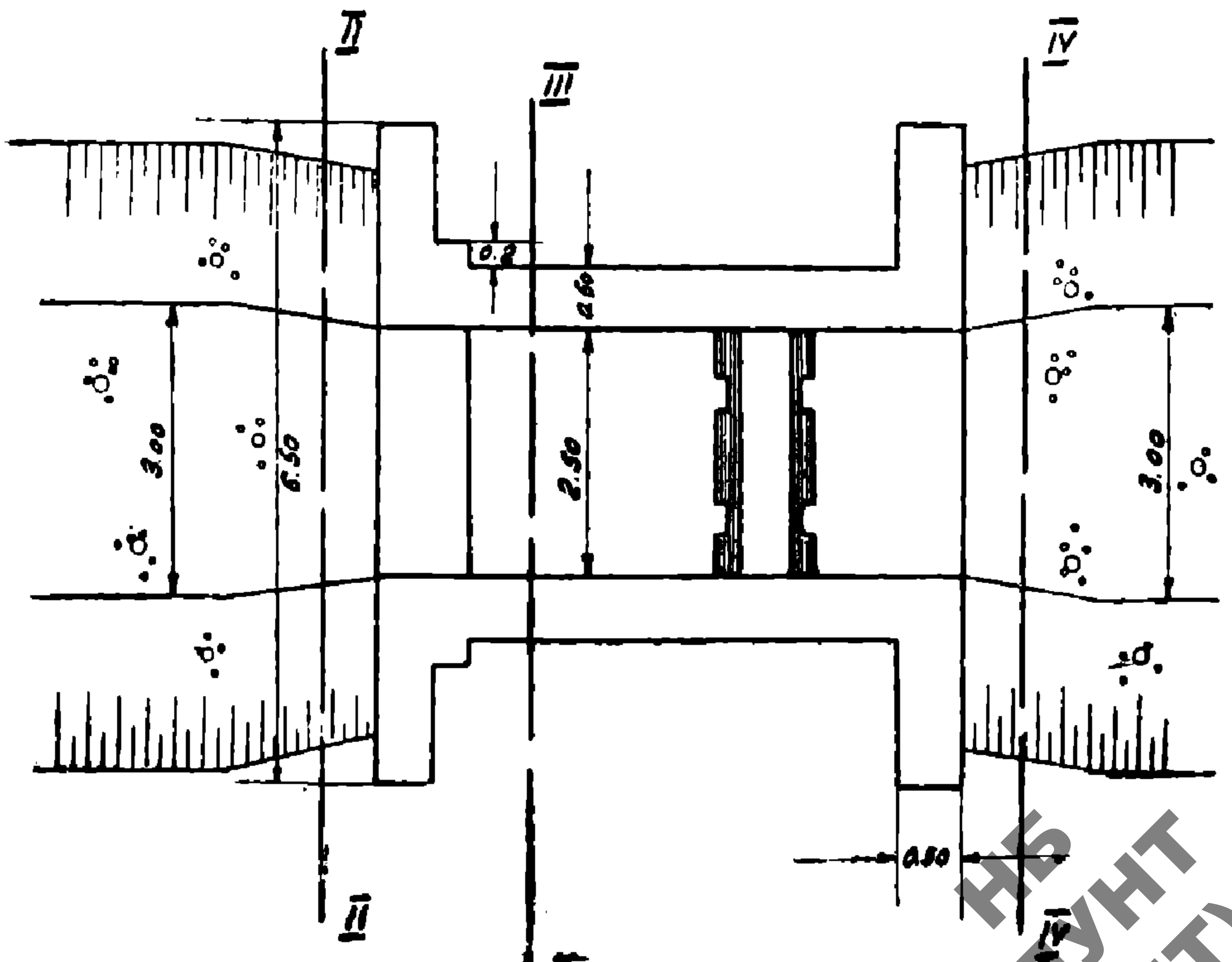
Фиг. 33

Если при отсутствии указанных условий в устройстве шпунтовых стенок нет необходимости, то в целях уменьшения фильтрации с задней стороны стенок падения (фиг 34) устраивают так называемые понуры. Понуры представляют собой водонепроницаемую забивку (треугольного или трапециoidalного очертания), выполненную из мятой или трамбованной глины.

В конце водобойной части перелома также необходимо предусмотреть меры уменьшения фильтрации воды. Чаще всего в конце флотбет устраивают зуб-упор (фиг. 34), работу которого усиливают рисбермой. Рисберма представляет собою каменную отсыпь (треугольного или трапециoidalного очертания), имеющую назначение препятствовать размыву грунта за выходом из сооружения.

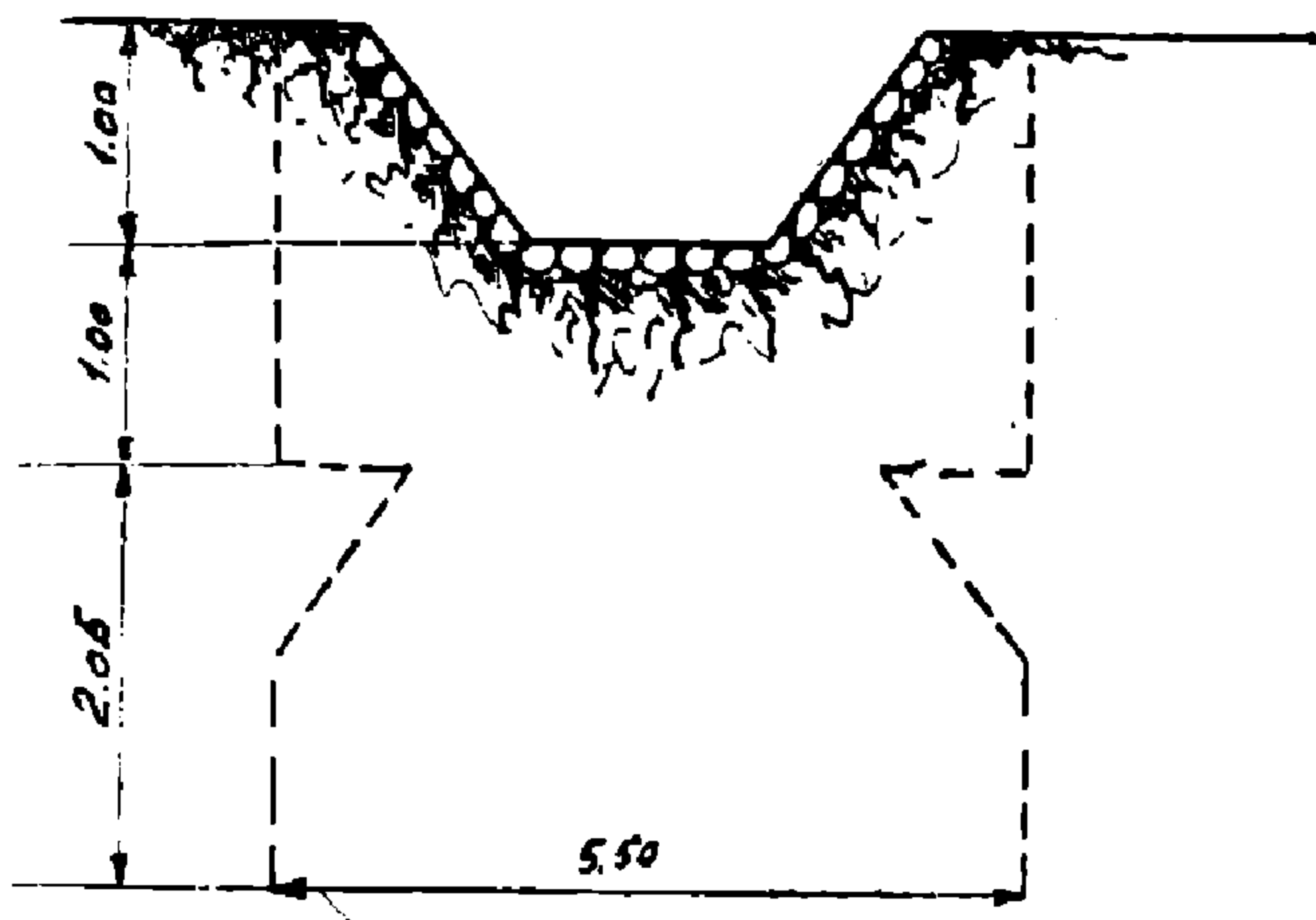


ПЛОТ



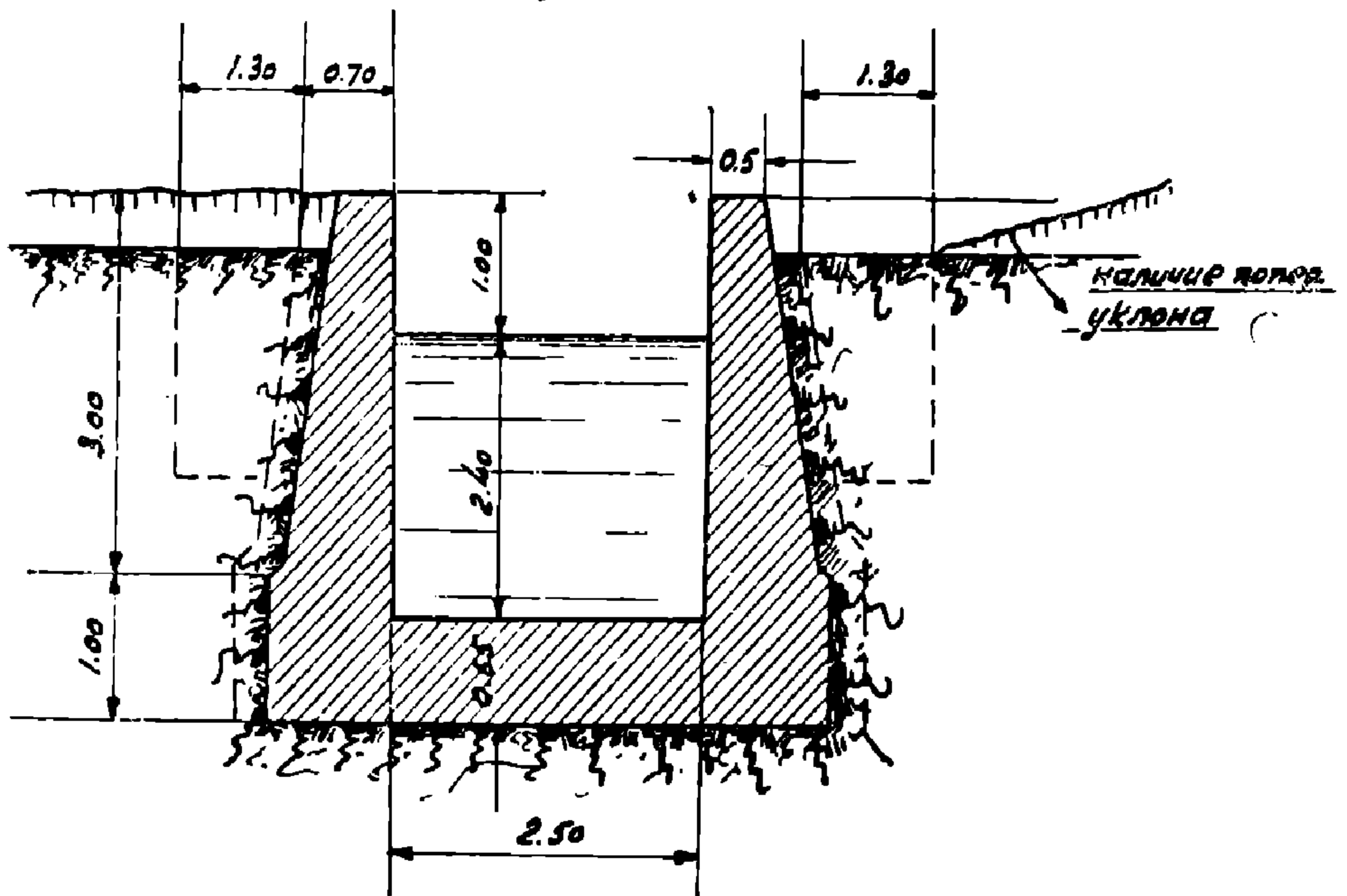
Фиг. 34

УДМУНТ  
(ДИПТ)



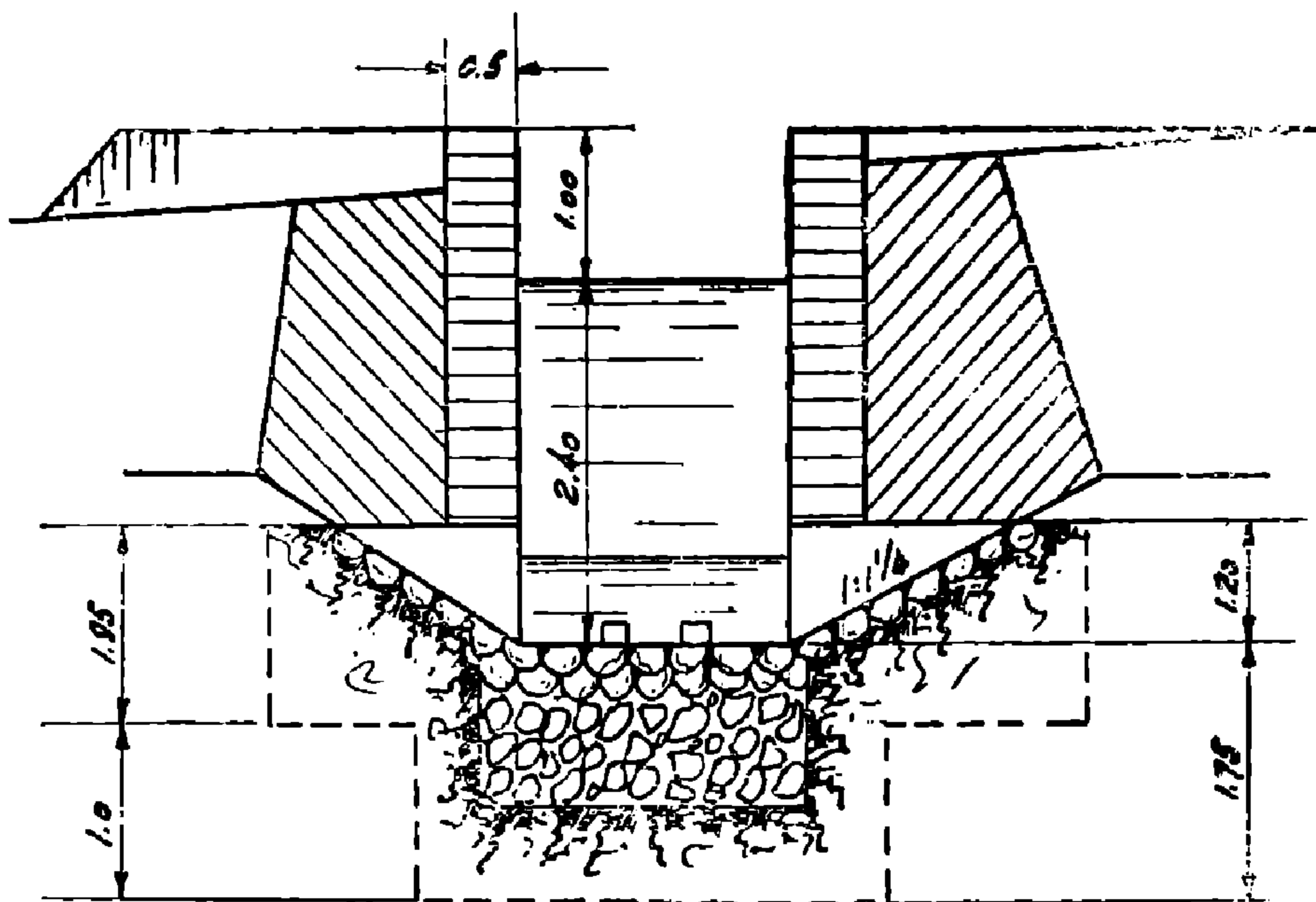
Разрез по II-II

разрез по III-III



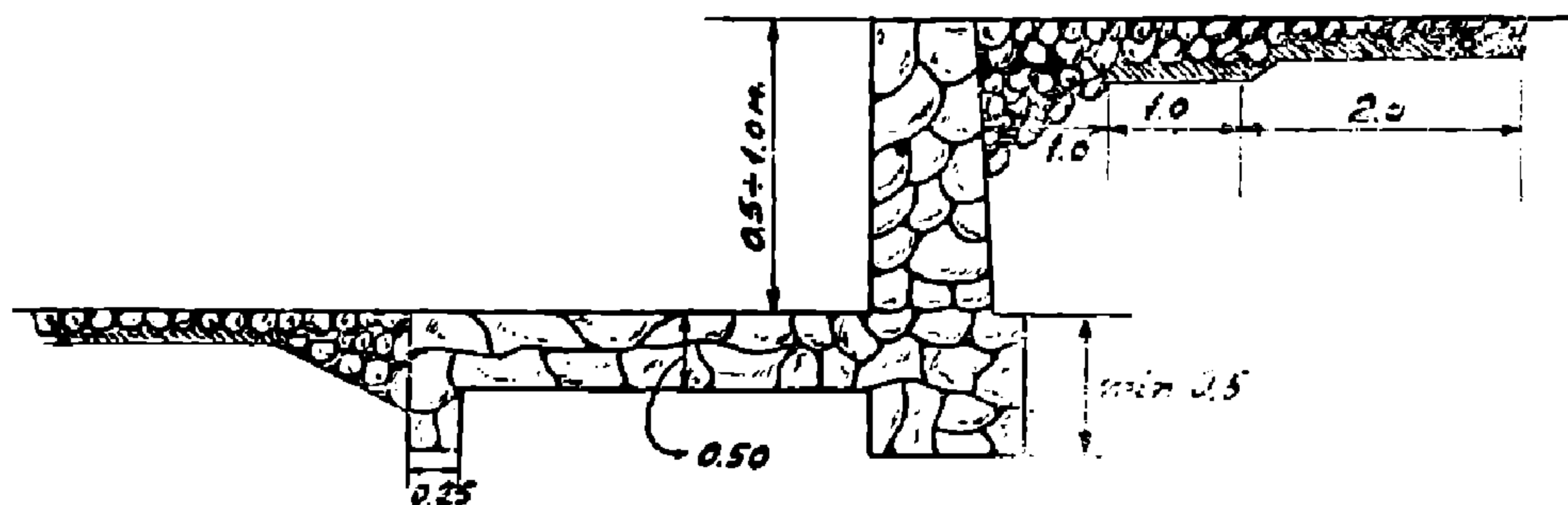
Фиг. 34-6

Конструкция флютбета не отличается большим разнообразием. Если перепад установлен на водотоке, действующем ограниченное время года, и скорости воды в верхнем бьефе незначительны (до 1,5—2,0 м/сек.), то в целях удешевления конструкции флютбет выполняют в виде двойной мостовой на мху (фиг. 33) или на другой упругой подстилке (смотри стр. 14). При скоростях больше



Фиг. 34 б

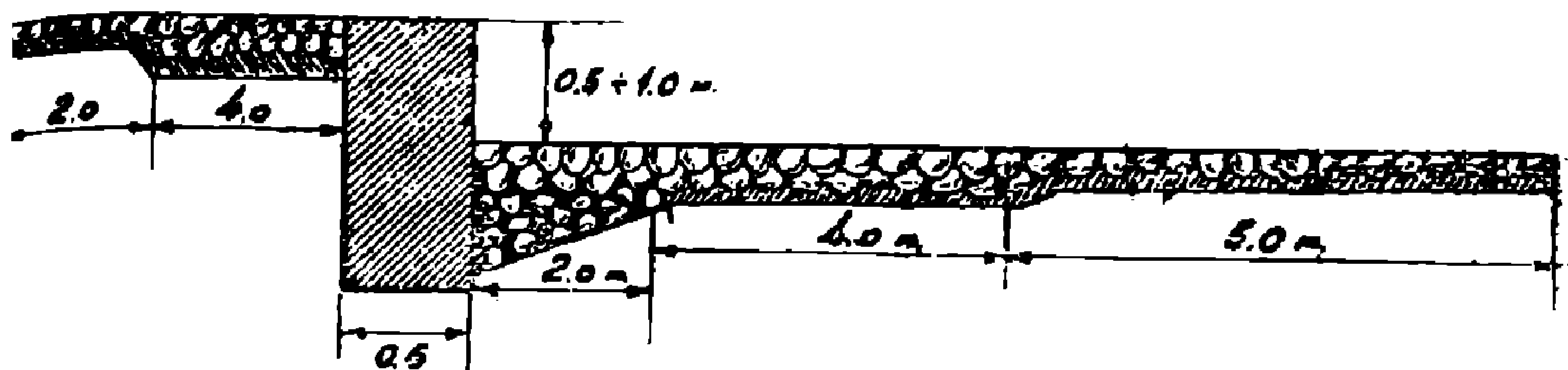
указанных, флютбет делают либо из бутовой кладки (фиг. 35), либо из бетона (фиг. 34). Если местные условия почему-либо затрудня-



Фиг. 35

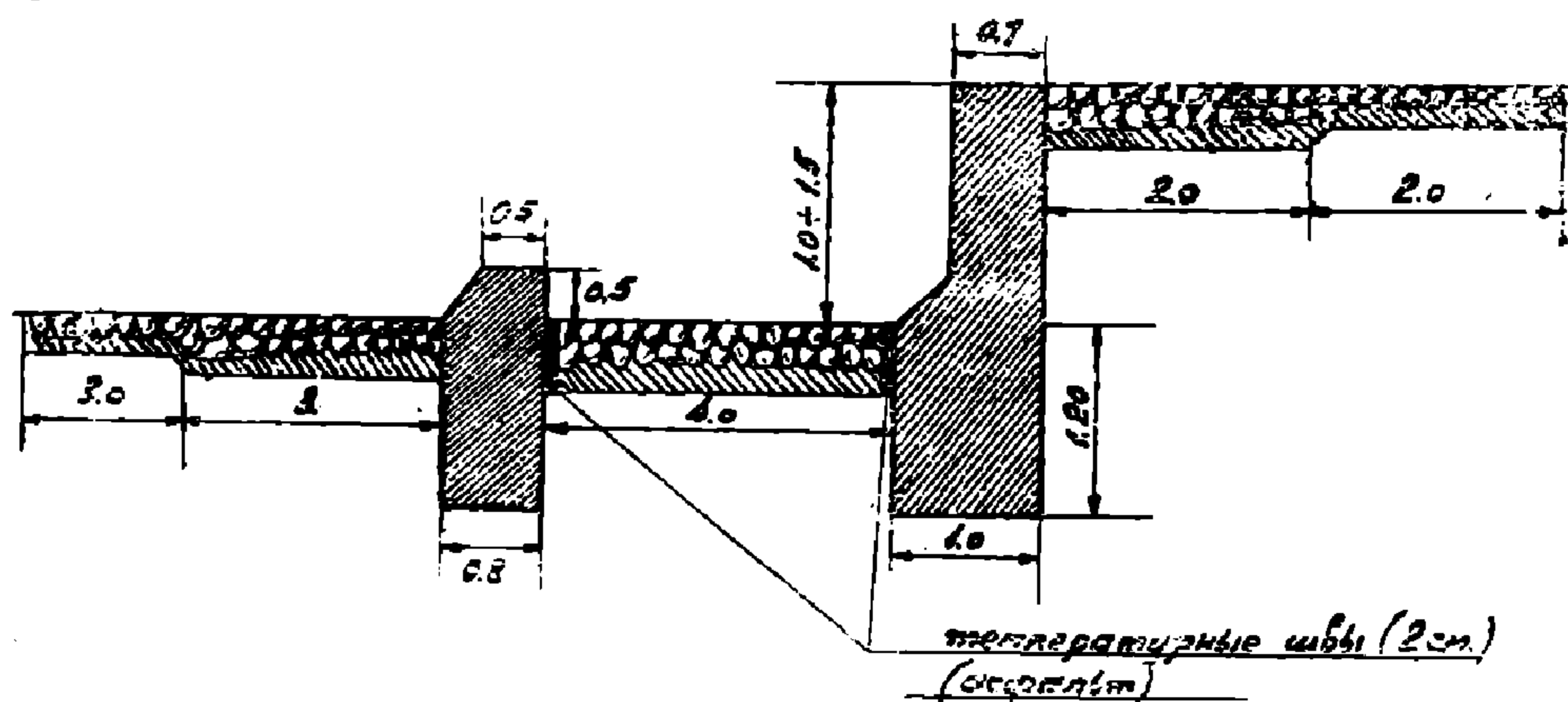
ют устройство флютбета из бутовой кладки или бетона, то, прибегая к двойному или тройному мощению, флютбет усиливают еще отсыпкой рисбермы, как это показано на фиг. 36.

Следует учесть, что к устройству флютбета в виде мостовой прибегают иногда при необходимости повысить шероховатость водобойной части. Если при этом стенку падения выполняют из другого материала (например бетона), рекомендуется между флютбетом и стенкой падения устраивать температурные швы, щели кото-



Фиг. 35

рых заполняются асфальтом (фиг. 37). Ширина температурных швов должна быть назначена расчетом. Методика такого расчета приводилась на стр. 23.



Фиг. 37

Примером наиболее простой и часто употребительной в ж.-д. практике конструкции перепада соответственно рассмотренным границам применимости является конструкция, приведенная на фиг. 33. Длина водобойной части может, в указанных условиях работы, колебаться в пределах от 2-х до 4-х метров. За водобойной частью рекомендуется делать укрепление русла (в данном случае — одиночная мостовая) на протяжении не меньшем длины водобойной части. Во всяком случае следует всегда, на основе гидравлического расчета, выяснить величину скорости течения и, таким образом, назначить протяжение укрепленного участка<sup>1)</sup>.

Для понижения скорости на выходе (в конце водобойной части) можно прибегнуть к постепенному уширению водобойной части в плане.

Это мероприятие позволит снизить стоимость необходимых укрепительных работ за водобойной частью перепада.

<sup>1)</sup> См. часть вторую настоящей книги.

Если высота перепада превышает 1,0 м., расход воды больше 0,6 м<sup>3</sup>/сек., а скорость воды более 2-х м/сек. — при перепаде следует устраивать гаситель энергии. Разумеется, в каждом отдельном случае его необходимость, а также размеры должны быть проверены расчетом.

В железнодорожной практике наиболее употребительными являются два вида гасителей энергии: водобойный колодец и водобойная стенка. Вообще же говоря, почти все известные типы гасителей энергии также находят себе применение в путевых гидротехнических устройствах. Каковы же особенности применяющихся типов гасителей, их сравнительные достоинства и недостатки?

При устройстве водобойных стенок (фиг. 34) скорость на выходе всегда будет больше, чем при устройстве водобойных колодцев, так как в первом случае воде приходится переливаться через порог. Указанное обстоятельство приводит к необходимости прибегать к более серьезным укреплениям русла за выходом (в случае устройства водобойных стенок).

Над водобойной частью перепада (как при наличии водобойного колодца, так и водобойной стенки) всегда имеется слой воды. Наличие этой водяной подушки смягчает удары падающих струн воды и, таким образом, в известной мере предохраняет флютбет от быстрого разрушения. Если эту воду ставить на зиму, то она, замерзая, может привести к деформации сооружения. Чтобы избежать этого последнего явления, предусмотрено следующее устройство в водобойных стенках. На уровне флютбета водобойная стенка имеет несколько отверстий, обычно закрытых специальными пробками. Осенью перед заморозками эти пробки вынимаются и вода свободно вытекает в русло — за водобойной стенкой. Этого нельзя сделать при устройстве водобойных колодцев, что вытекает из непосредственного рассмотрения конструкции таковых.

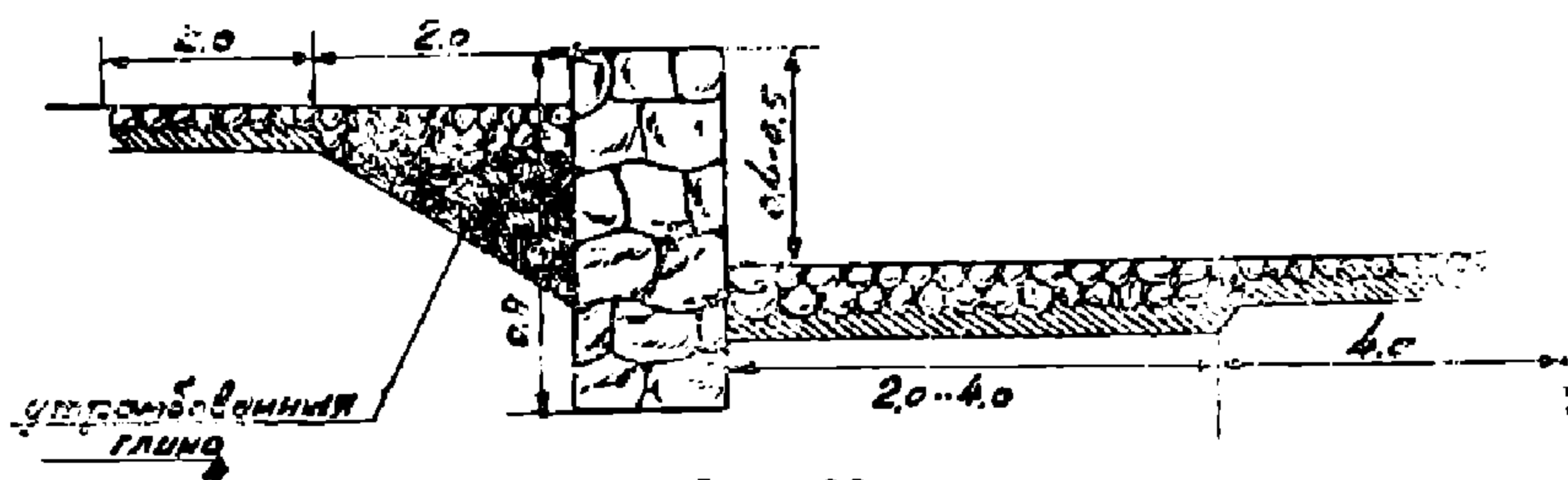
Указанное обстоятельство является преимуществом водобойных стенок. Однако, для того, чтобы избежать опасного действия замерзающей воды в водобойных колодцах — стенки последних делают наклонными. При этом замерзающая вода несколько приподнимется (увеличиваясь в объеме), не приводя ни к каким деформациям.

Таким образом в целом следует отдать предпочтение водобойным колодцам.

Примером перепада с гасителем энергии в виде водобойной

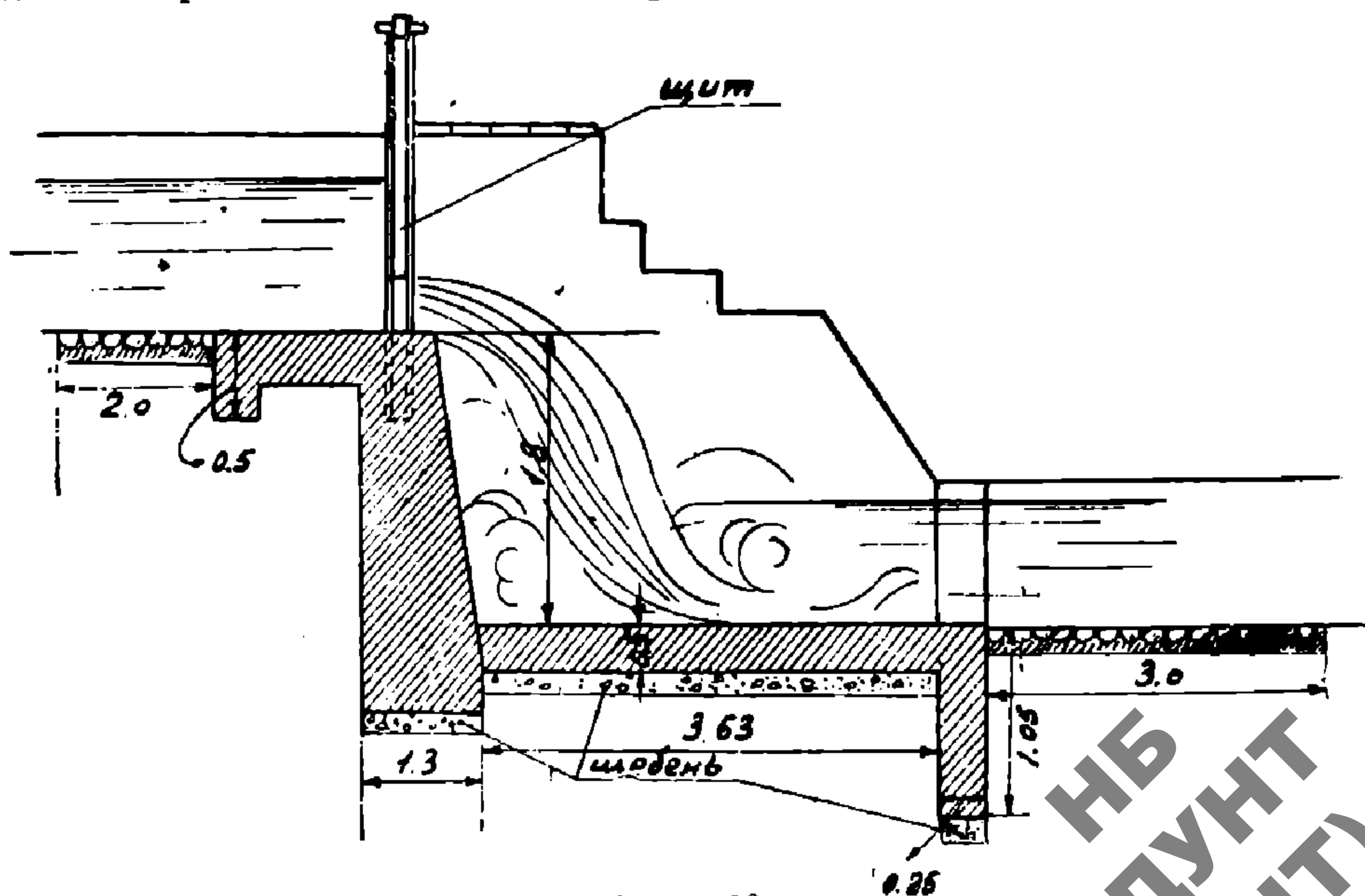
стенки может служить конструкция, показанная на фиг 34<sup>1</sup>). Конструкция перепада с гасителем энергии в виде водобойного колодца показана на фиг. 51.

В тех случаях, когда расход воды в верхнем бьефе меняется и может быть меньше расчетного, необходимо принимать меры при проектировании конструкции на перепаде против возможного возрастания скорости течения воды (в связи уменьшением расхода против расчетного). Одним из возможных вариантов конструкции, которая позволяет несколько понижать скорость в верхнем бьефе в указанных условиях, может быть устройство входной части в виде водослива практического профиля (с приподнятым порогом), фиг 38.



Фиг. 38

В тех же целях регулирования скорости течения воды у входа (в верхнем бьефе) иногда проектируют так называемые щеле-



Фиг. 39

1) Из проектов «Союзтранспроекта».

НБ  
УДУНТ  
(ДИТ)

вые перепады. Примером конструкции такого типа может служить примененная в практике некоторых ж.-д. линий Средней Азии (линия Ар-Куш-Бөги, фиг. 39). Как видно из чертежа, вода низвергается вниз через щелевое отверстие, образованное порогом перепада и специальным щитом, укрепленным на заанкеренной раме.

Регулирование высоты щели производится путем опускания или поднятия щита.

## ГЛАВА ПЯТАЯ

### **Конструкции быстротоков и гасителей энергии при них. Анализ различных конструкций быстротоков, границы применимости**

Быстротоки так же, как перепады, являются одним из типов сопряжения верхнего и нижнего бьефов какого-либо водотока.

В гидравлике быстротоком принято называть сравнительно короткий канал, обладающий большим уклоном дна (во всяком случае больше критического)<sup>1</sup>.

В ряде случаев быстротоки могут явиться более экономичным типом сопряжения бьефов, чем перепады, так как конструкция быстротоков проще и не требует сооружения дорогостоящих подпорных стенок, которые неизбежны в перепадах. Кроме того, не требуется столь больших земляных работ, как при устройстве перепадов (в связи с сооружением подпорных стенок).

Однако в каждом отдельном случае выгодность применения быстротоков, по сравнению с перепадами, зависит от ряда технических данных (значения разности бьефов, по высоте скорости и расхода воды, рода грунта и т. д.) и должно быть установлено сравнительными подсчетами<sup>2</sup>. Конструктивно, быстротоки так же, как перепады, можно разбить на следующие элементы (фиг. 40):

- 1) Входную часть (вход).
- 2) Лоток, соединяющий верхний и нижний бьефы.
- 3) Гаситель энергии.
- 4) Выходную часть (выход).



Фиг. 40

<sup>1</sup>) М. Д. Чертоусов «Специальный курс гидравлики». 1937 г. стр. 279.

<sup>2</sup>) Примеры расчета во второй части.

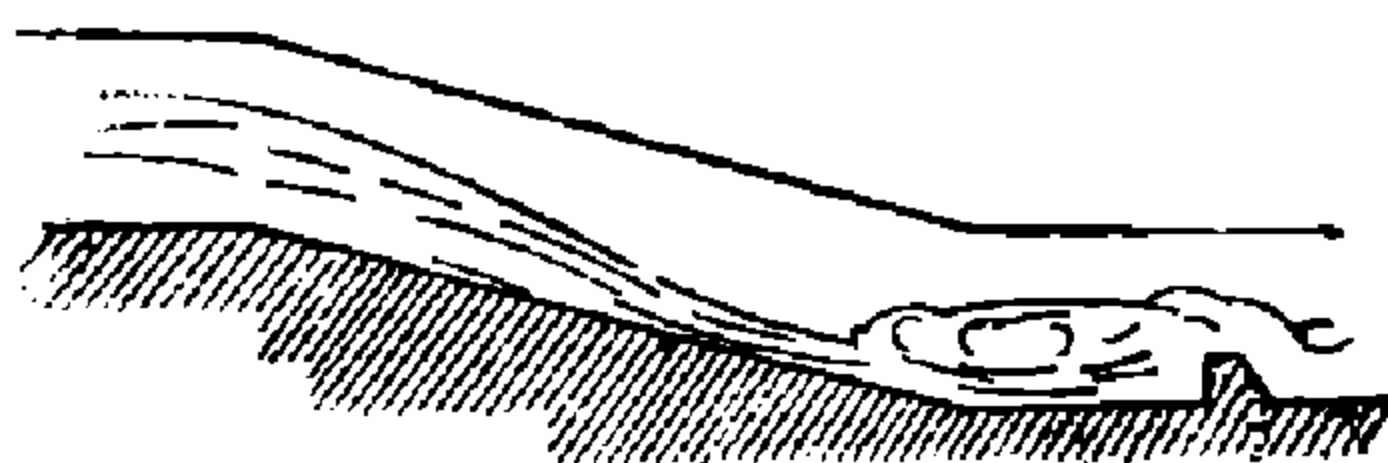
1. Входная часть обычно имеет вид водослива с широким порогом. При этом иногда в водотоке при подходе к быстротоку устраиваются специальные сооружения в виде подродящих русел и т. д.

2. Лоток, соединяющий верхний и нижний бьефы, или иначе сам быстроток, может быть либо гладким, либо иметь устройства по одному из разобранных типов, увеличивающие шероховатость. Последнее сильно способствует погашению энергии потока еще в пределах самого лотка быстротока. В поперечном разрезе лотки-быстротоки могут быть прямоугольной, трапециoidalной и криволинейной формы. Наиболее употребительными уклонами дна быстротока является:  $1/5$ ,  $1/7$ ,  $1/10$ ,  $1/20$ ,  $1/100$ . Ширина лотка-быстротока в плане (по дну) может быть как постоянной, так и изменяющейся. В тех случаях, когда скорости течения воды сильно возрастают к концу быстротока (при больших продольных уклонах), целесообразно делать лоток, постепенно ушарлюющийся к низу. Это создаст условия уменьшения скорости течения воды.

В целях гашения энергии в пределах самого лотка-быстротока применяют иногда струйные быстротоки (фиг. 41). В случае струйных быстротоков, последние имеют ряд вертикальных стенок, разбивающих общую массу воды на ряд мелких струй, обладающих уже гораздо меньшей энергией.



Фиг. 41



Фиг. 42

3. Гасители энергии при быстротоках могут быть сделаны в виде:

- а) водобойных колодцев (фиг. 40);
- б) перепадов с водобойными стенками (фиг. 42);
- в) специальных типов (например гаситель Schoklitsch'a.

Фиг. 21), Ребок'a (фиг. 22) и др.)

4. Выходная часть в соответствии с типом гасителя может быть в виде:

- а) водослива с широким порогом (фиг. 40);
- б) водослива практического профиля (фиг. 42);
- в) водослива консольно-леечного типа (фиг. 55);

г) водослива консольного типа с приподнятым носком (фиг. 54) и др.

В зависимости от местных условий (обеспечение материалами), также в зависимости от скорости течения воды быстротоки могут быть выполнены из дерева, камня, бетона и железобетона. По данным инж. А. А. Ничипарович<sup>1)</sup> могут быть рекомендованы следующие предельные скорости течения воды по лоткам быстротокам из различных материалов:

- а) для лотков из дерева от 15 до 23 м/сек.;
- б) для лотков из бутовой кладки от 12 до 20 м/сек.;
- в) для лотков из бетона от 10 до 18 м/сек.

При чем верхние пределы нужно брать при периодической работе, при редком пропуске расчетного расхода, а нижние, наоборот, при непрерывной работе лотка, при частом пропуске расходов, близких к предельному. Однако, следует иметь в виду, что эти данные относятся к случаям, когда поток воды не имеет в себе никаких продуктов размыва грунта или горных пород (последние приводят к более быстрому истиранию материала лотка).

По данным опыта, приведенные значения допускаемых скоростей, при наличии в потоке песчаных частиц размером  $d = 0,2—0,5$  мм. и выше, должны быть уменьшены приблизительно на 30—40 проц.

Проектирование конструкции каждого элемента быстротока имеет свои особенности.

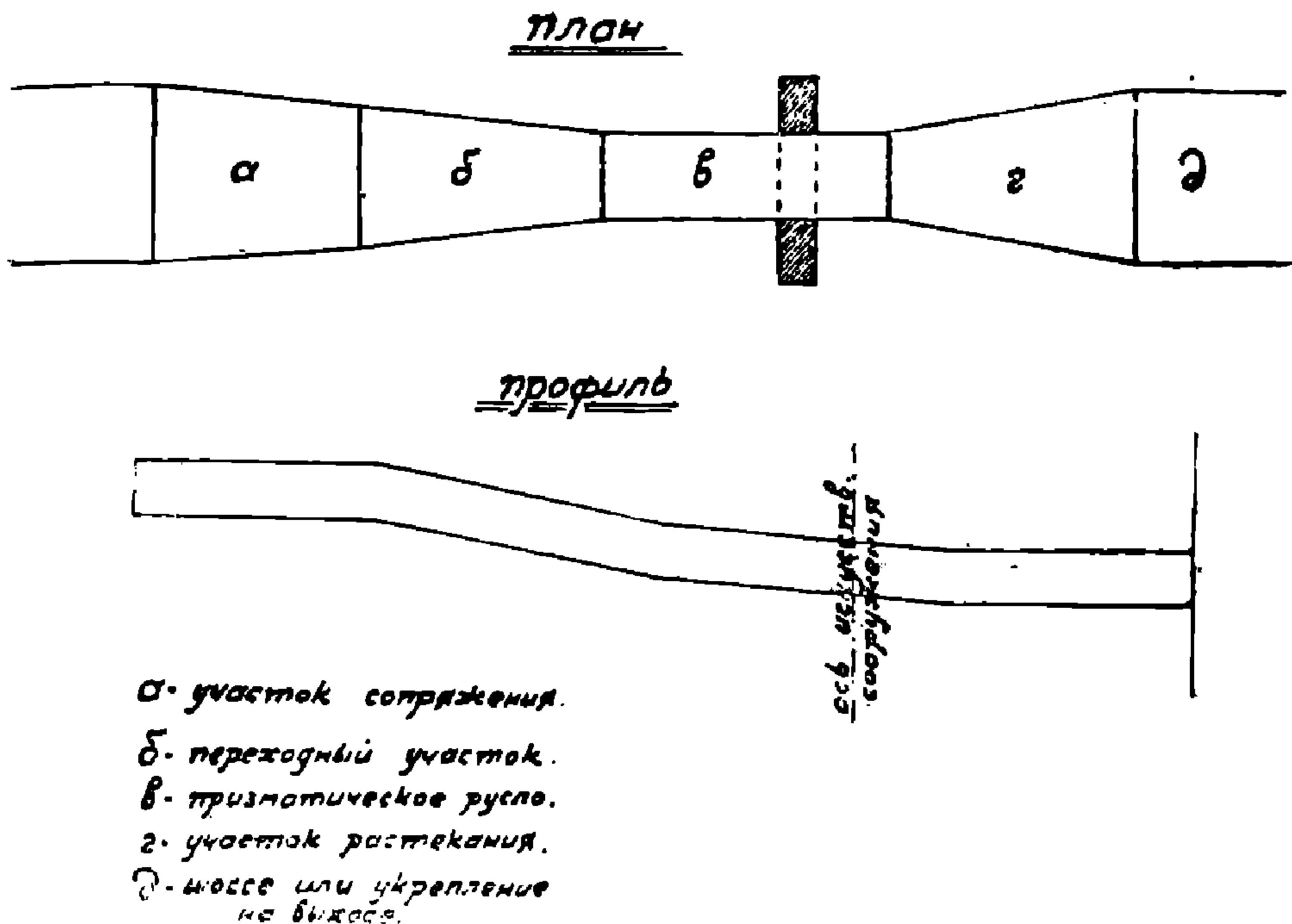
**1. Входная часть.** Уже указывалось, что входная часть чаще всего проектируется в виде водослива с широким порогом. Иногда при значительно меняющемся значении расхода в верхнем бьефе, входная часть делается в виде регулируемого водослива.

Размеры входной части должны быть подобраны таким образом, чтобы при любых изменениях условий эксплуатации (например, изменения расхода) на входе не образовались бы явления слаба или подпора воды. Для того, чтобы достигнуть указанных обстоятельств, прибегают к сужению сечения быстротока по сравнению с сечением канавы в верхнем бьефе.

В этой связи возникает необходимость в создании переходного участка перед входом в быстроток, который обеспечивает плавный

<sup>1)</sup> «Гидротехнические сооружения» под редакцией проф. Н. И. Анисимова. (Том I).

переход русла от ширины его в верхнем бьефе к ширине на быстротоке.



Фиг. 43

Такой переходный участок был запроектирован, например, у быстротока на линии Фрунзе—Рыбачье<sup>1)</sup> (фиг. 43), где сооружение быстротока было связано с устройством малых искусственных сооружений на косогорах. В этом примере переходный участок имеет назначение сжать поток до ширины, равной отверстию искусственного сооружения (фиг. 44). Сжатие осуществляется постепенным сужением русла под углом, не превышающим  $15^{\circ}$ — $20^{\circ}$ .

У входа на быстроток необходимо предусмотреть устройства, предотвращающие фильтрацию воды<sup>2)</sup>. Так же, как в случае перепадов, эти устройства могут быть выполнены либо в виде шпунта, либо упора (зуба упора), либо понура (см. стр. 40).

Особенное внимание борьбе с фильтрующими водами должно быть уделено тем случаям, когда в месте устройства быстротока залегают грунтовые воды, способные подниматься выше дна быстро-

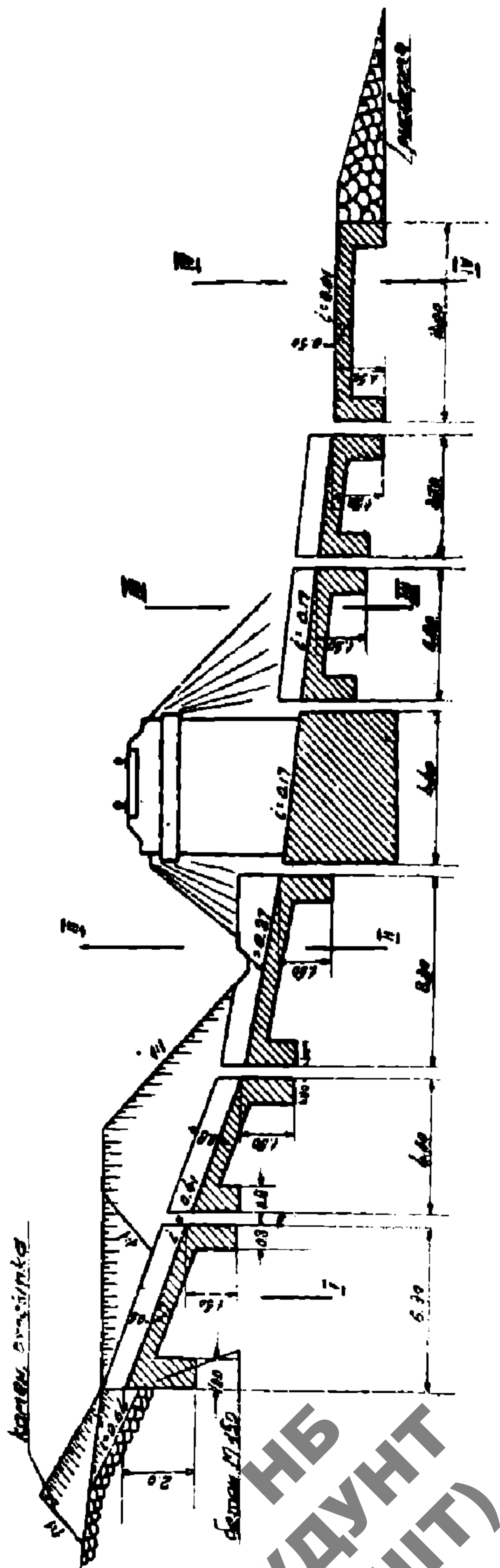
<sup>1)</sup> Технический проект линии Фрунзе—Рыбачье, участок Токмак—Рыбачье, 1938 г. Союзтранспроект.

<sup>2)</sup> Такие устройства не обязательны, если быстроток помещен над поверхностью земли.

тока. В этих случаях давление фильтрующих грунтовых вод может быть опасным и приводит даже к выпиранию укреплений быстротока. Для борьбы с такого рода фильтрующими водами применяют устройство дренажей под быстротоком. На фиг. 45 показан пример такого дренажа, примененный под быстротоком Sulphur Creek<sup>1)</sup>.

## 2. Лоток - быстроток.

Если скорость течения воды на быстротоке превышает 3—3,5 м/сек. и разность в уровнях верхнего и нижнего бьефа 0,65—0,70 в железнодорожной практике применяют иногда укрепление быстротока двойным мощением на мху. Пример такой конструкции показан на фиг. 46. Деревянные лотки-быстротоки (праницы применимости которых были указаны на стр. 48) находят себе достаточно широкое применение. Примером<sup>2)</sup> деревянного лотка быстротока может служить конструкция

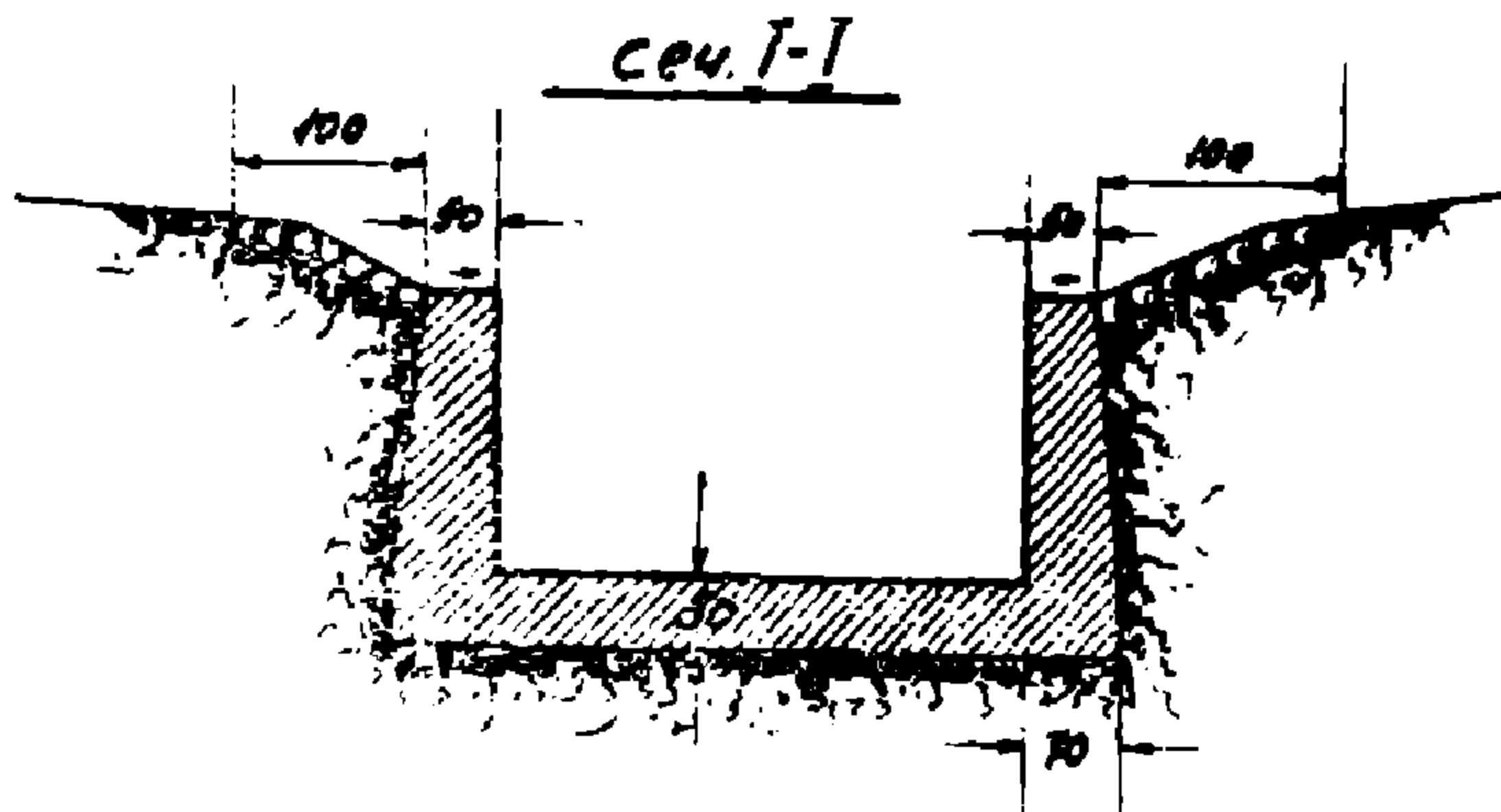


Фиг. 45

1) И. И. Леви, «Гидротехнические сооружения». Часть первая, выпуск второй.

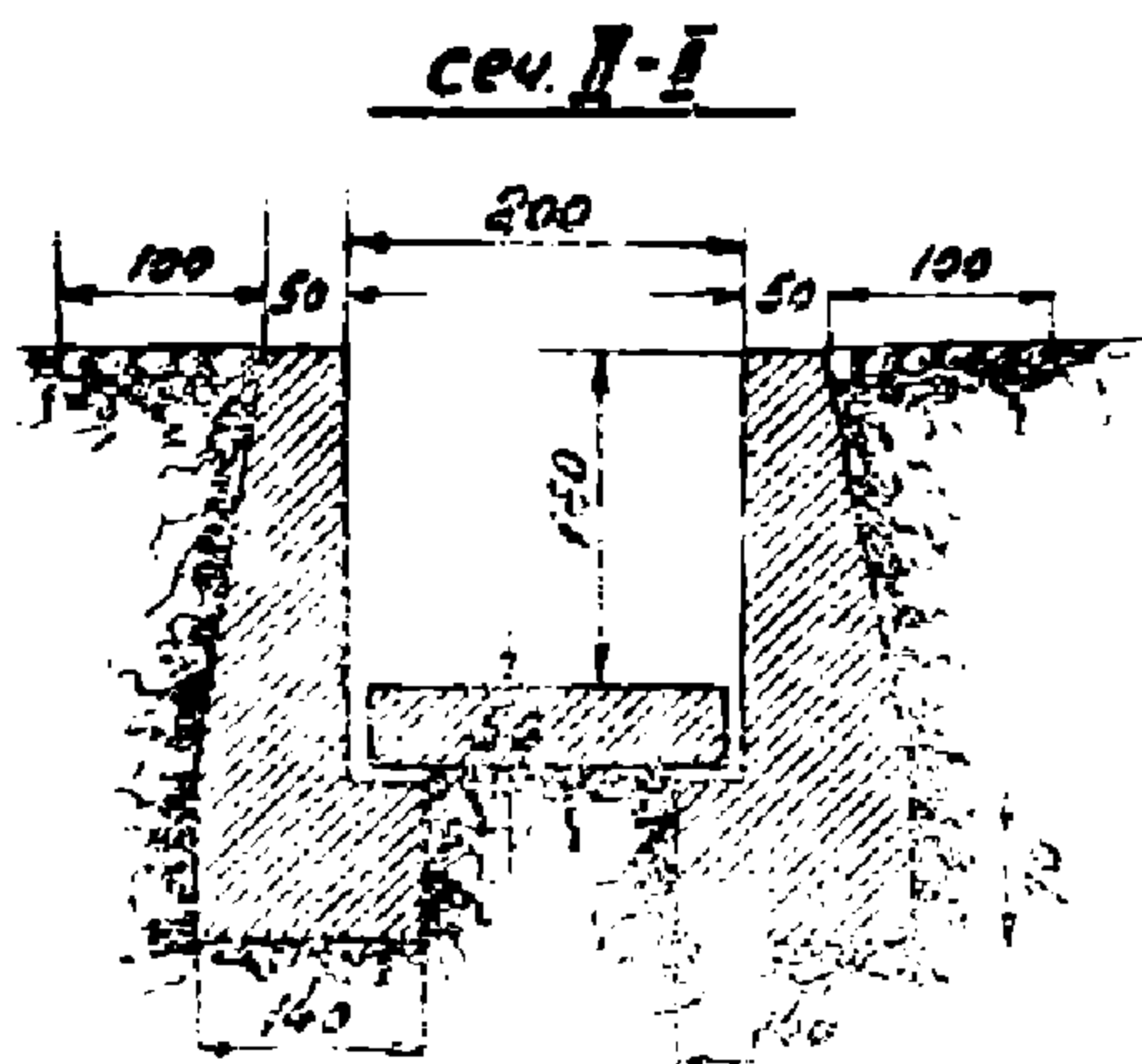
2) Технический проект Фрунзе — Рыбачье, 1938 г. Союзтранспроект.

