

ч. 112.

Ч. 112.

На правах рукопису
[621.1 (021)]

Професор І. ШОВГЕНІВ.

ГІДРОТЕХНИКА.

Ч. I.

(Регуляція бистротоків, закріплення берегів, насипні греблі).

Курс, читаний студентам-гідротехникам Української Господарської Академії.



1926.

Подбради.

Видання Видавничого Товариства при У.Г.А.
Накладом Української Господарської Академії та Українського
Т-ва при УГА в ЧСР.

Ч. 112.

На правах рукопису
[621. 1 (021)]

Професор І. ШОВГЕНІВ.

ГІДРОТЕХНИКА.

Ч. I.

(Регуляція бистротоків, закріплення берегів, насипні греблі).

Курс, читаний студентам-гідротехникам Української Господарської Академії.

1926.

Подєбради.

Видання Видавничого Товариства при У.Г.А.

Накладом Української Господарської Академії та Українського Вид.
Т-ва при УГА. в ЧСР.

U.14562.

23808.

416872

SLOVANSKÁ KNIHOVNA

3186246850



В С Т У П

В Українській Господарській Академії в Ч.С.Р. гидротехника на Інженерному факультеті проходиться по широкому програму. В курс гидротехники входять: закріплення бистротоків, регулювання стоку вод водозбірниками, поліпшення сплавних і судоходних річок ріжними методами: землечерпанням, регуляційними спорудженнями, каналізуванням річок /або шлюзуванням їх/, будування каналів, будування річних і приморських гаванів.

При викладах гидротехники я користався головним чи-
дом підручниками, принятими в чеських високих школах, а
саме: *W. Tolman - Učební příručky*, *F. Štúrovský - Starší
vodních plánování*, *A. Klíč a W. Tolman - Stavitele tohoto vodního věku*,
A. Klíč - Výroba železniční konstrukce v staviteleství vodním,
але додавши до зібраних в цих лекціях матеріалів відо-
мості про ті умови та спорудження, які існують на Укра-
їні і які там і на далі можуть бути.

На українській мові ніякого підручника по гидротех-
нії, крім короткого популярного курса проф. Опокова
"Сільсько-Господарська гидротехника", ще немає; тому дуже
бажано, щоб такий курс, підручник для студентів вищих
шкіл з'явився. Моя ці лекції не претендують на роль та-
кого курса; вони є тільки конспектом невеликої частини
загального програму курса гидротехники і то, головне,
по земляних греблях, які на Україні мають і будуть мати
велике поширення. Для студентів Бісокої Школи мало зна-
ти практичний метод будування того чи іншого спору-
дження, для них необхідно знати і теоретичні підстави
існуючих правил. Через це я вважав корисним дати, хоч в
короткім вигляді, сучасні теоретичні підходи до проек-
тування насипних гребель. Практичні вправи, які переводять
студенти Академії, дають підставу твердити, що проекту-
вання насипних гребель при світлі сучасних, хоч і недо-
сконалих теорій, спонукає проектанта ліпше вдуматися
в обставини будування греблі, чим то може бути при про-
стому наподобленні існуючим зразкам.

При складанні цього конспекту допомогав мені студент
Академії К.І. Сгунів, який по моїх загальних вказівках
обробив §§ 37 - 41, за що я тут і приношу йому свою по-
дяку.

І. Шовгенів.

О Г Л А Б

	Стор.
Вступ	I
§ I. Завдання гидротехники	I
§ 2. Головні будівельні матеріали при гидрохіч- них роботах	2
§ 3. Регуляція ярів	6
§ 4. Зменшення нахилу дна яру	8
§ 5. Закріплення ложа яру	10
§ 6. Колъматаж ярів	10
§ 7. Регуляція бистротоків	II
§ 8. Будівля невисоких перегаток або порогів	14
§ 9. Опреділення розмірів поперечного розсіку кам'яної перегатки	17
§ 10. Перегатки закруглені	26
§ 11. Водобойна підлога	26
§ 12. Закріплення одкосів /укосів/ берега	28
§ 13. Закріплення берегів у підводній і над- водній частях	30
§ 14. Закріплення відкосів залізобетоном	34
§ 15. Надбережжя	36
§ 16. Дерев'яні надбережжя /больверки/	37
§ 17. Пальові надбережжя	38
§ 18. Складні больверки	39
§ 19. Розрахунки больверка	41
§ 20. Зрубові /ряжеві/ надбережжя	44
§ 20. а. Розрахунок зрубового надбережжя	46
§ 21. Кам'яні надбережжя	46
§ 22. Надбережжя залізобетонні	50
§ 23. Водозбирники і греблі для них	52
§ 24. Визначення величини водозбирників	54
§ 25. Досліди для водозбирників	61
§ 26. Водозатримні глухі греблі. Загальні уваги	65
§ 27. Земляні греблі	66
§ 28. Теоретичний поперечний розсік однома- нітної греблі	79
§ 29. Проектування насипних гребель по способу <i>Justin'a</i>	82
§ 30. Наливні /колъматажні, осадочні/ греблі	124
§ 31. Кам'яні накидні греблі	128
§ 32. Закріплення корони і відкосів насипних гребель	132
§ 33. Водопропускні і водопереливні спорудження при земляних греблях	134

	Стор.
§ 34. Находження розмірів частей каскадів /ступнів/	155
35. Находження розмірів водоспусків	159
36. Широкі водоспуски в тілі греблі	167
37. Смоктові водоспуски /сифони/	170
38. Конструкції закриваючих труби механізмів	173
39. Конструкція водопереливів	181
40. Мости на водопереливах	193
41. Конструкція водоспусків	195
42. Приспособлення для закриття водоспусків	201
43. Розрахунок головних частин водоспуску	204
44. Догляд за земляними греблями	207.

-----o-----

§ I. ЗАДАННЯ ГИДРОТЕХНИКИ.

Водний потік лише в виняткових випадках пробігає по річищу, яке залишається весь час стадим і з якого він не виступає ні при яких станах води. Звичайно ж вода робить в своєму річищу постійні, часто дуже великі зміни, а крім того, при високих рівнях води переливається через береги і заливає сусідні землі. Номальний потік на поверхні землі має три зони: перша, сама верхня, зона розмивання; тут нахил поверхні води бував найбільший, а через це і скорість потока і розмивна сила його тут також найбільші. В цій зоні відбувається розмив річища і то головним чином в напрямку поглиблення річища. Друга зона, середня, характеризується тим, що в ній існує рівновага між розмиванням і намиванням, або відкладенням наносів; в цій зоні розмивання річища продовжується, але воно відбувається більш в напрямку ширини, чим глибини, річище тут все більше і більше відходить від простого напрямку, в одних місцях береги тут також підмиваються, а зато в других відкладаються наноси. Третя зона, низова, відріжняється від перших двох тим, що в ній розмив, коли й бував, то він незначний, а деформація річища відбувається в наслідок відкладення наносів, винесених з верхніх зон.

Всі згадані зміни річища рідко коли бувають на користі людям, а частіше усього від них бувають ріжноманітні шкоди: береги розмиваються, і руйнується вся та лідська праця, яка на тих берегах була переведена, раптовими поводями заливаються культурні землі і осади; при дуже великому розмиву річища в глибину, опадактъ ґрутові води поблизу потока і тим пересушується місцевість, великі виноси з верхових частин зупиняються іноді в річищі, перегороджують його, затримують воду і підносять її рівень, через що природні землі можуть бути заболоченими. При правильному будіяному господарстві всі потоки і взагалі всі води країни мусять бути переведені в таїй стан, щоб шкідливі можливості були відсторонені, а всі води були найдоцільніше використані.

Боротьба з руйнуючими силами води і переведення цих потоків в стан, корисний для народного господарства, являється завдан-

н а м г и д р о т е х н и к и .

В залежності від характеру потока, або інакше від тієї зони його, в якій необхідно перевести гидротехнічні роботи, і самий характер робот міняється.

§ 2. ГОЛОВНІ БУДІВЕЛЬНІ МАТЕР'ЯЛИ ПРИ ГИДРОТЕХНИЧНИХ РОБОТАХ.

Раніше, чим перейти до описання ріжного роду гидротехнічних робот, необхідно зупинитися на короткому огляді деяких з будівельних матер'ялів, які особливо часто вживаються при гидротехнічних роботах.

К а м і н ь . Для гидротехнічних робот можна брати каміні всіх гатунків, в залежності від місцевих умов і від тих вимог, які до каменя ставляться: граніт, пісковець, вапняк можна брати для всяких накидних робот; як підводних, так і надводних; не можна лише приймати камінь зі високим гіпсу, бо гіпс у воді росчиняється, і камінь розпадається. Каміні, необхідний для робот, викладається поблизу тих місць, де він буде потрібний, в так званих штабелях. Штабель цей для можливості легкого обміру мусить мати просту чотирехкутникову форму, без ріжких придатків; розмір одного штабеля мусить бути приблизно такий: 5 саж. х 3 сажня х 0,50 саж; при більших розмірах трудніш слідкувати за щільністю викладки, а доставники або викладчики викладають іноді посередині великих штабелів камінь якби в склепіннях, щоб збільшити загальну кубатуру. Крім того, при викладці каменя необхідно слідкувати, щоб висота штабеля була повна, бо рядчики мають завжди наяві надбавити ліпше штабелі на довжині його, але зменшити висоту. При великих роботах, коли каменя необхідно сотні й тисячі кубичних сажнів, необхідно всі штабелі привязати геодезично до будь яких магістральних ліній і нанести їх положення на спеціальний план.

У нашому кліматі льод на річках остільки бував міцний, що він легко відергав би штабеля каменя при зімових роботах; але викладати камінь на льоду можна лише тоді, коли штабеля невеликі і камінь негайно буде взятий з льоду до роботи. В інших випадках робити цього не слід, бо при несподіваному паводку, камінь може бути залитий водою; після спаду води при морозі весь штабель замерзне і тоді його придеться рвати динамітом, все одно, як міцну скелю. Не слід по тій же причині ставити камінь на дуже низьких берегах, які іноді заливаються при зімових підвищеннях поверхні води.

Х в о р о с т а б о х м и з . Для гидротехнічних робот береться хвост ріжного роду в залежності від того, чи цей хвост буде над водою чи під водою. Для надводних робот необхідно брати свіжий хвост з таких пород, які легко проростають. До таких пород у нас відносяться: верба / *salix alba* / міндалелистна лоза / *Salix amygdaloides* /

dalina, кошикарська лоза/*salix viminalis*, жонта лоза/*salix vitellina*, червона лоза/*salix rupicola*. Для підводних а також і надводних робот, де не вимагається проростання, можна брати хвост із вся-кого дрібного лісу, або з галузей дрібного лісу. Березовий і вільховий хвост можна вживати лише для робот підвод-них, бо над водою він скоро трухлявіс. Довжина хвосту буває пересічно до 9 футів, але де які Гатунки хвосту, як наприклад, ліщина може мати довжину й до 14 футів; тов-щина хвосту в комлі мусить бути не менше 1 дюйма в діаметрі і не товще 1 вершка.

У нас для гидротехнических робот часто потрібуються ще так звані віци для зв'язування машин/за кордоном замість віц беруть дріт/. Для віц рубається молодий хвост, не старше 2-х років. Довжина таких віц більше 2-х арш.

Для прийомки віц/або дубця/матер, яли ці також викла-дається в штабеля, які можуть мати довжину довільну, а ви-соту в 0,50 саж. При прийомці необхідно слідкувати, щоб укладка хвосту була щільна. Коли віци, або дубець доста-вляється до робот великою партією, в судні, тоді треба ще переконатися, що цей дубець не запарився під час доставки, не перегорів, бо такий дубець для праці не годиться. Добрий дубець при накручуванні його на руку не тріскає-ться, а запарений буде тріскатись і ломатись. При вирахун-ку кубатури необхідно не забувати про довжину хвосту або дубця. Коли хвост довший від 9 футів, тоді кубатуру необхідно збільшити відповідно довжині хвосту.

Д е р е в о. Дерево, що вживается при гидротехнических роботах мусить задоволювати всім тим вимогам, які ставля-ться до нього, як по будівельного матер, ялу і про які вка-зано в курсі будівельних матер, ялів. Необхідно лише від-мітити, що особливо міцні породи дерева мусить бути виб-рані для таких частин гидротехнических споруджень, які по-перемінно бувають то під водою, то над нею, бо в цій зо-ні дерево знаходитьться в особливо несприятливих умовах і скоріше всього загниває. З другого боку до таких частин споруджень, що завжди будуть під водою, можна брати такі Гатунки дерева, як наприклад, ялина, які на поверхні були б недовговічними.

З е м л і й п і с о к. Для ріжного роду засипок і завантажень дуже широко вживается при гидротехнических роботах ріжні землі й пісок; тому що ці матер яли мусить давати опір розмиванню від води й просочування її, вима-гається, щоб землі й пісок не були занадто тонкого скла-ду, при якому окремі хрібкі зерна легко б вимивались. В тих випадках, коли пісок береться лише як вага, що прити-скує легші матер'яли, як наприклад, хвост, тоді він може бути зовсім чистий, навіть без примішання глини; тоді, коли пісок являється матер'ялом, що мусить не пропускати воду, тоді в ньому мусить бути примішка глини.

Д е р е н . Дерен для гидротехнических работ береться з пішаних або черноземних лук. Присутність на дерні моху служить ознакою негарної його властивості. Дерен мусить мати товщину: з пішаних лук - 3 цяля, а з черноземних - 4 ц. дернина мусить мати косі стінки, бо при таких стінках притискання дернини одна до другої буде ліпшим. Довжина

дернини береться біля $1\frac{1}{2}$ фута, а ширина біля 1 фута. Для збереження дернин вони складаються в штабелі рядами, травою до трави час від часу поливається водою. За кордоном, а іноді і у нас, дерен знімається з лук довгою сіндою, яка згортається в роль і так перевозиться, але це можна робити лише при дуже добрих властивостях дерну.

Рис. 1.



Ф а ш и н и однокомельні /одногузирні/. При гидротехнических работах велике застосування мають похідні матер'яли, які виробляються з хвосту. До таких матер'ялів належать ріжного роду фашини, потім хвостяні линви, хвостяні мережі, або сітки і хвостяні матраци /хмизники/. Фашиною однокомельною називається жмут хвостин довжиною біля 9 футів, а товщиною в комлі біля 1 фута, які перевязано линвою, дротом, або дубцем в двох місцях. щоб фашини виходили міцними, їх вяжуть на станку; один або двое робітників стискають хвост при допомозі линви з патиками на кінцях, які утворюють рід підйими, а один робітник перевязує в той час жмут дубцем, линвою чи дротом.

Фашиною двохкомельною називається жмут з фашин з комлями з обох боків. Довжина такої фашини береться біля 2 сажнів, товщина 1 фут, а перевязки роблять через $3\frac{1}{2}$ фута, а їх густіші, в залежності від мети, для якої фашина призначається. Двохкомельна фашина вяжеться також на станку, але хвост тут укладається вершечками не в один бік, а поперемінно, в ріжні. Бажкі фашини уявляють з себе

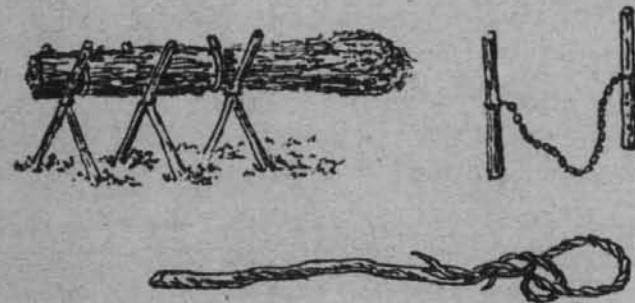
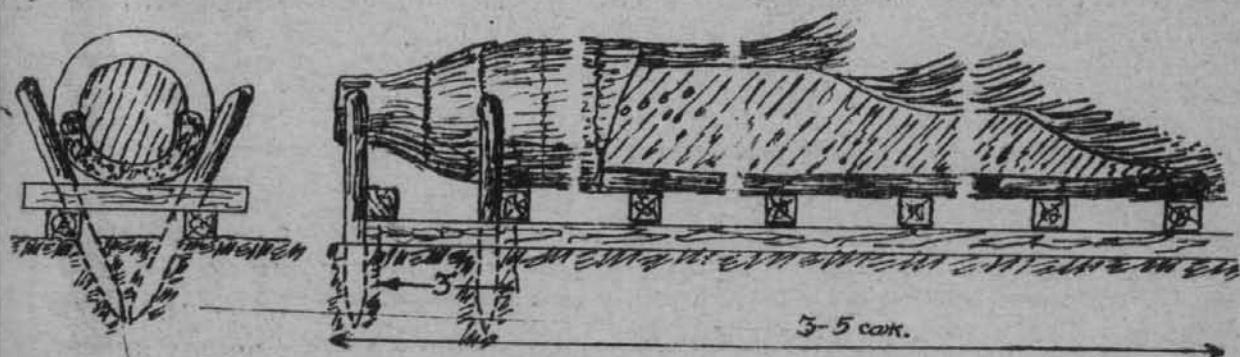


Рис. 2

валыці з поперечником - 3 фута, довжиною до 3-5 сажнів; вони мають зовнішню покрову з гнучких хвостин, а внутрішню начинку з каміння або жорстви. Ці фашини виготовляються на березі або на плотах біля того місця, де їх треба затопити. Бажкі фашини вяжуть також на станку; ста-

нок цей складається з двох лежнів, на яких у віддаленні біля 3 футів покладені поперечини. Віля кожної поперечини в землю забивається з нахилом два кілка /рис.3./



Р и с . 3

В утвореній таким чином формі розстилається хворост, в середину насипається важкий матер'ял, і закривається зверху знову хворостом; після цього фашини перев'язується так, як і звичайна фашини: через кожні 2-3 фута звичайною лінвою $\frac{1}{4}$ ц. в окружності, або телеграфним протом. Кінці важкої фашини затикаються хворостом, або обрубком дерева.

Х в о р о с т я н і л и н в и . Хвостяні линви в'яжуться також, як і звичайні легкі фашини. Ріжнича полягає лише в тому, що линви ці мають довжину до 25 сажнів, а при потребі й більшу, а товщину 4 - 5 цалів; перев'язка робиться через кожні 8 цалів. Для перев'язки цих линв у нас вживається частіш усього дубець. Коли роботи переводяться зімою, тоді дубець необхідно брати невеликими жмутками і роспарковати його бережно над сгницею, що розводиться біля місця в'язки линв. Роспарений дубець загортается в шматок грубого сукна, щоби нешилко охолоджувався.

Х м и з о в і м а т р а ц и . Хмизові матраци утворюються так: спочатку на плоту, або на люду кладеться перший ряд фашинних линв на віддаленні 3 фута одна від однієї; на цей ряд линв накладається другий з такими ж відступами одна від однієї; в місця перехрещення линв звязуються просмоленою звичайною лінвою товщиною в окружності $\frac{1}{4}$ цалля. Узул перехрещення забивається рогульчастий на верхнім кінці кілок такої лисоти, щоб він виходив на верхнім шаром хворосту, який буде накладений на сітку. Линва, які звязано перехрещення сітки, мають кінці такої довжини, щоб вони вийшли з тіла матраца; ці кінці зав'язуються на рогульках кілків. Після цього на сітку накладається хворост нараами: один шар іде вершинками в один бік, а слідучий вершинками в другий бік. Товщина матраца буває ріжна в залежності від потреб, а саме від $\frac{1}{2}$ до $3\frac{1}{2}$ футів. Поверх ретельно розіставленого хворосту накладається друга бітка так, щоб

вузли верхньої й нижньої сітки прийшлися один проти другого: після цього лома кілками притискується хворост поблизу перехресть сітки, а кінцями линв вузол сітки перев'язується.

Еластивости інших будівельних матер'ялів, як цемент, залив, цегла і т. ін. мусить задоволіти загальним вимогам, які до них при будівництві ставляться.

§ 3. РЕГУЛЯЦІЯ ЯРІВ.

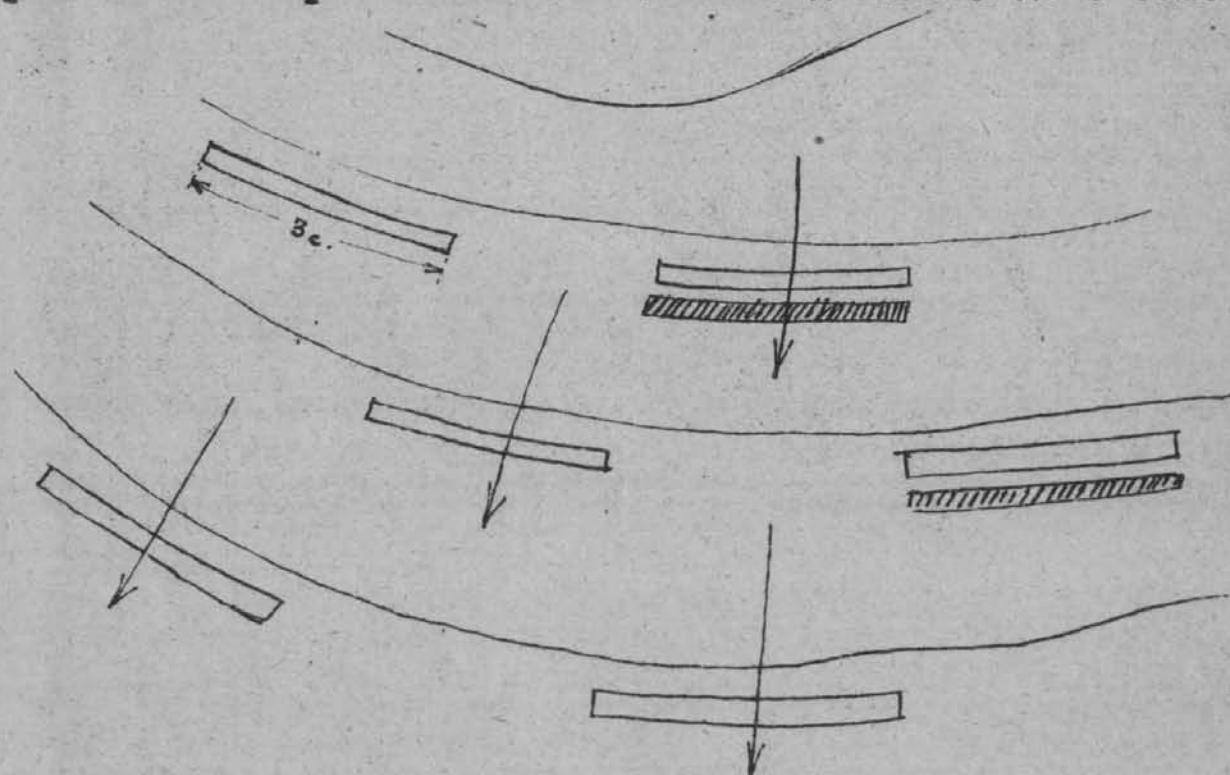
Розглянемо тепер ті методи, які застосовуються для поліпшення самих верхових частин потоків, починаючи від ярів, які часто густо являються початком потоків, через що ми тут і торкаємося питання про закріплення їх. Наші яри на Україні являються таким злом, з яким боротьба обов'язково необхідна /див. Гидрологія §23, стор. 50/, бо ці яри у більшості живі і що року розрастаються все далі і далі, погіршуячи умови природного стану сусідніх земель. Головною силою, що викликає зрост ярів, являється швидко текуча в великий масі по слабому ґрунту вода, а тому й гидротехнічні засоби необхідно направити на зміну умов стоку води і на закріплення самого ґрунта. Для того, щоб досягнути такої зміни, вживаються такі методи:

- I. Затримка води по водозбору на шляху її до яру,
- II. Зменшення нахилу збігакої води при допомозі ряду перегаток на дні яра,
- III. Безпосереднє змінення дна і боків яра там, де вони розмиваються.

I. Дрібні водорийни, борозни й межі, що йдуть по напрямку найбільшого схилу і направляються до яру, збирають воду і особливо швидко підводять її до яру; тому першою мірою являється заборона поперечної роспашки землі перед яром, а далі закріплення колодобин чи водоріїн. Ці колодобини можна закріпити невеликими тинами з хворосту або соломи, поставленими поперек току води. На дно колодобини, в місцях, які потрібно закріпити, накладається хворост /або солома/ вершинами проти течії, через цю настилку забивається один, два або й більше рядів кілків товщиною біля 1/2 вершка, які і переплітаються хворостом, при чому хворост обсажується міцно дерев'яною кувалдою для того, щоб покладений на дні матер'ял був ліпше стиснутий, а сам тин був також щільнішим. За цей тин корисно покласти солому і присипати її землею. Верх тину робиться на висоті берегів колодобини. Хворостяні загородки ставляться на всій довжині колодобини на такому віддаленні одна від другої, яке рівняється довжині самої загородки. Для затримки води на рівних поверхнях схилів будується ріжного роду водозатримуючі спорудження, які прово-

дяться по верстівницях /горизонталях/ місцевости.

1/. П е р е р и в ч а с т і к а н а в к и . Ці канавки риється по верстівницях місцевости довжиною до 3 саж.



Р и с . 4

1 приближено в такому ж віддаленнік одна від другої розміщати їх в шахматному порядку. Розміри їх бувають від величини звичайної борозни, проведеної плугом, до 2 футів глибиною в залежності від кількості збігаючої води і властивості ґрунту. Земля , що викопана з канавки, складається валиком з низового боку канавки.

2/ П е р е р и в ч а с т і з а г а т к и . Ці загатки робляться довжиною до 5 сажнів, висотою до 0,30 сажня і розміщаються також, як і канавки. На рис. 5 показано три типи таких загаток: а/ з хворосту, в/ з фашин і с/ з каміння. Кілки необхідно брати живі з проростаючих пород дерева і аабивати їх в дірки, які вже заготовлені ломом, щоб не обідрати кори з дерева. З нагорного боку загатки засипаються землею.

3/ З е м л я н і в а л и к и проводяться теж по верстівницях місцевости, але їх роблять тяглими на значній довжині. Крім валіків по верстівницях необхідно ще насипати поперечні до них валики, які розбивають всю місцевість на дільниці /лимани/ ; в цих дільницях вода стоять спокійно; крім того, дільниці в разі пошкодження будь якої частини валу обмежують цю шкоду одним одсіком. Утворення лиманів корисно для рослинності.

4/ Нагірні канави мають свою меток перехоплювати воду, що направляється по схилу до яру і відводити її на бік, або до другого нерозмиваемого місця яру. На рис. 5 є в пляні нагорна канава, яка перехоплює води, що направляються до яру. Канава підведена в точці Б до схилу яра, більш стиснуто, чим жива вершина А, і крім того, закріплена тинами. Земля, яка викопана з канави, складається з нижнього боку канави. Розмір поперечного розсіку канави в тих випадках, коли води підходить мало, робиться без особливого розрахунку; ширина по дну біля 0,20

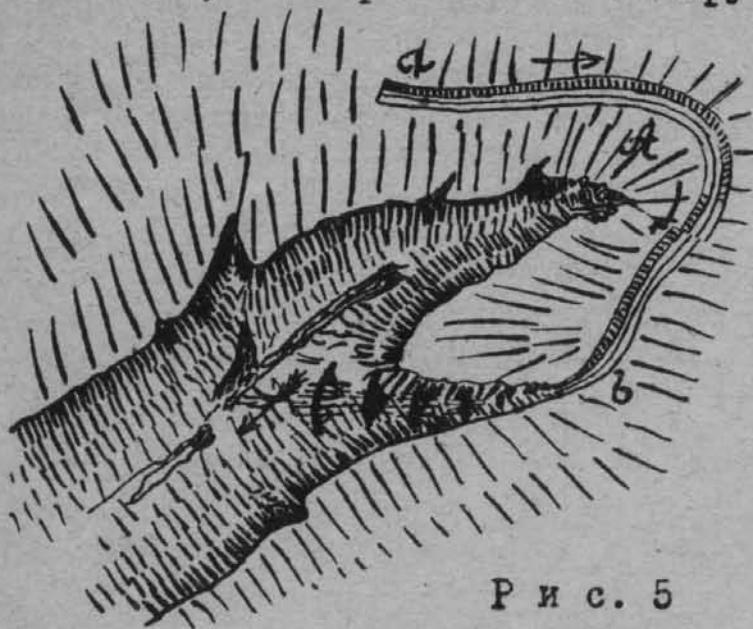


Рис. 5

саж., з откосами одинарними, або полуторними і з нахилом $C = 0,00003 - 0,00001$. Коли нагорна канава мусить перехоплювати і відводити в секунду значний відток води, про що можна судити по величині водозбора і по кількості опадів, тоді потрібно вже розміри каналу вирахувати по правилах гіdraulики. Коли частина берегів яра сильно терпить від збігаючої води, цю частину можна також захистити нагорною канавою; при цьому нахил дна канави напирає проти нахилу яра і виводять в тає місце, де розмиву не буде. Коли поблизу західного місця є водозбірник, тоді не трудно вивести устя канави в цей водозбірник.

§4. ЗМЕНШЕННЯ НАХИЛУ ДНА ЯРА.

Перегратки на дні яра. Коли на дні яра поставити в різних місцях перегратки, то наслідком цього буде: а/ зменшення скорості течії, а тим самим зменшення розмивної сили води, в/ відкладення між перегратками наносів, підняття дна яра і закріплення його. Перегратки можуть бути збудованими з різних матеріалів: хворосту, фашин, дерев, каміння.

Хворостяна перегратка будується в слідуєчий спосіб: обрив яра зрізається в подовжньому напрямку двоїним чи іншим відповідним одкосом, а вище нього піднімуть площу. На цю підготовлену поверхню накладають, починаючи від низу, комлями вниз хворост; поверх комлів нижньої частини накладаються дрічки, які пришиваніся до землі кіл-

ками з криком. На межі переходу одкоса в рівну площу забивається ряд кілків на 0,20 саж. один від другого і з нахилом проти течії і заплітається тин висотою до 0,5 с. Цей тин утворює гребінь загати. Перед цим тином при початку рівної площинки заплітається ще один тин.

Фашинні перегатки будується з двохкомельних фашин із живого хворосту; нутро фашинн виповнюється жорсткою з піском, що дєє ґрунт для ліпшого проростання живого хворосту. Фашинні кладуться на хворостяну підстилку в один, два і більше рядів одна на другу /рис. 5/ і кожний ряд прибивається через 0,20 саж. живими кілками. Фашинні опіраються на ряд паль або товстих кілків, забитих поперек яра. щоб вода не проривалася між перегаткою і серегами яра, в останніх робляться виїмки, в які запускається кінці фашинн перегатми; крім того закладається в береги довжні фашинн.

Черевляні перегатки будується так: поперек яру забивається ряд паль з 3-4 верхкового лісу на віддаленію 0,50 саж. від осі; за ці пали закладається з натискного боку деревинни теж товшінок біля 3-4-х вершків, при чому кінці деревинн запускається в береги яру; до утвореної стінки насипається з верхового боку камін або хрящ; нижче стінки робиться одмостка /брюкування/ дна і стінок камнем; це брюкування дна упірається знову в невисоку деревлянну стінку, яка не підноситься над бруком.

/ рис. 6 /

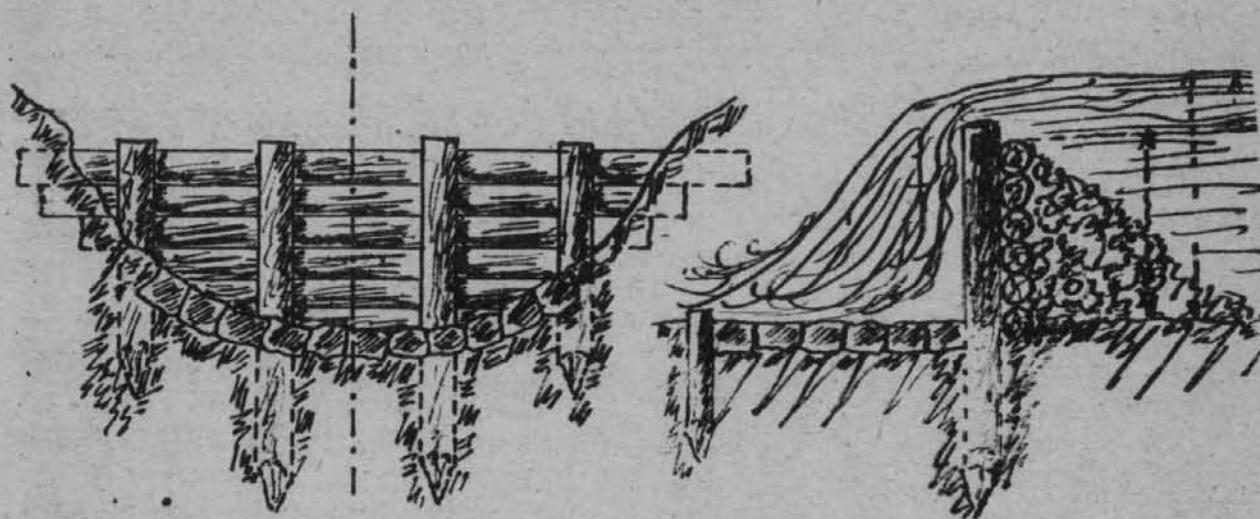


Рис.6

Довжина замощення мусить бути для невисоких перепалів
 $= l = h + 1$ метр./в метрах/, де h є повна
висота поверхні води, що переливається над водобойкою ча-

стиною. Коли ґрунт такий міцний, що забивка паль трудна або й неможлива, тоді замісць стінки з паль будується стінка з ряжів. В тому разі, коли потріоується особливо міцна перегатка, або коли найдешевшим матер'ялом являється камінь, тоді будується перегатка з каміння.

§5. ЗАКРІЛЕННЯ ЛОЖА ЯРА.

Закрілення ложа яра в тих місцях де воно розмивається, може бути переведено також хворостом або камнем. Хворост простилається шаром до 0,40 саж. товщини, починаючи від верхів'я яра комлями вниз, при чому кожний нижній ряд мусить метлами прикривати комлі верхнього. По розіставленому хворосту приблизно сажень кладуться поперечні лежні, які пришиваються до землі кілками з гачком, або парою кілків, забитих нахрест; замісць лежнів можна поставити невисокі тини. Потоки води, фільтруючись через хворост, залишають в ньому землю, пісок, мул; таким чином, весь шар хворосту потроху заноситься намулом.

БРУКУВАННЯ ЛОЖА ЯРА переводиться після планіровки цього ложа і надання йому правилів профілів. Иноді брукування робиться або між клітками, що утворені невисокими тинами, або між паліями, так званими палісадами. Палі забиваються частіше усього в шахматному порядку на віддаленні вісь од осі до 0,5 саж. і так, що кінці їх виступають над дном на висоту до 0,2 саж.. Між цими вершинками паль і забруковують дно камнем.

У ОІЧЧА ЯРА закріпляються дернуванням, вистилкою хвороста, брукуванням простим, брукуванням у клітку між тинами, між палісадами. Крім цього иноді застосовують ще поперечні полуґратки. Поперечні полуґратки користні тоді, коли вода підмибає убічча яра знизу. Полуґратки ці робляться з тинів, які направляються від берега до середини яра, зменшуючись по висоті.. Тини ідуть не простопадно до лінії берега, а з нахилом, при чому нахил роблять одні гидротехники по напрямку течії, а другі проти неї. При нахилу до течії вода ліпше направляється до середини яра, але за то, перелившись через тин, натискує на берег і підмибає його; при другому напрямку вода, перелившись через верх загатки, направляється не на берег, а до середини яра. Тини становлять на віддаленню 5-15 сажнів, в залежності від довжини самих тинів: чим довші тини, тим і віддалення між ними може бути більшим.

§6. КОЛІМАТАЖ ЯРІВ.

Всі поперечні загатки сприяють підвищенню дна яра. За їми загатками відкладаються наноси аж до самого верху

їх. Коли після цього загатки наростили, то відкладення наносів буде продовжуватись і ложе яра підніметься ще вище. Щиклочно для колъматажу вигідні тини, поставлені в ложі яра по засобу *Jenny* /рис 7/.

Jenny пропонував ставити тини на дні яра під кутом 45° до осі і 90° один до другого, при чому ці тини по-

винні мати висоту неоднакову, а більшу трохи до країв а і с і меншу до середини їх. Помірі занесення цих тинів наносами вони нарощуються, аж

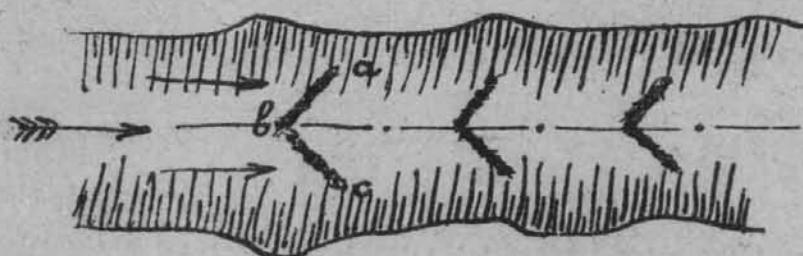


Рис. 7

поки яр не буде заколъматований до потрібної висоти.

§7. РЕГУЛІЦІЯ БИСТРОТОКІВ.

В першій, верховій зоні річного потока, коли місцевість має характер гірний, пагорбчастий, утворюється часто так звані бистротоки, які завжди вимагають упорядкування при допомозі гидротехнических, а почасти й лісних робот.

Бистротоками, в ширшому розумінні цього слова, називається водотечі, які протікають річищами з неправильними, крутими схилами і відзначаються значними й раптовими коливаннями станів води, від повної безводності до наглих великих паводків. З гидротехничної точки погляду бистротоками називаються водотечі, які, крім вище згаданих властивостей, відзначаються ще значним розмиванням свого ложа, інтензивним перенесенням та шкідливим відкладенням грубих гірнищих матер'ялів.

Упорядкування бистротоків має своєю метою відсторонити причини утворення наносів, причини раптового проходження вод і привести річище бистротоків в такий стан, щоб воно давало необхідний опір розмивуючій силі води.

Шкідливість та небезпека бистротоків полягає не лише в розмиву земель, але також і в наслідках, які довстахтъ від перенесення та відкладення гірнищих матер'ялів. Від занесення наносами, себ то піском, жорстков, валунами, камінням терплять часто врожайні місцевості, доходність яких зменшується; водні потоки, до яких бистротоки впадають, засипаючи їх наносами, робляться більш мілкими.

проточність їх зменшується, а через це можуть повстать підтоплення і затоплення земель і перешкоди судноплав-

ству. Нерідко великі виноси з бистротоків відхиляють навіть потоки від їх попереднього напрямку. Багато школи можуть принести виноси з бистротоків і водозбірникам, зменшуючи поволі а то й раптово об'єм їх, а тим самим зменшуячи їх користь, для якої водозбірник збудовано.

Походження рухомих гірнинних матеріалів. Прямими причинами шкідливої діяльності бистротоків являється з одного боку паводі, а з другого вивітрювання/трухлявіння/ гірнин і розмивання їх, або зсувування. Ці явища залежать в значній мірі від рельєфа місцевості, її геологичного характера і рослинної покрови. Сгіршення цієї останньої може часом перетворити горні звичайні потоки в небезпечні бистротоки.

Водяний стан бистротоків. Наглі паводі в бистротоках викликані великими опадами, що бувають в гірних місцевостях, а потім крутими схилами як водозбору, так і боків і dna бистротоків; по крутих схилах вода швидко піджходить до бистротоків навіть за час тривання дощу в водозборі. Від значного спада dna бистротоків залежить і швидкий спад вод. Кількість води, що може підійти до бистротоку з його водозбору, находитися по емпіричних взорах: при великих водозборах $> 100 \text{ км}^2$ в рівнинах і 300 км^2 в горах — можна користуватися взорами Ішковського/Гидрологія проф. Шевченка стор. 50/, а при менших, як то частіше усього буває, взором Lauterburg'a для найбільшого секундного відтoku

$$Q_{\max} = Q_m + \alpha \beta \cdot H \cdot f$$

де Q_m — секундний відток води перед повідкою.

f — поле водозбору в кв. метрах.

H — висоти найбільшого ливневого дощу в метрах.

β — сочинник, який залежить від розлегlosti водозбору і вираховується по взору:

$$\beta = \frac{32}{31 + f'},$$

де f' — поле водозбору, в квадратових кілометрах.

α — сочинник, залежний від характеру водозбору, сеbто, від його спаду, геологичного складу місцевості, рослинної покрови і т.и.

Для гірних країн сочинник α має такі значення:

1/ для оброблених ґрунтів та лісів = 0,45 до 0,70

2/ для пасовиськ..... = 0,55 до 0,85

3/ для голих скелі..... = 0,80 до 0,90

Висота спадів H находитися для кожної країни з повголітніх метеорологічних спостережені. Для Чехії береться = 0,00002 метр./ сек. На Україні бували зливи такі, що на протязі 15 хв. випадало то 45 мм. дощу, /Ріврія р. 1882/ на протязі 30 хв. 98,6 мм. /Персонська губ.р. 1896/, сеbто випадало біля 0,003 метра за хвилину

або 0,00005 м.за секунду./Гидрологія проф.Шовгенова стор.ІІ/. Тому для України норма 0,00002 не буде також за велика.

Скорість течії в бистротоках тяжко вирахувати теоретичними рівняннями, але за відсутності інших засобів, беруть для цієї мети взори *Darcy*, *Vazin'a*, або *Ganguillet - Kutter'a*, а сочинники для категорії корита з валунами, камінням.

При великій скорості течії, яка залежить від дуже крутых спадів, бистротоки мають велику розмивну і переносну силу, завдяки чому йде енергійний розмив гірників, поглибління корита, пілмив берегів, зсування усічча, перенесення не лише дрібних наносів, але навіть великих валунів. Для зменшення всіх них небажаних явищ застосовуються слідуючі міри:

- 1/ Зменшення скорости підхода вод до бистротока,
- 2/ Зменшення скорости проходження вод по бистротоку,
- 3/ Штучне недопущення до бистротока переносних матер'ялів,

4/ Сакріплення дна і усічча бистротока,

5/ Урегулювання стоку вод при допомозі водозбирників.

I. Для зменшення скорости підходу вод до бистротока можна в деякій мірі пристосовувати ті ж засоби, які були згадані раніше у відділі регуляції ярів, себто: канавки і валики по верстівницях місцевости, але такі засоби дають певний наслідок лише при малих водозборах та відповідних ґрунтах і рельєфах. При більших водозборах зменшення скорости збігу вод можна досягти лише лісокультурними роботами .

§ 8. Для зменшення скорости пропливання вод уже по самому кориту бистротока застосовується також по ідеї засоби, як і при регуляції ярів, але з огляду на більш постійну роботу води, на кількість і якість твердих великих наносів, спорудження на бистротоках мусить бути більш міцними.

Коли спад треба зменшити на малій довжині, тоді буває досить однієї по перечної перегородки, однієї загатки; коли ж регуляція спада води і дна треба перевести на значному протягу, тоді треба збудувати цілий ряд перегаток.