показанная на фиг. 47. Как это видно из чертежа, деревянные лотки, выполненные в виде рам, имеют плотное деревянное дно и стены. Лотки устанавливаются на бетонных столбах-фундаментах, запроектированных на расстоянии в 4 м. друг от друга.

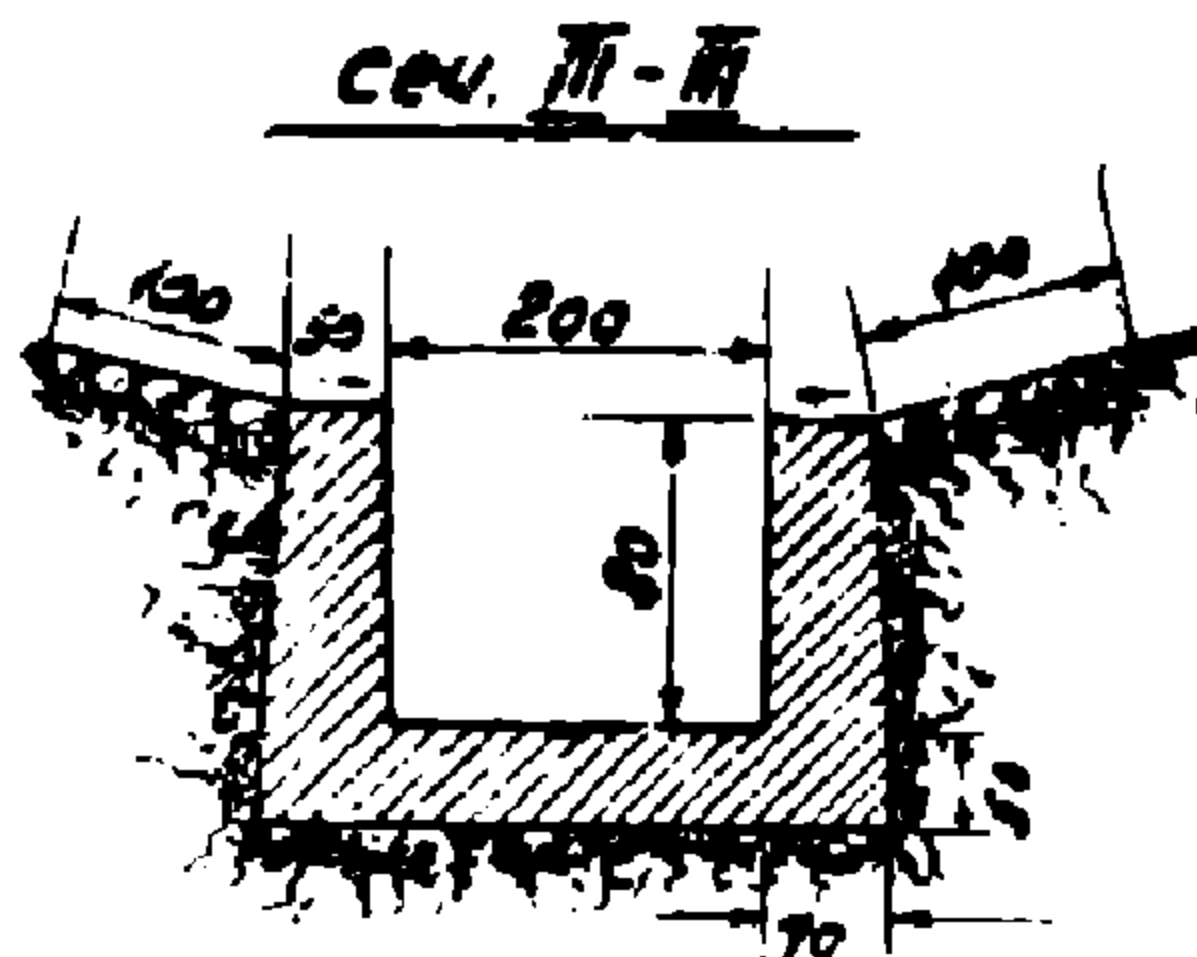


Фиг. 44-б

Лотки из бутовой кладки для быстротоков применяют довольно редко в связи со значительной дороговизной такого рода быстротоков.



Фиг. 44-в



Фиг. 44-г

Наибольшее распространение имеют бетонные лотки-быстротоки. (Границы применимости каменных и бетонных лотков приведены на стр. 48).

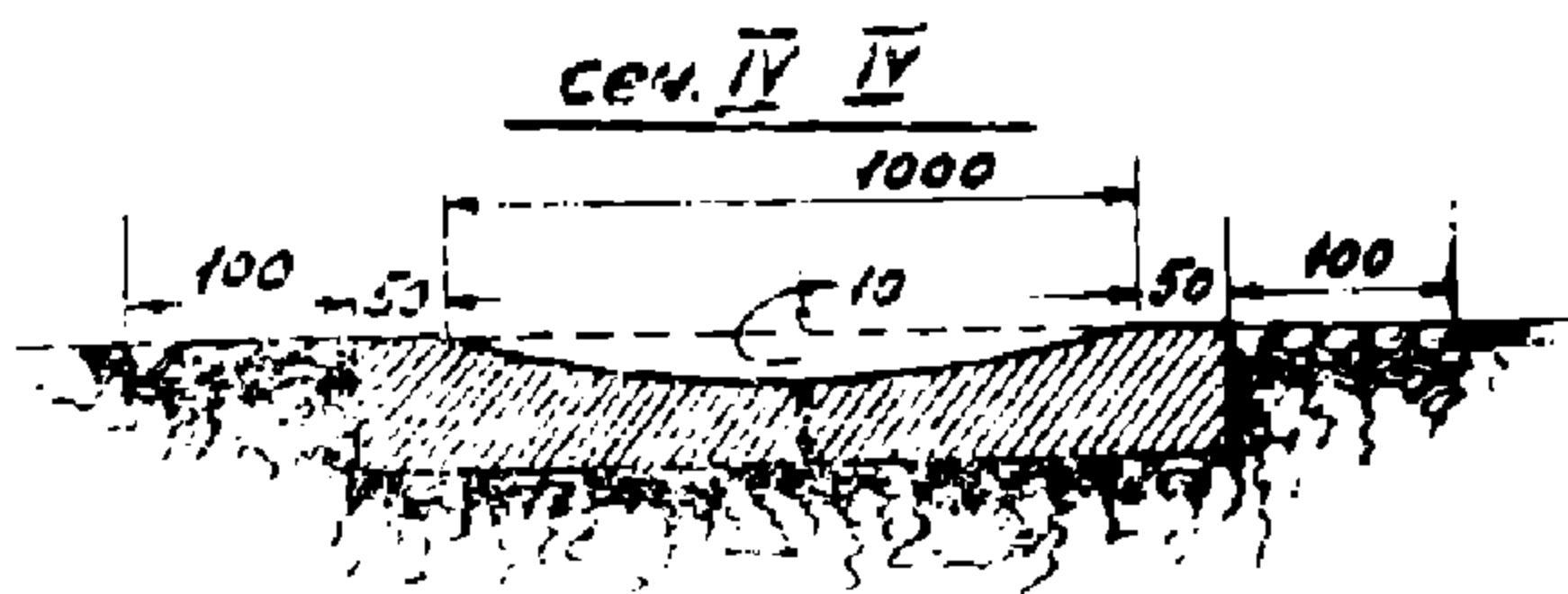
Существенной особенностью проектирования лотка-быстротока являются вопросы профиля его и шероховатости.

Известно, что на быстротоке устанавливается крытая слада, которая постепенно меняет свою крутизну. (Стаивается более пологой при приближении к нормальной глубине). Следовательно, ско-

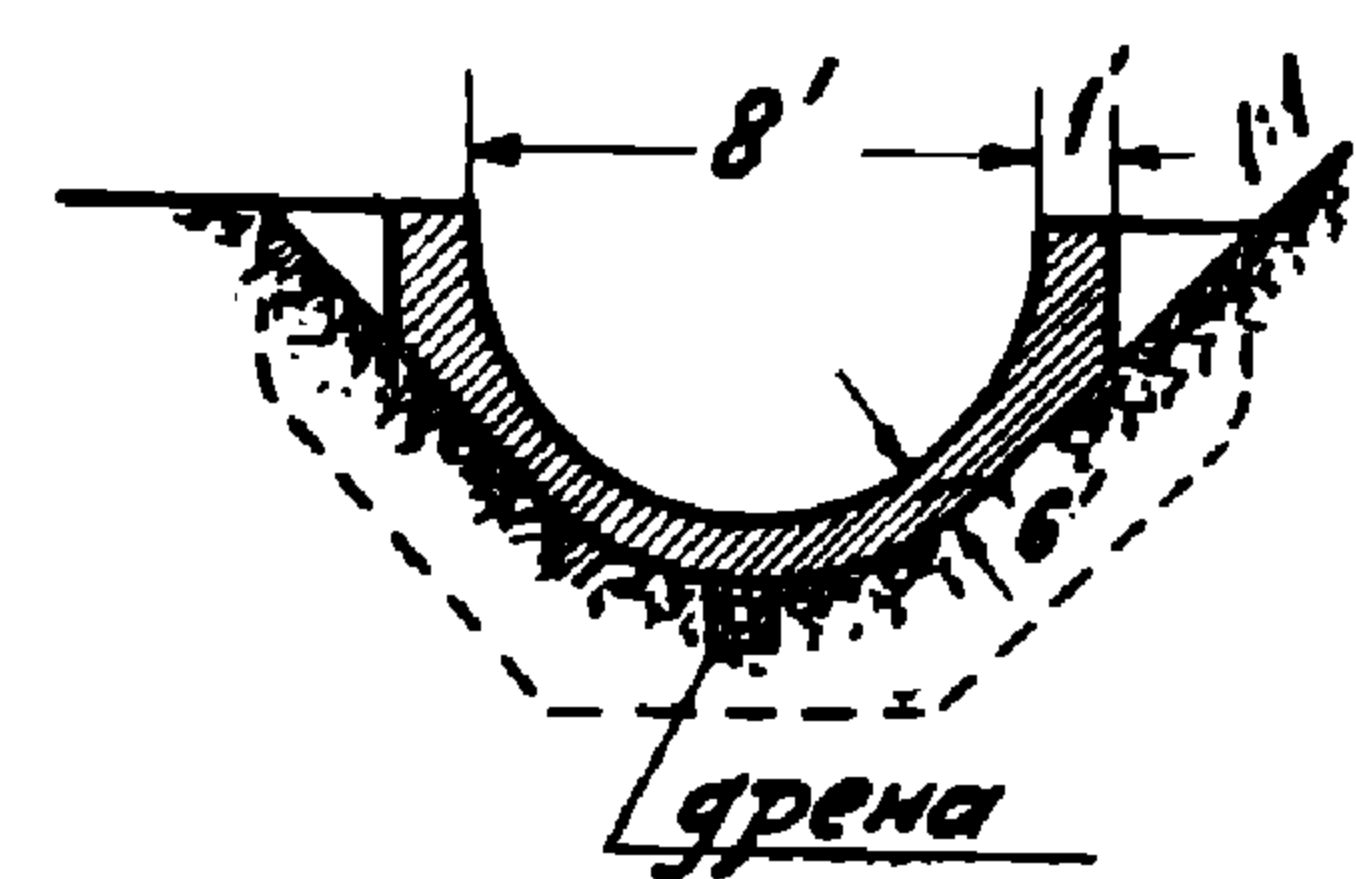
рости течения воды (в соответствии с постепенным уполоаживанием кривой спада) нарастают постепенно, значит лотку-быстро-току в отдельных местах можно придавать различный уклон и шероховатость с тем, чтобы воспрепятствовать достижению предельных (для данного материала) скоростей воды.

На фиг. 43 показан продольный профиль быстротска на линии Фрунзе — Рыбачье, иллюстрирующий приведенные соображения. Из чертежа видно, что крутой, вначале, уклон постепенно уполоаживается.

Этим достигается выравнивание скорости протекающей воды на всем протяжении быстротока.



Фиг. 41-д

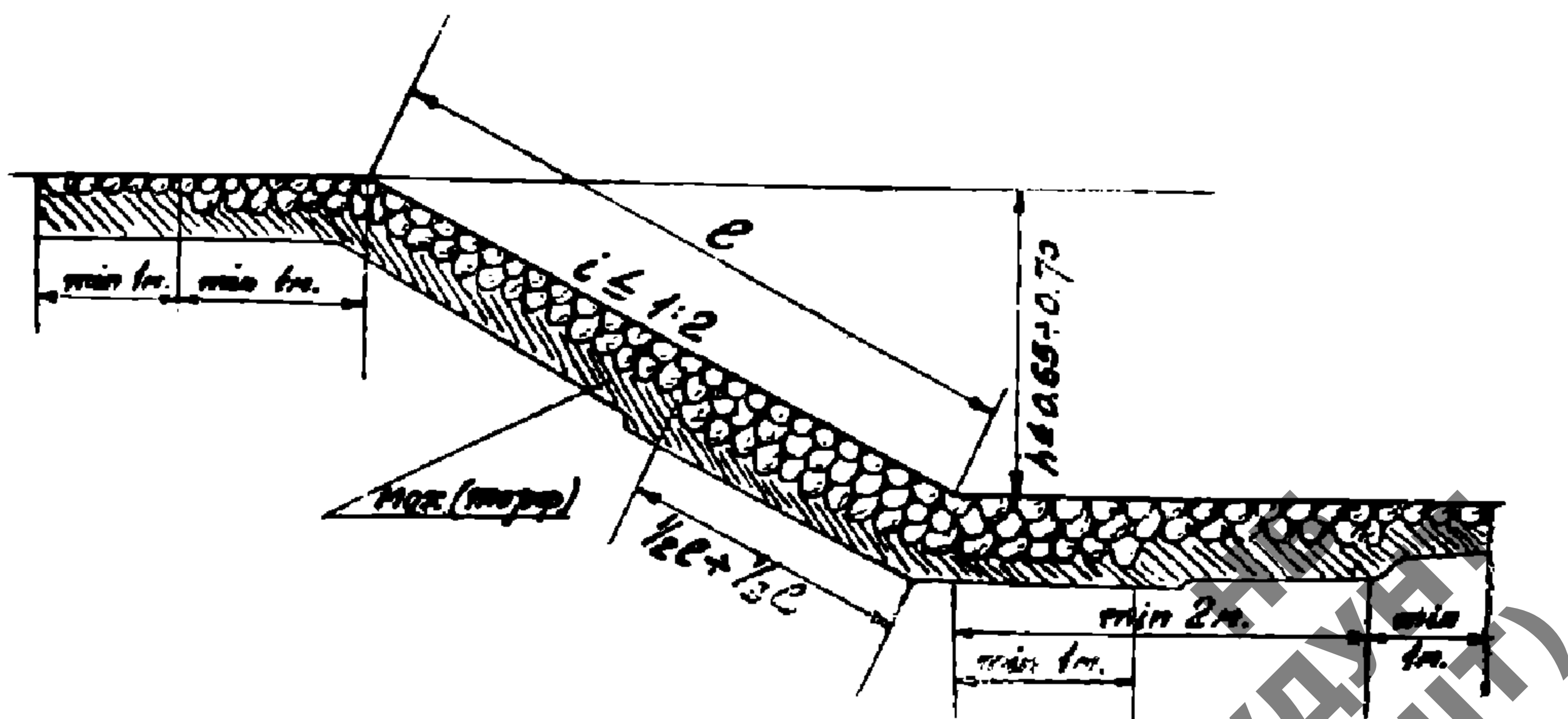


Фиг. 45

Второй прием выравнивания скорости, как указывалось, сводится к созданию искусственной шероховатости дна лотка-быстротока.

На стр. 33 приводились различные приемы создания повышенной шероховатости дна водотока. В практике сооружения быстротоков наибольшее распространение нашли себе следующие методы повышенной шероховатости:

а) втапливание в бетонное дно камней (фиг. 26);



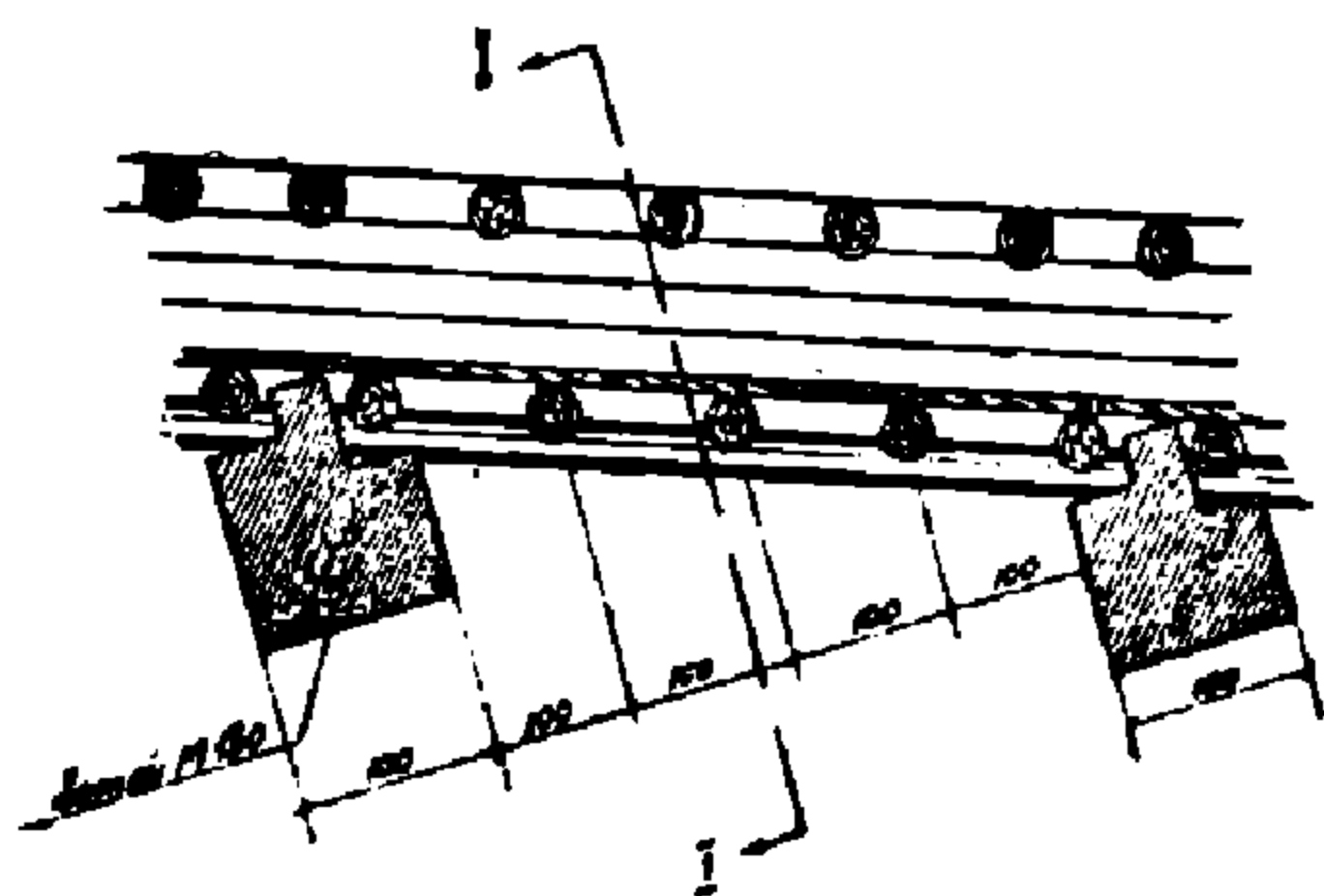
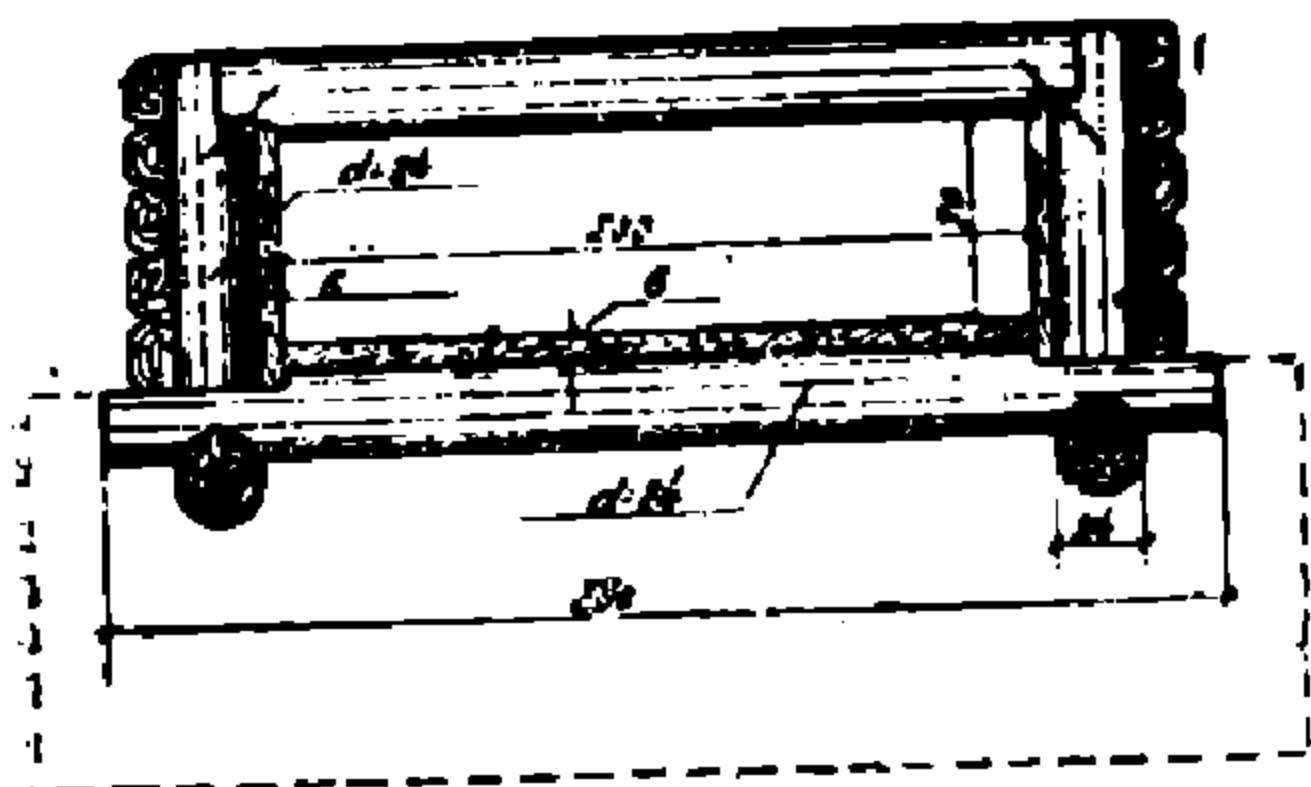
Фиг. 46

- б) создание выступов треугольного очертания (фиг. 25);  
 в) создание выступов прямоугольного очертания (фиг. 23).

Втапливание камней в бетонное дно не является совершенным приемом, ибо, помимо усложнения производства работ, часто наблюдаются случаи выдергивания камней из их бетонных гнезд.

Создание выступов треугольного очертания, гораздо проще (с точки зрения производства работ) и надежнее в эксплуатации.

Сечение I-I



Фиг. 47

Последний прием (выступы прямоугольного очертания) является наиболее совершенным и наиболее сложным, чем второй, в производстве. Выступы прямоугольного очертания должны быть подобраны по своим размерам соответственно определенной шероховатости русла. Вопрос этот, к сожалению, еще недостаточно изучен. По данным опытно-исследовательского института водного хозяйства Ср. Азия (1931 год)<sup>1)</sup>, можно найти, весьма приближенно, значение коэффициента шероховатости русла, имеющего поперечные, прямоугольные ребра. Опыты проводились при следующих дан-

ных: высота ребер  $d = 20—12$  мм., расстояние между ними:  $6d$ ; глубина слоя воды  $h = 40—120$  мм.

После пересчета результатов опыта на натуру для высоты ребер  $d = 0,15$  м. при толщине слоя воды над ними (3—3,5) получены данные, сведенные в таблицу № 6.

Таблица № 6.

Ширина лотка м.	1	1,5	2	2,5	5	12
	Коэффициент шероховатости „n“					
Уклон лотка						
0,06	0,02	0,0215	0,0225	0,0235	0,025	0,031
0,09	0,0205	0,0225	0,0240	0,025	0,0280	0,033
0,12	0,0205	0,0225	0,0245	0,0255	0,0290	0,034

<sup>1)</sup> Проф. Замарин Е. А., «Гидротехнические сооружения».

Для определения коэффициента шероховатости для разных высот ребер проф. Е. А. Замарин рекомендует следующую формулу

$$n_i = n_{16} \sqrt[6]{\frac{d_i}{d_0}}$$

где:

$n_i$  — коэффициент шероховатости при данной высоте ребер  $d_i$ .  
 — коэффициент шероховатости при высоте ребер  $d_0 = 0,15$  м.

Если нет необходимости в устройстве повышенной шероховатости, конструкция лотка-быстротока, выполненная из камня, бетона или железобетона, не имеет каких-либо специфических особенностей, отличающих ее от конструкции обычных лотков.

На фиг. 44, в качестве примера, показана конструкция быстротока линии Фрунзе—Рыбачье. В приведенном примере, как видно из чертежей, имеется перед входом на быстроток участок сопряжения, о задачах которого упоминалось на стр. 48. Участок сопряжения представляет собой искусственное русло, стенки которого выполняются по схеме полунасыпи-полувыемки с откосами 1:1,5. Укрепление дна и стенок русла, в зависимости от скорости, одиночная или двойная мостовая.

Все остальные бетонные искусственные русла сделаны в виде лотков с вертикальными стенками толщиной 0,5 м.

Учитывая возможные температурные деформации и сейсмичность местности<sup>1)</sup>, лотки разделены швами<sup>2)</sup> и каждая секция укреплена в грунте шпорами. Глубина последних принята без расчета по конструктивным соображениям. Глубина шпор колеблется от 1 до 1,5 метра.

Для того, чтобы избежать всасывания грунта через швы между секциями, под подошвами шпор грунт укрепляется каменной наброской (фиг. 48).

В зависимости от свойств грунта косогора лотки делаются либо сплошного поперечного сечения с общей толщиной 0,5 (фиг. 48), либо с раздельными стенками. В последнем случае дно представляет со-



48

1) Об условиях работы сооруж. в сейсмич. районах, см. стр. 61.  
 2) О конструкции температурных швов, см. стр. 23—24.



### 3. Гаситель энергии и выходная часть.

Наиболее распространенными типами гасителей энергии являются водобойный колодец и водобойная стенка. Особенности этих двух типов были разобраны в предыдущей главе. Работая при быстотоках, такие гасители энергии выполняют те же функции, что и при перепадах.

Пример быстотока с гасителем энергии в виде водобойного колодца показан на фиг. 49. (Линия Сталинабад—Курган—Тюбе).

Стенки водобойного колодца в приведенном примере работают, как подпорные, и выполнены из железобетона с составом бетона 1 : 2 : 4. Дно колодца сделано из бетона 1 : 3 : 6.

Как это видно из чертежа, стенки колодца сделаны наклонно расходятся кверху. Такая форма колодца, с одной стороны, предохраняет колодец от деформаций при возможном замерзании воды<sup>1)</sup>, а с другой стороны, способствует выносу за пределы колодца частиц ила, стремящихся осесть.

Непосредственно за гребной выходной частью колодца укладываются габионы. Габионами называются ящики, сделанные из оцинкованной проволоки и заполненные камнем. Габионы должны предотвратить размыв оседания и обеспечить нормальную работу колодца против возможных, в случае подмыва, подломов выходного гребня.

Необходимость в габионах была продиктована в приведенном примере большой скоростью течения воды на выходе из колодца. По данным гидравлического расчета, скорость воды в этом месте колебалась от 2 до 3 метров.

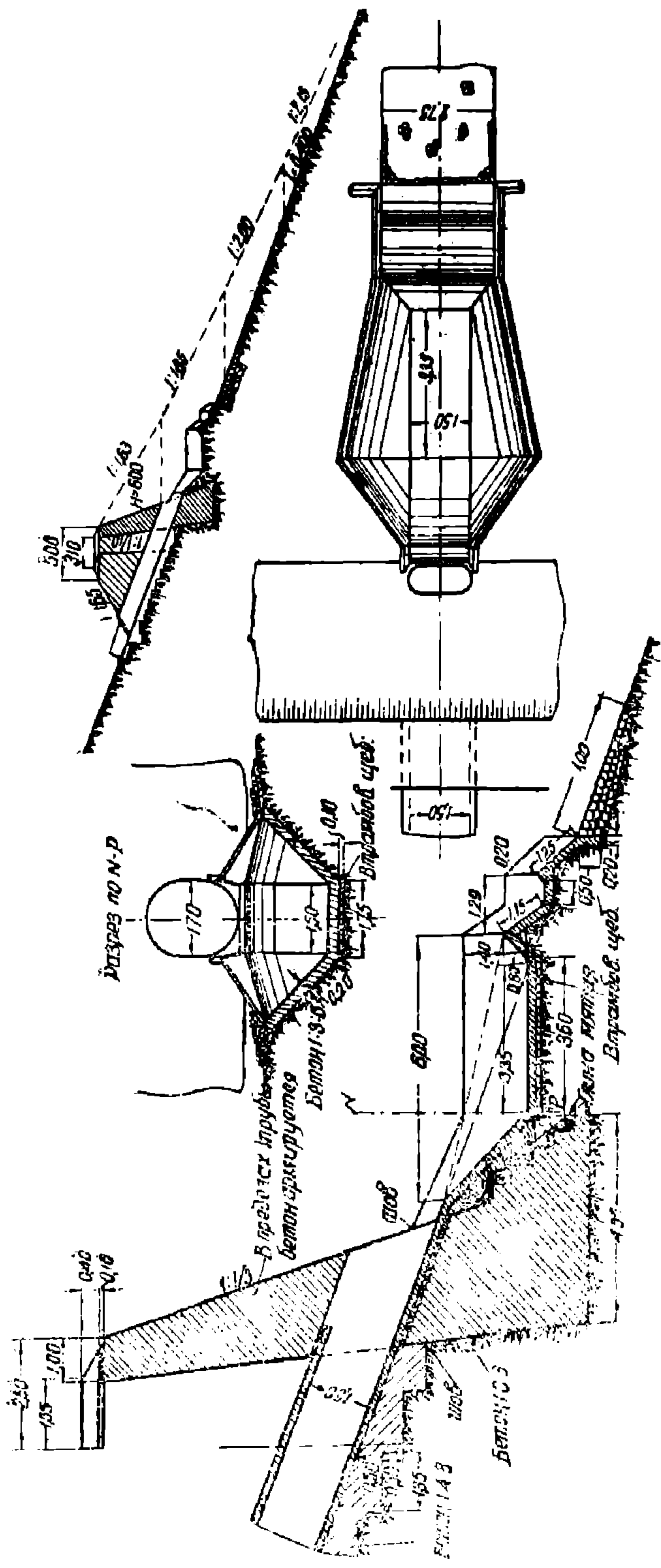
Если скорость течения воды на выходе из колодца превышает приведенные цифры, то целесообразно тогда, за выходом из колодца, устраивать какую-либо дополнительную конструкцию для гашения энергии. Так, например, на той же линии Сталинабад — Курган—Тюбе в указанных условиях прибегли к устройству водобойной стенки за водобойным колодцем (фиг. 50).

На линии Алагир—Гори<sup>2)</sup> в тех же случаях применялась конструкция более сложного типа (фиг. 51), представляющая собой комбинацию быстотока и перепада при одновременном наличии водобойного колодца и водобойной стенки.

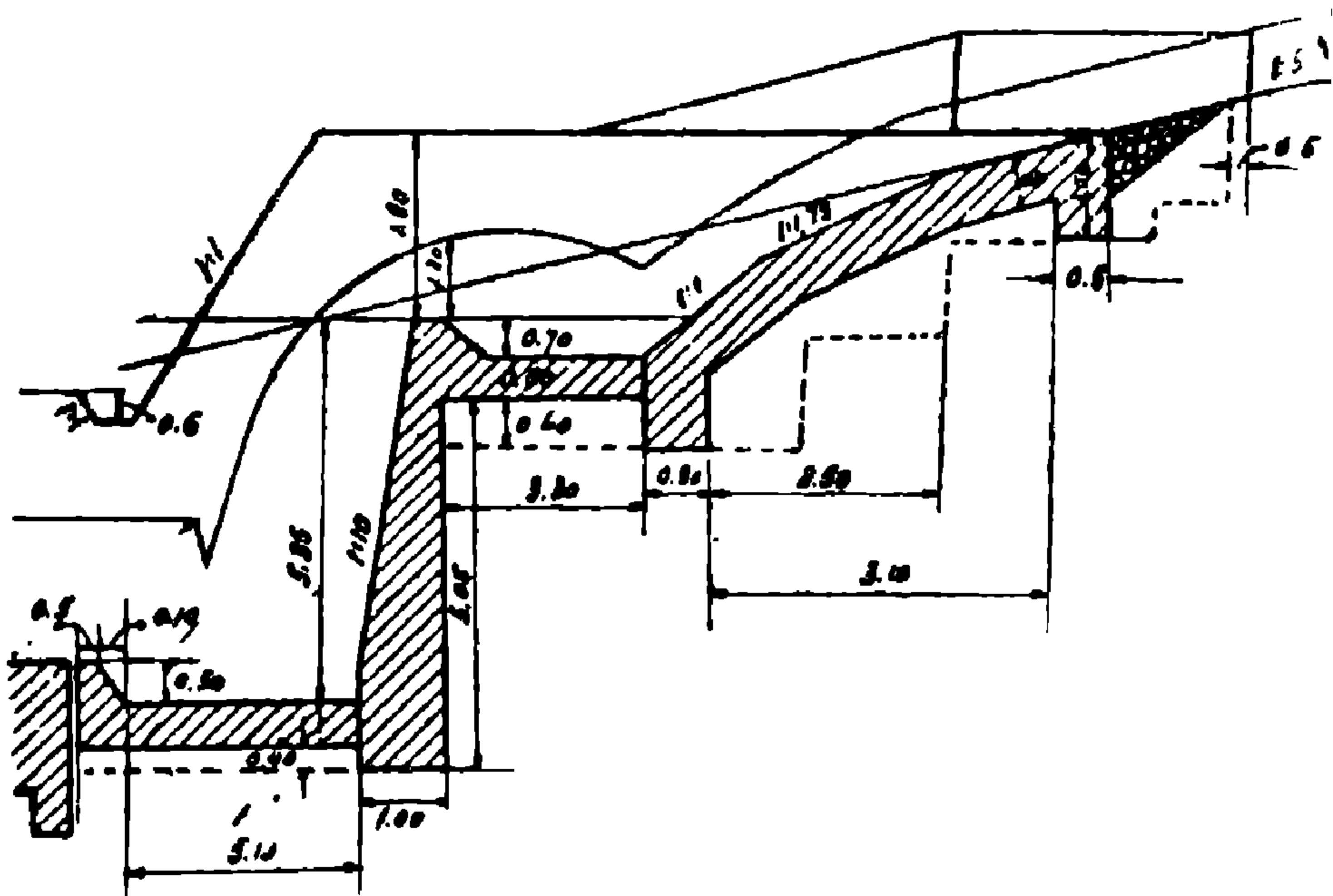
1) Смотрите по этому вопросу пред. главу.

2) Транскавказская перевальная ж.-д. линия.

НБ  
УДУН  
(ДИТ)



Фиг. 50



Фиг. 51

В железнодорожной практике не всегда прибегают к гашению энергии в конце быстротока с помощью водобойного колодца или водобойной стенки. В тех случаях, когда быстроток сооружается в гористой местности, склоны которой, особенно в период сильных паводков, склонны размываться, возможно наличие большого количества взвешенных и донных наносов в водном потоке.

Проходя по быстротоку, такой поток не может быть направлен в водобойный колодец или к водобойной стенке, так как продукты размыва горных пород будут интенсивно заносить названные типы гасителей энергии. При наличии потоков, несущих в себе продукты разрушения горных пород и проходящих по быстротокам, целесообразно в конце быстротока устраивать участки растекания (т. е. участки с постепенно уширяющимся руслом). Участки растекания потока будут способствовать рассредоточению энергии его и, таким образом, выполнять функции гасителей энергии. При этом будет полностью обеспечен свободный транзит продуктов разрушения горных пород.

Пример такой конструкции выходной части быстротока<sup>1)</sup> показан на фиг. 44.

Варианты конструкции конца участка растекания в приводимом примере показаны на фиг. 52, 53.

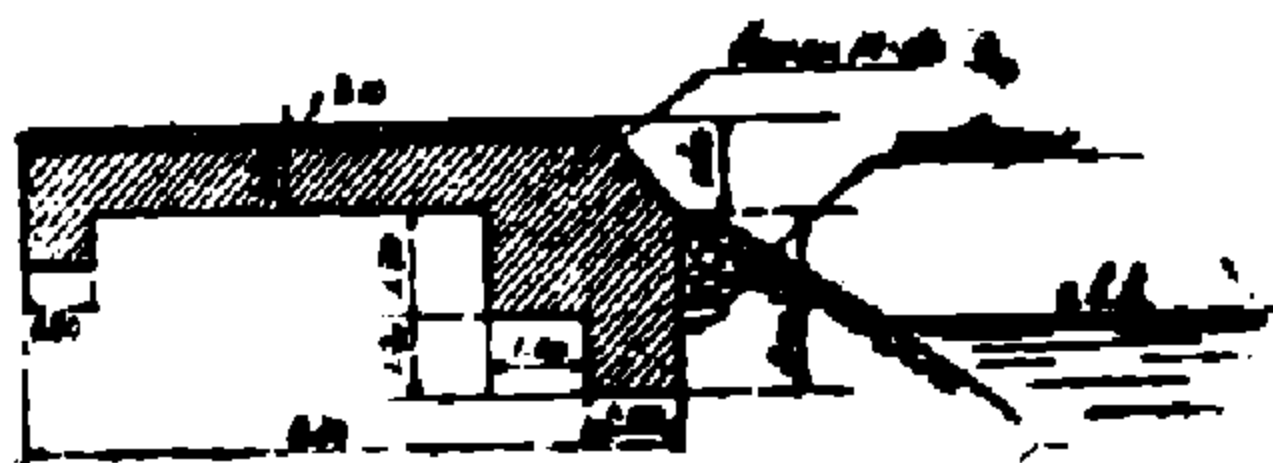
<sup>1)</sup> Линия Фрунзе—Рыбачье.

УДМУНЬ  
(ДИПТ)

Обычно при устройстве участков растекания водоток на выходе из этого участка растекания работает по схеме консольного перепада. Таким образом, вблизи лотка-участка растекания должно быть сделано укрепление русла. Чаще всего это укрепление делается в виде шпоры с рисбермой (фиг. 52, 53).



Фиг. 52

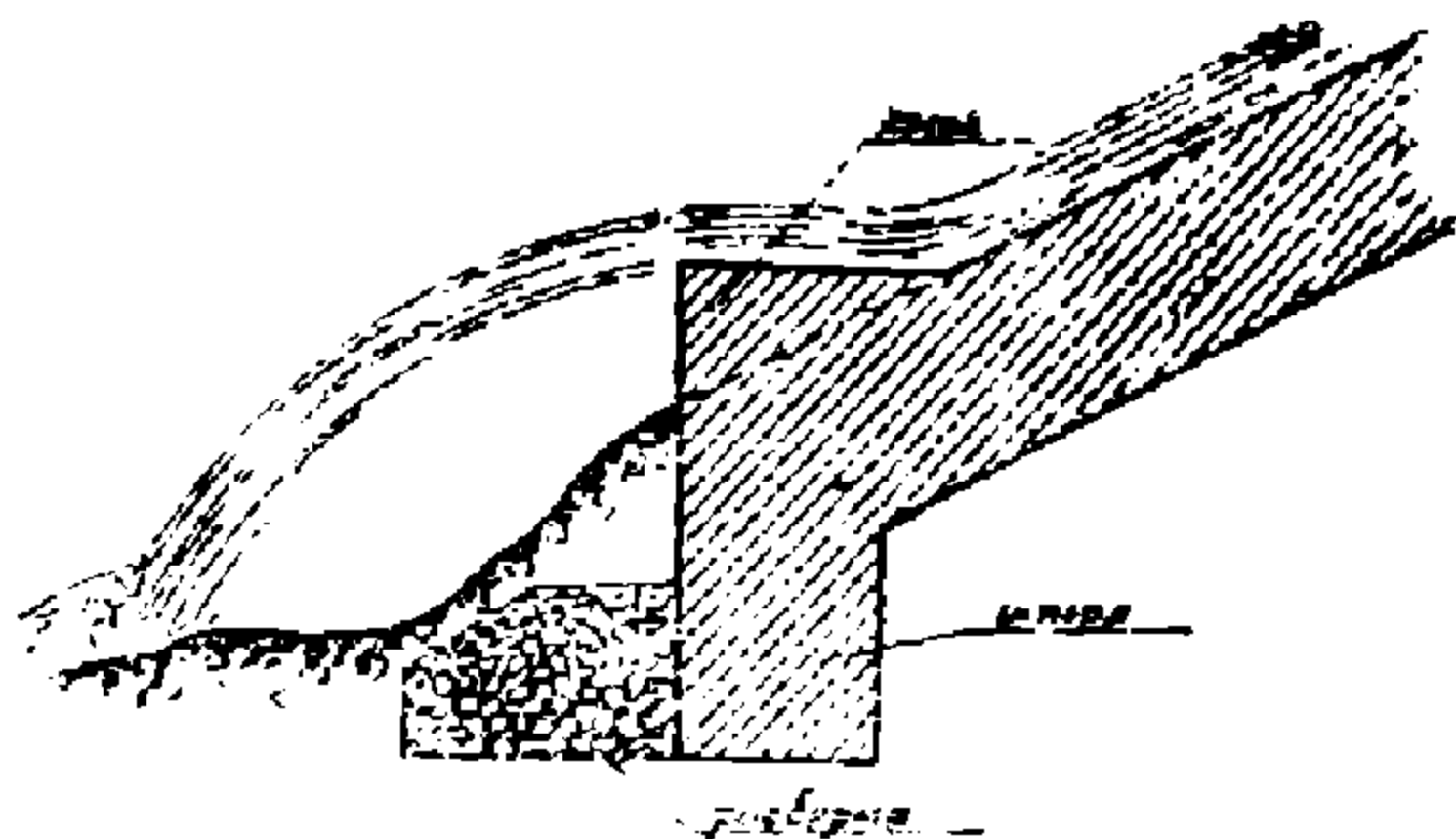


Фиг. 53

В ряде случаев, в целях экономии затрат по укреплению выхода с помощью рисбермы, прибегают к устройству так называемого носка консольного сброса. Последний представляет из себя следующее. В конце лотка (участка растекания) его наклонная поверхность скашивается (фиг. 54) и делается либо горизонтальной, либо даже несколько направленной вверх.

Этот скос и называют носком консольного сброса. Поток воды, проходя по носку, получает горизонтальное направление вместо наклонного книзу и, таким образом, отлетает гораздо дальше от конца лотка, чем это бы было при отсутствии носка. Естественно, что отдаление воронки размыва от сооружения способствует устойчивости последнего.

Чтобы воронка размыва, постепенно увеличиваясь, не угрожала сооружению, у выходной шпоре закладывается предохранительная рисберма (фиг. 54).



Фиг. 54

Исходя из приведенных соображений, следует полагать, что устройство носка консольного сброса, особенно при наличии слабых грунтов, вполне целесообразно.

В отдельных случаях, когда линия проходит по крутому склону, отвод воды (чаще всего в направлении перпендикулярном пути) делают с помощью лотков-быстротоков, заканчивающихся леечно-консольным водосбросом. Если местность имеет столь крутой уклон, что нет опасений застоя, падающей с консольного



лотка воды, то, следовательно, опасности подмыва опор консольного лотка нет и, в этом случае, не требуется прибегать к устройству каких-либо успокоительных бассейнов на площади падающих струй (фиг. 55а). Если приведенные условия плотности отсутствуют, то при консольных сбросах сооружают еще успокоительные бассейны или гасители энергии (фиг. 55в).

Как видно из чертежей приводимых примеров<sup>1)</sup>, лотки сооружены на деревянных опорах и проходят над полотном шоссеиной дороги. Следует отметить одну из существенных, в этом сооружении, деталей, а именно — деталь концевого участка. Как это видно из чертежа, конец лотка сделан либо горизонтальным, либо приподнятым кверху. Задача такого типа конечной части лотка состоит в том, чтобы отбросить струю воды как можно дальше от последней опоры и этим предотвратить возможный подмыв опоры. В связи с этим, между прочим, становится ясным вопрос о границах применения водосбросов леечно-консольного типа. Так, например, в грунтах слабых — возможен быстрый подмыв опор. Лучшего и целесообразнее всего применять водосбросы леечно-консольного типа, при сооружении водоотводов на скалистых грунтах.

## ГЛАВА ШЕСТАЯ

### **Особенности проектирования перепадов и быстротонов в сейсмических районах**

В районах землетрясений могут иметь место различные типы сейсмических явлений. Наиболее опасным по разрушительной силе является так называемые мегасейсмы. Последние характерны тем, что в результате их действий происходят серьезные изменения целых участков земной поверхности. Мегасейсмы являются значительно более опасным типом землетрясений, чем, например, колебания, вызываемые непосредственно сейсмическими волнами.

У нас в СССР значительное количество мест отличаются довольно сильными землетрясениями. К этим районам относятся:

Казахстан (Алма-Ата), Азербайджан (Шемаха), Грузия (Ахалкалаки, Гори), Армения (Ленинакан) и Крым.

В зависимости от характера горных пород, залегающих в сейсмическом районе, опасность работы сооружения может быть оценена приближенно по таблице Зиберга (таблица № 7).

Следует лишь сделать пояснения к понятию коэффициента водостилания, введенному в таблицу.

<sup>1)</sup> Приведенные конструкции запроектированы ЦДОРНИИ, Гусосдора (инж. Д. А. Вулс и техн. А. К. Кораблевым).

Таблица Зиберга. Характеристика сейсмической опасности различных грунтов и горных пород.

Таблица № 7.

Классификация грунтов и горных пород	Дополнит. сотрясения		Примечание
	Коэф. подсти- лания	Баллы по Мер- калли	
<b>Рыхлые.</b>			
1. Аллювий, наносы, гравий, пески, торф . . .	3—6	1—2	Опасность возрастает со степенью увлажнения
2. Глины, мергель, суглинки, лесс, глинистые вы- васы . . .	2—10	1—3	Мало опасны в сухом и не трещиноватом (некомковатом) состоянии, при пластично влажном и текучем состоянии очень опасны. Пропластки глины в других породах опасны.
3. Насыпной грунт и строи- тельный мусор . . .	5—12	2—3	Очень опасны, в особенности при рыхлом и неоднородном составе, допускающем просадки при сотрясении.
4. Заболоченные места и заросшие озера . . .	8—16	3—4	Чрезвычайно опасны вследствие большой про- садки.
<b>Твердые.</b>			
5. Кварцы, мрамор, извест- няк и доломит (масс. залегание) . . .		0	Безопасны, вследствие незначит. продуктов выветривания.
6. Песчан., брекчии и кон- гломераты . . .		1—2	Опаснее № 5 (степень опасности) вследствие образования песка с галькою и валунами.
7. Граниты, кварцы, порфи- ры, трахиты, диабазы, гнейсы . . .		1—2	Степень опасности—1, вследствие более обильных продуктов выветривания (песков, глин и россыпей).
8. Базальты, фонолиты, гли- нистые сланцы, туфы . . .		1—3	Степень опасности—2, вследствие распада на суглинки и глины.

Коэффициент подстилаяния<sup>1)</sup> (Unterbettungskoeffizient) характеризует, в соответствии со степенью землетрясения, отношение кажущейся силы землетрясения к истинной, присущей однородным, ненарушенным и полнокристаллическим глубинным породам. Другими словами, этот коэффициент — отношение горизонтальных ускорений, вызванных землетрясением на поверхности и в глубинных твердых скалистых породах.

На основании указанного коэффициента подстилаяния, в приводимой таблице (№ 7) исчислены (соответственно различным грунтам) дополнительные баллы сотрясения, которые следует добавлять к общему баллу данного района.

В качестве общего пожелания при проектировании и постройке сооружений в сейсмических районах, следует указать на следующее обстоятельство.

Сооружения, лучше всего, в таких районах воздвигать на участках, отличающихся плотными, а не рыхлыми грунтами. Это вытекает из приведенной таблицы № 7, из которой ясно, что плотные породы обеспечивают большую надежность сооружений, на них возводимых, так как дополнительные баллы сейсмичности для них меньше, чем для рыхлых пород.

По данным опыта, известно, что наибольшие разрушения свойственны крутым склонам, а также участкам, на которых находится линия контакта двух горных пород, различных по своей геологической структуре.

Рекомендуется избегать мест с приведенной характеристикой для возведения сооружений.

Сравнивая быстротоки и перепады, как способ перехода от верхнего бьефа к нижнему, в сейсмических районах следует отдать предпочтение быстротокам. Благодаря сравнительной простоте конструкций быстротоков работа их в сейсмических районах будет более надежной, чем работа перепадов.

При этом весьма существенным является вопрос о выборе типа фундамента под лотком-быстротоком. Фундамент может быть сделан в виде сплошного основания (фиг. 49) и в виде отдельных столбов (фиг. 47).

Лоток-быстроток, выполненный из бетона и поддерживаемый отдельными столбами фундамента, представляет собой как бы бал-

<sup>1)</sup> Определение взято из книги А. А. Гельфер «Причины и формы разрушения гидротехнических сооружений».

ку на многих опорах, работающую на изгиб. В сейсмических районах такая конструкция в большей мере склонна к разрушениям при землетрясениях, чем конструкция со сплошным фундаментом, обладающая большей массой и отличающаяся более простой работой под силовыми воздействиями. Поэтому в этих районах при сооружении лотков из бетона предпочтительнее устройство сплошных фундаментов.

К такому же выводу приходят в последнее время и проектирующие организации.

Так, для линии Сталинабад—Курган-Тюбе, где сейсмичность района значительна, Союзтранспроектм запроектирован быстроток со сплошным фундаментом (фиг. 49).

Однако требование выполнения сплошных фундаментов под бетонными лотками в ряде случаев приводит к существенному удорожанию сооружения. Тогда следует давать вариант устройства фундамента в виде отдельных столбов, с применением железобетонных и деревянных лотков.

Если лоток быстротока сделан из дерева или железобетона и, следовательно, может, в известной мере, работать на изгиб — выбор фундамента (в сейсмических районах) не имеет принципиального значения, ибо как сплошной фундамент, так и фундамент в виде отдельных столбов будут работать равноценно. Однако, разумеется, при этом, в проектировании и расчете должны быть учтены сейсмические воздействия.

НБ  
УДУНТ  
(ДИТ)

# ЧАСТЬ ВТОРАЯ

## ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СИСТЕМ ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОДООТВОДОВ

### ГЛАВА ПЕРВАЯ

#### Методика проектирования системы поверхностных водосборных и водоотводных устройств в целом, как единого комплекса

Проектирование водосборных и водоотводных устройств на каком-нибудь участке преследует цели регулирования поверхностного стока ливневых и талых вод.

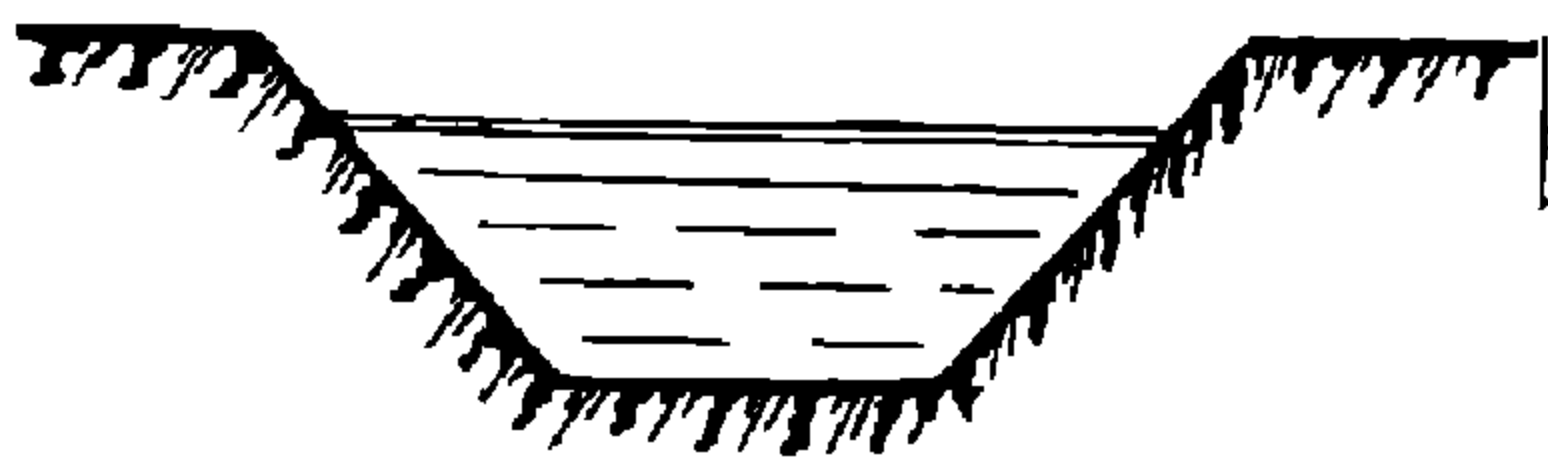
Основными задачами регулирования стока являются:<sup>1)</sup>

1) Предотвращение размыва и подмыва грунтовых масс (например: размыва тела земляного полотна, размыва оврагов и т. д.).

2) Недопущение инфильтрации поверхностных вод в толщу грунтового массива, с целью предотвращения нарушения устойчивости земляных масс и связанных с нею, в дальнейшем, оползневых явлений.

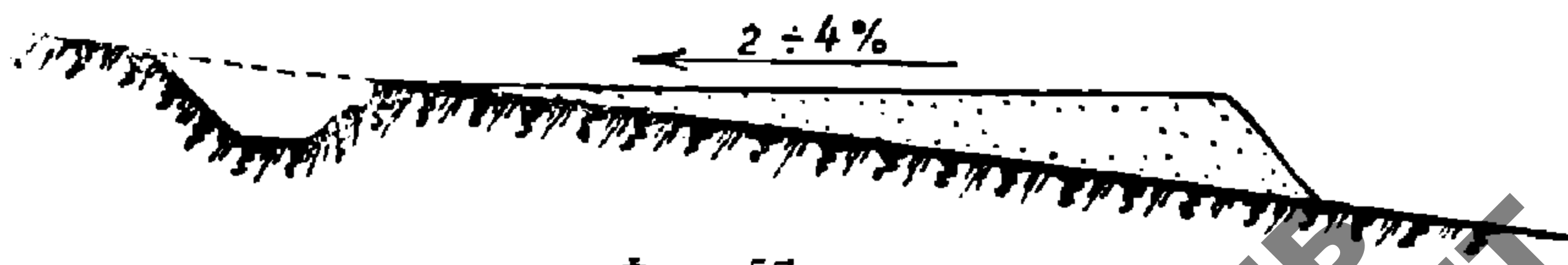
Регулирование поверхностного стока в указанных целях в практике обычно осуществляется следующими путями:

1) Устройством различного рода канав и лотков а также, при необходимости, перепадов и быстроходов на них) (фиг. 56).



Фиг. 56

2) Устройством специальных водоотводных планировок земной поверхности (фиг. 57).