Ці перегатки в залежності від завдання і характера ґрунта річища бувають або підняті над дном річки, або поставлені в рівень з дном./рис.8 і 8²/

Завдяки терасуванню дна перегатками дно бистротока підвищується/при надzemних гатках/, ширина по дну збільшується, глибина води t над дном зменшується, зменшується

також нахил γ , а тому їй зменшується і волокуча сила, яка пропорційна добутку з $t\gamma$, або залежить від при-
денної скорості/див. Гидрологія проф. Шовгенова стор. /
Коли будеться ціла система гаток то, як правило, спочат-
ку загачуються верхні частини бистротоку, але в кожній ча-
сті перша перегатка буде утворювати низова, а потім уже поступ-
нево верхні, при чому необхідно першу перегатку почати,
оскілько це можливо, від кріпкого ґрунта. Звичайно робота
починається на де кількох дільницях від разу, але в кож-
ній дільниці з низової частини ІІ.

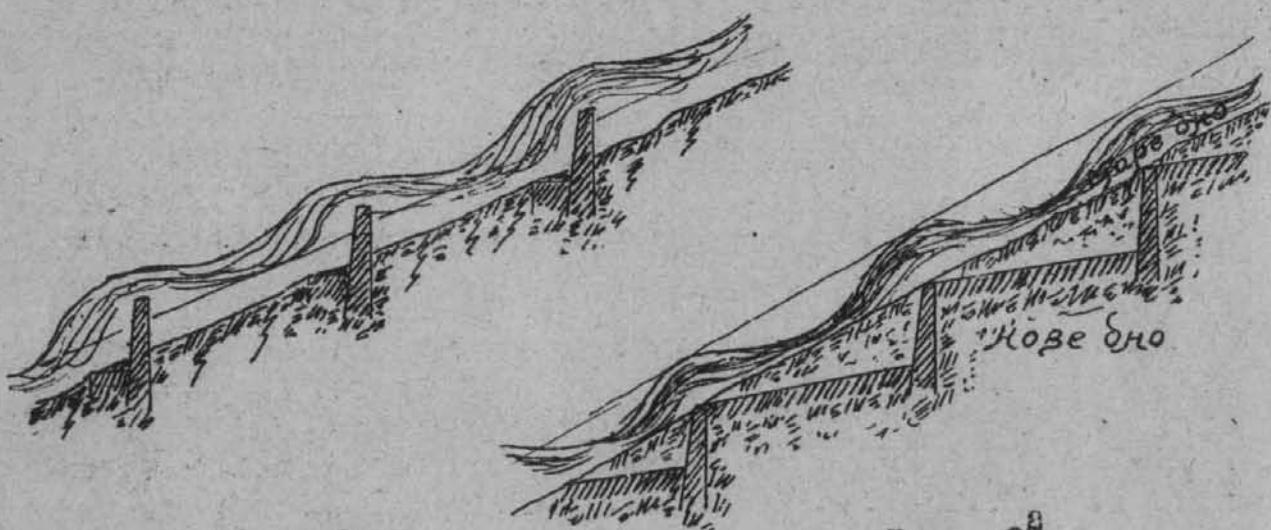


Рис. 8

Рис. 8^a

Будівля невисоких перегаток або порогів. Перегатки на бистротоках будуть з ріжних матер'ялів, але головним чином з дерева і каміння. Дерев'яні перегатки вживануться там, де вони мають характер тимчасовий, де передбачається, що вони будуть за-
сипані наносами, нарешті в тих випадках, коли каміні обходяться дуже дорого. добре побудовані дерев'яні перегатки можуть служити від 20 до 50 років.

Дерев'яні перегородки бувають таких родів:

А/ Пороги -- висотою до 0, 50 саж.

і Е/ Перегатки від 0, 50 саж. і вище.

А/ П о р о г и . Пороги бувають :хворостяні, пальтові, зрубові і камяні.



Рис. 9

Б/ Перегатки сувать:
І/ Прості одностінні / Рис 10 /

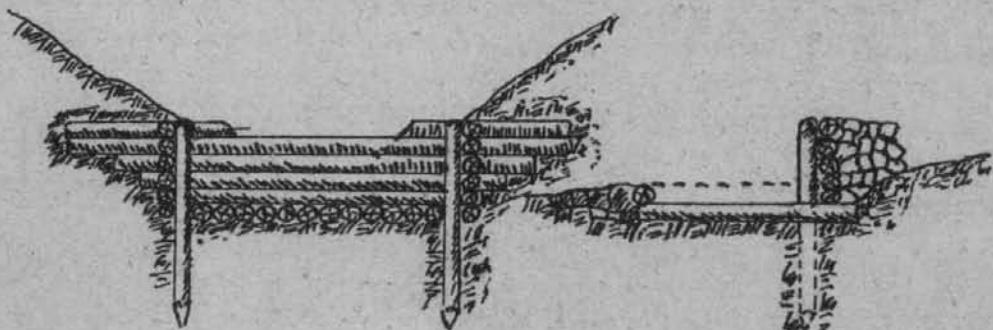


Рис. 10
2/ Зрубові одностінні з заповненням камнем./рис. 10^a/

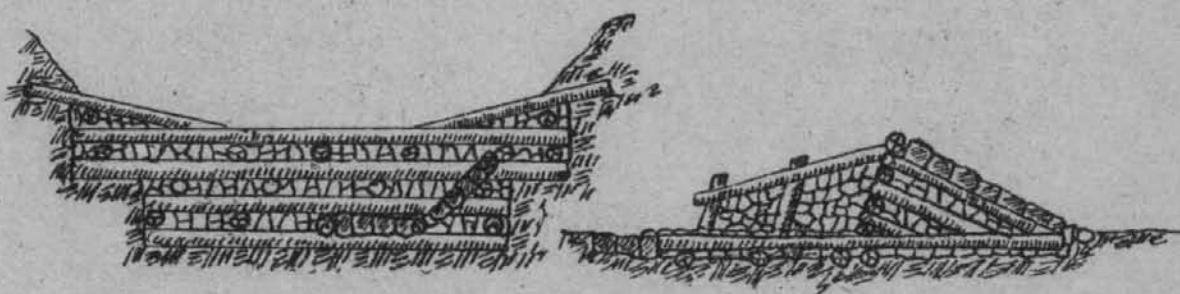


Рис. 10^a
3/ Зрубові двохстінні / рис. 10^b/

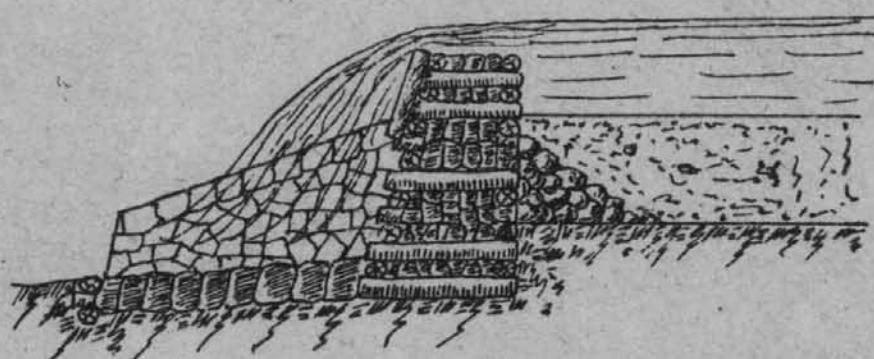


Рис. 10^b

4/ Перегатки зі виключенням цілих деревин з вітками.
Ці дерева вставляються в стінку так, щоб вони були на-
правлені, вітками проти течії.

5/ Камяні перегатки.

К о р о н а дерев'яних перегаток мусить бути міцною,
щоб противитися ударам каміння; для цього вона покрива-
ється або дошками, або брусками, або залізними полосами.

Іноді вся корона робиться з каміння.

Перегатки камяні бувають в плані простими і дуговими. Прості перегатки бувають тоді, коли перегатка довга, на боках бистротока не має міцних пор, в які вигідно було б уперти кінці перегатки, можливі зсуви ґрунту з узбіч бистротоку.

Дугові перегатки вирисовують або цілком по дузі кола, або так, що середня частина є дугою кола, а кінцеві являються дотичними до середньої дуги. Стрілка дуги береться біля $I/10$ просвіту/проліту/.

Корона перегатки робиться або зовсім поземною, або частіше з припіднятими краями; іноді вона має вигляд дуги, угнутої до середини, або трапезу, як це показано на рисунках II — II^c.

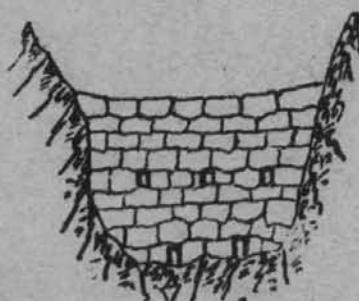


Рис. II

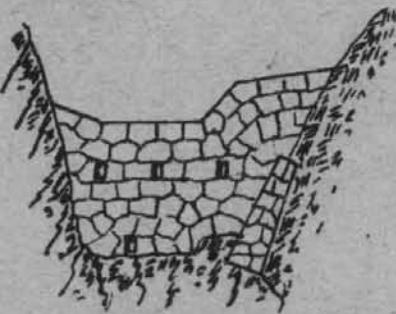


Рис. II^a

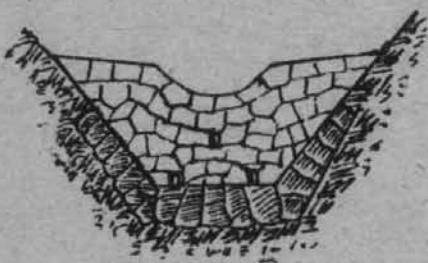


Рис. II^b

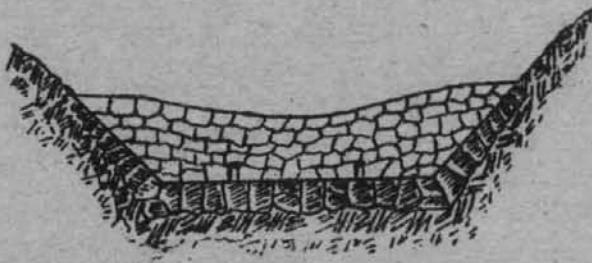


Рис. II^c

В нижній частині перегатки робляться такої величини отвори, щоб всі пропускали звичайну воду без підпору. Поперечний профіль камяної перегатки буває ріжноманітний. Перегатки в бистротоках не несуть завжди повний натиск води, але за те в час паводі через них летить не лише вода, а й тверді матер'яли; ця обставина вимагає міцної корони і досить крутого нахилу стінки з перепадного боку, щоб по ньому каміння не терлося.

Поперечний розсік перегатки має частіше усюого взір трапезу, у якого верхова стінка є позема або ледве нахиlena, а низова має нахил $n = I:5$ або $I:4$. /рис. II/

Для того, щоб по стінці АБ каміння не терлося, необхідно, щоб була виконана така вимога:

$$X \leq V_k \sqrt{\frac{2h}{g}},$$

де U_k - означає таку скорість течії, при якій каміння згричайних для нашого потоку розмірів ледве починає зворушуватися з місця. Ця скорість течії носить наяву: "крайня скорість". Із цілого ряду даних про крайню скорість, взятих зі спостережень на ріжких потоках, приводимо нижче наступні:

по *Du Biat*,

граястий камінь завбільшки з куряче яйце ще не рухається при скорості потоку

$$U_k = 97,5 \text{ см./сек.}$$

закруглена галька з поперечником в 2,7 см.

$$U_k = 65 \text{ см./сек.}$$

по *Telford's y*,

валуни з поперечником 2,6 см. починають рухатися при скорості $U_k = 61 \text{ см./сек.}$

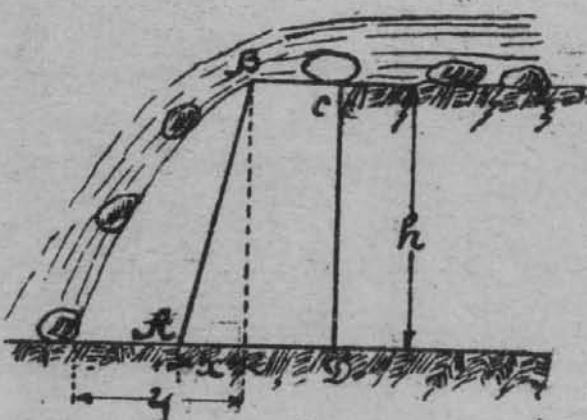


Рис. 12

по *Sieden'y*

валуни завбільшки з куряче яйце перестають рухатися при скорості $U_k = 100 \text{ см./сек.}$
валуни завбільшки з кулак $U_k = 140 \text{ см./сек.}$

по *Sachier'y*

валуни, що мали вагу 250 грамів, починали рухатися при $U_k = 148 \text{ см./сек.}$
що мали вагу 1000 грамів $U_k = 159 \text{ см./сек.}$
" " 1500 " $U_k = 172 \text{ см./сек.}$
" " 2500 " $U_k = 180 \text{ см./сек.}$

по *Sainjon'y*

валуни з поперечником 10 см. починають рухатися при пересічній скорості $U_k = 214 \text{ см./сек.}$
з поперечником в 18 см $U_k = 419 \text{ см./сек.}$
" " " 67 см $U_k = 521 \text{ см./сек.}$

Перепадний бік стінки роблять іноді ступеніками і то для того, щоб зменшити силу удара на низову підлогу, але таку конструкцію не можна вважати раціональною, бо при цій ударі води віддає час відзвикуватися й на стінці.

§ 5. ОПРЕДІЛЕННЯ РОЗМІРІВ ПОПЕРЕЧНОГО РЕЗЦІЯ КАМЯНОЇ ПЕРЕГАТКИ.

Камяна перегатка по відношенні до сил, які на неї діляться, мусить задоволювати наступним умовам:

1/ Перегатка мусить бути стійкою проти перевертання,

2/ Перегатка мусить бути стійкою проти зрізання ІІ,

3/ Перегатка мусить задоволювати вимогам певності, себто, напруження матеріалу в ній та в ґрунті під нею

4) *Technicku priyvode* т. V.

не повинно переходити дозволених меж.

Для того, що' найти відповідні розміри перегатки, необхідно йти таким шляхом:

Перш за все потрібно з'ясувати, в яких умовах буде практикати перегатка, прицайдмні в перший період свого існування: 1/ Коли перегатка відразу при кінці кладки засипається з одного боку аж до самої корони землею, тоді ця перегатка буде підлягати тиску від земляної засипки, який збільшується в час прохода води ще тиском від ваги води над коронкою. 2/ Коли перегатка не засипається відразу землею, тоді вона підлягає натиску води.

З'ясувавши умови існування перегатки, можна намітити поперечний розсік перегатки, який далі буде повірятися аналітично, чи графично.

Поперечний розсік береться там, де висота стінки h є найбільша.

Біпадок I /тисне одна земля/

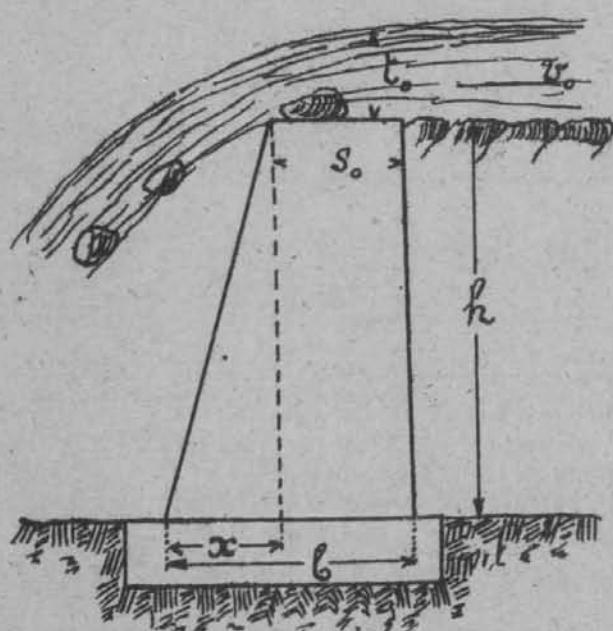


Рис. I3

Поперечний розсік перегатки вибирається найчастіше трапезовий з доземок задньою лінією / рис. I3 /, і для цього розсіку шукають величини: S_0 , x або b .

Коли відомо, яке каміння пересувається по дні перед перегаткою, або, інакше, відома крайня скорість v_k , тоді находимо, як показано вище, частину основи трапезу... $X \leq v_k \sqrt{\frac{2h}{g}}$

далі, для окреслення всього трапезу необхідно ще найти або ширину по верху... S_0 , або всі ширину b .

Для определення розміру корони S_0 існують такі

емпіричні взори: $S_0 = 0,45t_0$ до $S_0 = 0,60t_0$, де t_0 є найбільша глибини в метрах води над коронкою; при значній скорості підхода води v_0 , ширина корони

S_0 робиться більшою і вираховується по взору:

$$S_0 = 0,45(t_0 + \frac{v_0^2}{2g}) \text{ і до } S_0 = 0,60(t_0 + \frac{v_0^2}{2g})$$

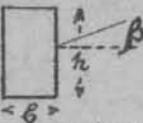
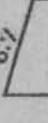
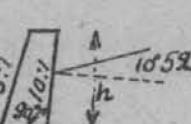
Найдовши в такий спосіб S_0 , вираховуємо і ширину b :

$b = X + S_0$. Для нахождення відразу величини основи трапеза b існує такий емпіричний взір: $b = (0,3 - 0,4)h$

Назначивши b по цьому взору, ширину корони S_0 находимо

мо як ріжницю між \mathcal{S} та \mathcal{X} ; $S_o = \mathcal{S} - \mathcal{X}$

Для тих випадків, коли поперечний розсік перегатки намічається трохи іншого вигляду, чим той, що показано на рис. 13, можна керуватися таблицею *Eesselborn'a*, яка нижче приводиться:

№	Вигляд попе-речного роз-сіку.	$\gamma_3 = \gamma_n$		$\gamma_3 = 0.8 \gamma_n$		В цій таб-лици γ -- вага I куб. метра зем-лі, а γ_n -- вага I куб. метра пере-гатки; β -- кут, під яким сила натиску ді-лає на пе-регатку.
		b/h	Кут тільки стін-кою та за-сіком. β	b/h	β	
I		0,350	14° 50'	0,320	13° 20'	Після того, як попереч-ний розсік вибрано, на-ходимо ті сили, які складають-ся: 1/ ваги ви-різаної частини пе-регатки, 2/ тиску від засип-ки, 3/ тиску від води
2		0,327	17° 48'	0,300	16° 17'	
3		0,340	19° 45'	0,310	16° 39'	
4		0,307	10° 43'	0,287	8'	
5		0,208	10° 52'	0,195	9° 22'	
6		0,474	15°	0,456	13° 10'	

поверх корони перегатки. Вага перегатки знаходиться, як добуток поля поперечного розсіку \mathcal{F} на вагу одиниці об'єму. Вага одиниці об'єму перегатки залежить від матеріалу з якого стінка кладеться; для вапняка береться від 2150 до 2200 кілогр. в I куб. метрі, для граніту --- 2300 до 2400 кілогр. Коли частина стінки буває на якийсь час підтоплена на певну висоту і знизу, тоді вага одиниці об'єму стінки від підомки фундаменту до рівня низової води зменшиться на вагу одного куб. метра води.

Тиск від засипки належиться або аналітично, або графічно, принявши на увагу стан засипки. Величина тиску від засипки залежить від стану /консистенції/ цієї засипки. Звичайна пісчано-глиниста земля може бути в стани сухому, пластично-важкому і мокрому /просякнутому водою/.

Кам'яна перегратка на бистроточі з земляною засипкою може підлягати на деякий час після прохода річкової високої води на різних висотах тиску від засипки в ріжном стані /рис. I4/; так, наприклад, на глибині h_1 , земля вже

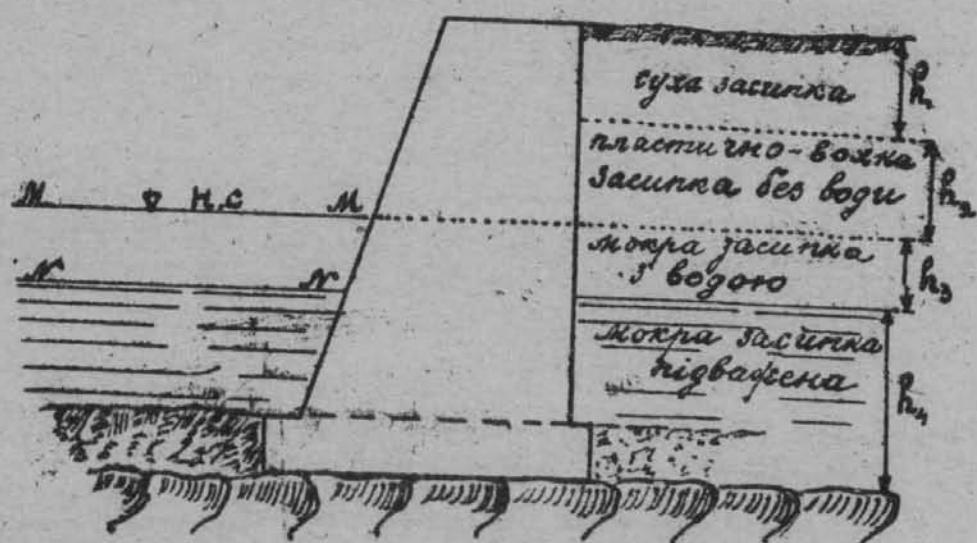


Рис. I4

може бути сухою; на глибині далі h_2 засипка може бути пластично-важкою; на глибині h_3 , при раптовому зниження рівня ММ до №№, засипка може бути мокрою настільки, що тиск на стінку по висоті h_3 буде складатися з тиску землі, підваженої водою, та з тиску води; нарешті на глибині h_4 засипка буде також мокрою, але тут тиск від води буде і з одного і з другого боку перегратки, а тому він в розрахунки не віде. Залежності від стану засипки міняється кут φ природного нахилу матер'ялу засипки і питома вага засипки. Назовемо:

φ_1 - ... кут нахилу сухої засипки,

φ_2 - ... питому вагу " "

φ_3 - ... кут нахилу пластично-важкої засипки,

φ_4 - ... питому вагу " " "

φ_5 - ... кут нахилу мокрої засипки,

φ_6 - ... питому вагу " " "

γ' - ... вагу одиниці води.

При цих обозначениях тиск на відповідні частини перегратки від цієї засипки, що на ці частини приходяться.

$$E_1 = \frac{3}{2} \frac{\gamma' h_2^2}{2} \cdot \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}),$$

$$E_2 = \frac{8_2 h_2^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$E_3 = \frac{(8_3 - 8) h_3^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) + \frac{8 h_3^2}{2}$$

$$E_4 = \frac{(8_3 - 8) h_4^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

Тиснення по висоті приймається розподіленим по закону прямої лінії, так що епюра цього тиснення являє трикутник, вершок якого припадає на верхній кінець засипки, а підомка на нижній.

Величина тиснення при підомці знаходиться по взору:

$$\text{Отже, у нас буде: } p_n = \frac{2E_n}{h_n}$$

$$p_1 = 8_1 h_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$p_2 = 8_2 h_2 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$p_3 = (8_3 - 8) h_3 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) + 8 h_3$$

$$p_4 = (8_3 - 8) h_4 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

Графично розподілення тиснень дається епюрою /рис. 15/.

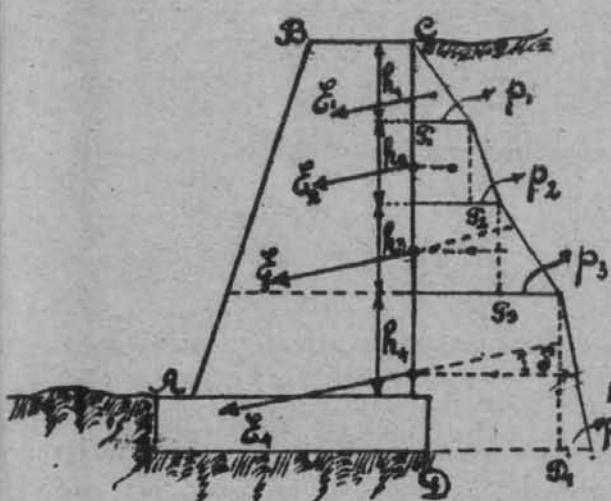


Рис. 15

Кута натуруального нахилу можна приймати:

для звичайного пісчано-глинистого ґрунта $\varphi = 29^\circ - 34^\circ$

" промоченого " " " $\varphi = 22^\circ - 27^\circ$

" вожкого пластичного піску /no Engels'yu/ $\varphi = 40^\circ$

" звичайної вожкої землі /no Engels'yu/ $\varphi = 43^\circ$

Вага одного куб. метра сухого піску приймається:

$\gamma_3 = 1600$ кілогр., або 1,6 тони;

вага одного куб. метру вожкого піску або вожкої пісчано-глинистої землі: $\gamma_3 = 1800$ кілогр. або 1,8 тони;

для промоченого піску $\gamma_3 = 2000$ кілогр., або 2,0 тони.

Графичний розрахунок величини тиску ведеться по методі Ревінака. На рис. 16 показано прикладення цієї методики до випадку, коли маємо засипку в одній частині суху,

точки прикладення сил E_n на стінці CD /рис. 15/ находяться на перетині гілкі стінки з поземими лініями, що проходять через осередки тягарю відповідних частин епюри тиснення. Напрямок сил E_n береться при гладкій /мало шаршавій/ стінці CD нормальним до місця стінки, коли ж шаршавість настілько значна, так що тертя P між засипкою та стінкою забезпечено, тоді кут цього тертя δ береться рівним $2/3 \varphi$ а при цьому сили E направляються до щоки CD під кутом δ /рис. 15/.

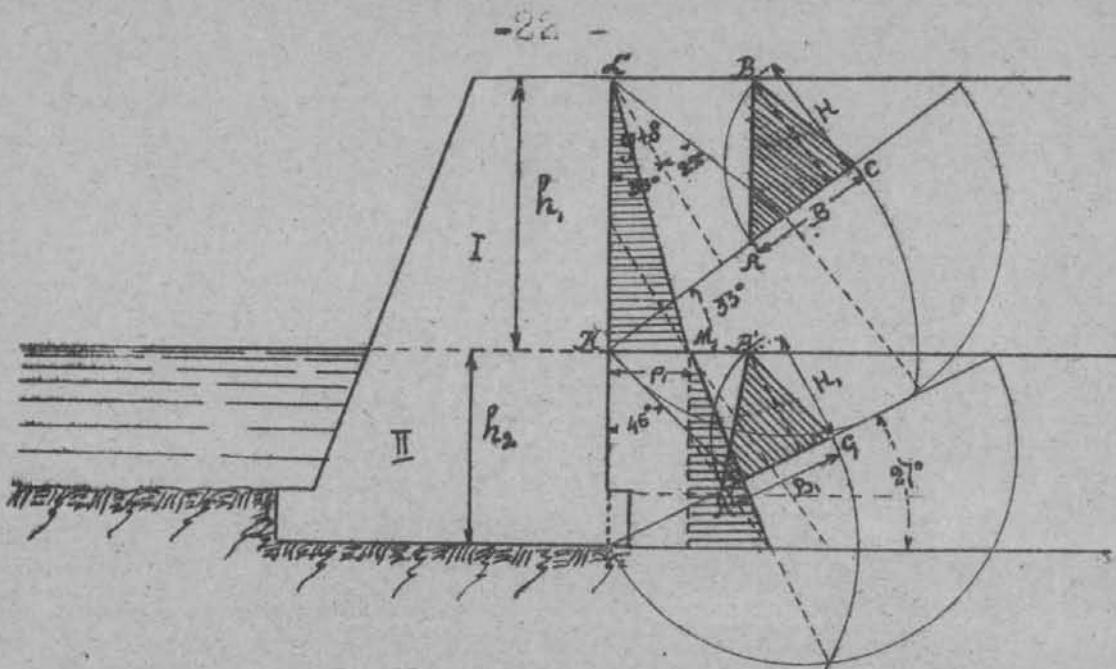


Рис. 16

а в другій промочену. Для верхньої частини взято кут $\varphi = 33^\circ$ а $\delta = 22^\circ$. Площа трикутника $A\bar{B}C = \frac{\bar{B}\bar{H}}{2}$ помножене на $\gamma_3 = 1600$ кілограм/дист² $S_1 = \gamma_3 \frac{\bar{B}\bar{H}}{2}$. Трикутник $K\bar{L}M$ дасть епюру тиснення; $p_1 = \bar{K}M = \frac{\bar{B}\bar{H}}{2}$.

Для нижньої частини кут φ' взято $= 27^\circ$; $\delta = 18^\circ$; $\varphi + \delta = 45^\circ$.

Тиск E_2 буде рівний площі трикутника A, \bar{B}, C , помноженому на $\gamma_2 = 12000 - 1600 / 1600$ кілограм.

$$E_2 = \frac{\bar{B}_1 \times H_1}{2} \times \gamma_2$$

$$p_2 = \frac{2E_2}{h_2} = \frac{\bar{B}_1 \times H_1 \times \gamma_2}{h_2}$$

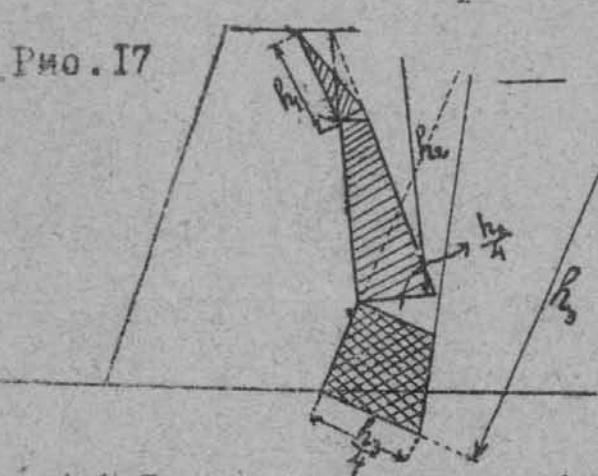
Для засипки в стані середньої вожкості *Max Foerster* приймає кут $\varphi = 37^\circ$; при такому куті φ тиск $E = \frac{\gamma_3 h^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ $= \frac{8h^2}{2}$; а основа трикутника діаграми $p = \gamma_3 \frac{h}{4}$.

Коли ж діаграму будувати так, щоб площа її давало тиск після помноження на γ_3 , тоді $p = \frac{h}{4}$, тобто = одній чвертінні висоти. Для попередніх розрахунків можна застосувати і цей спосіб.

Коли стінка має поверхню не просту, а ламану /рис. 17/, тоді знаходження епюри тиснення переводиться згідно *Max Foerster'a* так, як показано на рис. 17.

Після того, як величини сил та їх напрямки і точки прикладення найдені, знаходитьться рівноділяча сила R і точка перетинення її з основою стінки /рис. 18/.

Коли ставиться умова, щоб в матеріалі перегатки не було напружені ростяжників, тоді



3. St. Foerster. Abriss der Statik der Hochbautechnik.

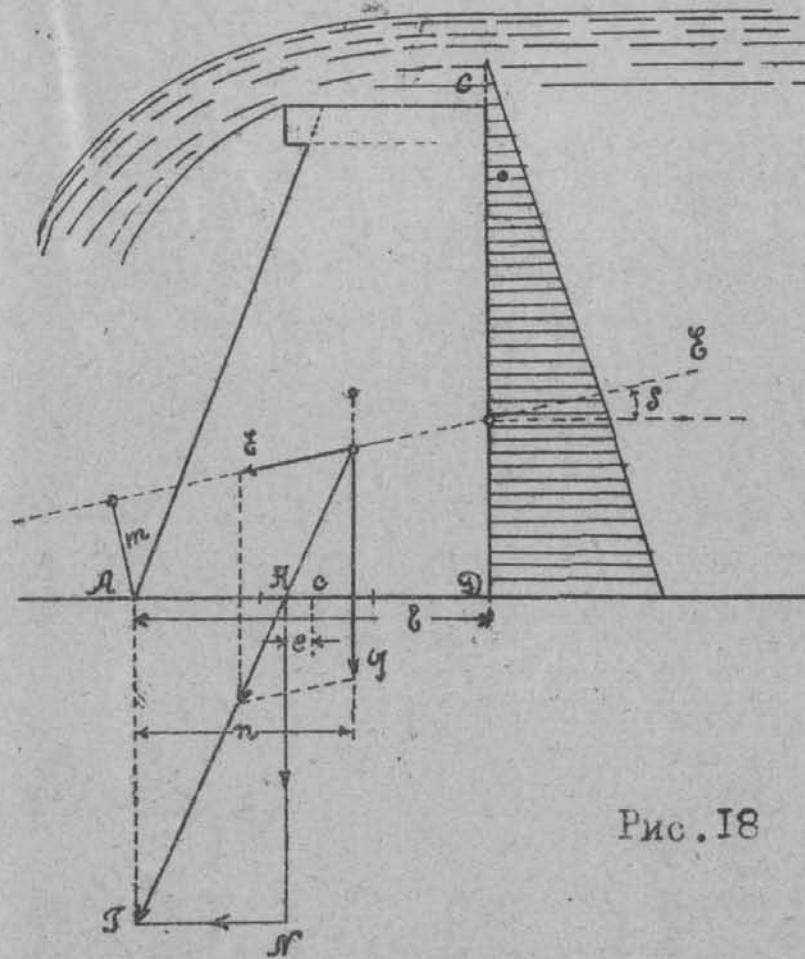


Рис. I.8

рівноділячка \mathcal{R} мусить пройти в межах середньої третини основи трапезу, щоб віддалення E точки K від середини C основи AB було менше $\frac{b}{3}$.

При цьому як відомо, напруження біля ребра A буде:

$$G_A = \frac{N}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right),$$

а напруження біля ребра B буде:

$$G_B = \frac{N}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right)$$

де N доземна складова рівноділячкої

\mathcal{R} в тонах; e і b в метрах, а

b в тонах на квадратовий метр.

Найбільше напруження G_B не мусить перевиходити

певної величини, до 120 тон на квадратовий метр, або 12 кілограмів на кв.сантиметр.

Коли \mathcal{R} проходить через крайню точку середньої третини, тоді $G_A = 0$.

Американські інженери проектують подібні стінки значно сміліш, їх вони допускають щоб \mathcal{R} проходило від ребра A на віддаленю $\frac{b}{6}$, а не $\frac{b}{3}$, як це прийнято взагалі в Європі і не бояться розтяжних зусиль.

Коли \mathcal{R} не виходить з середньої третини основи B , тоді провірка на перекидання не потрібна. При допущенні ж розтяжних напружень необхідно провірити, щоб момент відносно точки A від ваги G , рівний G_n був більший від момента тиску землі E_m разів в півтора: $G_n \geq 1.5 E_m$.

Треба також провірити, чи не буде поземна складова сили G зрізати стінку по основі чи буде який шпарі. Щоб цього не було, необхідна умова: $fN \geq 1.5 G$, де f сточинник таря, який є рівний $\tan \varphi / \varphi$ - кут, що приймається для кам'яної кладки по кладці = $25^\circ - 30^\circ$, а для кладки по бетону 37° ; $f = 0,47 - 0,58; 0,75$.

Рівноділяча сила \mathcal{R} передається звичайно на фундаментну, трохи розширену, частину перегатки. Розширення фундаменту можна робити лише настільки, щоб кут CAD /рис. I.9/

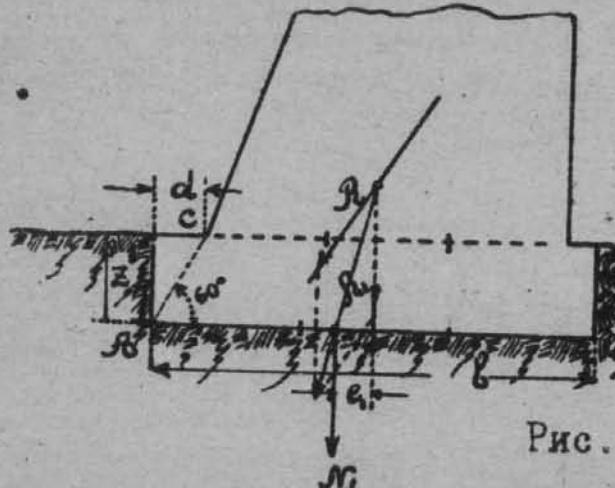


Рис. 19

бути не менший 60°, або інакше, щоб α було < 0.62 .
Максимальне тиснення на грунт по шарі σ_s находитися по взору:

$$\sigma_s' = \frac{\sigma'}{c'} \left(1 + \frac{6e'}{c'} \right)$$

де σ' - дозема складова від рівнолінійної σ'

Ці тиснення не повинні перевиходити таких розмірів:

1. Для слабих вожких ґрунтів.....	$b_{max} = 0,5$ кіл./с.
2. " " глинистих "	1,0 "
3. Для вожкої глини та мергелю, для піску з зернами не < 1 мм., захищеного стінками від випирання в боки.....	1,5 "
4. Для сухої глини, для глинистого піску в шарах не менших 2-х метрів.....	2,5 "
5. Для сухої глини або мергелю в шарах не менше 4-х метрів.....	3,5 "
6. Для сухої міцно злеглої глини в шарах не менших 4-х метрів.....	4,5 "
7. Для дуже твердої глини на скелястому материкові.....	8,0 "
8. Для піщаного сухого гравію в шарах не менших 2-х метрів.....	1,0 "
9. Для дрібного сухого гравію в міцно злевавшихся шарах не менших 4-х метрів.....	4,0 "
10. Для сухого гравію міцнозлежавшогося в шарах не менших 4-х метрів.....	5,0 "
11. Для м'якої скелі, що криється під рукою.....	2,0 "
12. Для скелі з тимчасовим опіром роздавлення в 100 кіл./см ²	5,0 "
13. Для скелі з опіром в 250 кіл./см ²	10,0 "
14. Для звичайного пісковика або вапняка.....	20,0 "
15. Для дуже твердої скелі.....	30,0 "

Випадок II / на перегатку тисне вода /.

Коли на стінку тисне вода тоді, задавшись трапезовим розсіком, ширину цього розсіку по верху находити по приведеному вже взору: $S_0 = 0,45(t_0 + \frac{v_0^2}{g})$ або $S_0 = 0,60(t_0 + \frac{v_0^2}{g})$

а ширину по низу по взору: $b = h \sqrt{\frac{8}{g}}$, де h - глибина води над підошвою, g - питома вага води, а g_0 - питома вага кладки. Коли, наприклад, $g_0 = 2,4$, а $g = 1$, тоді

$$b = h \sqrt{\frac{1}{2,4}} = \sim 0,65h$$

Наклон передньої частини стінки береться також, 1:5 або

I:6. На підставі наведених даних, знати повну висоту перегатки h в найглибшому місці, задається поперечним розсіком і провіряють далі один погонний метр стінки з таким профілем на стійкість і на певність. Коли вода підноситься на деяку висоту і нижче стінки, тоді це при розрахунку приймається на увагу. Отже в даному випадку на перегатку до ширини АБ будуть діяти такі сили /рис. 20/

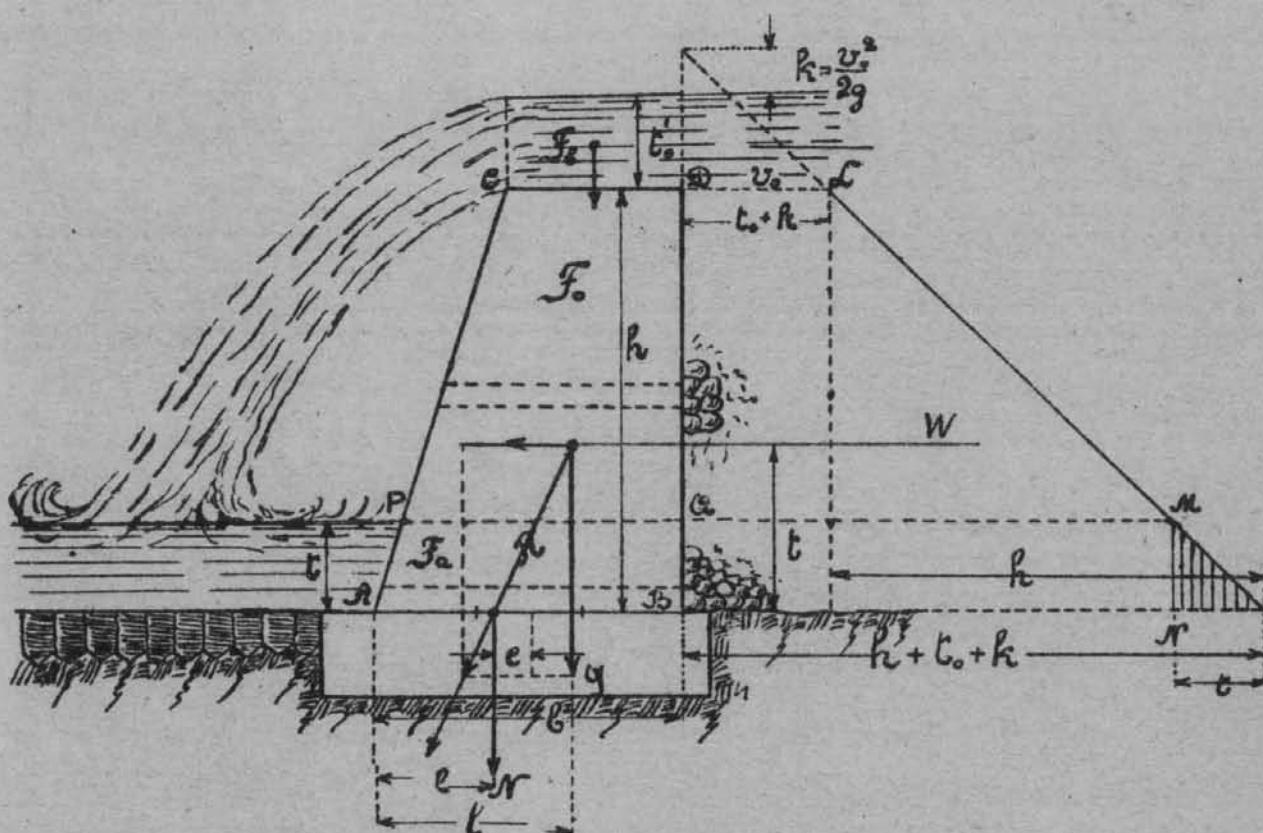


Рис. 20.

1. Вага частки перегатки $\mathcal{P}C\mathcal{D}Q = F_o \times 1 \times 8 = \mathcal{G}_o$.

2. вага частки перегатки $A\mathcal{P}Q\mathcal{B} = F_n \times 1 (8 - 8) = \mathcal{G}_n$

3. вага води над короною $\mathcal{G}_e = F_e \times 1 \times 8'$

4. тиск від води, епюра якого дається фігурою $\mathcal{B}\mathcal{A}\mathcal{L}\mathcal{M}\mathcal{N}$ буде: $W = (t_0 + k)h + \frac{h^2 - t^2}{2g}$

Найшовши сили: $\mathcal{G} = \mathcal{G}_o + \mathcal{G}_n + \mathcal{G}_e + W$, та точки їх прикладення і напрямки, вираховуєм або находимо графично вислідну R та її напрямок і розкладаємо цю вислідну на дозему M' , яка в даному разі, при доземій стінці $\mathcal{B}\mathcal{A}$ буде рівною \mathcal{G}' , і на позему \mathcal{F} , яка для такого випадку $e = W$. Після цього провіряючи, як і при тиску від землі, які напру-

ження в кінцях шпар по взорах:

$$b_A = \frac{\pi}{e} \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

$$b_B = \frac{\pi}{e} \left(1 - \frac{6e}{b}\right)$$

і на зрізання по взору: $\sigma_N \geq 1,5 F$.