Фиг. 57

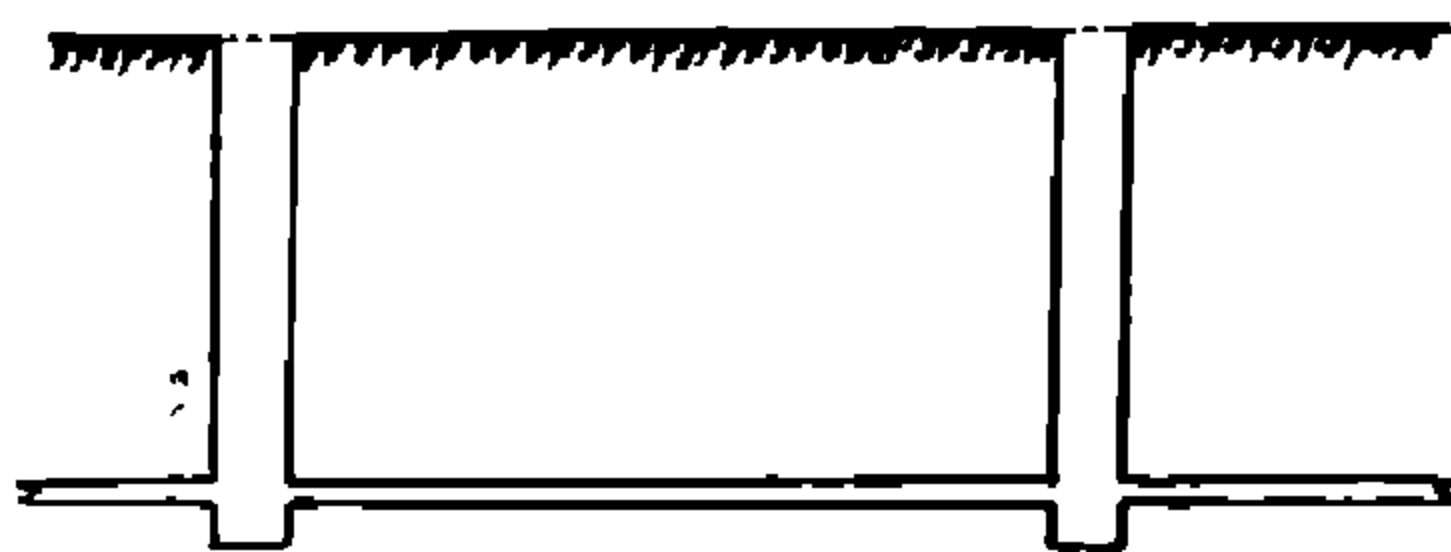
<sup>1)</sup> В настоящей книге не рассматриваются лишь сооружения поверхностного водоотвода в целях осушения местности, что имеет место в технике мелиорации.

3) Устройством защитных сооружений (например, обваловывания — для ограждения сильно размываемых оврагов, от действия поверхностных вод) (фиг. 58).



Фиг. 58

В отдельных случаях, к которым, например, могут быть отнесены застроенные участки, регулирование поверхностного стока ливневых и талых вод производится с помощью особой ливневой канализации (фиг. 59), представляющей собою систему закрытых коллекторов, связанных с земной поверхностью посредством ряда вертикальных (шахтных) колодцев.



Фиг. 59

Приведенные способы регулирования поверхностного стока могут быть применены как по отдельности, так и вместе (комплексно). Целесообразность проектирования той или иной комбинации способов регулирования поверхностного стока рассмотрена ниже.

### **I. Особенности проектирования канав**

Проектирование канав затрагивает два основных вопроса:

- 1) Выбор трассы.
- 2) Подбор необходимых размеров и укреплений канавы<sup>1)</sup>.

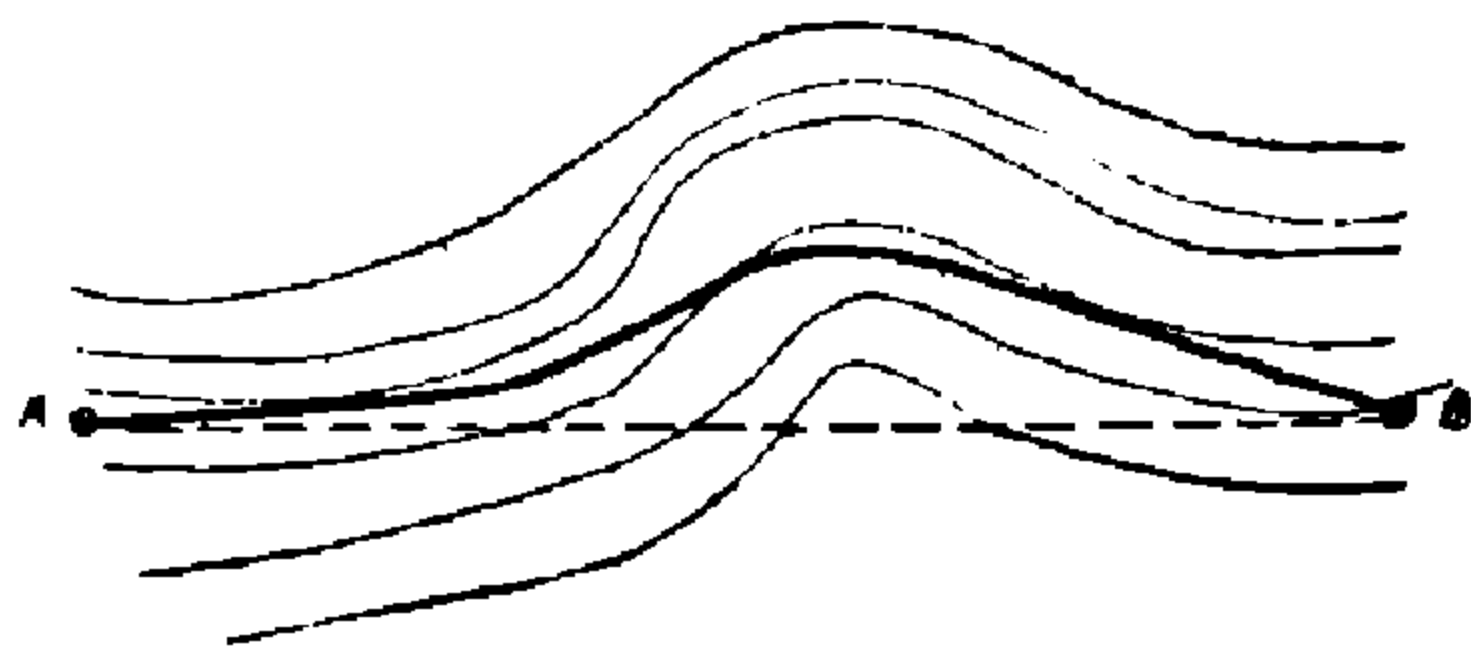
При выборе трассы обычно руководствуются следующими принципами:

1) Канава должна быть запроектирована, в целях экономии земляных работ, а также наилучших условий гидравлической работы — по прямой линии.

2) Направление канав следует выбирать так, чтобы они располагались по перпендикуляру к преимущественному стоку поверхностных вод.

<sup>1)</sup> Этот вопрос рассматривается в главе четвертой в разделе В «Гидравлический расчет канав».

3) Если первые два требования связаны с производством большого объема земляных работ (по условиям топографии местности) (фиг. 60), то канаву можно трассировать не по прямой линии, однако плавно закругляя при этом переход от одного элемента к другому.



Фиг. 60

Ломаное (в плане) очертание канавы не рекомендуется, ибо это привело бы к неизбежным завихрениям струй, и, следовательно, к размыву стенок канавы в углах поворота.

Вместо резких изломов трассы канавы в плане следует устраивать плавные закругления.

Для наименьшего радиуса закругления Девис дает эмпирическую формулу:<sup>1)</sup>

$$R_{\min} = 11 v \sqrt{F + 12}$$

Где  $R_{\min}$  — радиус в м;

$v$  — скорость течения воды в м/сек.

$F$  — площадь живого сечения в м<sup>2</sup>

Гидравлическими расчетами установлено<sup>1)</sup>, что наименьший допустимый радиус закруглений надо определять из выражения:

$$R = 2,27b$$

где  $b$  — средняя ширина потока.

4) Руководствуясь указанными принципами проектирования, трасса канавы должна быть намечена в нескольких вариантах.

На основании технико-экономического сравнения вариантов, выбирается тот, который является наиболее выгодным. Выбор наиболее выгоднейшего максимального уклона, с которым следует проектировать канаву в заданных условиях, связан не только с особенностями топографии местности, но также и с теми укреплениями канавы, которые впоследствии придется устраивать, дабы скорость течения воды (являющаяся прямой функцией уклона) не приводила к размыву дна и стенок канавы.

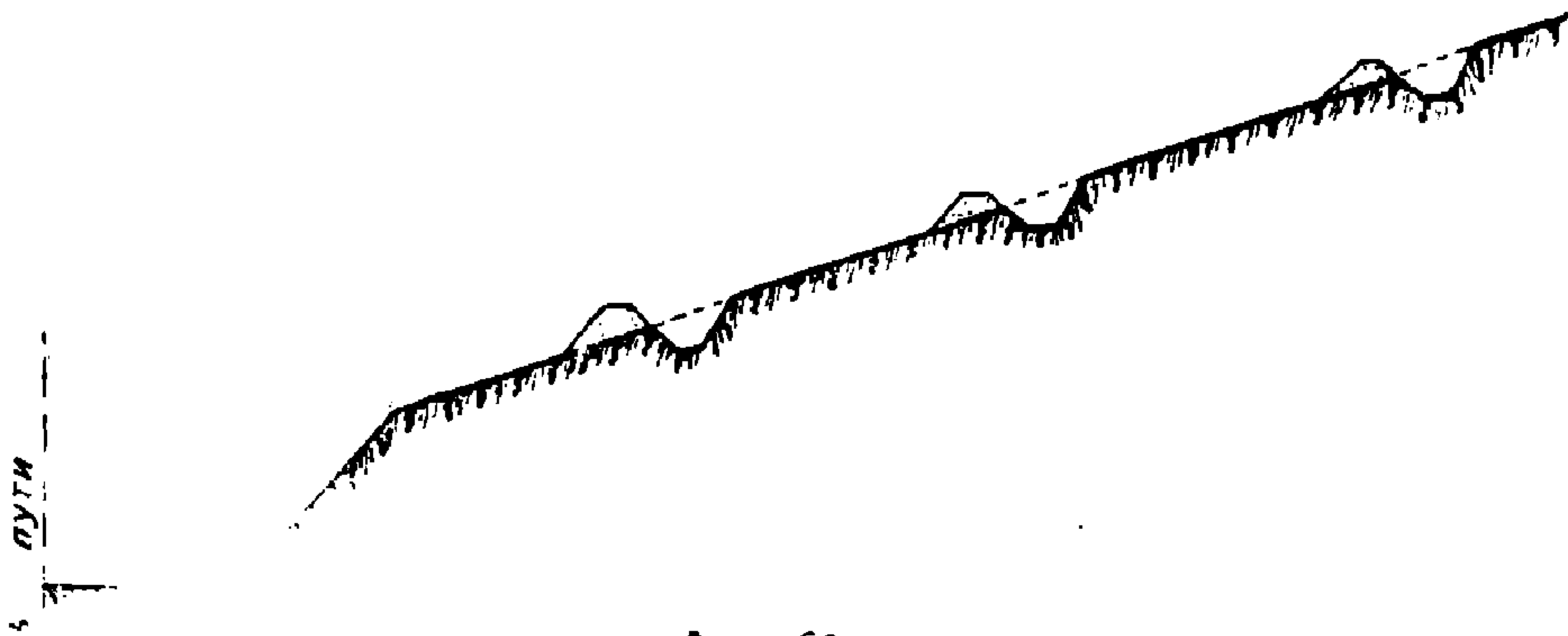
5) Канавы могут быть запроектированы как в виде одной магистрали, так и в виде сети. В последнем случае всегда имеет место примыкание одной канавы к другой.

<sup>1)</sup> А. Н. Стаханов. «Воотводные сооружения на железнодорожных станциях».

Примыкание следует делать под острым углом, принимаемым обычно на практике в пределах от  $35^\circ$  до  $60^\circ$ . Указанные ограничения связаны с тем, чтобы не допускать размыва противолежащей (против места примыкания) стенки основной канавы (и заиливания у стенки примыкания). Место примыкания рекомендуется особенно тщательно закреплять одним из известных видов одежды против размыва. Примыкание одной канавы к другой, в зависимости от местных топографических условий, возможно как в одном, так и в разных уровнях. В последнем случае обычно прибегают к устройству перепада, сопрягающего дно обеих канав. При этом проводятся все необходимые, в случаях устройства перепадов, укрепления русла (в верхнем и нижнем бьефе).

При наличии большого ливневого стока, особенно в горных районах, может возникнуть необходимость в проектировании весьма солидных размеров канавы

При этом, если район характерен еще оползневыми явлениями, то такая канава может даже способствовать развитию оползневых явлений. В указанных случаях проф. Брудастов<sup>1)</sup> рекомендует в горных районах сооружать сеть параллельных канав глубиной около 1 м, на небольшом расстоянии друг от друга (фиг. 61).



Фиг. 61

6) Сброс воды из канав должен проводиться к пониженным местам (ручья, реки, овраги, и т. д.). При этом должны быть приняты специальные меры против размыва грунта у устья канавы.

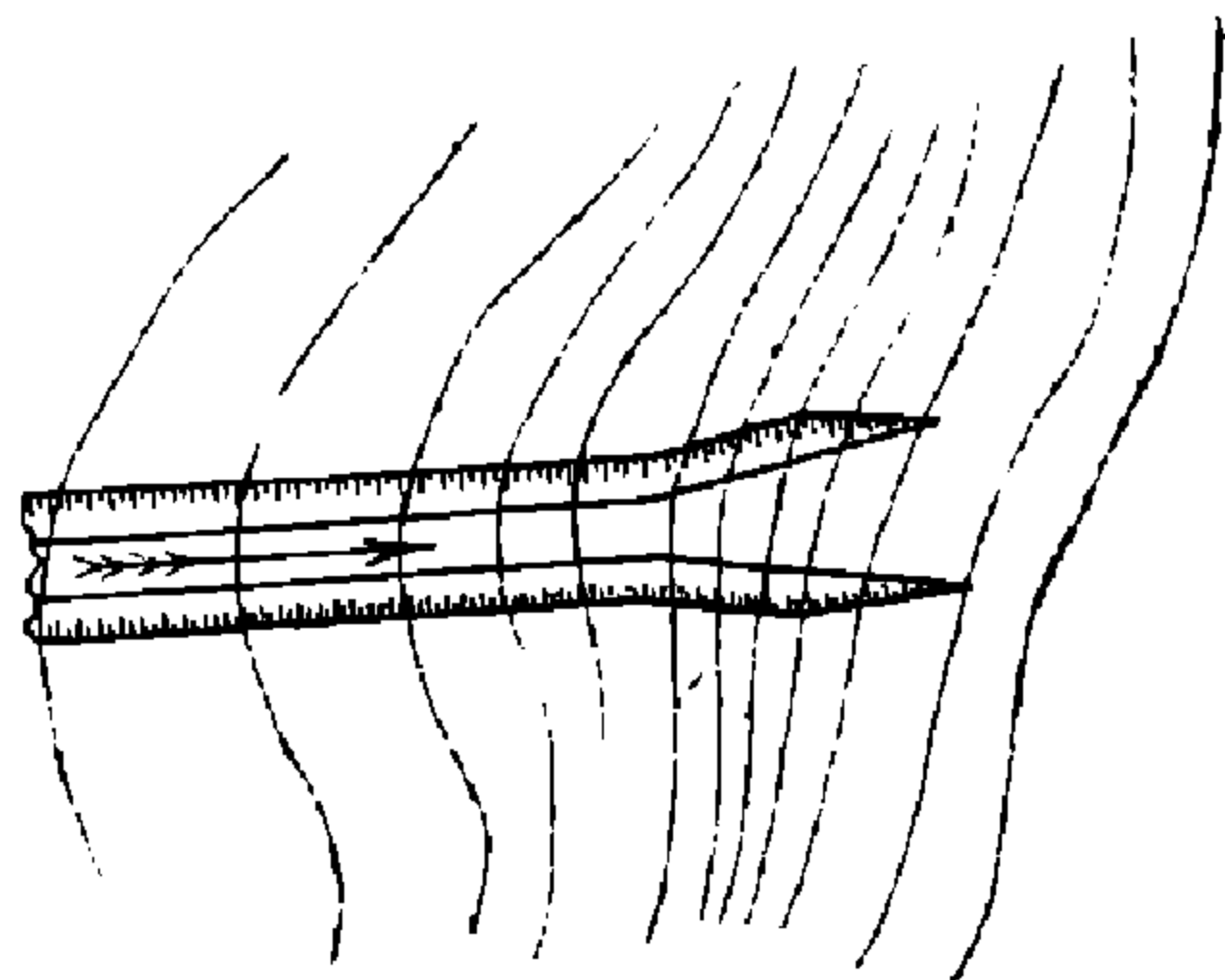
К числу таких мер (кроме известных способов укрепления русел) может быть, например, отнесено следующее.

<sup>1)</sup> С. К. Абрамов, Н. В. Глазов, А. В. Романов, Н. Г. Грудаков: «Противооползневые сооружения» (исследование и проектирование, 1940 г.).

У выхода канава должна расширяться (фиг. 62).

Ширина канавы на выходе может быть получена на основании расчета. При этом скорость течения воды должна быть меньше размывной, но больше, чем скорость, при которой наступает явление заиливания.

Это даст возможность воде разливаться тонким слоем по скатам низины или оврага, в который отведена канава, и, таким образом, будет предотвращен размыв этих скатов<sup>1)</sup>.



Фиг. 62

Вопрос о выборе необходимых размеров и укреплений канавы зависит прежде всего от типа проектируемой канавы. В практике обычно встречаются следующие типы канав:

1) Вода поступает в канаву в ее верховьи с торца (например, поступление воды из резерва в канаву у земляного полотна железных дорог).

2) Вода поступает в канаву сосредоточенно в отдельных местах по длине ее (например, в основную магистраль вливаются отдельные притоки).

3) Вода поступает в канаву вдоль всей ее длины.

Канаву первого типа называют водоотводной. Канавы второго и третьего типа называют водосборно-водоотводными.

Проектирование водоотводных канав является частным случаем более общего проектирования водосборно-водоотводных канав. Это обстоятельство становится ясным из приводимой ниже (глава четвертая, раздел В) методики выбора размеров водосборно-водоотводных канав (методика гидравлического расчета канав).

Когда намечена трасса канавы, дальнейшее ее проектирование сводится к следующему:

1) Отыскивается возможный и рациональный продольный профиль канавы.

2) Определяется соответствующий поперечный профиль и производится расчет площади живого сечения.

<sup>1)</sup> Л. Н. Бернацкий. «Искусственные сооружения малого от-  
верстия и поверхностные водоотводы».

3) Выбирается соответствующее укрепление дна и стенок канавы для случая, когда расчетные скорости будут превышать допустимые. Установить, допустима ли скорость для данного грунта или одежды (укрепления) можно по таблице № 4.

Комплексное решение всех этих трех задач рассмотрено в главе четвертой, в разделе В. «Гидравлические расчеты канав».

**Пример проектирования трассы канавы.** Положим, что на участке, план которого в горизонталях показан на чертеже (фиг. 60), необходимо запроектировать трассу канавы.

Как видно из чертежа, в рассматриваемом случае имеет место достаточно сложный рельеф участка. Естественно, поэтому, что проектировать трассу по прямой линии (вариант 1-й фиг. 60), что является, как указывалось, весьма желательным — в данном случае будет нерационально. Нерациональность такого проектирования усматривается прежде всего из того, что при этом пришлось бы создать весьма значительные уклоны (порядка 0,1) с необходимостью устройства нескольких выходов из канавы, расположенной на обратных (по направлению уклона) склонах. Кроме того, проектируя канаву по I варианту, не выполняется условие расположения трассы нормально к главенствующему направлению стока поверхностных вод (что усматривается из простого анализа формы и расположения горизонталей, показанных на чертеже).

Таким образом, в заданных условиях приходится прибегать к криволинейной форме трассы канавы.

В правильном отыскании такого рода трассы (криволинейной) следует руководствоваться следующими условиями:

- 1) Стремиться к минимуму земляных работ.
- 2) Стремиться к минимально-возможным (в условиях заданной местности) продольным уклонам канавы с тем, чтобы не возникало необходимости в дорогостоящих укреплениях дна и стенок канавы.

Учтя первое условие (применительно к заданному участку), приходим к выводу, что трассу следует проектировать примерно вдоль горизонталей (см. фиг. 60). Стремясь, далее, несколько сократить длину трассы, приходим к выводу, что при проектировании трассы следует придерживаться 8-тысячного уклона.

Вариант 2-й трассы (см. фиг. 60) почти удовлетворяет сделанным выводам. Есть лишь небольшие отклонения (в сторону

увеличения уклона), связанные с необходимостью избежать резких углов поворота трассы.

## 2. Водоотводные планировки

При проектировании системы канав на каком-либо участке почти всегда возникает необходимость в специальной планировке местности в целях наилучшего и быстрейшего водоотвода. Такие планировки производятся в тех случаях, когда на местности имеются бугры, ямы или бессточные площадки. Планировка земли заключается либо в срезке грунта, либо в специальной присыпке его с тем, чтобы, как в том, так и в другом случае, обеспечить надежный сток воды к проходящей вблизи системе канав. При такого рода искусственных планировках, обычно по данным многолетней практики, принимаются уклоны в 0,02—0,04 (в сторону водосборной или водоотводной канавы).

Примером такого рода водоотводных планировок у земляного полотна могут служить бермы и банкеты (фиг. 72, 73, 78, 79), обеспечивающие сток воды от земляного полотна<sup>1)</sup>.

Водоотводными планировками называют также террасирование крутых склонов. Последнее применяется, например, в горных районах для борьбы с мурами (селями) (фиг. 63<sup>2)</sup>.



Фиг. 63

## 3. Защитные сооружения<sup>3)</sup>

В тех случаях, когда канава не может обеспечить непрерывный (в течение года) пропуск ливневых и особенно талых вод, прибегают, в целях предотвращения размыва какого-либо объекта, к устройству земляного вала, вдоль (или вокруг) этого объекта (фиг. 58). Такие случаи могут иметь место, когда, например, круп-

<sup>1)</sup> Более подробно о бермах и банкетах см. главу вторую, раздел 1.

<sup>2)</sup> О мурах (селях) см., например, Ф. А. Саваренского, «Инженерная геология».

<sup>3)</sup> В этой книге не рассматриваются специальные типы защитных сооружений в виде дамб, траверс, бун.

ная канава, предназначенная для перехвата ливневых и талых вод — к весне настолько занесена снегом, что оказывается не в состоянии выполнить отвод поверхностных вод. Тогда земляной вал, специально укрепленный (против размыва), преграждает путь воде к объекту. Высота такого вала должна быть выбрана в соответствии с максимальной высотой слоя воды, появляющейся при ливнях и при таянии снега.

Следует учесть также, что повторяемость максимальных ливней обычно принимается раз в 10—15 лет. Отсюда, нет нужды вести расчет сечения канавы соответственно столь редким, максимальным значениям ливней.

Однако, устройство вала вдоль канавы, сооружение которого может быть легко выполнено с помощью грунта, вынутого из канавы, обеспечит даже при максимальных ливнях недопущение размыва данного объекта.

Указанный тип защитного сооружения применяется, например, при борьбе с разрастанием оврагов (фиг. 58). Земляной вал, в этих последних случаях, устраивается у вершины оврага, опоясывая ее и, таким образом, не допуская воды к самому оврагу.

Приведенные способы регулирования поверхностного стока обычно проектируются комплексно.

Взаимосвязь в работе всех этих типов поверхностного водоотвода лучше всего проследить на конкретных примерах.

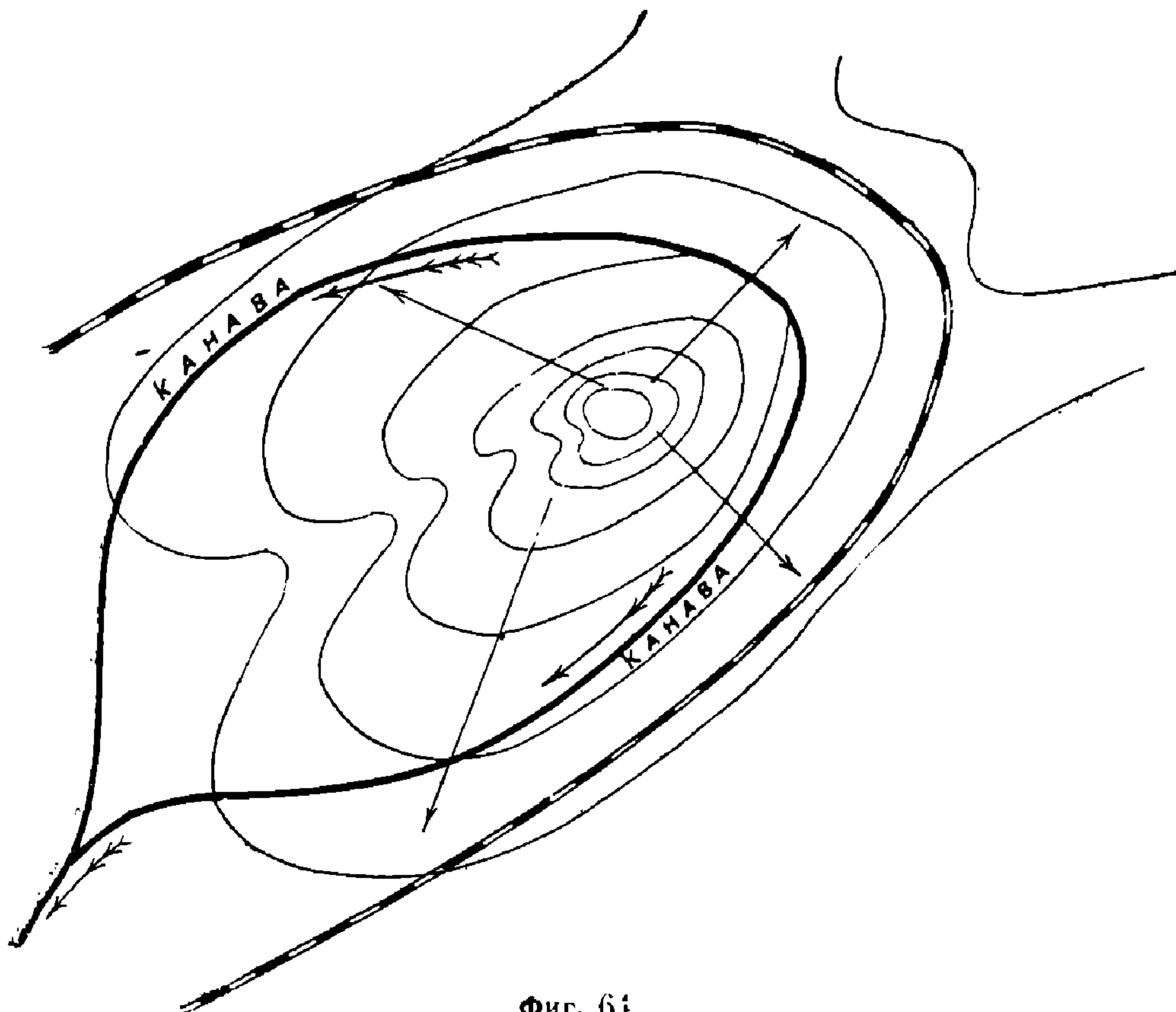
#### **4. Особенности комплексного проектирования устройств поверхностного водоотвода.**

В зависимости от топографии местности, а также от особенностей объекта, к которому следует не допускать приток поверхностных вод — систему канав можно разбить на следующие типы:

- а) кольцевые канавы,
- в) концентрические,
- г) сетчатые (линейно-сетчатые и криволинейно-сетчатые).

##### **а) Кольцевые канавы.**

В том случае, когда объект (напр. железнодорожная линия) опоясывает гору (бугор) (фиг. 64) и поверхностные воды направлены по поверхности бугра к объекту — последний с верховой стороны опоясывается кольцевой канавой. При указанных условиях, уклон канавы принимается к одной из точек канавы, которая располо-

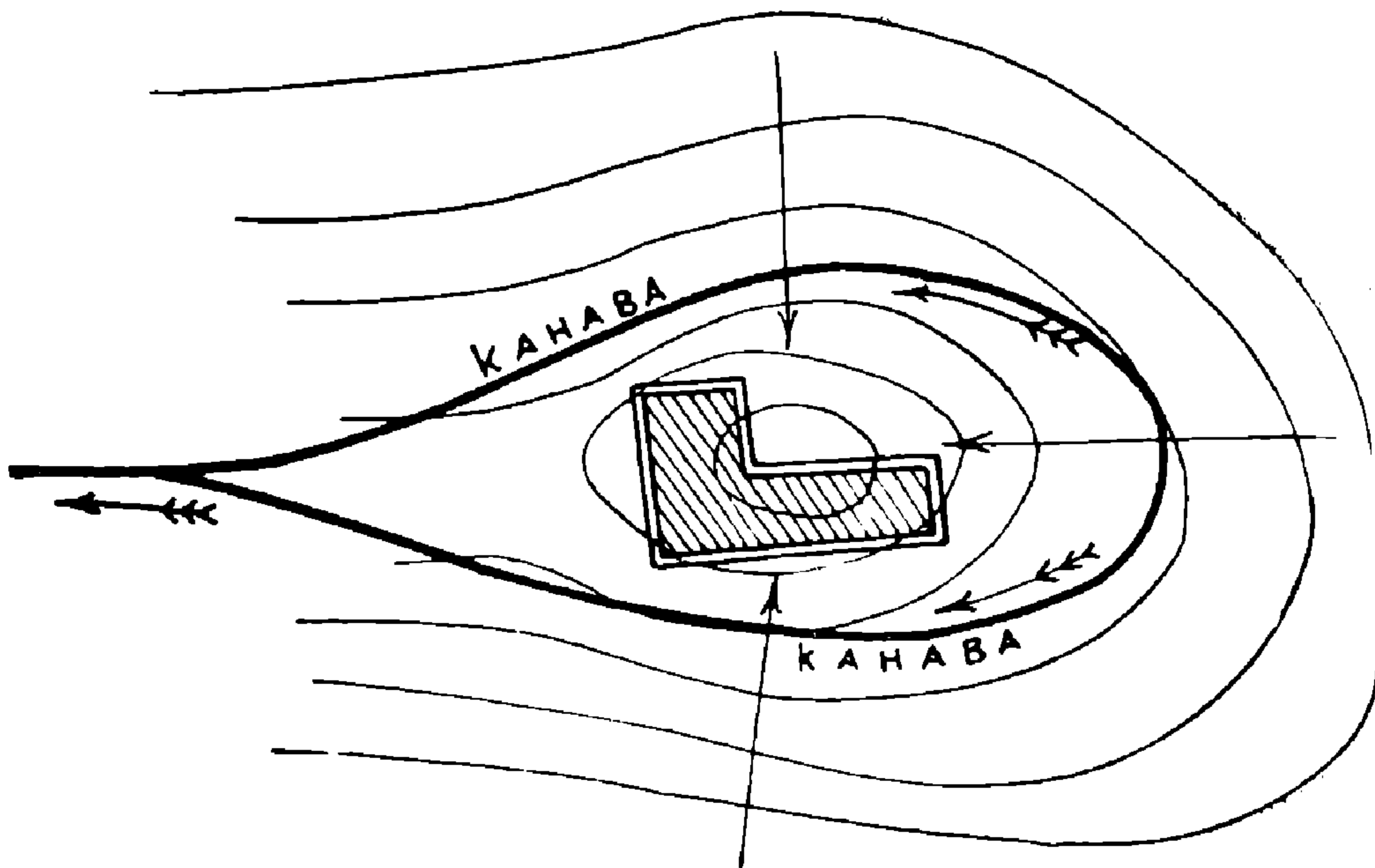


Фиг. 64

жена в месте, удобном для создания выпуска воды на низовую (за объектом) сторону (фиг. 64) (например, к точке, расположенной в ложбине, имеющейся на склоне бугра).

Устройство кольцевой канавы возможно и в другом случае, а именно: если местность представляет собой впадину, окруженную (фиг. 65) водораздельным кругом, и объект расположен именно на дне этой впадины. В указанных условиях для перехвата (и отвода) воды, стекающей по склонам котловины (впадины), устраивается кольцевая канава вокруг объекта. Выход воды из этой канавы может быть сделан по нескольким вариантам, в зависимости от местных условий.

1. Если имеется выход из окруженной впадины (фиг. 65), то вода из кольцевой канавы отводится по указанному пути. Примером такого решения задачи могут служить проектирование водоотводных канав у некоторых оврагов (см. глава вторая, раздел 2).



Фиг. 65

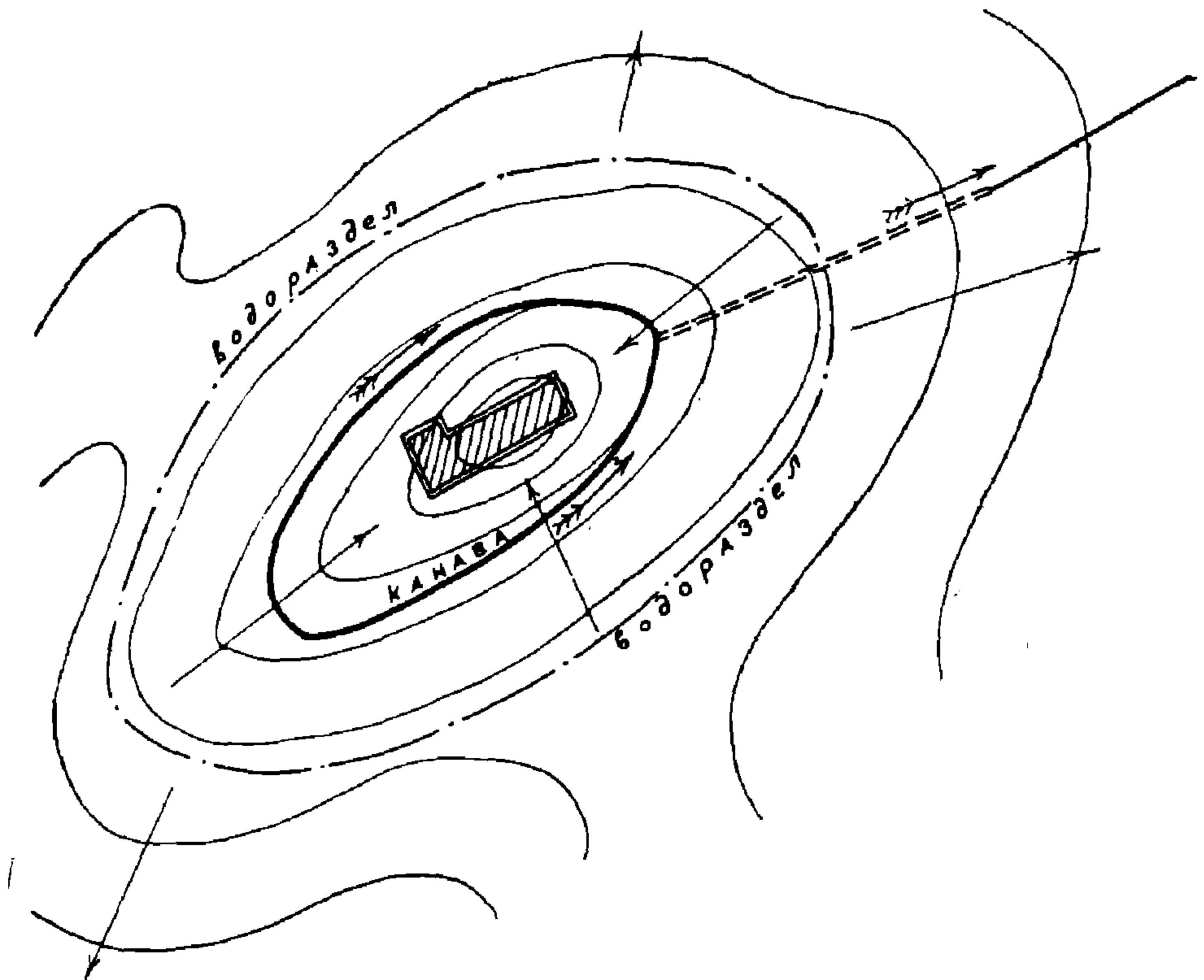
2. Если выхода из окруженной впадины нет (фиг. 66), то тогда поверхностную воду, скапливающуюся в канаве, отводят к одной из ее пониженных точек (путем соответствующего проектирования уклона дна канавы) и, далее, при наличии местных возможностей, вода отводится в поглощающий колодец, сооружаемый специально для указанных целей.

3. При отсутствии возможностей устройства поглощающего колодца (имеются в виду возможности гидрогеологического порядка) вода может быть отведена с помощью трубы или штольни, проложенной под толщей грунтового массива к пониженному месту (фиг. 66).

Р

### в) Система концентрических канав.

Как уже указывалось (см. стр. 68), при наличии больших ливневых стоков, особенно в горных районах, целесообразно, вместо одной, большого сечения, канавы устраивать серию небольших концентрических канав, идущих параллельно друг другу, вдоль горизонталей заданного крутого склона (фиг. 67). При этом виде проектирования системы канав, особенно существенна комплексная увязка всех рассмотренных способов регулирования стока поверхностных вод.

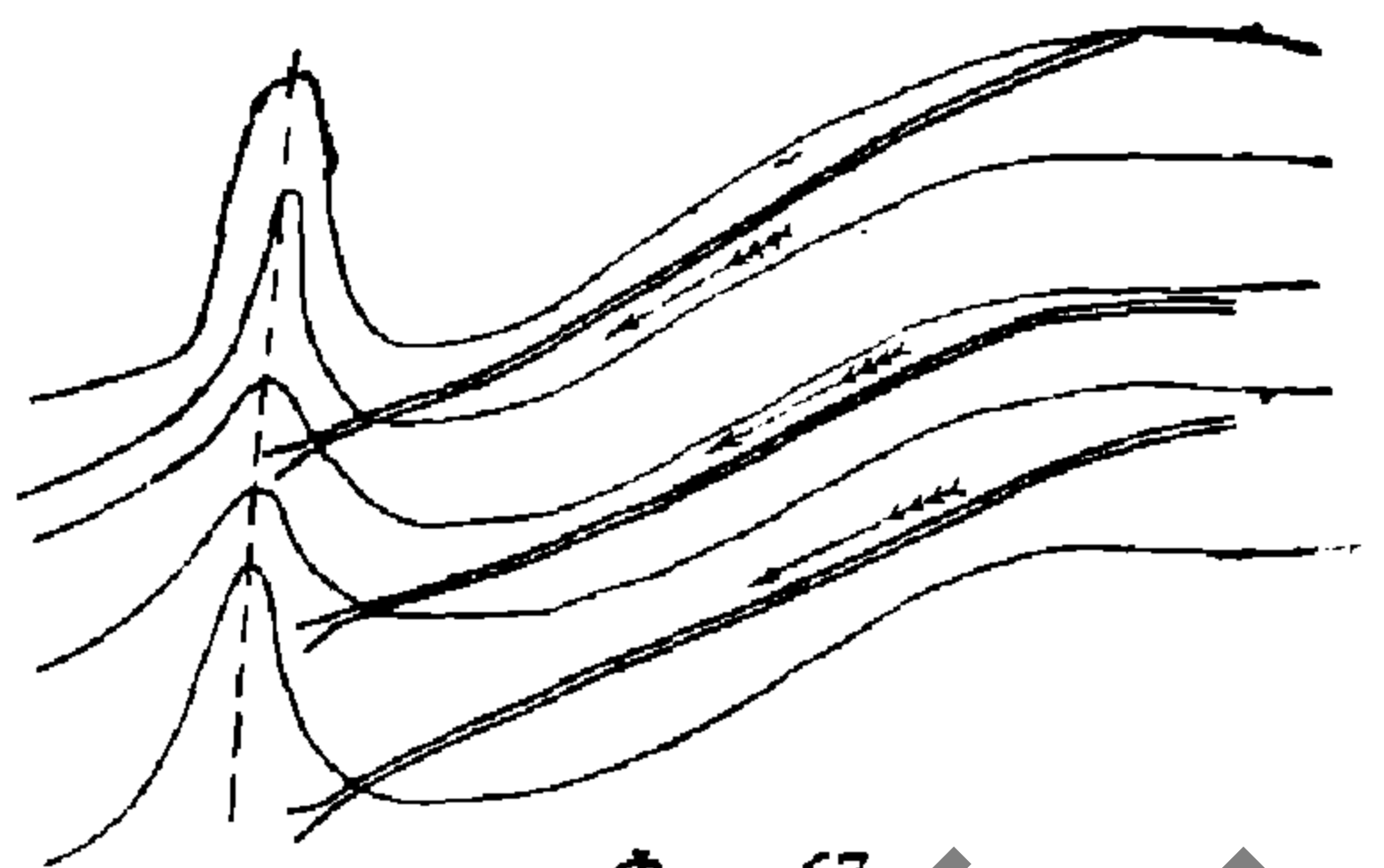


Фиг. 66

Именно с низовой стороны каждой канавы (фиг. 67) сооружаются земляные валы (с помощью грунта, вынутого из канав). При этом высота валов подбирается таким образом, чтобы при наибольших ливнях горизонт стояния воды у вала не доходил до его верха на 0,25 м.

Наличие защитных валов обеспечит сбор воды каждой канавы только с одного участка (между канавами), именно с участка, залегающего с верхней стороны канавы.

Для правильной работы рассматриваемой системы канав весьма существенно предусмотреть, чтобы все местные неровности на поверхности склона (между канавами) были спланированы в низовую сторону, и этим самым был бы полностью обеспечен сток воды со всей ширины участков склона, залегающих между канавами.



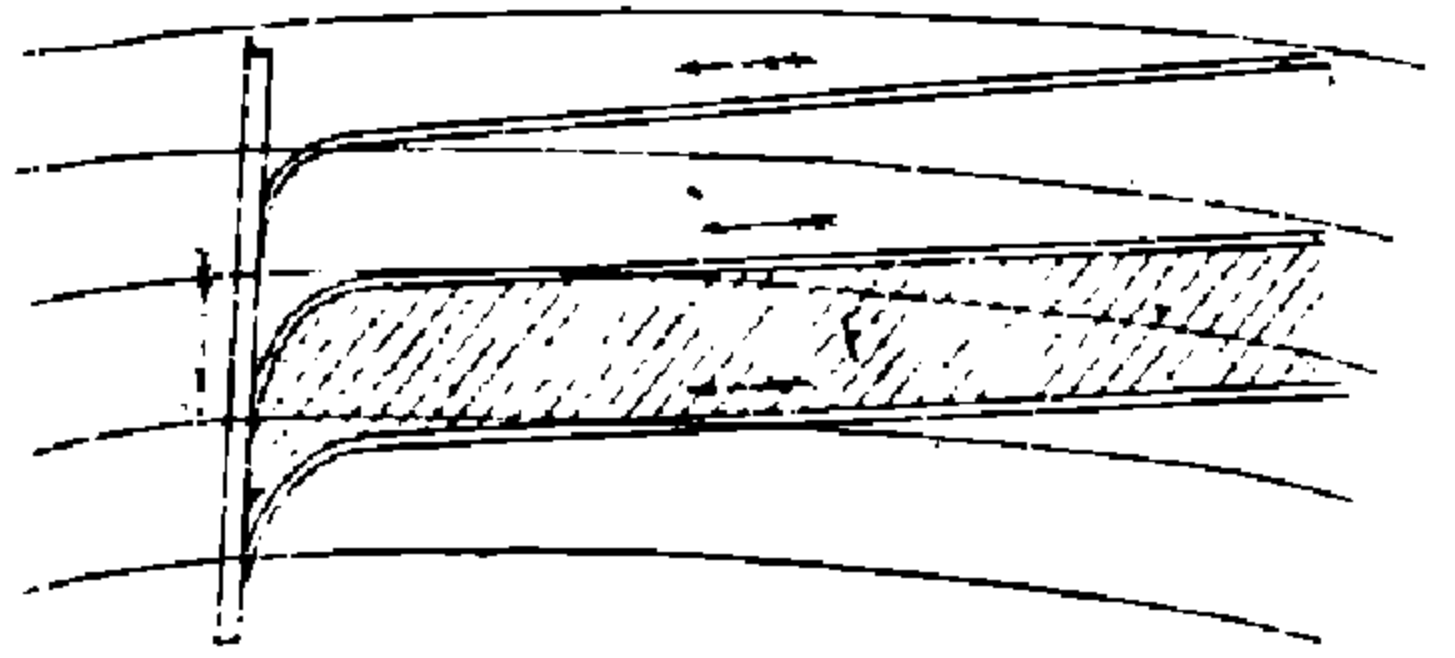
Фиг. 67

Для правильной работы рассматриваемой системы канав весьма существенно предусмотреть, чтобы все местные неровности на поверхности склона (между канавами) были спланированы в низовую сторону, и этим самым был бы полностью обеспечен сток воды со всей ширины участков склона, залегающих между канавами.

Выход воды из системы концентрических канав может быть осуществлен следующими путями:

1. Вода вытекает отдельно из каждой канавы в ложину, залегающую по склону, в направлении, перпендикулярном горизонталям склона (фиг. 67). При этом у выхода каждой канавы должны быть приняты известные<sup>1)</sup> меры против размыва и заиливания устья этой канавы (а также склонов ложины, в которую выпускается вода).

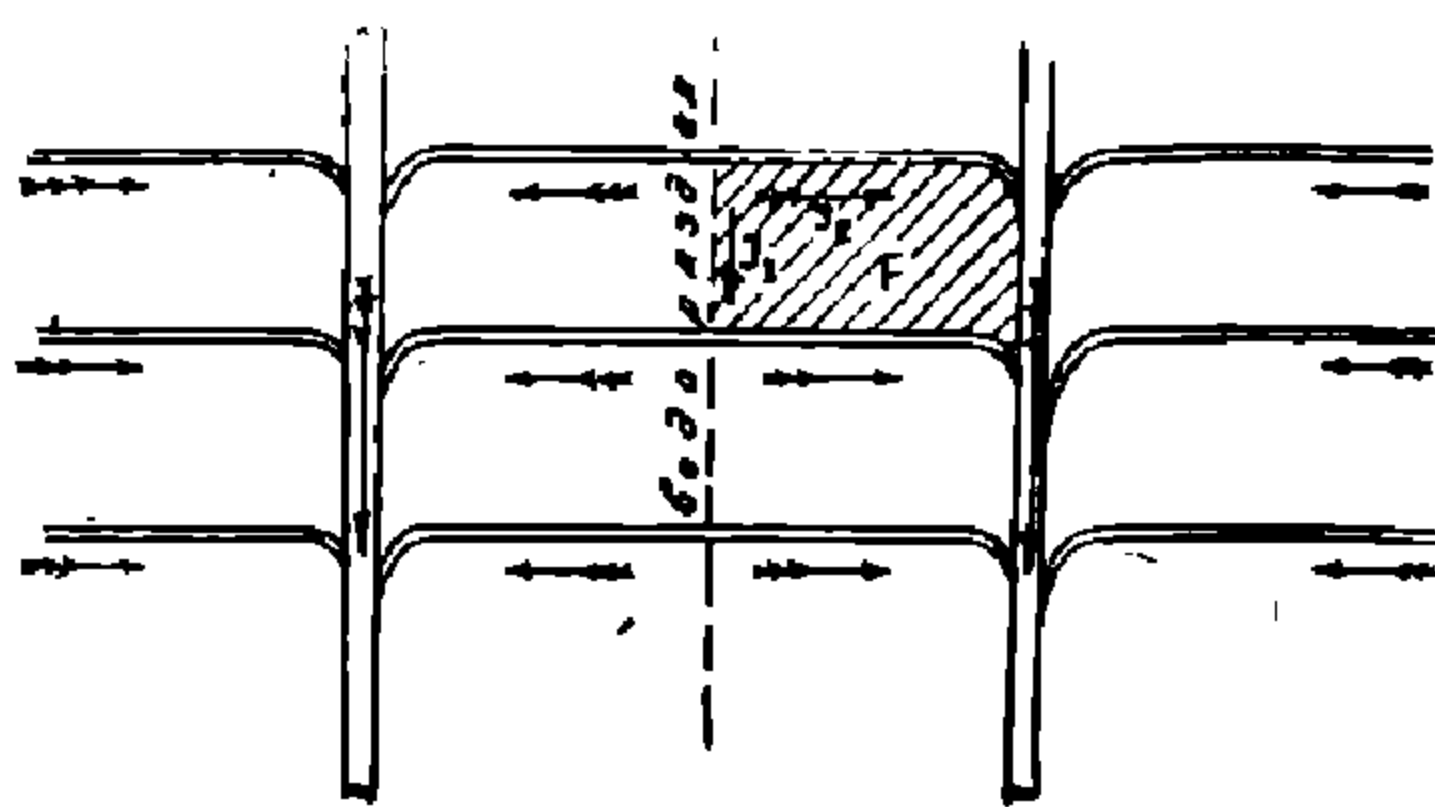
2. При отсутствии такого рода ложины система концентрических канав выводится в специально сооруженную канаву вдоль склона (фиг. 68) (перпендикулярно его горизонталям). При этом следует учесть особенности примыкания концентрических канав к магистральной канаве (заложеной вдоль склона). Как указывалось, примыкание должно быть сделано под углом  $35^{\circ}$  —  $60^{\circ}$ . В данном случае возможность такого примыкания осуществляется путем закругления концов всех концентрических канав (фиг. 68).



Фиг. 68

### с) Система канав в виде сетки.

Рассмотренный случай концентрических канав, при котором последние выводятся в магистральную канаву, является, по существу, частным случаем сетчатой системы канавы.



Фиг. 69

Более общим случаем сетчатой системы канав можно назвать систему, в которой имеется несколько магистральных канав (фиг. 59). Естественно, что в зависимости от контура горизонталей склона, по которому закладывается сеть канав, последние могут иметь

как прямолинейную, так и криволинейную форму.

<sup>1)</sup> См. стр. 69.

НЕ  
УДУНТ  
(ДИТ)

## ГЛАВА ВТОРАЯ

### Частные методики проектирования поверхностных водосборных и водоотводных устройств

#### 1. У земляного полотна

При проектировании трассы поверхностных водосборных и водоотводных устройств у земляного полотна обычно различают следующие моменты:

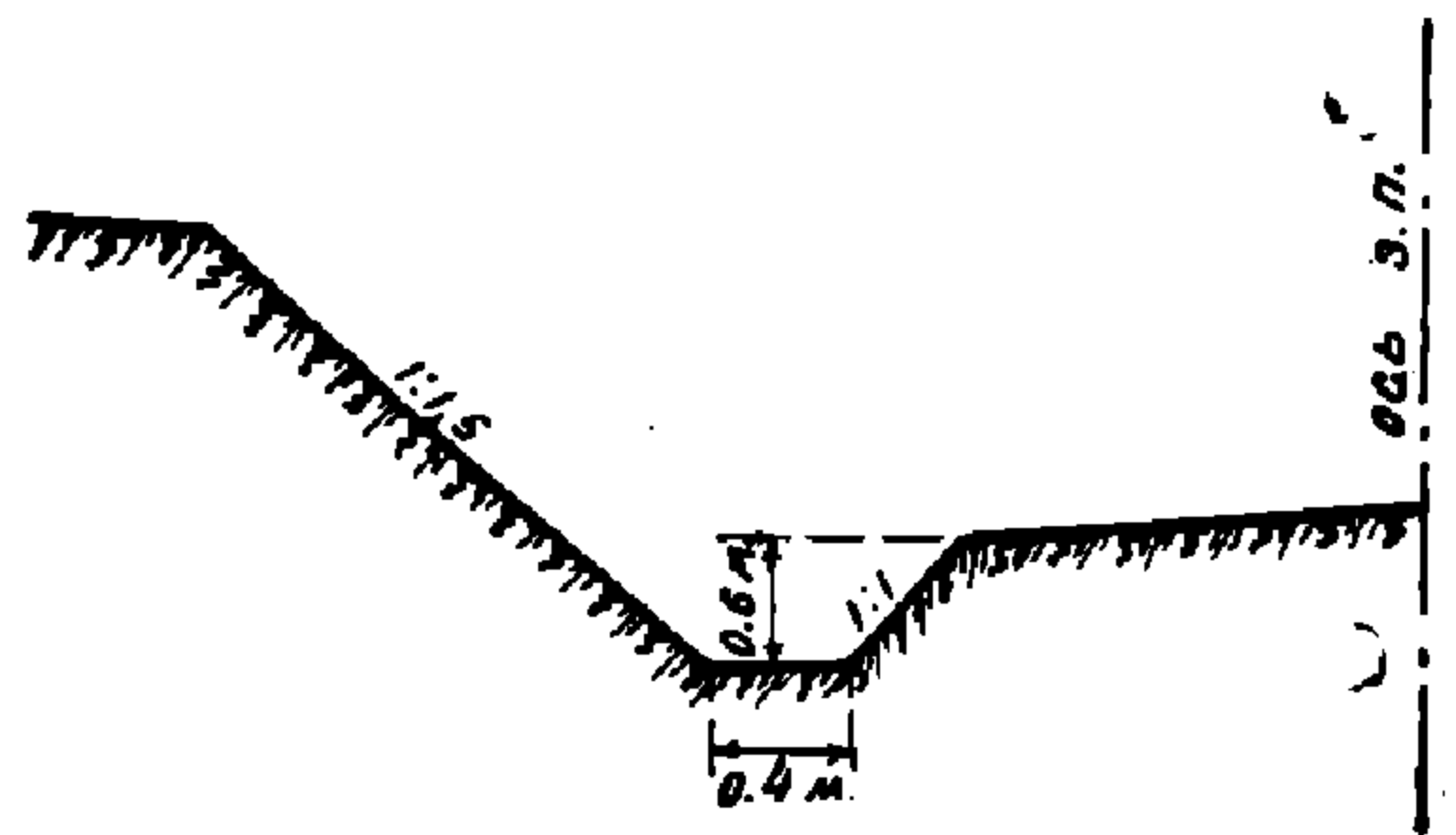
- а) Проектирование этих устройств у выемки.
- в) Проектирование этих устройств у насыпи.
- с) Взаимоувязка работы этих устройств при выемках и при насыпях.

Проектирование поверхностного водоотвода у выемки в зависимости от поперечного уклона местности (в которой сооружается выемка), а также в зависимости от особенностей выемки, обычно охватывает следующие виды сооружений:

1. Кюветы.
2. Банкетты.
3. Банкетные канавы.
4. Нагорные канавы.

#### а) Проектирование водосборных и водоотводных устройств у выемки

Кюветы закладываются непосредственно у подошвы откоса выемки (фиг. 70). Задача кюветов — собрать и отвести поверхностную воду, стекающую только с основной площадки земляного полотна и с откосов выемки. На основе многолетней практики эксплуатации железных дорог установлены стандартные размеры кюветов, показанные на черт. (фиг. 70).

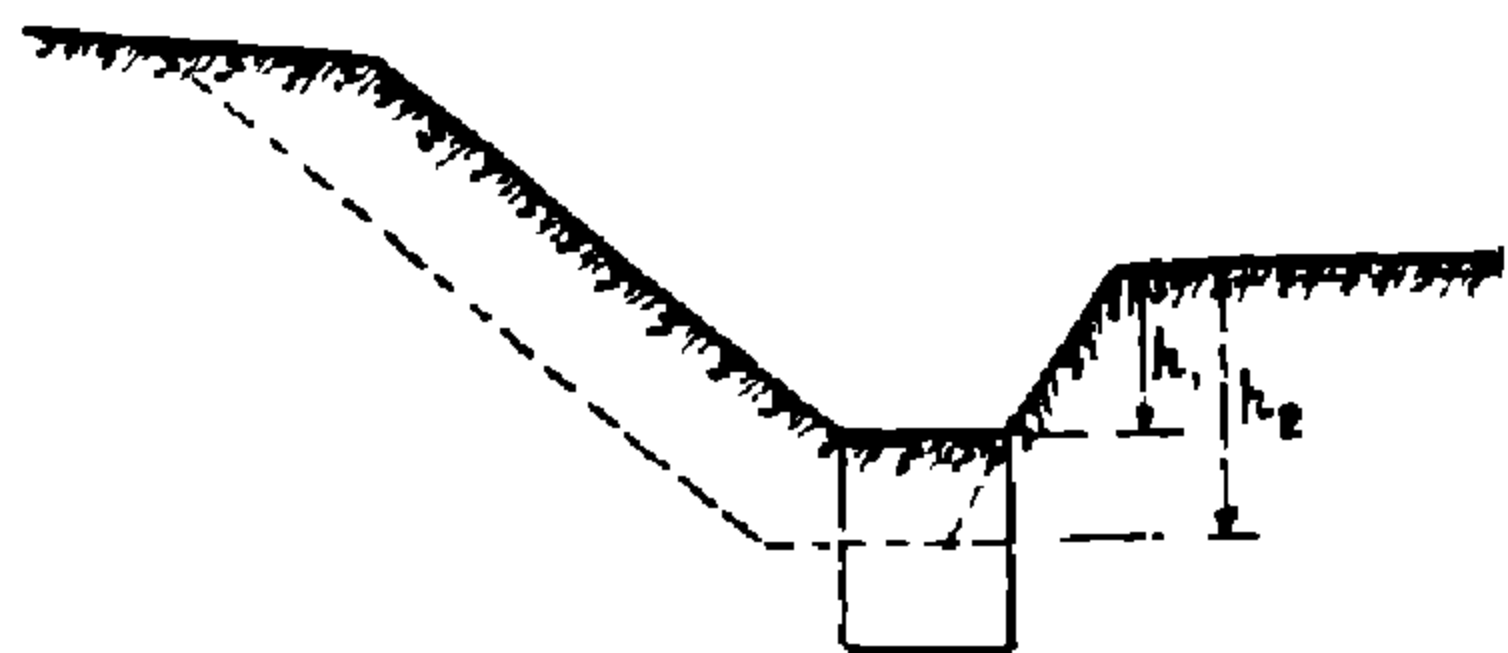


Фиг. 70

Указанная на чертеже глубина кювета остается постоянной в том случае, если уклон дна кювета аналогичен продольному уклону основной площадки земляного полотна (что, обычно, имеет место на практике). Если же выемка расположена на площадке, то для обеспечения стока воды в кювете, последнему придается уклон не менее 0,002. При этом, наименьшая глубина кювета (которая

указанном случае, по длине кювета, будет переменной) принимается (на водоразделе) не менее 0,3 м.

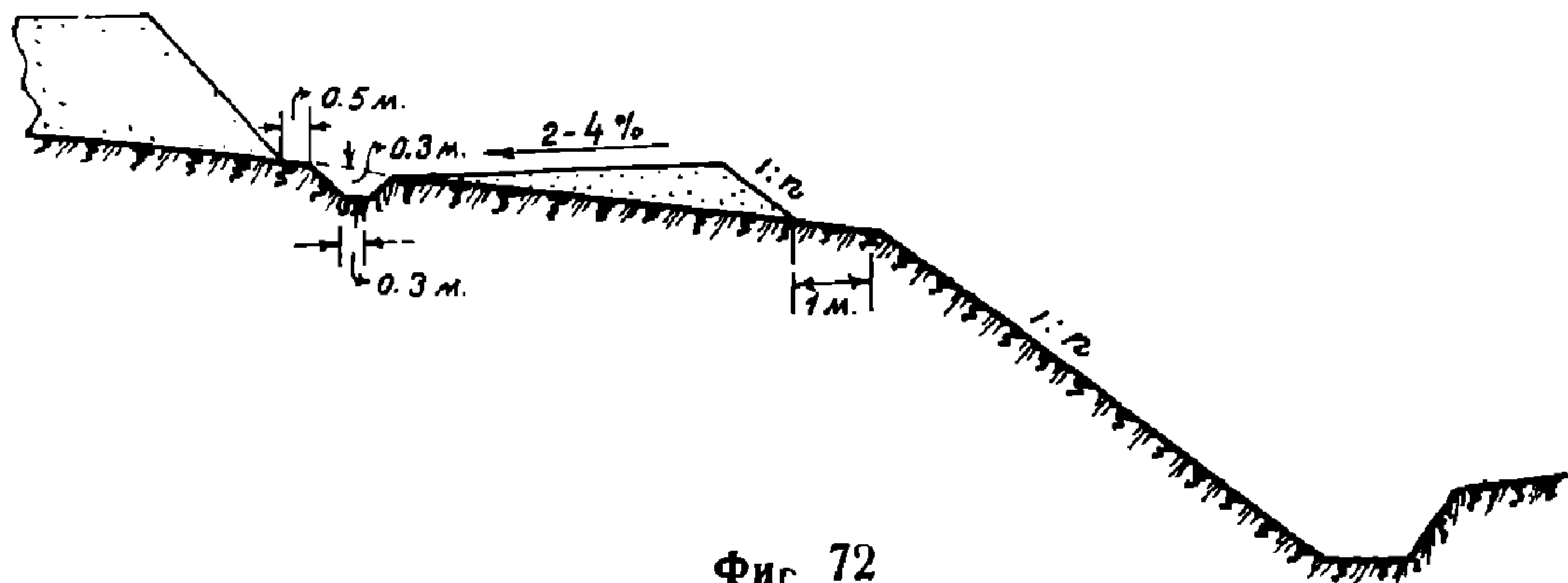
При значительной длине площадки указанные условия проектирования кюветов могут иногда привести к значительной глубине его, и тогда, в целях экономии земляных работ (фиг. 71), целесообразнее сооружать лотки.



Фиг. 71

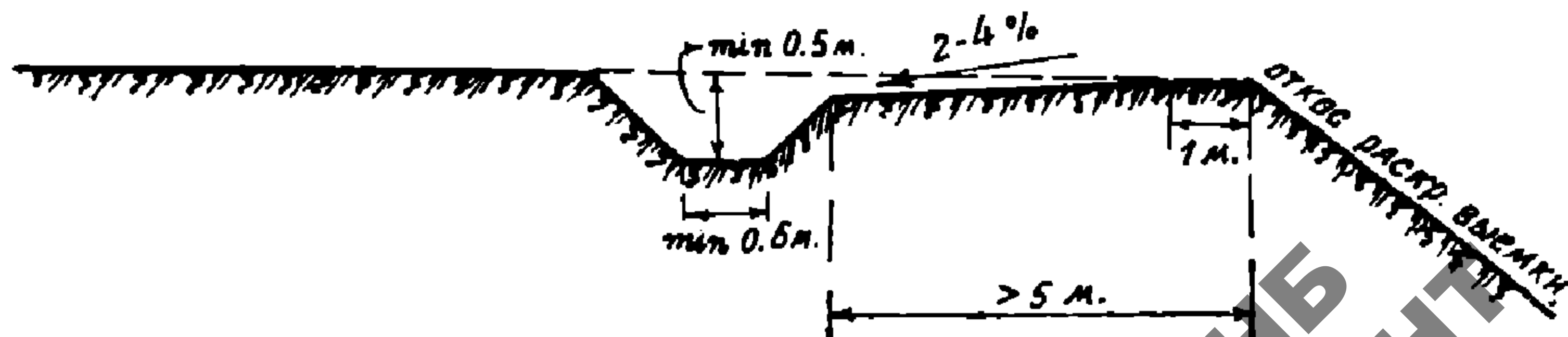
При устройстве скалистых выемок кюветы проектируются (в зависимости от типа скалы) специальной формы. Принятые формы и размеры кюветов, в указанных случаях, изложены в технических условиях проектирования железных дорог<sup>1)</sup>.

**Банкеты** представляют собою один из типов водоотводных планировок<sup>2)</sup> устраиваемых с нагорной стороны выемки, непосредственно за откосом. Принципы возведения банкета и его размеры ясны из чертежа (фиг. 72).



Фиг. 72

Как видно из чертежа, банкет сделан подсынным. Иногда встречаются и срезные банкеты (фиг. 73). Последние целесообраз-



Фиг. 73

1) Издание Союзтранспроекта.

2) См. предыдущую главу первую (раздел 2).

НЕ  
УДУН  
(ДИП)

но применять у раскрытых выемок. т. к. сооружение подсыпного банкета (особенно при значительном поперечном уклоне местности) может привести к ухудшению условий снегонезаносимости раскрытых выемок.

Однако, устройство срезного банкета имеет недостатки, сводящиеся к тому, что грунт обнажается от естественного дернового покрова.

Это последнее обстоятельство может привести к растрескиванию и размыванию грунта, со всеми вытекающими последствиями. Необходимо, поэтому, срезные банкеты укреплять дерновкой. Сказанное не относится к случаю сухих, крупнозернистых песков, в которых устройство срезного банкета вполне допустимо, без всяких укрепительных одежд.

В том случае когда поперечный уклон местности (в которой заложена выемка) отсутствует, банкеты устраивают с обеих сторон выемки.

Задача банкетов состоит в том, чтобы не допустить сток поверхностных ливневых и талых вод с обреза выемки к откосам ее.

Поверхностные воды, попадающие на поверхность банкета, должны стекать либо к забанкетной канаве (если есть кавальер) (фиг. 72), либо к нагорной канаве (если кавальера нет) (фиг. 73).

**Забанкетные канавы** устраиваются у подошвы банкета в том случае, когда имеется кавальер (фиг. 72). С подгорной стороны выемки, при отсутствии банкета, но при наличии кавальера, у подошвы путевого откоса этого кавальера закладывается банкетная канава. Последняя имеет те же характеристики, что и забанкетная. Задача забанкетной канавы — собрать и отвести поверхностную воду, попадающую на нагорный обрез выемки и путевой откос нагорного кавальера. Учитывая малое количество воды, которое стекает с указанных площадей — размеры забанкетной канавы принимаются весьма незначительными. Именно: глубина 0,3 м; ширина по дну также 0,3 м.

Однако, в связи со столь малой площадью поперечного сечения, забанкетным канавам придается значительный уклон (не менее 0,005) с целью повышения скорости течения воды и, таким образом, предотвращения их заиливания.

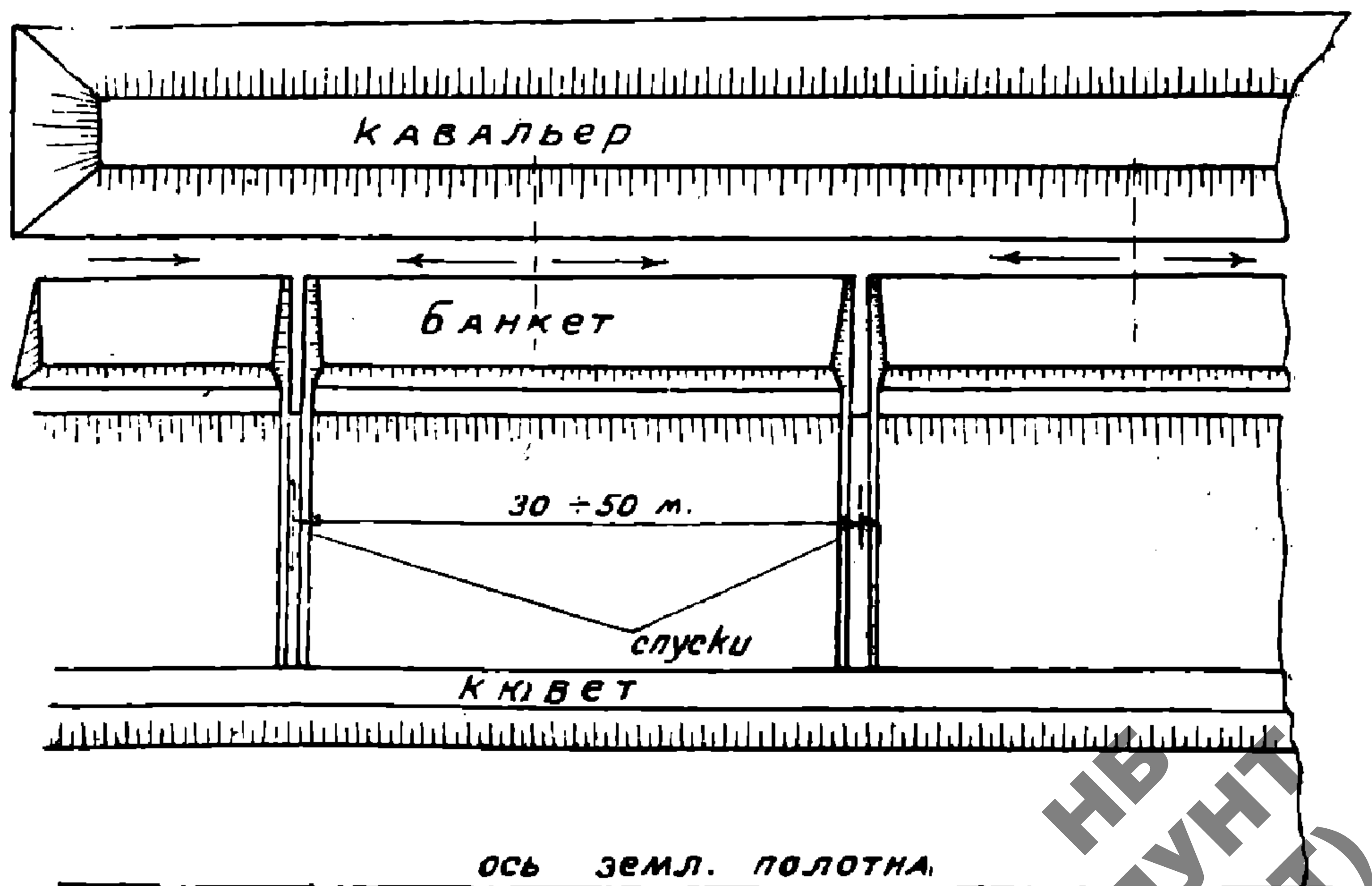
В этой связи, следует особо отметить необходимость следить за состоянием забанкетных канав. Они должны быть, в частности, своевременно очищены от снега с тем, чтобы не допустить застоя воды в них. Последнее может стать причиной сплыва откосов выемки.

В отдельных случаях, когда поперечный уклон местности очень велик, к устройству банкетов и, следовательно, забанкетных канав — не прибегают.

Объясняется это тем, что при большой крутизне местности (в поперечном, по отношению к пути, направлении) сооружение банкетов связано с достаточно большими земляными работами и, кроме того, большие размеры банкетов могут ухудшить условия устойчивости откосов выемки.

Если при этом расход воды, попадающей на обрез, очень мал, то допускается стекание воды непосредственно по откосам выемки в кювет.

Может иметь место случай, когда по условиям местности невозможно обеспечить надлежащий продольный уклон забанкетной канавы. Тогда последние не устраиваются. Задача, по отводу воды с обреза, решается следующим путем. Банкеты сооружаются обычным порядком, но обрез в целом планируется вдоль выемки, таким образом, чтобы через каждые 30—50 м. вода отводилась с него к кювету помощью маленьких, замощенных канавок (которые в этих условиях иногда называют спусками) глубиной до 0,2 м. (фиг. 74), сделанных по откосу и на обрезе — в разрывах банкетов.



Фиг. 74

**Нагорные каналы** обычно расположены с нагорной стороны выемки (почему и называются нагорными) и имеют назначение перехватить всю поверхностную воду, стекающую с определенного бассейна к железнодорожному пути.

Таким образом, нагорные каналы относятся к тому типу каналов, которые называются водосборно-водоотводными. Размеры нагорных каналов определяются расчетом (в зависимости от данных конкретных условий), методика которого приводится в главе четвертой (раздел В.).

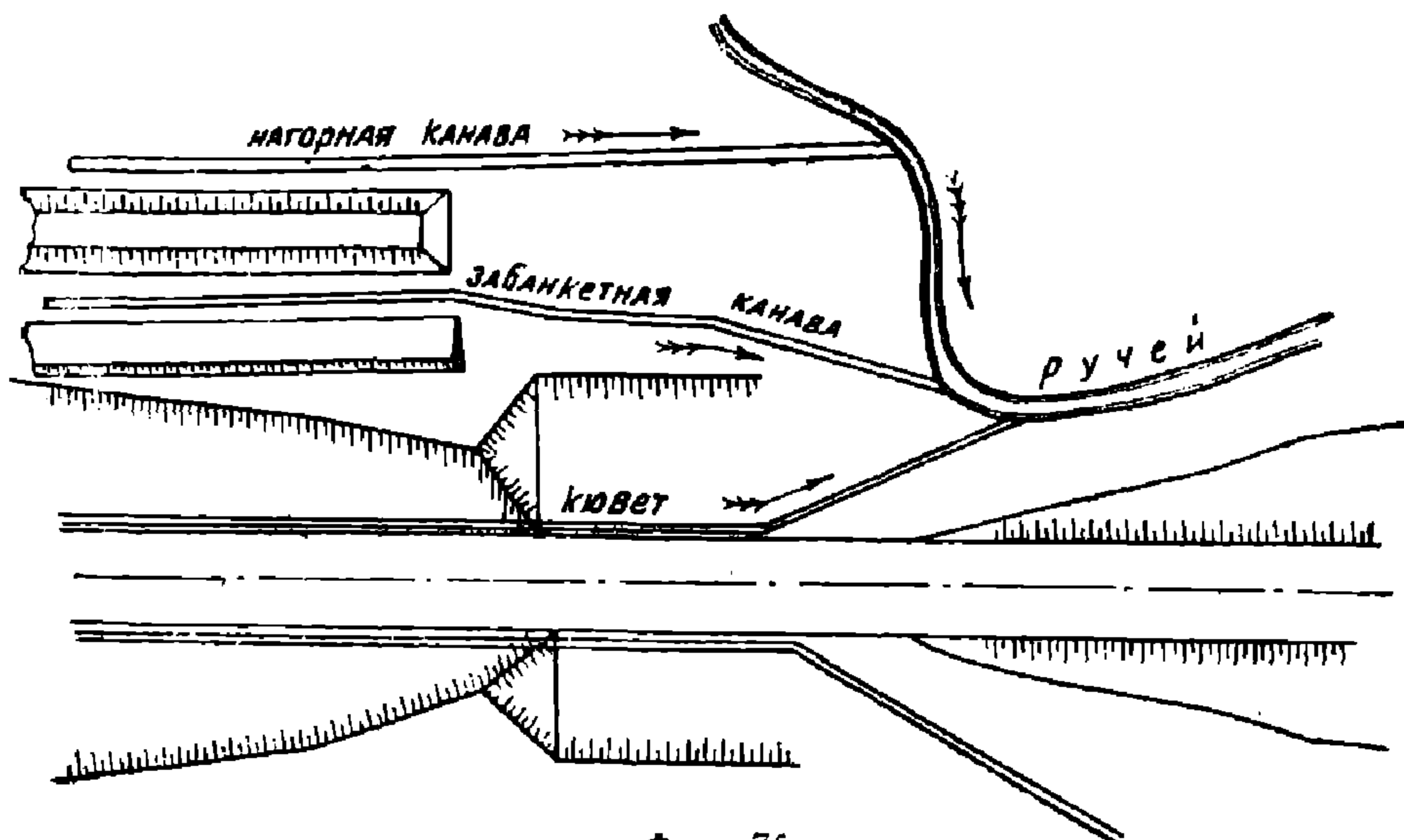
При наличии кавальеров у выемок нагорные каналы располагаются за кавальерами (в сторону поля) на расстоянии 1—5 м. (в зависимости от снегозаносимости данного района и фильтрационных свойств грунта).

Если кавальеры отсутствуют, то нагорные каналы, выполняя одновременно функции забанкетных каналов, располагаются в конце банкета (фиг. 73). При этом они должны быть расположены не ближе, чем на 5 м от верхней бровки откоса выемки (фиг. 73) при плотных и сухих грунтах, и не ближе, чем на  $5 м + Н$  (не менее 10 м) (где  $Н$ —глубина выемки) — в слабых грунтах от той же верхней бровки откоса выемки.

В связи с тем, что нагорные каналы относятся к типу водосборно-водоотводных, т. е. расход воды, поступающей в них, постепенно возрастает — глубина канала должна постепенно увеличиваться (при приближении к устью). Однако, на практике не прибегают к устройству такого рода каналов глубиной более 2,5—3,0 м., ибо это связано, с одной стороны, с большим объемом земляных работ (следовательно — экономически нецелесообразно), а, с другой стороны, при наличии крутых склонов, — может привести к понижению устойчивости земляных масс.

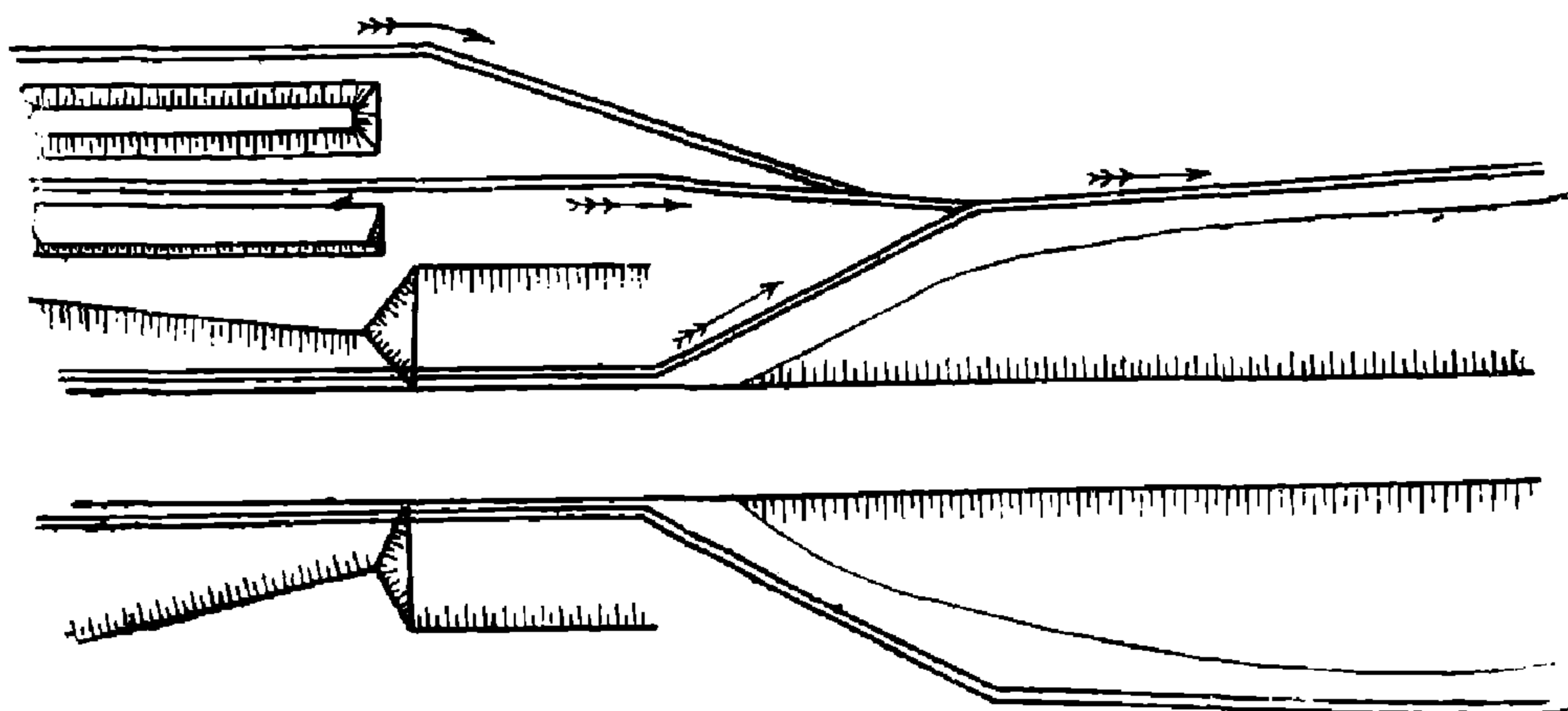
В горных районах, как это уже указывалось, иногда прибегают к устройству системы нагорных каналов у земляного полотна в виде сетки.

Водораздельную точку канала, удобнее всего выбирать с выпадающей с водораздельной точкой поверхности земли. Устье канала, в зависимости от местных условий, может быть запроектировано различными приемами. При этом должно быть учтено комплексное решение задачи об выходе всех каналов, сооруженных у выемки, а именно: кюветов, забанкетных (и банкетных) каналов и нагорных каналов. Если вблизи нулевого места пути (т. е. того места, где кончается выемка и начинается насыпь) имеется ручей, овраг или долина, уходящая в сторону от пути (фиг. 75), то тогда выход кювета, забанкетной и нагорной каналы может быть сде-



Фиг. 75

лан самостоятельно. Если же вблизи нулевого места нет подходящих топографических условий для выхода указанных канав, то приходится, соединив их в общее русло, направить в так называемую продольную водоотводную канаву, сооружаемую у насыпи (фиг. 76).



Фиг. 76

Если вдоль насыпи сооружается не продольная водоотводная канава, а резерв, то выход всех указанных выше канав делается в резерв и далее к искусственным сооружениям или низине, имеющейся по близости.

**в) Проектирование водосборных и водоотводных устройств у насыпи.**

При проектировании водосборных и водоотводных устройств у насыпи руководствуются следующими принципами.

1. Если насыпь имеет высоту менее 1 м и расположена в местности с неясно-выраженным уклоном — сооружение продольных водоотводных канав желательно с обеих сторон насыпи. Это связано тем, что на местности, имеющей неясно выраженный уклон, возможно скопление поверхностных вод у основания насыпи.

Естественно, такие скопления недопустимы, ибо они могут понизить как прочность, так и устойчивость насыпи.

2. Если поперечный уклон местности имеет явно выраженный уклон (порядка—0,005), то возможно ограничиться сооружением продольной водоотводной канавы только с нагорной стороны.

3. В тех случаях, когда насыпь возводится из грунта, взятого в резерве, — последний служит водоотводом у насыпи. (Тогда, разумеется, нет необходимости в сооружении продольных, водоотводных канав). Однако, прибегать к резерву в условиях поймы рек, как специальному устройству для поверхностного водоотвода по заключению ЦИИС НКПС<sup>1)</sup>, бывает нецелесообразно.

ЦИИС НКПС указывает:

«При доказанной необходимости взять землю в пределах поймы, закладка резервов разрешается с низовой стороны полотна и только в особых случаях, по разрешению начальника Управления ж. д. строительства, может быть допущена закладка резервов и с верховой стороны в пределах размывов.

Очертание резервов на поймах со стороны насыпи должно быть не прямолинейное, а с выступами внутрь резервов в виде траверсов». При этом поперечный профиль резерва устраивается так, как это показано на чертеже (фиг. 77)<sup>2)</sup>.

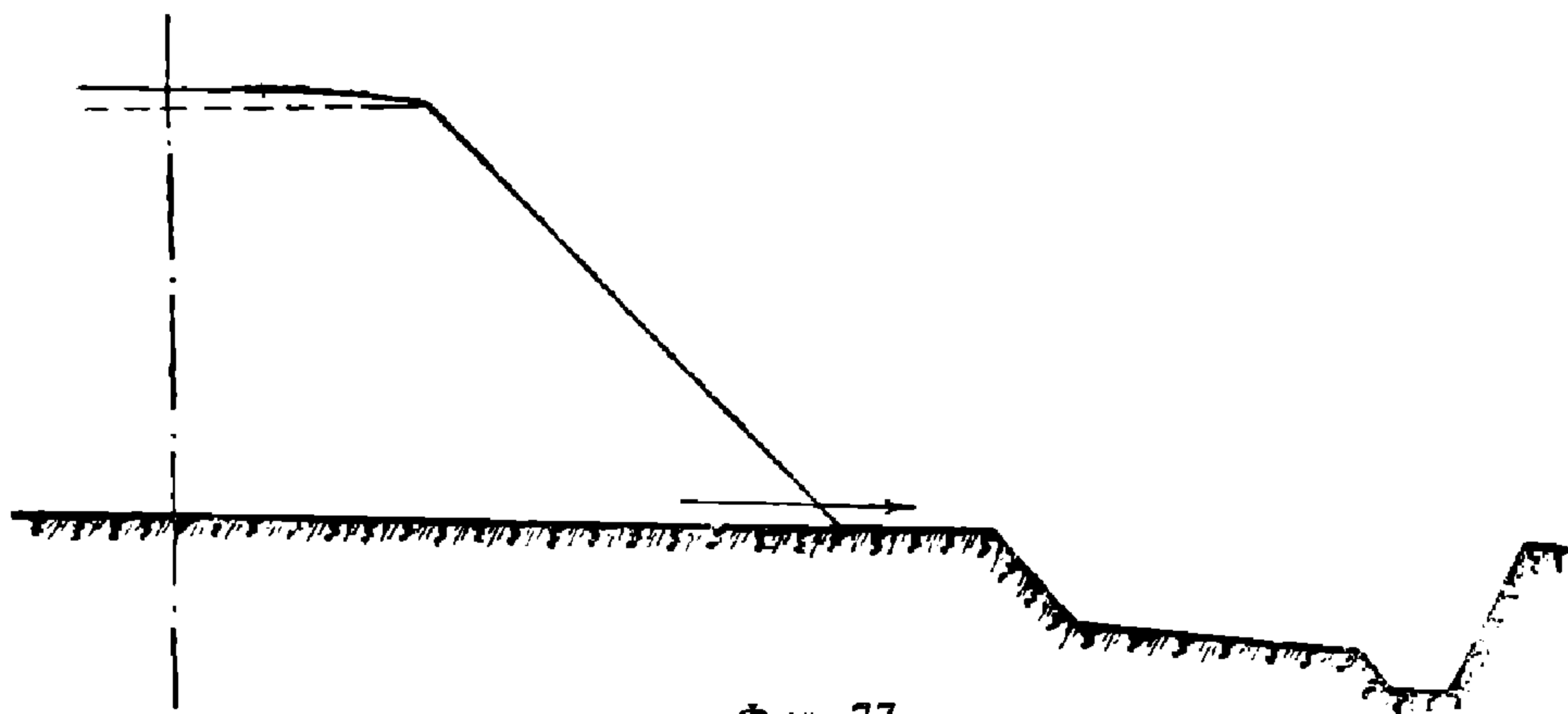
Однако, некоторые специалисты, например, проф. Веденисов Б. Н.,<sup>3)</sup> полагают, наоборот, что в условиях поймы, когда требуется отвести значительную массу воды — резервы более предпочтительны канавам (имеющим гораздо меньшую площадь поперечного сечения).

---

1) Технические условия на проектирование и сооружение земляного полотна.

2) Такой же профиль резерва устраивается в тех случаях, когда по тем или иным условиям оказывается невозможным выбрать глубину, необходимую для отвода воды (грунтовые воды, слишком плотный и дорзгостоящий для разработки грунт и пр.).

3) «Устройство пути и способы его лечения», том I, изд. 1937 г.



Фиг. 77

Отметим, что в условиях поймы (и на болотах) минимальное значение продольного уклона резервов и канав может быть принято в 0,001.

4. Резерв или продольная водоотводная канава закладываются на расстоянии 3-х (и как минимум двух) метров от подошвы откоса насыпи.

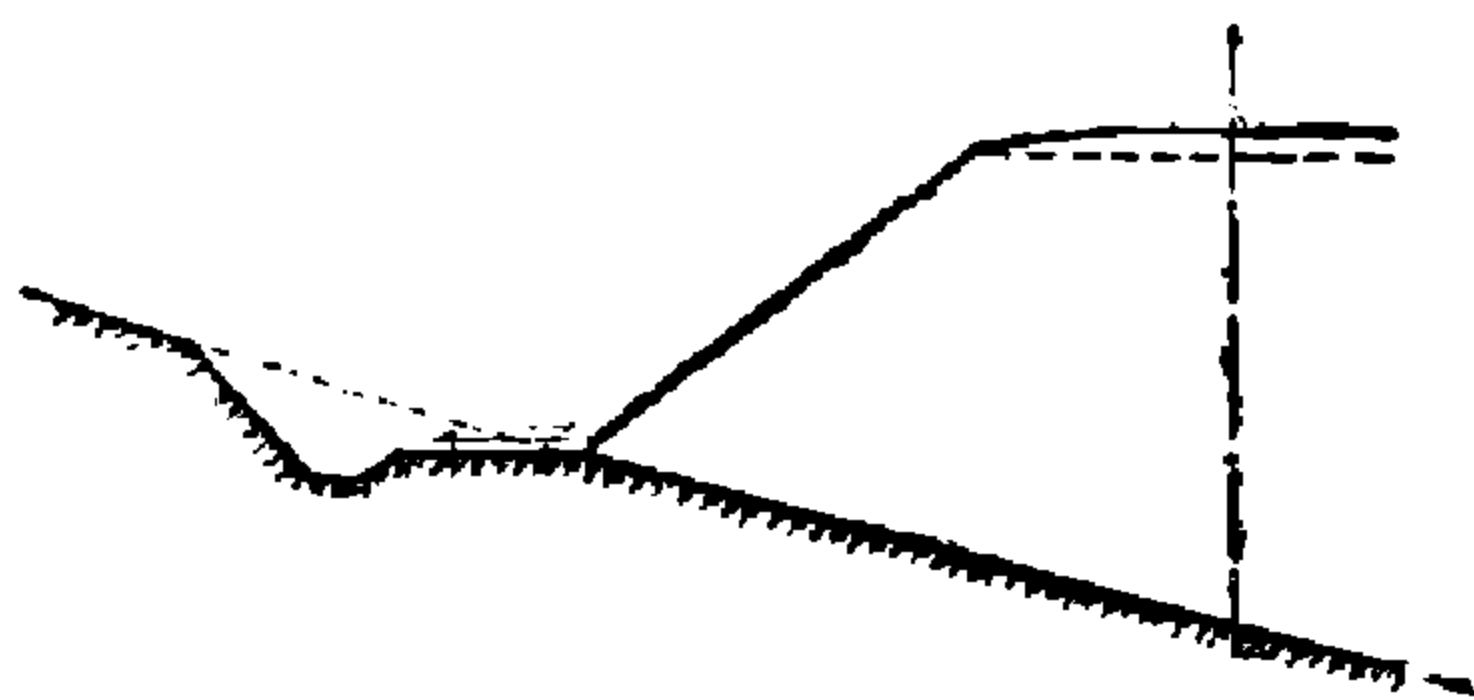
Полоса земли указанной ширины называется бермой (фиг. 78, 79), планируется в сторону водоотвода (резерва или канавы) и является, в рассматриваемом аспекте, одним из типов водоотводных планировок<sup>1)</sup>.



Фиг. 78

5. Планировка берм может быть сделана:

- а) естественная (фиг. 77).
- б) Подсыпная (фиг. 78).
- в) Срезная (фиг. 79).



Фиг. 79

<sup>1)</sup> Бермы, помимо указанной цели, имеют еще ряд других задач по отношению к насыпи. Подробно по этому вопросу см. Б. Н. Веденисова «Земляное полотно» в учебнике «Устройство пути и способы его лечения», т. I, 1937 г.

Смысл каждой из них усматривается из чертежей. (Последним двум типам планировки берм придается поперечный уклон в 0,02—0,04). Естественные планировки берм возникают в том случае, когда поперечный уклон местности направлен от насыпи (фиг. 77).

Подсыпные планировки берм устраивают так же, как и срезные, в том случае, когда поперечный уклон местности направлен к насыпи. Срезные планировки берм выгодно применять лишь на крутых косогорах, когда снимаемый, при этом, значительно объем грунта может быть использован для сооружения насыпи.

6. Устье резерва или продольной водоотводной канавы должно быть сделано либо у искусственного сооружения, либо в сторону от пути к пониженному месту (долине, ручью, оврагу и т. д.).

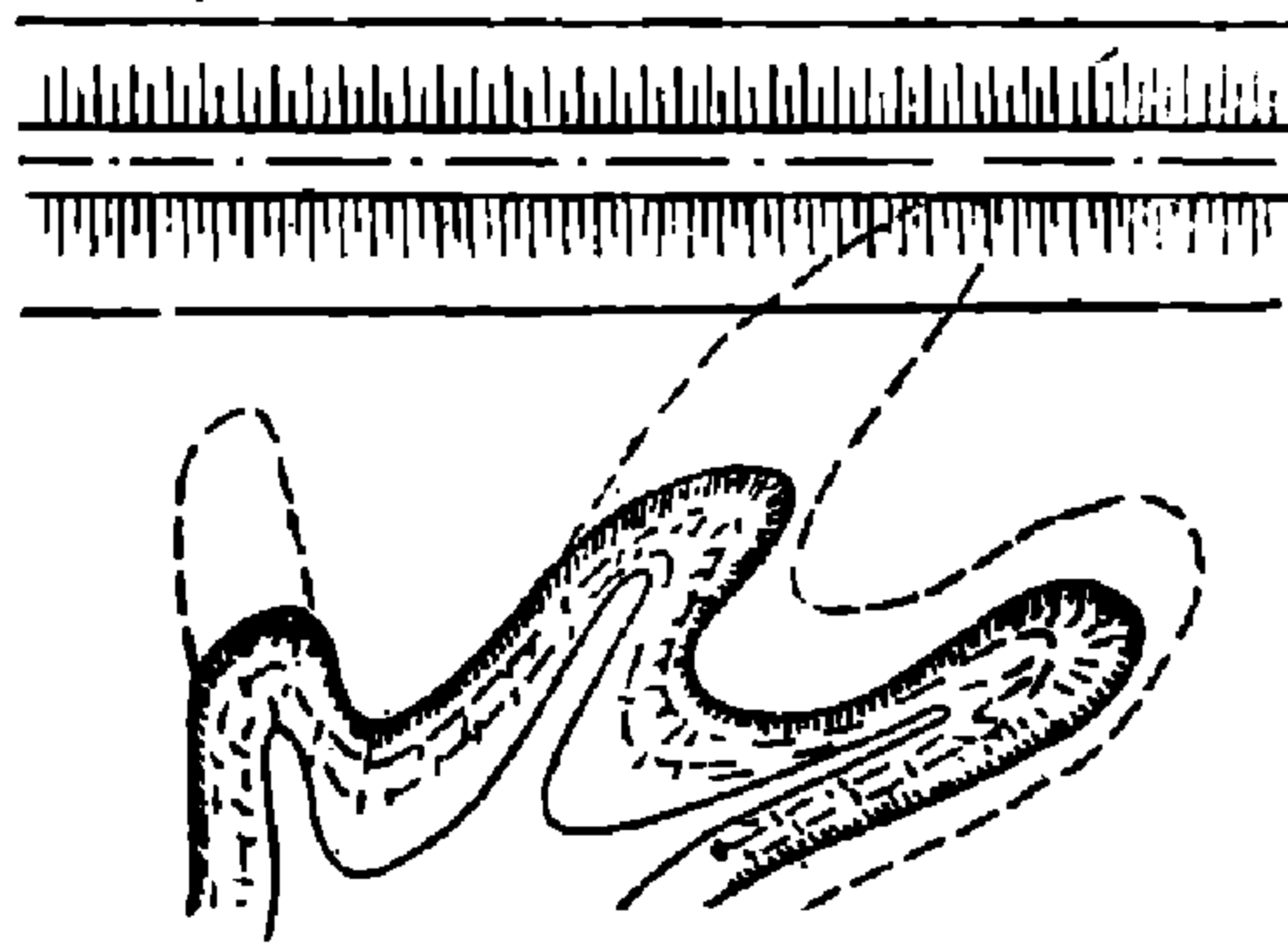
При этом должны быть предусмотрены меры против размыва и заливания устья канав (у выхода). Особенности этих мер были рассмотрены выше (стр. 69).

Если в целях возведения насыпи, необходимости в резерве, на всем протяжении этой насыпи, — нет, то выход воды из резерва делают в продольную водоотводную канаву, являющуюся продолжением резерва в смысле водоотвода.

## 2. У оврагов

При проектировании средств по борьбе с оврагами, регулирование стока поверхностных вод играет самую существенную роль.

Ливневые и талые воды, стекая по крутым откосам оврагов, размывают их и, последнее, весьма интенсивно, разрастаются. Нередки случаи, когда овраги, находившиеся вдалеке от железнодорожной линии к моменту ее постройки, надвигаются, при разрастании, на земляное полотно и, таким образом, становятся причиной разрушения земляного полотна (фиг. 80)<sup>1)</sup>.



Фиг. 80

Регулирование стока поверхностных вод у оврагов, с помощью различных устройств поверхностного водоотвода имеет целью не до-

<sup>1)</sup> Фиг. 80 взята из книги Холмогорова «Защита железнодорожного полотна и сооружений от оврагов», стр. 27, рис. 19. (Издание 1938 г.).

пустить размыв и, следовательно, полнейшее разрастание оврага.

Проектирование системы поверхностного водоотвода у оврага в зависимости от конкретных особенностей местности, может преследовать задачи:

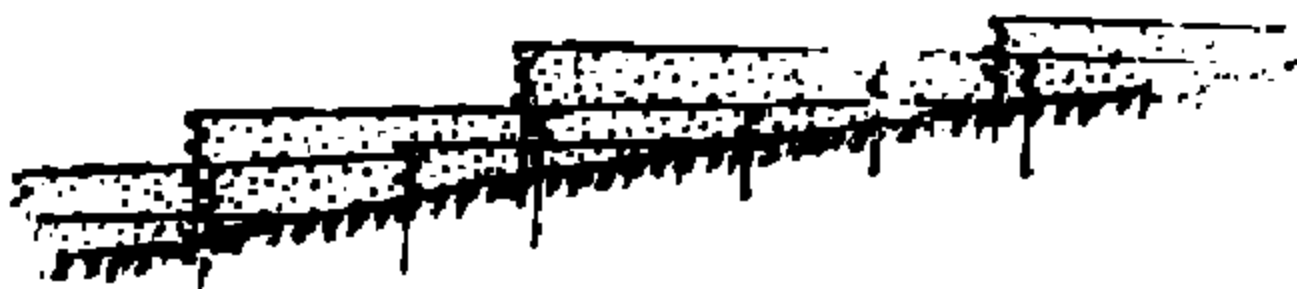
- 1) Занос оврага продуктами размыва горных пород.
- 2) Отвод воды в безопасное место.

Первый вариант (занос оврага) возможно применить в том случае, когда склоны оврага достаточно пологи. Занос оврага достигается следующим образом. Поперек водотока устанавливаются хворостяные плетни высотой (над поверхностью земли) на более 0,2 м. Эти плетни ставятся в виде ступеней так, как это показано на чертеже (фиг. 81). Поток воды, несущий продукты размыва грунта,



Фиг. 81

наталкиваясь на указанные хворостяные плетни, несколько теряет скорость. При этом, частицы грунта, несомые им, оседают на дно водотока. Таким образом происходит постепенное заиливание до самого верха каждого плетня. Устанавливается сверху новый ряд



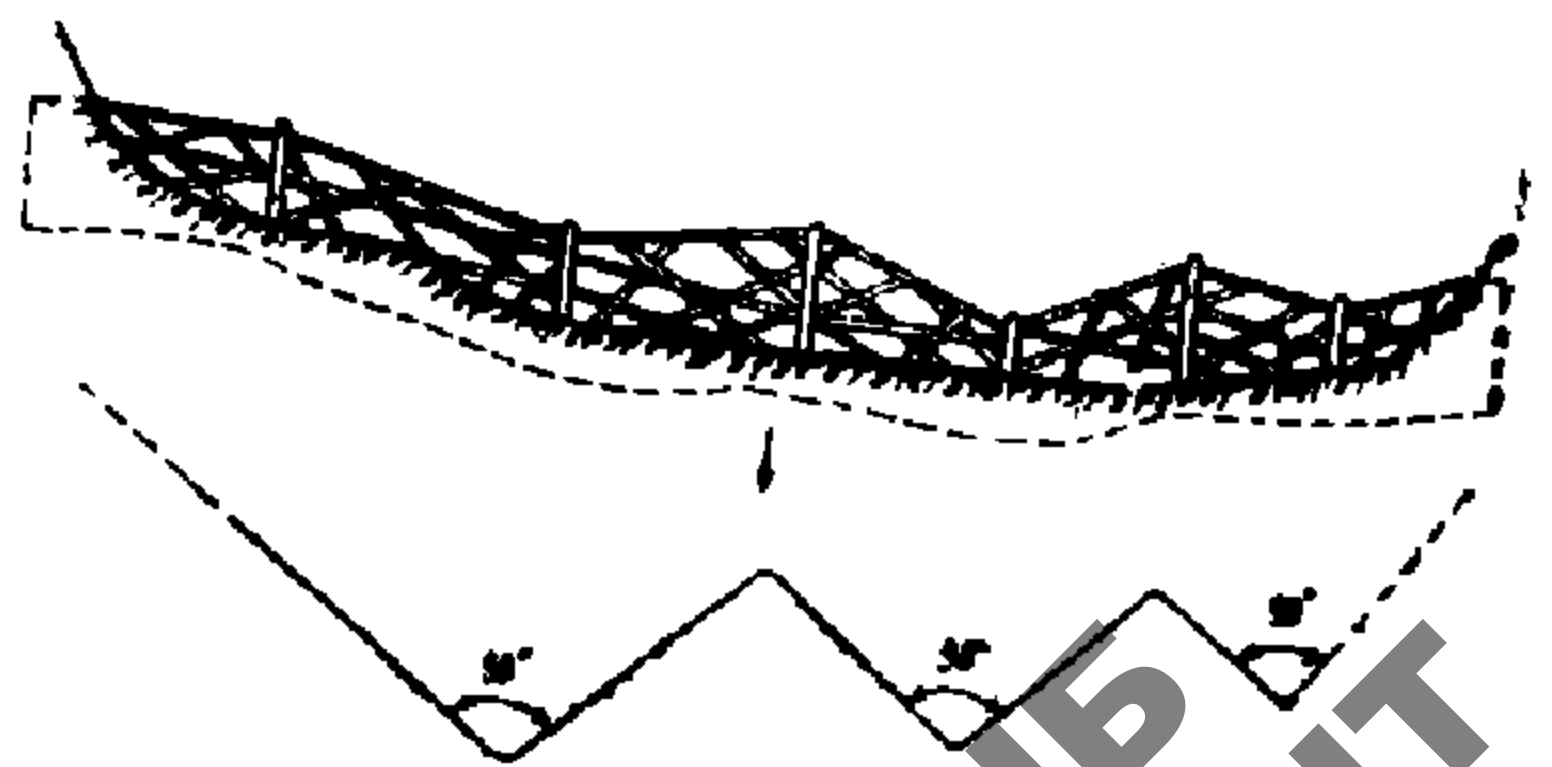
Фиг. 82

(фиг. 82) и явление заноса повторяется. При незначительной глубине оврага указанным путем возможно достигнуть полного заноса оврага.

Опыт показывает, что наилучшие результаты работы плетневых заграждений достигаются при следующих условиях:

а) Верх ниже стоящего плетня был немного ниже уровня земли у вышестоящего (фиг. 81).

в) Плетни в плане и в своем продольном профиле должны иметь ломаную форму (фиг. 83).



Фиг. 83

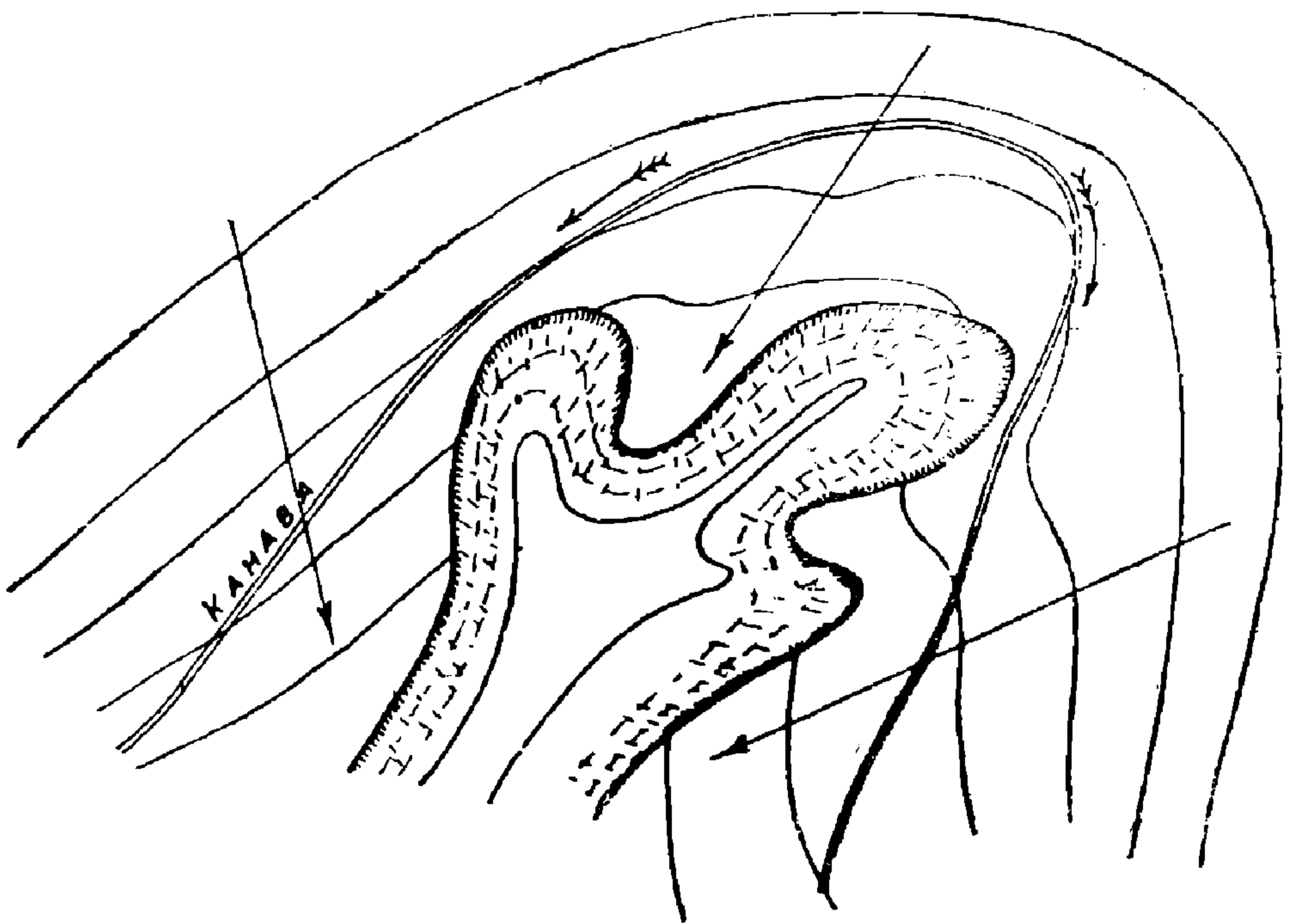
По предложению швейцарского инженера Сеппу ломаная форма плетня в плане устраивается таким образом, чтобы каждый

плетень образовал с осью оврага угол в  $45^\circ$  (фиг. 83). Особенности профиля плетня и увязки его с планом плетня показаны на чертеже (фиг. 83).

Такая конструкция плетня устраивается с той целью, чтобы удлинить путь течения воды, направить ее по наименьшим уклонам вдоль плетня (значит уменьшать скорость) и, таким образом, добиться наиболее интенсивных отложений продуктов размыва, несомых водой.

Второй вариант задачи (отвод воды в безопасное место) решается следующим путем:

1. Вершина оврага, а также его бока опоясываются канавой (фиг. 84). Размеры канавы определяются расчетом в функции фак-



Фиг. 84

тического расхода воды, притекающей с прилегающего к оврагу бассейна.

Как видно из чертежа, при заданном рельефе местности сток воды по канаве делается в обе стороны от точки, лежащей против вершины оврага. Канава имеет назначение перехватить всю воду, которая притекает с бассейна в овраг.

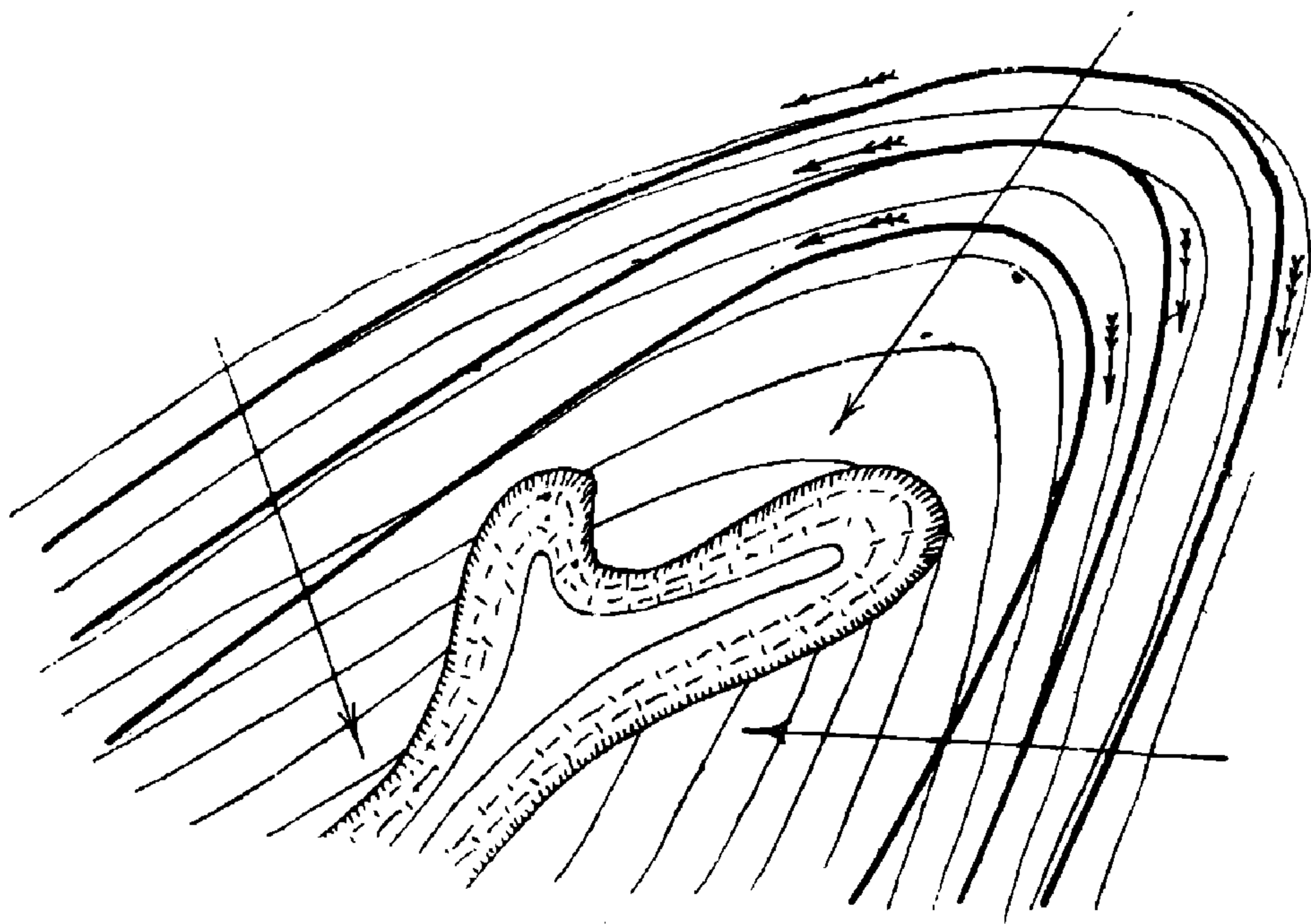
Канава должна быть проведена на некотором расстоянии от вершины оврага, определяемым расчетом, ибо при насыщении водою

грунтов, у самой вершины оврага, возможно появление обвалов и сплывов. Практически, для обычных условий, это расстояние составляет приблизительно 7—8 м.

Устья этой канавы (их будет в рассматриваемом случае — два) устраиваются в безопасном месте (лучше всего, если это возможно по условиям местности, у низовой части оврага).

Если овраг занимает значительное протяжение и почему-либо нецелесообразно доводить канаву до низовой части оврага, возможно сделать сброс воды сбоку с помощью одного из известных способов сопряжения верхнего и нижнего бьефа (перепалы, быстротоки, консольно-леечные сбросы).

При значительной крутизне местности в предовражьи — нередко бывает целесообразно, вместо указанной одной канавы — закладывать серию канав, устроенных более или менее (в зависимости от рельефа) концентричными поясами (фиг. 85).



Фиг. 85

2. Наиболее надежной защитой оврага от притекания поверхностных вод является комбинированное устройство в виде канавы с водозащитным валиком (помещенным ниже канавы) (фиг. 58).

Конструкция их ясна из чертежа (высота в пределах от 50 до 70 см). Водозащитные валы должны быть выполнены из плотного грунта (лучше всего суглинки или тощие глины).

Рекомендуется откосы валика (обращенные в сторону склона бассейна) укреплять дерновкой.

Для того, чтобы избежать обрушения берега оврага под тяжестью сооруженного валика последний должен располагаться на расстоянии 2—3 метров от возможной границы призмы обрушения.

3. Если сток воды у оврага происходит не только к его вершине, но и к бокам, то тогда, при опоясывании оврага канавой, сток по ней направляется к оси оврага и отсюда вода спускается в овраг по специально построенному лотку с перепадами или быстротоками, а также гасителями энергии при них.

Помимо указанных мероприятий по регулированию поверхностного стока в целях борьбы с разрастанием оврагов, всегда должны быть приняты меры по уничтожению факторов, благоприятствующих появлению оврагов, как-то: развитие растительного покрова в приовражной зоне и оврагах, недопущение распашки склонов бассейна бороздами перпендикулярными к горизонталям и т. д.

## ГЛАВА ТРЕТЬЯ

### **Выбор способа и конструкции перехода от верхнего бьефа к нижнему**

При проектировании канав на местности с большим уклоном, почти неизбежно (см. главу четвертую, раздел В) встает вопрос о выборе способа перехода от верхнего бьефа к нижнему. Как известно, эти способы перехода сводятся к устройству одного (или нескольких) из следующих типов сооружений:

- 1) Перепадов (одноступенчатых или многоступенчатых).
- 2) Быстротоков.
- 3) Копольно-лечных сбросов.
- или 4) Их сочетаний.

Возникает вопрос о целесообразности применения одного из этих способов для перехода от верхнего бьефа к нижнему, в заданных условиях.

Вопрос этот определяется, вообще говоря, исключительно технико-экономическими соображениями. Однако, могут быть и предварительные соображения, которые определяют исход технико-экономических расчетов.