Коли допускаємо, що вислідна R виходить з середньої третини, або інакше допускаємо працю матеріала на ростягання, тоді необхідно було б провірити стінку і на перекидання навколо ребра A, принявши сочинник запасу 1,5 до 2.

$$\sigma_e \geq 1,5 Nt$$

§ IO. ПЕРЕГАТКИ ЗАКРУГЛЕНІ.

Коли поперечний розсік бистротоку вузкий та глибокий, а береги складені з міцних гірнин, тоді буває доцільним збудувати перегатку, яка мала б в плані форму дуги кола, бо при такій формі вона працює, як арка і тому може мати менший поперечний розсік, ніж при напрямку в плані простолінійному. Для такої закривленої по дузі кола перегатки *Aelos* дав взір, по якому для принятого луча S можна найти грубину стінки на довільній глибині. Коли означити вагу G куб. метра води через γ , глибину через t , грубину стінки через b , луч закрівлення через ζ , а допускаємо напруження в кладці на стиснення через K , тоді:

$$b = 2 \frac{\gamma z t}{K}$$

К приймактъ до 120 тон/метр²/12 кгр./см²/.

§ II. ВОДОБОЙНА ПІДЛОГА.

Водобойна підлога захищає дно і боки бистротока нижче перегатки. У кам'яних перегаток ця підлога робиться з більших камнів, щільно пригнаних один до одного. У дерев'яних вона робиться також іноді з каменя, а іноді з дерева. Ця частина спорудження має дуже важливе значіння і тому потрібне особливої уваги, як при визначенні її розмірів, так і при виконанні. Водобойна підлога робиться найчастіш поземною, або лише трохи нахиленою; при більшому нахилі розвивалася б велика скорість, шкідлива для річища. Ширину підлоги бажано робити більшою, ніж ширина бистротока перед стінкою, і це для того, щоб вода падала з корони по всій ширині на підлогу, а не на боки нижнього каналу.

Брукування корита мусить бути дуже добрим і з великих камнів, які кладуться більшим розміром подовж течії. Поверхня підлоги мусить бути шаршавою для того, щоб вона давала більший опір течії і зменшувала скорість v . Підлогу не треба викладати як одне ціле зі стінкою, а навпаки, необхідно зробити між ними тонку шару; це робиться для

того, щоб удари води не трясили тіла стінки. На кінці підлоги іноді робиться знову невисока стінка, завдяки якій утворюється невелика кам'яна скриня, виповнена водою; ця водяна подушка значно зменшує удар води на підлогу. Кам'яну підлогу добре покривати дошками, які охороняють кладку від розмиву швів; дошки стерти можна легко переміняти. Деревяні підлоги, як пружини, можна застосувати з великим успіхом, але тоді, коли вони не підлягають ударам великого каміння, яке скоро стирає і нищить дерево. Довжина водобонної підлоги ℓ залежить від висоти стінки h , висоти h_0 водяного стовпа над коронкою та від скорості v_n підходу води. Для найменьшого значення ℓ існують різні взори, наприклад:

$$\ell \geq v_n \sqrt{\frac{2h}{g}}$$

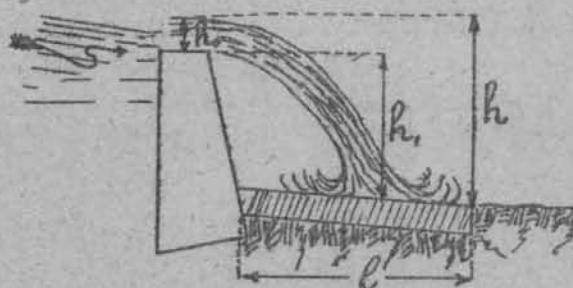


Рис. 21

По Angerholzer'у

$$\ell = (v_n + v') \sqrt{\frac{2h}{g}}$$

$$\text{де } v' = \sqrt{2gh_0}$$

Для скорішого знаходження величини ℓ при різних h і v' , можна збудувати графік /рис. 22./, в якому від точки 0 вправо наносять поділки довжини підлоги в один метр.

два метра, три метра і т.д.; а від тієї ж точки 0 вниз відкладаються висоти стінки $h = 1, 2, 3$ метра і т.д. Взявши різні h_0 для одного v' , вираховуємо по взору:

$$\ell = (v_n + v') \sqrt{\frac{2h}{g}}$$

довжину ℓ і відкладаємо на графіку. Після цього беремо різні h_0 для другого v' і знову вираховуємо значення ℓ ; намітивши точки кінцевих значень ℓ і з'єднавши точки для одного h_0 , або

для одного v' , одержимо ряд кривих, які вже дадуть можливість находити відразу довжину підлоги ℓ при даній висоті h_0 і висоті h . Крім приведених взорів, користуються ще такими: $\ell = 1.5h_0 + 6h_0$ до $\ell = 2h_0 + 8h_0$.

або ще простішим взором: $\ell = h_0 + 1$ метр. Останній взір, однаке, беруть лише при стінках невисоких: від 2 до 5 метр. і при малій скорості підходу. Для більших стінок останній взір дає перебільшені значення, а для менших недостаточні.

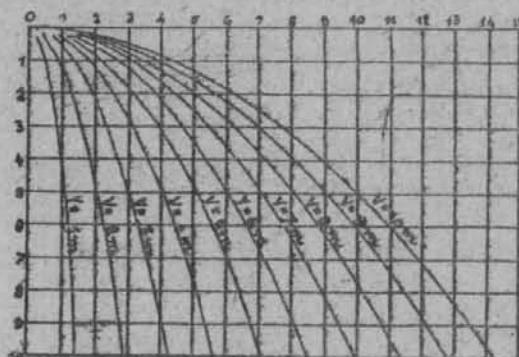


Рис. 22

-----0-----

-----0-----

§ 12. ЗАКРІПЛЕННЯ ОДКОСІВ /УКОСІВ/ БЕРЕГА.

В ярах, на бистротоках, а також і взагалі на річках та інших водних резервуарах часто потрібують закріплення, або надводні одкоси берега, або взагалі весь берег, починаючи з підводної його частини. Розглянемо зокрема закріплення одкосів і закріплення цілого берега.

Закріплення одкосів робиться: а/розсадкою черенків, б/вистілкою поверхні дерном, в/вистілкою поверхні фашинами або прутяними лінвами і г/букуванням.
а/Самий простий спосіб закріплення одкосів берега це є засадка їх черенками ріжних лозових та вербових пород. Засадки переводяться або рядами, або гніздами. Для засадки беруть свіже нарубані однорічні або двохрічні галузки довжиною від 40 см. і 1,25 метра і втикають їх комлями в вогну землі. Спочатку намічактъ ряди, нахилені проти течії на віддаленні 1 метра ряд в ряд, /рис.23/, пробивають дірки на віддаленні 0,4 - 0,6 метра одну від одної і втикають черенки знову і трохи нахилено по течії. Верхній ряд засадки обрамлюється такими ж черенками, але густіш насаженими. При засадці гніздами в ямку втикається не один пруток, а де кілька так, що вони нахилені в ріжні боки. Професор

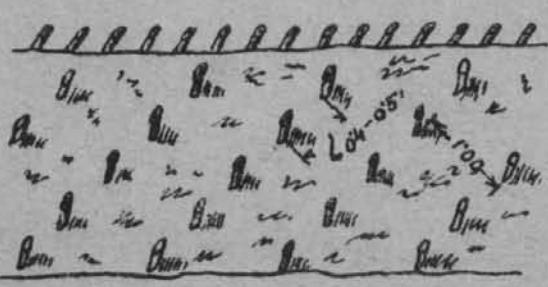


Рис.23

Якобі рекомендує в болотистих місцевостях, куди весною чи в осені доступ бував не легкий, проводити закріплення берегів розсадками зімок, тоді, коли місцевість покриється водою, а потім льодом. Для посадки льод пробивається ломом і черенки товщиною біля 3-х см., а довжиною 1-1,25 метра сажається через таки лунки. По весні льод кругом лозини тане скоріше, чим на вільному просторі, а тому нову посадку льод не підіймає, а також і не ламає, бо молоді, тонкі лозини гнутяться, а не ламаються.

б/ Там, де є добрий дерев, одкоси вище води дернуються по спланірованій поверхні. Дернівка бував або суцільна /сплошна/, або дернівка біндами в клітку.

При суцільній дернівці, дернина кладеться одна біля другої в закрій, як показано на рис.24. і прибивається двома або

трьома кілочками, довжиною до 1 фута

/0,3 метр./. На брівці одкоса кладеться бінда з дереву, яка перекриває дерев одкосу і не дозволяє воді попада-

ти під нього. При великих поверхнях дерев кладуть з перемежками /рис.25 і

26/. Ці незакладені деревом місця

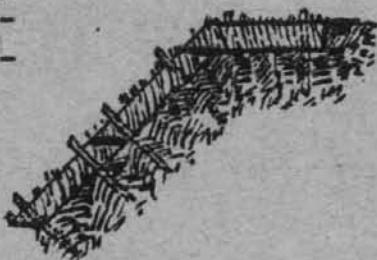


Рис.24.

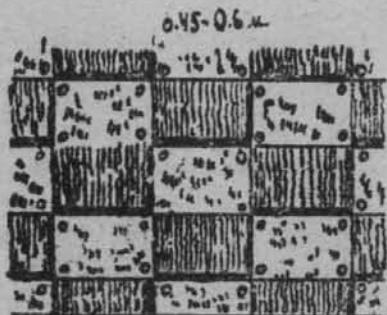


Рис.25

засівається травою. Дернівка біндами дає добре наслідки лише при доброму ґрунті, який може швидко зарости травою.

в/ Вистілка откосів фашинами. Ця вистілка буває: поперечна, подовжна і нахилена. При

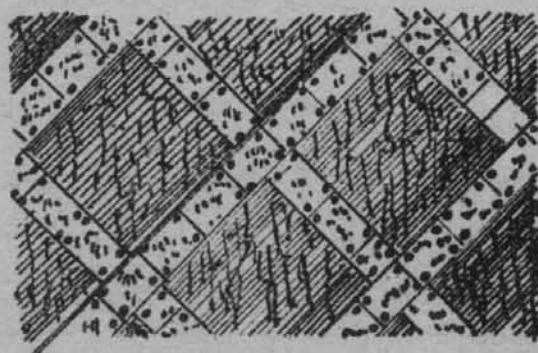


Рис.26

поперечній вистілці одкос берега спочатку підготовляється невеликими ступенеками; після цього по всьому одкосу кладуть спочатку верхній ряд фашин комлями вниз; далі кладуть другий, нижній ряд так, щоб він хвостами прикрив комлі верхнього ряда, потім іде третій ряд і т.д. Поверх

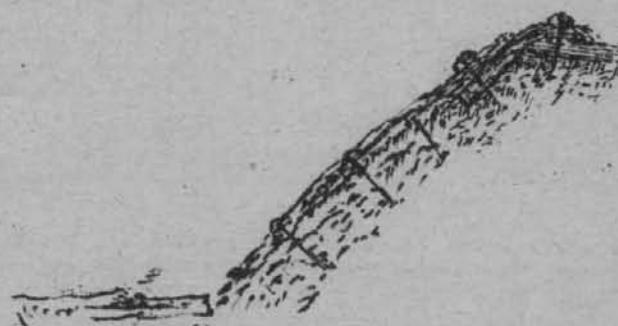


Рис .27

фашин кладуть відповідно хвостяні линви і прибивають їх кілками. При подовжній вистілці фашини кладуть в напрямку рівнобіжному з течією, при чому спочатку кладеться по всьому одкосу ряд найнижчий по течії, далі кладуть другий ряд так, щоб він хвостами пере-

кривав комлі I-го ряда. і т.д.

Після укладки хворосту накладають линви по лініях нахилу і прибивають кілками. При нахиленій вистілці фашини кладуться похило по одкосу, комлями вниз, а фашинні линви теж похило проти течії.

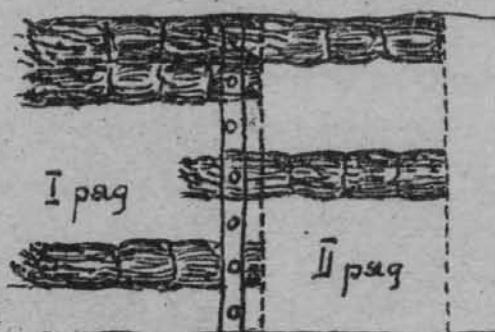


Рис.28

Закріплення одкосів фашинними линвами. Фашинні линви накладаються на одкос або по напрямку майже поземному, рівнобіжному з поверхнею течії, і прибиваються кілками, або йдуть по тому ж напрямку і перехрещуються більш рідко росплетеними поперечними линвами, або укладаються в двох нахилених до течії напрямках, або нарешті йдуть по одному напрямку похило проти течії. /Рис.29/. Останні два типи розбивають ліпше хвилі

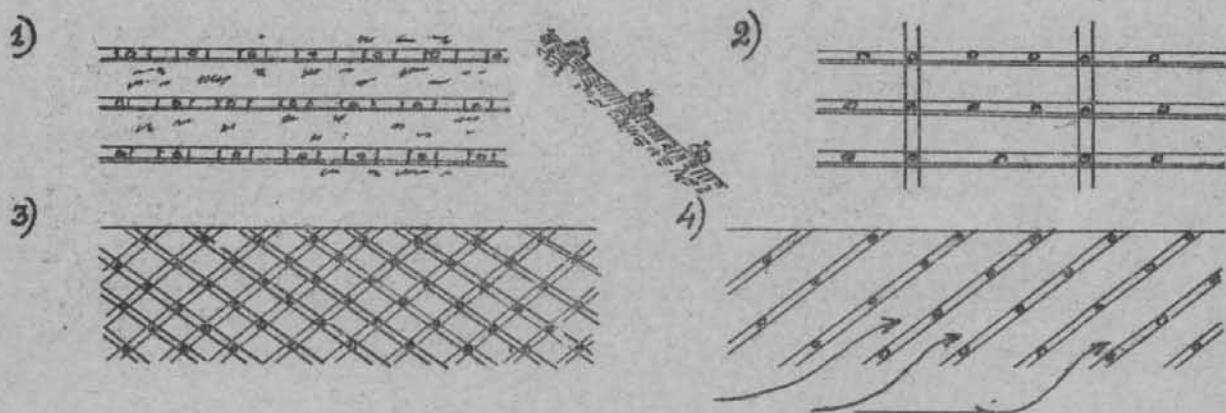


Рис.29

води, коли вони доходять до підошви закріплення і тому берег не підмивається. Іноді, особливо в тих випадках, коли одкос треба захистити негайно перед найближчим льодходом і високою водою, всі показані вже міри були б за слабі, одкос покривавть х в о р о с т я н и м матрацом з нагрузкою його камінням.

г/ Закріплення откосів брукуванням /мощенням/. В тих випадках, коли потрібується особливо міцне закріплення надводних откосів, ці откоси вимощуються камінням, яке укладається в один або два ряди на шарі жорстви або річного буйного піску. Шар цієї основи мусить ~~бути~~ не тонше самого каменя, а камінь береться не менше 5 вершків в розмірі. Камінь ставиться тичком щільно один коло одного, а дірки між ними добре забиваються жорством. Раніш часто мостили, прокладаючи межи камнями мох, але тепер мох вживается рідко, бо він вбирає в себе воду, при морозах розбуває і або шкодить бруку або випирається з бруку. На ґрунта пісканих можна мостити без підстилочного шару, але треба брук зробити дуже щільний, щоб вода не могла просочуватися під каміні і вимивати пісок.. В особливо важливих випадках одностяка каміна робиться на цементному рошині.

• § 13. ЗАКРИПЛЕННЯ БЕРЕГІВ В ПІДВОДНІЙ І НАДВОДНІЙ ЧАСТЯХ.

Коли бистротоком чи взагалі водним потоком підмивається ся берег від подошви, тоді захист такого берегу необхідно робити так, щоб були забезпечені від руйнації як підводні, так і надводні його часті. Типи цих закріплень залежать в значній мірі від матер'ялів, які мактесь під рукою, а матер'яли ці знов можуть бути: хвост, дерево, камінь, бетон, залізо-бетон, при чому найчастіш на одне спорудження беруть різні матер'яли: під воду - одні, а над

водою - інші. При всяких типах необхідно звертати особливу увагу на ті місця берегів, яким загрожує великий натиск прудкої води, удар або коливання льоду. При спорудженнях з хворосту або дерева необхідно мати на увазі, що в найгірших умовах буде зона, в якій вода коливається, бо дерево в цій зоні то змочується, то висихає, а при таких умовах воно скоро гніє.

Підводна частина берега закріпляється частіше усього в такому стані, в якому вона є; лише іноді, коли підводна частина має великі нерівності, окремі виступи, тоді вона підрівнюються землечерпалальними машинами. Надводна частина берега зрізається під таким нахилом, який був би не меншим кута натурального одкоса матер'яла берега.

Кут натурального одкоса можна прийняти:

- | | |
|--------------------------------------|-----------|
| 1. Для натуральної вогкої землі..... | 43° |
| 2. Для піску з глиною..... | 38° - 40° |
| 3. Для сухого й дрібного піску..... | 31° |

Бідовідно грунту откос берега роблять з таким відношенням висоти h до основи b :

$$\begin{aligned} h:b &= I : I \\ h:b &= I : I \frac{1}{2} \\ h:b &= I : 2 \text{ i t.d.} \end{aligned}$$

Підводне закріплення з хворосту роблять в такий спосіб:

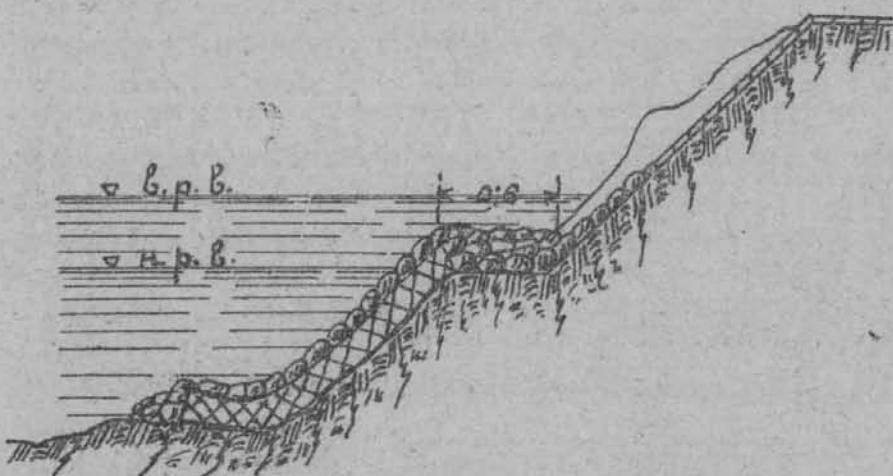


Рис.30

продовжити /рис.30/. Так треба робити для того, щоби матрац мав опору і не сповзував до низу. Довжинок окремі матраци робляться від 20 до 50 метрів. На рівні низької води робиться звичайна кам'яна берма шириною 0,60 - 0,70 метра; вище берми до рівня високих вод, откос треба закріпити одинарник або подвійник мостовок або здієк з фашинних вистілок, а над цим рівнем закріплення откоса можна перевести і не так міцно: дернуванням, засівом трав то що. Замісць фашинних матраців кладуть

Фашин-
ний ма-
траць кла-
дуть такої
ширини, щоб
він доходив
від рівня ни-
зької води аж
до того місця
дна, де крутій
берег уже пе-
реходить в
більш пологий:
по цьому полу-
гому одкосу
ше необхідно
матрац трохи

иноді важкі фашини, особливо тоді, коли підводний берег має нерівний характер /рис.31/. Ці фашини засипаються зверху більшим камінням. Поверх важких фашин робиться мощена камнем берма, а над нею до рівня високих вод брукування, а вище цього рівня один з описаних типів надводного бергового закріплення.

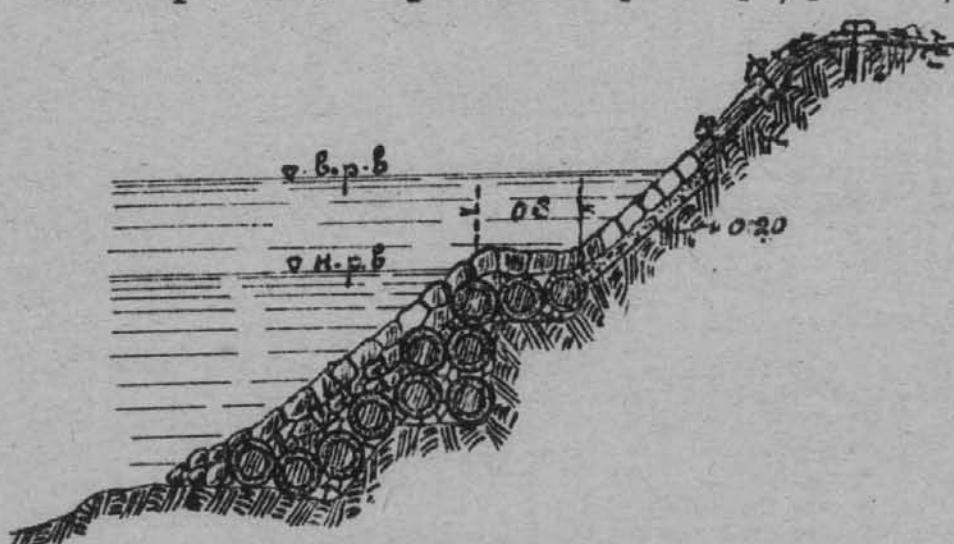


Рис.31

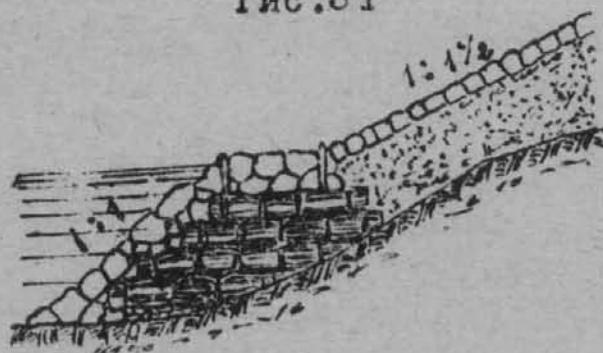


Рис.32

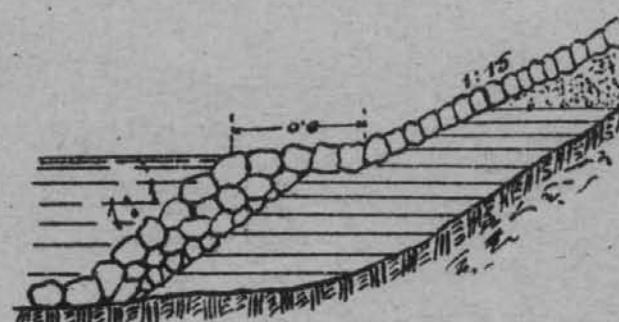


Рис.33

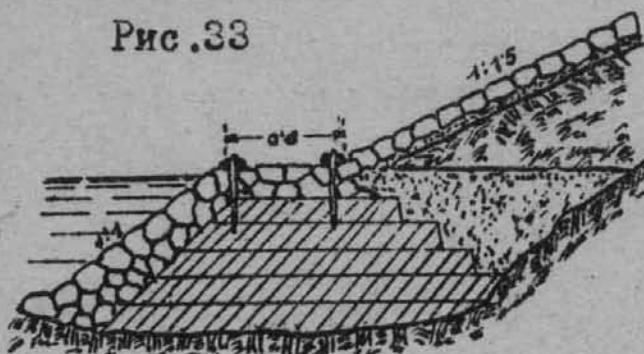


Рис.34.

Важкі фашини кладуться іноді нерівно на берегу, а нормальню до нього /рис.32/. В останньому випадку ті фашини в'яжуться не на березі, а на судах, з яких уже їх опускаються в воду. Щільні між важкими фашинами засипаються кмінням, жорством або піском. Коли лінія нового закріплення берега відходить від натурального берега досить далеко, тоді простір між новою лінією берега і старою заповнюється кладкою або з матраців або з важких фашин, як показано на рисунках 33 і 34. На річках з дуже прудкою течією і міцним льодоходом камінну одисипку, яка захищає фашини, треба робити міцніше, по типу, показаному на рис.35. Коли камінь і роботи з нього обходяться дешевше закріплення з хворосту, тоді ці закріплення робляться виключно з камня, при чому під воду робиться напідлога, якій надається певний профіль, частілько це при підводній роботі є можливим. На рівні низьких вод, або трохи вище цього рівня, робиться

берма, а вище берми звичайне закріплення берега, /Рис.36/

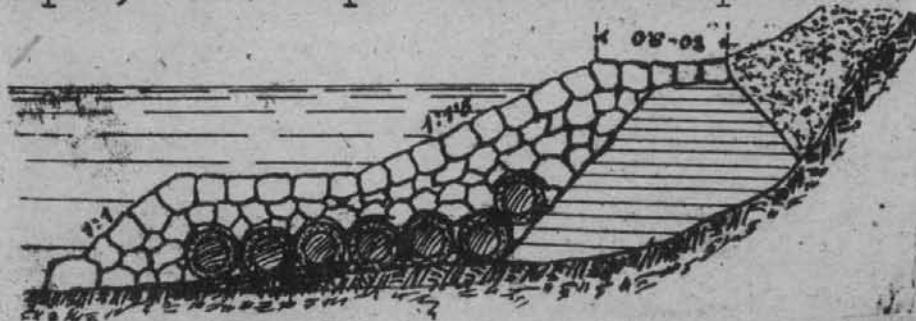


Рис.35

як е підіймається над рівнем високих вод на таку висоту, щоб хвилі, які можуть бути, не розмивали берега. Одкос підводного закріплення робиться крутішим, ніж одкос надводного закріплення, який залежить від кута нормального одкоса ґрунта:

при пологому березі та ще коли глибина коло берега значна, камінна накидка робиться ступенями /рис.37/.

Закріплення берегів в Росії та на Україні робиться ще в такі способи: при малых глибинах і невисоких одкосах можна застосувати такі типи: I/По лінії робочого урізу води ставиться тин висотою від 0,5 до 1 м. Соснові або ялинові мілки грубиною 1-1½ вершка забиваються на віддаленню ½ - 1 фут один од другого і заплітаються лозою. За тин кладуть фашини і присипають їх важкою землею. Вище тина од-

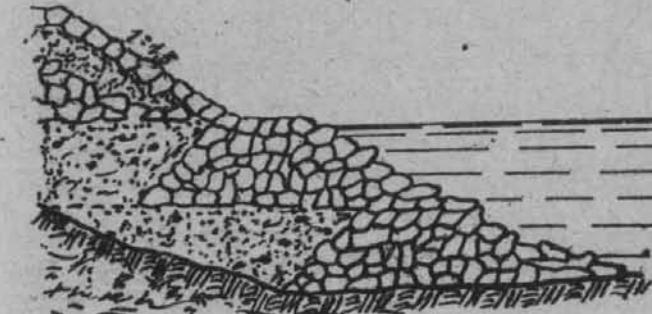


Рис.36

кос планірується і закріпляється одним з описаних засобів. Закріплення тином тримається добре років 5, але потрібне догляду і околки льоду по весні. Для більшої кріпості по-

довжні тини підсилюються ще тинами поперечними або анкерними, які проплітають на віддаленні біля 1 саж. один від другого. Простори між тинами загружаються або нерозмиваною землею або камнем. 2/Біля уріза води забиваються 5-6 вершкові палі на сажень одна від другої. За палі закла-

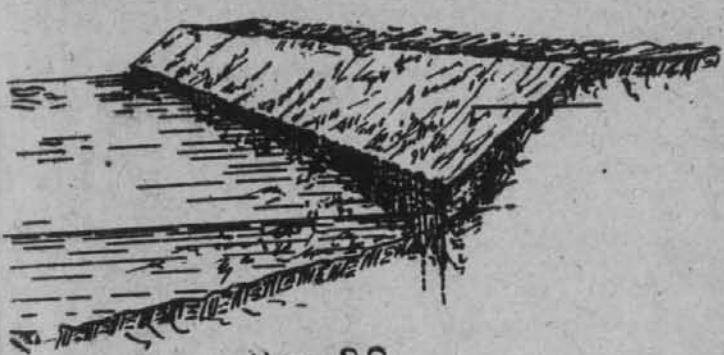


Рис.38

дається пластини грубою 2½- 3 вершка, або дошки; поверх паль на шипи надівається насадка /рис.39/ яка притягається до паль полосовим залізом. За

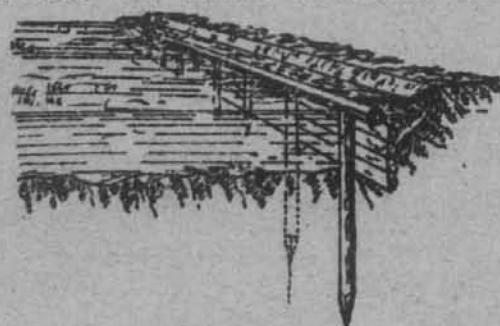


Рис.39

стінку засипається важку землю, або камінь, а далі робиться закріплення одкоса, яке упирається в шапочну насадку. При більших висотах стінки вона може накинутися від натиску землі, а щоб цього не сталося, забивається ще анкерні пали /рис.40/, з якими шапочна насадка з'єднується течевінними затяжками-анкерами. Для більшої шільності, в випадках, коли можна боятися просочування засипки через стінку, підводна частина закріплення робиться шпунтованою з дошок або брусів /рис.41/. Для шпунтового ряду беруться дошки грубою 3", забиваються не менше, як на 1 сажень. На маячні пали береться 6-и вершковий ліс на насадки 7-и вершковий. Маячні пали за-

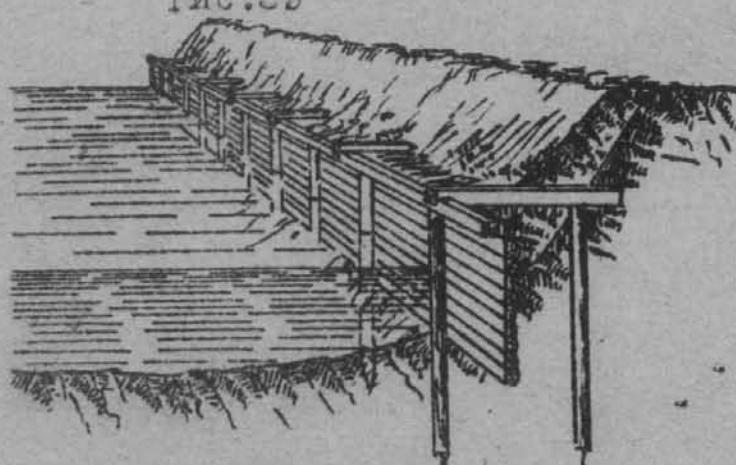


Рис.40

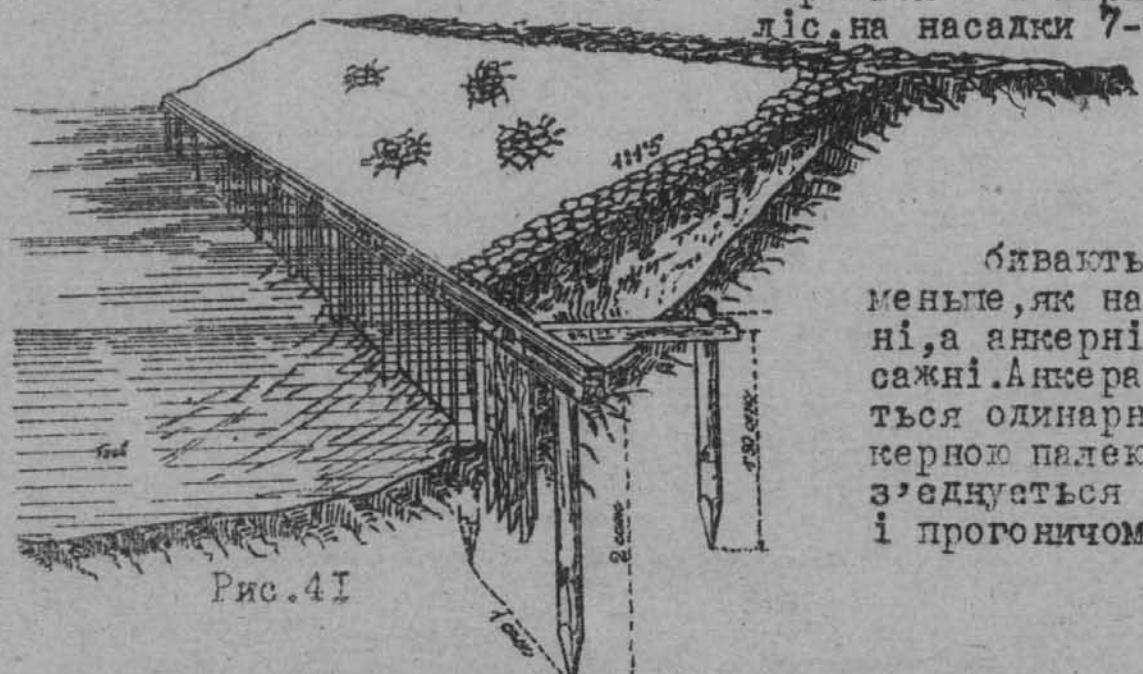


Рис.41

биваються не менше, як на 2 сажні, а анкерні на 1½ сажні. Анкера робляться одинарні; з анкерною палею анкер з'єднується врубкою і прогоничом.

§ 14. ЗАКРИПЛЕННЯ ОДКОСІВ ЗАЛІЗОБЕТОНОМ.

За останні роки стали застосовувати закріплення берегів з залізобетону, який має значні переваги перед іншими способами закріплення, в силу того, що конструкції з залізобетону мають іономітний характер і тим ставлять найбіль-

ший опір руйнації, як від мороза, так і від ударів льоду або швидкої течії.

Конструкцій залізобетонних закріплень існує зараз багато. Деякі з них приводяться нижче. Проф. Möller застосував на каналі *Darßnund-Ems* таку методу закріплення одкосів:

На спланірованому одкосі робилися залізними дірками, ширину в 4 см. і глибиною до 60 см. В ці дірки запускається залізний дріт грубою /грубістк/ 4 мм. і заливався масним цементним росчином /1:1/. Цей дріт мусить виступати на 10 - 15 см. над поверхнею землі. Поверх заливих цементом анкерів накладається дротяна сітка з дроту в 2-4 мм., яка з'єднується з анкерами за допомогою випущених із землі кінців дроту від анкерів. Цю сітку підпирають камінням висотою 2-3 см., щоб вона не провисала, а потім накладається на неї бетон, /1 ч. цемента, 2 ч. піску і 3 частини Гравію/ і трамбують. Грубість верхньої плити

була взята в 5 см.

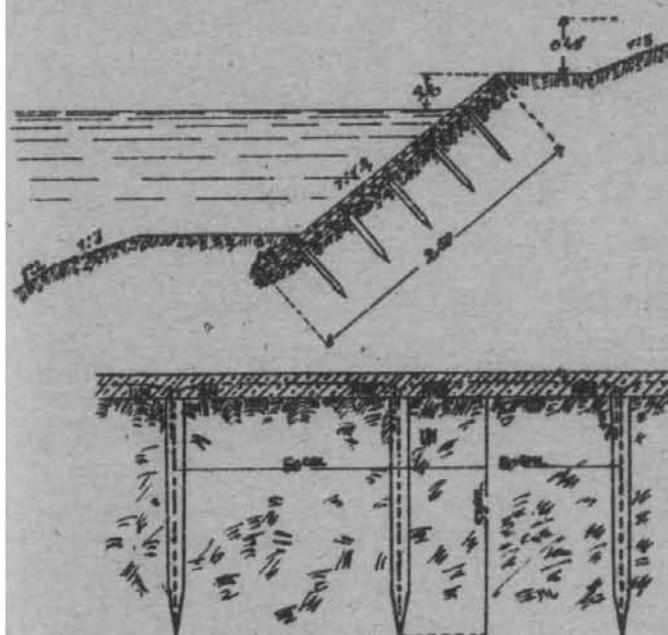


Рис. 42

бетонні анкера замінені залізними цінкованими анкерами, довжиною 1,3 метра. Грубість плити досягала 20 см. Пере-
хрестна арматура плити робиться з полосового заліза
60 x 5 мм., яке для більшої твердості /штивності/ перекру-
чується на ребро і лише в місцях перехрестя залишається
плоским і склепується. На кінці залізного якоря є вилка,
в яку залізна полоса вставляється і приклепується. На ці
полоси накладається ще сітка з 6 мм. дроту /рис. 43/.
Італійський інженер *Villa* придумав ще інший спосіб за-
кріплення берегу із спеціально виналиених бетонних
цегл і н. Кожна така окрема плитка має дві дірки, через
які можна продіти мідний або цінкований дріт. Плитки кла-
дуться з перевязкою швів. Кінці дротів привязуються до
залізного прута, як на горі берегового закріплення, та ї

/рис. 42/ Бергня плита ро-
билася не монолітною, а з
поперечними швами або щі-
линами, щоб уникнути роз-
риву кладки від морозів.
Шви робилися через кожні
1,5 - 2,5 метра. Грубість
залізобетонної плити, рос-
положення сітки і анкерів,
звичайно, може значно міня-
тися в залежності від міс-
цевих обставин. Залізо,
яке накладається в бетон,
що буває часто в воді, ліп-
ше брати оцинкованим, щоб
воне не юржало. В си-
стемі *Rabitz'a* залізо-

закладається в бетон,

внизу його /рис. 44/.

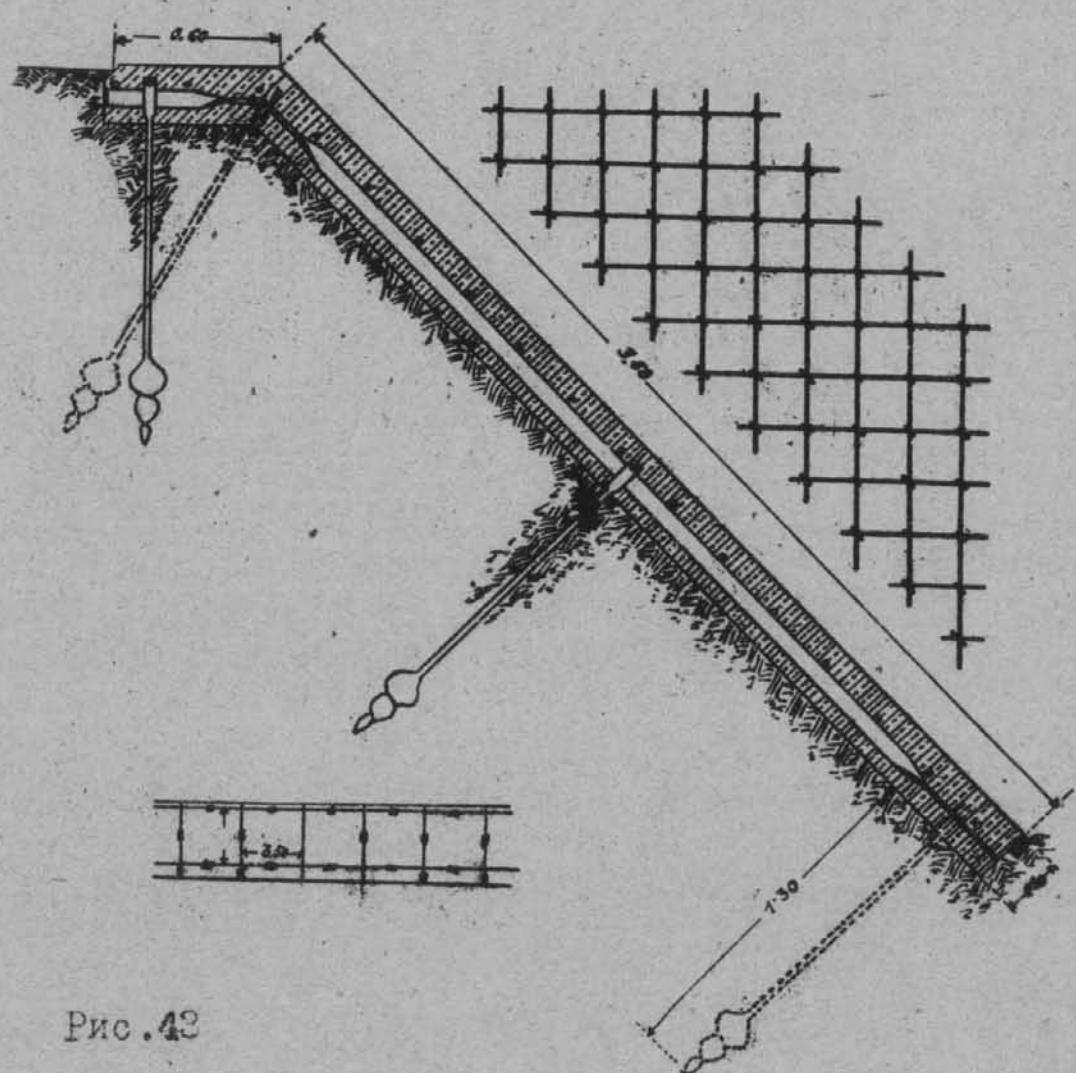


Рис. 43

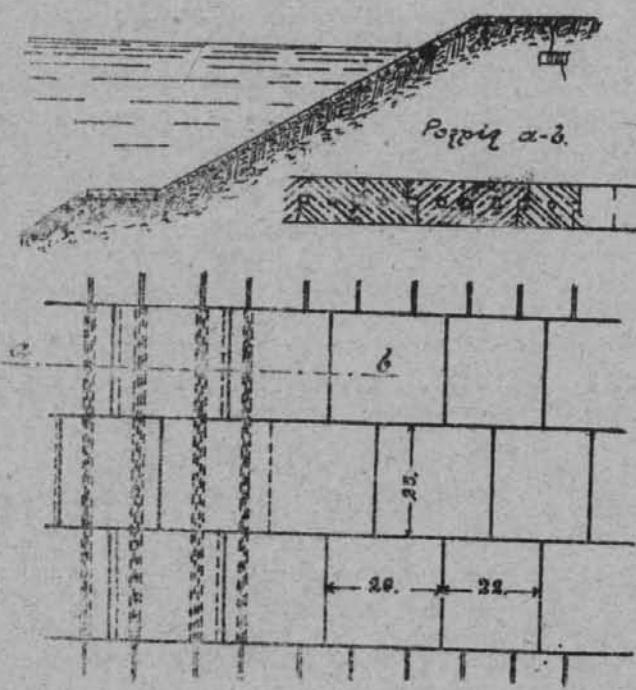


Рис. 44

§ 15. НАДБЕРЕЖНА.