Так, например: применение быстротоков бывает выгодно при сравнительно больших уклонах (но не более 0,03—0,04) и доста-

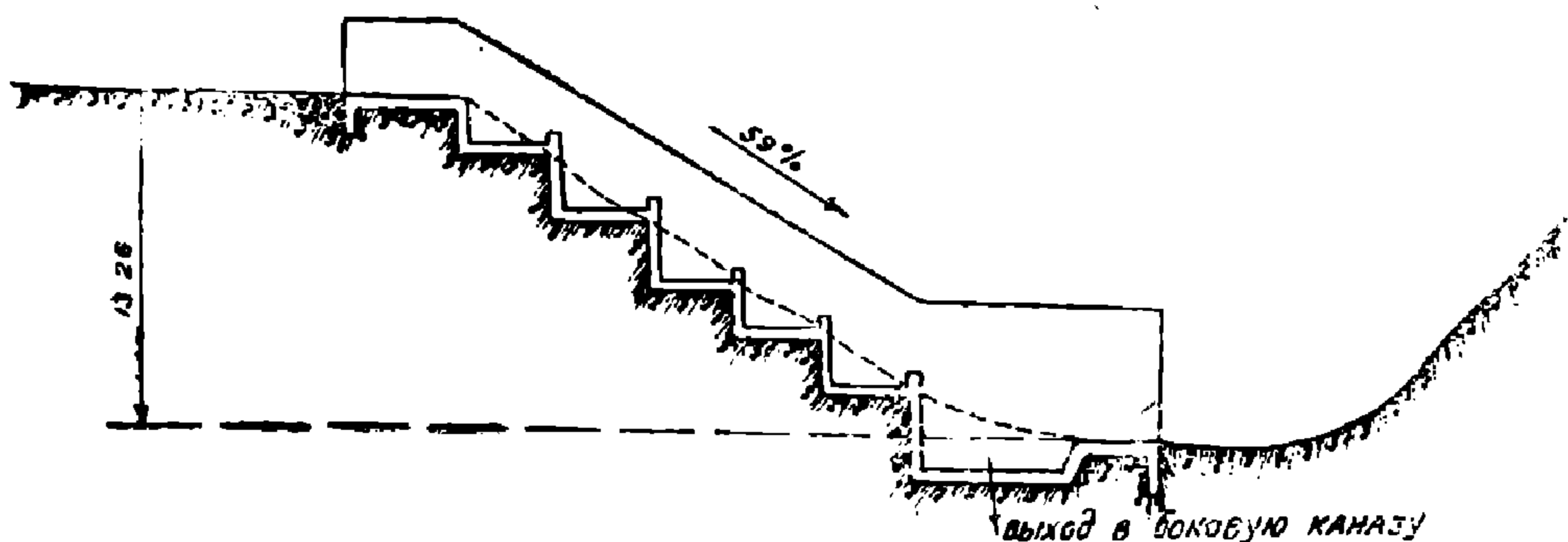
точно большой длине<sup>1)</sup>), ибо при коротком быстротоке начальная и конечная его части составляют значительную долю общей стоимости быстротока и, следовательно, в последнем случае быстроток является менее выгодным, чем перепад.

Следует учесть также обычную преимущественную простоту конструкции быстротока (в сравнении с перепадом), которая чаще всего связана со сравнительно меньшим объемом земляных работ, а также свободна от дорогостоящих подпорных стенок (последние почти всегда неизбежны у перепадов).

Как показывает практика,<sup>2)</sup> при уклонах быстротоков более 0,03—0,04 их необходимо устраивать с повышенной шероховатостью. Естественно, что такие быстротоки обходятся значительно дороже обычных. Вот почему в тех случаях, когда уклон местности превышает 0,03—0,04 — целесообразность применения быстротока должна быть подтверждена специальными технико-экономическими расчетами.

Рассмотрим конкретный пример.

При проектировании поверхностного водоотвода на линии Сталинской ж. д. предусмотрен выход водоотводной канавы к оврагу. Сброс воды на дно оврага осуществляется, как это видно из чертежа (фиг. 86), с помощью многоступенчатого перепада. В конце пе-



Фиг. 86

репада предусмотрен водобойный колодец. При этом вода из водобойного колодца вытекает в боковую канаву (по логу оврага) (фиг. 86).

В приведенном примере имеет место значительная разность в уровнях верхнего и нижнего бьефа (13,26 м).

Уклон местности (склона оврага) является также значительным (0,59).

<sup>1)</sup> «Гидротехнические сооружения» под редакцией проф. П. И. Анисимова. Тсм I.

<sup>2)</sup> И. И. Леви «Гидравлические сооружения».

Правильно ли выбран в данном примере (с указанием условия) способ перехода от верхнего бьефа к нижнему?

Если сравнить расходы по земляным работам и бетону для двух вариантов способа сопряжения бьефов (многоступенчатый перепад и быстроток), то для заданных условий получаются, приблизительно, следующие результаты. (В сравнении откидывается гаситель энергии; расчет ведется на единицу ширины сооружений).

1) Вариант устройства многоступенчатого периода:

а) Объем земляных работ 27,0 м<sup>3</sup>.

в) Объем бетонных работ<sup>1</sup> 25,5 м<sup>3</sup>.

2) Вариант устройства быстроточка.

а) Объем земляных работ может быть сведен почти к нулю если не считать небольшой планировки грунта и исходить из предположения, что лоток быстроточка укрепляется с помощью шпор на поверхности земли.

в) Объем бетонных работ 11,5 м<sup>3</sup> (предполагая, что толщина дна лотка быстроточка равна 0,5 м.).

Приближенный расчет показывает, что быстроток применить выгоднее. Однако, в приведенном расчете не учитывается крутизна местности, которая, как указывалось, является весьма значительной. Обычно при таких больших уклонах быстроточки не применяются, ибо это вызвало бы значительные скорости. Последнее повлекло бы за собой устройство весьма сложного и дорогостоящего гасителя энергии.

Вот почему, в данном примере, несмотря на более экономичные и конструктивно более простые особенности быстроточка, принят многоступенчатый перепад.

Попутно следует отметить, что многоступенчатые перепады обычно бывают целесообразно устраивать (вместо одноступенчатых) при разности высот верхнего и нижнего бьефов, превышающей 3 м.

При проектировании устройств для сброса воды в овраги, что имеет место в разобранный примере — целесообразно применять консольно-лучевые сбросы. Они обходятся гораздо дешевле многоступенчатых перепадов и не требуют специальных гасителей энергии, ибо падающие на дно оврага струи воды, размывая грунт, образуют естественную воронку — успокоительный бассейн. В даль-

---

<sup>1</sup>) В примерном подсчете не учитываются стенки сооружения для обоих вариантов.

нейшем размыв, после скопления в воронке достаточного (для гашения энергии) количества воды—прекращается.

В тех случаях, когда естественный уклон местности представляет собою ломаную линию, одна часть которой более пологая, другая более крутая — целесообразно для сопряжения бьефов применять смешанные конструкции. Именно в первой более пологой части устраивается быстроток, который переходит в перепад на второй части. Экономическая целесообразность применения такой смешанной конструкции, в указанных условиях, усматривается из следующих обстоятельств:

Уже отмечалось, что при уклонах местности до 0,03—0,04 выгодно применять быстроток (так как он дешевле и проще в эксплуатации). При больших уклонах быстротоки требуют дополнительных затрат на устройство повышенной шероховатости или оказываются вовсе не применимыми в связи со значительными скоростями протекания воды. Вот почему во второй части участка сопряжения оказывается более целесообразным применение перепада.

Примером такой смешанной конструкции сопряжения бьефов может служить сооружение быстротока — перепада на Яиш-Даргомском канале.

## ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ

### **Схемы комплексного расчета различных водосборно-водоотводных устройств**

После того, как намечены конкурирующие варианты водосборно-водоотводных устройств, как единого комплекса, переходят к расчету составляющих этого комплекса. Указанный расчет разбивается на:

#### **1. Гидравлические расчеты.**

а) Расчет стока поверхностных вод с определенного бассейна, прилегающего к водосборному комплексу, и распределение расхода по отдельным устройствам данного комплекса.

б) Гидравлический расчет планировок и их укреплений;

в) гидравлический расчет канав;

г) гидравлический расчет защитных сооружений (валов);

д) гидравлический расчет перепадов и быстротоков, а также гасителей энергии при них.

## II. Конструктивные расчеты<sup>1)</sup>.

- а) Расчет прочности и устойчивости укреплений канав и лотков;
- б) расчет устойчивости валов;
- в) расчет прочности и устойчивости элементов перепадов, быстротоков и гасителей энергии при них.

### Гидравлические расчеты

#### А. Расчет стока поверхностных вод

В настоящее время наиболее употребительным методом расчета стока поверхностных вод на практике является метод, предложенный проф. **М. М. Протодьяконовым**<sup>2)</sup>. Указанный метод применим к определению максимального стока поверхностных вод (т. е. к определению максимального расхода воды, притекающей с бассейна) при площадях бассейнов, доходящих до 100 кв. км. Таким образом, он вполне удовлетворяет расчету канав, так как последние никогда, практически, не имеют бассейнов столь больших размеров.

Метод проф. **М. М. Протодьяконова** охватывает два вида стока: 1) от летних ливней, выпадающих на оттаявшую почву (ливневой сток), 2) от снеготаяния и весеннего дождя по подмороженной почве (смешанный сток). Расчеты должны быть проведены на оба вида стока. Канавы же рассчитываются по наибольшему, из двух вариантов, расходу.

Не приводя теоретического обоснования метода расчета максимального стока поверхностных вод проф. **М. М. Протодьяконова** — дадим лишь его основы.

Укажем, что применительно к канавам расход воды поверхностного стока определяется следующим путем:

а) Если канава незначительна по длине ( $< 200—300$  м), то определение максимального расхода относится к устью канавы.

б) Если канава имеет значительную длину, то она разбивается на отдельные участки (длиною 200—300 м), соответственно которым намечаются бассейны поверхностного стока.

При этом максимальный расход определяется для низового конца каждого участка канавы.

<sup>1)</sup> Конструктивные расчеты в настоящей книге не рассматриваются. Эти расчеты имеют достаточно полное освещение в соответствующей, указанным вопросам, литературе.

<sup>2)</sup> См. работу проф. **М. М. Протодьяконова** в книге «Максимальный сток с малых бассейнов» под редакцией проф. **Г. Д. Дубелира**, 1940 г.

## 1. Расчет ливневого стока

Максимальный расход от ливневого стока определяется по следующей формуле:

$$Q = 16,67(a_1 - i)f \quad (1)$$

Здесь:

$Q$  — наибольший расход воды в м<sup>3</sup>/сек.

$a_1$  — расчетная интенсивность дождя для данного климатического района, при принятой расчетной продолжительности дождя (мм/мин.).

$i$  — расчетная интенсивность впитывания воды почвой в мм/мин.

$f$  — наибольшая площадь одновременного стока, т. е. наибольшая площадь той части бассейна, с которой выпадающая дождевая вода одновременно стекает к сооружению (км<sup>2</sup>).

Расчетная интенсивность дождя определяется следующим путем:

$$a_1 = ka \quad (2)$$

Здесь  $k$  — климатический коэффициент.

$a$  — расчетная интенсивность дождя для центрального района Европейской части СССР (между 52°—60° сев. широты и 33° 20' — 47° 20' восточной долготы от Гринвича). Значение  $a$  может быть найдено по формуле:

$$a = \frac{5}{1 + 0,06 t} \quad (3)$$

Где:  $t$  — продолжительность дождя в мин.

Климатический коэффициент ( $k$ ) для обычных <sup>1)</sup> климатических условий определяется из выражения

$$k = \frac{M}{33} \quad (4)$$

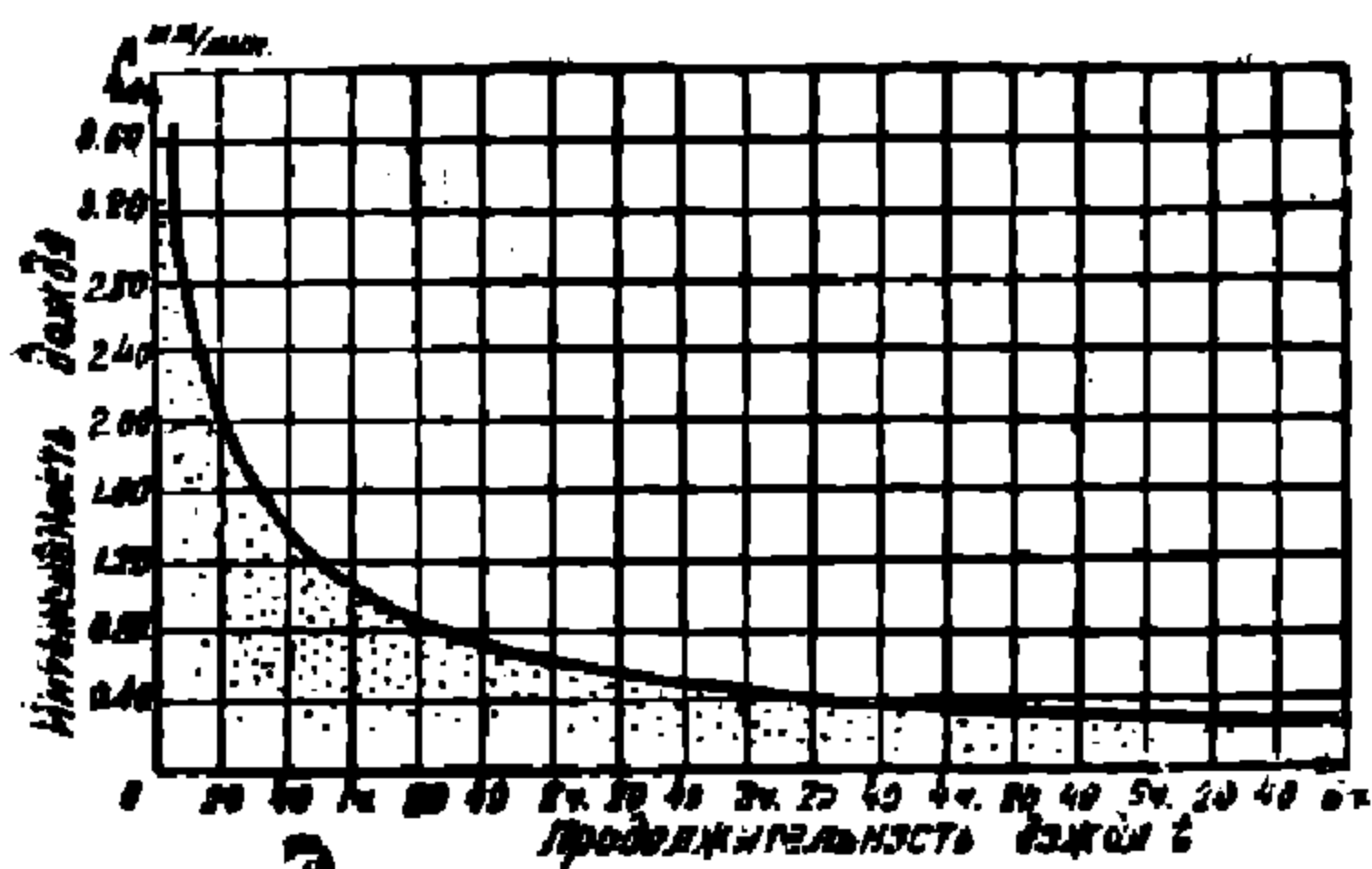
Здесь:

$M$  — среднее значение годового суточного максимума для района линии, получаемое путем деления общей суммы годовых максимумов на общее число годостанций наблюдения (мм).

<sup>1)</sup> Исключением из обычных климатических условий являются климатические условия следующих районов СССР: Кавказ, Крым, Закавказье, Средняя Азия, засушливые районы Прикаспия, Крайний Север (севернее 65° с. ш.), Восточная Сибирь (восточнее Яблонова хребта), Приморье, Камчатка и Сахалин.

33—среднее значение годового суточного максимума для центральной полосы Европ. части СССР (мм).

В тех случаях, когда расчет стока производится в районах с особыми климатическими условиями (смотрите сноску на стр. 78), климатический коэффициент должен быть найден следующим образом:



Фиг 87

По метеорологическим данным об интенсивности и продолжительности дождей строится кривая аналогично показанной на фиг 87.

На фиг. 87 дана кривая зависимости

$$a = i(t)$$

для центрального района Европ. части СССР.

Чтобы определить  $k$  в данном районе, следует сопоставлять ординаты построенной кривой с ординатами таковой по фиг. 87, в интервале продолжительности дождей от 10 мин. до 2 1/2 час.

Расчетная интенсивность впитывания воды почвой  $i$  (мм/мин.) должна быть определена помощью специальных опытов над впитыванием. Подробное описание методики проведения таких опытов описывается, например, в Инструкции Союзтранспроекта по расчету стока поверхностных вод. Для предварительных расчетов можно пользоваться приблизительными значениями интенсивности впитывания по данным таблицы 1.<sup>1)</sup>

Таблица 1

№ п/п	Наименование почв	Интенсивность впитывания мм/мин.
1	Глины и жирноглинистые почвы . . . . .	0,10—0,30
2	Суглинки, суглинистые, черноземные (деградированные и выщелоченные) светлокаштановые, бурые, серолесные, лесостепные и слабо подзолистые почвы . . .	0,40—0,80
3	Супески, супесчаные черноземные (деградированные и выщелоченные), светлокаштановые, бурые, серолесные, лесостепные и слабо подзолистые почвы	1,0—1,50
4	Мощные черноземы, тучные	0,50—0,80
5	Черноземы обыкновенные . . . . .	0,60—1,0
6	Черноземы южные (Европ. части СССР)	0,70—1,20

<sup>1)</sup> Таблица заимствована из временной инструкции Союзтранспроекта по расчету стока поверхностных вод, 1939 г.

№№ п/п.	Наименование почв	Интенсивность выветывания мм/мин.
7	Темнокаштановые и каштановые почвы.	0,70—1,10
8	Подзолы и сильно оподзоленные почвы.	0,30—0,60
9	Сероземы глинистые . . . . .	0,50—0,60
10	Пески мелкие неразвезаемые . . . . .	2,0—2,5
11	Пески крупные и мелкие развезаемые . . . . .	3—5

**ПРИМЕЧАНИЕ:** данные таблицы не относятся к почвам торфяным, солонцеватым, карбонатным, щебенчатым, каменистым, а также заболоченным и находящимся в неотаившем состоянии.

Формула (1) для определения наибольшего расхода может быть выражена несколько в другом виде, а именно:

$$Q = 16,67 (a_1 - i) \varphi F \equiv q \varphi F \quad (5)$$

Здесь:

$q = 16,67 (a_1 - i)$  — модуль ливневого стока

(измеряется в  $\frac{м^3}{сек. км^2}$ )

$F$  — площадь бассейна ( $км^2$ )

$\varphi = \frac{f}{F}$  — коэффициент одновременности стока (равный от

ношению площади одновременного стока к площади бассейна).

При пользовании приведенными формулами для определения наибольшего расхода ливневого стока поверхностных вод, по теории проф. **М. М. Протодяконова**, могут иметь место два случая:

**1 случай.** На основе расчетов автора излагаемой теории стока, продолжительность дождя,  $t_{max}$ , соответствующая максимуму расхода, определяется формулой:

$$t_{max} = 16,67 \left( V \frac{5k}{i} - 1 \right) \quad (6)$$

Если время стекания из самого отдаленного пункта бассейна  $t_1$  меньше  $t_{max}$ , то в этом случае расчетная продолжительность дождя принимается равной  $t = t_1$ , а площадь одновременного стока  $\varphi = F$ ; при этом, очевидно,  $\varphi = \frac{f}{F} = 1$

Таковы предпосылки к порядку расчета по I случаю.

Расчет ведется в следующем порядке.

На плане бассейна наносится линия спрямленного лога (фиг. 88). Затем проводится линия наибольшего наклона из наиболее отдаленной точки бассейна до линии спрямленного лога. Последний пересекается под углом  $\beta$ .

Угол  $\beta$  находят из выражения

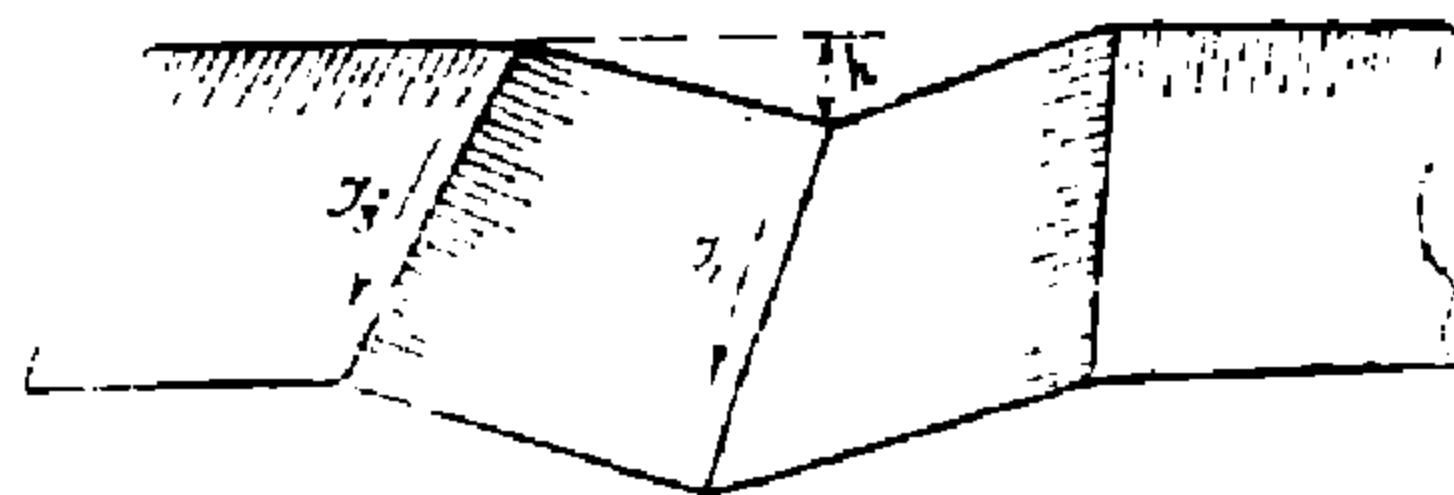
$$\operatorname{tg} \beta = \frac{J_2}{J_3} \quad (7)$$

Где:

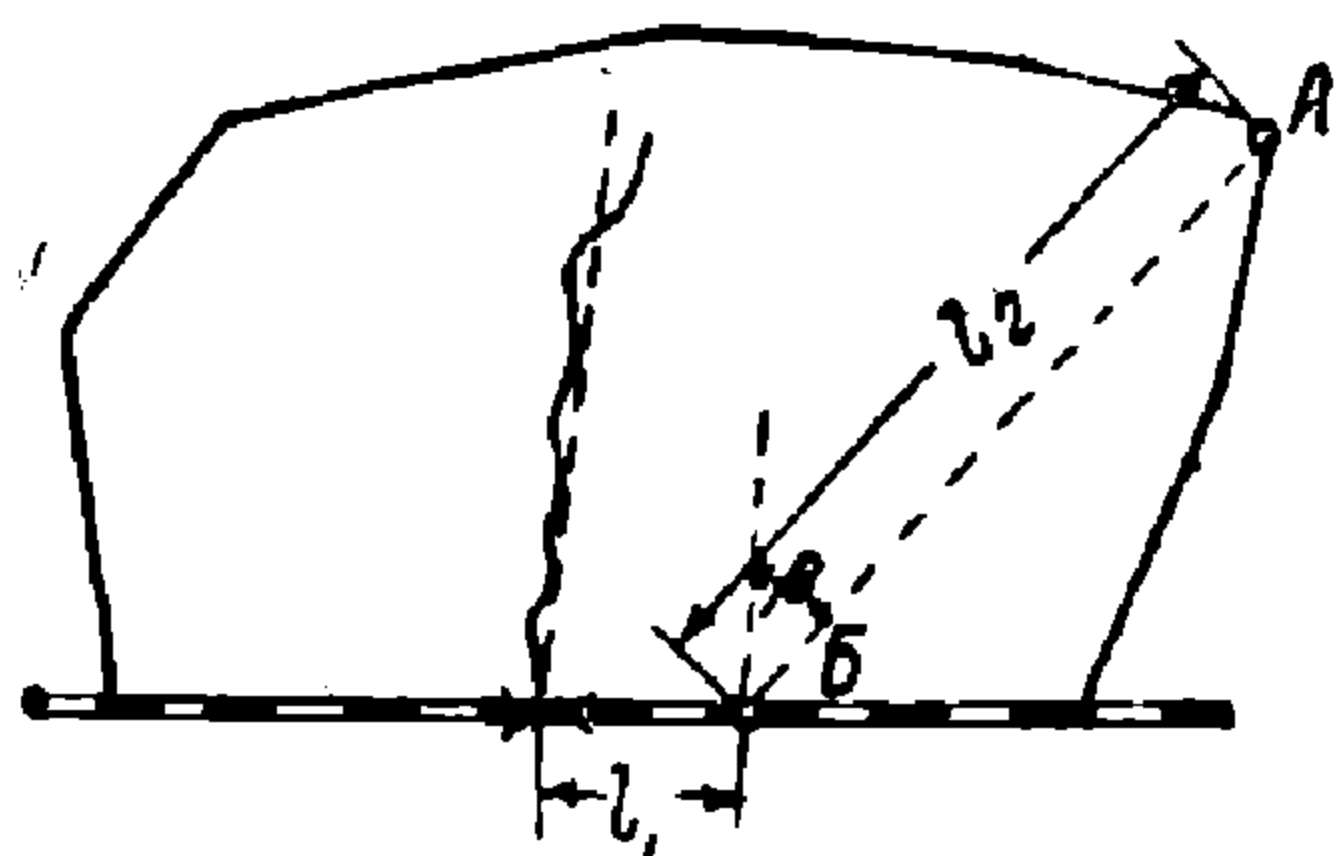
$J_3$  — продольный уклон лога по берегу (‰).

$J_2$  — средний уклон склонов по направлению, перпендикулярному логу (‰).

При этом следует иметь в виду, что если отсутствует ясно выраженный лог, а также если глубина лога менее 10 м — допускается принимать уклон лога по берегу  $J_3$  — равным уклону лога по дну  $J_1$  (фиг. 88а).



Фиг. 88а



Фиг. 89

Построения, сделанные указанным путем, могут принести к двум случаям (фиг. 88 и фиг. 89).

Таким образом, на основе проведенных построений, представляется возможным подсчитать длины путей стекания  $l_1$  (по логу) и  $l_2$  (по склону) (см. фиг. 88).

Далее определяется время стекания ( $t_1$ ) от наиболее отдаленной точки бассейна по формуле:<sup>1)</sup>

1) При уклонах свыше 100 ‰, в формуле (8) величины  $l_1$  и  $l_2$  заменяются на  $l_1/\cos \gamma_1$  и  $l_2/\cos \gamma$ , где  $\gamma_1$  и  $\gamma$  — углы наклона к горизонту дна лога и линии наибольшего наклона склонов.

$$t_1 = 16,67 \left( \frac{l_1}{v_1} + \frac{l_2}{v_2} \right) \quad (8)$$

Где:

$v_1$  — средняя скорость течения по догу (или по отрезку канавы соответственно случаю, показанному на фиг. 89) (м/сек.).

$v_2$  — средняя скорость стекания по склонам (м/сек.).

Значения скоростей стекания воды  $v_1$  и  $v_2$  могут быть определены по формулам:

$$v_1 = 0,6 k_1 Q^{1/4} J_1^{3/8} = 0,276 Q^{1/4} J_1^{3/8} \quad (9)$$

$$v_2 = 0,5 k_2 A^{1/2} J^{3/16} = 0,05 A^{1/2} J^{3/16} \quad (10)$$

Где:

$$A = \frac{Q}{F} l_2; \quad J = \sqrt{J_1^2 + J_2^2}$$

$k_1$  и  $k_2$  — коэффициенты, принимаемые для обычных<sup>1)</sup> условий:

$$k_1 = 0,46.$$

$$k_2 = 0,10.$$

Если при проведении указанного расчета имеет место случай, показанный на фиг. 89, то в формуле (9) вместо уклона дога  $J_1$  следует брать уклон канавы.

Таким образом, может быть найдено значение  $t_1$  (время стекания из самого отдаленного пункта бассейна). Сравнив  $t_1$  и  $t_{\max}$ , определяют, к какому случаю относятся заданные условия (к I случаю или ко II—разобранному ниже). Расчетный расход определяется по формуле (1).

Однако, как это видно из формул (9 и 10), для того, чтобы найти скорости стекания воды  $v_1$  и  $v_2$  — нужно знать расход воды.

Это обстоятельство приводит к необходимости решать всю задачу методом последовательных приближений. При этом, первоначально, ориентировочное значение расхода можно найти по сле-

<sup>1)</sup> При гладкой, незаросшей и незапахивающейся поверхности коэффициент  $K$  следует увеличивать на 20—25 проц.

дующей приближенной формуле проф. М. М. Протодьяконова и инж. Н. И. Лапина:<sup>1)</sup>

$$Q = 5,5 \frac{k^{1/3} \cdot J^{1/4} \cdot F^{3/4}}{0,40 + \frac{i}{k}} \quad (11)$$

Где:

$k$  — климатический коэффициент.

$J = \sqrt{J_2^2 + J_3^2}$  — средний уклон склонов по направлению стекания.

$i$  — расчетная интенсивность выпитывания  $\frac{\text{мм}}{\text{мин}}$ .

$F$  — площадь бассейна (кв. км.).

**II-й случай.** Если время стекания из самого отдаленного пункта бассейна  $t_1$  больше  $t_{\max}$  (найденного по формуле 6), то в этом случае расчетная продолжительность дождя принимается равной  $t = t_{\max}$ ; при этом площадь одновременного стока  $f > F$ , а коэффициент одновременности  $\varphi > 1$ .

Таковы предпосылки к порядку расчета по II случаю. Расчет же ведется в следующем порядке.

По формуле (6) определяется значение  $t = t_{\max}$

Затем, по формуле (3) определяется значение интенсивности дождя и по формуле (5) — значение модуля ливневого стока ( $q$ )

Далее определяется длина пути, проходимого стекающей по склонам воды, по формуле<sup>2)</sup>.

$$l_2 = \frac{1}{1000} 0,009 \cdot q t^2 J^{3/8} \quad (\text{км}) \quad (12)$$

Где:

$$J = \sqrt{J_1^2 + J_2^2} \quad (12a)$$

1) Если в формуле (11)  $\frac{i}{k} > 2$ , то знаменатель принимается постоянным 2,40.

2) Если уклон  $J > 100\%$ , в формуле (12) для  $l_2$  вводится множитель  $\cos \gamma_1$ , где  $\gamma_1$  — угол наклона линии стекания к горизонту.

Определив значение  $l_2$  — находят следующие соотношения:

$$\left. \begin{array}{l} \text{а) } \frac{L}{l_2} \\ \text{в) } \frac{B}{l_2} \end{array} \right\} \quad (13)$$

Где:  $L$  — длина бассейна (в перпендикулярном по отношению к линии направления).

$B$  — средняя ширина бассейна (в продольном по отношению к линии направления).

Причем. 
$$B = \frac{F}{L}$$

На основании специальных таблиц,<sup>1)</sup> по найденным значениям

$\frac{L}{l_2}$ ;  $\frac{B}{l_2}$ ;  $J_1$ ;  $J_2$  — находят величину коэффициента одновременности  $\varphi$  и тогда уже определяют расход воды по формуле

(5). (Пример этих таблиц дан в табл. 2).

## 2. Расчет смешанного стока

Определение расхода воды от смешанного стока (т. е. стока образованного совместным действием снеготаяния и дождя, выпадающего на промерзлую почву) производится по следующей формуле проф. **М. М. Протодяконова**:

$$Q = (16,67 \beta a_1 + c) F = (16,67 \beta a k + c) F \quad (14)$$

Где:  $\beta$  — коэффициент уменьшения интенсивности расчетных дождей по сравнению с летними ливнями.

$c$  — модуль снегового стока (наибольшее количество воды, стекающей при снеготаянии в единицу времени с единицы площади бассейна

$$\left( \frac{\text{м}^3}{\text{сек. км}^2} \right)$$

Остальные обозначения имеют прежний смысл.

Значение  $\beta$  может быть найдено из выражения:

$$\beta = \frac{M_1}{M_2} \quad (15)$$

Где:  $M_1$  — среднее из годовых суточных максимумов — дождевых осадков за весенний период года  $M_2$  — тоже — за год в целом.

<sup>1)</sup> Таблица коэффициентов одновременного стока  $\varphi$ , Союзтранс. проект, стеклографическое издание.

Таблица № 2.

Уклон лога  $J_1 = 7\text{‰}$ .Уклон склонов  $J_2 = 20\text{‰}$ .

$\frac{L}{l_2} \backslash \frac{B}{l_2}$	0	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	7,0	10,0	15,0	20,0
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,915	0,640	0,426	0,320
0,5	1,000	1,000	1,000	0,987	0,895	0,810	0,725	0,625	0,525	0,457	0,435
1,0	1,000	1,000	1,000	0,945	0,760	0,665	0,600	0,500	0,397	0,355	0,345
1,5	1,000	1,000	1,000	0,910	0,715	0,605	0,540	0,440	0,335	0,275	0,260
2,0	1,000	1,000	0,997	0,877	0,685	0,580	0,520	0,410	0,298	0,240	0,220
3,0	1,000	0,992	0,913	0,775	0,647	0,545	0,475	0,370	0,267	0,203	0,185
4,0	0,850	0,850	0,815	0,705	0,602	0,518	0,452	0,352	0,250	0,187	0,170
5,0	0,680	0,698	0,710	0,647	0,565	0,495	0,435	0,340	0,240	0,197	0,160
7,0	0,485	0,548	0,556	0,532	0,490	0,443	0,402	0,325	0,225	0,162	0,145
10,0	0,340	0,350	0,358	0,395	0,397	0,385	0,360	0,305	0,210	0,155	0,139
15,0	0,226	0,234	0,240	0,273	0,282	0,285	0,276	0,256	0,198	0,145	0,130
20,0	0,170	0,175	0,175	0,187	0,198	0,210	0,222	0,215	0,185	0,142	0,127
25,0	0,136	0,136	0,145	0,155	0,164	0,175	0,185	0,185	0,165	0,130	0,122
30,0	0,113	0,113	0,118	0,125	0,133	0,142	0,150	0,158	0,150	0,125	0,117
40,0	0,085	0,085	0,087	0,095	0,102	0,108	0,115	0,123	0,135	0,120	0,110

Значение модуля снегового стока определяется по формуле проф. Д. Л. Соколовского:

$$C = \frac{C_0}{\sqrt[4]{F_0 + 1}} \quad (16)$$

Где:  $F$  — площадь бассейна в км<sup>2</sup>

$C_0$  — предел модуля  $C$  при стремлении  $F$  к нулю.

Значения  $C_0$  для Европейской части СССР могут быть приняты по карте изолиний (фиг. 90), помещенной во временной инструкции Союзтранспроекта по расчету стока поверхностных вод<sup>1)</sup>. Данные для значения  $C_0$  по всем другим районам можно найти в книге проф. Д. Л. Соколовского «Нормы максимального стока весенних паводков рек СССР».

Определение расхода по формуле (14) (в случае смешанного расхода) производится так же, как и при случае ливневого стока, путем последовательного подбора.

Приближенное значение расхода воды в смешанном стоке определяется по следующей формуле.

$$Q = 5,5 \frac{k^{1/3} J^{1/4}}{2,40} F^{3/4} \quad (17)$$

где, все обозначения имеют прежде означенный смысл.

При наличии системы канав (кольцевая, концентрическая, сетчатая) расход воды, поступающей в отдельные элементы этой системы, может быть подсчитан по приближенной формуле (17).

В этой формуле значение (площади бассейна) принимается в зависимости от особенностей системы канав. При наличии, например, системы концентрических канав, площадь  $F$ , вводимая в расчет (для определения расхода воды, притекающей к каждой канаве), определяется так, как это показано на чертеже (фиг. 68). В случае сетчатой системы канав определение  $F$  показано на фиг. 14. На этих же чертежах показаны значения уклонов  $J_2$  и  $J_3$ , по которым находится расчетный уклон  $J$  из формулы (12а).

Технические указания Союзтранспроекта по расчету стока поверхностных вод допускают, для приближенных подсчетов расхода воды (что применимо в рассматриваемом случае), пользование формулой инж. А. О. Карачевского-Волк:

$$Q = 30 k \alpha \beta \gamma m F \text{ (м}^3\text{/сек)} \quad (18)$$

<sup>1)</sup> В указанной инструкции помещены особенности определения модуля снегового стока в лесистых, заболоченных и озерных местностях.



Здесь:

$K$  — климатический коэффициент (определяется указанными выше методами).

$F$  — площадь бассейна в км.<sup>2</sup> (определяется методами, примеры которых показаны на фиг. 68 и фиг. 69).

$\alpha$  — коэффициент, зависящий от длины  $L$  (км.) и определяемый по формуле:

$$\alpha = \frac{1}{0,10 + L^2}$$

(в случае системы канав длина бассейна, измеряемая по перпендикуляру к направлению канавы, равна либо ширине полосы между канавами — случай концентрических канав, либо расстоянию по перпендикуляру от канавы до линии водораздела — случай сетчатой системы канав см. фиг. 68 и фиг. 69).

$\beta$  — коэффициент, зависящий от среднего уклона главного тальвега  $J_1$  (‰) и определяемый по формуле

$$\beta = 0,4 + 0,1J_1^2$$

(в случае системы канав под  $J_1$  следует понимать среднее значение уклона  $J_2$  (см. фиг. 68 и фиг. 69) на всем протяжении канавы).

$\gamma$  — коэффициент, зависящий от среднего уклона склонов  $J_3$  (‰) (в направлении параллельном линии канавы). Значения  $\gamma$  в функции  $J_3$  (‰) даны в таблице 3.

Таблица № 3.

Характеристика гористости района	Равнинный		Холмистый		Предгорный	Гористый
$J_3$ (‰)	1—25	25—100	100—200	200—300	300—500	500—1000
	0,5	0,5—1,0	1,0—1,5	1,5—2,0	2,0—2,5	2,5—3,0

$m$  — коэффициент, зависящий от степени впитывания воды почвой  $i$  (мм-мин) и определяемой по формуле

$$m = \frac{1}{0,20 + i}$$

НЕ  
УДУНЕТ  
(ДИТ)

**Пример определения расхода воды  $Q$**  (по приближенной формуле 11).

Пусть задано: площадь бассейна  $0,5 \text{ км.}^2$ ; климатический коэффициент  $K=1,10$ .

Уклон лога (по берегу)  $J_2=30\text{‰}$ , уклон склонов  $J_1=40\text{‰}$ , интенсивность впитывания  $i = 0,35 \frac{\text{мм}}{\text{мин}}$ ; тогда уклон линии стекания найдется из выражения

$$J = \sqrt{J_2^2 + J_3^2} = \sqrt{40^2 + 30^2} = 50\text{‰}$$

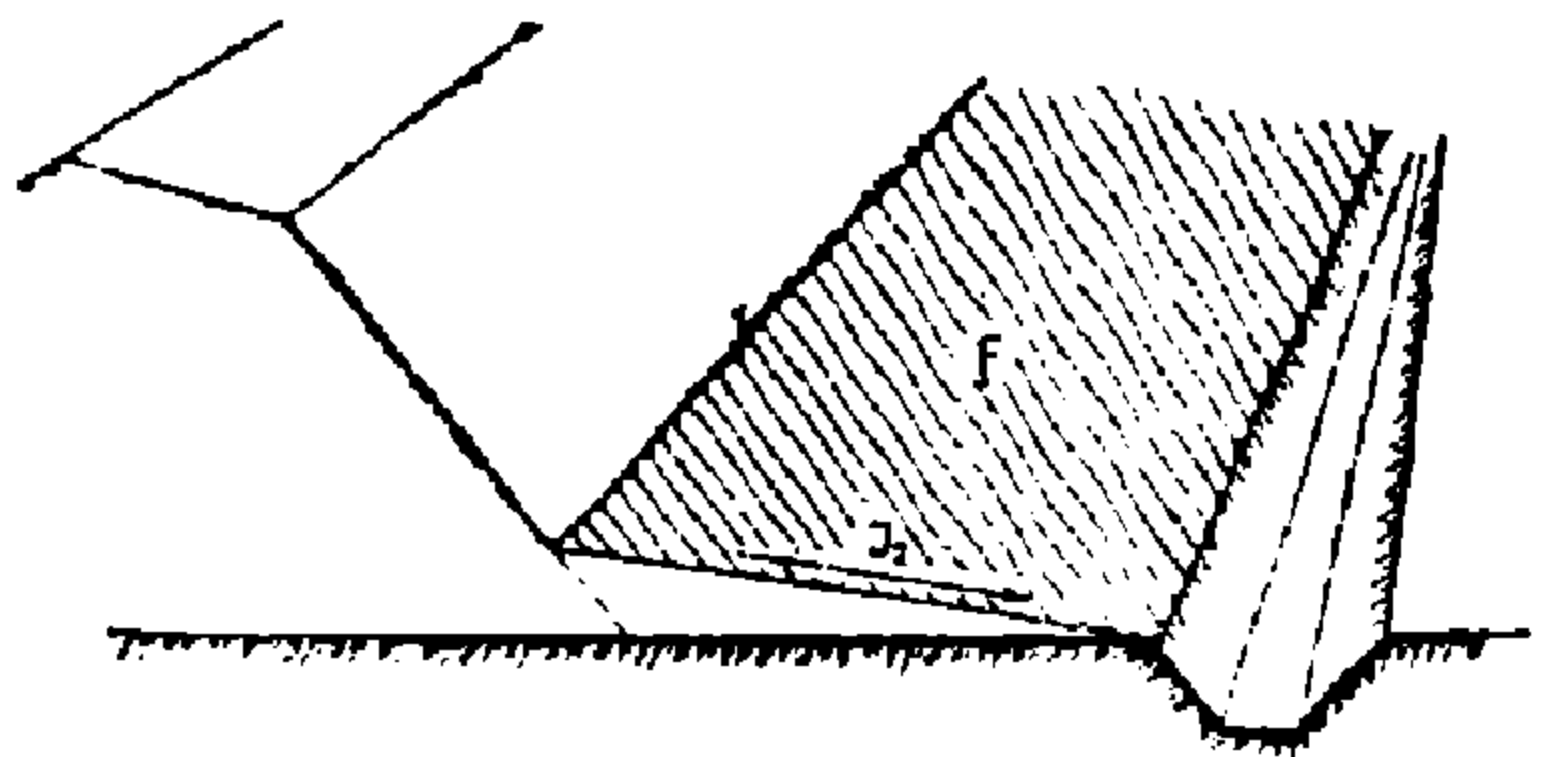
Значение расхода воды ( $Q$ ) по формуле (11) будет:

$$Q = 5,5 \frac{1,1^{4/3} \times 50^{1/4} \times 0,5^{3/4}}{0,4 + \frac{0,35}{1,1}} =$$

$$5,5 \frac{1,14 \times 2,66 \times 0,6}{0,4 + 0,32} = 5,5 \frac{1,82}{0,72} = 13,9 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

## Б) ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПЛАНИРОВОК И ИХ УКРЕПЛЕНИЯ

Зная площадь планировки ( $F$ ) и ее уклон  $J$  (Фиг. 91), нетрудно найти расход воды от ливневого стока по этой планировке, по приводимой выше методике (форм. 17 и 18). Задача далее состоит в том, чтобы, найдя скорость стекания воды по планировке в функции расхода ( $Q$ ) и уклона ( $J_2$ ), подобрать соответствующий тип ее укрепления.



Фиг. 91.

Скорость стекания воды может быть вычислена по формуле (9), которая в данном случае переписется так:<sup>1)</sup>

$$v = 0,276 Q^{1/4} J_2^{3/8} \quad (19)$$

Найдя, таким образом, скорость стекания воды, можно по таблице 4 выбрать соответствующий тип укрепления грунта, если в этом окажется необходимость.

## В) ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КАНАВ.

Как указывалось в главе первой, в задачу гидравлического расчета канав входят вопросы:

<sup>1)</sup> Смотрите примечания к этой формуле, сделанные на стр. 98.

1. Отыскание возможного и рационального продольного профиля канавы.

2. Определение необходимой площади живого сечения (и следовательно, отыскание соответствующего поперечного профиля канавы).

3. Выбор, при необходимости, соответствующего типа укрепления дна и стенок канавы.

Таблица № 4.

№ п. п.	Род дна сооружения или его укрепления	Скорость м/сек-	
		допускаемая по дну	средняя расчетная
1	Илистый грунт . . . . .	0,10	0,15
2	Мелкий песок, . . . . .	0,25	0,35
3	Крупный песок, лесс и одиночная дер- новка плашмя . . . . .	0,60	0,80
4	Глинистые грунты средней плотности (суглинки, супески) . . . . .	0,4—0,75	0,55—0,95
5	Гравий и мелкая галька (до 2,5 см) . .	1,00	1,25
6	Хрящевой грунт, галька крупная .	1,20	1,50
7	Плотная твердая глина, дерновка в стенку . . . . .	1,50	1,80
8	Каменистый грунт, одиночная мостовая	2,15	2,50
9	Скальный грунт, двойная мостовая . .	3,10	3,50
10	Кирпичная кладка из железняка на це- ментном растворе . . . . .	4,00	4,50
11	Лоток из бутовой или бетонной кладки, плетневые ящики с заполнением круп- ным камнем . . . . .	4,00	5,00
12	Деревянный лоток . . . . .	6,00	6,60

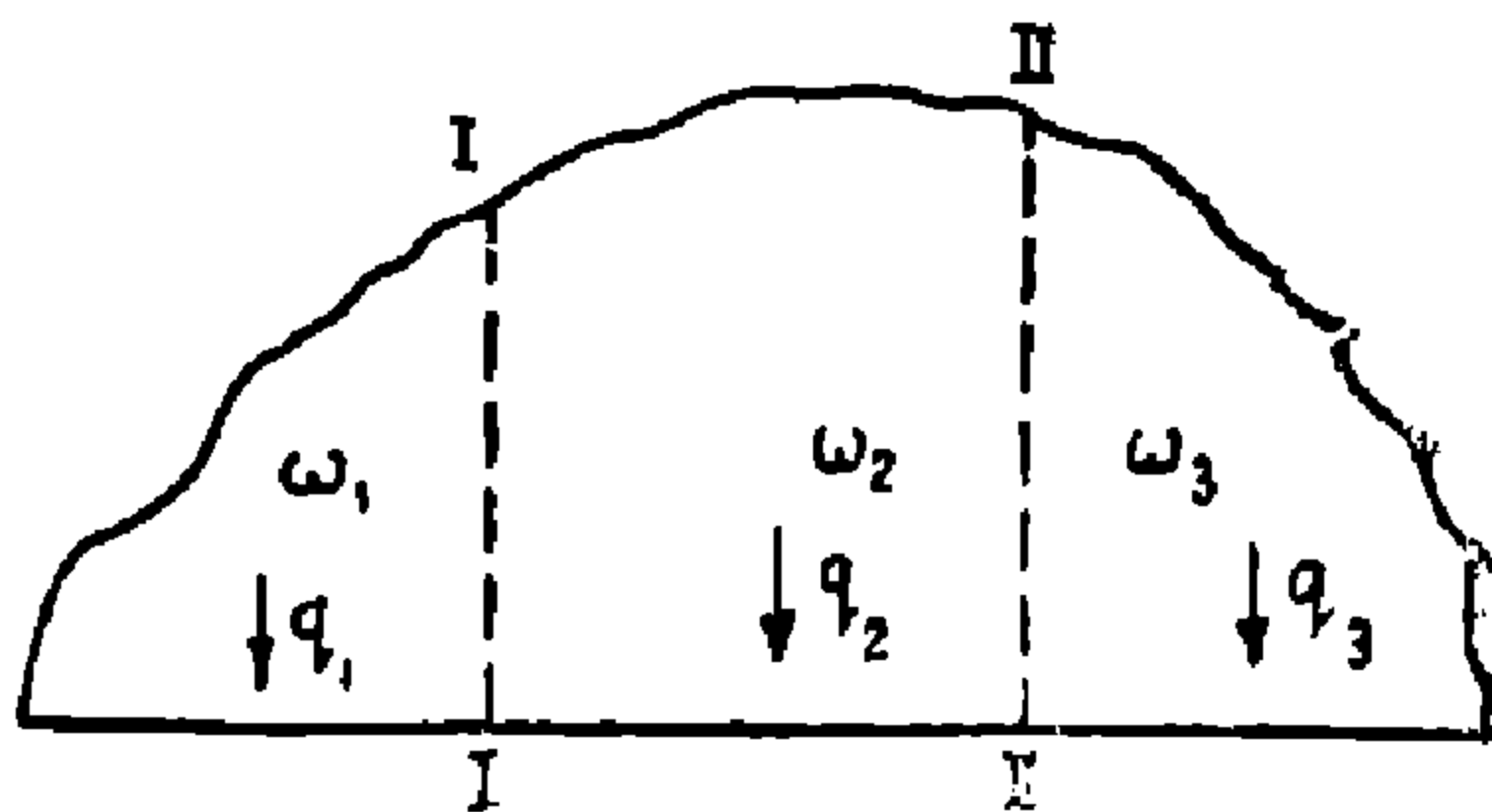
Решение всех трех задач, обнимающих полное проектирование, проводится комплексно в тесной, неразрывной связи друг с другом. Методика проектирования в каждом отдельном случае зависит от конкретных местных условий. Эти условия диктуются главным образом следующими особенностями:

- а) родом грунта;
- б) естественным уклоном местности;
- в) заданными расходами воды;
- г) экономикой работ.

Рассмотрим несколько отдельных, характерных случаев.

Пусть (фиг. 92) вода прибывает к канаве на всем ее протяжении со всего бассейна, очерченного по кривой. Разобьем площадь

бассейна на 3 (или больше) части сечениями I и II (предполагая, что длина канавы между сечениями в каждой части не превышает 200 метров). Пусть, далее, каждая часть всего бассейна дает соответственно расходы воды



Фиг. 92.

$$Q_1 ; Q_2 ; Q_3 ;$$

При этом будем предполагать, что каждый из этих расходов может поступить не только к концу соответствующего участка, но и к началу его.

Для расчета поперечных сечений канавы будем иметь:

на 1 участке расход воды  $q_1 = Q_1$

на 2 участке расход воды  $q_1 + q_2 = Q_2$

на 3 участке расход воды  $q_1 + q_2 + q_3 = Q_3$

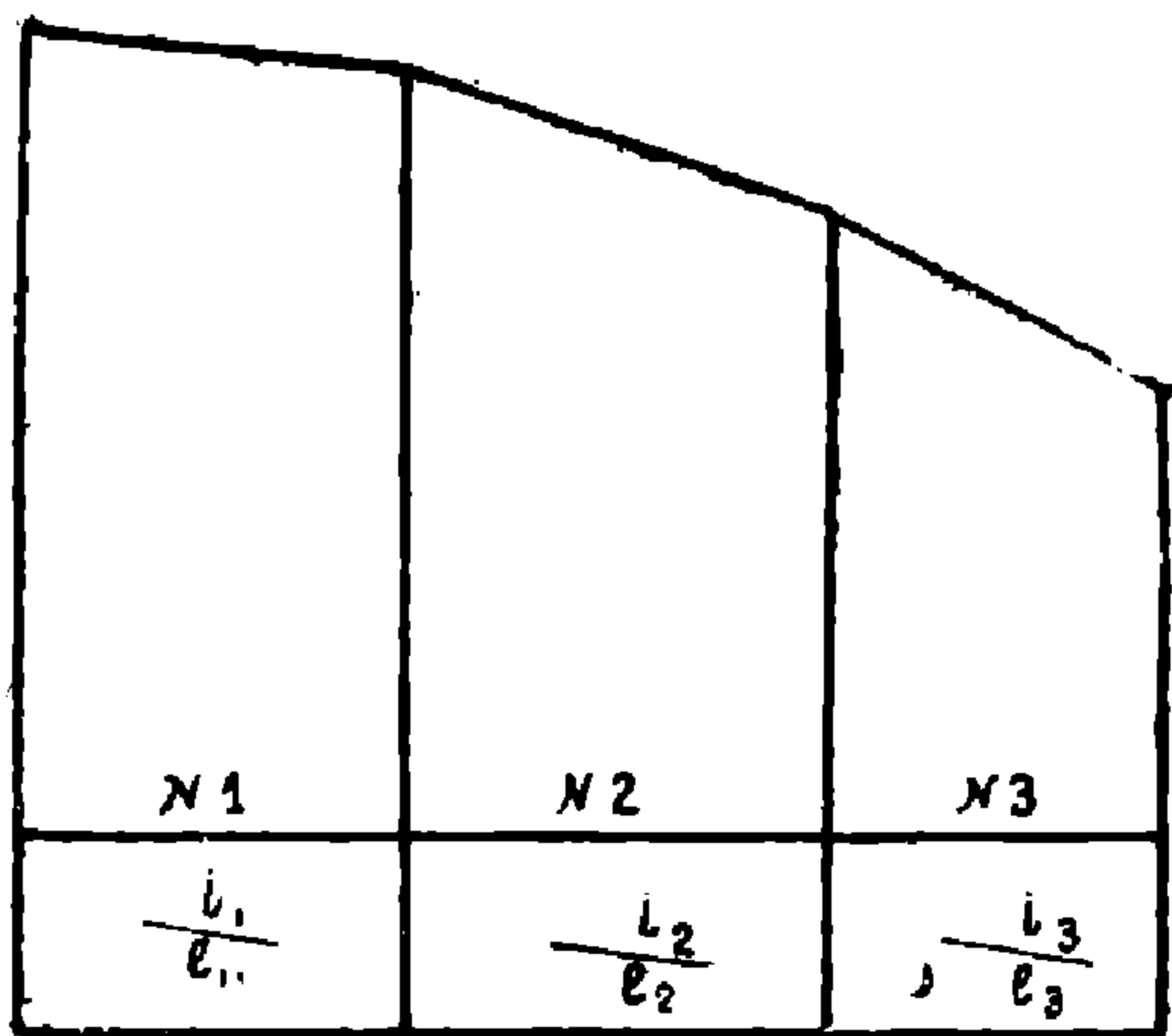
Положим, что мы имеем продольный профиль местности (фиг. 93), соответствующий разобранным трем участкам по всей длине будущей канавы

На каждом из трех участков заданы расходы воды:

$$Q_1 ;$$

$$Q_2 ; Q_3 ;$$

Рассмотрим случай обычных грунтов.



93

Учитывая, что наибольший расход соответствует низовому участку начинаем расчет именно с этого последнего участка, для того, чтобы запроектировать в условиях максимального расхода наивыгоднейшую площадь живого сечения канавы

Наивыгоднейшая площадь живого сечения может быть подсчитана по следующей формуле, выведенной проф. Шалуняца Г. М.

$$\omega = \sqrt[4]{\frac{4(m^1 - m) k^3 Q^3}{i^{3/2}}}$$

(20)

Здесь

$$m^3 = \sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2}$$

$$m = \frac{m_1}{2} + \frac{m_2}{2}$$

где  $m_1$  и  $m_2$  соответственно для двух откосов канавы величины обратные их крутизне.

$k$  — коэффициент шероховатости в формуле Маннинга, которая имеет вид

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

Здесь:

$C$  — коэффициент формулы Шези.

$R$  — гидравлический радиус.

Значения коэффициента  $n$  для различных грунтов могут быть приняты из таблицы 5.

Таблица 5.

Таблица значений „ $n$ “ в формуле Маннинга.

№ № ст. п.	Р о д с т е н к и	$n$	$1/n$
1	Поверхности, покрытые эмалью или глазурью. Весьма тщательно остроганные доски, хорошо пригнанные.	0,009	111,1
	Строганные доски. Штукатурка из чистого цемента . . . . .	0,010	100,0
	Цементная штукатурка (1/3 песка). Чистые (новые) гончарные, чугунные и железные трубы, хорошо уложенные и соединенные . . . . .	0,011	90,9
4	Нестроганные доски, хорошо пригнанные. Волопроводные трубы, в нормальных условиях, без заметной инкрустации; весьма чистые водосточные трубы, весьма хорошая бетошировка . . . . .	0,012	83,3
	Тесовая кладка, весьма хорошая кирпичная кладка. Водосточные трубы в нормальных условиях; несколько загрязненные водопроводные трубы. Нестроганные доски, не вполне тщательно пригнанные . . . . .	0,013	76,9

НБ  
УДУНТ  
(ДУНТ)

Таблица № 5 (продолжение)

№№ п/п.	Р о д т е н к и	п	г п
6	Загрязненные трубы (водопроходные и водосточные); средняя кирпичная кладка; бетонировка каналов в средних условиях . . . . .	0,014	71,4
7	Грубая кирпичная кладка; каменная кладка (не тесовая) с чистой отделкой поверхностей при ровном постелистом камне чрезвычайно загрязненные водостоки.		
8	Брезент по деревянным рейкам . . . . .	0,015	66,7
9	Обыкновенная бутовая кладка в удовлетворительном состоянии; старая (расстроенная) кирпичная кладка; сравнительно грубая бетонировка. Гладкая, весьма хорошо разработанная скала . . . . .	0,017	58,8
10	Каналы, покрытые толстым, илстым слоем; каналы в плотном лесе и плотном мелком гравии, затянутые сплошной илистой пленкой (однако в безукоризненном состоянии) . . . . .	0,018	55,0
11	Очень грубая бутовая кладка; сухая кладка из крупных камней, булыжная мостовая, каналы, чисто высеченные в скале; каналы в лесе, плотном гравии, плотной земле, затянутые илистой пленкой (в нормальном состоянии) . . . . .	0,020	50,0
12	Мостовая из крупного рваного камня, с резко выступающими углами; каналы в скале при посредственной обработке поверхности, каналы в плотной глине; каналы в лесе, гравии в земле, затянутые несплошной (местами прерываемой) или той пленкой. Большие земляные каналы, находящиеся в условиях содержания и ремонта выше средних . . . . .	0,025	40,0
13	Большие земляные каналы в средних условиях содержания и ремонта и малые—в хороших. Реки и ручьи в благоприятных условиях (со свободным течением, без засорения и значительных водорослей) . . . . . Земляные каналы: большие—в условиях ниже среднего, малые—в средних . . . . .	0,075	36,4

Таблица № 5 (окончание)

№№ ст. п.	Род стенок	$n$	$i$
14	Каналы и реки в сравнительно плохих условиях (например, местами с водорослями и булыжником или заметно заросшие травой, с местными обвалами откосов и т. д.) . . . . .	0,030	33,3
	Каналы и реки, находящиеся в весьма плохих условиях, с неправильным профилем значительно засоренные камнями и водорослями и пр. . . . .	0,035	28,6
26	Тоже—в исключительно плохих условиях (обломки скалы и крупные камни по руслу, густые корни, значительные промоины и обвалы, заросли камыша) . . . . .	0,040	25,0

$Q$  — заданный расход в м<sup>3</sup>/сек.