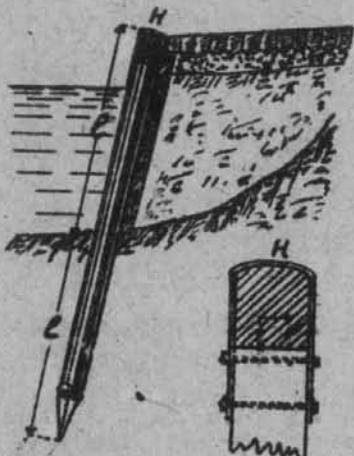
Всі приведені вище закріплення берегів, при яких необхідно робити зрізку берега на похилому одкосі, можливо застосувати лише тоді, коли берегова земля не має особливої цінності, а поток не судноплавний. Коли ж, на впаки, берегові землі ^{бувають цінні} то буває в місцях населених, або коли біля закріпленого берега мусить становитися судна, тоді тип берегового закріплення повинен задоволити останнім

вимогам і переходить уже в надбережжа, з передньою стінкою доземою, або легко нахиленою. Ця стінка доходить аж до поземної поверхні надбережжа. В залежності від матеріалу надбережжа можуть бути: деревляні, кам'яні, бетонові, залізобетонні або змішані конструкції. Вибір конструкції залежить головним чином від призначення надбережжа, місцевих і кліматичних умов та вартості матеріалів. Древляні конструкції часто бувають *наїдешевіші*, але утримання їх коштує значно дорожче, чим чим утримання надбере жжя інших конструкцій, а тому при проектуванні необхідно обміркувати, яка конструкція буде в результаті більш економною.

§ 16. ДЕРЕВЛЯНІ НАДБЕРЕЖЖА / БОЛЬВЕРКИ/.

Древляні надбережжа можна розділити на три типи:

- 1/баркани,
- 2/пальові або шпунтові,
- 3/зрубові.



Баркани надбережжа будуються так: по проектній лінії стінки забивається ряд паль, на віддаленні одна від другої 1,5 - 2 м.; голови паль перекриваються шапочкою насадкою /рис. 45/. За палі опускається шит з дошок або пластин і врізається в ґрунт. Після цього простір між стінкою та берегом засипається буйним піском або жорствою; поверхня брукується. Розміри паль залежать від висоти стінки над дном. Довжина забитої частини палі не мусить бути меншою довжини надземної частини. Насадка надівається на шпилі свай, а крім того прикріплюється ще до них хомутами з полосового заліза, через які пропускається по два прогони, грубістю 0,5"-1". Окремі частини насадки з'єднуються між собою косим зубом і обов'язково над палек. Грубість дошок за паліми залежить від величини тиску землі та від ширини прозору між паліми. При віддаленні палі від палі на 2 метри грубість дошок мусить бути більше 4"-5" /10 см./. Дошки, чи пластини прибиваються до паль корабельними цвяхами довжиною до 6"-8" /15 - 20 см./. Ту частину баркана, яка приходиться під водою, можна зробити з її щитів, збитих на березі. Надводну частину надбережжа треба засмолити. Описаний тип надбережжа має значні хиби: при морозах засипка, особливо глиниста, пучиться і змагас-

тися на шпилі свай, а крім того прикріплюється ще до них хомутами з полосового заліза, через які пропускається по два прогони, грубістю 0,5"-1". Окремі частини насадки з'єднуються між собою косим зубом і обов'язково над палек. Грубість дошок за паліми залежить від величини тиску землі та від ширини прозору між паліми. При віддаленні палі від палі на 2 метри грубість дошок мусить бути більше 4"-5" /10 см./. Дошки, чи пластини прибиваються до паль корабельними цвяхами довжиною до 6"-8" /15 - 20 см./. Ту частину баркана, яка приходиться під водою, можна зробити з її щитів, збитих на березі. Надводну частину надбережжа треба засмолити. Описаний тип надбережжа має значні хиби: при морозах засипка, особливо глиниста, пучиться і змагас-

тъся підрізати палі; льодоход ушкоджує палі, які першими піддають ударам льодин. Між окремими дошками появляю-

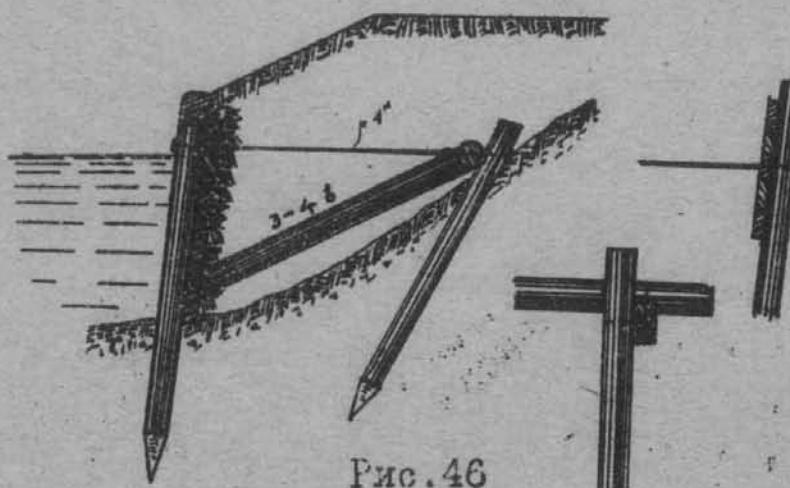


Рис. 46

ться щілини, через які вона вимиває засипку. Коли тиск землі на палі значний, і палі можуть погнутися, тоді верхні кінці їх з'єднують в різні способи з анкерними палами.

/рис. 46/. Анкерна палля мусить бути забита обов'язково в цілинний ґрунт, а не в насипаний. Залізні тяги,

якими зв'язуються верхи паль з анкерними палами, покривають для охорони їх від їржи смолою, асфальтовим лаком, або цінкуються. Замісць залізних тяг, беруться часто деревяні, які з палами з'єднуються залізними хомутами /рис. 47/.

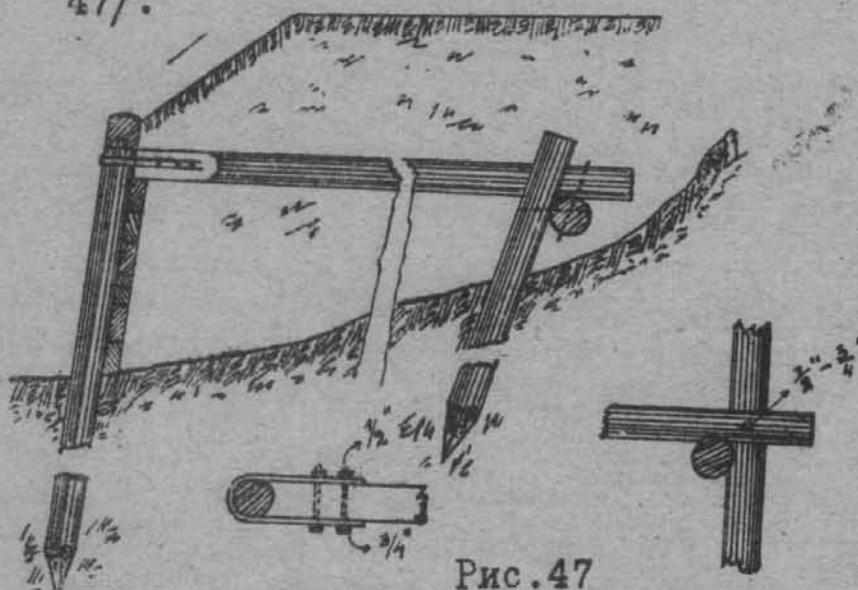


Рис. 47

Коли стінка утворена з круглих паль, тоді засипка за ней повинна бути з матер'ялу буйного каміння або жорстким; коли ж стінка складається з кантованих або шпунтованих паль чи грубих дощок, тоді засипка за ней може бути і з піском. Пуントовані стінки будуються так: спочатку забиваються на віддаленні 3-4 метра так звані маячні палі; ці палі обхоплюються зверху парними схватками а потім між схватками забиваються шпунтовані палі або дошки. До висоти 2 - 2½ метра шпунтована стінка будується без анкерів /рис. 48/, лише іноді з нахилом до берега. Коли вільна висота палі є більша 2-2½ метра, тоді для зміцнення стінки необхідно застосувати анкерні закріплення, один з типів яких показано на рис. 49.

§ 17. ПАЛЬОВІ НАДБЕРЕЖНА.

Пальові надбере́жна мають передні стінки зі суцільного ряду паль круглих, обтесаних, або шпунтованих. Палі в верхній частині обхоплюються парними схватками, які з'єднуються прогоничами.

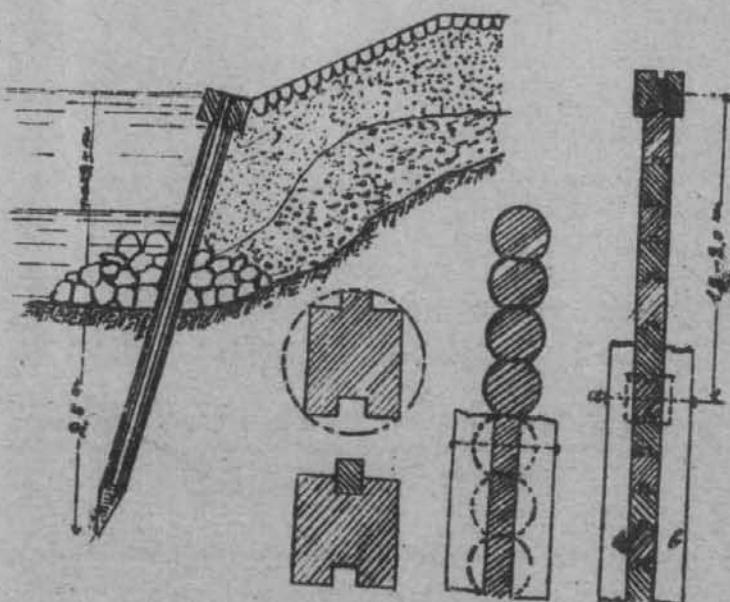


Рис. 48

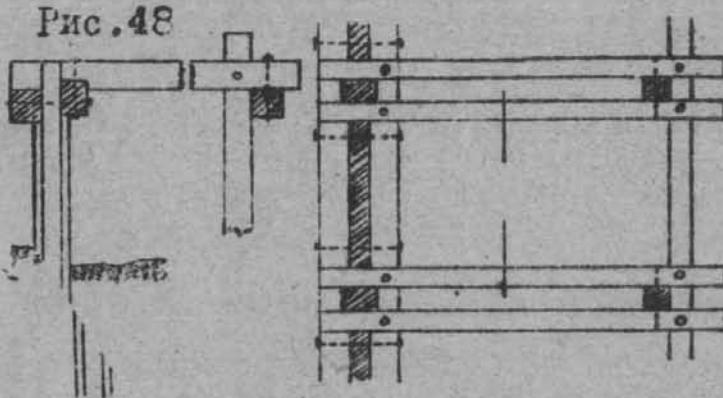


Рис. 49

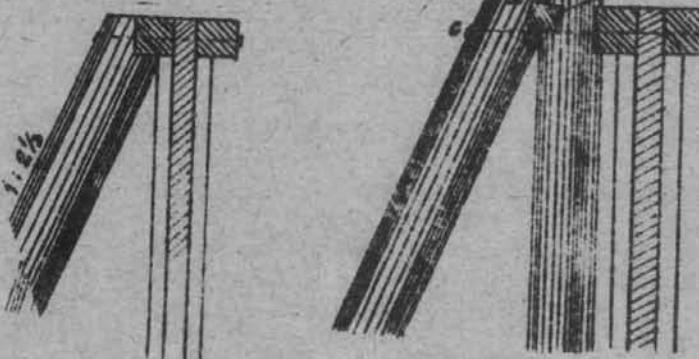


Рис. 50

до поверхні надбережка. Нижня частина, яка завжди буває під водою, будеться зі шпунтованих брусів, а верхня - має конструкцію баркану. Маячні палі забиваються такої довжини, щоб вони доходили аж до верху стінки; і палі і являються опорами для щитів, якими утворюється надводна стінка.

Тиск землі на шпунтовану стінку можна прийняти не лише анкерами, але й похило забитими паліями, які підпирають маячні палі /рис. 50/.

Козла складаються з двох паль: доземної й похилої, які мають прияти на себе частину тиску, що ділає на шпунтову стінку. Підпоможні палі з'єднуються між собою дубовою шпонкою **а** з полосово-го заліза **б** і прогони-чом /болтом/ с. Ця кон-струкція має перевагу перед конструкцією ан-керною тому, що всі ча-стини її доступні для огляду і ремонту; отже, коли по місцевих умо-вах можна допустити, щоб козлові палі були забиті перед шпунтовою стінкою, тоді таку кон-струкцію і слід вибра-ти. Там, де буває знач-ний льодохід, від коз-лових паль приходиться відмобітися.

§ 18. СКЛАДНІ БОЛЬВЕРКИ.

В тому разі, коли па-льова стінка мусить ма-ти значну висоту, вона розділяється на дві ча-стини: нижню - до рівня низьких вод, - і верхню - від рівня низьких вод

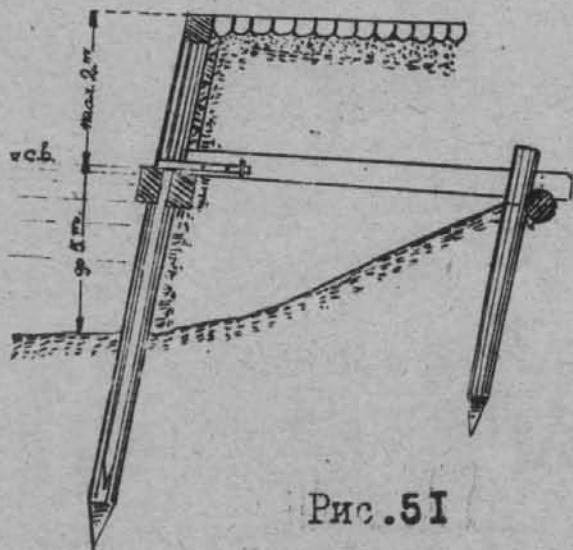


Рис.51

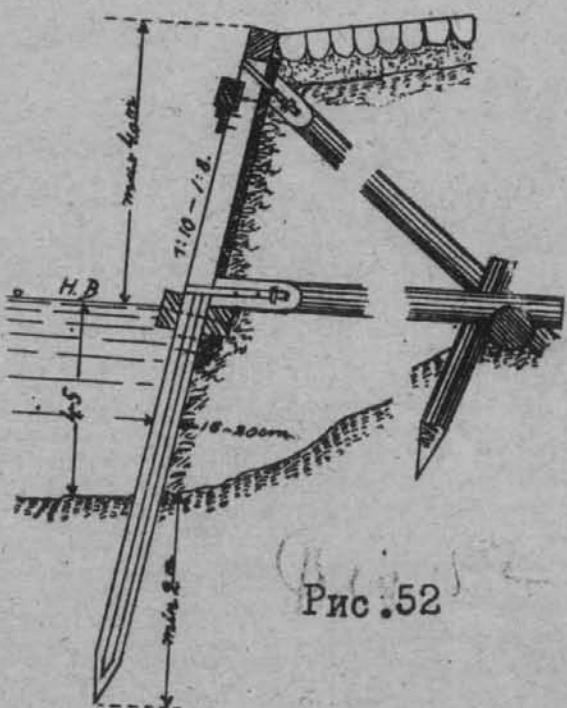


Рис.52

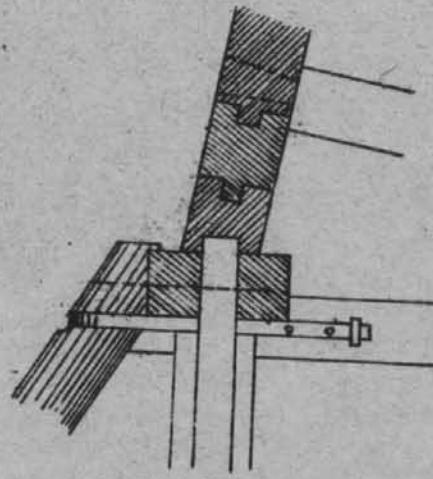
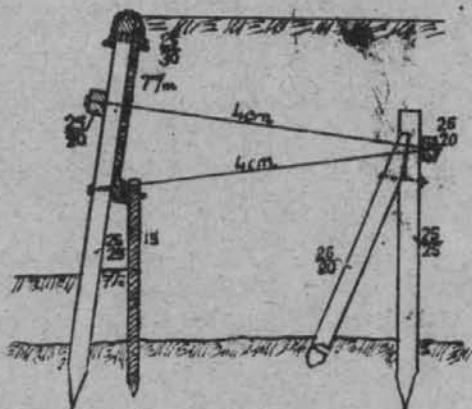


Рис.55

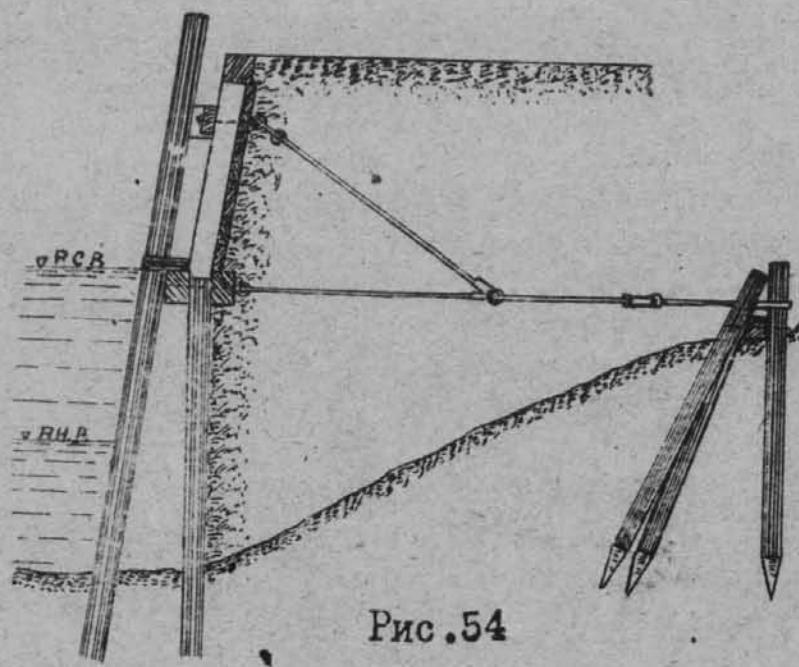


Рис.54

В складних бульверках завжди бувають анкери, тому що тиск землі на високі стінки буває такий великий, що стінки без анкерів могли б прогнутися. З'єднання анкера зі стінкою необхідно робити на такому рівні, щоб це з'єднання було майже завжди під водою.

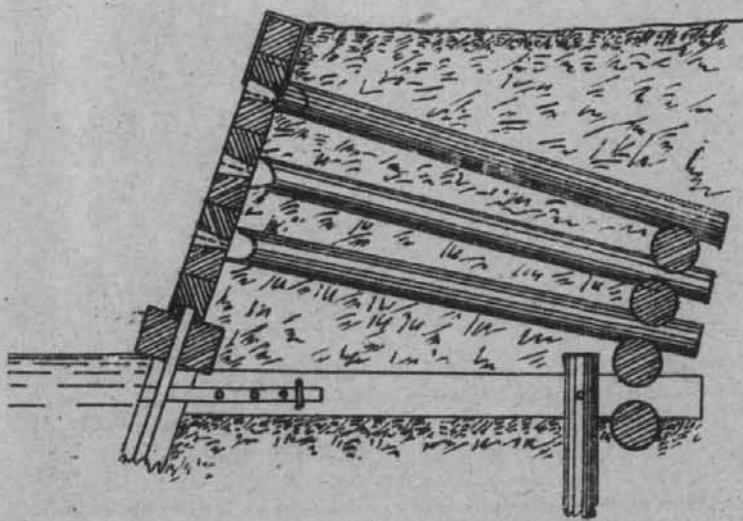


Рис. 55

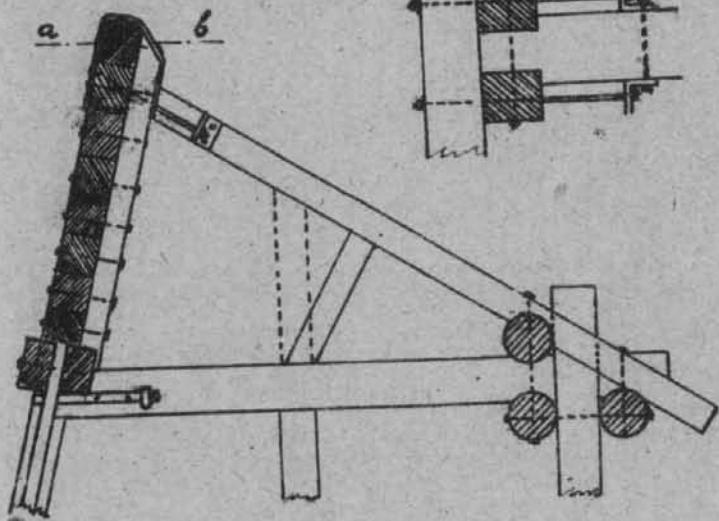


Рис. 56

Коли верхня стінка має висоту не більшу 2-ох метрів, тоді верхнього анкера, який би йшов від голови маячної палі, може й не бути; при більших висотах уже потрібні анкери. Анкери можуть бути як деревяні, так і залізні /рисунки 51, 52, 53, 54/.

На річках з сильним льодоходом стінки з паль і парканів часто пошкоджуються, а тому в таких випадках будеться надводна частина надбереїжа з брусів /рис. 55/. Бруси ці кладуться поземно, в шпунт Модін на другий і закріплюються анкерами. Верхній брус не закріплюється анкером, а обхоплюється залізними хомутами, які з'єднуються прогоничами з нижнimi брусами.

§ 19. РОЗРАХУНОК БОЛЬВЕРКА.

Теоретичний розрахунок частей бульверка базується на дослідках проф. Engels'a і виводах проф. Mohr'a. Ці розрахунки дають звичайно розміри частей менше тих, що випробовані на практиці, а тому від них одступають в бік збільшення розмірів. Для можливості дальших теоретичних розрахунків необхідно перш за все установити, на яку глибину треба забивати палі, щоб пасивний опір землі був достаточним і не давав нижньому кінцю палі відходити від свого переднього положення. Тут можуть бути такі випадки:

1/ паля в горі не підперта, і сила діє на кінець палі /рис. 57/;

2/ паля в горі не підперта, і на палю тисне земля по всій висоті палі;

3/ Zentralblatt der Bauverwaltung, 1903

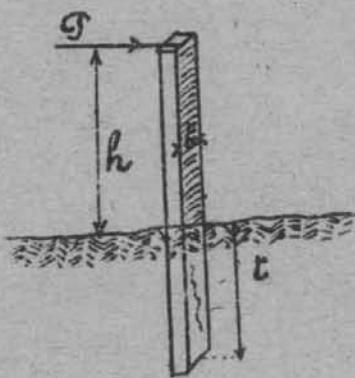


Рис. 57

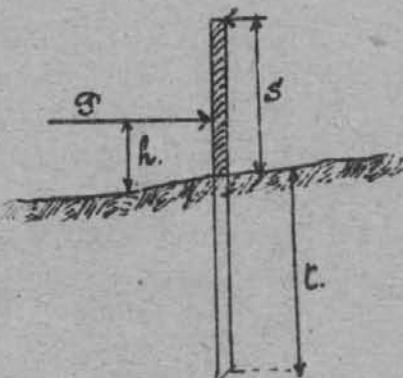


Рис. 58

3/ паля в горі підперта, і на неї тисне сила в одній точці /рис. 58/;
4/ паля в горі підперта, і на неї по всій висоті тисне земля. Для першого випадку проф.

Engels дає такий

$$t^2 \geq \frac{P(6+12\frac{s}{t})}{1000}, \quad (6)$$

де всі міри в метрах, а сили в кілограмах. Для другого випадку: $t \geq 1,06h$

Для третього $t^2 \geq \frac{P(s-h)}{770 \cdot b(s+0,6t)}$ / β /, де b ширина палі в метрах.

Для четвертого випадку виведені *Mohr* 'ом складні взори /приведені в книзі *Engels'a: Handbuch des Wasserbaues* стор. 153 I-154 I/; можна, однаке, користатися взором / β /, принявши тиснення землі зосередженим в одній точці. Рівняння / α / і / β / приводяться до кубічних, які й розвязуються, скоріш усього, спробами. Установивши глибину забивки наль, можна приступити до нахождення сил і моментів, що ділять в анкерах і пальях. Для цього застосовують методу Графо-аналітичну: нехай *ABC* буде маяча пала стінки /рис. 59/. За-

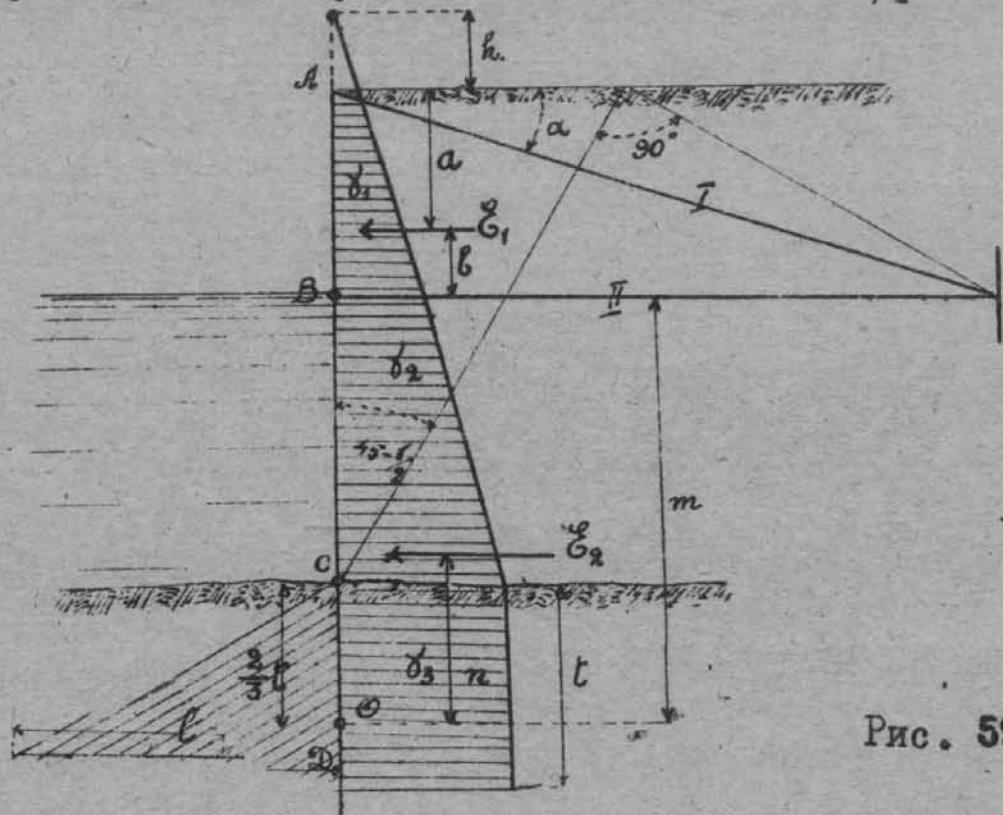


Рис. 59

засипка за цією палею від поверхні надбережжа до рівня води буде суха; I куб.метр ії важить $\gamma = 1,6$, або 1600 кілограмів. Засипка нижче рівня води по дна водойми, коли ця засипка просочлива, буде мати вагу в I куб.метрові $\gamma = 2,070 - 1,600 = 1,07$, або 1070 кілограмів; грунт нижче дна буде мати вагу в I куб.метрові $\gamma = 2,07$ або 2070 кіл. Над поверхнею надбережжа предбачається рівномірна нагрузка, яка переводиться до висоти h сухої засипки, поділивши вагу нагрузки на вагу одиниці об'єму засипки γ . Кут тертя сухої засипки $\varphi = 30^\circ - 31^\circ$ / Engels брав $\varphi = 31^\circ 9'$. Кут тертя вологої засипки $\varphi_2 = 29^\circ$ Кут тертя під дном $\varphi_3 =$ також 29° . Тиск землі на одиницю ширини, активний по взору $P_a = \frac{1}{2} h^2 \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)$ є пасивний по взору $P_n = \frac{1}{2} h^2 \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi)$ показується на діаграмі. Пасивний тиск можна вважати прикладеним на $2/3 t$ від поверхні дна. Найдемо тепер сили, які ділять на анкера I і II; нехай ці анкери розставлені один від другого на d метрів. Для верхнього анкера поземе зусілля P_x' найдемо, виявши моменти: a/сили тиску землі E , що проявляється на висоті АБ відносно точки Б, б/невідомої ще нам сили P_x' відносно тієї ж точки і прирівнявши їх:

$$E \cdot d \cdot b = P_x' (a + b)$$

відсіля:

$$P_x' = \frac{E \cdot d \cdot b}{a + b}$$

Сила, яка направлена вниз долиною по анкеру, нахилено до позему під кутом α , буде $P_x = \frac{P_x'}{\cos \alpha} = \frac{E \cdot d \cdot b}{(a + b) \cos \alpha}$. Силу P'' , що розтягає нижній анкер, найдемо так:

$$P'' = \frac{E \cdot d \cdot a}{a}$$

Але на нижній анкер буде ще передаватися сила від тиску землі на нижню частину стінки. Цю силу Q'' найдемо так:

$$P'' = P'' + Q'' = \left(\frac{E \cdot a}{a + b} + \frac{E \cdot a}{m} \right) d$$

Повна сила P , що розтягає нижній анкер, буде:

$$P = P'' + Q'' = \left(\frac{E \cdot a}{a + b} + \frac{E \cdot a}{m} \right) d$$

Знаки сили P' : Q' , найдемо поперечні розсії F_x анкерів з відношень:

$$F_x = \frac{P'}{\sigma} ; \quad F_x = \frac{Q'}{\sigma}$$

де σ допускаємо напруження на ростягання. Значення σ для дуба ї сосни 100 кіл/см², для ялини - 60 кіл/см², для литого заліза - 800 кіл/см², для зварочного заліза від 800 до 1000 кіл/см². Сама анкерна палія розраховується як балка, що навантажена силами показаними на діаграмі і лежить вільно на двох опорах Б і О. Коли момент M від цих сил буде вирахований, тоді задавшись поперечним розсіком палі, повірюємо розміри його по взору:

$$R \equiv \frac{M_x}{\gamma},$$

де R допускаємо напруження матеріалу палі на згинання, x - віддалення крайньо-

го волокна поперечного розсіку від осі розсіку, а γ - момент інерції розсіку відносно осі його. R для дерева - від 100 до 150 кілогр./см² /проф. Якобі допускає для великих паль і 250 кіл/см² /.Щоб плита в кінці анкерів не витягалася, необхідно, щоб пасивний опор землі, який рівен для плити заглибленої на $h_1 + \frac{h_2 h_2 - h_1^2}{h_2} \operatorname{tg}^2 45^\circ + \frac{\%}{2}$, був

більшопоземної сили від двох анкерів. Коли анкер припевнюється до козла з паль, тоді сила від анкера передається на палі, причому одна з паль зтискується, а друга виривається. Для того, щоби палі не втискувалися в Грунт і не могли бути вирваними з нього, необхідно, щоб тертя між боковою поверхнею палі і Грунтом було більше ділаючої сили. Опір від тертя на поверхні палі складає в кілограмах на 1 кв.метр поверхні

Для Грун-	Для	Для	Для
та намуль-	мякої піску	щілкого	
ного й ба-	пливу-	піску	
гнистого:		чого:	або глини

Палі деревляні..... 0 до 1000 до 2000 до 3000

Палі залізобетонні... 0 " 1200 " 2500 " 4000

Опір від тертя у гостряках палі при забивці /по Нітте/ для гравія від 5 до 10 кілогр.на кв.см., а для глини від 4 до 7 кілогр.на кв.см.

Коли детальних розрахунків не робиться, то глибина забивки шпунтового ряду, підпертого в горі, береться рівною 1/2 довжини палі. Глибина маячних паль береться по емпіричному взору: $d_{\text{маяк}} = 0.15 + 0.02 l$, де l - довжина палі в метрах.

§ 20. ЗРУБОВІ /РЯМЕВІ/ НАДБЕРЕЖНА.

В тих випадках, коли ґрунт не допускає забивки паль, надбережжа будується в місцевостях, що багаті лісом, зі зрубів /ряжів/. Зрубом називається рублена з круглого лісу комора з дном, яка ставиться по лінії надбережжа і зарулюється камнем або буйним піском. /рис 60/. Надбережжа складаються з де кількох окремих зрубів, нижні вінці яких будується на березі або зімою на льоду, а потім спускаються на воду, там добудовують і опускають один біля другого. Коли дно річки не рівне, тоді його або підчищають землечерпалками, або підсилюють камнем і зруби ставлять на вирівняну вже поверхню. Поставити зруби цілком щільно один біля другого трудно, між стінками їх можуть

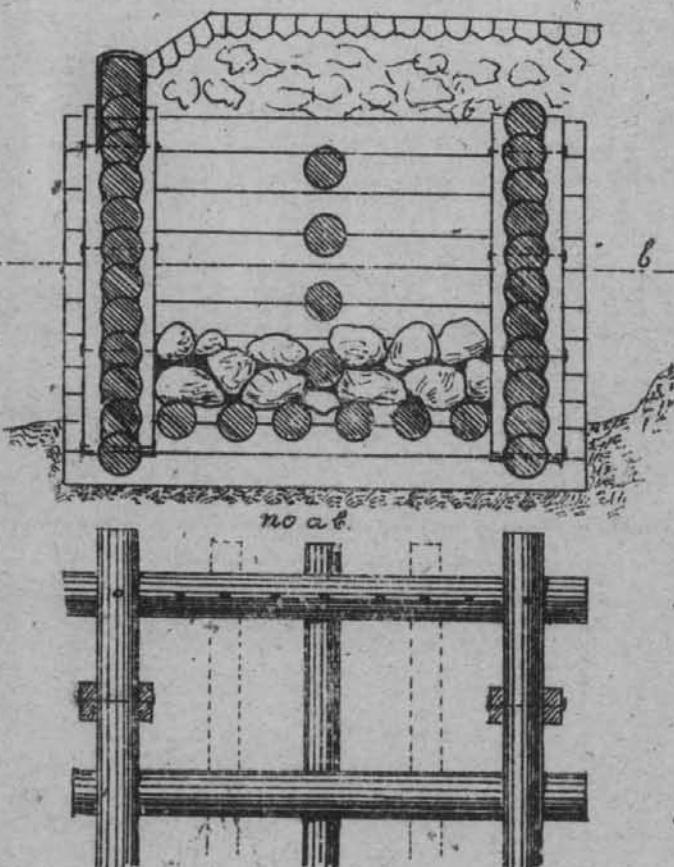


Рис. 60

бути перемежки, через який загрузочний матер'ял висипався б; щоб цього уникнути, між двома зрубами опускають щитки *т*, які закривають щілину /рис. 61/. окремі деревляні зруби приганяються /причєрчуються/ щільно один до другого і з'єднують між собою або зайоршоними гвіздками, /через 1 саж. вага йорша 4 ф./ або дубовими нагелями, або доземними схватками. Коли ряж призначено виповнити камнем тоді особлива щільність припасовки не потрібна, і навпаки при виповненні піском, необхідно окремі деревини з'єднувати як *щільніш*; навіть в шпунт, щоби пісок зі зрубів не вимивався і надбережжа не осідало. В залежності від роду загрузки і дно зруба робиться або з прогалами, меншими розміру *камінкою*, або щільним. Довжина окремого зуба робиться до 4 сажнів /відповідно до довжині деревин на торгу/; але для того, щоб загрузка не випирала довгої стінки, необхідно приблизно через 1 сажень зробити поперечні затяжки. В поперечному напрямку беруться дерева цілі, без стиків; в подовженному - можуть бути стики. Коли зруб має значну висоту, /до 5 саж. в воді/ тоді його роблять ступенчастим. /рис. 62/, при чому широку частину опускають спочатку окремо, а потім як вона осяде, на неї опускають другу частину, вузьку. На ґрунтах намульних зруб може сісти на значну глибину, до 3-х сажнів; тому в таких випадках надбережжа будеться не відразу, а поступенно чекаючи

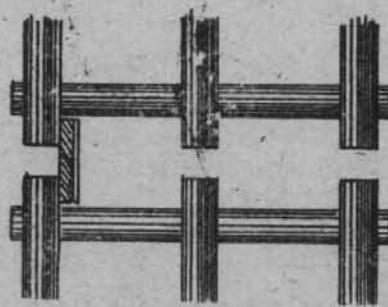


Рис. 61

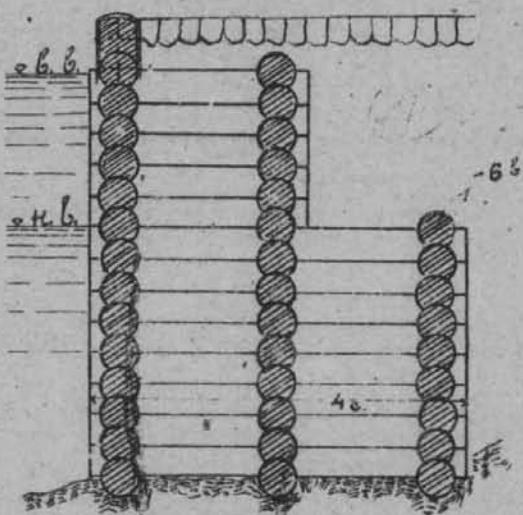


Рис. 62

осадки. Камінь в ряжах. Іноді трамбується під водою бабою з підбаком. Ремонт ряжів під водою переводиться водолазами.

§ 21. РОЗРАХУНОК ЗРУБОВОГО НАДБЕРЕЖНЯ.

Зруб маєтъ давати опір активному тиску засипки як на перекидання, так і на зсування. Цей опір залежить від ваги зруба з тим матер'ялом, який його виповнє, коли зруб виповнено камнем, а потім ще засипано піском, тоді приймається, що камінь виповнє $2/3$ об'єму зруба, а пісок $1/3$ об'єму. Ширина зруба по низу робиться приблизно рівною висоті зруба. Вага зруба, не приймаючи на увагу ваги дерева, буде:

$$\text{над водою: } \mathcal{G}_1 = v(0,66\delta_1 + 0,34\delta_2) \text{ тони}$$

де δ_1 - для каменя -- 2,4 тони в куб. метрі

δ_2 - для піску 1,6

δ_2 - об'єм зруба внутрі " " метрах.

Для частини зруба під водою: $\mathcal{G}_2 = v[0.66(\delta_1 - 1) + 0.34(\delta_2 - 1)]$

Повна вага $\mathcal{G} = \mathcal{G}_1 + \mathcal{G}_2$ Рівноділаюча від тиску землі та сили \mathcal{G} не мусить виходити з середньої третини підошви зруба.

§ 21. КАМ'ЯНІ НАДБЕРЕЖНІ.

Кам'яні надбереежні будуються виключно з каменя лише при незначних глибинах; при більш значних глибинах користніш застосовувати тип змішаний з каменя і дерева.

Коли стінка вся кам'яна, тоді підводна частина її робиться з кріпкого бутового каменя, з цегли /залізняка/, з бетону. Кладка ведеться на цементному або гидравличному росчині. Для облицювки необхідно брати найбільш тривкий матер'ял: Граніт, базальт, штучні бетонні масиви.

Коли глибина води не велика /5-10 метрів/, а ґрунти під водою міцні, тоді кам'яну стінку можна кладти прямо на ґрунт, після відповідної підготовки його. Підготовка ґрунту під кладку мусить полягати в тому, щоб верхній, слабий і нерівний шар був на сухо, за перегатками з водоохильником, або й під водою, удалений. При ґрунтах кам'янистих стінку можна кладти безпосередньо на такий ґрунт; при ґрунтах слабіших - фундамент стінки робиться з бетону, а на бетоні вже кладеться стінка з каменя чи цегли. В тому разі, коли глибина води значна, а ґрунт непросочливий, нижня частина надбереежна до рівня низьких вод робиться дерев'яною, а верх з каменної кладки. Поперечний розсік каменної стінки надбереежна має таку ж основну форму, як і розсік для камяни по Якобі

них перегаток на бистротоках, які відберуть натиск землі /рис. 63-68 /

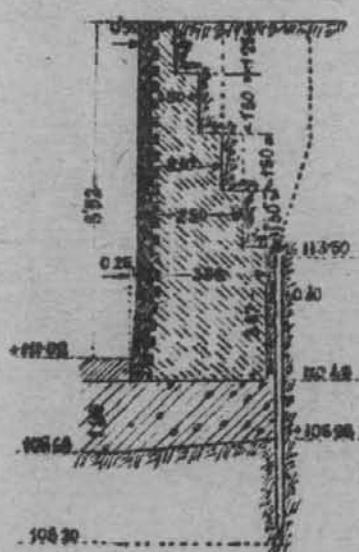


Рис. 65

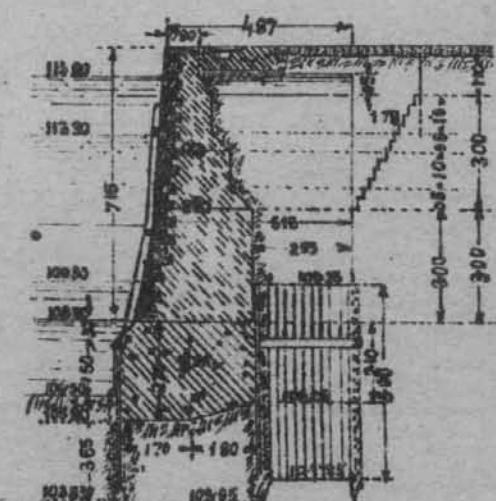


Рис. 64

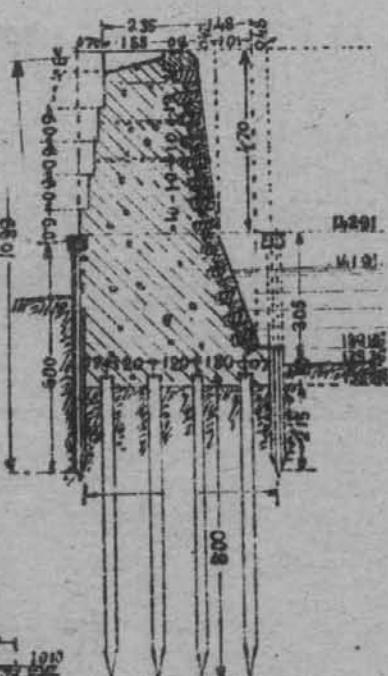


Рис. 65

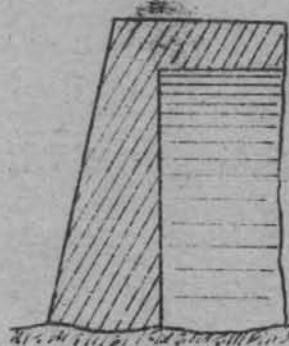


Рис. 69

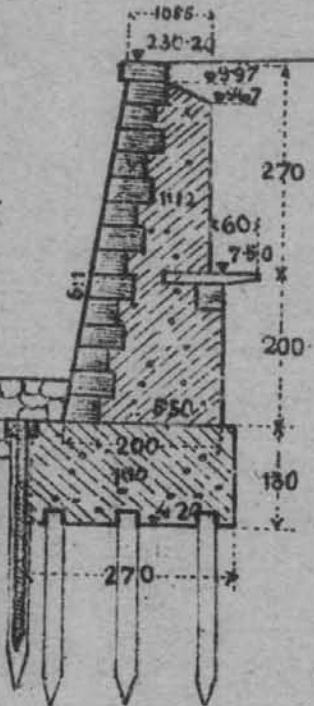


Рис. 66

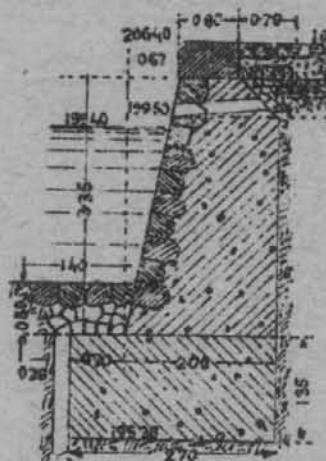


Рис. 67

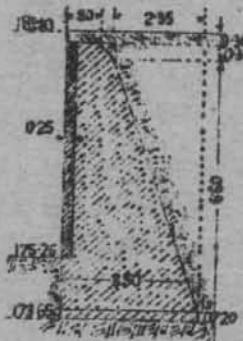


Рис. 68

Можна також будувати стінку з контрфорсами /рис. 69/ або залишати відкритими внутрі стінки при будуванні її порожнечі, які виповнюються піском або тонким бетоном. При надбереж-жах зміщення її кон-

структурці і спочатку за перегратками, або й без переграток забивається палі і будується на них ростверк /рис. 60/, а поверх ростверка ведеться кладка. Палі забиваються часто з нахилом, який наближається до нахилу вислідної π з сил тиску землі E та ваги стінки Oy . При високих палах один ряд їх забивається доземо, а другий нахилен під кутом, близьким кута сили, ділячої на ростверк. /рис. 67/. / Engels стор. 556/

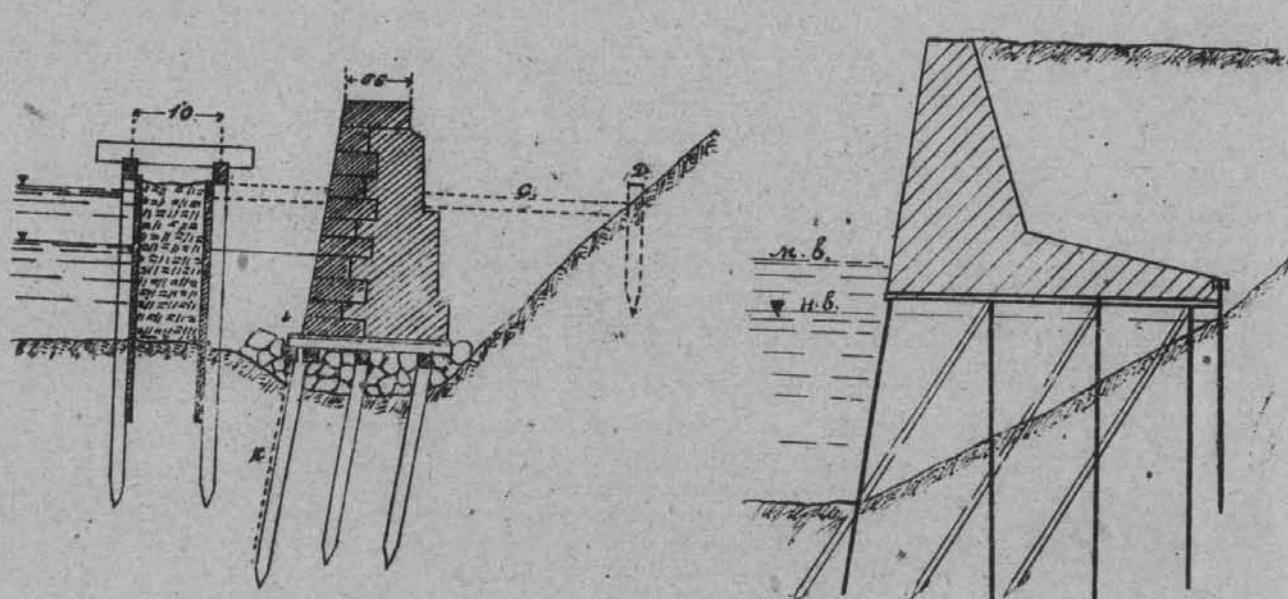


Рис. 70

Рис. 71

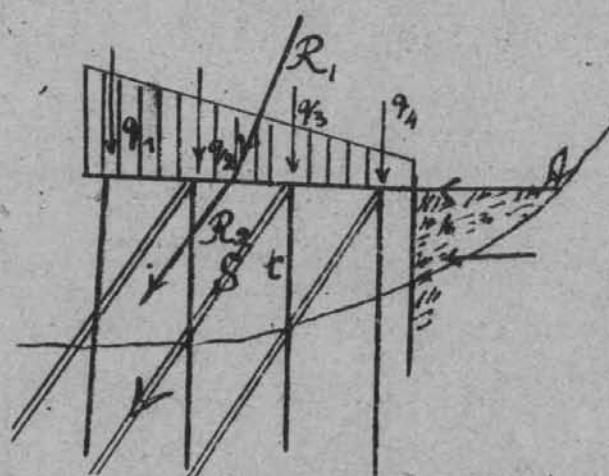


Рис. 72

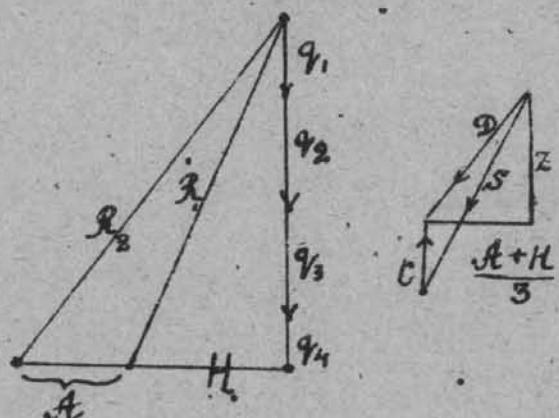


Рис. 73

Як доземні ,так і нахилені палі міцно з'єднуються з ростверком поперечинами й прогоничами. Доземні палі приймають на себе всю доземну нагрузку ,/рис. 72/ яка на кожну палку припадає; поземна ж сила, яка походить від поземної складової сили R_1 , та від роспору землі A /рис. 73, складаються на похилені палі, а також на звязані з ними доземні. Коли вислідна R_2 має напрямок похилих паль, тоді вся ця сила, поділена на кількість паль і тисне на похилену палю; коли ж напрямок інший, тоді на доземну палю ділає або така, що додає натиску до сили q_n , або навпаки така, що стремить палю витягти, себ-то зменшити силу q_n . Кількість паль, що несуть на собі тягар, визначається відповідно вазі спорудження над палями, а також натиску землі і одспору ґрунта .Звичайно беруть при довжині паль від 3-х до 4-х сажнів грудину палі від 5½ до 6 вершків, при більшій довжині - не менше 7 в. Довжина забивки палъ найліп-

що визначається забивкою пробних паль до одказу. Опір ґрунта відженням в нього палі вимірюється величиною осадки палі від одного удару при важких бабах, більше 30 пудів, або від де кількох ударів /напр. 30/ при легких бабах /25 - 30 пудів/. Коли осадка робиться сталовою, вона називається одказом - і забивку палі далі немає *потреби* продовжувати. Величина одказу назначається згори в залежності від тієї ваги, яку паля мусить витримувати. Простіший вір, яким користуються на практиці для нахождення величини одказу, такий:

$$\alpha'' = km \frac{Qh}{P} \quad " \quad \text{де:}$$

α - величина одказу в дюймах,

K - сочинник запаса, який приймається: для легкої баби /меньше 25 пудів/ і малих паль = 1/100,
для баби й палі середніх розмірів - 1/50
для баби й палі великих розмірів - 1/25;

Q - вага баби в пудах;

h - висота падіння баби в дюймах;

P - нагрузка на одну палю в пудах,

m - число ударів в залозі /для баби 25 - 30 пудів залога 30 ударів/

Приклад: Постійна нагрузка на палю $P = 1000$ пудів, вага баби $Q = 35$ пудів, висота падіння 4 фута, залога - 30 ударів. Який мусить бути одказ?

$$\alpha = \frac{1}{30} \cdot 30 \cdot \frac{35 \cdot 4.12}{1000} = \frac{35 \cdot 4.12}{10000} = \frac{3.14 \cdot 12}{10 \cdot 50} = \frac{42.12}{500} = \frac{504}{500} = 1.008 \text{ "}$$

Найбільша глибина, до якої палі забивають до 5 сажнів, а з нарощуванням паль і до 8 сажнів. Постійна нагрузка на 1 кв. дюйм розсіку палі допускається така:

для паль 4 в..... 8 пудів,

-" 5 в..... 12.5 пудів,

-" 6 в..... 17 пудів,

для паль більшого попереч. 22 пуда

Таблиця допустимих напрямів нагрузок:

Поперечник палі в вершках..	4	4½	5	5½	6	6½	7	7½
Поле розсіку палі в кв. дюймах	38.49	48.65	60.13	72.83	86.59	111.53	117.86	135.16
Нагрузка на всю палю в пудах..	300	500	750	1075	1500	2360	2600	2975

x/ "Урочное положение" Гр. де Ромефор.

** По Бріксу: $\alpha = \frac{Q^2 h q}{P(Q-q)^2} \text{ /Hütte/}$ де q вага палі.

Пр. Шевченко. Курс Гідротехніки Ч.І.

Ці числа відносяться лише до тієї частини палі, яка находиться в землі; для надземних довгих частин треба ще приймати на увагу можливість гнуття палі, яка збільшується з більшінням відношення довжини палі до поперечника й так, як показано на слідуючій таблиці.

Таблиця
кочінників тривкого опору гнуттю для довгих стоянів:

ℓ - довжина стояна /палі/ в дюймах;	$\frac{\ell}{d}$	I	12	24	36	48	60	72
d - поперечник в дюймах;								
ϱ - тривкий опір стиснен- ню; для сосни 24 п/кв. д.	$\frac{\varrho}{\kappa}$	I	5/6 I/2	I/3	I/6 I/12 I/24			
k - тривкий опір гнуттю в пудах.	K	24	20	12	8	4	2	1

Кількість паль, які мусять витримати вагу спорудження P ,

визначається по взору: $n = \frac{P}{5p'}$: де 5 розсік

палі, а p' нагрузка на кв. одиницю розсіку палі. Віддалення між палами береться за звичай не менше 2 і не більше 5 футів.

В тому разі, коли дно не допускає забивки паль, підводна частина високого надбережжа будеться або також кам'яна, або зрубова /коморчасті, ряжеві/ рис. 74%. На зруб, засипаний буйним камінням після доброї осадки та утрамбовки цієї засипки, насипається більш дрібний камінь, щоби вирівняти поверхню, потім кладеться бетонна основа, а на ній виводиться стінка.

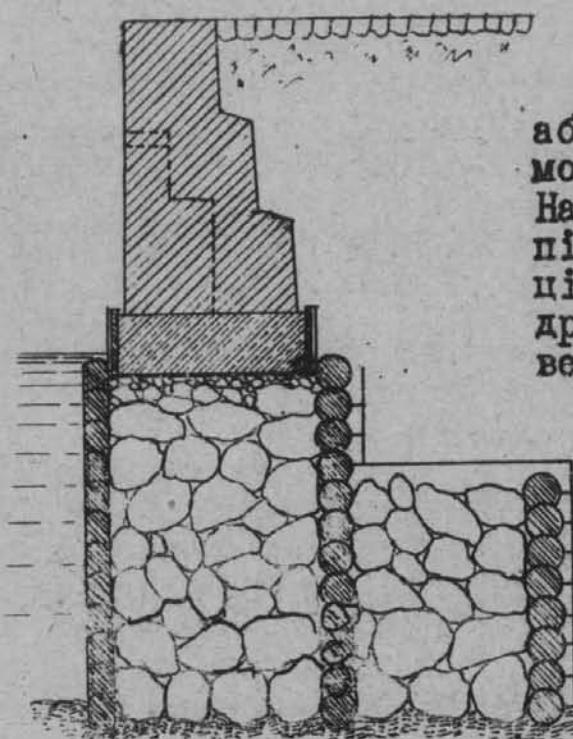


Рис. 74

§ 22. НАДБЕРЕЖЖА ЗАЛІЗОБЕТОННІ.

З розвитком залізобетонного будівництва, надбережжа стали часто будувати також з залізобетону. Залізобетонні конструкції надбережж надзвичайно різноманітні. Для характеристики їх подамо тут де кілька прикладів.

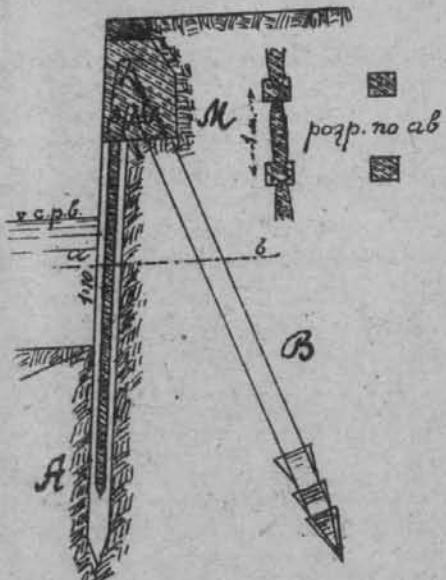


Рис. 75

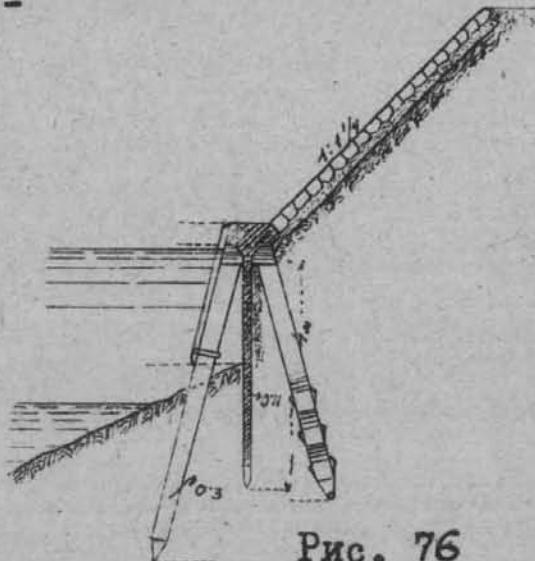


Рис. 76

В м. Бузумі надбере́жжа має та-
ку констру́кцію: /рис. 75/ на відда-
ленні приблизно 1 метр центр від
центра забито ряд залізобетонних
паль А з шпунтами. В ці шпунти
закладені залізобетонні щити.
Арматура від маячних паль вхо-
дить в бетонний масивчик М і там
з'єднується з арматурою палі В,
яка має на низовому кінці зазу-
бини для того, щоби давати біль-
ший опір силам, які стремляться
палю витягти з ґрунту. В м. Рур-
орті надбере́жжа має таку констру́к-
цію: по лінії надбере́жжа забито
шпунтовий ряд з залізобе-
тонних паль висотою 3,5 - 4
метра, шириною 0,6 метра і
грубою 0,11 метра /рис. 76/
Через кожні 6 метрів шпун-
това стінка підперта козла-
ми з двох залізобетонних паль
розміром в розсіку $0,25 \times$
 $0,30$ м.. Задня паля має кінець
зазублений. Арматура всіх паль
з'єднана в бетонній голові,
яка являється опорою для за-
кріплення одкоса. В м. Брес-
лавлі надбере́жжа збудовано
так: /рис. 77/ В основу над-
бере́жжа нижче дна покладе-
ні між шпунтовими дерев'яними
рядами бетоновий з токого
бетону /1:3:5/ лідмуровк шир-
иною 1,6 метра, а грубиною
1 метр. Напідмуровк поставле-

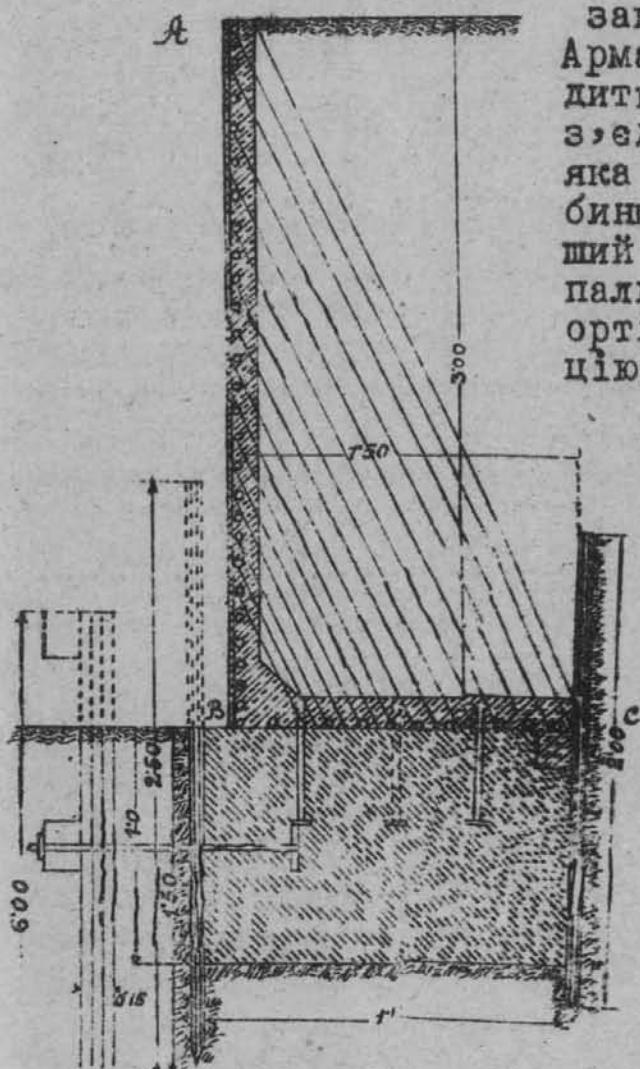


Рис. 77

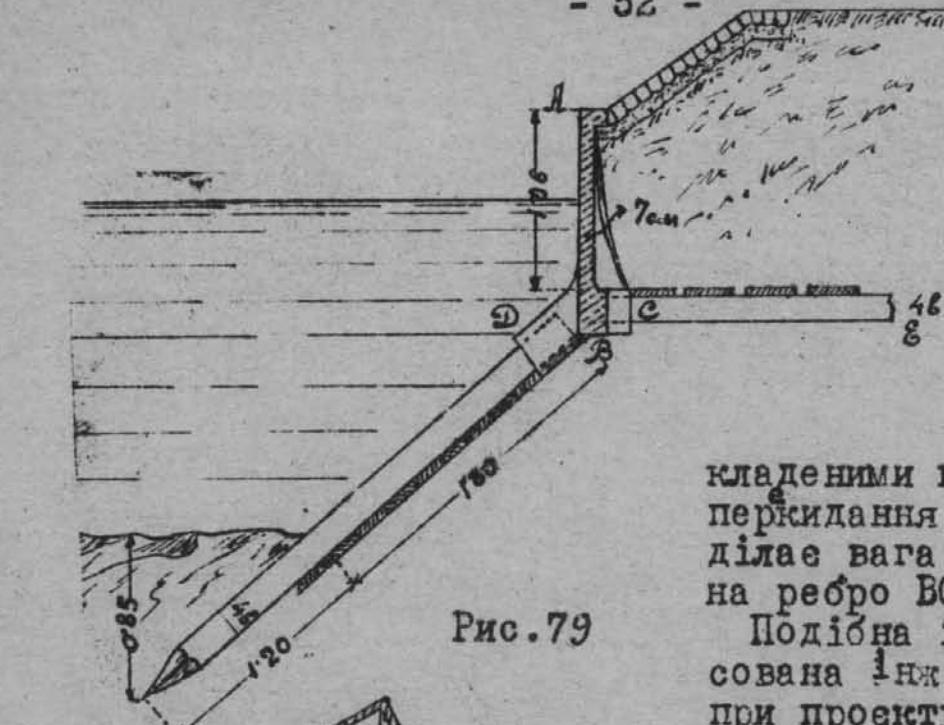


Рис. 79

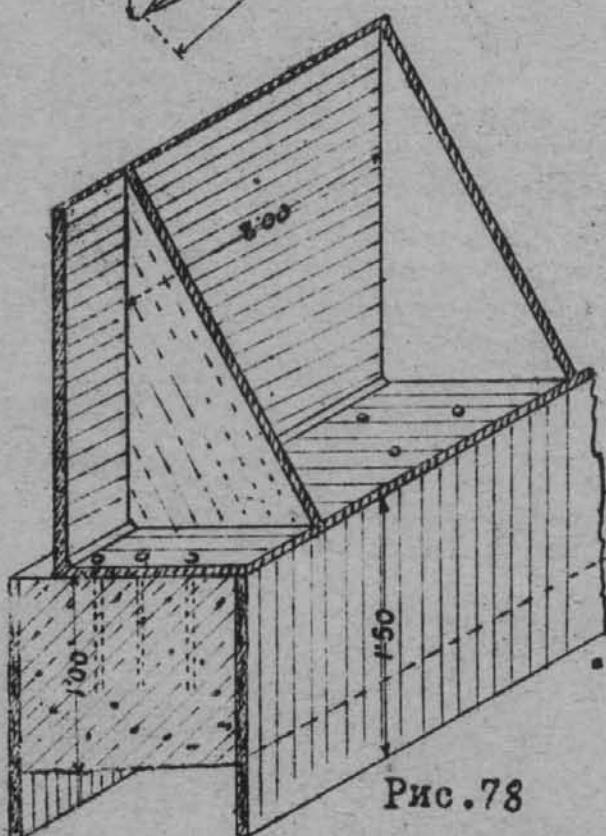


Рис. 78

на залізобетонна стінка АВС, яка має чарез кожні 3 метра контрфорси. Нижня частина стінки з'єднана з бетоновим підмурком за кладеними прогонами. Проти перекидання навколо ребра В ділає вага землі, що тисне на ребро ВС.

Подібна ідея була застосована інж. Пузиревським при проектуванні з'єднання Волги з Доном для надбережного каналу./рис. 79/. Через кожний метр по довжині за проектовано забити 100 лі дерев'яні палі, за які закладаються деревляні щити.

Залізобетонна стінка АВ з муфтами С і 2. Муфта 2 стінка з'єднується з палими, а в муфти С вставляють бруси СЕ, на які накладається поміст з дошок. Цей поміст приймає на себе вагу землі і не дозволяє стінці АВ повернутися біля точки С. Конструкція ця не була здійснена і практичність її ще не з'ясована.

§ 23. ВОДОЗБІРНИКИ І ГРЕБЛІ ДЛЯ НІХ.

Потоки в їх натуральному стані дуже рідко відповідають потребам водяного господарства для прилеглих до них місцевостей; частіше ж усього сток води необхідно в той чи інший спосіб регулювати, щоби розподілити його так, як це вимагається ріжними потребами народного господарства.

Одні методи регулювання стока, а саме зменшення нахилу потоків, змінення дна та берегів їх, ми уже розглянули. Але ці засоби можуть урегулювати режим потока лише до де-

якої міри. Все ж таки, і на закріплених річищах при високих водах сток в десятки і сотні раз буває більшим, чим при водах низьких, і може зовсім не відповідати одночасним потребам в воді.

Ідеальним водяним господарством було б таке, при якому можна було б розподілити річний запас води так, як це бажано. Наблизитися до цього ідеалу можна при допомозі будівель водозбірників, які затримували б стілько води, скілької вимагається потребами господарства.

Для отримання водозбірників будують у верхів'ях річок греблі, за якими й збирається вода за добу надлишку її. В той же час, коли в потоці води буває менше, чим потрібно, вода з водозбірника випускається і поповнює недостачу. В залежності від тієї мети, для якої водозбірники будуються, розріжняють такі категорії їх:

1/водозбірники поживляючі /попускні/,

2/водозбірники охоронні,

3/водозбірники змішані.

Водозбірники поживляючі будуються для таких потреб:

а/для забезпечення місцевостей питньовою водою,

б/для зрошення земель /головним чином в місцевостях жарких і сухих/,

в/для забезпечення водою судоходних каналів,

г/для підвищення рівня води в річках,

д/для витворення або збільшення гидравличної енергії.

Водозбірники охоронні /або ретенційні/ мусить затримувати високу воду і випускати її лише тоді і в такій кількості, щоб коротко річки нижче греблі могло цю воду пропустити без шкоди для побережжа.

З огляду на те, що будова водозбірників завжди коштує дорого, необхідно проектувати водозбірник так, щоби він задовольняв, наскілько можна, більшій кількості потреб.

У водозбірників поживляючих це буває завжди можливим. Особливо, не трудно з'ужиткувати водяну силу, пропускаючи воду спочатку через турбіни.

Водозбірники змішані. Коли певний водозбірник мусить бути одночасово поживляючим і охоронним, тоді не можна користатися для обох потреб повним об'ємом водозбірника, бо для поживлення водою нижньої течії, необхідно водозбірник весь час тримати повним; на впаки, для охорони місцевостей від високих вод водозбірник необхідно як найбільше окорожити. Для того, щоби він знову був готовий приняти нові навали води. Через те у таких водозбірників розділяють весь обсяг їх на дві частини: нижню - ужиточну, поживлячу і верхню-охоронну. Нижня мусить бути, по можливості, постійно виповнена водою, а верхня - випорожнюється негайно після проходу високих вод. Роздільна між цими частинами поверхня називається по верхнєю нормальном водотримання.

Охоронний обсяг можна з'ужитковувати також, але лише в тих випадках, коли є певність, що до приходу нових високих вод цей обсяг буде цілком опорожнений.

§ 24. ВИЗНАЧЕННЯ ВЕЛИЧИНІ ВОДОЗБІРНИКА.

Для нахождения величини водозбірника необхідно порівняти між собою кількість води, що притікає до водозбірника, з кількістю води, яку з нього повинно випускати.

а/ Для водозбірник і в поживлючих необхідно знати кількість води, яка підходить до греблі з водозбору за пересічно сухий рік. Коли б приймати на увагу рік *насесул/засухи*, тоді водозбірник захоплював би дуже мало води, при чому за рік, більш богатий опадами, значна частина води проходила б мимо греблі через водопереливи без ужитку її. Якщо ж в основу розрахунків покласти рік багатий опадами, тоді водозбірник не наповнявся б в роки сухі. Найдоцільніш приймати на увагу данні не для одного року, а для цілого ряду років. При всіх цих розрахунках приймається на увагу не календарний рік, а гидрологичний, який для України можна вважати з I листопаду до 1 жовтня /для Чехії від 1 жовтня до 30 вересня/. Так робиться з огляду на те, що зімні опади, які починають випадати з місяця листопада, збігають до потоків лише з весни наступного календарного року.

Кількість води, яка мусить бути випущена з водозбірника поживлячого, визначається потребою, при чому може бути три випадки:

1. Відток води залишається весь час приблизно по стійним /для питтювих потреб, для поживлення каналів/ 2. Вода подається з водозбірника лише в суху добу року /для підвищення рівня в річках/.

3. Вода подається цілий рік, але в змінливій кількості /гідроцентралі/.

Для визначення величини водозбірник і в охоронних необхідно знати найбільший приток за секунду в час поводі і найбільший, який можна допустити, відток в кориті річки нижче греблі. Приток води до водозбірника, а також відток по кориту річки найліпше находити безпосереднім мірянням біля місця греблі, але таке міряння необхідно проводити цілий ряд років, що часто неможливо. При відсутності даних безпосередніх вимірювань за де кілька років, необхідно користатися даними метеорологічних станцій про кількість атмосферних опадів; такі данні можна знайти за більший період років. З даних метеорологічних станцій вираховуються пересічні за ряд років, крім того звертається особлива увага на величину зливних дощів /злив/. На кідставі даних цих

і, користуючись взорами, приведеними в курсах гидрології - /Ізакашні, Жеганік і т.п./ або, знаючи сочинники стоку для водозбору, находимо приток води до водозбірника.

Об'єм поживляючого водозбірника необхідно так вирахувати, щоби вода зужитковувалася як можна більше, але він не мусить бути таким великим, щоби виповнювався один раз за де кілька років. В сучасних поживляючих водозбірниках об'єм їх роблять таким, щоб він захоплював до 65 % пересічного річного відтoku. Для водозбірників охоронних об'єм може бути значно меншим, а саме біля 10 % річного відтoku. Тут однаке головну роль відограє не річний відток, а найбільший повідневий відток.

При водозбірниках змішаних будаць, іноді доцільнім збудувати не одну греблю, а де кілько, при верхньому водозбірнику можна надати ролю охоронного водозбірника. Бзагалі при визначені величини водозбірника та розмірів греблі не можна користатися будь яким однomanітним правилом; тут необхідно мати великий досвід і обмірювати всі місцеві своєрідні обставини для того, щоб найти найліпше розвязання поставлених завдань водяного господарства. Теоретичне ж определення розмірів водозбірників переводиться в такий спосіб:

A/ Водозбірники поживляючі.

Викреслюємо на відповідному клітчастому папері: а/ криву коливання води $h = \varphi(t)$ за рік на потоці, який проектується перегородити греблею /рис. 80/, б/ криву звязку

секундних відтоків з висотою води $q = \psi(h)$; в/ криву відтоків $q = f(t) = Q$

Поле $\int_{t_1}^{t_2} q dt$ обмежене кривою вітоків, віссю абсцис і ординатами для часу t_1 і t_2 , дає об'єм води, який за перемежок часу $t_2 - t_1$ притече до водозбірника. Коли за недостатком спостережень не можна провести тягло криву відтоків Q , тоді треба вирахувати пересічні значення за кожний місяць, помноживши кількість випавшого за місяць дощу на сочинник стоку в цьому місяці і одержані значення відкладти на

протягі кожного місяця, поземно. /Рис. 81/. В подібний спосіб накреслимо також криву споживання, себ то відтоки, які з водозбірника випускаються. Припустимо, наприклад, що

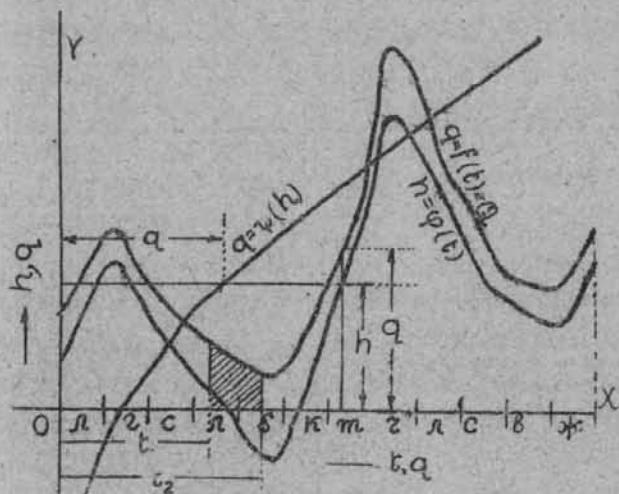


Рис. 80

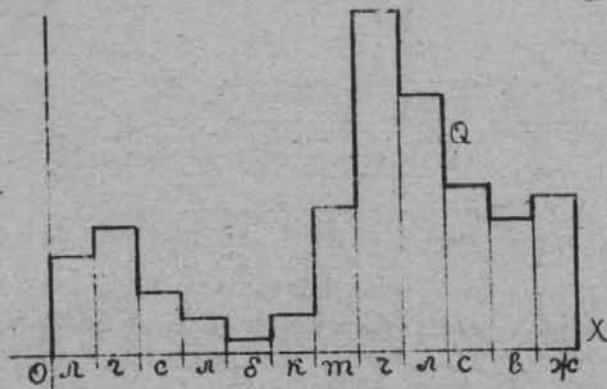


Рис. 81

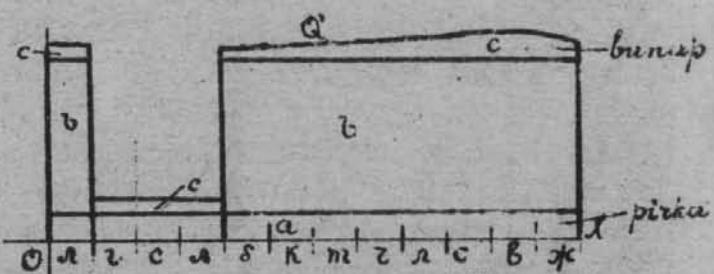


Рис. 82

з водозбирника необхідно подавати в канал з березня по кінець листопаду стаційний відток q' в секунду. При цій умові крива споживання буде простою, яка проходить рівнобіжно осі абсцис на віддалені від неї $= q'$ /рис. 82/. Коли б хотіли вирахувати точніші, тоді потрібна в воді складалася b з відтоку a , який треба залишити населенню нижче греблі; далі з відтока b , необхідного для живлення канала; нарешті з обсяму C , який випарюється з водозбирника, цей об'єм літом є найбільшим, а зімою найменший.

Накреслимо тепер обидві криві Q і Q' на одному рисунку /рис. 83/. Q взято для простоти сталим. Поля обмежені цими двома кривими, показують залишок або недостачу води; залишок + над кривою Q , а недостача - під цією кривою. Далі корисно збудувати інтегральні криві ΣQ і $\Sigma Q'$ на підставі відомих правил /рис. 83/. Ординати цих кривих дають відtokи, які від початку наших спостережень і до взятого моменту або притекли до водозбирника, або витекли з нього. Інтегральна крива притоку ΣQ буде якоюсь кривою або ломаною

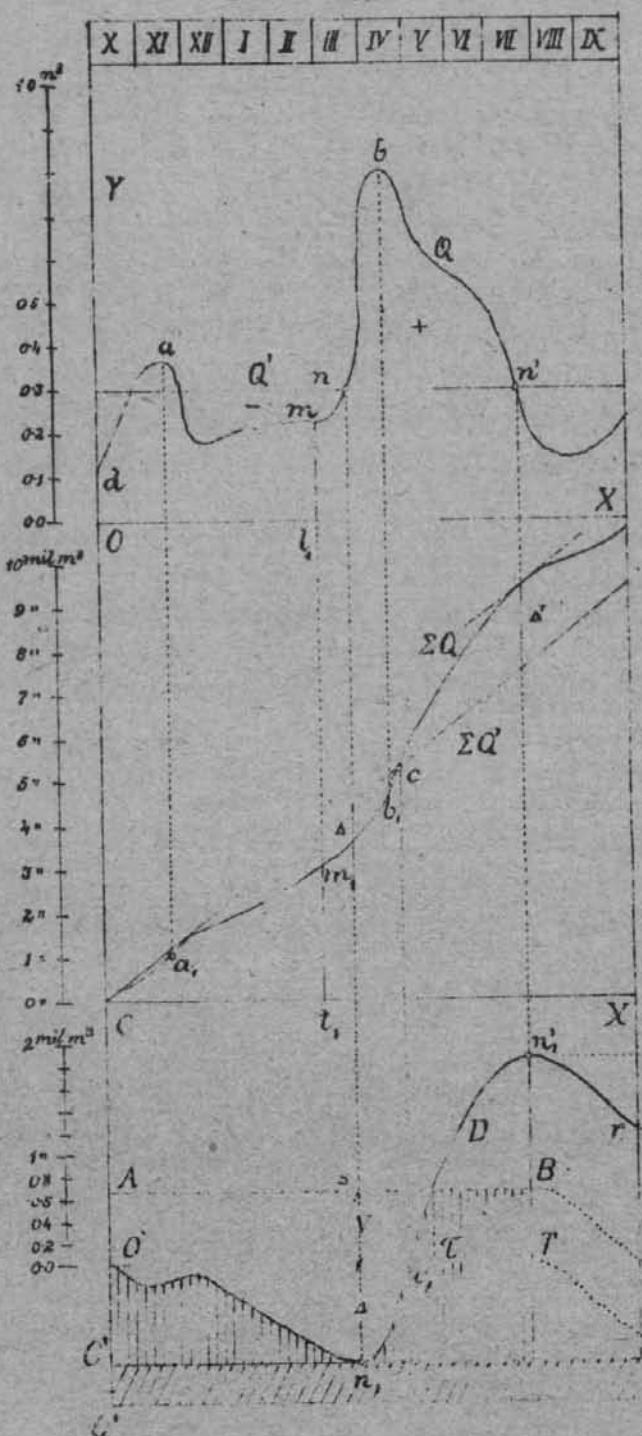


Рис. 83

лінією, яка повернута до осі абсцис випуклим боком, поки крива Q підноситься, і вигнутим боком, коли крива Q опускається. Тому поворотні точки кривої ΣQ мусять відповідати таx. і min. точкам кривої Q . Інтегральна крива $\Sigma Q'$ коли відток з водозбірника Q' є сталій, буде мати вигляд простої, нахиленої до осі абсцис; за ту добу, коли вода з водозбірника зовсім не одводиться, крига $\Sigma Q'$ йде рівнобіжно осі $x'0$. Ріжниця ординат обох кривих дає для кожного моменту або той об'єм води, який являється рештою після задоволення всіх потреб $/+$ над кривою $\Sigma Q'$, або об'єм, якого не вистарчає для задоволення загальних потреб $/-$ під кривою $\Sigma Q'$. Найбільша ріжниця Δ ординат під кривою $\Sigma Q'$ дає нам об'єм, який мусить мати водозбірник, щоби покривати найбільшу в розглядаємий період недостачу води, потрібної для взятої мети. Найбільша ріжниця Δ' над кривою $\Sigma Q'$ дає об'єм водозбірника, який був би достаточним для затримки найбільшої привальної води за той же період. Для того, щоби тримати запас води, необхідний для покриття потреб і в той же час мати можливість перехопити в сюди привальну воду, необхідно об'єм водозбірника зробити рівним $\Delta + \Delta'$. В таблиці, що приведена нижче, показані наслідки вимірювань на р. Nise і дані для будівлі кривих відтoku та інтегральної кривої, викреслених на рис. 83.

Таблиця А.

Pік № 1- сяць	Притечко у водозбір- ник за міс. нік за міс.	Всього при- текло за час від I-X 1899 року.	Всього від- ведено води з водозбір- ника від I-X, 1899 р.	Лишкі або недостачі
		в кубичних	метрах	
1899	X	578.500	578.500	788.400
	XI	909.800	1.488.300	1.576.800
	XII	495.500	1.983.800	2.365.200
1900	I	575.900	2.559.700	3.153.600
	II	546.700	3.106.400	3.942.000
	III	755.300	3.861.700	4.730.400
	IV	2.024.300	5.866.000	5.518.800
	V	1.641.900	7.527.900	6.307.200
	VI	1.368.600	8.896.500	7.095.600
	VII	886.500	9.783.000	7.884.000
	VIII	444.600	10227.600	8.672.400
	IX	448.400	10676.000	9.460.800
				1.215.200

Об'єм Δ був би тим найменшим об'ємом, який був би достаточним для покриття за період одного гидрологичного року недостачі води в перших числах березня, а саме 835600 м^3 . Об'єм $\Delta + \nu$ був би $868.700 + 1.899.000 = 2.767.700 \text{ м}^3$. При такому об'ємі водозбірника він може затримати всю ~~нижню~~ воду за один гидрологичний рік. Але, коли б за розглянутим періодом часу, другий річний період мав би таке ж саме розподілення притоку й відтоку води, тоді вирахуваний мінімальний об'єм водозбірника був би ~~малим~~ малим. Два сухих роки можуть слідувати один за другим, а тому необхідно це прийняти на увагу. Для того, щоби вирахувати об'єм водозбірника, який задовільняв би потреби і за час двох під ряд сухих років, застосовують такий спосіб. Приймаємо ріжниці ординат кривих $\Sigma Q_i \cdot \bar{Q}'$ за ординати нової кривої \bar{Q} відносно поземної осі $O'x$, проведених в місцях, відповідаючих моментам t . Це буде інтегральна крива ріжниць /рис. 83/. В таблиці ч. А остання шапльтта дає значення для ординат кривої \bar{Q} . Еластивості цієї кривої такі: крива \bar{Q} перетинає вісь $O'x$ в точці C , яка лежить на продовженні ординати, що проходить через точку С перетинення кривих ΣQ і $\Sigma Q' \bar{Q}$. Для періодів, коли води притікає до водозбірника більше, чим витікає, крива \bar{Q} підноситься до гори і навпаки коли відток перевищує приток, крива \bar{Q} спадає. Повна величина відтоку з водозбірника по певний час буде завжди рівнастися ріжниці між найбільшою ординатою спадаючої вітки кривої \bar{Q} та ординатою, що відповідає розглядаєму моменту. Отже, висота тієї частини кривої, що підноситься над віссю $O'x$ служить мірою лишку води, а глибина частини кривої, яка знижується від осі $O'x$ являється мірою недостачі води в водозбірнику. З цього виходить, що об'єм водозбірника, який мусить дати воду для потреб і в той же час бути готовим для приняття привільних вод, повинен рівнятися найбільшій ріжниці ординат кривої \bar{Q} . Коли ж би ми хотіли забудувати водозбірник лише таким розміром, щоби він задовільняв потребам в передбаченні двох сухих років підряд, тоді йому треба надати об'єм, що найменше рівний $\Delta + \nu$ /рис. 83/, що можна з'ясувати таким міркуванням. Кількість води, більша, чим $\Delta + \nu$, не найде вже собі місця в водозбірнику і буде з нього витікати. Проста АВ показує об'єм $\Delta + \nu$. Частина кривої \bar{Q} вище простої АВ показує об'єм води, який мусить відтікати з водозбірника. В момент t водозбірник був би повний, а лишки відтікали б аж до моменту T , після якого вода знова стала би спадати. Коли провести через нижню точку N , вісь $O'x$, тоді міле між цією віссю та лінією АВ буде показувати кількість води, потрібної для водозбірника. Ординати ж між віссю $O'x$, та кривою \bar{Q} дають для кожного момента кількість води в водозбірнику. Від моменту T рівень води в водозбірнику знов почне падати, а кількість її в кожний момент буде визначена кривою \bar{Q}_N . Точка N , при такій

$\sqrt{\text{Максимум і мінімум кривої } \bar{Q} \text{ припадає під точкою перетинення кривих } Q \text{ і } Q'}$

величині водозбірника $A + V$ попаде через певний період $M = 0, n$, на вісь $0, x$, і весь водозбірник спорожниться лише перед моментом збільшення притоку, себто води вистарчить на потреби.