$i$  — уклон dna канавы.

Для удобства расчета формула 20 может быть выражена так:

$$\omega = A Q^{3/4} \quad (21)$$

где  $A$  для данного  $n$  и  $m$  можно выбрать из таблицы 6<sup>1)</sup> в функции уклона.

Таблица 6

$n = 0,025$   $m = 1,5$  (обычные грунты)

	1	2	3	4	5	6	7	8
$A$	1,425	1,099	0,914	0,8475	0,7794	0,7281	0,687	0,

	$n$ 0,0225	$m = 0,577$ (скальные грунты)						
$A$	1,358	1,047	0,8996	0,8076	0,7428	0,6937	0,6514	0,6227

Чтобы приступить к расчету, необходимо прежде всего правильно выбрать уклон.

Так как мы условились, что заданный на данном участке расход воды может притекать и в начале участка, то расчет живого сечения будем проводить для начала участка.

<sup>\*)</sup> Таблица составлена проф. К. Н. Мищенко.

Указанное обстоятельство диктует определенные условия для выбора  $i$  очевидно, чтобы удовлетворить этому условию необходимо выбрать

$$i \geq i_3$$

где  $i_3$  — уклон поверхности земли на третьем участке (фиг. 93).

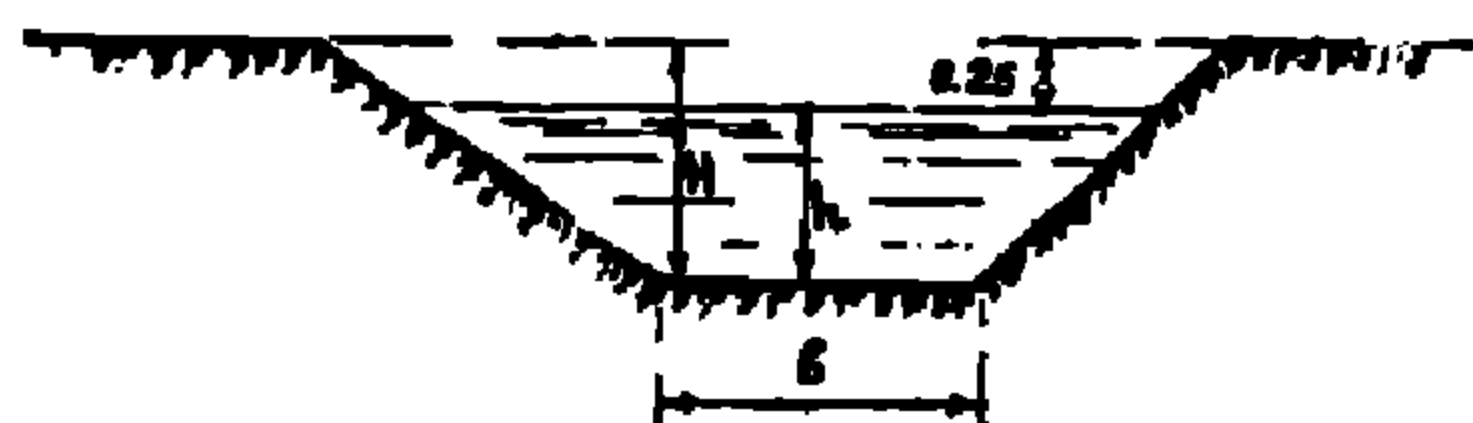
С другой стороны мы должны учесть следующее:

Чтобы избежать заиливания канавы, необходимо обеспечить все возрастающие к концу канавы, скорости. Легко понять, что при прочих равных условиях скорость определяется уклоном.

Это практически значит, что желательно на участках № 2 и № 1 иметь более пологие уклоны дна канавы, чем на участке № 3.

Однако, это будет, в каждом отдельном случае, зависеть от соотношения значений расходов на каждом участке.

Выбрав, таким образом, рациональное значение  $i$ , приступают к определению площади живого сечения  $\omega$  по приведенной формуле (20).



определен

Фиг. 94

Зная площадь живого сечения, можно найти основные размеры канавы: ширину по дну и рабочую глубину  $h$  (фиг. 94).

Как известно:

$$h = \sqrt[m^2 - m]{\frac{\omega}{m}} \quad (22)$$

и

$$b = \frac{\omega}{h} - mh \quad (23)$$

Зная размеры канавы, следует проверить скорость течения воды, которая определяется по формуле Шези:

$$v = C \sqrt{Ri} \quad (24)$$

Здесь  $C$  коэффициент, определяемый по следующей формуле Маннинга.

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (25)$$

Значения  $C$  для различных  $n$  и  $R$  даны в таблице 7

НЕ  
ДУНТ  
(ДИТ)

Таблица значений С для формулы Маннинга )

Таблица 7.

R \ n	0,010	0,013	0,017	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040
0,05	60,7	46,7	35,2	30,4	24,3	20,2	17,6	5,2
0,06	62,6	48,2	36,3	31,3	25,0	20,9	18,2	15,6
0,07	64,2	49,4	37,2	32,1	25,7	21,4	18,6	16,0
0,08	65,6	50,5	38,0	32,8	26,2	21,9	19,0	16,4
0,10	68,1	52,4	39,5	34,0	27,2	22,7	19,7	7,0
0,12	70,2	54,1	40,7	35,1	28,1	23,4	20,4	17,5
0,14	72,1	55,6	41,8	36,0	28,8	24,0	20,9	18,0
0,16	73,6	56,7	42,7	36,8	29,4	24,5	21,3	18,4
0,18	75,2	57,9	43,6	37,6	30,1	25,1	21,8	18,8
0,20	76,5	58,9	44,4	38,6	30,6	25,5	22,2	19,1
0,22	77,7	59,8	45,1	38,8	31,1	25,9	22,5	19,4
0,24	78,8	60,7	45,7	39,4	31,5	26,3	22,9	19,7
0,26	79,9	61,5	46,3	39,9	32,0	26,6	23,2	20,0
0,28	80,9	62,3	46,9	40,4	32,4	27,0	23,5	20,2
0,30	81,8	63,0	47,4	40,9	32,7	27,3	23,7	20,4
0,35	83,9	64,6	48,7	42,0	33,6	28,0	24,3	21,0
0,40	85,8	66,1	49,8	42,9	34,3	28,6	24,9	21,4
0,45	87,5	67,4	50,7	43,8	35,0	29,2	25,4	21,9
0,50	89,1	68,6	51,7	44,6	35,6	29,7	25,8	22,3
0,55	90,5	69,7	52,5	45,3	36,2	30,2	26,2	22,6
0,60	91,8	70,7	53,2	45,9	36,7	30,6	26,6	22,9
0,65	93,1	71,7	54,0	46,6	37,2	31,0	27,0	23,3
0,70	94,2	72,5	54,6	47,1	37,7	31,4	27,3	23,6
0,80	96,4	74,2	55,9	48,2	38,6	32,1	28,0	24,1
0,90	98,3	75,7	57,0	49,1	39,3	32,8	28,5	24,6
1,00	100,0	77,0	58,0	50,0	40,0	33,3	29,0	25,0
1,10	101,6	78,2	58,9	50,8	40,6	33,9	29,5	25,4
1,20	103,1	79,4	59,8	51,5	41,2	34,4	29,9	25,8
1,30	104,5	80,5	60,6	52,2	41,8	34,8	30,3	26,1
1,50	107,2	82,4	62,1	53,5	42,8	35,7	31,0	26,7
1,70	109,2	84,1	63,3	54,6	43,7	36,4	31,7	27,3
2,00	112,0	86,2	65,0	56,0	44,8	37,3	32,5	28,0
2,50	116,5	89,7	67,6	58,2	46,2	38,8	33,8	29,1
3,00	120,00	92,4	69,6	60,0	48,0	40,0	34,8	30,0

Значение же  $R$ , которое носит название гидравлического радиуса, может быть найдено, для случая наивыгоднейшего решения, из выражения

$$R = \frac{1}{2} n \quad (26)$$

\*) Из технического справочника С. Н. Ванкова, 1938 г.

Таким образом, будет найдена расчетная скорость течения воды. Следует сравнить ее с допускаемой по таблице 4.

Если окажется, что

$$V \text{ расч.} \leq V \text{ допуск.}$$

то расчет низовой части канавы можно считать законченным и приступить к расчету канавы на участках № 2 и № 1.

Если же окажется,

$$V \text{ расч.} > V \text{ допуск.}$$

то придется произвести перерасчет в двух вариантах.

### ВАРИАНТ 1-й

Производим укрепление дна и стенок канавы с тем, чтобы скорости были допустимы.

Принятое укрепление, возможно, будет иметь иную шероховатость, поэтому потребуется произвести перерасчет при другом  $n$  по тем же формулам, в том же порядке.

### ВАРИАНТ 2-й.

Исходим из допускаемой скорости для данного грунта (таблица 4), т. е. для расчета живого сечения будем иметь в качестве заданных — две величины:

- 1) расход воды;
- 2) допускаемую скорость

Совершенно ясно, что это решение не даст нам наивыгоднейшего сечения канавы. Однако, в некоторых случаях оно (решение) может явиться единственным — целесообразным. Такие случаи чаще всего можно ожидать в грунтах, допускающих значительные скорости, как, например, в плотных глинах. ( $v \text{ доп.} = 1,8 \text{ м/сек.}$ )

Сказанное особенно отчетливо понимается при рассмотрении числовых примеров, которые помещены ниже.

Таким образом, имея  $Q$  и  $v \text{ доп.}$  расчет проводим в следующем порядке:

Находим гидравлический радиус из выражения:

$$v \text{ доп.} = C \sqrt{R i}$$

или по Маннингу

$$v \text{ доп.} = \frac{1}{n} R^{1/6} \cdot R^{1/2} \cdot i^{1/2}$$

НБ  
УДУНТ  
(ДПТ)  
133

отсюда 
$$R = \sqrt{\frac{(v_0 n)^3}{i^{3/2}}} \quad (27)$$

Находим гидравлический радиус из выражения:

$$\omega = \frac{Q}{V \text{ дог.}}$$

3. Зная  $\omega$  и  $R$ , находим смачиваемый периметр, также из известного выражения:

$$R = \frac{\omega}{\chi}$$

откуда

$$Z = \frac{\omega}{R}$$

4. Зная значение  $\omega$  и  $Z$ , ищем размеры канавы ширина по дну  $v$  и расчетную глубину  $h$ .

Для этого решаем совместно два уравнения с двумя неизвестными:

$$\omega = vh + mh^2$$

$$Z = v + m^1 h$$

где значения всех букв уже известны.

Отысканием величин  $v$  и  $h$  заканчивается решение задачи по 2 варианту.

Таким образом, имея два расчетных варианта для размеров живого сечения, выбираем один из них.

В основу выбора должны лечь, главным образом, технико-экономические сравнительные расчеты. Что выгоднее — укреплять дно и стенки канавы, имея минимум земляных работ, или не укреплять канавы и сооружать ее значительной ширины при малой глубине? (Что обычно бывает результатом решения задачи по второму варианту).

Ответ на этот вопрос диктуется либо стоимостью работ, либо местными техническими возможностями.

Выбрав окончательно размеры сечения канавы в низовом участке (№ 3), переходим к определению размеров сечения канавы на 2-м участке.

Заметим, что рекомендуется:

1) Сохранить ширину канавы по дну одинаковой на всем протяжении канавы от истоков до устья.

2) Избегать устройства перепадов в продольном профиле канавы.

Эти условия ставятся с целью предотвращения заиливания или размыва дна и стенок канавы.

Так же, как и на участке № 3, расчет ведем при заданном  $Q_2$  для начального сечения участка № 2.

$$\text{Обычно } Q_2 < Q_3$$

поэтому при  $v = \text{Const.}$ , надо полагать, что

$$h_2 \leq h_3$$

Это обстоятельство заставляет выбирать уклон дна канавы несколько круче уклона  $i_2$  — местности (но положе уклона дна канавы на участке № 3); задавшись уклоном дна канавы, при известных отметках поверхности земли, мы одновременно автоматически задаемся каким-то  $h_2$  и тогда поверочный расчет ведем в следующем порядке:

зная  $v$  и  $h_2$  имеем

$$\omega_2 = v h_2 + m h_2^2$$

и

$$\chi_2 = v + m^1 h_2$$

тогда  $R_2 = \frac{\omega_2}{\chi_2}$  и  $v_2 = C \sqrt{R_2 i}$

Зная скорость течения и площадь живого сечения, находим:

$$Q_2 (\text{расч.}) = \omega_2 v_2$$

полученный расход сравниваем с заданным  $Q_2$ ;

Допускается расхождение не более 5 проц.;

Если заданное  $h_2$  (и значит определенное  $i$ ) не удовлетворяет расходу (или скорость  $v_2$  получилась больше  $v_1$ ) — следует задаться новым значением  $h_2$ .

Обычно две—три попытки всегда приводят проектировщика к нужному результату.

Подобрав, таким образом  $h_2$  на втором участке, переходят к аналогичному расчету на первом участке.

Не всегда, однако, удастся решить задачу в такой последовательности. Бывают случаи довольно сложного продольного профиля поверхности земли, когда не удается, приведенными выше последовательными приемами, решить всю задачу. Ясно, что нельзя дать единственную методику для громадного разнообразия случаев, встречающихся на практике.

Приведем, поэтому, описание некоторых других приемов, которые в ряде случаев могут оказаться целесообразными.

1. Начинаем расчет с низового участка № 3 в той же последовательности, которая описывалась.

Затем переходим сразу к расчету верхового участка № 1; при этом сохраняем найденную на участке № 3 ширину по дну и задаемся наименьшим — возможным уклоном дна.

Сделав эти два расчета в крайних участках, переходим к среднему участку № 2; при этом мы уже будем иметь для последнего какие-то краевые условия, варьируя которыми можно найти общее, целесообразное решение.

2. Для случаев очень пологой местности иногда удобно производить расчет в обратном порядке. То-есть сделать сначала решения по оптимальным формулам для верхового участка № 1, затем, последовательно, по уже описанной методике искать глубины канавы на участках № 2 и № 3.

3. В тех случаях, когда имеется скальный грунт, в котором сооружается канава, проектирование последней может быть сведено к очень простой задаче. Дело в том, что скальные грунты допускают очень большие скорости без опасности размыва. Поэтому устройство перепадов и быстроек или проектирование разной ширины по дну на разных участках—не опасно и может быть допущено, если это приводит к уменьшению дорогих скальных работ. Отсюда, на каждом участке можно вести независимый друг от друга расчет по оптимальным формулам. Желательно лишь сохранение одного из прежних условий—увеличение скорости на низовых участках.

Как уже указывалось, приведенные выше формулы (20) для оптимального расчета площади живого сечения канав базируются в своих выводах на известной формуле Маннинга

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

Если же принять в расчет для определения коэффициента  $C$  так называемую новую формулу Базен, то получаются иные расчетные формулы, влекущие за собой и несколько иную методику расчета. Напомним вид новой формулы Базена:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{VR}} \quad (28)$$

Где:  $\gamma$  — коэффициент шероховатости дна и стенок канавы; соответствующее значение  $\gamma$  можно выбрать по таблице 8.

$R$  — гидравлический радиус.

Таблица 8.

№ п.п.	Род обделки	Значение $\gamma$
1	Очень гладкие стенки (цементная штукатурка, строганные доски)	0,06
2	Гладкие стенки (доски, кирпич, тесовая кладка)	0,16
3	Бутовая (чистая) кладка	0,46
4	Промежуточная категория (грубая бутовая кладка, очень правильные стенки в плотном земляном грунте, замощенные стенки)	0,85
5	Земляные стенки в обычном состоянии	0,30
6	Земляные стенки, представляющие исключительное сопротивление	1,75

Используя эту формулу, можно получить следующие расчетные формулы для определения оптимальной площади живого сечения — для различной крутизны откосов—стенок канавы.

Обозначив, как обычно, через:

$Q$ —расход воды в м<sup>3</sup>/сек.

$h$ —рабочую глубину канавы в м.

$\omega$ —площадь живого сечения м<sup>2</sup>

$b$ —ширину по дну в м.

$i$ —уклон дна канавы в ‰

$\gamma$ —коэффициент шероховатости по Базену (размерность 1/м<sup>1/2</sup>).

$R$ —гидравлический радиус в м.

будем иметь следующие расчетные формулы:

Таблица 9.

Значение крутизны откосов $m$	Расчетные формулы
1,5 <sup>1)</sup>	$Q = \frac{30 \omega^{3/2} \sqrt{i}}{0,59 \omega^{1/4} + \gamma}$ $h = 0,69 \omega^{1/2}; \quad b = 0,6 h; \quad R = \frac{h}{2} = 0,345 \omega^{1/2}$
1 <sup>2)</sup>	$Q = \frac{32,2 \omega^{3/2} \sqrt{i}}{0,61 \omega^{1/4} + \gamma}$ $h = 0,74 \omega^{1/2}; \quad b = 0,83 h; \quad R = \frac{h}{2} = 0,37 \omega^{1/2}$
0,577 <sup>3)</sup>	$Q = \frac{33 \omega^{3/2} \sqrt{i}}{0,62 \omega^{1/4} + \gamma}$ $h = 0,76 \omega^{1/2}; \quad b = 1,15 h; \quad R = 0,38 \omega^{1/2}$

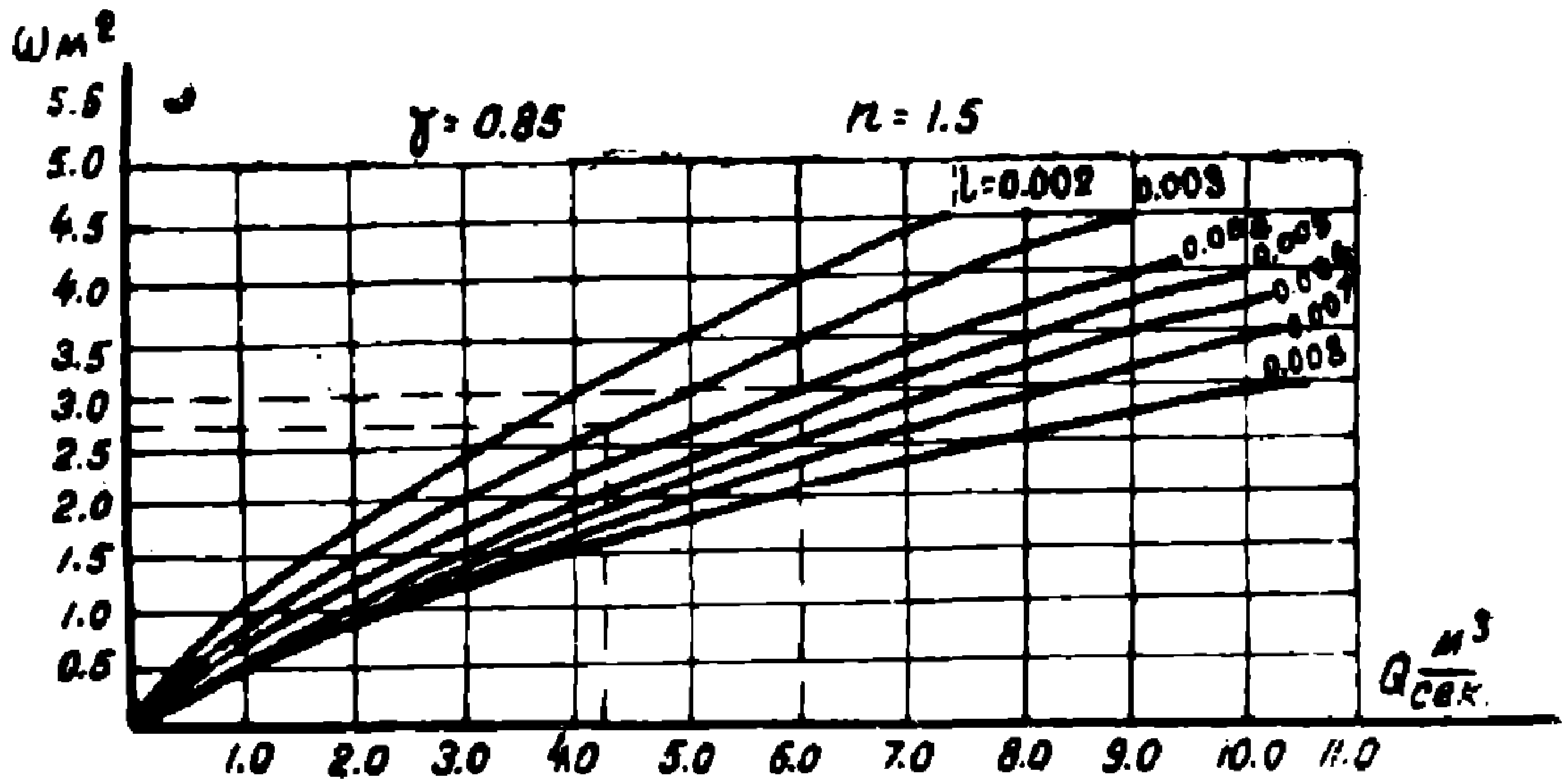
1) Для обычных грунтов.

2) Для гравелистых грунтов.

3) Для скальных грунтов.

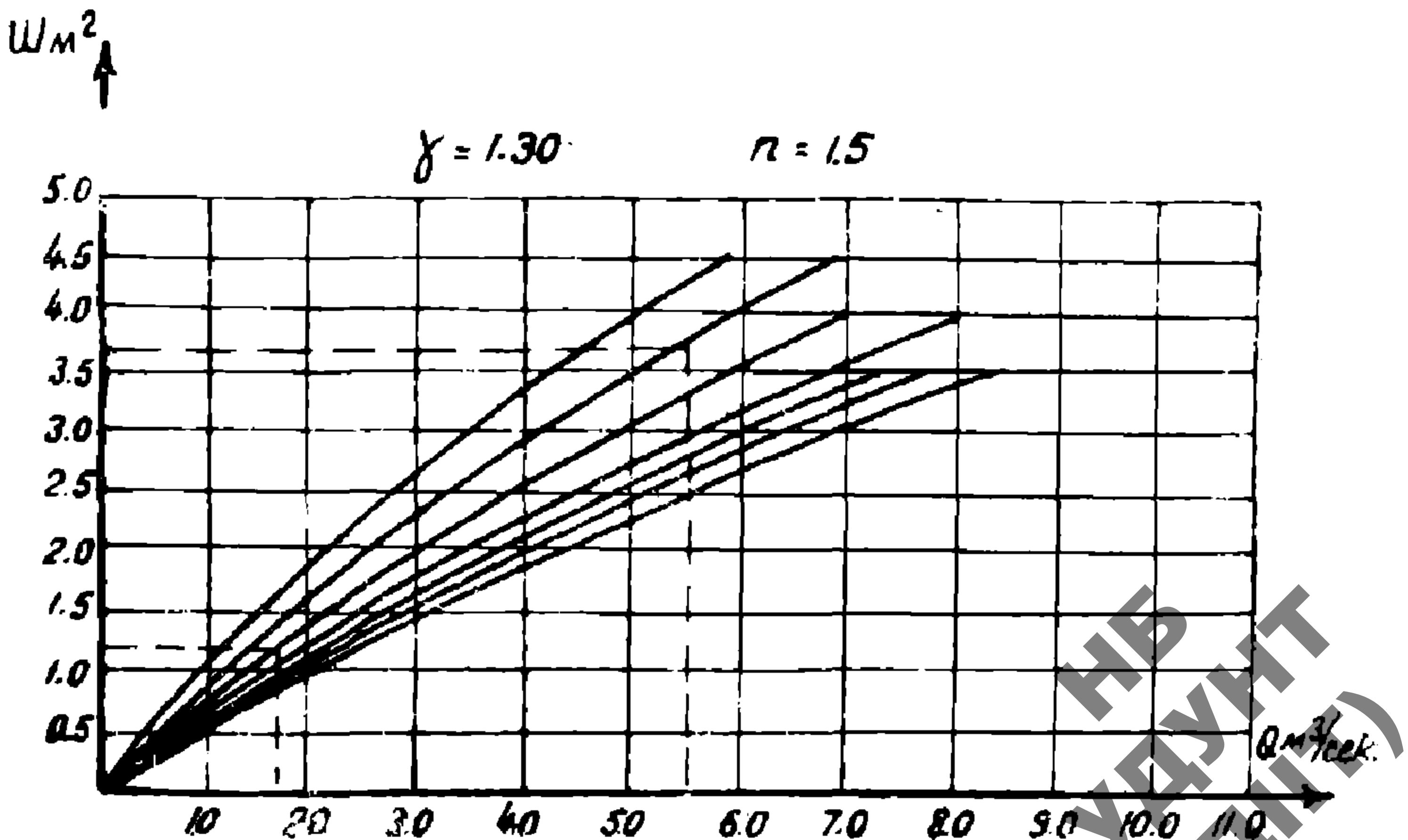
Что касается методики расчета, то таковая диктуется видом самих формул, приведенных в табл. 9.

Чтобы решить задачу об оптимальной площади живого сечения, нужно, задавшись для данного грунта крутизной откосов  $m$ , выбрав уклон дна  $i$ , а также по таблице 8 соответствующее значение коэффициента шероховатости  $\gamma$  — подобрать значение  $\omega$ , удовлетворяющее уравнению, приведенному в таблице.



Фиг. 95.

Подбор значений  $\omega$  сильно облегчается при пользовании графиками (фиг. 95 и 96), составленными доц. **А. М. Смирновым**. Графики построены для  $\omega$  в функции расхода воды. (При данной крутизне откосов  $m$  и при данном коэффициенте шероховатости  $\gamma$ ).



Фиг. 96.

## Примеры расчета нагорных канав

### ПРИМЕР № 1

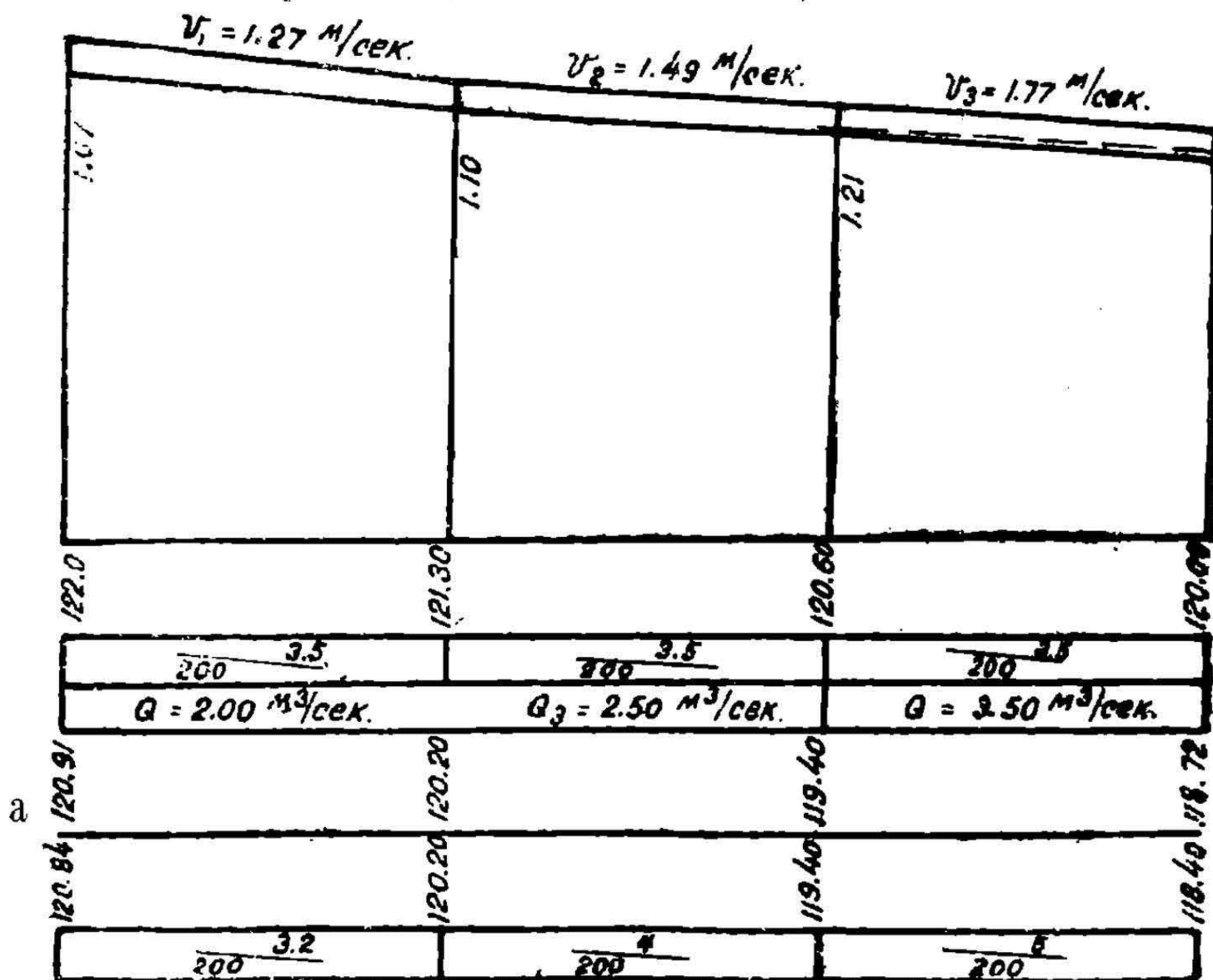
Задан продольный профиль местности (фиг. 97) и расходы воды на отдельных участках:

$$Q_1 = 2 \text{ м}^3/\text{сек.} \quad Q_2 = 2,5 \text{ м}^3/\text{сек.} \quad Q_3 = 3,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

грунт — мелкий песок,

Согласно описанной нами методике (для нормальных случаев) начинаем расчет с низового участка.

Определяем площадь живого сечения в начале низового участка. Задаемся уклоном дна канавы  $i = 0,005$ .



Фиг. 97.

По таблице 5 принимается коэффициент, оценивающий шероховатость грунта.

$$n = 0,025$$

Так как сечение канавы предполагается трапециевидальным с одинаковой крутизной обоих откосов

$$1 : m = 1 \quad 1,5$$

$$\text{то } m^1 - m = 2,1$$

тогда по формуле (20)

НЕ  
УДУНІ  
(ДІТ)

$$\omega_3 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2,1 \cdot 3,5^3 \cdot 0,025^3}{0,005^{3/2}}} = 1,996 \approx 2,0 \text{ м}^2$$

$$\omega_3 = 2,0 \text{ м}^2$$

Находим теперь рабочую глубину канавы  $h_3$

$$\text{ка. } h_3 = \sqrt{\frac{\omega}{m^1 - m}} = \sqrt{\frac{2}{2,1}} = 0,96 \text{ м.}$$

$$h_3 = 0,96 \text{ м.}$$

Ширина канавы по дну  $b$  будет:

$$b = \frac{\omega - m h_3^2}{h_3} = \frac{2 - 1,5 \cdot 0,96^2}{0,96} = 0,60 \text{ м.}$$

$$b = 0,60 \text{ м.}$$

Гидравлический радиус

$$R = \frac{h_3}{2} = \frac{0,96}{2} = 0,48 \text{ м.}$$

$$R = 0,48 \text{ м.}$$

Определим теперь скорость течения воды

$$v = C \sqrt{R i}$$

Значение коэффициента по Маннингу принимаем по таблице 7;

$$C = 35,5$$

тогда

$$v = 35,5 \sqrt{0,48 \cdot 0,005} = 1,77 \text{ м/сек.}$$

$$v = 1,77 \text{ м/сек.}$$

Сравнивая полученную скорость с допускаемой, получаем следующее.

По таблице 4 для мелкого песка средняя допускаемая скорость — 0,35 м/сек., что меньше полученной в расчете.

Решить задачу можно по 1 варианту, укрепив дно и стенки канавы дерновкой в стенку. При этом будет допустима согласно той же таблицы 4, скорость

$$v = 1,8 \text{ м/сек.}$$

Так как коэффициент шероховатости  $n$  для дерновки можно принять также равным 0,025, то никакого специального перерасчета производить не требуется.

По 2 варианту принимаем к расчету и исходим из допустимой скорости.

$$v_{\text{доп.}} = 0,32 = C \sqrt{R i}$$

По формуле (27)

$$\text{находим } R = \frac{(0,35 \cdot 0,025)^2}{(0,005)^{3/2}} = 0,043 \text{ м.}$$

площадь живого сечения

$$\omega = \frac{Q}{v_{\text{доп.}}} = \frac{3,5}{0,35} = 10 \text{ м}^2$$

Смачиваемый периметр

$$\chi = \frac{\omega}{R} = \frac{10}{0,043} = 233 \text{ м.}$$

Составив два уравнения

$$10 = v h + 1,5 h^2$$

$$233 = v + 3,62 h$$

и решив их относительно  $v$  и  $h$

получим  $h = 0,24 \text{ м.}$  и  $v = 232 \text{ м.}$

Очевидно, что принять 2-й вариант не имеет никакого смысла. Останавливаемся поэтому окончательно на 1 варианте.

Переходим к расчету сечения канавы в начале участка № 2.

Руководствуясь соображениями, указанными в методике проектирования<sup>1)</sup> задаемся уклоном дна канавы на 2-м участке  $i = 0,0038$ , что при заданном профиле приводит к глубине канавы в начале 2-го участка.

$$h_2 = 0,9 \text{ м.}$$

ширину канавы сохраняем

$$v = 0,6 \text{ м.}$$

тогда

$$\omega = v h + m h^2 = 0,60 \cdot 0,90 + 1,5 \cdot 0,90^2 = 1,96 \text{ м}^2$$

$$\chi = v + m^1 h = 0,60 + 2 \cdot 0,9 \sqrt{1 + 1,5^2} = 3,84 \text{ м.}$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{1,96}{3,84} = 0,51 \text{ м}$$

По таблице 7 выбираем  $C = 35,6$

Смотрите стр. 115.

НЕ  
УДУНТ  
(ДУНТ)

Тогда  $v = c \sqrt{R i} = 35,6 \sqrt{0,51 \cdot 0,0038} = 1,57 \text{ м/сек.}$

и  $Q = \omega \cdot v = 1,96 \cdot 1,57 \approx 3 \text{ м.}$

Мы получили значительное расхождение расчетного расхода заданным (2,5); разница составляет 20 проц.

Проводим вторую попытку:

Задаемся  $i = 0,004$  и  $h = 0,85 \text{ м}$

тогда:

$$\omega = 0,60 \cdot 0,85 + 1,5 \cdot 0,85^2 = 1,6 \text{ м}^2$$

$$\chi = 0,60 + 2 \cdot 0,35 \cdot 1,8 = 3,66 \text{ м}$$

$$R = \frac{1,6}{3,66} = 0,44 \text{ м}$$

По таблице 7  $C = 34,8.$

и скорость

$$v = c \sqrt{R i} = 34,8 \sqrt{0,44 \cdot 0,004} = 1,49 \text{ м/сек.}$$

и  $Q = 1,6 \cdot 1,49 = 2,4 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Мы получили расхождение расчетного значения  $Q$  с заданным на 4 проц., что допустимо.

Переходим теперь к расчету сечения канавы в начале участка № 1.

Задаемся уклоном дна канавы  $i = 0,0032$  и  $h_1 = 0,82.$

тогда

$$\omega = 0,6 \cdot 0,82 + 1,5 \cdot 0,82^2 = 1,5 \text{ м}^2$$

$$\chi = 0,6 + 2 \cdot 1,8 \cdot 0,82 = 3,55 \text{ м}$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{1,5}{3,55} = 0,42 \text{ м}$$

По таблице 7 принимаем  $C = 34,6$

и тогда  $v = 34,6 \sqrt{0,42 \cdot 0,0032} = 1,27 \text{ м/сек.}$

$$Q = 1,27 \times 1,5 = 1,9 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Мы получили расхождение расчетного расхода воды с заданным на 5 проц., что допустимо.

Заметим, что скорости как на 2, так и на 1 участках получились больше допусковой.

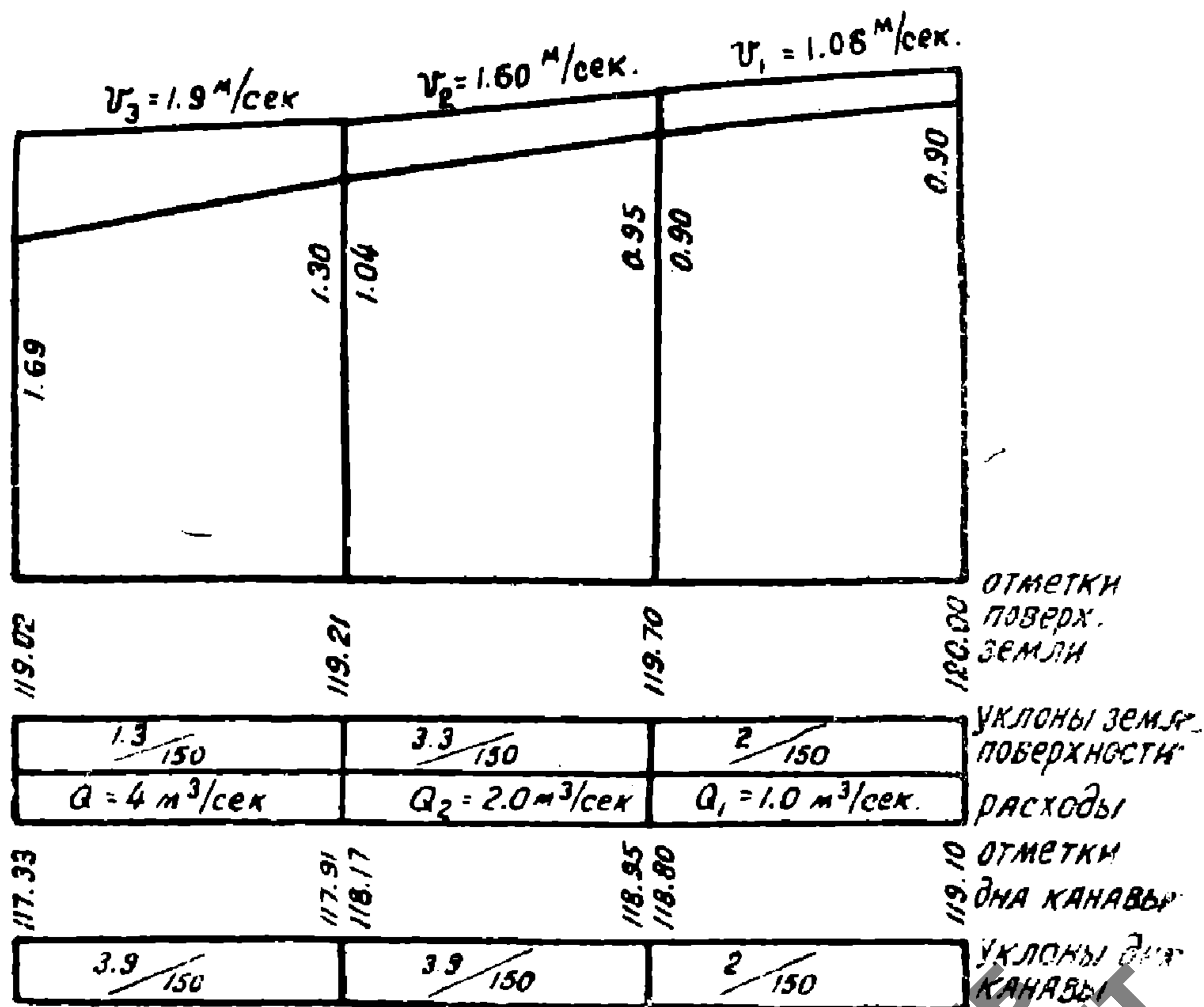
Очевидно, придется так же, как и на 3-м участке, произвести укрепление дна и стенок канавы дерновкой в стенку.

При этом отметим также, что расчетные скорости увеличиваются по мере приближения к устью, что, как указывалось, является важным условием правильного проектирования. Результаты расчетов можно проследить в следующей сводной таблице:

Участок	$i$	$\omega$ (м <sup>2</sup> )	$B$ (м)	$h$ (м)	$v$ (м/сек.)
№ 1	3‰	1,5	0,6	0,82	1,27
№ 2	4‰	1,6	0,6	0,85	1,49
№ 3	5‰	2,0	0,6	0,93	1,77

### ПРИМЕР № 2.

Задан продольный профиль местности (фиг. 98) и расходы.



Фиг. 98.

$Q = 1.0 \text{ м}^3/\text{сек.}; Q = 2.0 \text{ м}^3/\text{сек.}; Q = 4.0 \text{ м}^3/\text{сек.}$

грунт — скала

Как видно из фиг. 98, заданный уклон местности очень спо- коен и не велик. В этом случае, как уже было нами отмечено, удобнее начать проектирование канавы с верховой стороны.

Ищем, поэтому, прежде всего площадь живого сечения в начале участка № 1, по оптимальным формулам.

Принимаем трапециoidalный профиль поперечного сечения ка- навы, с одинаковой, рекомендованной выше для скальных грунтов, крутизной откосов:

$$1 : m = 1 : 0,6$$

при этом, известное уже нам выражение:

$$m^1 - m = 1,734$$

Задавшись минимально возможным уклоном дна канавы  $i = 0,002$  и подобрав по таблице 5 значение коэффициента, оце- нивающего шероховатость грунта

$$n = 0,0225,$$

найдем площадь живого сечения в верховьи канавы.

$$\omega_4 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 1,734 \cdot 0,0225^3 \cdot 1^3}{0,002^{3/2}}} = \sqrt[4]{0,88} = 0,93 \text{ м}^2$$

найдем теперь рабочую глубину  $h_1$

$$h_1 = \sqrt{\frac{\omega_1}{m^1 - m}} = \sqrt{\frac{0,93}{1,734}} = 0,73 \text{ м}$$

и ширину канавы по дну:

$$b = \frac{\omega - mh^2}{h} = \frac{0,93 - 0,6 \cdot 0,732^2}{0,73} = 0,83 \text{ м}$$

Гидравлический радиус в данном случае (оптимальное реше- ние) равен половине глубины

$$R = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} 0,73 = 0,36 \text{ м.}$$

Определим теперь скорость течения воды по расчетному участ- ку. Для этого по таблице 7 устанавливаем коэффициент  $C$  из формулы Шези:

$$C = 39,0$$

Тогда

$$v = 39,0 \sqrt{0,36 \cdot 0,002} = 39 \cdot 0,027 \approx 1,06 \text{ м/сек.}$$

НБ  
УДУНТ  
(ДИТ)

Полученная скорость как это видно из таблицы 4, вполне допустима для скального грунта.

Переходим теперь к определению расчетных размеров сечения канавы на 2-м участке.

Учитывая, что в рассматриваемом примере грунт—скала, будем проектировать канаву так, чтобы добиться минимума дорогих скальных работ. Лучшим решением задачи в этом аспекте было бы проектирование канавы на каждом участке по оптимальным формулам. При этом мы получили бы разную ширину канавы по дну на отдельных участках, а также перепады на границах расчетных участков. Последние обстоятельства (перепады и переменная ширина по дну), как известно, являются весьма нежелательными в обычных условиях. Однако, в скальных грунтах эти обстоятельства могут иметь место.

При этом следует иметь в виду лишь следующее:

Переменная ширина канавы вызывает либо падение, либо возрастание скорости. Если, идя сверху, ширина канавы будет увеличиваться (на границе каждого участка)—скорость в этих местах уширений будет внезапно падать, что повлечет за собой заиливание канавы.

Если же, наоборот, идя сверху ширина канавы на границах участков будет уменьшаться, то скорость будет внезапно возрастать, что вызовет явления местного размыва дна и стенок канавы.

Что же из этих двух видов переменной ширины канавы следует предпочесть для скальных грунтов. Нам представляется, что 2-й случай будет более удачным, чем 1-й, ибо размыв скального грунта весьма труден в силу его прочности. Заиливание же канавы, в первом случае будет иметь место и в скальных грунтах, продуктами поверхностного размыва, подступающими к канаве водами.

В рассматриваемом примере мы сохраняем ширину канавы по дну—постоянной на всем протяжении канавы. Будем лишь, путем устройства перепадов, скачкообразно менять глубину канавы.

Итак, принимаем рабочую глубину канавы в начале 2-го участка.

$$h = 1,0 \text{ м.}$$

Задаемся также уклоном дна канавы  $i = 0,0039$

тогда:

$$\omega = 0,83 \cdot 1 + 0,6 \cdot 1,0^2 = 1,43 \text{ м}^2.$$

$$\chi = 0,83 + 2 \cdot 1,0 \cdot 1,36 = 3,17 \text{ м.}$$

Гидравлический радиус

$$R = \frac{1,43}{3,17} = 0,45 \text{ м; по таблице 7 } C = 38,8$$

НБ  
УДУНТ  
(ДИТ)

тогда

$$v = C \sqrt{R i} = 39,4 \sqrt{0,45 \times 0,0039} = 1,65 \text{ м/сек.}$$

при этом расчетный расход будет:

$$Q = \omega \cdot v = 1,43 \times 1,65 = 2,36 \text{ м}^3/\text{сек.}, \text{ что значительно больше заданного расхода (2 м}^3/\text{сек.).}$$

Задаемся тогда  $h_2 = 0,95$  при том же  $i = 0,0039$  тогда:

$$\omega = 0,83 \times 0,95 + 0,6 \times 0,95^2 = 1,33 \text{ м}^2.$$

$$\chi = 0,83 + 2 \times 0,95 \times 1,17 = 3,05 \text{ м}$$

Гидравлический радиус

$$R = \frac{1,33}{3,05} = 0,44; \text{ по таблице 7 } C = 38,8$$

$$\text{и } v = C \sqrt{R i} = 38,8 \sqrt{0,44 \times 0,0039} = 1,60 \text{ м/сек.}$$

и  $Q = \omega \cdot v = 1,33 \times 1,60 = 2,1 \text{ м}^3/\text{сек.}$ , разница с заданным расходом составляет 5 проц., что допустимо.

Как видно из фиг. 98, величина перепада, в соответствии с проведенным расчетом, на границе первого и второго участка составляет всего 0,05 м.

Переходим к расчету сечения канавы в начале третьего участка.

Задаемся рабочей глубиной  $h_3 = 1,3$  м.

тогда

$$\omega = 0,83 \times 1,3 + 0,6 \times 1,3^2 = 2,10 \text{ м}^2.$$

Нарушим теперь несколько наш обычный порядок расчета. А именно: убедившись, что при данном сечении скорость будет больше, чем на предыдущем участке и, таким образом, заиливания не будет; найдем потребный уклон дна канавы в функции  $v$ ,  $R$ , и  $C$

$$\text{т. е. } i = \frac{v^2}{C^2 R}$$

Итак, проверим скорость, исходя из заданного расхода  $4 \text{ м}^3/\text{сек.}$ , и принятой площади живого сечения.

$$\omega = 2,10 \text{ м}^2.$$

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{4}{2,10} = 1,9 \text{ м/сек.}, \text{ что}$$

больше скорости на втором участке (1,6 м/сек.).

Проводим теперь расчет в следующем порядке:

$$\chi = v + 2 h \sqrt{1 + m^2} = 0,83 + 2 \times 1,3 \times 1,17 = 3,85 \text{ м}$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{2,10}{3,85} = 0,55 \text{ м}$$

По таблице 7  $C = 40,7$ .

Находим теперь уклон, удовлетворяющий всем приведенным расчетным данным, по формуле

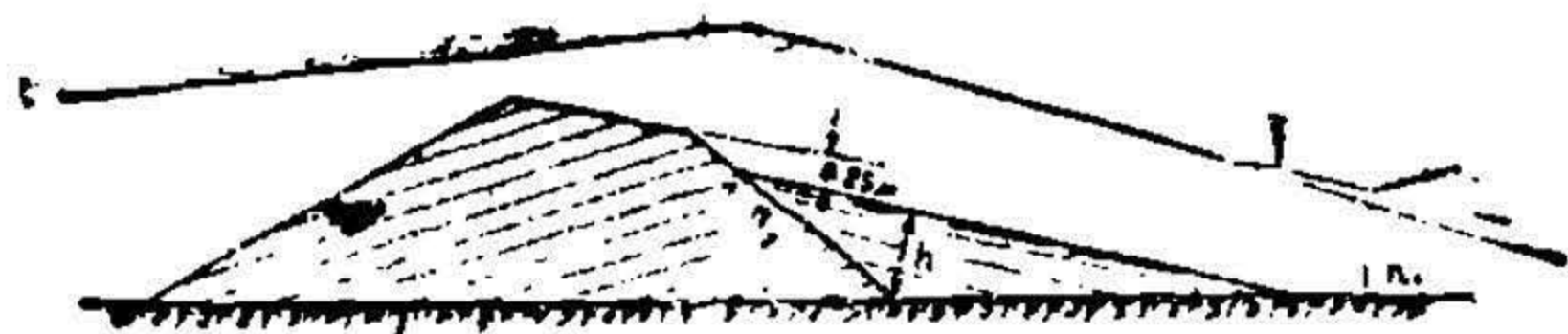
$$i = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{1,9^2}{(40,7)^2 \cdot 0,55} = 0,0039.$$

Таким образом перепад на границе второго и третьего участка составит (см. фиг. 98)  $1,30 - 1,04 = 0,26$  м.

Глубина же канавы в конце 3-го участка будет 1,69 м.

### Г. Гидравлический расчет валов

Положим, что на косогоре, коэффициент крутизны которого  $n_1$  (фиг. 99), сооружен земляной вал, не допускающий дальнейшего стекания воды по косогору. Определив расход воды, стекающей к валу, по приводимым выше методам (глава четвертая раздел А: «Расчет поверхностного стока»), можно найти высоту стояния стекавшей к валу воды ( $h$ ) (Фиг. 99). Пусть уклон местности



Фиг. 99.

вдоль вала у его подошвы будет  $i$ ; коэффициент откоса вала будет  $n_2$ .

Определение  $h$  можно провести методом

подбора, при следующей методике расчета.

1. Площадь живого сечения воды, стекающей вдоль вала и имеющей форму треугольника, найдется из выражения

$$\omega = \frac{n_1 h^2}{2} + \frac{n_2 h^2}{2} = \frac{h^2}{2} (n_1 + n_2) \quad (29)$$

если задаться в первом приближении какой-то величиной  $h$ .

2. Смачиваемый периметр, в соответствии с принятыми обозначениями, найдется из выражения:

$$\chi = m h \quad (30)$$

где

$$m = \sqrt{1 + n_1^2} + \sqrt{1 + n_2^2} \quad (31)$$

3. Зная  $\omega$  и  $\chi$ , не трудно найти значение гидравлического радиуса ( $R$ ):

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{(n_1 + n_2) h}{2 m} \quad (32)$$

4. Пользуясь формулой Шези и формулой Маннинга, можно на-

писать следующее выражение для скорости протекания воды вдоль вала:

$$v = \frac{i R^{2/3}}{n} \cdot i^{1/3} \quad (33)$$

Где:  $n$  — коэффициент шероховатости по Маннингу (см. таблицу 5).

(Все остальные буквы имеют прежде обозначенный смысл).

5. Зная  $\omega$  и  $v$ , можно найти расход воды и сравнить его с расчетным. Допустимая разница не должна превосходить  $\pm 5$  проц.

Решив задачу в указанной последовательности, можно сделать следующие практические выводы:

1. Назначить высоту вала, которая должна быть больше  $h$  на 0,25 м., как это следует из существующих технических указаний.

2. Зная скорость протекания воды вдоль откоса вала, следует проверить, допустима ли она для грунта вала и при отрицательном ответе — необходимо подобрать соответствующий тип укрепления откоса (верхового) вала. (См. таблицу 4).

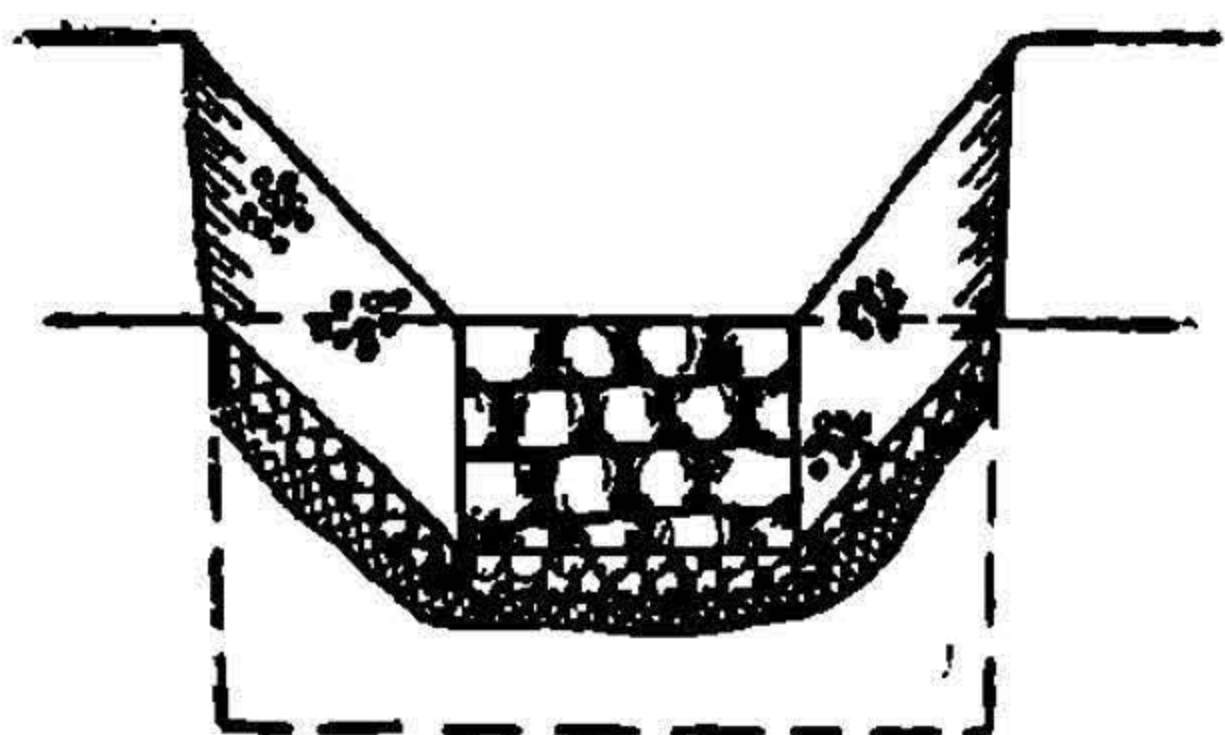
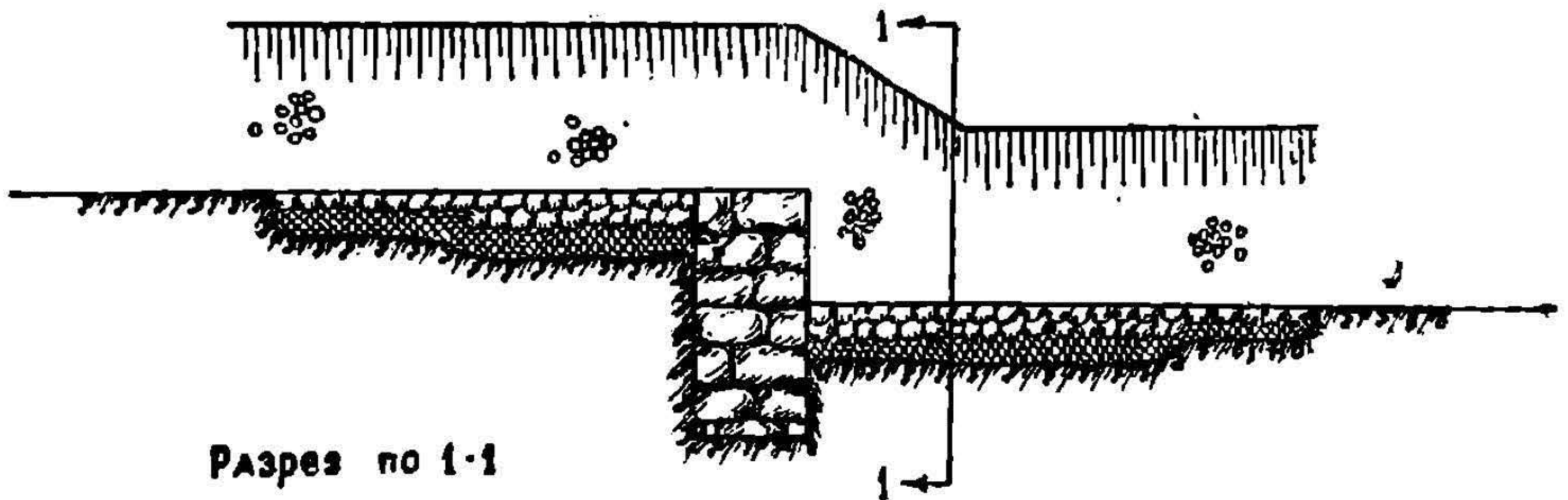
#### Д. Гидравлический расчет перепадов и быстротонов, а также гасителей энергии при них

##### 1. РАСЧЕТ ОДНОСТУПЕНЧАТЫХ ПЕРЕПАДОВ.

Будем рассматривать схему гидравлического расчета перепадов применительно к тем конструкциям, которые являются наиболее употребительными в железнодорожной практике.