Intre знаходить величину водозбірника розрахунком, при чому покладав, що в початковий момент у водозбірнику є вже якийсь об'єм води $= V$. По величині притока підраховував, скілько не дістас за місяць до того відтоку, який є необхідний, чи скілько буде лишньої води. З цих даних вираховується щомісячний запас в кінці кожного місяця. Розрахунок цей можна бачити з таблиці В.

			Занес
1899	X	578.500	$V - 209.900$
"	XI	909.800	$V - 209.900 + 121.400 = V - 88.500$
"	XII	495.500	$V - 88.500 - 292.900 = V - 381.400$
1900	I	515.900	$V - 381.400 - 212.500 = V - 593.900$
"	II	546.700	$V - 593.900 - 241.700 = V - 835.600$
"	III	755.300	$V - 835.600 - 33.100 = V - 868.700$
"	IV	2.024.300	$V - 868.700 + 1.235.900 = V + 367.200$
"	V	1.641.900	$V + 1.220.700$
"	VI	1.368.600	$V + 1.800.900$
"	VII	886.500	$V + 1.899.000$
"	VIII	444.600	$V + 1.899.000 - 343.200 = V + 1.555.800$
"	IX	443.400	$V + 1.555.800 - 340.000 = V + 1.215.800$

27

Пересічна кількість води, яку необхідно що місяця подавати з водозбірника, нехай буде 788.400 куб.метр. З посліднього стовпчиці табліці видно, що з накопиченого раніше об'єму V_m^3 найбільш суттєлов березні місяці, а саме 868.700 куб.метр., а в серпні згаданий запас збільшився б на 1.899.000 куб.метр. Для того, щоби поповнити з водозбірника всю воду, якої не дістає в кінці березня, необхідно було б водозбірник зробити таким, щоби він затримував найменше як 868.700 куб.метр. / $= 4\% \text{ § } 24/$. Коли ж одночасно з цим водозбірник прийняти й найбільш привальної води, тоді об'єм водозбірника повинен вміщати $868700 + 1899000 = 2.767.700$ куб.метр. / $(4+0)$ $\text{§ } 24/$. З наведеної таблиці видно, що в кінці березня водозбірник об'ємом 868.700 куб.метр. був би весь спорожнений, далі видно, що в квітні весь водозбірник був би виповнений, а крім того, 367.200 куб.метр. / $1.235.900 - 868.700/$ було б пропущено з водозбірника. Далі весь лишок води за місяці травень, червень і липень / $853.500; 580.200$ і 98.100 куб.метр./ необхідно також пропустити без ужитку, бо водозбірник уже стоїть повний. В кінці серпня місяця було б у водозбірнику лише 524.900 куб.метр. / $868.700 - 343.800/$, а при кінці вересня залишилось би 184.900 куб.метр. / $524.900 - 340000/$. Коли б один сухий рік слідував безпосередньо за другим, тоді в жовтні треба було б додати води знову 209.900 к.м. але в водозбірнику було б лише 184.900 куб.метр., себто водозбірник не задовільняв би нашій потребі.

З причин господарських бажано було б, щоби вся кількість води, яка збігає до водозбірника, могла бути в ньому задержана й зужиткована. Але це майже ніколи не здійснюється, бо коли б збудувати водозбірник на саму велику воду, яка тільки може бути, тоді в роки не такі многоводні, частина водозбірника була б не виповнена і витрати на велику греблю лягали б тягарем не на повний максімальний об'єм води, а на менший. Тому найдоцільніше надавати водозбірнику такий об'єм, при якому юнітність одного кубічного метра затриманої і зужиткованої води була б найменшою.

6/ Водозбірники охоронні.

Величина охоронного водозбірника належить в спосіб, подібний приведеному вище. Викresлюється крива притоку $q = \phi(t) = Q$, крива відтоку $q' = \psi(t)$. Коли V означає об'єм водозбірника і коли не приймати на увагу страти води на випарування, просочування і прибуток від дощу на поверхню водозбірника, тоді за добу $t - t_0$ /рис. 84/ в водозбірнику буде затриманий такий об'єм води:

$$\int_{t_0}^{t_1} q dt - \int_{t_0}^{t_1} q' dt = \int_{t_0}^{t_1} dv$$

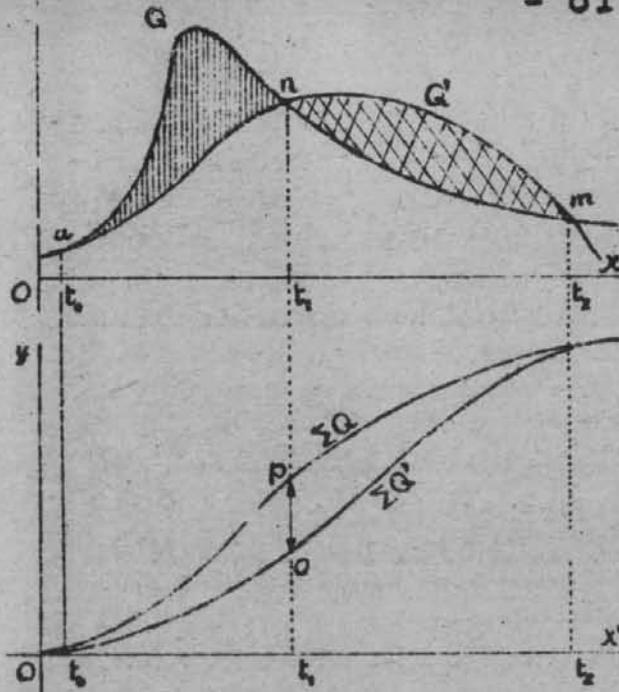


Рис. 84

Графично цей об'єм виявляється полем фігури abn між кривими Q і Q' від точки t_0 до t_1 . Знаючи криві Q і Q' , можна збудувати інтегральні криві ΣQ і $\Sigma Q'$. Ордината під точкою t , буде найбільшою, вона як раз буде рівна полю фігури abn .

З моменту t_1 , об'єм води задержаної в водозбірнику буде зменшуватись до моменту t_2 .

В цей момент водозбірник цілком отпорожниться. Коли віддачу з водозбірника зробити таку, яку може допустити річище нижче греблі, тоді цю віддачу можна уявити як постійну. Графично вона зобразиться простою рівнобіжною осі OX /рис. 85/. Коли для цього випадку збудувати інтегральні криві, тоді об'єм водозбірника буде = o/r /рис. 86/.

Об'єм q можна випустити з водозбірника лише при повному його заповненні, а до цього часу відток буде меншим, інтегральна крива $\Sigma Q''$ піде в даному разі нижче кривої $\Sigma Q'$ і об'єм водозбірника мусить бути рівним o''/r . Коли до момента

t_3 водозбірник мусить затримувати всю воду, щоб нижче положене корито могло пропустити лишню воду з свого водозбору нижче греблі, тоді об'єм його необхідно взяти = $\frac{1}{J} r_3$ або o'''/r .

При водозбірниках змішаного типу допускають іноді, щоб господарські потреби задовільнялись в об'єму охоронної частини. Але при цьому обов'язково необхідно, щоб вся вода з охоронної частини була перед приходом нових високих вод завчасно випущена. В таких випадках потрібна організація доброї служби передвищувань станів води.

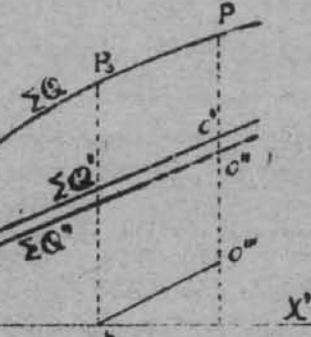


Рис. 85



Рис. 86.

§ 25. ДОСЛІДИ ДЛЯ ВОДОЗБІРНИКІВ.

Відповідний вибір місця для водозбірника, а також для гре-

блі, яка його утворює, має надзвичайно велике сплив, як на конти, необхідні при будуванні, так і на всі обставини використання водозбірника; тому перед складанням проекту водозбірника необхідно перевести ряд самих подрібник до скідків. Головні вимоги, яким мусить задоволінняти кожний водозбірник, - це такі:

Ліс і береги водозбірника повинні лежати в ґрунтах непросочливих, або мало водопросочливих, в яких немає будь яких помітних шпар або взагалі ходів для проникання на-копільної води. Гребля мусить бути збудована на можливо простоліній дільниці потока, в самому вузькому місці його, між високими, незатоплюваними, міцними берегами. Дальні умови лише залежать від призначення водозбірника. Так, коли водозбірник призначається для утворення лише натиску в турбинах, тоді має значення не стілько об'єм води в водозбірнику, скілько висота натиску - і місце для водозбірника слід вибирати на частині потока з великим ~~спливом~~ дна. Підпор від греблі на такій дільниці розшириється недалеко, підтоп земель не буде значаний, а натиск буде великий. Б таких же умовах була б гребля, коли б вона підпирала поток лише для пропуска частини його відтоку. Коли ж водозбірник призначається для захоплення як можна більшої кількості води, тоді ~~сплив~~ долини перед греблею мусить бути як можна меншим, сама долина розлеглою, а місце, де проектується гребля, не широким і в міцних ґрунтах. Иноді місце для греблі задається в залежності від особливих обставин, а не тих вимог, які ставляться необхідністю тривкості, стійкості та економічності спорудження. До таких умовин, чікі обмежують вибір місця для греблі й водозбірника, можна віднести:

1. Розташування меж володіння ріжник юридичних осіб. Може бути, що або гребля мала бути поставлена на чужій землі, або піперта вода залила б чужі володіння. Таким чином, тут був би конфлікт інтересів, який не завжди легко підлагодити і який може вплинути на перенесення греблі на друге місце. Як на приклад можна б узнати на річку Смотрич в Камянці - Подільському. Тут в самому місці можна було б збудувати високу, біля 30 метрів, греблю, утворити водозбірник-озеро і одержати до 2000 К.С., але по самому подолу річки вище камяного мосту осіло багато мешканців, володіння яких і будинки були б затоплені. Ця причина викликала необхідність проектувати греблю й водозбірник вище Камянця, з підведенням енергії за де кілька кілометрів.

2. Иноді місце водозбірника намічається в залежності від умов розташування його біля будь яких осель, або промислових закладів, хоч би в техничному відношенні було б і зовсім не ліпшим.

3. Нарешті можливі й такі випадки, що турбота про охорону окремого будинку впливає на вибір місця під греблю й на величину водозбірника; так було, наприклад, при будуванні

Ассуанського водозбірнику в Єгипті, якому не могли надати більших розмірів через те, що не хотіли затопляти стародавній єгипетський храм.

Досліди при будові водозбірників можна поділити на три категорії: 1/Загальні досліди; 2/Досліди в межах наміченого водозбірника і 3/ Досліди в межах наміченої греблі.

Загальні досліди мають метою з'ясувати найдоцільніше місце для водозбірника на цілій водній системі, яка нас цінтересує. Досліди ці починаються з обслідування всього картографичного /геодезійного, гідрометричного, метеорологічного, геологічного і гидрологічного/ матеріалу, який уже мається, бо на підставі одного кабінетного вивчення згаданих матеріалів можна буває відкинути ряд місць непрійнятних для водозбірників і, навпаки, намітити місця, які треба більше вивчити. Після цього робиться загальний рекогніціровочний огляд водозбору і потоку, при чому знов де які пункти цілком виключаються з даних обслідувань, а де які, навпаки, зокрема відмічаються. Нарешті переводяться більш детальні польові роботи, як то: здіймання /подовжні й перечні/ частин потока спадомірянням на них; наявження коливань води, скорості течії, відтоків в секунду. Гідрометричні й гидрологічні данні беруться на існуючих водомірних і метеорологічних станціях. Коли б все гідрометричні данні не було, тоді вони вираховуються на підставі даних метеорологічних для окремих басейнів. Коли на підставі всіх цих обслідувань місця для водозбірників намічено й межі їх розширення приблизно теж намічено, тоді приступають до переведення дослідів в межах водозбірника. Ці дослідки мусять дати відповідь на питання про можливі об'єми водозбірника при різних відмітках підпіртої води, про величину вільних поверхній водозбірника при різних стоках води в ньому, а тим самим про величину затоплення земель і зокрема на питання про геологічний склад місцевості під водозбірником. Поверхня води перед такими греблями на річках, через які вода ввесь час перепускається, вираховується по окремих кривих підпору. Для нах. зення об'ємів водозбірника необхідно зробити план в верстівницях всієї наміченої місцевості, що можна перевести в такі способи. По березі річки або яра, вверх від місця майбутньої греблі проводиться магістраль аж до крайньої точки підпірного рівня. Від цієї магістралі проходяться поперечники через 20 - 50 метрів так, щоби вони дійшли до висоти підпорного рівня. По магістралі та по поперечниках робиться спадоміряння. Відмітки спадоміряння наносяться на план і по них проводяться верстівниці на віддалені 0,5 - 2 метри аж до підпорного рівня, який також викреслюється. щоб вирахувати тепер об'єм водозбірника до певного рівня, вимірюються окремі поля між кожною верстів-

ницею і греблею. Півсума сумежних піль, намножена на віддалення між верстівницями дає з достаточною ~~до кількості~~ частковий об'єм; склавши послідовно ці об'єми, починаючи з підпорного рівня вниз, будемо одержувати об'єми водозбірника для того чи іншого рівня. Для водозбірників невеликих, мало витягнутих по напрямку течії, можна користатися такою методовою: На березі потока вибирається такий пункт, з якого видно всі точки дна майбутнього водозбірника і ставлять рядом менаулу і спадомір. Спадоміром вимірюють на берегах точки з одинаковими відмітками і означають їх тичками. Менаулом з дальніміром здіймають ці точки і по них проводять верстівниці. Списле обраховання об'ємів водозбірника при різних станах його є дуже потрібне для правильного водяного господарства. На підставі обчислених підрахунків можна зробити графік для об'ємів і полів поверхні водозбірника в такий спосіб. Для кожної висоти стану води відкладеної по осі абсціс, проводимо ординати, що відповідають площам поверхні водозбірника і об'ємам його /рис. 87/; з'єднавши вершині кінці ординат, одержимо криву

об'ємів водозбірника і криву *поля поверхні водозбірника*. Находження таких кривих або звязку між відмітками та об'ємами і полями водозбірника називається *таблицюванням водозбірника*. Це таблицювання можна зробити також після наповнення водозбірника, здіймаючи для різних станів води контури обрізу водозбірника. На рязу з гидрологічними необхідно перевести на всій площині майбутнього водозбірника ще геологічні досліди, а

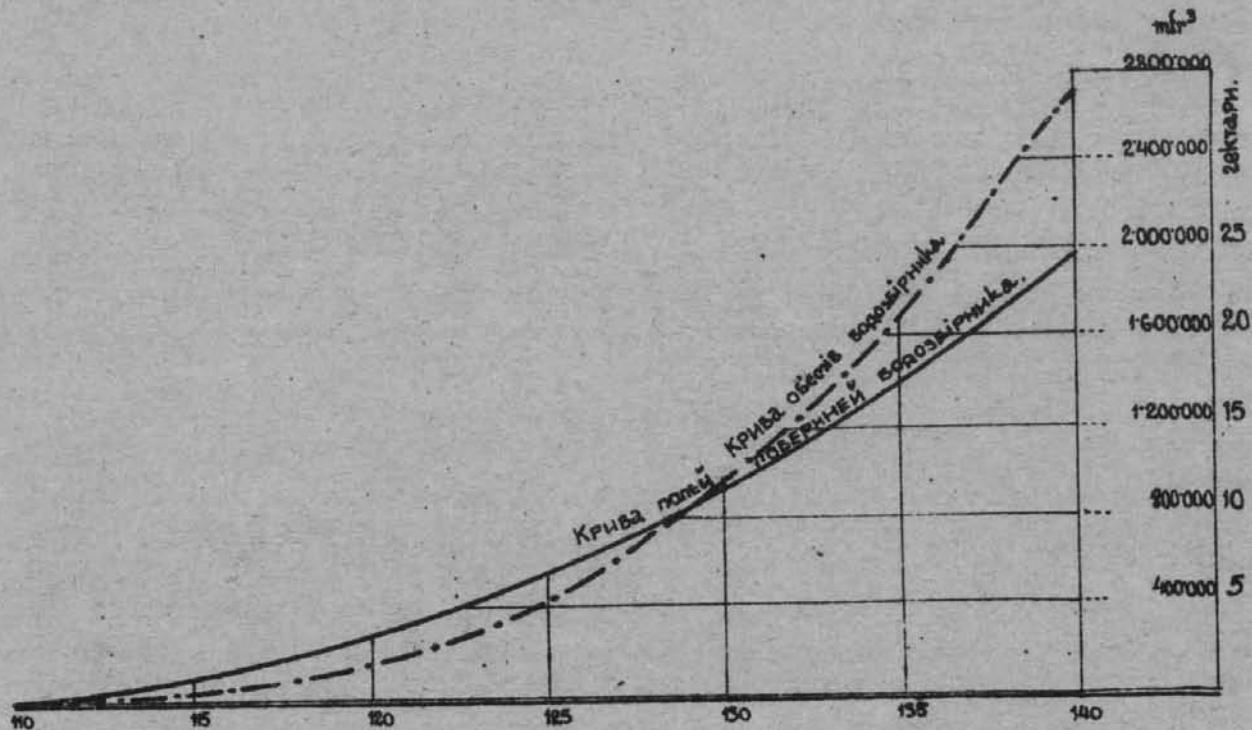


Рис. 87

саме дослідити, чи вибране місце лежить осеред будь-якого масива, чи ближче до краю його. В першому випадку гірнини бувають міцніші, дрібнозернисті, тоді як на окрайках спостерігаються часто зміни в складі гірнини. Далі треба обслідувати водопросочливість гірнин і ґрунтів на цілому розсязгу водозбірника, бо при підпертій воді пропускна здібність ґрунтів, завдяки великим тисненням, збільшується. Найбільшу увагу треба звертати на обслідування найглибших місць, де буде найбільше тиснення. Обслідування ці робляться як лабораторним шляхом, так і на місцевості; в останньому разі виконують ями в 1½ - 2 метри глибиною і заливають їх водою. Коли рівень води в ямах знижується дуже повільно: 1 - 2 сантиметра за добу, тоді ґрунт можна вважати мало-просочливим. Геологічні обслідування мусять бути переведені під керуванням фахівця-геолога.

Досліди в межах самої греблі складаються з здіймання детального плану під греблею і спадоміряння по подовженню та поперечних профілях. Коли гребля намічена на річці, тоді спадоміряння ведеться до урізів води, а далі профіль здіймається мірянням глибин. Геологічні роботи доповнюються тут свердлуванням, принаймні по осі греблі для з'ясування потрібної глибини фундаментної частини греблі. Одночасно з цими роботами переводяться досліди землі та других будівельних матер'ялів, які будуть потрібні при здійсненню проекта.

ВОДОЗАТРИМНІ ГЛУХІ ГРЕБЛІ.

§ 26. ЗАГАЛЬНІ УВАГИ.

Греблі, якими водозбірник утворюється, можуть бути ріжного типу, в залежності від призначення водозбірника та місцевих обставин. Для більш зручного розгляду гребель поділимо їх на дві категорії: I/греблі суцільні або нерухомі і 2/греблі рухомі або складні.

Греблі суцільні будуються головним чином тоді, коли треба затримати як найбільший об'єм води, а тому вони можуть бути ще названі водозатримними греблями. Греблі рухомі частіше усього будуються для утворення підпору води, хоч би й без значної акумуляції її, а тому вони називаються ще водопід'ємними греблями.

Розглянемо спочатку греблі в одозатримні. Ці греблі найчастіше мають свій верх або корону на такій висоті над підпертим рівнем води, щоб через неї вода ніколи не могла перелитися; при цій умові

водозатримна гребля буде ще називатися глухою греблею. Кожна глуха гребля мусить мати водопропускні відтулини двох родів: по перше для випусків тієї кількості води, яка потрібна для тієї чи іншої галузі господарства; а по друге - для пропуска зайвих високих вод, які могли б піднести поверхню водозбірника над нормальним станом її. Матеріалом для водозатримних гребель може бути: земля ріжного складу, рваний камінь, земля та камінь, дерево та камінь, кам'яна кладка, бетон, залізо-бетон.

§ 27. ЗЕМЛЯНІ ГРЕБЛІ.

Земляні греблі можна поділити на такі типи:

- а/ земляні греблі з одноманітного ґрунту по всьому розсіку,
- б/ " " " " з земляним непросочливим ядром,
- в/ " " " " з ядром камяним, бетоновим, залізо-бетонним, залізним,
- г/ " " " " наливні або колъматовані.

а/ Земляні греблі з одноманітного ґрунта.

Для того, щоби проектувати таку греблю, не обхідно перш за все установити раціональний поперечний профіль її. Гребля, як і кожне спорудження, мусить бути стійкою, довготривалою і при цьому коштувати найменше, тому вона мусить задовольняти таким вимогам:

- 1/ Під тиском не перекидатися,
- 2/ Від тиску води не сповзати,
- 3/ не деформуватися під діянням води,
- 4/ не витворювати на дні долини тиснів більших, чим допускається матеріалом дна.

Для того, щоби розібратися по черзі в цих вимогах, уявимо собі, спочатку в приблизних рисах, той поперечний профіль греблі, який можна утворити з насипного ґрунту, принявши на увагу, що вода не повинна переливатися через корону греблі. Поверхня води у водозбірнику приймається в залежності від об'єму води, який треба зібрати, та від рельєфу місцевости. Над цією нормальнюю поверхнею іноді допускається ще надвишка на короткий час при проході високих вод. При такому, *найвищому*, рівні води може счинитися сильний вітер, який при певних умовах викличе утворення високих хвиль. Найбільшої висоти досягають хвилі тоді, коли вітер від греблі по напрямку найбільшої довжини дверкала води перед греблею. Для наочження висоти хвилі /від низу її до греблі/ існує де кілька емпіричних ззорів, а саме:

взор Нашкслей'я $h = 0.025\ell$ футів

де h висота хвилі в футах, а ℓ довжина водозбірника під

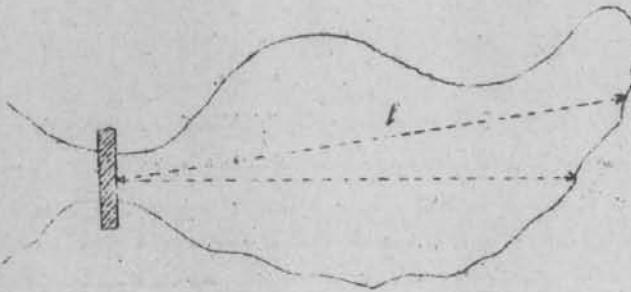


Рис . 88

вітром /рис.88/ в футах.

Ваір *Henry*:

$$h = 0,075(v - 8,5),$$

тут h висота хвилі від западини до гребнія в футах, а v скорість вітра в морських мілях за годину. 71 морська міля = 1.85 кілом. = 1.74 версти/

ваір *Stevenson'a* $h = 1,5\sqrt{f}$

де h висота хвилі в футах, ℓ довжина водозбірника під вітром в морських мілях. Другий ваір *Stevenson'a*, який дається найчастіш в підручниках:

$$h = 1,5\sqrt{f} + 2,5 - \sqrt{f} \dots \text{футів},$$

$$\text{або: } h = 0,76 + 0,457\sqrt{f} - 0,304\sqrt{f}\chi \text{ / метрів}$$

або ще інакше:

$$h = 0,762 + 0,0106\sqrt{\ell} - 0,0465\sqrt{\ell}\chi \text{ / де } \ell \text{ уже не}$$

в мілях, а в метрах і h також в метрах. Згідно останнього взору *Stevenson'a* $\ell = 100, 500, 1000, 2000 \text{ м.}$

для:

$$h = 0.71; 0.75; 0.80; 0.88 \text{ м.}$$

Але всі ці взори дакть, як було сказано висоту хвилі від западини до гребнія; для проектування ж греблі важно знати ту висоту, до якої хвиль може піднестися над поверхнею тихої води. Цю висоту можна було б приняти рівною

$h' = \frac{h}{2}$, але з огляду на те, що при нахиленому сідкосі греблі хвиль ще піднесьеться до гори, беремо запас по висоті, рівний 2 і приходимо до того ж значення, якедається передніми взорами; між іншим приймаємо, що цю висоту треба додати до нормальної поверхні під пертої води.

Будемо тепер розглядати один погонний метр греблі, вирізаний в найглибшому місці долини. Нехай тут глибина води від найвищого підпорного рівня буде H метрів; тоді висота греблі повинна бути $H+h$ метрів. В Західній Європі підвищення греблі над підпорним рівнем робиться від 0.9 до 1.5 м. для низьких гребель /до 15 метрів/; від 1.5 м. до 3 м. для гребель середньої висоти /до 30 метрів/ і від 3 до 3.5 м. для високих гребель; себ то приблизно $\frac{1}{10}H$. На Україні для гребель висотою до 7 сажнів /до 15 метрів/ підвищення робиться від 0.40 до 1.70 метра.

Сідкоси з насипного матер'ялу не можуть бути стрімкими від так званих натуральних сідкосів, при яких сипкий матер'ял тримається в спокою. Кути нахилу натуральних сідкосів для ріжних ґрунтів і в ріжних мовах, а також єд'их

x/ *Foerster*

xx/ *Weylauch. Hydraulisches Rechnen*

кутів показані нижче:

Ч.	ГРУНТИ	γ'_3 тон/м ³	кут φ_1	$\operatorname{tg} \varphi$	I:n нресін- но
1.	Насипна звичайна суха земля	1.4	33°-40°	0.649 - 0.839	I: $1\frac{1}{3}$
2.	Звич.природно-вожка земля	1.6	45°	1.00	I:1
3.	" - земля просякнута водою	1.8	24° - 27°	0.445 - 0.510	I:2
4.	Пісок сухий	1.6	30° - 35°	0.577 - 0.700	I: $1\frac{1}{2}$
5.	" - природно-вожкий	1.8	40°	0.839	I: $1\frac{1}{3}$
6.	" - просякнутий водою	2	25° - 30°	0.466 - 0.577	I:2
7.	Суглинок сухий	1.5	40° - 45°	0.839 - 1.000	I:1
8.	" - просякнутий водою	1.9	20° - 25°	0.364 - 0.466	I: $2\frac{1}{2}$
9.	Глина суха	1.6	40° - 50°	0.839 - 1.192	I:1
10.	" - просякнута водою	2.0	20° - 25°	0.364 - 0.461	I: $2\frac{1}{2}$
II.	Хрящ сухий	1.8	35° - 40°	0.700 - 0.839	I: $1\frac{1}{3}$
12.	" - мокрий	1.8	25°	0.466	I:2

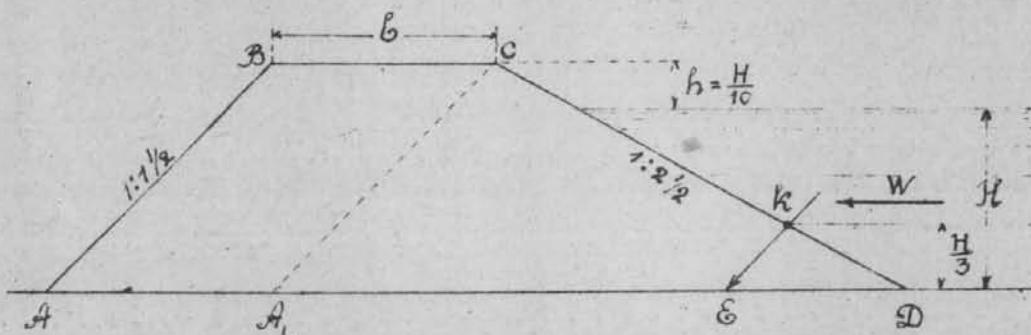


Рис.89

Попередніх міркувань можна прияти, що сухий бідк $\gamma_s = 1:1\frac{1}{2}$, а мокрий $\gamma = 1:2\frac{1}{2}$. Обчислимо тепер, яку треба було б надати ширину греблі по верху, щоби вона не перекидалася і не зсувалася. Почнемо з питання другого, бо його, як учитъ практика, трудніш задоволити. Нехай на греблю A, B, C, D /рис.89/ тисне вода; поземна складова цього тиску $W = \frac{\gamma H^2}{2}$ тон; тому що $\gamma = 1$, то

$$W = \frac{H^2}{2} \text{ тон.}$$

Цій силі противітиться тертя по підошві, яке задежить від ваги греблі $\gamma \text{ т/м}^3$ та сочинника тертя f . Вагу греблі на 1 погонний метр можна знайти по взору:

$$Q = \gamma_3 \times \frac{28 + 1.5 \times 1.1 H + 2.5 \times 1.1 H}{2} \times 1.1 H;$$

$$\text{при } \gamma_3 = 1.6 \text{ т/м}^3 \quad Q = 1.6(6 + 2.20H) \times 1.1H \text{ тон};$$

$$Q = (1.766 + 3.87H) H \text{ тон}$$

Сочинник тертя між землею та землею береться від 0.38 до 1 x /; візьмемо пересічне значення $f = 0.50$. Тоді сила опору від тертя буде: $T = 0.50H(1.766 + 3.87H)$ тон.

Ця сила повинна бути більшою від сили тиску води. Сочинник надійності $\varphi = \frac{W}{T}$ береться від 2 /Крижановський/ до 5 /Justin/. Подивимося, при якомъ сочиннику надійності φ ширина поверху b може бути найменшою: $b = 0$.

$$\text{Напишемо: } \varphi W = \varphi \frac{H^2}{2} = 0.50H \times 3.87H; \text{ відціля: } \varphi = \frac{1.935}{0.5} = 3.87$$

Отже, вийшло, що при надійності 3.87, ширина греблі по верху може рівнятися 0, або, інакше це означає, що гребля не буде сповзати навіть тоді, коли б вона мала профіль A, C, D . Таким чином, наша гребля буде стійкою проти сповзання при всякий ширині корони. Перекидання земляної греблі біля ребра A не може бути, тому, що новий тиск води пройде через точку K і буде притискувати греблю до ґрунту, а не перекидати її. Подивимося ще, до якої, приблизно, висоти можна доводити

таким чином, що натулярні джоши лежать в межах: I:I i I:2½. Отже для

земляні греблі, не переступаючи меж допустимого напруження ґрунтів. Ці напруження показані в наступній таблиці:

1.Мяка глина і дуже вожкий дрібний пісок	I кг/см
2.Глина, середнє вожкий пісок, дуже глинистий	
вожкий пісок	2 -/-
3.Сухий, мало глинистий пісок	4 -/-
4.Злегкий, грубий пісок	6 -/- x/
Повна вага одного погонного метра греблі взятого нами профіля буде: $G = (1,766 + 3,87H) H \text{ тон}$	

ширицу 6 можна приняти 0.2 H, тоді $G = 4.22 H^2 \text{ т.}$ Тиснення на 1 кв.метр основи буде: $K = \frac{4,22 H^2}{4H+0,2H} = \frac{4,22 H^2}{4,2H} = 1,02 H \text{ тон.}$

При допущенному тисненні $K = 4 \text{ кг/см}^2$, або 40 т/м^2 висота H може дійти до 40 метрів. Коли б уявити, що середня найвища частина греблі тисне на дно як призма з доземними боками, тоді тиснення на 1 кв.метр при висоті H і $8^3 = 1.6 \text{ т.}$ було б 1.6 H . При допустимому $K = 40 \text{ т/м}^2$, мали б $1.6H = 40$ відкіля $H = 25$ метрів. Отже, при нормальних будівельних ґрунтах висота греблі може бути доведена до 25 і навіть до 40 метрів.

Ці обслідування показують, що наведені вище вимоги будівельної механіки взагалі в земляних греблях легко задоволити. Однаке, не дивлячись на задоволення цих вимог, земляні греблі не один раз руйнувалися, що спричинялося іноді до великих катастроф. Які ж фактори можуть ще впливати на безпечність земляної греблі?

Земляна гребля уявляє шарне тіло, через яке вода може просікати, як би гребля старанно не будувалася. Грунт, на якому гребля стоїть, також майже завжди уявляє на певну глибину шарне тіло, в якому спідні, ґрутові води рухаються на якісь глибині від денної поверхні і до будівлі греблі і після будівлі її. От, оце просікання води в середину греблі та по підгреблю, оця фільтрація води через ґрунти і являється одним з найважніших факторів, від якого залежить стан греблі. Коли б у нас дно долини, на якому стоїть гребля, було цілком непросочливе, а ширина поперечного розсіку греблі необмежена, тоді мали випадок подібний до проходження звичайних ґрутових вод в ~~масо~~ ~~глини~~ верствах землі. Вода з водозбірника всякала б потрохи в тіло греблі і установилася в ньому на рівні підпіртому і навіть вище на висоту капілярного піднесення в данному матер'ялі. В тому ж випадку, коли ширина греблі звичайна, або коли в ній, чи тід нею існує природний чи утворений штучно такий дріж, який в стані відводити просіачні води, тоді прове-

жна просіячної води в греблі не буде вже поверхнею близькою до поземної, а прийме характер криволінійний, буде наближатись до тих кривих депресії, які утворюються в ґрунтових водах після прокладення осушної канави або трубчатого дrenaжу. Пригадаємо тут в основних рисах нахождення вигляду і окремих елементів кривої депресії у випадку прокладення в ґрунті з підземними водами простолінійної канави. Уявимо, що під непросочливим, майже поземним шаром ґрунта, лежить ґрунт просочливий, який на висоту H є просіянутий ґрунтовою водою.

Рис. 90.

Нехай дно канави А в-різане як в непросочливий ґрунт, а канава має такі роз-

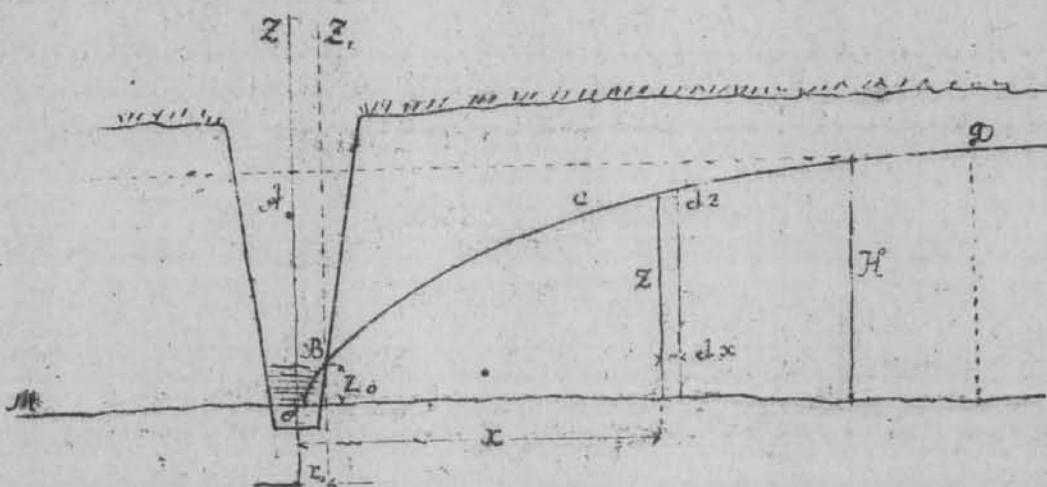


Рис. 90

міри й спад, що вся вода, яка до неї підходить з ґрунту, відводиться безупинно при висоті шара води Z над непросочливим шаром MN . При цій умові поверхня ґрунтових вод прийме вигляд якоїсь кривої ВСД, один кінець якої буде торкатися поверхні води в канаві, а другий підійде до переднього рівня ґрунтових вод; характер протікання води при неzmінності відтоку буде усталений /але нерівномірний/. Для нахождення вигляду цієї кривої розглянемо обставини протікання води через ґрунт на віддаленні x від будь якої точки О на лінії MN при ширині потоку, взятій нормально до рисунка. Згідно закону фільтрації Дарсі відток нахodиться по такому взору: $Q = \varepsilon J F$ де Q - відток в $\text{м}^3/\text{м}^2 \cdot \text{с}$ за секунду /або за минуту/ через поле F при

спаді J . J гидравличний спад, який розглядається як натиску h на одному й другому кінці призми з ґрунту, через який вода просікає, поділений на довжину призми /рис. 91/. F - поперечний розсік призми ґрунту, а ε - відток за одиницю часу через одиницю поля при одиниці гидравличного спаду: $(J: \frac{h}{F} = 1)$

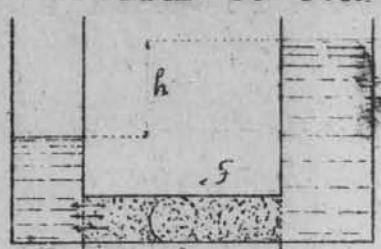


Рис. 91

Це Σ з'являється також константою *Slichter'a*, по імені вченого *Slichter'a*, який дав для Σ значення, або однічним чи питомим відтоком, бо його можна уявити, як відток q при $J = I$, $F = I$ і даних властивостях ґрунту. Висота просочливого шару, через який проходить ґрунтова вода на віддаленні x від точки 0, буде $= z$. При зміні віддалення на dx , висота зміниться на dz , тому величина гидравличного спаду біля ординати z буде $J = \frac{dz}{dx}$

$$\text{Усталений відток } Q = \Sigma \frac{dz}{dx} x. b$$

Відток на одиницю довжини канави буде:

$$q = \frac{Q}{b} = \Sigma x \frac{dz}{dx} \dots \dots \dots /I/$$

Для знаходження вигляду лінії, означеної останнім рівнянням, проінтегруємо його в межах: для x від x_0 до x , а для z від z_0 до z :

$$\int_{x_0}^x q dx = \Sigma \int_{z_0}^z dz$$

$$q(x - x_0) = \Sigma \frac{z^2 - z_0^2}{2}$$

$$\text{або } z^2 = \frac{2q}{\Sigma} x + z_0^2 - \frac{2q}{\Sigma} x_0 \dots \dots \dots /2/$$

Останнє рівняння є рівняння параболи; вершина її лежить на лінії AN на такому віддаленні x від 0, при якому $z = 0$.

$$0 = \frac{2q}{\Sigma} x' + z_0^2 - \frac{2q}{\Sigma} x_0;$$

$$\text{відщіле: } x' = x_0 - \frac{\Sigma}{2q} z_0^2$$

Парафобла наша дійде до поверхні ґрунтових вод тоді, коли z буде $= H$; при цьому x буде $= X$.

$$H^2 = \frac{2q}{\Sigma} X + z_0^2 - \frac{2q}{\Sigma} x_0$$

$$\text{відщіле: } X = x_0 + \frac{\Sigma (H^2 - z_0^2)}{2q} \dots \dots \dots /3/$$

Коли б значення x відрахувати від осі BZ , тоді $x_0 = 0$, а

$$X = \frac{\Sigma (H^2 - z_0^2)}{2q} \dots \dots \dots (4)$$

Згідно наведених теоретичних міркувань, поверхня просоченої води в тілі греблі, при одному манітному складі матеріалу греблі буде параболичною. Над цією параболичною поверхнею, до якої вода доходить лише під діленням сили земного тягарю, вода може пройти далі під учинком уже силі капілярності і утворити конформну параболичну поверхню на такому віддаленні

від першої, яка відповідає висоті капілярного підчесення води в даному ґрунті. Це віддалення для звичайних, піщано-глинистих ґрунтів можна приняти рівним 0,45 - 0,50 м. Означена поверхня просячної води /або крива депресії/ може зайти в тілі греблі ріжні положення, які залежать від величини натиску, розміру греблі, якості матер'ялу греблі, величини шарності одного й того ж матер'ялу, температури води, характера ґрунту під тілом греблі і режима ґрутових вод під греблею та нижче її. Ці положення можуть бути такими: 1/крива депресії ховається глибоко в тілі греблі, 2/крива депресії підходить близько до сухого ґідкосу греблі, 3/крива депресії перетинає сухий ґідкос греблі. Якож значенню може мати постійна через тіло греблі фільтрація та утворення при цьому мокрої депресійної поверхні? Фільтрація води через тіло греблі може вплинути на стійкість її подвійно. Перш за все, коли депресійна поверхня лежить близько до сухого ґідкосу, /рис. 92/ то над тими місцями її $\mathcal{E}F$, де нахил мокрої поверхні більше кута натурального ґідкосу мокрої землі /біля 20° /, земля може сповзти, що в дійсності не раз і спостерігалося. Явище сповзання буває не тільки на сухому боці греблі, а також і на підводному; але на останньому сповзання спостерігалося тоді, коли водо-збирник швидко опорожнявся і натиск від води таким чином зникав. Після зниження води від поверхні М /рис. 92/ дол, 4, як що він був стрімким від натурального ґідкосу змоченої землі, міг сповзти. Для попередження цього сповзання необхідно або робити розлогий ґідкос, або закріпляти його важким камінням. Сповзання сухого ґідкосу можна попередити або тим, щоб поверхню депресії глибше заховати в тіло греблі, чи то збільшивши розміри греблі до положення, напр. А В, чи то утворивши інші умови фільтрації, при яких крива депресії буде більш стрімкю; або будівлею камінних підпорних стінок, які змогли б витримати натиск сповзаючого ґрунту, як це буде показано далі. Другий вплив фільтрації на греблю полягає в тому, що при певній величині скорості протікання води в ґрунті, вода може зрушувати з місця частинки матер'яла, виносяти їх з тіла греблі і в такий спосіб погіршувати структуру греблі, а потім і

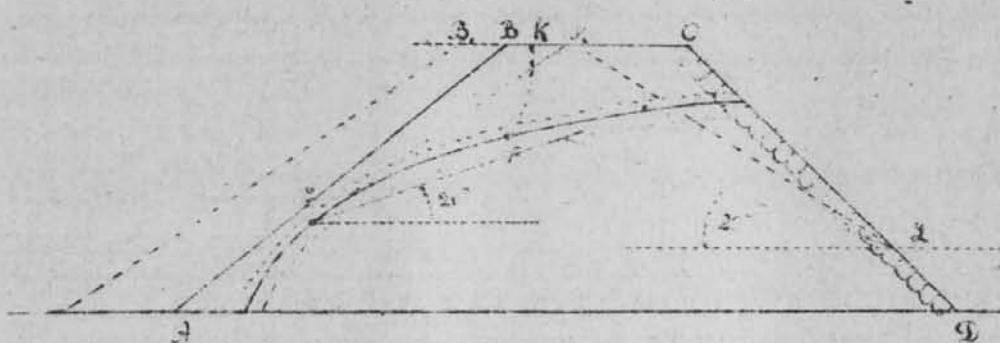


Рис. 92

зруйнувати все спорудження. Отже, з цього боку має значення самий факт існування фільтрації води через греблю а те, з якою скористю відбувається протікання води, головне там, де крива депресії підходить до поверхні сідкосу, або до поверхні землі нижче сідкосу греблі, або до будь якого дренажного шару в низовій частині греблі. Після цих зауважень можна прийти до висновку, що для наявності розмірів земляної греблі не обхідно уміти находити положення кривої депресії, а також ті найбільші скорості протікання, які можуть утворитися в найбільш загроженій в цьому відношенні частині греблі. Усталених способів для наявності згаданих кривої депресії і скорості протікання ще не існує. Але де які підходи до цього можна навести. Ці останні базуються головним чином на досвідах з фільтруванням води при ріжких грунтах і ріжких обставинах, при чому вихідною тогтою для досвідів був закон фільтрації *Darcy*: $v = \kappa J$, або $Q = \epsilon F J$.

Згідно досвідів проф. *Slichter*'а величина одиничного /пітомого/ відтоку Σ являється залежною: від ефективного поперечника d_m зернятка грунту, від об'ємної пористості грунта λ , та від температури C . Ефективним поперечником для даного матер'яла звуть, вслід за *Hagen*ом, поперечник такої кульки, яка уявляє певну межу для всього дослідного матер'яла, а саме: усі зернятка, для яких поперечник рівний їм по вазі кульок буде менше ефективного поперечника d_m складають 10% ваги від усього дослідного матер'ялу, а зернятка більших розмірів дають 90% ваги вантої проби. На підставах своїх досвідів *Slichter* для матер'їлів з ріжкими ефективними поперечниками d_m вимірюями в міліметрах, при ріжких об'ємних пористостях λ , від 30% до 40% об'єму проби, але при сталій температурі води, найшов такі значення для сочинника Σ /у *Slichter*'а він означений літерою κ /, які приводяться в наступній таблиці / I /. Значення константи Σ вираховані в куб. футах за минуту, при поперечному розсіку стовпа грунту рівному одному квадратовому футу, при гідравличному спаді $J = 1$, та при температурі = 60° Фаренгейта x . Для того, щоби найти величину константи при інших температурах, необхідно помножити Σ на відповідний множник, який приводиться в таблиці ч.2

* Число градусів по C знаходитьться з відношенням $C = \frac{5}{9}(\Phi - 32)$; 60° Ф по C знаходимо так: $C = \frac{5}{9}(60 - 32) = \frac{5}{9} \times 28 = 15\frac{5}{9}^{\circ}C$.

Таблиця I

Константи протікання $\frac{m^3}{m^2 \cdot s}$ при допомозі яких находиться скорість води в пісках з різним ефективним поперечником зерна.
 /Таблиця вирахувана для температури $60^\circ C$, значіння для другої температури находяться за допомогою таблиці ч.2./

- 75 -

Попереч- ник зерен мм.	Ширина струменя / мм.	В %				Характер грунту.
		30	32	34	36	
0,01	0,00063	0,00040	0,00050	0,00060	0,00072	0,00085 м у л
0,02	0,00131	0,00162	0,00198	0,00239	0,00286	0,00339
0,03	0,00296	0,00364	0,00446	0,00538	0,00645	0,00765
0,04	0,00527	0,00648	0,00794	0,00958	0,01145	0,01355
0,05	0,00822	0,01012	0,01240	0,01495	0,001700	0,002120 дуже дрібний пісок
0,06	0,01182	0,01458	0,01784	0,002150	0,002580	0,003050
0,07	0,01610	0,001983	0,002430	0,002930	0,003510	0,004155
0,08	0,02105	0,002590	0,003175	0,003825	0,004585	0,005425
0,09	0,02660	0,003280	0,004018	0,004845	0,005800	0,006860
0,10	0,03282	0,004050	0,004960	0,005980	0,007170	0,008480
0,12	0,04725	0,005820	0,007130	0,008620	0,01082	0,01220
0,14	0,06430	0,007940	0,009720	0,01172	0,01404	0,01662
0,15	0,07390	0,009120	0,01115	0,01345	0,01611	0,01910
0,16	0,08410	0,01066	0,01268	0,01531	0,01855	0,02170
0,18	0,01064	0,01311	0,01603	0,01940	0,02320	0,02745
0,20	0,01315	0,01620	0,01983	0,02390	0,02865	0,03390

<i>α</i>	III	II	I	A	R	N	I	C	T	Ь	/9 б,с м и а/	B	%%	Характер грунту
	30	32	34	36	38	40								
0,25	0,02050	0,02530	0,03100	0,03740	0,04480	0,05300								
0,30	0,02960	0,03640	0,04460	0,05380	0,06450	0,07630								
0,35	0,04025	0,04960	0,06075	0,07330	0,08790	0,1039								
0,40	0,05270	0,06480	0,07940	0,09575	0,1145	0,1355								
0,45	0,06650	0,08200	0,1005	0,1211	0,1450	0,1718								
0,50	0,08220	0,1012	0,1240	0,1495	0,1780	0,2120								
0,55	0,09940	0,1225	0,1500	0,1810	0,2165	0,2565								
0,60	0,0,1182	0,1458	0,1784	0,2150	0,2580	0,3050								
0,65	0,0,1390	0,1710	0,2095	0,2530	0,3030	0,3580								
0,70	0,0,1610	0,1988	0,2430	0,2930	0,3510	0,4155								
0,75	0,0,1850	0,2278	0,2785	0,3365	0,4080	0,4770								
0,80	0,0,2105	0,2590	0,3175	0,3825	0,4585	0,5425								
0,85	0,0,2375	0,2925	0,3580	0,4325	0,5175	0,6125								
0,90	0,0,2660	0,3280	0,4018	0,4845	0,5800	0,6860								
0,95	0,0,2965	0,3650	0,4470	0,5400	0,6460	0,7650								
1,00	0,0,3282	0,4050	0,4960	0,5980	0,7170	0,8480								
2,00	1,315	1,620	1,983	2,390	2,865	3,390								
3,00	2,960	3,640	4,460	5,380	6,450	7,630								
4,00	5,270	6,480	7,940	9,575	11,45	13,56								
5,00	8,220	10,12	12,40	14,95	17,90	21,20								

прібна
жорсткі

Таблиця 2.

Змін відтоку води через ґрунт при зміні температури води.

Температура в градусах по Фаренгейту / /	Релятивний відток	Температура в градусах по Фаренгейту / /	Релятивний відток
32	0,64	70	I,15
35	0,67	75	I,23
40	0,73	80	I,30
45	0,80	85	I,39
50	0,86	90	I,47
55	0,93	95	I,55
60	I,00	100	I,64
65	I,08		

Користатися цими двома таблицями можна для ріжних ґрунтів при ріжній шарності їх та при ріжких температурах находити константу Σ , себ то : відток в кубичних футах за минуту через один квадратовий фут. Коли б ми хотіли потім перейти до відтоку в куб.метрах за минуту, то треба найдені числа помножити на 0,3048. Коли одиничний відток Σ розділити на одиницю розсіку стовпа матер'ялу, то ми одержимо так звану скорість фільтрації U , ф/мин., яка чисельно буде рівна для футів константі Σ , а для метрів 0,3048 Σ . Але дійсна скорість протікання u буде більша, тому що вода проходить не всім розсіком, а лише тими прозорами, які залишаються між твердими частинами. Процентове відношення поля цих прозорів до одиничного поля розсіку або поверхнева шарність A_0 не буде ідентичним з об'ємною шарністю, але знаходиться в залежності від останньої; ця залежність дается в такій формі: $\frac{u}{A_0} = 24 + (1 - 26) \frac{0,3048}{A_0}$

Об'ємна шарність A коливається в межах від 24,5% до 57%, але при досвідах *Slichter*, а A було взяте від 30% до 40%. При такому A поверхнева шарність A_0 буде коливатися в межах: 11,6% - 17%. Отже, для того, щоб найти не скорість фільтрації u , а проточну скорість u , необхідно одиничний відток розділити на відповідну поверхневу шарність A_0 , тоді будемо мати:

$$u = \frac{\epsilon}{A_0} \text{ фут/мин.}, \text{або } u = \frac{0,3048 \Sigma}{A_0} \text{ метр/мин.}$$

* Ілек. Науковачеслика, стор. 453

При яких же скоростях v можуть прийти в рух ріжні частинки матер'ялу? Відповідь на це питання ми шукаємо в такий спосіб: а) Нехаймо спочатку скорості випадання в воді кульок матер'ялу ріжних поперечників; б) приймаємо, що скорості, при яких такі ж зернятка були б сторчовим током підтримані, рівні попереднім і в/приймаємо, що скорості, при яких відповідні зернятка можуть бути зворушеними, в 2 раза менші тих, які найдені в а). На підставі досвідів скорості падання у воді ріжних частинок гірнина в залежності від поперечника частин можна означити такими числами:

1.Частинки з поперечником до 0,01 ммпадають в воді з

скорістю 0,2мм/сек.

2.Порох з поперечником

0,01 - 0,05.....2,0/-

3.Дуже дрібний пісок -"-

0,05 - 0,10.....7,0/-

4.Дрібний пісок -"-

0,10 - 0,20.....25,0/-

5.Середній та буйний

пісок з поперечником поверх 20,00 більше 25мм/сек

Теоретичну сталу скорість падання в течі кульки з поперечником = 2τ можна виражувати по взору Stones'a

$$v = \frac{2}{9} g r^2 \frac{\delta_k - \delta_m}{\tau} \text{ см/сек.}$$

де r - радіус кульки в сантиметрах, δ_k - питомий тягарь кульки, δ_m - питомий тягар течі, τ - сочинник чіпкості течі, вимірю $\frac{\text{грамм}}{\text{сантим. х сек.}}$.

Для води сочинник τ при різних температурах має такі значення:

$$t^{\circ}\text{C} = 0^{\circ} \quad 10^{\circ} \quad 20^{\circ} \quad 30^{\circ} \quad 40^{\circ} \quad 50^{\circ} \quad 60^{\circ} \quad 70^{\circ}$$

$$\tau = 0,0181 \quad 0,0133 \quad 0,0102 \quad 0,0081 \quad 0,0066 \quad 0,0057 \quad 0,0049 \quad 0,0042$$

При випаданні кульок ріжних поперечників, але з однакового матер'ялу / $\delta_k = \text{const}$ /, скорості випадання в течі при незмінній температурі будуть мінятися у відношенні квадратів радіусів

$$\frac{v_1}{v_2} = \frac{\frac{2}{9} g r_1^2 \frac{\delta_k - \delta_m}{\tau}}{\frac{2}{9} g r_2^2 \frac{\delta_k - \delta_m}{\tau}} = \frac{r_1^2}{r_2^2};$$

Найдемо тепер скорості випадання з ріжними поперечниками / від $d=0,2$ мм до $d=0,01$ мм / у воді при температурі 15° - 16° С при $\delta_k = 2,5$; $\delta_m = 1$:

Для $d = 0,2$ мм. по взору Stones'a одержимо:

$$v_{0,2} = \frac{2/9 \times 9,81 \times 0,01^2 \times 1,5}{0,0115} = \frac{28,4 \text{ см}}{0,0115 \text{ сек}} = 5,6 \text{ см/сек}$$

$$v_{0,1} = 28,4 \times \frac{0,1^2}{0,2^2} = 28,4 : 4 = 7,1 \text{ см/сек} = 1,4 \text{ %}$$

*/ Хомсон. Курс фізики. Стор. 520.

$$U_{0,05} = 28,4 \times \frac{0,05^2}{0,2^2} = 28,4 : 16 = 1,7 \text{ м/сек} = 0,35 \% \text{ мин.}$$

$$U_{0,01} = 28,4 \times \frac{0,01^2}{0,2^2} = 28,4 : 400 = 0,07 \text{ м/сек} = 0,014 \% \text{ мин.}$$

Коли прияти, що граничні скорості течії, які можуть зрушити частинки в поземному напрямку в 2 раза менші від наведених вище, тоді будемо мати:

$$U'_{0,05} = 28,4 : 2 = 14,2 \text{ мм/сек} \quad \text{або} \quad 2,8 \text{ фут/мин}$$

$$U'_{0,01} = 7,1 : 2 = 3,55 \quad \text{---} \quad 0,7 \quad \text{---}$$

$$U'_{0,005} = 1,7 : 2 = 0,85 \quad \text{---} \quad 0,175 \quad \text{---}$$

$$U'_{0,001} = 0,07 : 2 = 0,035 \quad \text{---} \quad 0,007 \quad \text{---}$$

§ 28 . ТЕОРЕТИЧНИЙ ПОПЕРЕЧНИЙ РОЗСІК ЗЕМЛЯНОЇ ОДНОМАННОЇ ГРЕБЛІ.

На підставі приведених вище даних можна наблизитися до нахождення теоретичного профіля земляної греблі в спосіб, який ліпше всього з'ясується на конкретному прикладі. Нехай необхідно збудувати земляну греблю, для якої найбільша глибина води перед греблею $H=60$ футів ^{x/}, з такою матеріалу, що має ефективний попереchenник зерна $d_m=0,10 \text{ мм}$ /ефективним попереchenником/ засяться попереchenник такого зерна, що зерна більші його важать 90 % від загальної ваги взятоого об'єму грунта, а зерна менші - важать 10 % загальної ваги/. Обслідувана об'ємна шарність грунта $\lambda=34\%$; площинна шарність $\lambda_0=9,4 + 1/1 - 26 /x 0,544 = 9,4 + 8 \times 0,544 = 14\%$.

Грунт, на якому гребля буде ставитися, значно щільніший, чим насип греблі, а тому вода буде фільтрувати головне через тіло греблі. Покладаємо в тілі греблі, біжче до низової п'яті i_1 , дренаж з камяної кладки висотою в 1,0 фут. Цей дренаж буде притягати до себе фільтраційну воду і виводити її з тіла греблі. Для того, щоби перед дренажем не утворилося таких скоростей, при яких частинки грунту ~~порушувалися і виліввалися~~ в прозори труб і над ними, необхідно, щоб скорість перед дренажем була не більше граничної. Величина цієї скорости залежить від величини спада кривої депресії перед дренажем. Отже, треба вирахувати таке J , при якому скорість буде допустимою, а найшовши спад

J і відток води при цьому спаді через дренажну площину, вирахувати і викреслити криву депресії в такий спосіб: відток через дренажну площину висотою 1 фут і довжиною 1 ф. буде: $q = \Sigma \times J$ фут/мин. По таблицях Slichter'a

Σ /або k / для зерна з попереchenником $d=0,1 \text{ мм} = 0,00496 \text{ фут}^2/\text{мин.}$

Отже $q = 0,00496 \times J$ ф/мин. Скорість протікання води

^{x/} Взято з думах для більш легкого користання таблицями Slichter'a.

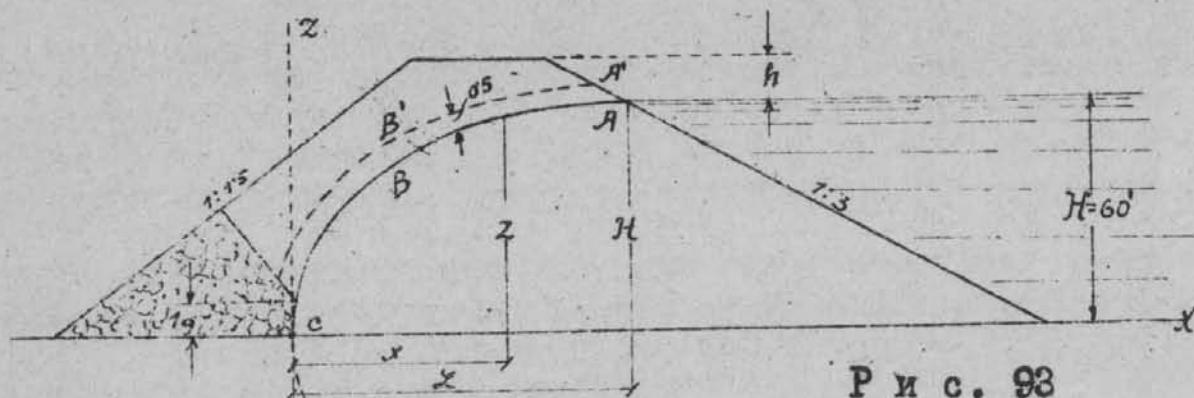


Рис. 93

через грунт перед камнем /рис.93/:

$$U = \frac{I}{I_0 F} = \frac{0,00496 \times I}{0,14} = \frac{0,00496 I}{0,14},$$

відціля $I = \frac{0,14 U}{0,00496}$

Згідно наших міркувань скорість v , яку можна допустити, щоби вона не порушала частинок з поперечником $d=0,1\text{мм}$ буде $=0,7 \text{ ф/мин}$. При такій скорості $T = \frac{0,14 \times 0,7}{0,00496} \approx 20$

$$\text{відток } q = 0,00496 \times 20 = 0,0992 \text{ м}^3/\text{мін.}$$

Крива депресії в спілійде крутим спадом до камінної засипки. Рівняння цієї кривої буде: $x = \frac{\varepsilon}{(z^2 - z_0^2)}$. Довжина

кривої $L = \frac{\varepsilon (H^2 - z_0^2)}{2g}$. При наших даних $L = \frac{2 \cdot 9,00496 (60^2 - 1^2)}{2 \times 0,00496 \times 20} \approx 90$.

Користуючи тим же рівнянням, можна для довільних x одержати відповідні z :

так для: $x=10$; $10 = \frac{z^2-1^2}{40}$; $z = 20$ г.

$$x = 20'; \quad 20 = \frac{z^2 - 1^2}{40}; \quad z = 28,39.$$

$$x = 40'; \quad 40 = \frac{z^2 - 1^2}{40}; \quad z = 40 \text{ g.}$$

$$x = 60'; \quad 60 = \frac{z^2 - l^2}{40}; \quad z = \text{or } 4990.$$

$$x = 80'; \quad 80 = \frac{z^2 - 1^2}{40}; \quad z = \approx 57 \text{ go.}$$

$$x = 90^\circ; \quad 90 = \frac{z^2 - 1^2}{z + 1}; \quad z = \cos 60^\circ$$

$$x = 90'; \quad 90 = \frac{z^2 - 1^2}{40}; \quad z = \cos 60^\circ.$$

Знаючи ці координати, можна викреслити криву депресії ABC . Завдяки волоскуватості, тіло греблі буде промочене за поверхню депресії ще приблизно на 0,50 м., себто вода дійде до кривої поверхні $A'B'C'$. Коли б ми запас певності для величини граничних скоростей взяли не 2, а більший, напр. 3, тоді спад J був би = 13, а довжина $L = 135$. Після того, як крива депресії найдена, не обхідно нарис прорія зробити так, щоб ця крива була в своїй найопуклішій частині від-

далена від поверхні відкосу не менш як на глибину волоскуватого піднесення води та промерзання ґрунту, а саме нахил відкосу не мусить бути стрімкішим від природнього. Коли для нашого випадку підводний відкос взяти з нахилом I:3, підняти корону на $\frac{1}{2} = 8$ ф., зробити ширину корони = 12 ф., тоді, при нахилі відкосу I: $I\frac{1}{2}$, низовий кінець підошви буде віддалений від точки А на $24' + 12' + 1.5 \times 60 = 126$ ф.; а випуклина кривої депресії приблизно на 14 футів від поверхні. При глибині промерзання в 4 фута та висоті підйому від волоскуватості на 1,5 ф. закриття кривої депресії на 14 футів буде достатнім. Однаке, над поверхнею депресії може утворитися сповзання частини греблі там, де нахил кривої більше природнього кута змоченої землі $20^\circ - 24^\circ$, а тому, при висоті гребель більше 25 футів /8 метрів/, відкос I: $I\frac{1}{2}$ можна допускати тоді, коли в ґрунті низового відкосу більш 6% буйного піску з поперечником більшим I - 2 мм; для гребель від 25 ф. до 40 ф./8 - 13 метрів/-буйного піску до 12%; для гребель від 40 ф. до 49 ф. /13 - 15м/-буйного піску до 35%; для гребель до 52 ф./до 16 метрів/-буйного піску від 40% до 60%. Характер одержаної нами кривої депресії залишається майже сталим для матеріалів з ріжним ефективним поперечником, але з одинаковою шарністко.

Так, наприклад, для зерна з $d_m = 0,05$ м

$$q = 0,00124 J; \nu = \frac{0,00124 J}{0,14},$$

$$\nu_{os}' = 0,175 \% ; \quad 0,175 = \frac{0,00124 J}{0,14},$$

$$J = \frac{0,175 \times 0,14}{0,00124} = \infty 20; \text{ Відтак } q = 0,00124 \times 20;$$

$$L = \frac{0,00124 (60^2 - 1^2)}{2 \times 0,00124 \times 20} = \infty 90 \text{ фут.}$$

Але шарність і температура води характер кривої міняють. Так, при шарності $\lambda = 30\%$; $\lambda_0 = 11,6\%$; $J = 25$; $q = 0,0082$ ф³/мин., $L = 72$ фута, гребля могла б мати розміри менші. Наведений спосіб нахождення поперечного розсіку земляної греблі вказує на характер явища в однородних греблях на щільних основах і не може претендувати на необхідну точність і на прикладення його до практики без

Jacquinot. Navigation intérieure. Головах.
стор. 213-214.

порівняння з існуючими вже греблями. Але рапою, чим перейти до емпіричних правил і практичних висновків, розглянемо ще спосіб американського інженера *Juel D. Justin*, опублікований в *Proceedings of the American Society of civil engineers, May 1923, № 5*, який відноситься не лише до гребель з одноманітним тілом, але й до гребель з внутрішніми перетинками /ядрами/ та замками. З огляду на оригінальність цього способу подаємо його нижче в досить детальному викладі.

§ 29. ПРОЕКТУВАННЯ НАСИПНИХ ГРЕБЕЛЬ ПО СПОСОБУ

Justin,

Перш за все установлю в своїй статті поняття про лінію депресії та гидравличний градієнт. Лінія депресії — це найвища лінія того току води, який проходить через греблю та через ґрунт під греблею, при чому *Justin* приймає, що ця лінія приста. Гидравличним градієнтом, в прикладенні цього поняття до земляної греблі, можна назвати спад тієї лінії, що з'єднує найвищі точки, до яких піднялася б вода в середні трубок, вставлених по всьому поперечному розсіку греблі.

Матеріали для земляних гребель.

Насипні греблі можна з успіхом будувати не тілько з малопросочливих матеріалів, але і з просочливих: піску ріжної зернистості, жорстви, навіть з камінню, як що будуванні можуть задоволінити ряд певних вимог, а саме:

1. Насипні греблі мусуть бути, як і інші спорудження, забезпеченими проти перекидання та сповзання. Перекидання земляної греблі трудно собі навіть уявити, але що до сповзання гребель, то воно, при несприятливих умовах, може виявитися і трагічно не мало випадків, коли руйнація греблі була наслідком сповзання її по основі. Але насипна гребля, яка завдоволінить далішим вимогам, буде завжди забезпеченна, як від перекидання, так і від сповзання, а тому *Justin*

не радить робити спеціальних обслідувань греблі що до перекидання та сповзання її.

2. Пропускна здібність водопереливів мусить бути такою великою, щоб не було ніякої небезпеки переливання води через греблю.

3. Лінія депресії мусить проходити досить далеко від низової підошви греблі.

4. Берковий і низовий відкоси мусуть мати такі нахили, щоби вжиті матеріали були в рівновазі при всяких умовах.

5. Не мусить бути ніяких сприятливих обставин для проходу води з верхового відкосу греблі до низового.

6. Вода, яка проходить через греблю та під нею, мусить, коли вона виходить на поверхню долини, нижче підошви, мати таку малу скорість, щоб вона не була в стані порушувати з місця частинки матеріялу, з якого насыпана гребля або складена основа під греблею.

7. Підвищення корони греблі над поверхнею води в водо-збірнику мусить бути таким, щоб не могло статися переливання води через корону греблі навіть при найбільших хвилях.

Кожні правила допускають виняток, а тому не можна вважати, що гребля, яка не задоволяє в сім наведеним вимогам, буде обовязково небезпечна. Крім того для гребель, які не задоволяють тій чи іншій вимозі, можна найти спеціальні засоби для поборення утруднень. Насипну греблю, яка запроектована і збудована так, щоб згадані вимоги були задоволені, можна вважати також стійкою будовою, як інші людські спорудження, звичайно, коли переведення роботи було виконано з усією увагою, якої вимагається такі відповідальні спорудження.

Водопреливи. Насипна гребля мусить мати такий водопрелив, щоб не було ніякої небезпеки від переливання води через греблю. Частою причиною руйнації насипної греблі буває водопрелив невідповідних розмірів. Кам'яна гребля з невідповідним водопреливом може стояти не руйнуючись при деякій товщині води, що переливається через корону греблі, хоч би ця корона і не була для цього пристосована, але при насипних греблях переливання води через верх - завжди спричиняється до катастрофи. Тому, розмір водопреливів треба розраховувати завжди на найбільший за ряд років відток, збільшивши цей останній на запас безпечності.

Лінія діпрессії. Насипна, а особливо земляна гребля мусить бути так запроектована, щоб лінія пресії не доходила до низової підошви на значне віддалення.

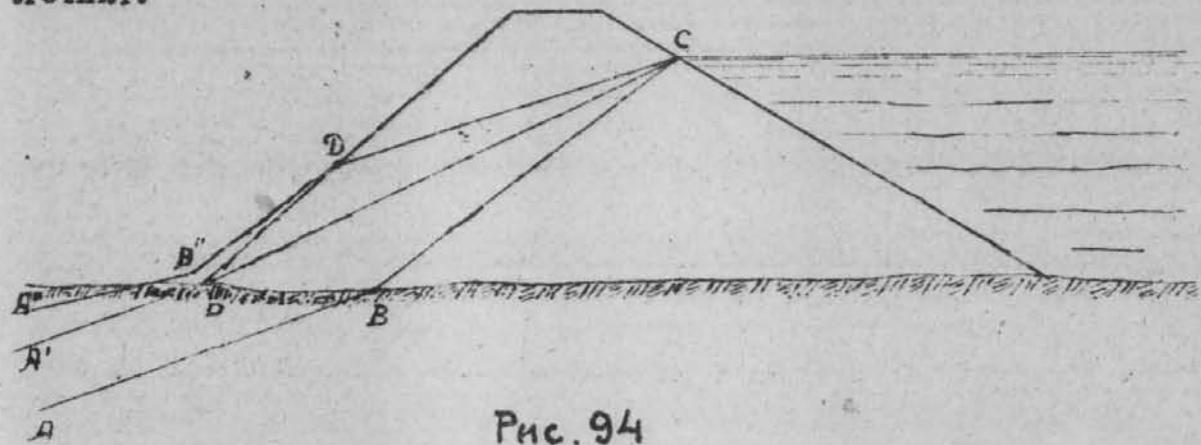


Рис. 94

На рис. 94 лінії АВС, А'В'С', А''В''ДС будуть лініями депресії. Лінія АВС лежить глибоко в тілі греблі, а також глибоко під поверхнею землі, а тому тут немає сумніву, що така гребля задовільна вимозі З-їй. Лінія А'В'С' перетинає базу греблі близько до низової підошви греблі і далі проходить близько до поверхні землі. Небезпека в цьому випадку залежить головне від матеріалу, з якого складається низова частина греблі та від тієї скорості, з якою вода протікає біля низового краю греблі. Коли ця низова частина греблі насыпана з дрібного піску або з глини, тоді на відкосі утвориться розмивання, а якщо почнеться розмивання і останніх частей насыпу. Замісць розмивання або поруч з ним, при такому складі низової частини греблі, може статися сповзання частини відкосу, а далі й руйнація греблі. Навпаки, коли чистова частина греблі насыпана з жорстких камінів, а скрість коли, яка просочується, не в стані порушити будь яку частинку матеріалу греблі, тоді спорудження може бути безпечним. Коли ж в земляній греблі, насыпаній з будь якого матеріалу, крім камінів, лінія депресії пройде так, як показано лінією А''В''ДС, томі руйнація греблі станеться обов'язково або через сповзання відкосу, або завдяки вимиванню частинок ґрунту з тіла греблі.

Положення лінії депресії залежить від багатьох обставин, а саме від:

1. шпарності ґрунтів, з яких складається гребля і основа під нею;

2. ефективного поперечника частинок матеріалів, з яких складається гребля та її основа;

3. розподілу в поперечному розсіку матеріалу з ріжним ефективним поперечником;

4. глибини просочливого ґрунту під базою греблі;

5. глибини підземних вод та режиму їх під тією поверхнею, де буде стоять гребля;

6. природи та глибини просочливого ґрунту нижче греблі;

7. існування в тілі греблі щільного земляного ядра або монолітної перетинної стінки;

8. існування в низовій частині греблі дренажу для збирання просочичної води.

Зміна поверхні підземних вод, що викликається будуванням земляної греблі. Уявимо собі, що на вибраному під греблю місці просочливий ґрунт має товщину 80 футів, а нижче його лежить непросочлива /непромочна/ скеля. Ці умови продовжуються на значне віддалення вниз. Нехай далі ґрунт буде одноманітний пісканий із зерен середньої грубости; шпарність його /об'ємна/ 32 %; поверхня підземних вод лежить на 6 футів нижче поверхні долини і має спад $J = 0,002$. Після збудування греблі обставини про-

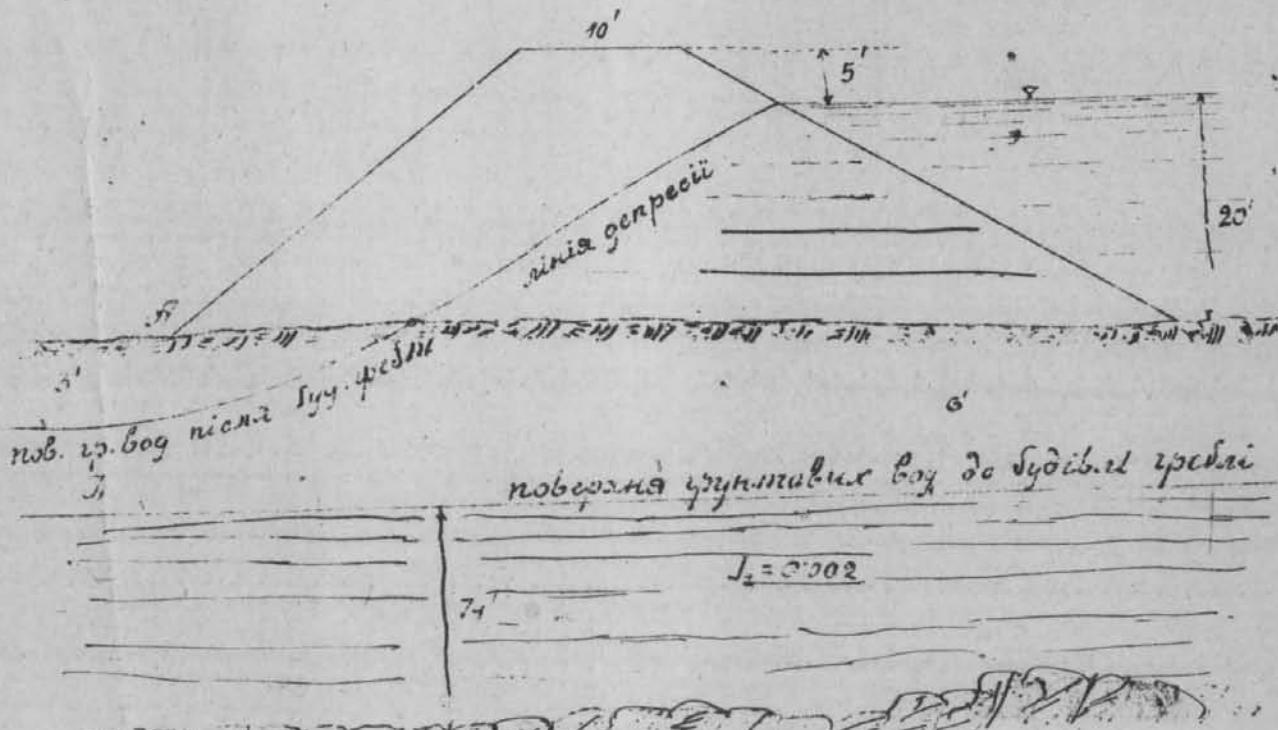


Рис. 95

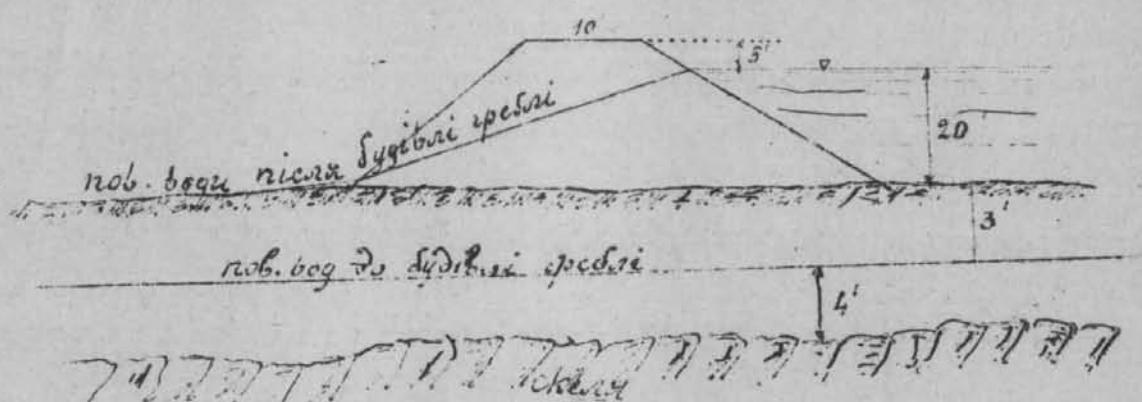


Рис. 96

тікання підземних вод під тілом греблі значно зміняться, а картина цього протікання буде мати вигляд, показаний на рис. 95. Після збудування греблі поверхня грунтових вод стане вищою, а спад $J_1 > J_2$. На нашому рисунку лінія депресії / the line of saturation / перетинає базу досить далеко від підошви А, а нижче йде полога крива, яка переходить в дотичну до неї присту нової поверхні підземних вод. Тому що спад $J_1 > J_2$, то і відток води під греблею після збудування останньої також збільшиться.

Вплив на положення лінії депресії скелястого ґрунту, який лежить близько до поверхні долини. Рис. 96 показує поперечний розріз другої греблі, у якій умови ідентичні з попередньою, за виключенням тієї обставини, що скелястий непросочливий ґрунт лежить близько

ко до поверхні долини. Нехай до початку будування греблі в цьому місці рівень підземних вод лежить близько до поверхні. Після того як гребля підійде воду, поверхня підземних вод підійде нижче греблі до вільної поверхні, а лінія депресії перетне низовий відкос греблі вище підошви. У цьому випадку небезпека для греблі може статися через малу глибину до непросочливої верстви. Тут водовідводний канал, за який можна вважати суму шпар в ґрунті є значно менших розмірів, ніж у випадку попередньому, а через те вода під збільшеним натиском і буде виходити на поверхню нижче відкоса греблі.

Вплив на положення лінії депресії скелі, яка перетинає просочливий ґрунт нижче греблі. Рис. 97 дає поперечний розріз місця, де запроектована гребля. По осі цієї греблі непросочлива скеля залягає досить глибоко; поверхня підземних вод лежить нижче поверхні долини. Недалеко від місця греблі, вниз по течії, є вихід скелі С відперек долини. У цім заборі

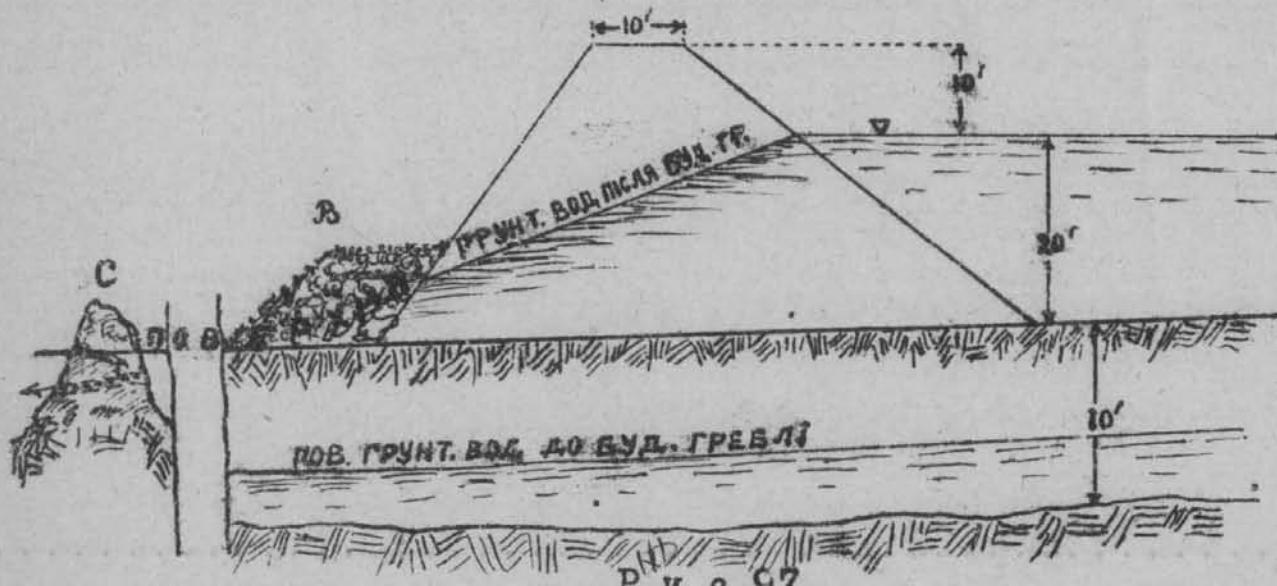


Рис. 97

існують невеликі щіlinи, через які підземна вода до будування греблі находила собі прохід, але після постановки греблі кількість підземної води збільшилася і вона не встигала вже проходити через шпари в заборі. У наслідок цього води повинні були піднестися аж до бази греблі, а лінія депресії мусіла відступити на поверхню відкоса. При такому ж положенні лінії депресії легко може статися або вимивання частинок на відкосі або сповзання частей відкосу. Щоби уникнути такої небезпеки, необхідно було б або штучно збільшити проходи для води в скелі С, або зробити присипку В з камінню по низового відкосу, як то показано на рисунку.

Вплив на положення лінії депресії насипки верхової половини греблі з мажошарного ґрунту, а низової з великошлирного. У попередніх випадках припускалося, що гребля зроблена з одноманітного матеріалу. Є одначе ви-

года вибрati та розподiлiti матерiяli так, щоб тонший був ужитий з боку верхового /наводного/, а дiркуватiй - з боку низового /воздушного/. На рис. 98 взятi такi умови: грунт пiд тiлом греблi просочливий, але досить щильний; верхова половина греблi насипана з дуже малошпарної глини, а низова, навпаки, з матерiялу грубозернистого. Завдяки такому складу тiла греблi криva депресiї прийme характер, показаний на рис. 98. Як би гребля була насипана виключно з малопросочливого одноманiтного матерiяlu, то криva депресiї мала б характер AA'; в нашому ж випадку ця криva пiде по напрямку ABCD, при чому ролi верхової половини греблi буде полягати в тому, що вона повинна пропускати водi, як найменше, а низова половина греблi мусить фiльтрацiйну воду вiдвodити як найшвидче.

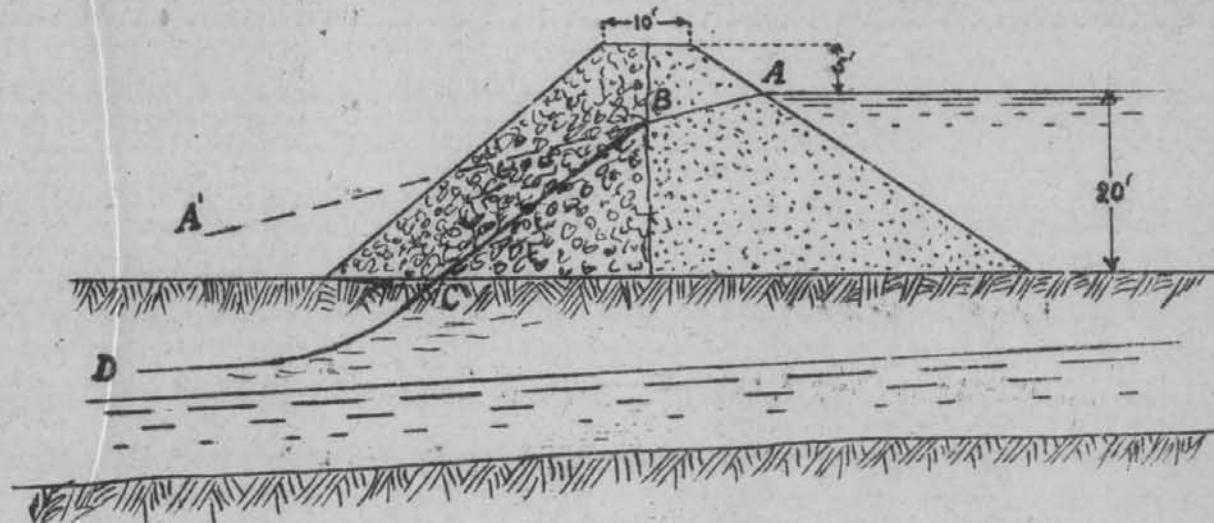


Рис. 98

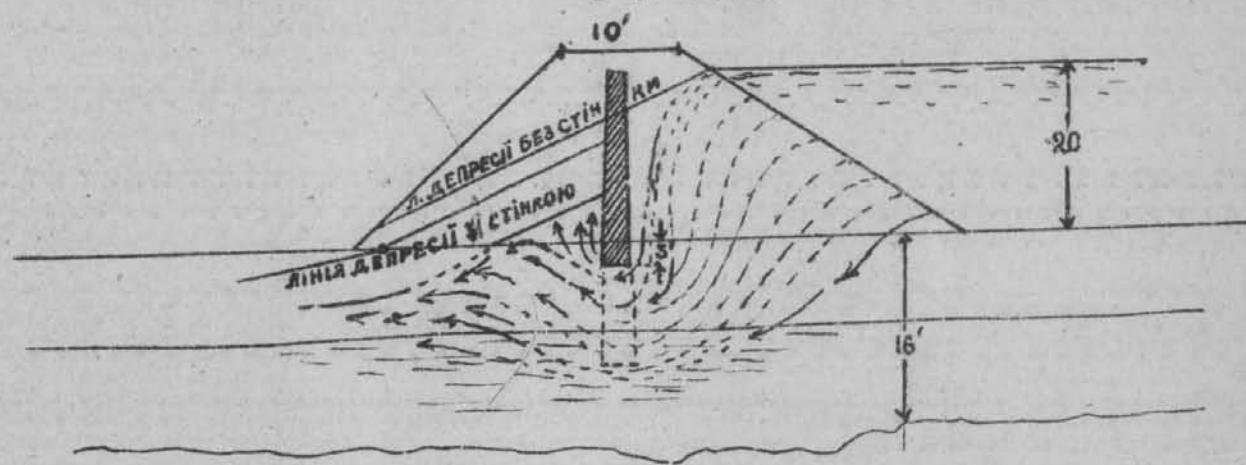


Рис. 99

Вплив на лiнiю депресiї пеrетинної стiнки /*cove-wall*/, що поста- влена в тiлi греблi, насипаної з дуже шпаруватого матерiяlu на основi з такогож матерiяlu. На рис. 99 по- казана гребля, що насипана з дуже просочливого матерiяlu на

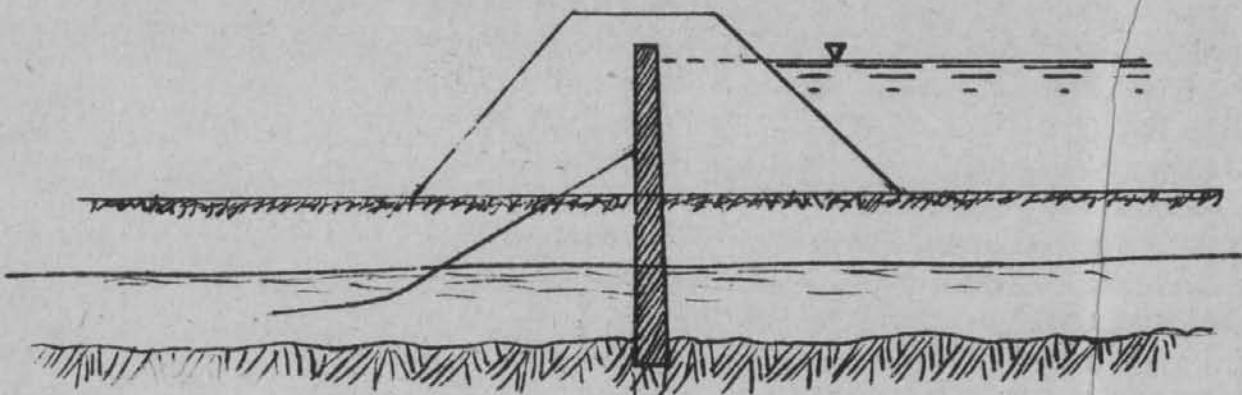


Рис. 100

такому ж ґрунті долини. Перетинна стінка /ядро/ чи то з глини, чи з будь якої ісладки, входить в просочливий ґрунт на невелику глибину. Така стінка приносить мало користі. Хоч вода й не буде проходить через саму стінку /майже не буде/, але вона найде собі дорогу по під стінкою, при чому величина натиску нижче стінки зменшиться мало, а тому й лінія депресії знизиться помірно мало. Тому в більшості випадків витрати, зроблені на збудування стінки, будуть марними. Коли б при тих же умовах перетинну стінку запустити в просочливий ґрунт на значну глибину, як показано на рис. 99 точками, тоді страта натиску нижче стінки буде вже більшою, і лінія депресії може знизитися так, що гребля буде цілковито безпечною. Тут тільки

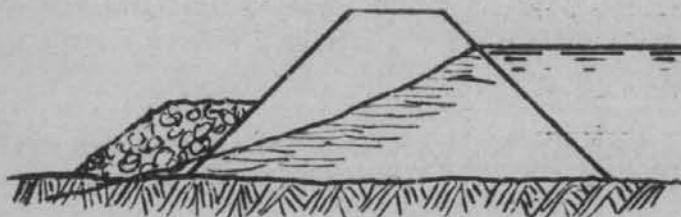


Рис. 101

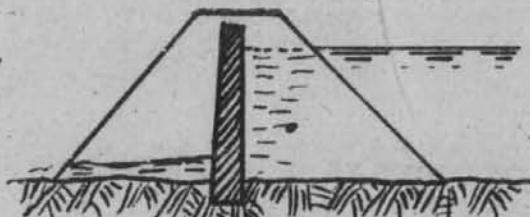


Рис. 102

повстає питання, на скільки зменшується натиск в залежності від глибини запуску стінки. Часто приймається, що вода, зустрінувшись монолітну або шпунтову стінку, спускається вздовж неї, обгинає підошву стінки і знову підноситься майже доземно з другого боку стінки, пробігаючи таким чином путь удвічі більший, ніж висота змоченої стінки. Але такий погляд не є справним. Mr. Coleman у своєму творі „The Action of Water under Dams“ показав, що страта натиску, в наслідок існування перетинної стінки, має місце майже виключно на одному верховому боці стінки. Отже в дійсності відбувається такий процес: вода, що тече під натиском, приходить в контакт з продовженням частинок стінки, яка зменшує поле розсіку протікання. В наслідок такого зменшення поля скорості протікання мусить збільшитися, а страта натиску відповідно збільшиться. Пройшовши під стінкою, частинки води підносяться догори, а це спричиняється до додаткових страт.