##### 1-й случай.

Простейшая конструкция перепада показана на фиг. 100. Ука-



занная конструкция имеет ту особенность (важную для гидравлического расчета), что поперечный разрез, сделанный в любом сечении перепада, представляет собою трапециoidalную форму.

При рассмотрении конструкции перепадов указывалось, что перепад имеет следующие элементы:

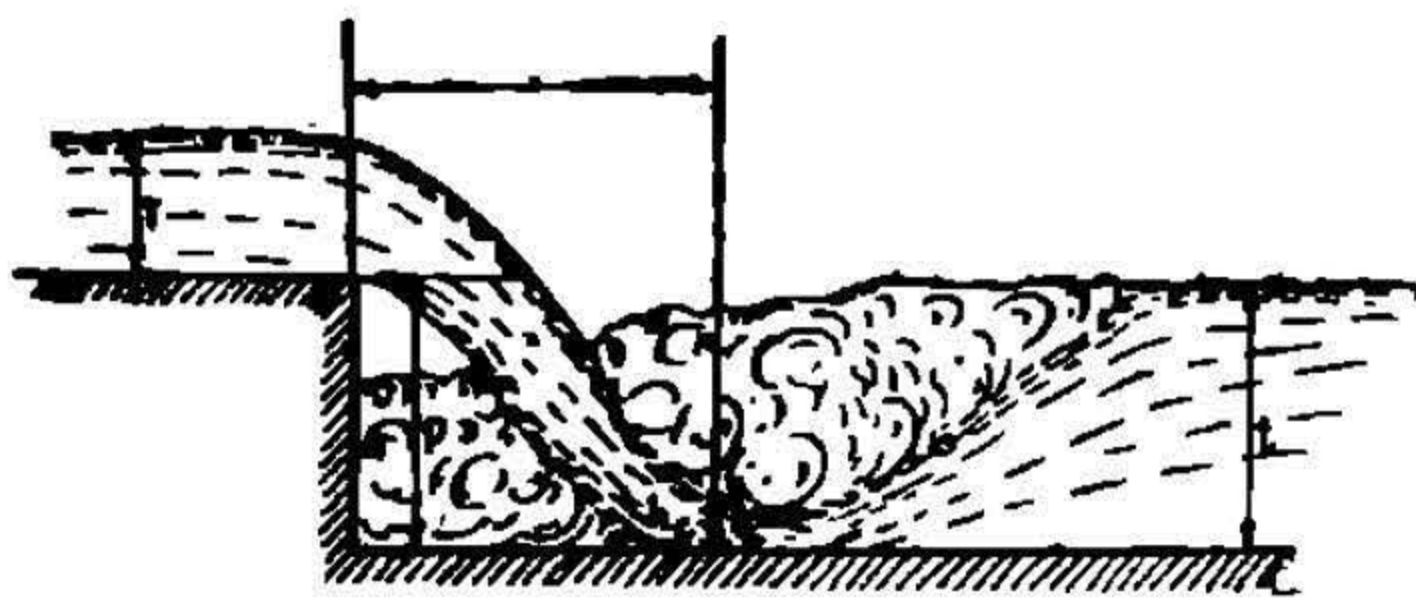
- а) входную часть (вход);
- в) стенку падения;
- с) водобойную часть;
- д) выходную часть (выход).

Рассмотрим особенности гидравлического расчета применительно к каждой его составной части.

### 1. Расчет входной части.

В рассматриваемой конструкции перепада (фиг. 100) входная часть, как специальная конструкция—отсутствует, поэтому никакого гидравлического расчета входной части производить не следует. Однако для производства расчета других элементов перепада необходимо выяснить значение критической глубины ( $h_k$ ) у входа.

Воспользовавшись значениями расхода воды  $Q$ , коэффициента от-



Фиг. 101.

коса канавы в верхнем бьефе  $m$  и ширины канавы в верхнем бьефе (по дну)  $b$  в (фиг. 101), можно по графику № 3 найти непосредственно значение критической глубины  $h_k$ )

### 2. Расчет стенки падения.

Специального гидравлического расчета вертикальной стенки падения не производится.

### 3. Расчет водобойной части

При расчете водобойной части необходимо вначале выяснить вид сопряжения бьефов, зная же последний, следует принять решение о выборе типа крепления водобоя и о необходимости создания специального гасителя энергии.

#### А. Определение вида сопряжения бьефов

Решение названной задачи производится в следующем порядке:

- а) определяется глубина в сжатом сечении  $h_c$  (фиг. 101).

Для нахождения  $h_c$  можно воспользоваться графиком № 6<sup>2)</sup>, по которому  $h_c$  определяется в функции величин:

<sup>1)</sup> Величина  $V_a$ , показанная на графике № 3, может быть принята, в рассматриваемых условиях, равной единице

<sup>2)</sup> См. приложения.

$$\frac{Q}{\varphi_c T_0^{3/2} v_c} \text{ и } \frac{m_c T_0}{v_c} \quad (34)$$

Где  $\varphi_c$  — коэффициент скорости, в данном случае равный единице, т. к. в рассматриваемой конструкции перепада — входная часть, как специальная конструкция — отсутствует.

$$T_0 = T + \frac{v_0^2}{2g} \quad (35)$$

Значение  $T$  показано на чертеже (фиг. 101):

$$\text{Величина скорости } v_0 = \frac{Q}{\omega_k} \quad (36)$$

где, в свою очередь, площадь живого сечения  $\omega_k$ , соответствующая критической глубине  $h_k$ , находится из известного выражения:

$$\omega_k = v h_k + m h_k^2 \quad (37)$$

$v_c$  — ширина канавы по дну в нижнем бьефе (считается заданной).

$m_c$  — коэффициент откоса канавы соответственно месту сжатого сечения  $h_c$

в) Определяется дальность полета струи  $l_1$  (фиг. 101). Как видно из чертежа (фиг. 101), дальность полета струи соответствует сжатому сечению  $h_c$ . Значение  $l_1$  находится по следующей формуле:

$$l_1 = 2\varphi \sqrt{h_{k0} \left( P + \frac{h_k}{2} \right)} \quad (38)$$

В данном случае  $\varphi = 1$

$h_{k0}$  — критическая глубина, исправленная на скорость подхода:

$$h_{k0} = h_c + \frac{v_0^2}{2g} \quad (v_0 \text{ определялось в выражении (36)}).$$

Значение  $P$  — ясно из чертежа (фиг. 101).

с) Определяется сопряженная (взаимная) глубина  $h''_c$  с глубиной в сжатом сечении ( $h_c$ ). Значение  $h''_c$  может быть найдено по графику № 4<sup>1)</sup> в функции следующих величин.

$$\frac{h_c}{h_k}, \quad \frac{\Theta}{v h_k^2}, \quad \frac{m h_c}{v} \quad (39)$$

В этих выражениях буквы имеют следующий смысл:

$h$  — одна из взаимных глубин, например  $h_c$ , таким образом, можно принять  $h = h_c$

$m$  — коэффициент откоса: в данном случае можно принять

<sup>1)</sup> См. приложение.

$$m = m_c$$

$\Theta$  — прыжковая функция, вычисляемая по следующей формуле:

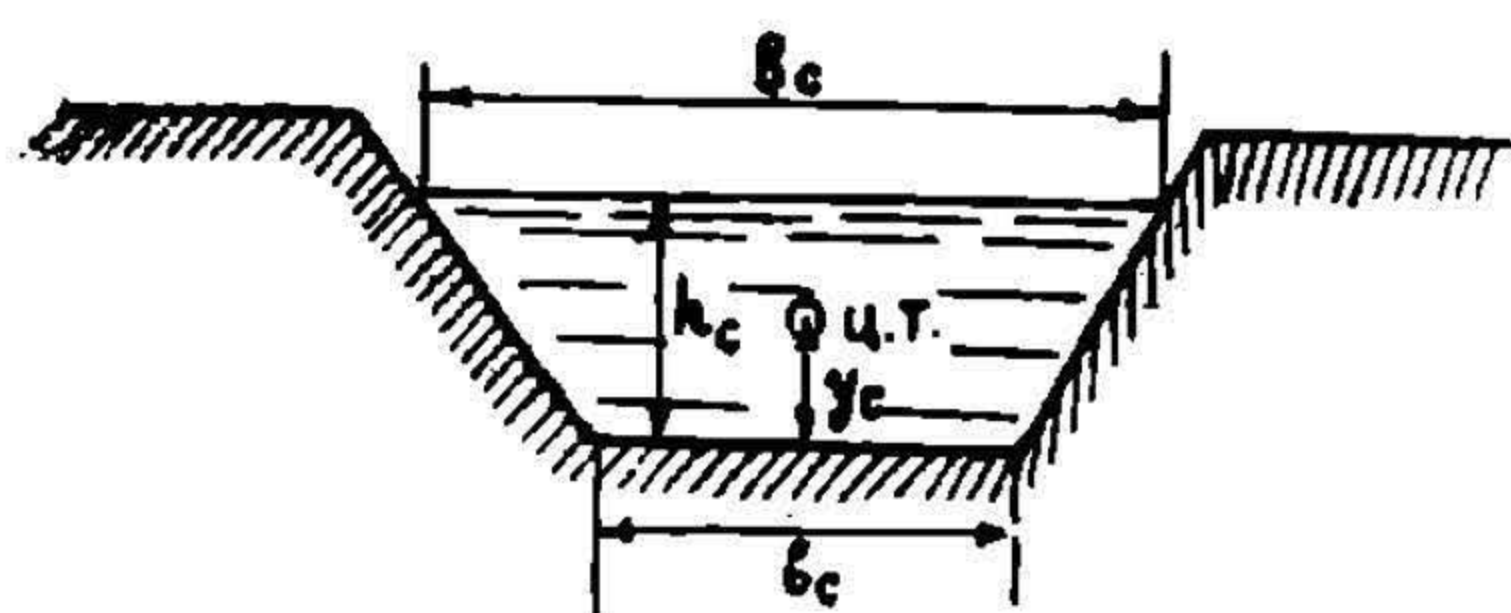
$$\Theta = \frac{Q^2}{g \omega} + u_c \omega \quad . (40)$$

Где:  $Q$  — расход воды (считается заданным).

$g$  — ускорение силы тяжести.

$\omega$  — в данном случае площадь живого (сжатого) сечения, т. е.

$$\omega = \omega_c = B_c h_c + m_c h_c^2 \quad . (41)$$



Фиг. 102.

$u_c$  — координата центра тяжести живого сечения (в сжатой части) см. фиг. 102.

Величина  $u_c$  находится из выражения:

$$u_c = \frac{h_c}{3} \frac{2B_c + B_c}{B_c + B_c} \quad . (42)$$

(значение букв смотрите на чертеже фиг. 102).

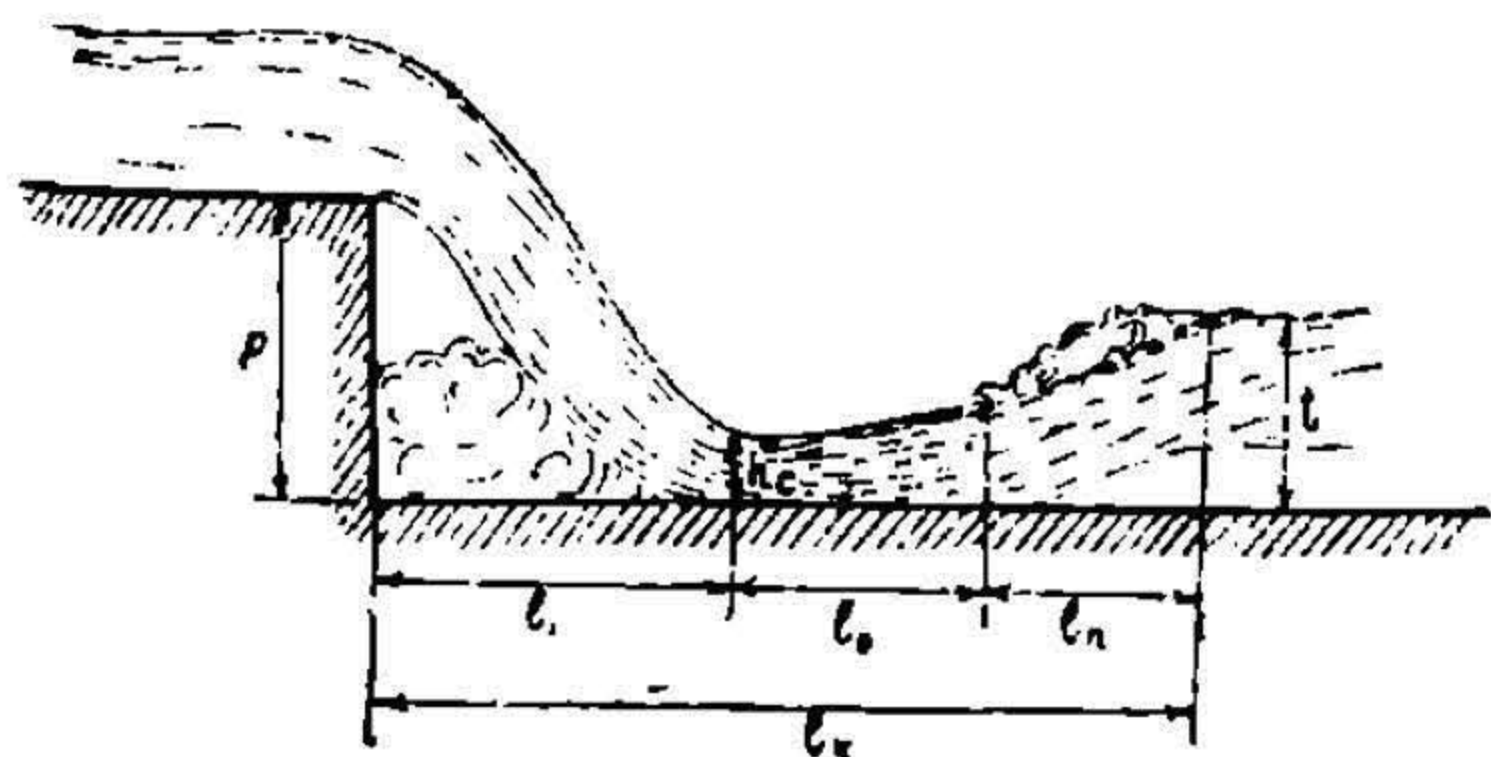
d) После того, как найдена сопряженная (взаимная) глубина  $h''_c$ , представляется возможным определить вид сопряжения бьефов.

Именно, могут иметь место следующие три случая:

$$1. \text{ Если } h''_c < t \quad (43)$$

где  $t$  — бытовая глубина русла (иначе говоря, рабочая глубина канавы в нижнем бьефе), то имеет место затопленный прыжок (фиг. 101).

$$2. \text{ Если } h''_c > t \quad (44)$$



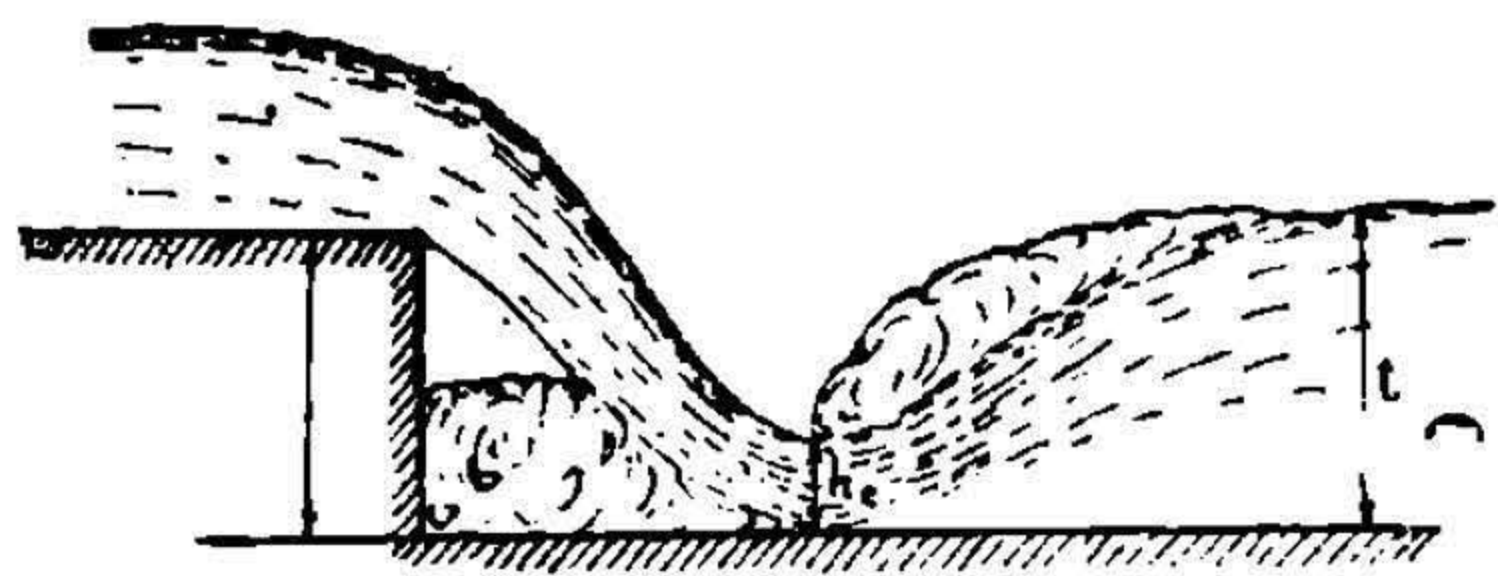
Фиг. 103.

то имеет место отогнанный прыжок (фиг. 103).

$$3. \text{ Если } h''_c = t \quad (45)$$

то имеет место надвинутый прыжок (фиг. 104).

Как известно, при наличии условий (44) и (45)



Фиг. 104.

возникает необходимость в устройстве гасителя энергии или специальном укреплении русла нижнего бьефа.

В случае рассматриваемой простейшей конструкции

перепада (фиг. 100), как показывает опыт, необходимости в устройстве специально гасителя энергии обычно не возникает.

В данном случае приходится определять необходимый вид крепления нижнего бьефа и длину этого крепления<sup>1)</sup>.

### В. Выбор типа укрепления русла и расчет его длины

Для решения поставленных задач рекомендуется следующая методика расчета.

Воспользовавшись значением площади живого сечения  $\omega$ , (в сжатом сечении), найденным по формуле (41), зная расход воды  $Q$ , не трудно найти скорость воды в нижнем бьефе.

$$v = \frac{Q}{\omega}$$

Найдя таким образом скорость течения воды, следует по таблице 4 подобрать соответствующий тип укрепления русла.

Далее необходимо рассчитать длину укрепления русла. Методика этого расчета рекомендуется в следующем виде:

а) Вычисляется значение критической глубины  $h_k$  для нижнего бьефа с помощью графика № 3<sup>2)</sup>. При этом все значения независимых переменных функции  $h_k$  берутся соответственно для нижнего бьефа.

в) Вычисляется глубина  $t^1$  — взаимная с глубиной  $t$ . Для этого используется график № 4, по которому определение  $t^1$  проводится аналогично определению  $h''$  в функции зависимостей (39). При этом:

Вместо  $h$  следует взять  $t$ .

Вместо прежнего  $h_k$  — принимается вновь найденное  $h_k$  для нижнего бьефа (см. п. а.).

Все прочие величины  $v$ ,  $m$  и  $\Theta$  — принимаются или вычисляются (напр. прыжковая функция  $\Theta$  ур-ния (40) применительно к данным нижнего бьефа.

с) Определяется гидравлический показатель русла ( $x$ ) по формуле Чугаева:

<sup>1)</sup> Расчет гасителей энергии рассмотрен на стр. 137

<sup>2)</sup> См. приложение

$$x = 3,4 \left[ 1 + \frac{m}{\frac{b}{h_{\text{ср}}} + m} \right] - 1,4 \frac{m^1}{\frac{b}{h_{\text{ср}}} + m^1} \quad (46)$$

здесь:

$m$  — коэффициент откоса канавы в нижнем бьефе.

$$m^1 = 2 \sqrt{1 + m^2} ; \quad h_{\text{ср}} = \frac{h_c + t^1}{2}$$

$b$  — ширина канавы по дну в нижнем бьефе.

d) вычисляется множитель  $j_{\text{ср}}$  по формуле:

$$j_{\text{ср}} = \frac{C_{\text{ср}}^2 \cdot i}{g} \frac{V_{\text{ср}}}{\chi_{\text{ср}}} \quad (47)$$

Здесь:  $C_{\text{ср}}$  — коэффициент в формуле Шези, вычисляемый соответственно  $h_{\text{ср}}$  в следующем порядке:

По формуле Маннинга:

$$C_{\text{ср}} = \frac{1}{n} R_{\text{ср}}^{1/6} = \frac{1}{n} \left( \frac{\omega_{\text{ср}}}{\chi_{\text{ср}}} \right)^{1/6}$$

При этом:

$$\omega_{\text{ср}} = b h_{\text{ср}} + m h_{\text{ср}}^2$$

$$\chi_{\text{ср}} = b + m^1 h_{\text{ср}}$$

$i$  — продольный уклон дна канавы в нижнем бьефе

$$V_{\text{ср}} = b + 2m h_{\text{ср}}$$

e) Определяется нормальная глубина ( $h_n$ ) канавы в нижнем бьефе с помощью графика № 2. По этому графику значение  $h_n$  наводится в функции величин:

$$\frac{b^{2,67}}{n K} ; \quad m ; \quad (48)$$

Где:

$n$  — коэффициент шероховатости.

$m$  — коэффициент откоса стенок канавы.

$b$  — ширина канавы по дну.

$K$  — модуль расхода, равный  $K = \frac{Q}{V i}$

**Примечание:** Все приведенные давности относятся к нижнему бьефу канавы.

f) определяется длина оттока струи  $l_0$  (фиг. 103) по следующей формуле:

$$l_0 = \frac{h_n}{i} \left\{ \eta_2 - \eta_1 - (1 - j_{\text{ср.}}) \left[ \varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1) \right] \right\} \quad (49)$$

Где:  $h_n$  — нормальная глубина в нижнем бьефе канавы, найденная по п. е.

$i$  — продольный уклон дна канавы в нижнем бьефе

$$\eta_2 = \frac{t^1}{h_n}; \quad \eta_1 = \frac{h_c}{h_n} \quad (49)$$

$\varphi(\eta_2)$  и  $\varphi(\eta_1)$  — функции Бахметьева, принимаемые по специальным таблицам<sup>1)</sup> в зависимости от найденного ранее (ур-е 46) значения  $x$  — гидравлического показателя русла.

д) определяется (приближенное) значение длины прыжка  $l_n$  (фиг. 103) по формуле акад. Павловского:

$$l_n = 4,75 h''_1 - 2,5 h^1_2 \quad (50)$$

Где:

$h''_1$  — глубина русла после прыжка,

т. е.  $h''_1 = t$

$h^1_2$  — глубина русла до прыжка,

т. е.  $h^1_2 = t^1$

к) Определяется длина крепления русла  $l_k$  (фиг. 103)

$$l_k = l_1 + l_0 + l_n \quad (51)$$

Где:

$l_1$  — дальность полета струи (найдена по ф-ле 38).

$l_0$  — длина отгона струи (найдена по ф-ле 49).

$l_n$  — длина прыжка (найдена по ф-ле 50).

Следует сделать, ко всему изложенному, два замечания.

1. Приведенные расчеты справедливы лишь при условии, что продольный уклон дна канавы в нижнем бьефе  $i$ , удовлетворяет условию:

$$i < i_k$$

в противном случае прыжок отгоняется (теоретически) в бесконечность.

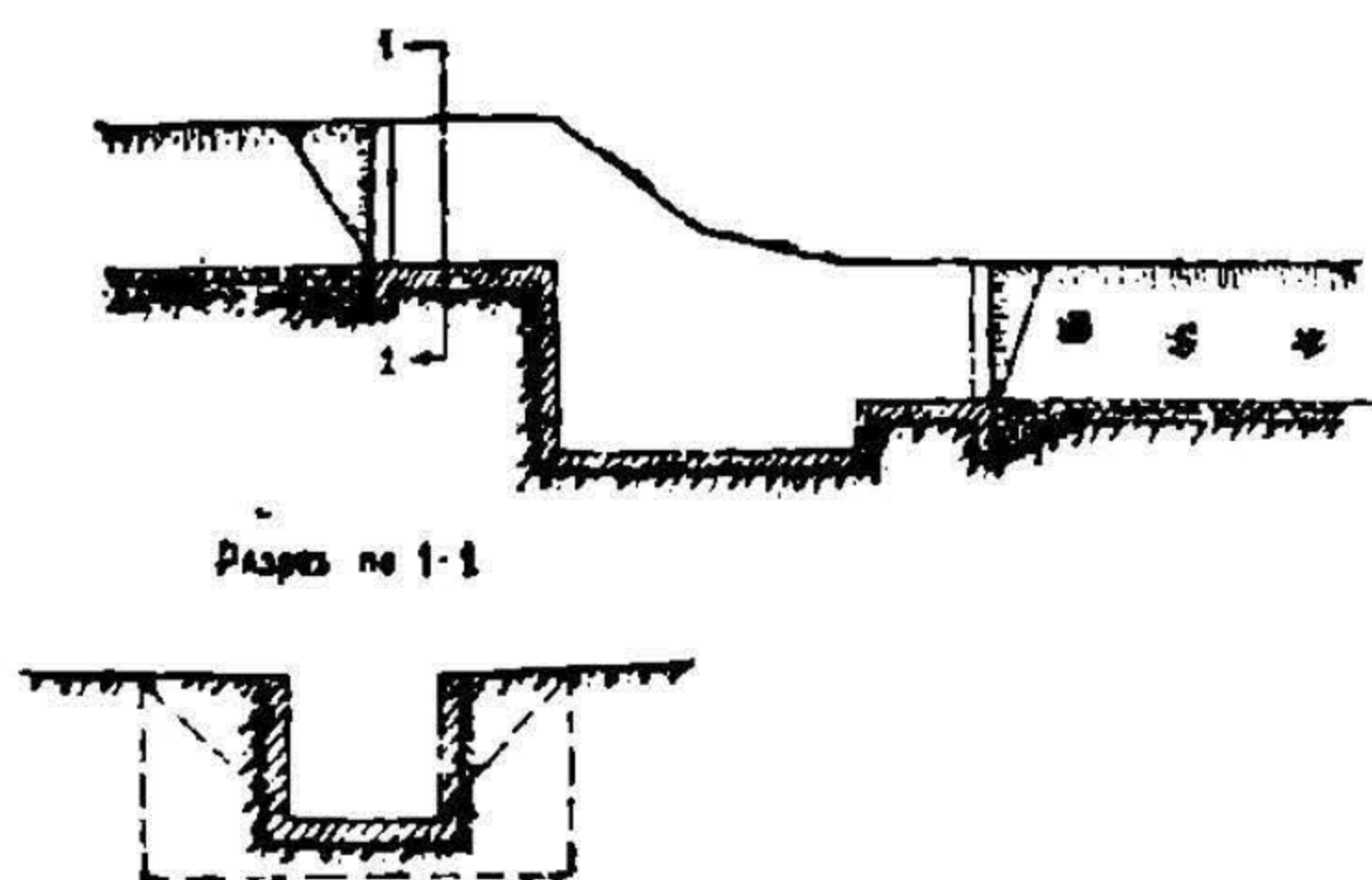
2. Если продольный уклон канавы в верхнем бьефе  $i > i_k$ , то во всем комплексе расчетов на пороге принимается не критическая глубина  $h_k$ , а нормальная глубина  $h_n$ , вычисляемая для верхнего бьефе по графику № 2 (см. п. е.).

#### 4. Расчет выходной части

Выходная часть, как специальная конструкция, в рассматриваемом типе перепада отсутствует, поэтому и гидравлического расчета выходной части не производится.

<sup>1)</sup> См., например, книгу проф. Чертоусова М. Д. «Специальный курс гидравлики».

## 2-ой случай



Фиг. 105.

Часто употребительной в практике железных дорог является конструкция перелоада, показанная на фиг. 105.

Особенности гидравлического расчета, конструкции перелоада указанного типа сводятся к следующему:

### 1. Расчет входной части.

Расчет входной части может иметь некоторые различия в зависимости от того, какой тип водослива на входе:

#### А. Водослив с широким порогом (фиг. 105)

В задачу расчета входной части входит, по существу, один вопрос: именно — определение ширины входной части ( $v_0$ ) (фиг. 105).

Значение  $v_0$  может быть найдено из следующего выражения:

$$Q = m v_0 \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (52)$$

где:  $Q$  — расход воды.

$m$  — коэффициент расхода через водослив (значения его для различных типов входа меняются в пределах: 0,32 — 0,38. Для случая, например, неплавного входа, что имеет место в рассматриваемой конструкции,  $m = 0,32$ ).

$v_0$  — искомая ширина входной части.

$g$  — ускорение силы тяжести.

$H_0$  — напор на водосливе, исправленный на скорость, причем:

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} \quad (52')$$

Здесь:

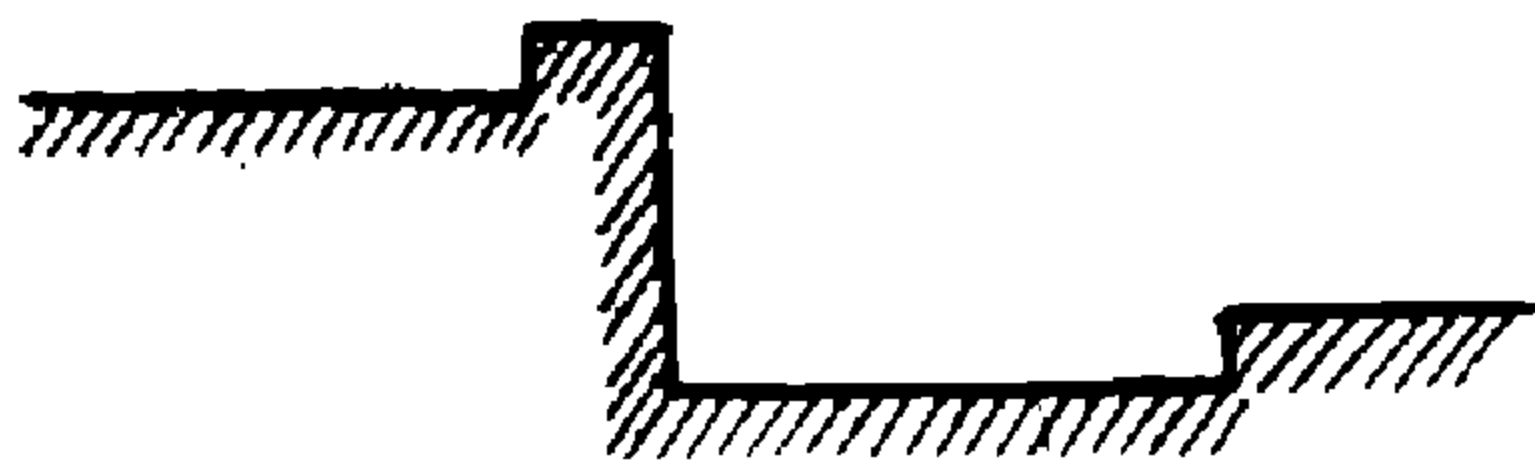
$H$  — в данном случае, глубина воды в верхнем бьефе канавы.

$v_0$  — скорость при этой глубине:

$$v_0 = \frac{Q}{\omega} \quad (52'')$$

#### В. Водослив практического профиля

При наличии водослива практического профиля имеющего, например, вид, показанный на фиг. 106, значение ширины входа ( $b_1$ )



Фиг. 106.

определяется по той же формуле (52), лишь с той разницей, что  $m$  (в зависимости от формы водослива) приобретает другие значения. Обычно  $m = 0,4 - 0,48^1$ ).

Для прямоугольных очертаний водослива, обычно встречаемых в ж.-д. практике (фиг. 106), можно принимать  $m = 0,4$ ;

## 2. Расчет стенки падения

Специального гидравлического расчета вертикальной стенки падения не производится.

## 3. Расчет водобойной части

Аналогично первому типу конструкции перепада в задачу расчета водобойной части перепада входят последовательно вопросы: А. Определения вида сопряжения бьефов. В. Выбор типа укрепления водобойной части и, при необходимости, расчет гасителя энергии.

### А. Определение вида сопряжения бьефов

а) Определяется критическая глубина ( $h_c$ ) у входа.

В данном случае водоток на перепаде имеет в поперечном разрезе прямоугольное очертание, поэтому для определения  $h_c$  можно воспользоваться следующей формулой:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b_0^3}} \quad (53)$$

Где:

$Q$  — расход воды.

$g$  — ускорение силы тяжести.

$b_0$  — ширина входа (найденная по формуле 52)

в) Определяется глубина в сжатом сечении.

Применительно к случаю прямоугольной формы водотока, для определения глубины в сжатом сечении ( $h_c$ ) можно воспользоваться графиком № 5. По этому графику ( $h_c$ ) определяется в функции следующих выражений:

$$\xi_T = \frac{T_0}{h_k}; \quad ; \quad = \frac{h_c}{h_k} \quad (54)$$

Где:

$$T_0 = T + \frac{v_0^2}{2g} \quad (55)$$

<sup>1)</sup> См., например, Ахутин и др. «Гидравлика» общий курс.

(Значение  $T$  показано на черт. фиг. 101).

$v_0$  — находится по форм. 52 "

$h_k$  — критическая глубина (находится по ф-ле 53).

$\varphi_c$  — коэффициент скорости (для водослива с широким порогом

$\varphi_c = 0,85$ , для водослива практического профиля:  $\varphi_c = 0,8 \div 0,9$ )

с) Определяется сопряженная (взаимная) глубина  $h''_c$  с глубиной в сжатом сечении.

Определение  $h''_c$  производится по графику № 5 в функции тех же выражений (54) (см. график № 5).

в) Определяется вид сопряжения бьефов по методике, уже разработанной для первого типа конструкции перепада (см. формулы 43—45) и соответственно принимается решение о необходимости гасителя энергии.

Для конструкции перепада рассматриваемого типа обычно в качестве гасителя энергии принимается либо водобойный колодец, либо водобойная стенка.

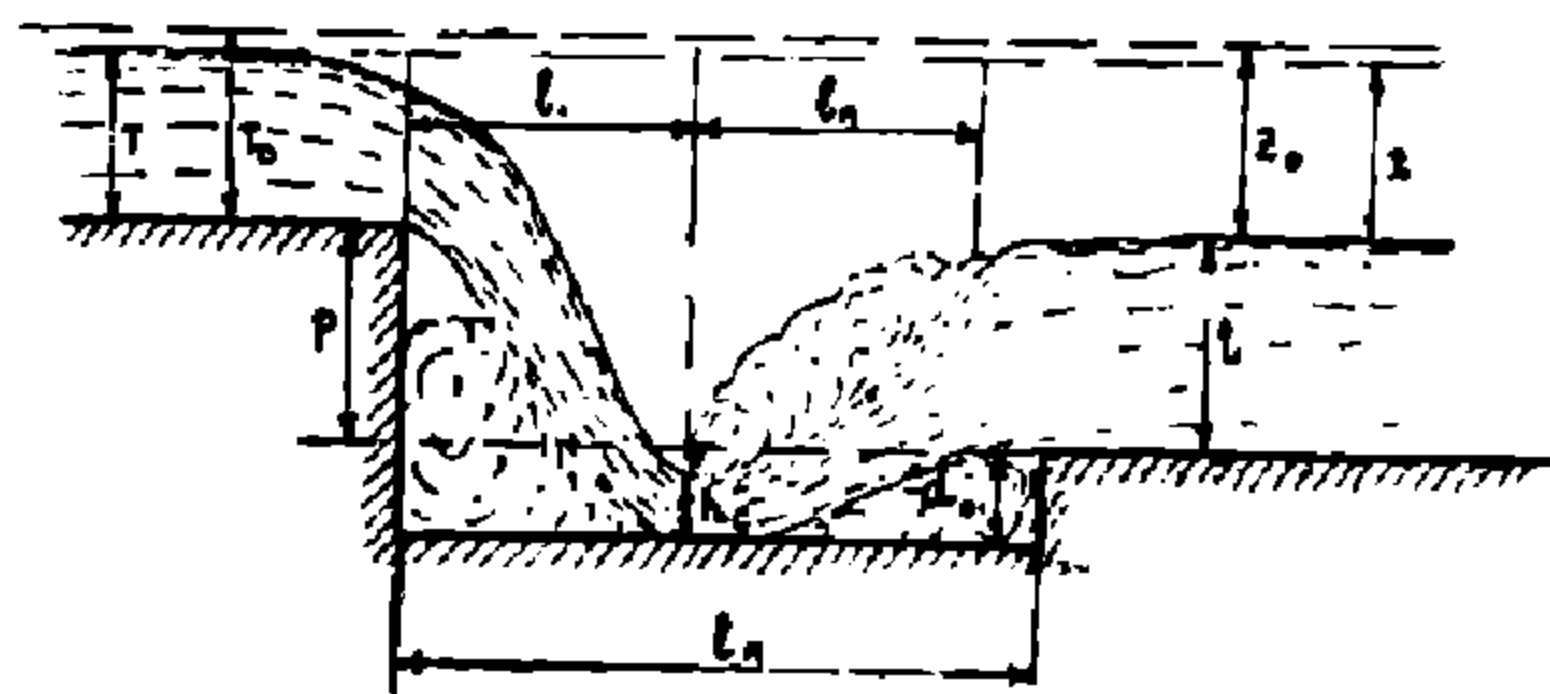
Будем полагать, что приведенным выше расчетом подтверждена необходимость в устройстве гасителя энергии. Рассмотрим порядок его гидравлического расчета.

## **В. Выборы типа укрепления водобойной части и расчет гасителя энергии.**

В данном случае целесообразнее решать задачу в следующем порядке: I. Гидравлический расчет гасителя энергии. II. Подбор типа укрепления водобойной части

### **I. Гидравлический расчет гасителя энергии**

#### **1. Водобойный колодец.**



Фиг. 107.

а) Определяется глубина колодца ( $d_0$ ) при надвинутом прыжке (фиг. 107) с помощью графика № 7.

По этому графику значение ( $d_0$ ) определяется в функции величин:

$$(E_v)_0 = \frac{Z_0}{h_k}; \quad \varphi_c; \quad (55)$$

$$\text{Где: } Z_0 = Z + \frac{v_0^2}{2g} \quad (55')$$

(Значение  $Z$  — показано на чертеже).

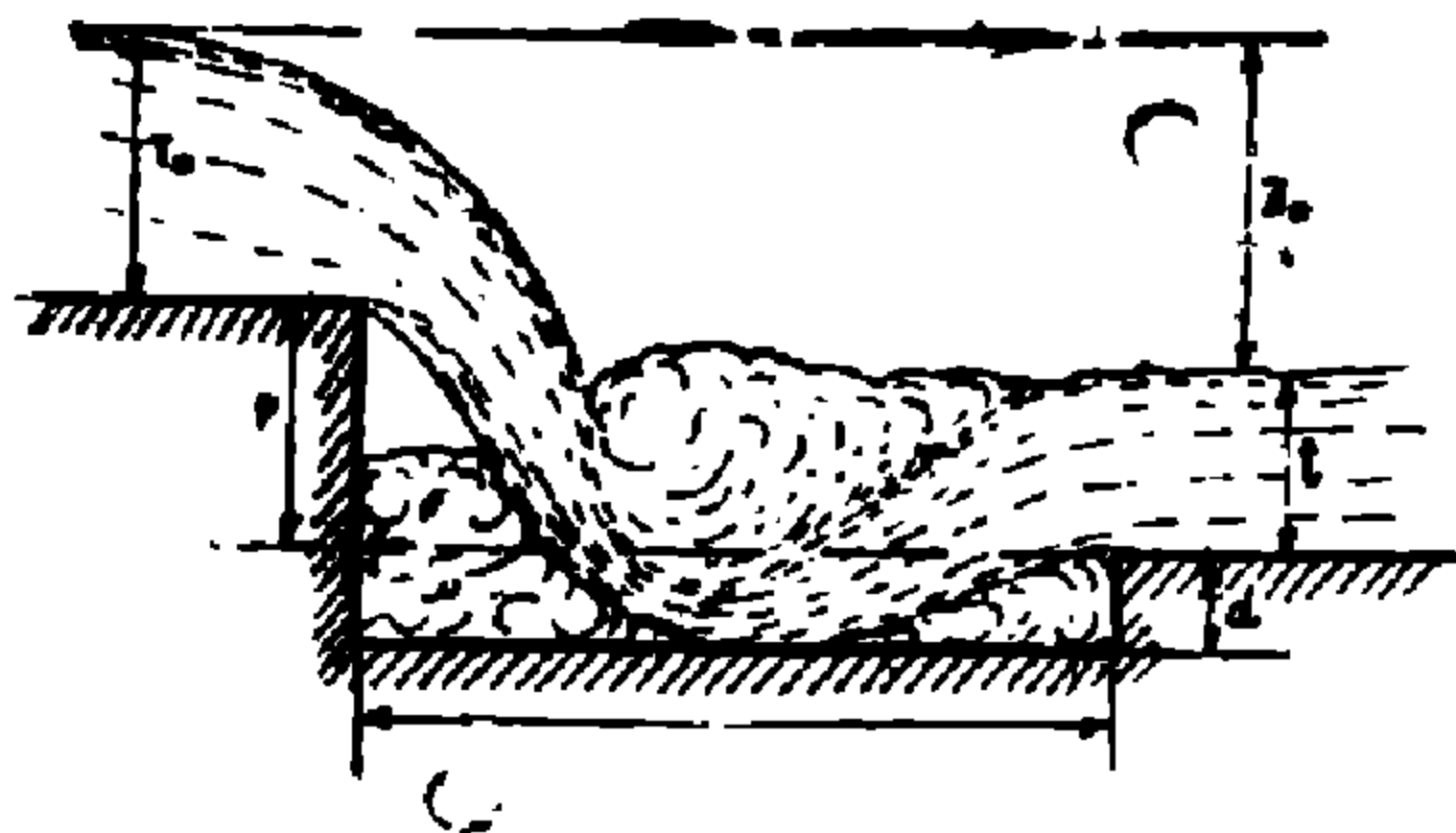
$v_0$  — находится по формуле (52'').

— коэффициент скорости, значения которого приведены на стр. 137.

По графику № 7, в функции величин (55) находят значение, смысл которого представляется следующей формулой:

$$\varepsilon_r = \frac{T_0 + d_0}{h_k} \quad (56)$$

В этой формуле все данные, за исключением  $d_0$ , уже известны. Отсюда и определяется  $d_0$ .



Фиг. 108.

в) определяется глубина колодца  $d$ , при которой наступает явление затопленного прыжка (расчетная глубина колодца) (фиг. 108).

Значение  $d$  может быть найдено по следующей формуле:

$$d = \sigma d_0 + (\sigma - 1) t \quad (57)$$

Где:  $\sigma$  — коэффициент затопления прыжка (обычно принимается, что  $\sigma = 1.05 \div 1.10$ ).

$d_0$  — найдено по формуле (56).

$t$  — глубина канавы в нижнем бьефе (см. фиг. 108).

с) Определяется длина колодца  $l_k$  по формуле:

$$l_k = l_1 + 0,8 l_2 \quad (58)$$

Где:

$l_1$  — дальность полета струи.

$l_2$  — длина прыжка.

Для рассматриваемой конструкции перепада (фиг. 105) в отличие от первого типа конструкции перепада (фиг. 100) входная часть выполнена в виде водослива (либо с широким порогом, либо — практического профиля). В том случае, когда имеет место водослив с широким порогом, дальность полета струи определяется по формуле:

$$l_1 = 2 \varphi_c \sqrt{H_0 \left( P + \frac{l_{1k}}{2} \right)} \quad (59)$$

Где:

$\varphi_c$  — коэффициент скорости (см. уравнении 54).

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} \quad (59')$$

$R$  — разность уровней верхнего и нижнего бьефа.

$h_k$  — критическая глубина (найдена по форм. 53).

В том же случае, когда входная часть выполнена в виде водослива практического профиля, дальность полета струи определяется по формуле:

$$l_1 = 2 \varphi_c \sqrt{H_0 \left( R + \frac{0,85 H_0}{2} \right)} \quad (60)$$

где все буквы имеют смысл, указанный для формулы (59).

Длина прыжка ( $l_p$ ) определяется по приводимой выше формуле (50) акад. Павловского.

$$(l_p = 4,75 h''_1 - 2,5 h'_2)$$

В рассматриваемом случае обозначения, входящие в формулу акад. Павловского, имеют следующий смысл:

$h''_1 = t + d_0 = h''_{c1}$  (иначе говоря  $h''_{c1}$  — новая взаимная глубина с учетом  $d_0$ )  $h'_2 = h_{c1}$

где  $h_{c1}$  — глубина в сжатом сечении с учетом  $d_0$ .

Значение  $h_{c1}$  может быть найдено по графику № 5 в функции величины:

$$\xi''_c = \frac{h''_{c1}}{h} \quad (61)$$

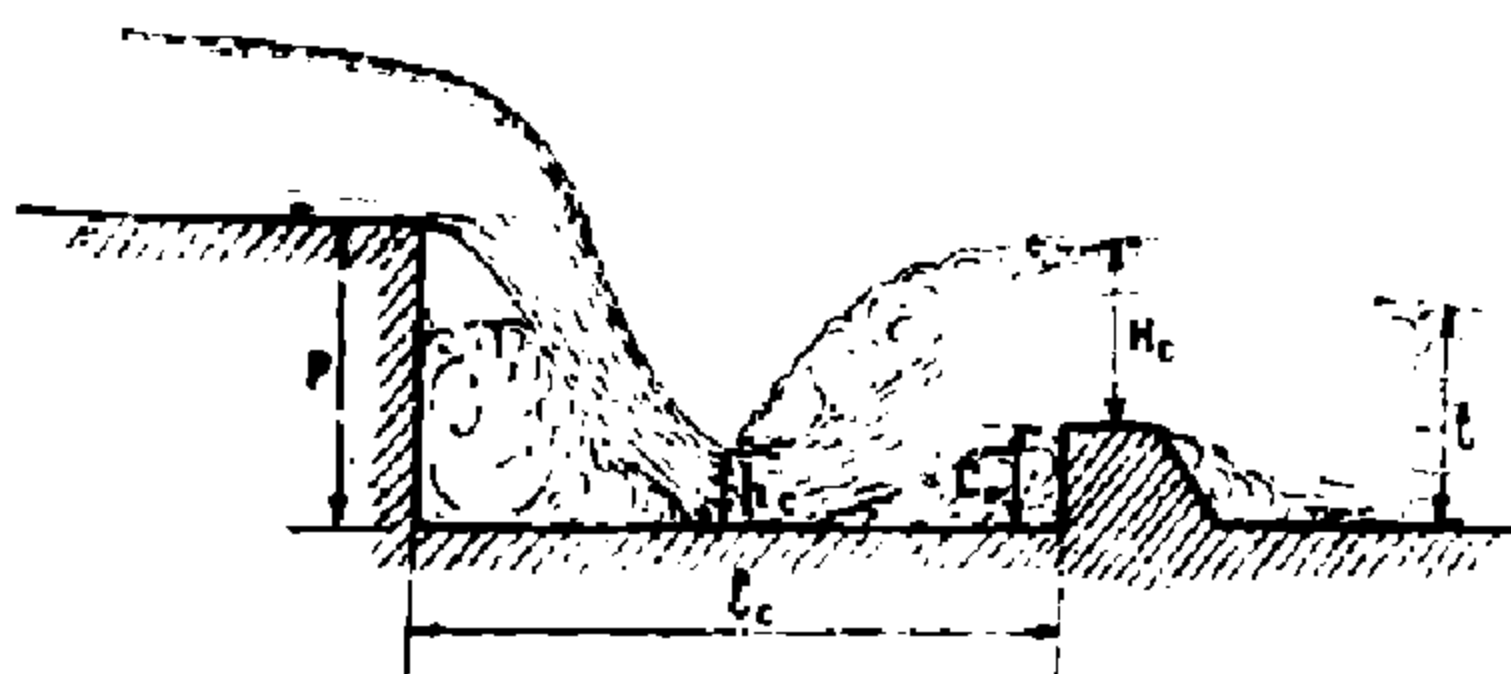
При этом, на графике мы находим (соответственно уравнению (61) значение

$$\xi_c = \frac{h_{c1}}{h_k} \quad (61')$$

откуда уже определяется искомое значение  $h_{c1}$ .

Таким образом производится расчет водобойного колодца. Как видно из изложенного, расчет сводится к определению глубины и длины колодца.

## 2. Водобойная стенка.



Фиг. 109.

Будем полагать, что конструкция перепада аналогична только что рассмотренной (фиг. 105). Гаситель же энергии принят не в виде водобойного колодца, а в виде водобойной стенки (фиг. 109).

Гидравлический расчет водобойной стенки проводится в следующем порядке:

а) Определяется высота водобойной стенки ( $C_0$ ), при которой наблюдается случай надвинутого прыжка (см. фиг. 109).

$$C_0 = h''_c - H_c \quad . (62)$$

Где:

$h''_c$  — взаимная глубина (с глубиной в сжатом сечении  $h'_c$ ), определяемой по графику № 5 (Методика определения изложена на стр. 137).

$H_c$  — высота слоя воды над стенкой.

Причем 
$$H_c = H_{c0} - \frac{v_{c0}^2}{2g} \quad . (63)$$

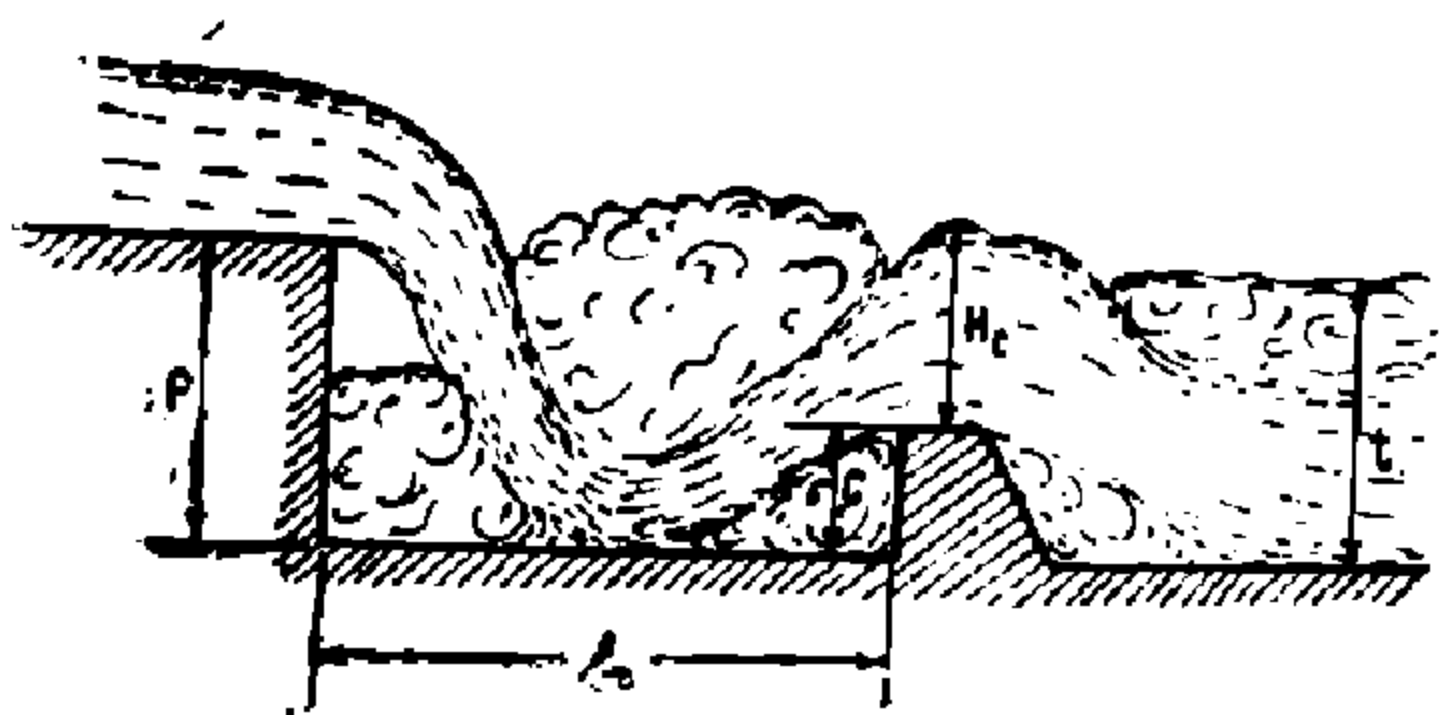
где, в свою очередь, значение  $H_{c0}$  находят из формулы

$$Q = m_c v_0 \sqrt{2g H_{c0}}^{3/2} \quad . (64)$$

(В уравнении (64) обычно  $m_c = 0.4$ , все прочие обозначения имеют прежде указанный смысл).

Значение  $v_{c0}$  находят из формулы

$$v_{c0} = \frac{Q}{v_0 h''_c} \quad . (65)$$



Фиг. 110.

(В уравнении (65) все буквы имеют прежде указанный смысл).

в) Определяется высота водобойной стенки ( $c$ ), при которой наблюдается затопленный прыжок (фиг. 110).

$$c = \sigma c_0 + (\sigma - 1) H_c \quad (66)$$

Где:

$c_0$  — найдено по формуле (62).

$H_c$  — найдено по формуле (63).

$\sigma$  — коэффициент затопления прыжка (см. стр. 138).

с) Определяется длина водобойной части ( $l_c$ ) (расстояние от стенки падения перепада до водобойной стенки). (См. фиг. 110).

$$l_c = l_1 + 0.8 l_n \quad . (67)$$

Где:  $l_1$  — дальность полета струи.

$l_n$  — длина прыжка.

Методика определения  $l_1$  и  $l_p$  совершенно аналогична таковой для случая водобойного колодца (ф-лы 59—61).

К приведенному расчету водобойных стенок следует сделать следующие примечания:

Можно различать случаи:

$$1. \quad c > t \quad . (68)$$

Тогда:

а) Если за стенкой имеет место затопленный прыжок — никаких перерасчетов и дополнений не требуется.

в) Если же за стенкой имеет место отогнанный прыжок, то необходима либо 2-я стенка, либо специальное укрепление русла.

Тогда:

а) Если за стенкой имеет место затопленный прыжок и, следовательно, стенка работает как затопленный водослив, то не обходим перерасчет этой стенки. Перерасчет сводится к отысканию нового значения  $H_{co}$  из формулы:

$$Q = \sigma_p m c v_0 \sqrt{2g H_{co}}^{3/2} \quad . (70)$$

В этой формуле буквы имеют тот же смысл, что и в ур-нии (64). Входит лишь новая величина  $\sigma_p$  — коэффициент затопления.

Значение  $\sigma_p$  можно принимать в пределах  $1,05 \div 1,10$ .

в) Если за стенкой имеет место отогнанный прыжок, то требуется либо постановка 2-й водобойной стенки, либо специальное укрепление русла.

При этом следует учесть, что при проектировании 2-й стенки — 1-я стенка перерасчитывается, как затопленный водослив, по методике, изложенной в п. «а».

## II. Подбор типа укрепления водобойной части гасителя энергии.

Тип укрепления, к известно, выбирается в зависимости от скорости течения воды. Для случая водобойного колодца, значение средней скорости течения воды (над водобойной частью) может быть найдено из выражения:

$$v = \frac{Q}{b(t+d)} \quad . (71)$$

где все буквы имеют прежде означенный смысл.

Для случая водобойной стенки, значение средней скорости течения воды (над водобойной частью) может быть найдено из выражения

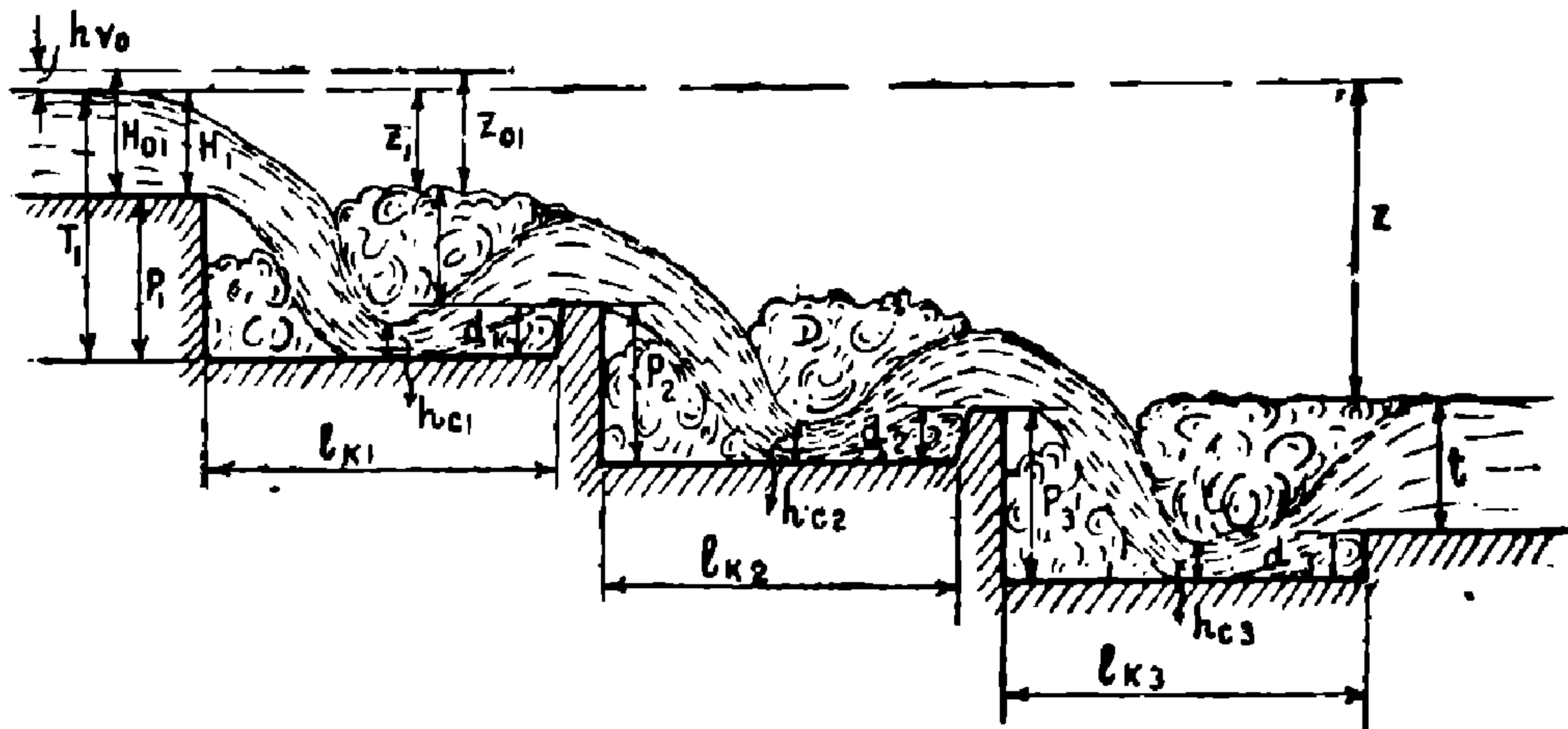
$$v = \frac{Q}{b(c+t-H_c)} \quad (72)$$

Где все буквы имеют прежде означенный смысл).

В соответствии со значением скоростей, полученных по формулам (71 и 72) — по имеющимся в справочниках таблицам допускаемых скоростей<sup>1)</sup> подбирается необходимый тип укрепления водобойной части.

## 2. Расчет многоступенчатых перепадов

Наиболее употребительная конструкция перепада показана на фиг. 111. Применительно к этой конструкции, рассмотрим методику гидравлического расчета многоступенчатого перепада.



Фиг. 111.

### 1. Расчет входной части

Расчет входной части совершенно аналогичен таковому для случая одноступенчатого перепада (см. стр. 127).

### 2. Расчет стенок падения

Так же, как в случае одноступенчатого перепада, гидравлического расчета стенок падения (для всех ступеней) не производится.

### 3. Расчет водобойных частей различных ступеней многоступенчатого перепада

Особую специфику расчета имеют лишь водобойные части первой, второй и последней ступени.

Все водобойные части промежуточных ступеней (между второй и последней) рассчитываются аналогично расчету водобойной части второй ступени.

<sup>1)</sup> См., например, таблицу 4.

## А. Расчет водобойной части первой ступени

а) Определяется критическая глубина ( $h_k$ ) по формуле (53).

в) Определяется глубина в сжатом сечении ( $h_{c_1}$ ) (см. фиг. 111) по графику № 5 (методика определения ( $h_{c_1}$ ) изложена на стр. 128).

с) Определяется сопряженная (взаимная) глубина ( $h''_{c_1}$ ) с глубиной в сжатом сечении. (Методика определения изложена на стр. 130).

д) Определяется высота водобойной стенки в конце первой ступени  $d_0$ , при которой наблюдается надвинутый прыжок. Значение  $d_0$  определяется по графику № 7 в функции следующих величин:

$$\left( \xi_z \right)_0 = \frac{Z_{01}}{h_k}; \quad \varphi_c \quad . (73)$$

Где:

$$Z_{01} = T_{01} - H_1 \quad . (73^1)$$

в свою очередь

$$T_{01} = T_1 + \frac{v_0^2}{2g} \quad . (73^{11})$$

(Значение  $T_1$  показано на чертеже (фиг. 111) и является величиной, заданной к расчету<sup>1)</sup>).

$H_1$  (см. фиг. 111) находится из выражения:

$$Q = m_{c_1} v_0 \sqrt{2g H_{01}} \quad . (74)$$

$$H_{01} = H_1 + \frac{v_{01}^2}{2g} \quad . (75)$$

Причем:

$$v_{01} = \frac{Q}{B_0 h''_{c_1}} \quad (75^1)$$

— коэффициент скорости (значения  $\varphi_c$  — в зависимости от типа водослива приведены на стр. 137).

Проводя последовательно ряд вычислений по приведенным формулам (73—75) и воспользовавшись графиком № 7, можно найти значение:

$$\xi_t = \frac{T_{01} + d_0}{h_k} \quad . (76)$$

Из формулы (76), зная  $t$  (по графику № 7),  $h_k$  и  $T_{01}$  (см. выше) нетрудно уже найти значение  $d_0$ . Определяется высота водобойной стенки в конце первой ступени ( $d_1$ , при которой наблюдается за-

<sup>1)</sup>  $T_1 = H_1 + P_1$  (см. фиг. 111).

топленный прыжок. Значение  $d_1$  определяется по формуле (57), которая для рассматриваемого случая приобретает вид:

$$d_1 = \sigma d_{0,1} + (\sigma - 1) H_1 \quad (77)$$

$l_{11}$  — находится выше, по формулам (74—75), все остальные буквы имеют прежде означенный смысл.

f) Определяется длина ступени  $l_{k_1}$  (см. фиг. 111).

Значение  $l_{k_1}$  находится из формулы:

$$l_{k_1} = l_{11} + 0,8 l_{п} \quad (78)$$

Где:  $l_{11}$  — дальность полета струи для первой ступени ( $l_{11}$  — определяется по формулам 59—60).

$l_{п}$  — длина прыжка (определяется по формуле акад. Павловского (ур-е 50). Методика определения  $l_{п}$ , применительно к рассматриваемому случаю, приведена на стр. 134).

### В. Расчет водобойной части второй ступени

Расчет водобойной части второй ступени производится в общем аналогично расчету водобойной части первой ступени.

Следует лишь учесть:

а) Если входная часть первой ступени является водосливом с широким порогом, то коэффициент скорости  $\varphi_c$  (см. выражение 73) берется (для второй ступени) иным, именно, как для водослива практического профиля.

в) Если же входная часть первой ступени является водосливом практического профиля, то значение  $\varphi_c$  принятое для первой ступени, остается тем же и для второй ступени.

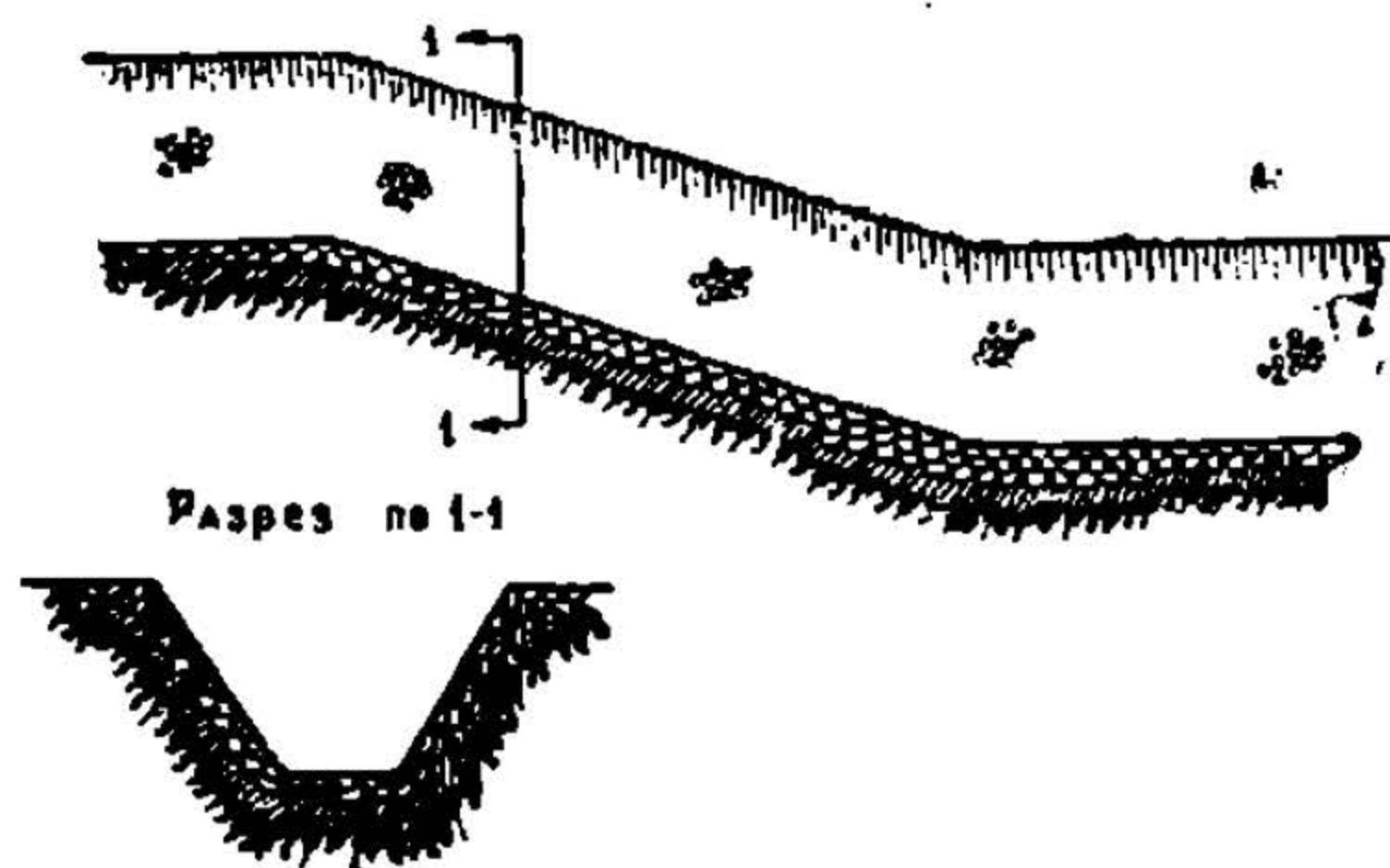
### С. Расчет водобойной части последней ступени.

Расчет — совершенно аналогичен, только вместо величины  $H_2$  (см. фиг. 111) принимается величина  $t$ .

## 3. РАСЧЕТ БЫСТРОТОКОВ.

Рассмотрим порядок расчета быстротоков для нескольких наиболее характерных типов их конструкции.

### 1 случай



Простейшая конструкция быстротоков показана на фиг. 112. Для указанного типа конструкции быстроготока можно наметить следующий порядок расчета.

## 1. Расчет входной части

Специального расчета входной части не производится.

Определяется лишь значение критической глубины ( $h_k$ ) у входа. Значение  $h_k$  находится по графику № 3, по методике, которая ожена на стр. 129.

## 2. Расчет лотка быстротока

В задачу названного расчета входят вопросы определения скорости течения воды и глубины воды в конце быстротока.

Как известно, для ответа на поставленные вопросы необходимо построить кривую свободной поверхности на протяжении лотка — быстротока.

Порядок расчета следующий:

а) Определяется нормальная глубина  $h_n$  на быстротоке по графику № 2. (Методика отыскания изложена на стр. 133 (выражения 48).

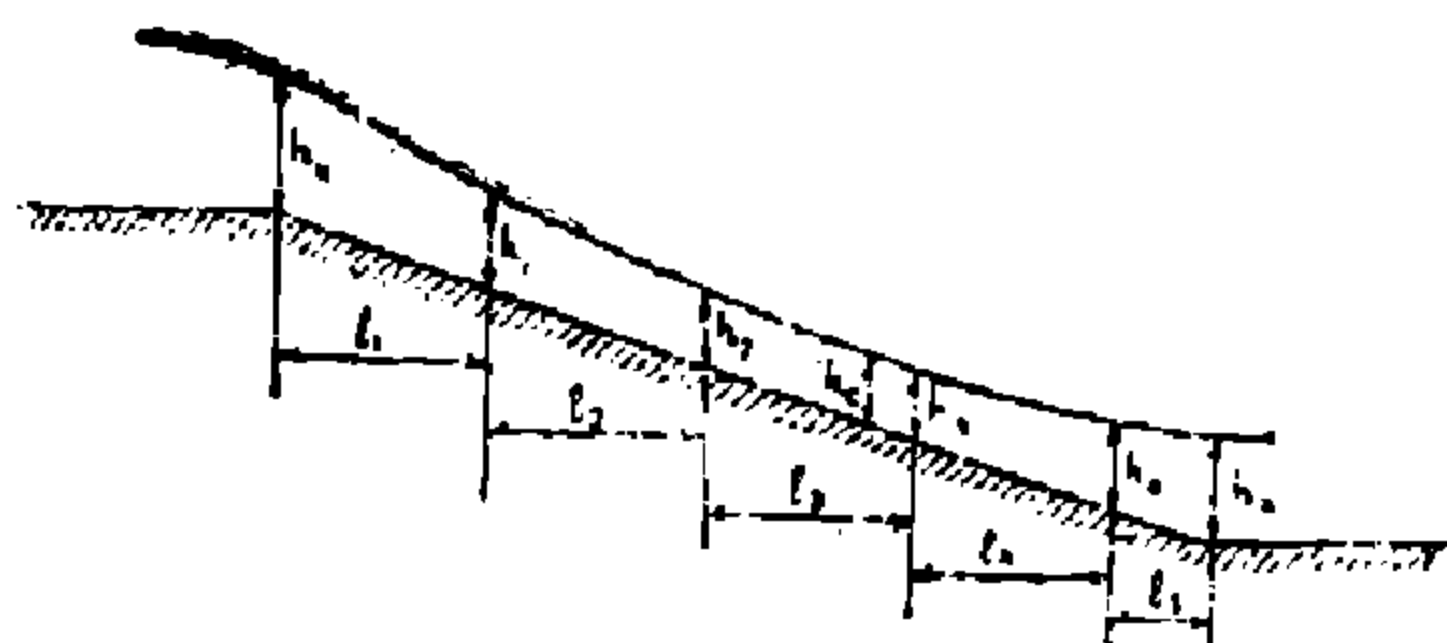
в) Определяется значение гидравлического показателя русла  $\chi$  по формуле Чугаева (ур-е 46). Следует отметить, что в указанной формуле Чугаева, значение  $h_{cp}$  в данном случае (приближенно) определяется следующим образом:

$$h_{cp} = \frac{h_k + h_n}{2} \quad (79)$$

Где:

$h_k$  — критическая глубина у входа.

$h_n$  — нормальная глубина на быстротоке.



Фиг. 113.

с) Лоток быстротока разбивается на участки—для каждого участка задают глубины  $h_1; h_2; h_3$  и т. д. — лежащие в пределах от  $h_k$  до  $h_n$  (см. фиг. 113).

д) Определяется значение множителя  $j_{cp}$  для каждого участка л. с). Определение  $j_{cp}$  удобно проводить в табличном порядке (таблица 10).

Причем:

$$j_{cp} = \frac{C_{cp}^2 \cdot i}{g} \cdot \frac{V_{cp}}{\chi_{cp}} \quad (80)$$

Где:

$$V_{cp} = v + 2m h_{cp}$$

81)

145

(в данном случае  $m$  — коэффициент откоса).

$C_{\text{ср.}}$  — коэффициент в формуле Шези (по Маннингу  $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$ )

$i$  — уклон быстротока.

$g$  — ускорение силы тяжести.

$\chi_{\text{ср.}}$  — смачиваемый периметр.

Отыскание всех этих величин для каждого участка (соответственно заданным значениям глубин) проводится в нижеследующей таблице 10.

Таблица 10.

$h$	$h_{\text{ср.}}$	$\omega_{\text{ср.}}$	$\chi_{\text{ср.}}$	$R_{\text{ср.}}$	$C_{\text{ср.}}$	$i_{\text{ср.}}$
.	.	.	.	.	.	.

е) Составляется таблица 11 для отыскания длин участков (соответственно заданным глубинам).

Таблица 11.

$h$	$\tau_1$	$\tau_2 - \tau_1$	$\varphi(\tau_1)$	$\varphi(\tau_2) - \varphi(\tau_1)$	$j_{\text{ср.}}$	$l$
.	.	.	.	.	.	.

Причем:

$h$  — принимаются те же, которыми задавались при составлении таблицы 10.

$$\tau = \frac{h}{hn} \quad (83)$$

(Где  $h$  — текущее значение заданных глубин;  $hn$  — нормальная глубина).

$\varphi(\tau)$  — принимается по таблицам Бахметьева в функции найденного выше значения гидравлического показателя русла  $x$ .

$j_{\text{ср.}}$  — принимается из таблицы 10.

$$l = \frac{h_n}{i} \left\{ \tau_2 - \tau_1 - (1 - j_{\text{ср.}}) \left[ \varphi(\tau_2) - \varphi(\tau_1) \right] \right\} \quad (83)$$

(где, все обозначения имеют прежде означенный смысл).

е) Производится построение кривой свободной поверхности (по найденным  $l_1; l_2; l_3$ ; и т. д. и заданным  $h_1; h_2; h_3$ ; п. т. д). и определяется — графически глубина в сжатом сечении ( $h_c$ ) см. фиг. 113.

г) определяется скорость течения воды в конце быстрого тока<sup>1)</sup>.

$$v_c = \frac{Q}{\omega_c} \quad . (84)$$

Где:

$$\omega_c = bh_c + m h_c \quad . (84^1)$$

(где все буквы имеют прежде означенный смысл).

к) Определяется вид сопряжения бьефов за быстротоком. Для указанных целей прежде всего вычисляется значение глубины (взаимной); сопряженной  $h''_c$  с глубиной в сжатом сечении. Отыскание  $h''_c$  производится по графику № 4. Методика этих вычислений изложена на стр. 130 (см. формулы: 39; 40, 41, 42).

Зная  $h''_c$ , не трудно написать условия для различных видов сопряжения бьефов, а именно:

если  $h''_c > t$  — отогнанный прыжок (85).

если  $h''_c < t$  — затопленный прыжок (86).

если  $h''_c = t$  — надвинутый прыжок (87).

(где  $t$  — глубина воды в нижнем бьефе канавы).

В соответствии с видом сопряжения бьефов принимается решение о необходимости устройства гасителя энергии или специального укрепления рузла (см. стр. 132).

Для рассматриваемого простейшего типа конструкции быстрого тока (фиг. 112) обычно необходимости в устройстве специального гасителя энергии не возникает.

<sup>1)</sup> Зная скорость течения воды — не трудно по таблице 4 подобрать необходимый тип укрепления лотка быстрого тока.



Сечение 1-1



Фиг. 114

## II-й случай

Одним из самых распространенных типов конструкций быстрого тока является показанная на чертеже (фиг. 114).

Порядок гидравлического расчета быстрого тока указанной конструкции (фиг. 114) такой же, как и для первого случая (фиг. 112). Особенность расчета в рассматриваемом случае состоит лишь в том, что так как в поперечном сечении лоток-быстротока имеет прямоугольную форму — упрощается вычисление критической глубины  $h_k$  у входа. Последняя находится из формулы:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g B^2}} \quad . (88)$$

где все буквы имеют прежде означенный смысл.

Следует учесть также, что несколько упрощаются формулы для вычисления площади живого сечения смачиваемого периметра, которые для рассматриваемого случая находятся так:

$$\omega = B_0 + h \quad . (89)$$

$$\chi = B_0 + 2h \quad . (90)$$

где значение букв имеет прежде означенный смысл.

После того, как построена кривая свободной поверхности по длине лотка быстрого тока, найден вид сопряжения бьефов (кроме того, найдена скорость течения воды и, следовательно, подобран соответствующий тип укреплений) — выясняется необходимость в устройстве гасителя энергии. Положим, что гаситель энергии нужен, что выполняется он в виде водобойного колодца, как это показано в рассматриваемой конструкции (фиг. 114).

Гидравлический расчет водобойного колодца у быстрого тока производится совершенно аналогично таковому — для водобойного колодца у перепада (см. стр. 137).

а) Определяется глубина колодца при надвинутом прыжке ( $d_0$ ) с помощью графика № 7. По этому графику значение ( $d_0$ ) определяется в функции выражений (55)..

Причем, в этих выражениях применительно к данному случаю принимается:

$$\varphi_c = 1;$$

$$Z_0 = h_c + \frac{v_c^2}{2g} - t \quad (91)$$

Где:  $h_c$  и  $t$  — показаны на чертеже.

$v_c$  — вычисляется с помощью формул (84 и 89).

Далее значение  $d_0$  находят из выражения (56). Причем, для данного случая значение  $T_0$  определяется так:

$$T_0 = h_c + \frac{v_c^3}{2g} \quad (92)$$

Где:  $h_c$  и  $v_c$  имеют прежде обозначенный смысл.

в) Определяется глубина колодца  $d$ , при которой наступает явление затопленного прыжка (расчетная глубина колодца). Значение  $d$  находят по формуле (57).

с) Определяется длина колодца ( $l_k$ ) по формуле (58). Причем, дальность полета струи ( $l_1$ ) в этой формуле, применительно к рассматриваемому случаю, находят из выражения:

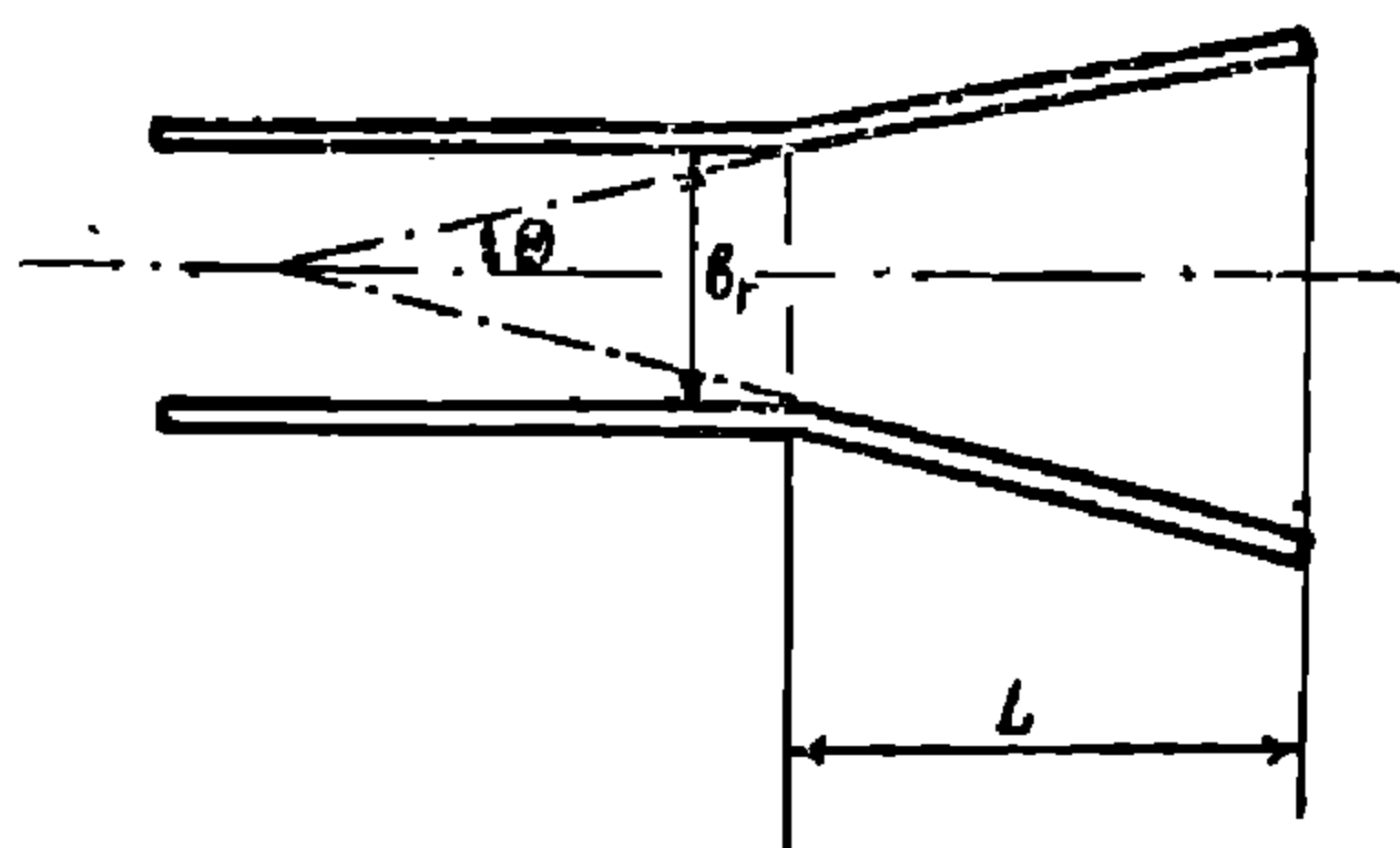
$$l_1 = 2\varphi_c \sqrt{\left(h_c + \frac{v_c^2}{2g}\right) \frac{h_c}{2}} \quad (93)$$

Где обычно принимают  $\varphi_c = 1$ ;

все остальные буквы имеют прежний смысл.

Значение длины прыжка ( $l_n$ ) в формуле 58 находят совершенно аналогично случаю, когда рассчитывается водобойный колодец у перепадов (см. стр. 137).

### III-й случай



Фиг. 115.

В конце лотка—быстро-тока иногда устраивается переходный участок в виде уширяющегося (непризматического) русла (фиг. 115). Гидравлический расчет быстротока указанной конструкции проводится в следующем порядке.

Вначале, обычными приемами, рассчитывается лоток-быстро-тока. Найдя с помощью этого расчета глубину воды в конце быстротока,  $h_A$ , приступают к расчету переходного участка.

1. Строятся кривая 1—2 (фиг. 116) свободной поверхности на протяжении переходного участка.



Фиг. 116

Построение кривой 1—2 лучше всего проводить по методу проф. И. И. Агроскина<sup>1)</sup>.

Методика такого построения сводится к следующему: считаются заданными величины:

- а) расход воды  $Q$
- б) Ширина переходного участка в начале  $B_1$  (или, что тоже—ширина лотка-быстротока по дну),
- в) глубина воды в начале переходного участка  $h_A$  (или, что тоже — глубина воды лотка-быстротока),
- г) угол, под которым расходятся стенки переходного участка
- е) измеряется от оси лотка быстротока (см. фиг. 115),
- е) длина переходного участка ( $L$ ).
- ф) коэффициент откоса ( $m$ ), коэффициент шероховатости ( $n$ ) и уклон дна ( $i$ ).

В результате построения кривой свободной поверхности будет найдена глубина воды в конце переходного участка  $h_B$ , что и является конечной целью задачи.

Решение поставленной задачи проводится методом подбора. Все вычисления сведены к двум табличным схемам. (Таблицы 12 и 13).

<sup>1)</sup> Проф. И. И. Агроскин „Гидравлика каналов“. 1940 г.



$\Delta h$  — приращение принятых к подбору глубин  $h_B$  по отношению к глубине  $h_A$

$i \Delta S$  — найдено из предыдущей таблицы 12.

$\varphi(\gamma)$  — отыскивается по таблице 11.

$\omega$  — площадь живого сечения соответственного различным  $h_B$

Значение  $\begin{matrix} [6] \\ [9] \end{matrix}$  представляет собою величину:

$$\frac{\alpha Q^2}{2g}$$

которая может быть вычислена заранее (коэффициент  $\alpha$  можно принимать равным единице).

Очевидно, что та из величин  $h_B$  (среди принятых к подбору), которая даст найденное заранее значение  $\frac{\alpha Q^2}{2g}$  и будет искомой.

2. Строится кривая тем же методом проф. Агроскина, с тою лишь разницей, что исходной глубиной является глубина  $H_B$  (фиг. 61), известная из расчета отводящей канавы.

3. Вычисляются глубины, взаимные с  $h_A$  и  $h_B$ , которые обозначим соответственно через  $h_A''$  и  $h_B''$

Вычисление взаимных глубин производится по графику № 4. Методика этих вычислений приведена на стр. 137.

4. Определяется необходимость в устройстве дополнительного гасителя энергии. Именно:

1. Если  $h_A < H_A$ , то прыжок находится на лотке быстротока и, следовательно, имеет место наиболее благоприятный случай, при котором не требуется сооружение специального гасителя энергии.

II. Если  $h_A'' > H_A$  то в свою очередь имеют место два случая:

а) при  $h_B'' < H_B$  — прыжок находится на переходном участке и специальных устройств по гашению энергии не требуется.

б) при  $h_B > H_B$  — прыжок находится в отводящей канаве и, следовательно, за переходным участком требуется сооружение гасителя энергии или специальное укрепление русла.

НБ  
УДУНТ  
(ДІІТ)

# О Г Л А В Л Е Н И Е

## ЧАСТЬ ПЕРВАЯ

### КОНСТРУКЦИИ ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОДООТВОДОВ

ГЛАВА ПЕРВАЯ	Стр.
Технические требования предъявляемые к поверхностному водоотводу	5
<b>ГЛАВА ВТОРАЯ</b>	
КАНАВЫ: оптимальные сечения, применяемые в различных случаях, изменение сечений канав по их длине, продольные уклоны дна канав	6
<b>ГЛАВА ТРЕТЬЯ</b>	
ЛОТКИ. Различные их конструкции и анализ. Границы их применимости	18
<b>ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ</b>	
Конструкции перепадов и гасителей энергии при них. Анализ конструкций перепадов, границы применимости	31
<b>ГЛАВА ПЯТАЯ</b>	
Конструкции быстротоков и гасителей энергии при них. Анализ различных конструкций быстротоков, границы применимости	46
<b>ГЛАВА ШЕСТАЯ</b>	
Особенности проектирования перепадов и быстротоков в сейсмических районах	61

## ЧАСТЬ ВТОРАЯ

### ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СИСТЕМ ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОДООТВОДОВ

#### ГЛАВА ПЕРВАЯ

Методика проектирования системы поверхностных водосборных и водоотводных устройств в целом, как единого комплекса	65
1. Особенности проектирования канав	66
2. Водоотводные планировки	71
3. Защитные сооружения	71
4. Особенности комплексного проектирования устройств поверхностного водоотвода	72

УДКУНБ  
УДУУНТ  
(ДУИТ)

## ГЛАВА ВТОРАЯ

Частные методики проектирования поверхностных водосборных и водоотводных устройств	77
1. У земляного полотна	77
2. У оврагов	86

## ГЛАВА ТРЕТЬЯ

Выбор способа и конструкции перехода от верхнего бьефа к нижнему	89
--	----

## ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ

Схемы комплексного расчета различных водосборно водоотводных устройств	92
--	----

### Гидравлические расчеты

А. Расчет стока поверхностных вод .	93
Б. Гидравлический расчет планировок и их укреплений .	105
В. Гидравлический расчет канав	105
Г. Гидравлический расчет валов .	127
Д. Гидравлический расчет перепадов и быстротоков, а также гасителей энергии при них .	129
1. Расчет одноступенчатых перепадов .	129
Гидравлический расчет гасителя энергии	
1. Водобойный колодец	137
2. Водобойная стенка	139
2. Расчет многоступенчатых перепадов	142
3. Расчет быстротоков	144

Приложения: номограммы к гидравлическим расчетам.

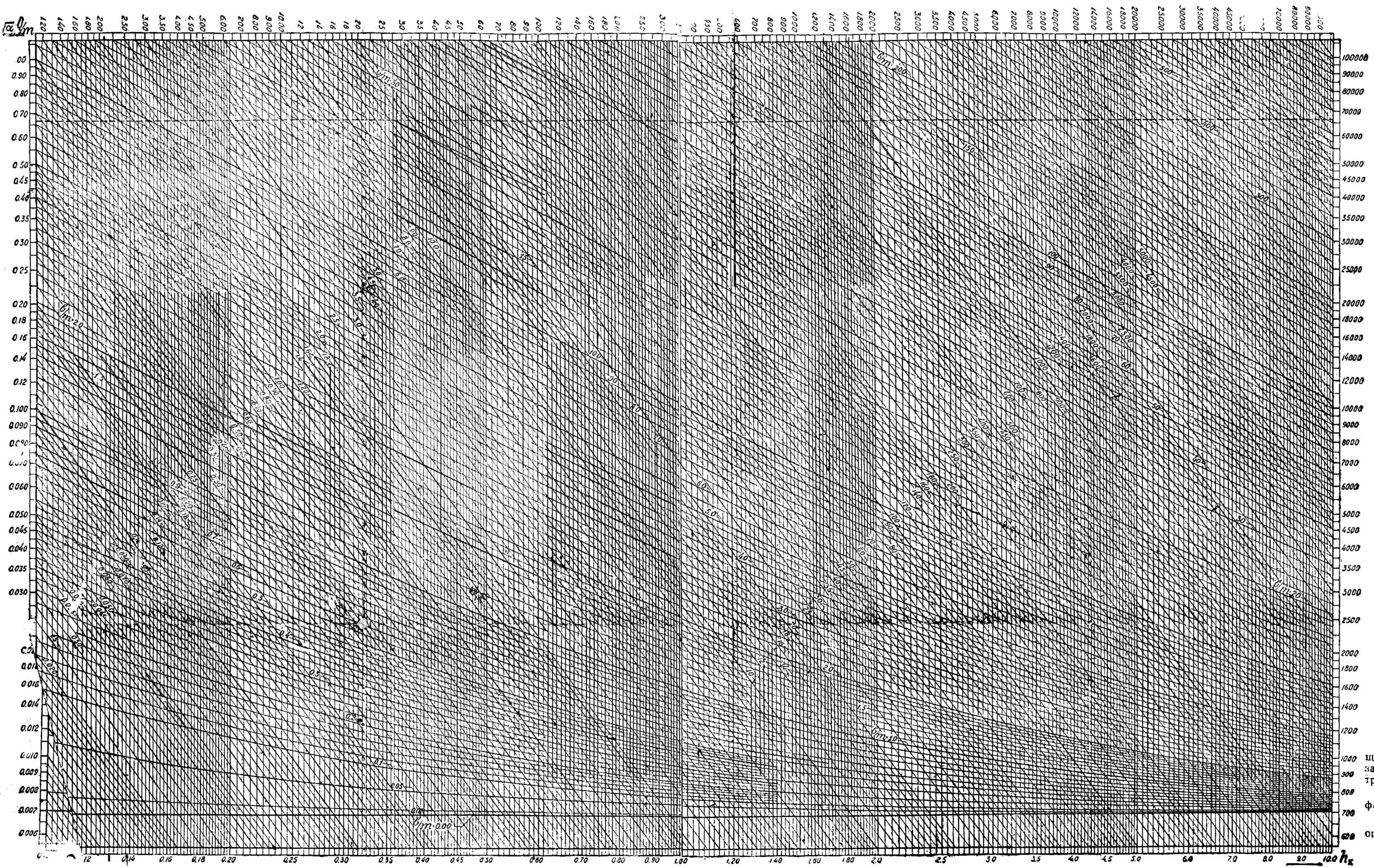
НБ  
УДУНТ  
(ДИТ)

## ЗАМЕЧЕННЫЕ ОПЕЧАТКИ

в книге доц. Фришман М. А. „Конструкции, проектирование и расчет систем поверхностных водоотводов“

Страница	Строка		Напечатано	Следует читать
	Сверху	Снизу		
120	13	—	коэффициента	коэффициента С
121	3	—	0,32	0,35
122	9	—	0,35	0,85
122	—	10	$\frac{1,5}{3,55} = 0,42$	$\frac{1,5}{3,55} = 0,42$
124	—	6	$R = \frac{1}{2} h$	$R = \frac{1}{2} h,$
125	—	1	$C = 38,8$	$C = 39,4$
131	3	—	+ $\gamma_c \omega$	$\gamma_c \omega$
140	17	—	$V \sqrt{2 g H_c^{3/2}}$	$V \sqrt{2 g H_{c0}^{3/2}}$
141	17	—	тоже	тоже
147	6	—	$\omega_c = B h_c$	$\omega_c = B h_c$
149	15	—	$\frac{V_c^5}{2 g}$	$\frac{V_c^2}{2 g}$
151	1	—	$V_{ср}^{4,5}$	$V_{ср}^{5,4}$
152	11	—	$\frac{\alpha Q'}{2 g}$	$\frac{\alpha Q^2}{2 g}$

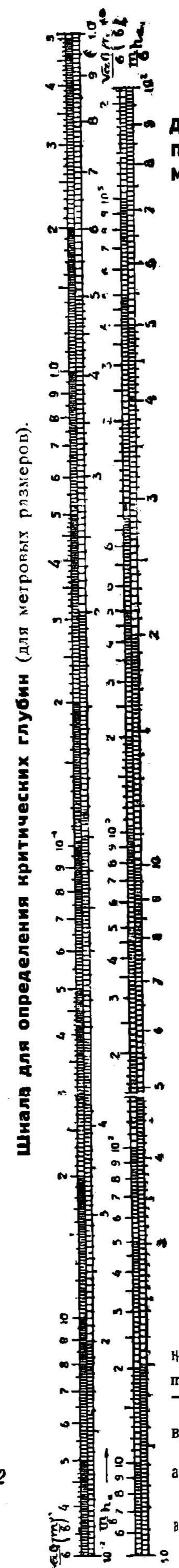
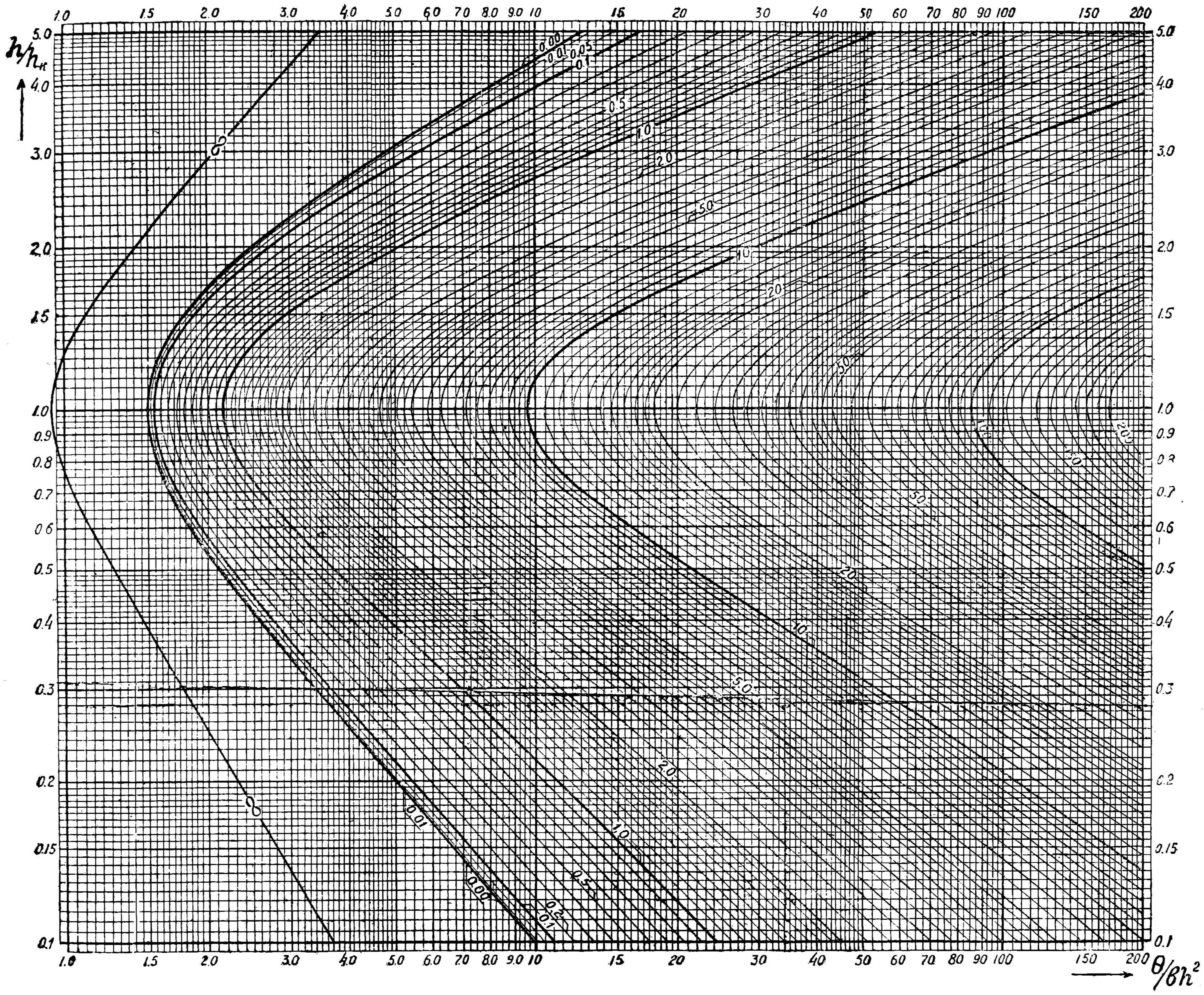
НБ  
УДУНТ  
(ДИТ)



**ГРАФИК № 3**  
**для определения критических глубин в трапецидальных руслах.**  
 (Для метровых размеров).

Примечание. При значениях  $\frac{aQ}{b^3}$  и  $\frac{b}{h_k}$  отвечающих зоне, лежащей выше пунктирной линии, указанной на графике, критическую глубину для трапецидальных русел можно вычислять по формуле  $h_k = \sqrt[3]{\frac{aQ}{g}}$  которая дает при этом ошибку не более 0,5%.





**ГРАФИК № 4**  
 для определения взаимных глубин при гидравлическом прыжке в призматических трапецидальных руслах.

*Примечание.* На координатную сетку графика нанесены кривые равных значений функции  $\frac{\theta h_k}{b}$ . Кривая, отмеченная знаком  $\theta$  соответствует треугольному руслу, причем для нее по оси абсцисс отложены значения функции  $\left(\frac{\theta}{h_k}\right)^4$ , а не  $\frac{\theta}{h_k^4}$ .

**ГРАФИК № 6.**  
 для определения глубин в "снатом" сечении в нижнем бьефе сооружений при трапециодальной форме отводящего русла.

(Для метровых размеров).

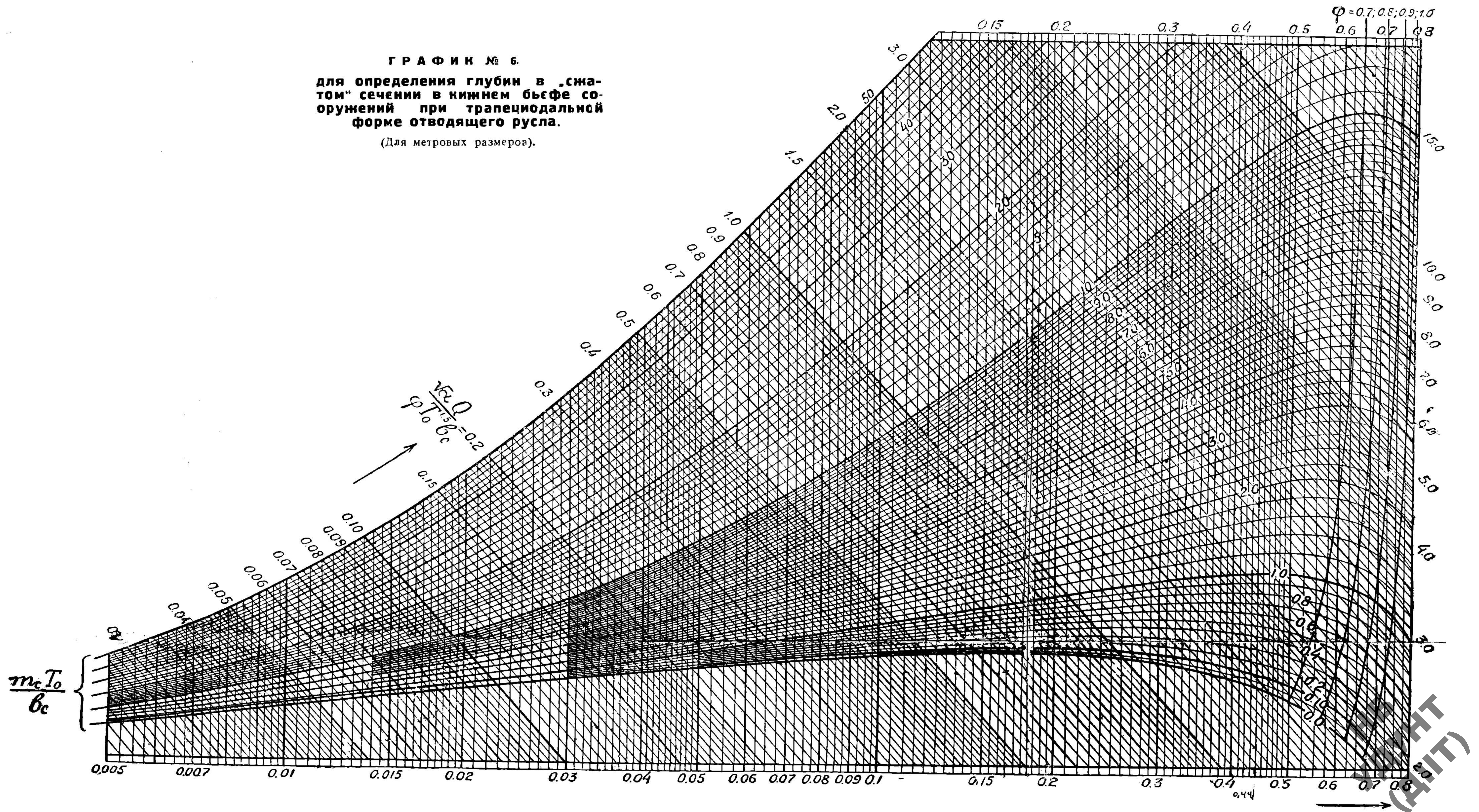


ГРАФИК № 5

для определения глубин в „сжатом“ сечении и глубин, взаимных с ними, в нижнем бьефе сооружений при прямоугольной форме отводящего русла.

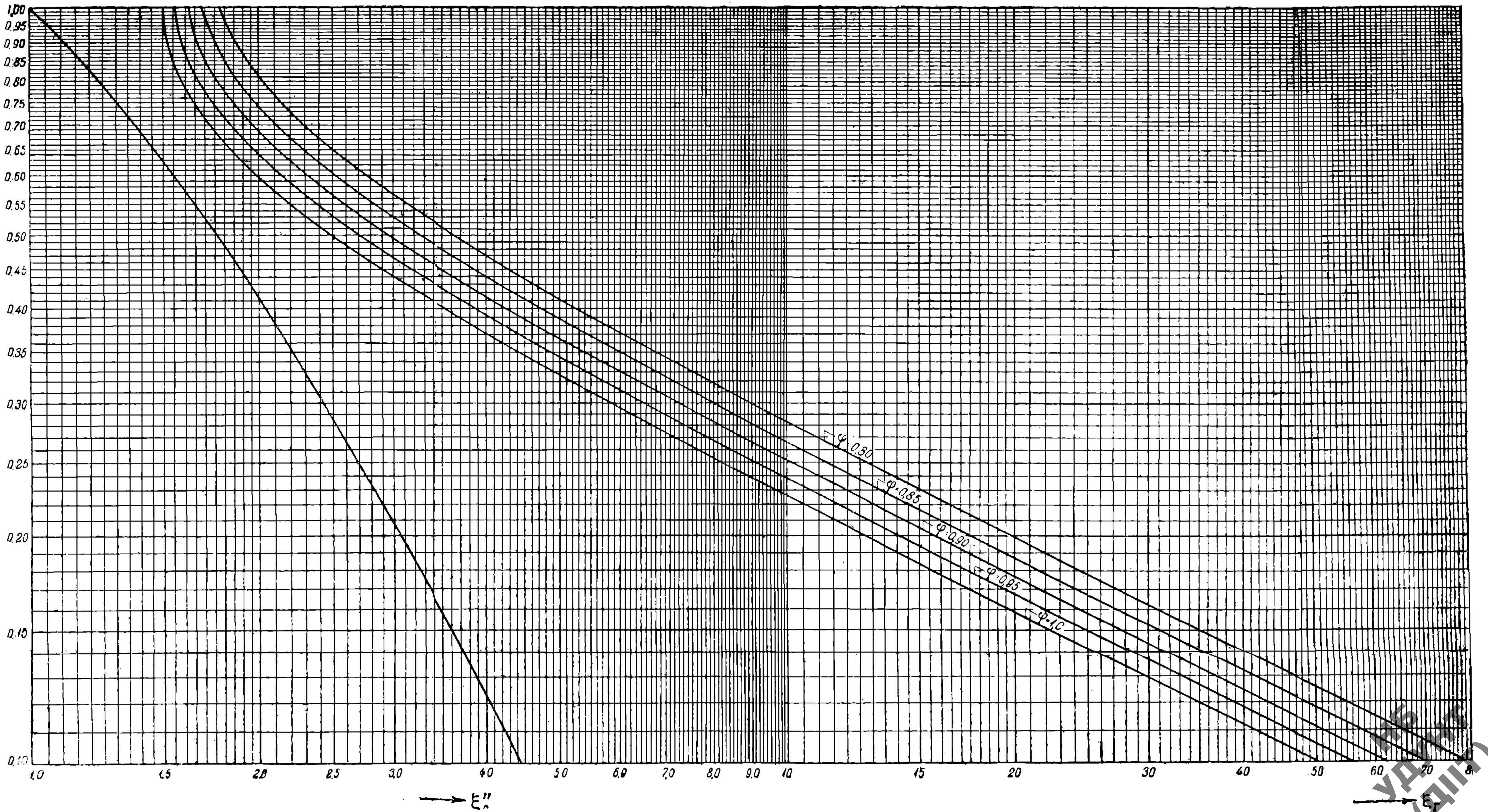


ГРАФИК № 7

для установления формы сопряжения и для определения глубины водобойного колодца в нижнем бьефе сооружений при прямоугольной форме отводящего русла (без учета перепада).

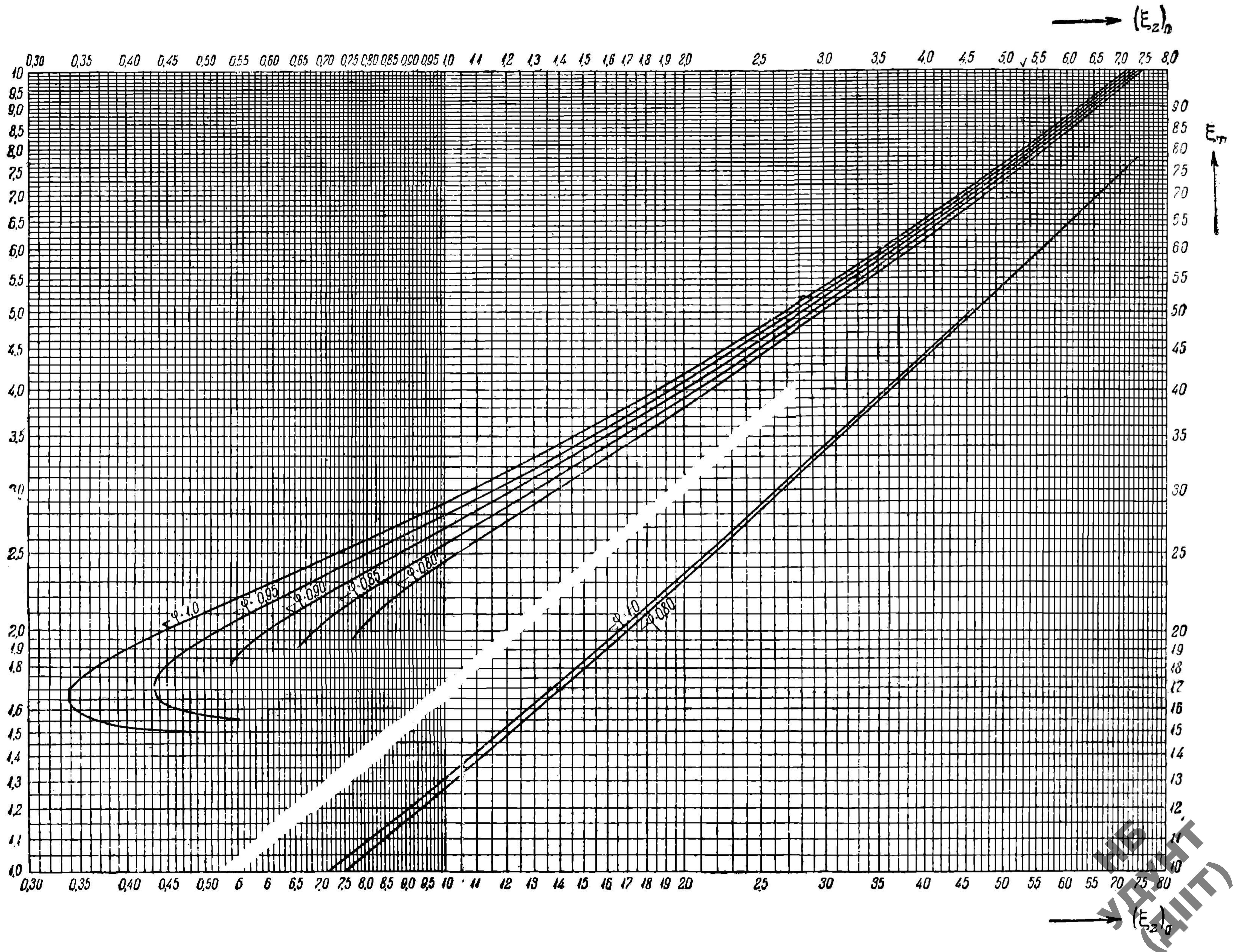
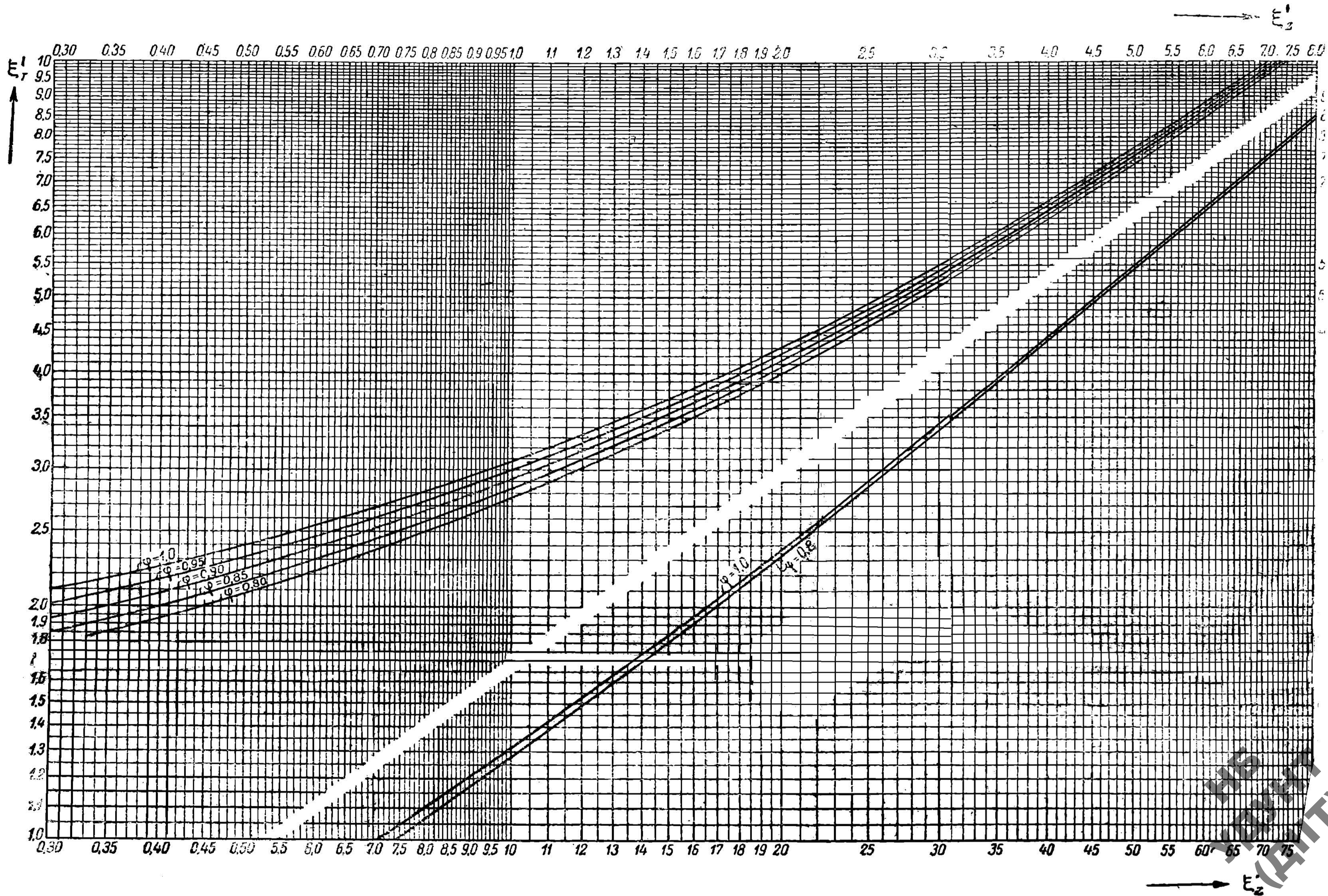


ГРАФИК № 8

для определения глубины водобойного колодца при прямоугольной форме отводящего русла (с учетом перепада)



Сканувала Брюховецька О. О.

**НБ  
УДУНТ  
(ДІІТ)**