Однак, більша кількість води йде в загальному, поземному напрямку.

Вплив на лінію депресії перетинної стінки, продовженої до непросочливого ґрунту. Якщо перетинну стінку продовжити через непросочливий ґрунт аж до непросочливого і з цим останнім її щільно з'єднати, тоді, теоретично, фільтраційна води нижче стінки не повинно бути; але з огляду на те, що цілковито непросочливих стінок і ґрунтів не існує, де яка кількість води просочиться нижче стінки, але її буде дуже мало, а тому крива депресії спаде низько і гребля буде в стані певному /рис. 100/.

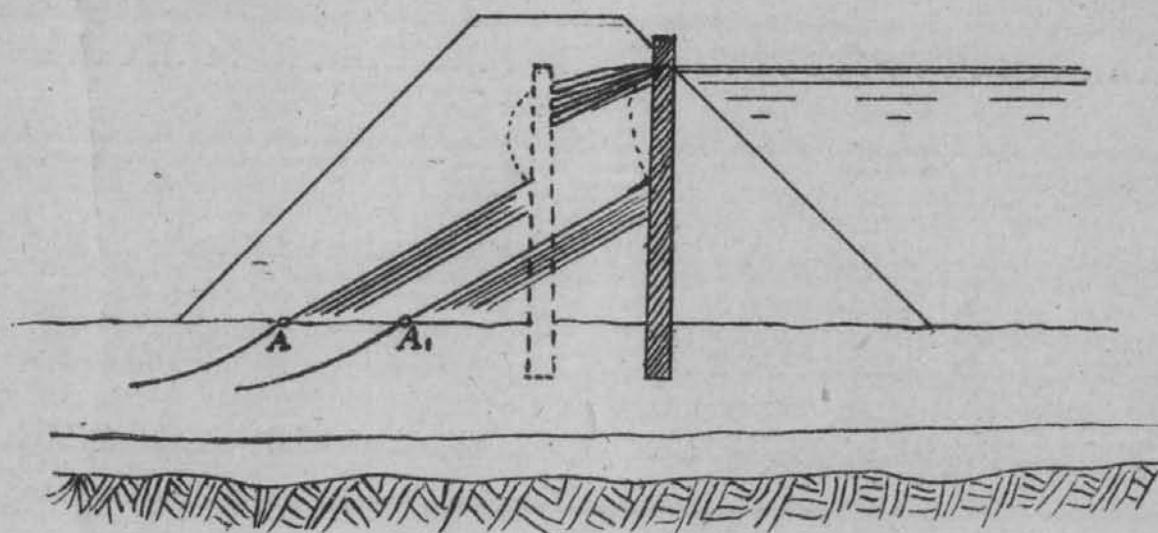


Рис. 103

Коли скеля або інший непросочливий ґрунт підступає аж до поверхні долини, тоді лінія депресії перетне низовий відкос греблі, бо фільтраційна вода не може увійти в ґрунт під базою греблі /рис. 101/ і вода буде вибігати з відкосу з скоро-стю, яка може розмити греблю. Для забезпечення в такому випадкові греблі від руйнації необхідно або присипати до низового відкосу камінку, або збудувати перетинну стінку, врізану в скелю. У цьому випадкові монолітна перетинна стінка буде дуже корисною; вона переріже доступ воді в низову половину греблі в такій мірі, що кількість фільтраційної води нижче стінки буде дуже мало і для греблі не страшно. /рис. 102/ Якщо перетинну стінку поставити не по осі греблі, а більше до водяного відкосу, то цим можна досягнути дуже добрих наслідків, що до положення лінії депресії /рис. 103/. Хоч лінія депресії нижче стінки буде мати в обох випадках спад однаковий, але точка А буде лежати далі від краю греблі, чим точка А, а через те умови існування греблі будуть при боковій стінці ліпшими, ніж при осевій. Ще одна вигода такого положення стінки полягає в тому, що та частина її, яка виходить над відкосом греблі, може служити захистом від хвиль, але

пристосувати таку стінку для охорони від хвилі можна тільки при малих змінах станів поверхні води.

Залежність розмірів земляних гребель від режиму підземної води. Попередні типи наведені для ілюстрації загальних принципів проектування земляних гребель. Вони особливо підкреслюють те, що положення лінії депресії є важливим показчиком відносної безпечності греблі. Для інженера не є необхідним передбачати точно положення лінії депресії в греблі, яку він проектує, але потрібно, принаймні дуже бажано, щоб він умів найти ті межі, в яких лінія депресії може проходити. Для наявності цих меж треба перш за все знати закони руху підземних /грунтових/ вод. Уся кора земної кулі на глибину 8 - 9,6 кілометра від поверхні виповнена /по Van Hee'у, водою. Навіть дуже злеглі гірники мають шари виповнені водою.



Рис. I04

в пісковицях шарність доходить до 30%. Загальна кількість підземних вод визначається *Slichter*, відповідно до $\frac{1}{3}$ об'єму всієї води в океанах. Положення поверхні підземних вод міняється, і контур цієї поверхні слідкує приблизно за поверхнею землі, але має більш спокійний характер. У деяких місцях поверхня води підноситься до самої землі і тоді тут утворюються джерела, озера, багнища; у других місцях вода лежить на сотні метрів від денної поверхні. Типовий поперечний розсік положення підземних вод дається вище на рис. I04. Майже вся підземна вода перебуває в русі; загальний напрямок руху йде до річок, озер або морів. Скорість підземного руху води дуже мала /як то було вже показано й раніше в таблицях *Slichter*, a/.

Основні взори для наявності скорості руху підземних вод. *Justin* обосновує свої дальші міркування на взорах:

$$\text{Darcy: } v = \kappa \frac{h}{l}; \text{ або } v = \kappa J$$

$$\text{Allen Hazen'a } v = cd^2 \frac{h}{l} (0,70 + 0,03t)$$

В останньому взорі v -скорість води в шпарах за добу через стовп обслідного матеріалу,
с - постійний множник /згідно 1000/,
 d - поперечник ефективного зерна /the effective size/
в міліметрах,
 ℓ - висота /або довжина/ стовпа матеріалу, через який вода просочується, визначена в метрах, сантиметрах або футах,
 h - страта натиску після проходу води через матеріал, визначена в метрах, або сантиметрах, або футах,
 t - температура води в градусах С.

Для знаходження поперечника ефективного зерна $Justin$ падить робити так:

Зразок обслідного матеріалу з одноманітної гірнини пересівакть на серії металевих та шовкових сит, як це робиться при механичному аналізі ґрунтів. Далі необхідно взяти кожне сито і ще продовжити трохи процес одесівання; зерната, що тепер випали, перелічують і важать; загальна вага зерната ділиться на число зерната і надходиться таким чином вага одного зерна p . Коли відома питома вага матеріалу ρ_s , тоді можемо написати:

$$\rho_s = \frac{8}{\pi} \frac{\rho d^2}{4}$$

відсіля:

$$d = \sqrt{\frac{\rho_s}{\pi \rho}}$$

Найдений таким способом поперечник зветься діаметром сепарації даного сита. Для більш точного встановлення діаметру сепарації сит можна розділити пробний ґрунт на купки з ріжним поперечником, зважити кожну купку і найти нарешті поперечник ефективного зерна. Спосіб механічного розділення ґрунту можна легко застосувати тільки при ґрунтах пісчаних, буйно зернистих; коли ж у склад ґрунту входять і глинисті часті, тоді ця метода не буде придатною, бо тут поперечник окремої частинки суває лише 0,01 мм. При ґрунтах глинистих необхідно в додаток до відсівання вжити ще методу розділу частинок ґрунту або відмулюванням, або током води в пристрії Копецького. Далі, знаючи вагу часті ґрунту ріжних поперечників, можна збудувати в Декартових координатах криву залежності між поперечником зерна і вагою матеріалу до цього зерна, а по цій кривій найти для ваги $\%_o$ від загальної ваги всієї проби той поперечник ефективного зерна, якому відповідає ця вага. Досвіди, переведені нами, показали, що для ґру-

бозернистого матеріалу така крива може дати цосить спрэділену відповіль. Так для річного піску р. Лаби біля Подебрад крива має характер, показаний на рис. 105, а попе-речник ефективного зерна вийшов = 0,25 мм. Для обсліду-ваного ж ґрунту пісчано-глинистого вага частинок з по-перечником меншим 0,01 мм виявилася рівною 25,72 %, а тому попе-речник ефективного зерна мусить бути меншим 0,01 мм. З прикладеного графіка /рис. 106/ видно, що попе-речник ефективного зерна не більше 0,004 мм. Точне зна-чіння ефективного попе-речника при глинистих ґрунтах встановити дуже трудно, а тому дальша теорія і висновки з неї відносяться тілько до ґрунтів пісчаних - грубозер-нистих.

Ваір *Slichteva*. Найрозсягліші студії та екс-перименти над протокацією води через ґрунти перевів про-фесор *Charles Slichter*. На підставі цих обсліду-вань він вивів такий ваір:

$$q = 11,3 \frac{pd^2S}{h \cdot k} [1 + 0,0187(t - 32^\circ)]$$

де: q - відток в куб. футах за минуту,

p - ріжниця натиску води в футах /що раніш було оз-начено через h /,

h - довжина стовпа ґрунту в футах /раніш - ℓ /,

S - площа попе-речного розсіку стовпа в кв. футах,

Річний
пісок

Характеристика піску з р. Лаби
біля Подебрад

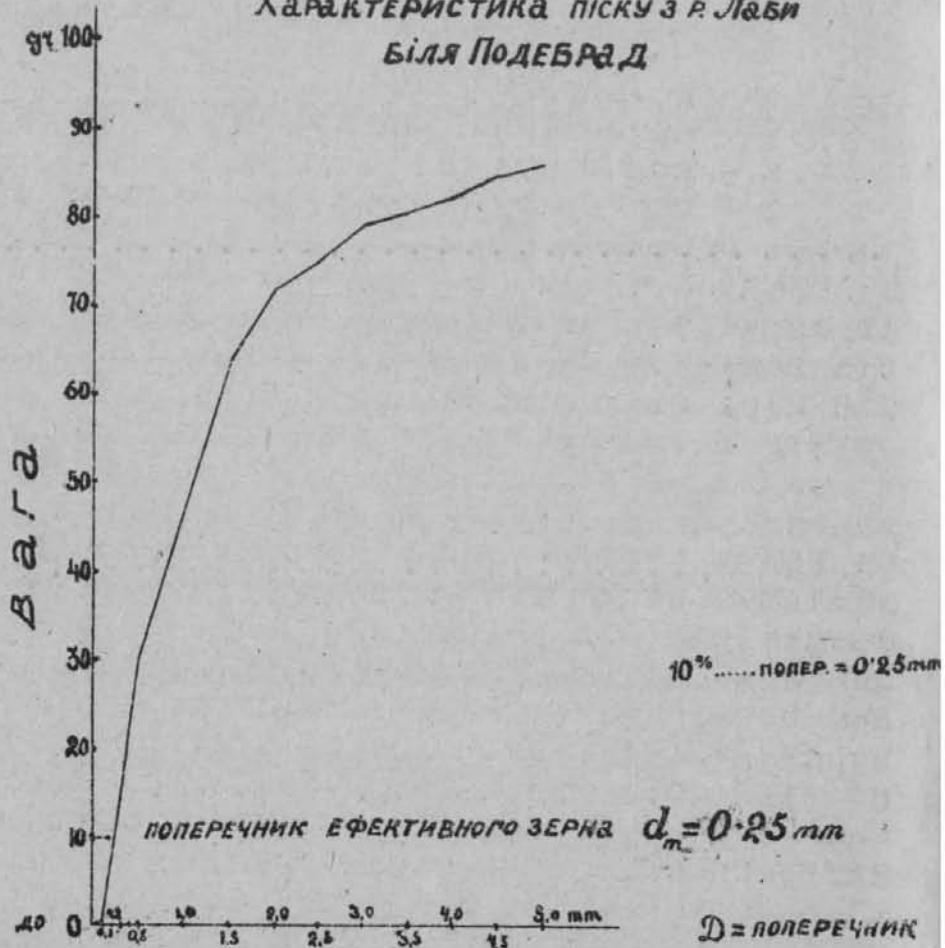


Рис. 105

ХАРАКТЕРИСТИКА ПІСЧАНО-ГЛІНИСТОЇ ЗЕМЛІ

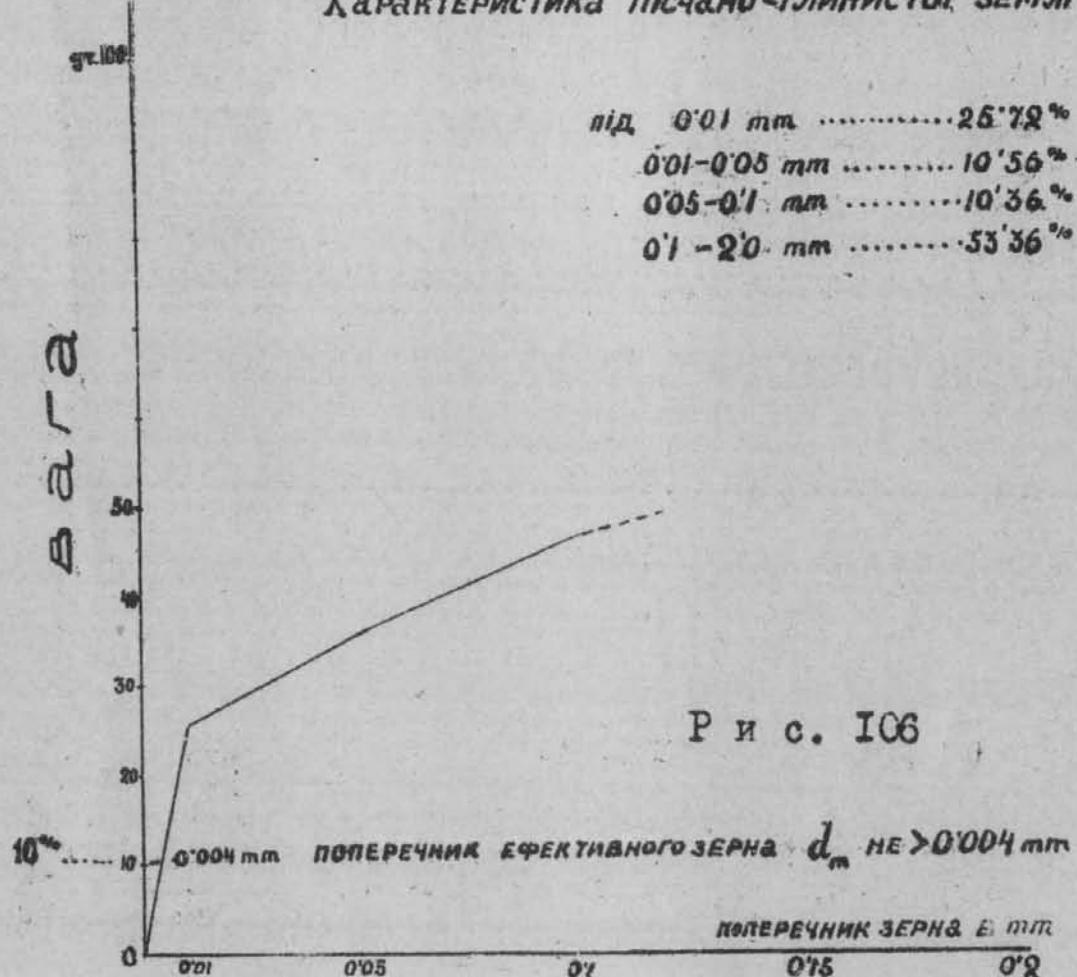


Рис. 106

а - ефективний поперечник /або поперечник ефективного зерна/ визначений по Hazen'у в міліметрі.
 к - константа, що залежить від шарності ґрунту,
 т - температура протікаючої води в градусах Фаренгейта.

Наведені досвіди показали, що кількість води, яка фільтрується через ґрунт /пісчаний стовп/, залежить не тільки від величини тиснення і довжини стовпа, але також в значній мірі від ефективного поперечника зерна, шарності ґрунту і температури води. З огляду на те, що у взорі Selcheter'a відток q є пропорційним другому ступінню по поперечнику зерна, величина цього поперечника відограє дуже важну роль, бо подвоєння, наприклад, поперечника зерна збільшує відток вже в чотири рази; відток через ґрунт з ефективним поперечником в 1 мм. буде в 10000 разів більший, ніж відток при тих же умовах через ґрунт з ефективним поперечником в 0,01 мм. Зміна відтоку при зміні температури води також значна: так, при 70°F відток приблизно вдвое більший, чим при 50°F . Зміна шарності має такий вплив, як і зміна температури. Коли два зразки з однакового матеріялу зтрамбовані так, що в одному об'ємна шарність = 30 %, а в другому 40 %, тоді відток через другий зразок буде приблизно в 2,6 раза більший, чим через перший. Проф. Selcheter дав після своєму взорові

більш просту форму, а саме:

$$q = K \frac{ps}{h}$$

де $K = 11,3 \frac{d^2}{\kappa} [1 + 0,0187(t - 32^\circ)]$

/ В Європі *Sleicher*'ову константу K означають літерою Σ , як було показано раніше. Значення константи K або Σ приведені в окремій таблиці. Взір і таблиці *Sleicher*'а, як і других гидравліків відносяться до обставин протікання води через ґрунти одноманітні. В природі така одноманітність ґрунтів рідко коли зустрічається; через те виникає питання, як вибирати ефективний поперечник в природних умовах. Коли поперечний розсік певного шару землі можна вважати одноманітним /гомогенним/, тоді за ефективний поперечник треба брати поперечник пересічно ефективний, який находимо в описаній уже способі. Коли ж, наприклад, значна різниця між ефективними поперечниками проб з різних місць розсіку, тоді *Juettin* радить приймати за ефективний поперечник не пересічну величину, а трохи більшу. В разі різкого розділу характеру різних шарів ґрунту, ефективний поперечник необхідно найти для кожного шара окремо. Так, насип греблі може складатися з матеріалу з одним ефективним поперечником, а дно долини під греблек може бути зовсім іншого характеру, з іншим ефективним поперечником. Константа протікання K /або Σ / для ґрунтів в природних умовах або береться по взору і таблицях *Sleicher*'а, або находиться безпосереднім досвідом, коли можна виміряти поперечний розсік просочливого шара, через який протискується вода, спад підземної води $\frac{h}{l}$ і відток $q = \lambda \cdot 5 u$. Скорість протікання підземних вод можна найти різними способами, серед яких електричний пристрій проф.

Sleicher'а займає видне місце. Коли скорість найдена, тоді константа K виглядить так:

$$K = \frac{q h}{ps} = \frac{\lambda \cdot 5 u h}{ps} = \frac{\lambda \cdot u}{3}$$

Находження лінії депресії. Наведені вище взори, а зокрема взір *Sleicher*'а дають можливість находити положення лінії депресії, але перед тим треба ще перевести різного роду польові праці й дослідження, на підставі яких можна далі користатися взорами і таблицями. Головні данні, які необхідно спочатку найти, це наступні:

1. Бідмітки та контури поверхні підземних вод.
2. Бідмітки та контури поверхні скелі, чи взагалі непросочливого шару під денною поверхнею.
3. Напрямок течії і склад підземних вод.
4. Ефективний поперечник, ширність і взагалі якість м-

теріялу, який призначається для насипки греблі.
5. Ефективний поперечник, ширність і взагалі якість матерія
ріялу, з якого складається ґрунт-основа на місці будови
греблі та нижче цього місця.

Точка, де лінія депресії перетинає базу греблі. Користуючись взором Schletter'a, Justen вивів свої правила для
находження точки перетинення лінії депресії з лінією ба-
зи греблі в такий спосіб. Уявимо собі типовий трапецієвидний
поперечний розсік земляної греблі (рис. I07) і подовжній
розсік долини під греблею і нижче її. На цьому профілі ви-
брана на віддаленні s від перетинення поверхні підпіртої
води з верховим відкосом греблі така точка O , в якій
спад поверхні підземної води різко збільшується. У бага-
тьох випадках над цією точкою і поверхня землі має зміну
напхилю. Точка перелому O находитися свердловинам по осі
долини від греблі вниз. Віддалення s треба брати не по про-
стій лінії, а по лінії течії підземних вод, яка може бути
і кривою в плані. В дальших видах
приймається, що віддалення s до-
сить велике, спад в точці O міняє-
ться різко і що положення точки
О при збільшенні від тока зали-
шається незмінним.

На рис. I07 літери означають:

P_3 - ріжниця відміток у футах між базою земляної греблі
та поверхнею підпіртої води;

h_3 - поземне віддалення в футах від точки, де поверхня під-
піртої води перетинає верховий схил греблі до тієї
точки, де лінія депресії перетинає базу греблі;

P_1 - ріжниця відміток у футах між точкою O та базою греблі;

h_1 - поземне віддалення в футах від точки, де лінія депре-
сії перетинає базу греблі до фіксованої точки O ;

P_2 - доземний загальний спад, а h_2 - поземне віддалення,
взяті для двох відповідних точок з метою найти спад
ґрунтових вод до збудування греблі;

S_1 - полегопротікання на один погонний фут поперечного роз-
сіку під базою греблі, чисельно рівне ріжниці відміток
бази греблі та скелі чи іншої непрочільної верстви;

S_2 - поле протікання звичайних підземних вод на один по-
гонний фут поперечного розсіку до будови греблі,
еквівалентне ріжниці відміток між поверхнею підзем-
них вод та поверхнею скелі;

S_3 - пересічне поле протікання води, що просочується через
греблю, чисельно $\frac{P_3}{S_1}$, себто половині ріжниці
відміток між поверхнею підпіртої води і базою греблі
в футах;

$K_1 = K_2 = Schletter'ova$ константа протікання для
ґрунту під греблею та нижче її;

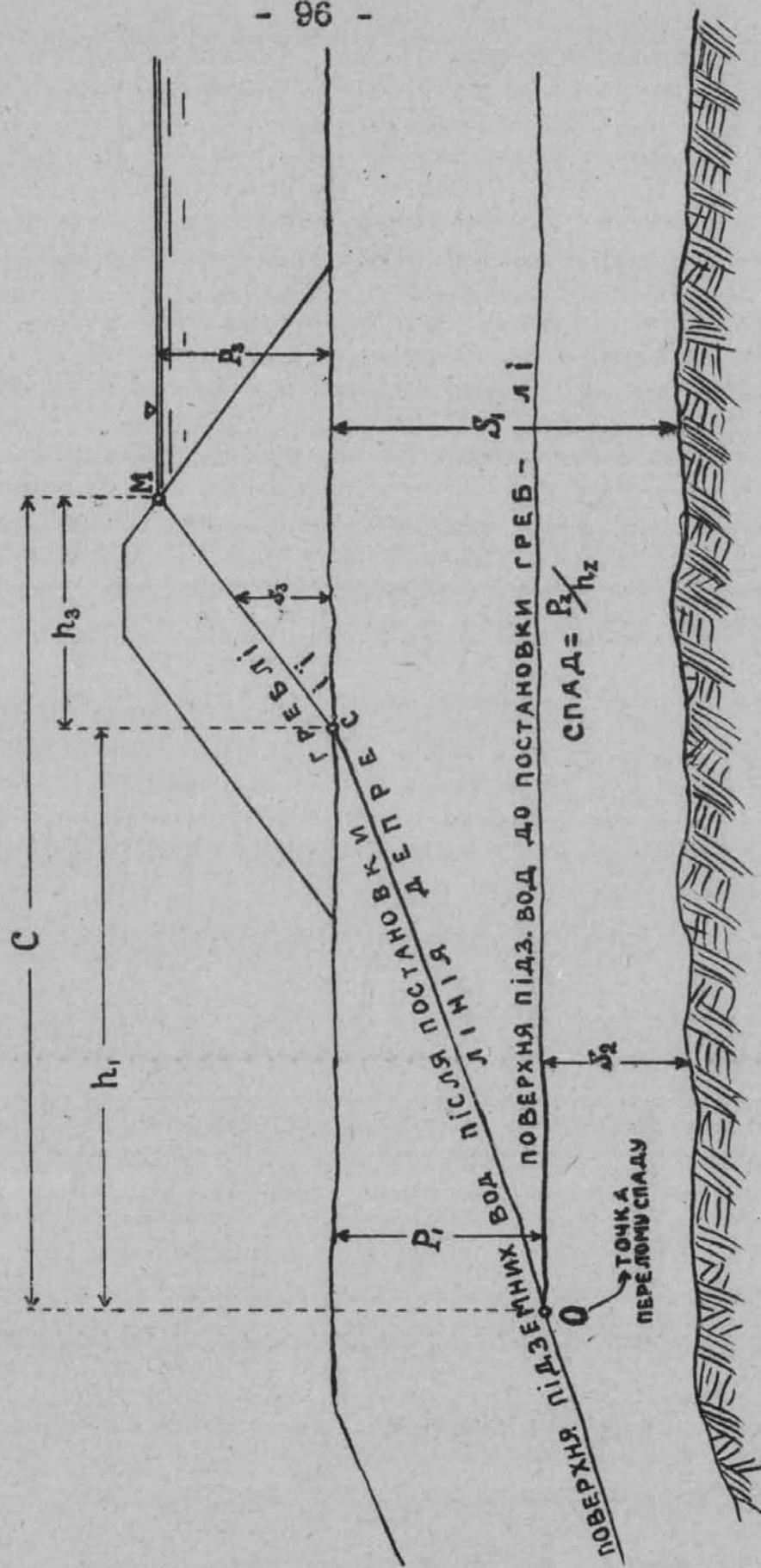


рис 107

\mathcal{K}_3 — Slichter'ова константа протікання для матеріалу, з якого утворена гребля.

q_1 — відток в куб. футах за минуту підземних вод через погонний фут поперечного розсіку ґрунту основи безпосередньо нижче греблі при нормальному нагромадженні води перед греблею.

q_2 — відток в куб. футах за минуту підземних вод через погонний фут розсіку ґрунту основи нижче греблі до будівлі ГГ.

q_3 — відток в куб. футах за минуту через один погонний фут самої греблі.

При цих означеннях будемо мати:

$\frac{\mathcal{P}_3}{h_3}$ — спад лінії депресії;

$\frac{\mathcal{P}_2}{h_2}$ — спад поверхні підземних вод до будівлі греблі;

$\frac{\mathcal{P}_1}{h_1}$ — спад поверхні підземних вод нижче греблі при повному водозбірнику.

$$q_3 = \mathcal{K}_3 \frac{\mathcal{P}_3}{h_3} \cdot S_3 \quad \dots \dots /1/$$

$$q_2 = \mathcal{K}_2 \frac{\mathcal{P}_2}{h_2} \cdot S_2 \quad \dots \dots /2/$$

$$q_1 = \mathcal{K}_1 \frac{\mathcal{P}_1}{h_1} \cdot S_1 \quad \dots \dots /3/$$

Останні вирази дають відток на 1 пог. фут по довжині греблі; для наłożження відтoku /фільтрації/ через усю греблю одиничні відtokи треба множити на довжину греблі.

Припустимо далі, що фільтрація через дно водозбірника вище греблі мала в порівнанні з останніми, тоді можемо написати:

$$q_0 = q_2 + q_3 \quad \dots \dots /4/$$

Есі величини, які входять у варії 1, 2, 3, 4 за виключенням h_1 і h_3 , можна найти перед проектуванням; величини h_1 і h_3 треба вчислити. Для цього рівняння /4/ перепишемо в такій формі

$$\mathcal{K}_1 \frac{\mathcal{P}_1}{h_1} \cdot S_1 = q_2 + \mathcal{K}_3 \frac{\mathcal{P}_3}{h_3} \cdot S_3 \quad \dots \dots /5/$$

Крім того, $h_1 = C - h_3$ $\frac{h_1}{\mathcal{K}_1 \mathcal{P}_1 S_1 C} \dots \dots /6/$

$$h_3 = \frac{h_1}{\mathcal{K}_1 \mathcal{P}_1 S_1} - q_2 (C - h_3) + \mathcal{K}_3 \mathcal{P}_3 S_3 \quad \dots \dots /7/$$

Останнє рівняння можна розвязати або методом наближення, надаючи h_3 ріжні значення, або по приближенному взору. Відкинувши у знаменнику член $+ q_2 h_3$, малий в порівнянні з $q_2 C$,

$$\text{тоді } h_3 = \frac{\mathcal{K}_3 P_3 S_3 C}{\mathcal{K}_1 P_1 S_1 - q_2 C + \mathcal{K}_3 P_3 S_3} \dots /8/$$

Більш точно h_3 находимо з квадратового рівняння:

$$h_3 = \frac{1}{2} \left(C - \frac{\mathcal{K}_3 P_3 S_3}{q_2} - \frac{\mathcal{K}_1 P_1 S_1}{q_2} \right) \pm \sqrt{\frac{1}{4} C^2 - \frac{\mathcal{K}_3 P_3 S_3}{q_2} - \frac{\mathcal{K}_1 P_1 S_1}{q_2}} + \frac{\mathcal{K}_3 P_3 S_3 C}{q_2} /9/$$

Найдовши величину h_3 та знаки точки M і O , визначаємо тим самим положення лінії депресії MNO .

Пояснимо тепер зроблені висновки прикладами.

Приклад I. Найти положення лінії депресії для греблі при обставинах, показаних на рис. 108, для ґрунту в греблі й під нею з ефективним поперечником $d = 0^{\circ} 14$ мм та з ширинотою в $30'$, при температурі води $60^{\circ} F$.

Із таблиці *Slichter*'ових констант $\mathcal{K}_1 / \mathcal{E} /$ для ефективного поперечника $d = 0^{\circ} 14$ мм находимо, що \mathcal{K} при $\lambda = 30\%$ буде $= 0^{\circ} 00643$.

Находимо тепер відсоток q_2

$$q_2 = \mathcal{K}_1 \frac{P_2}{h_2} \cdot S_1 = 0^{\circ} 00643 \times 0^{\circ} 05 \times 20 = 0^{\circ} 000643 \text{ ф}^3/\text{мин.}$$

далі з рівняння /8/

$$h_3 = \frac{\mathcal{K}_3 P_3 S_3 C}{\mathcal{K}_1 P_1 S_1 - q_2 C + \mathcal{K}_3 P_3 S_3} \quad \text{при } \mathcal{K}_1 = \mathcal{K}_2 = \mathcal{K}_3$$

$$\text{маємо: } h_3 = \frac{0^{\circ} 00643 \times 20 \times 10 \times 3035}{0^{\circ} 00643 \times 105 \times 110 - 0^{\circ} 00643 \times 3035 + 0^{\circ} 00643 \times 20 \times 10} = 53'$$

або за округленням $h_3 = 53$

Віддалення точки N від точки підошви P буде $90 + 10 + 30 - 53 = 77$ футів.

Спад лінії депресії в тілі греблі є $\frac{P_2}{h_3} = \frac{20}{53} = 0^{\circ} 372$

В данному випадку положення лінії депресії для греблі цілком добре.

Повна фільтрація на 1 погонний фут греблі буде:

$$q_1 = \mathcal{K}_1 \frac{P_1}{h_1} S_1 = 0^{\circ} 00643 \times \frac{105}{3035 - 53} \times 110 = 0^{\circ} 0249 \text{ ф}^3/\text{мин.}$$

Коли б гребля мала довжину $1000'$, тоді об'єм фільтрації був би приблизно

$$Q = q_1 \times 1000 = 0^{\circ} 0249 \times 1000 = 24.9 \text{ ф}^3/\text{мин.}$$

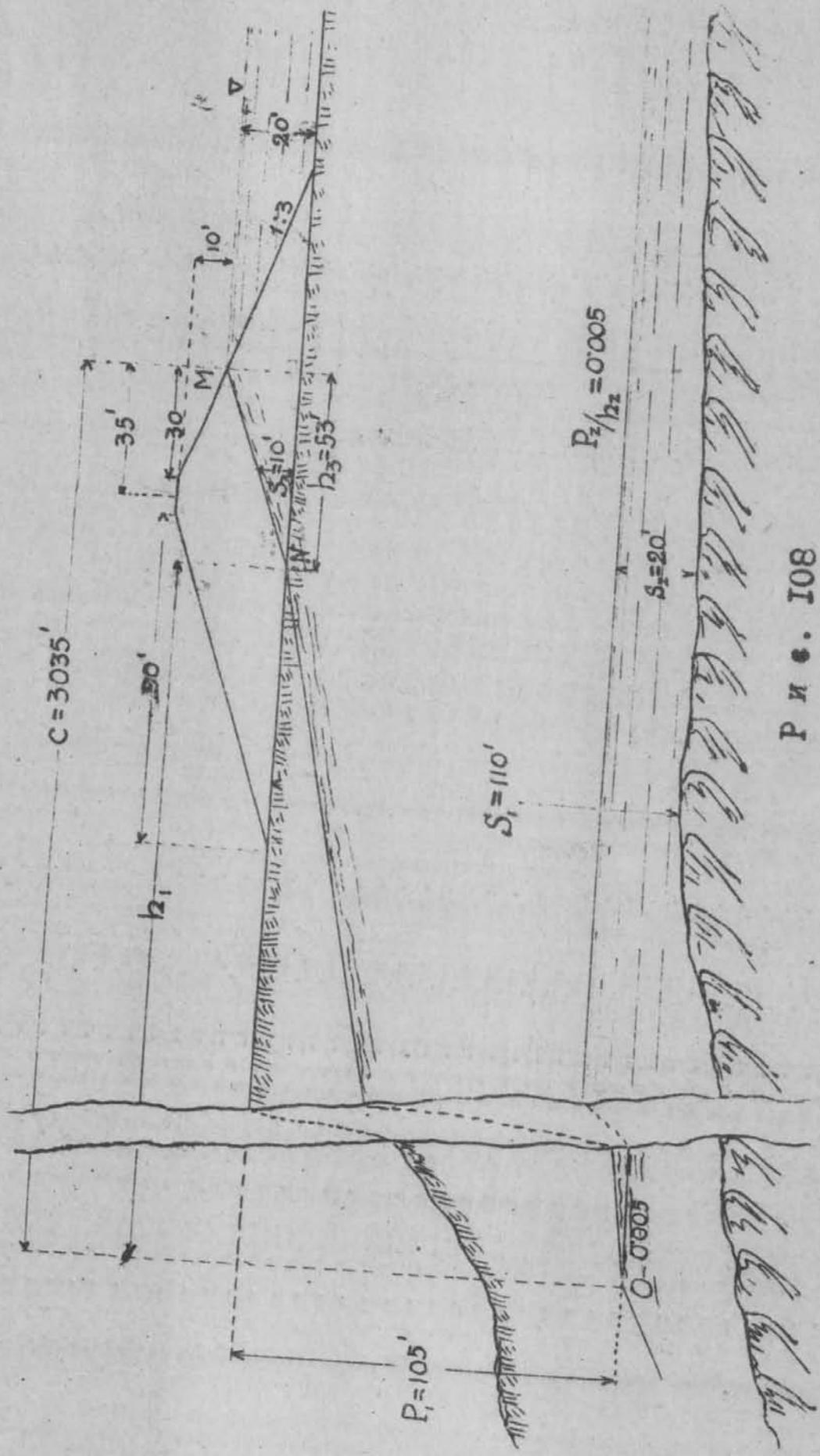


Рис. 108

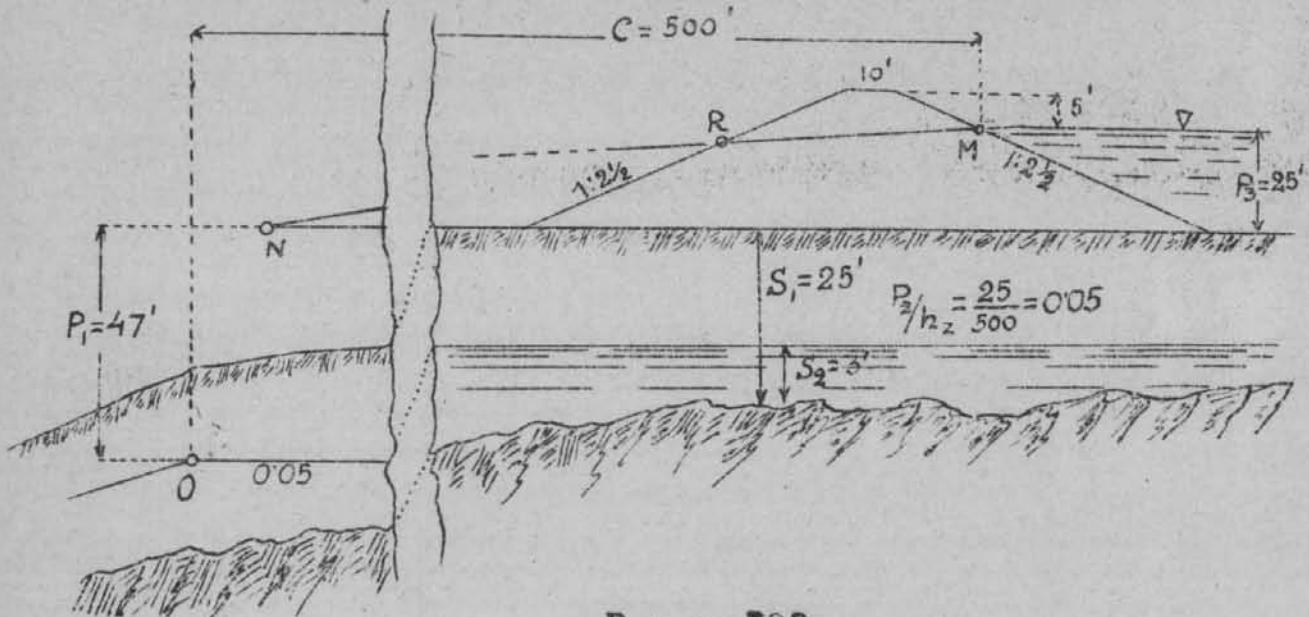


Рис. 109

Приклад 2. Проектований поперечний розсік греблі показано на рис. 109. Ефективний поперечник матеріалу греблі $\kappa_1 = 0.95$ мм.; об'ємна шпарність його $= 40\%$, температура води 70° ; ефективний поперечник матеріалу ґрунту - основи $d_2 = 0.09$ мм., об'ємна шпарність його 30% . Константа протикання $\kappa_2 = 0.765 \times 1.15 = 0.88$; константа для основи $\kappa_3 = 0.00306$; $P_1 = 25'$; $P_2 = 47'$; $C = 500'$; $P_3 = 25'$; $h_1 = 500'$; $S_1 = 25'$; $S_2 = 3'$; $S_3 = 12.5'$

$$q_2 = \frac{0.00306 \times 25 \times 3}{500} = 0.00046 \text{ м}^3/\text{мин.}$$

$$h_3 = \frac{0.88 \times 25 \times 12.5 \times 500}{0.00306 \times 47 \times 25 - 0.00046 \times 500 + 0.88 \times 25 \times 12.5} = \approx 495'$$

При такій величині h_3 лінія депресії MN буде мати нахил $\frac{P_1}{h_3} = \frac{25}{495} = \approx 1:20$ і перетне низовий відкос високо, в місці A , що буде дуже небезпечним.

Щоб така лінія депресії не виходила з тіла греблі, необхідно було б або зробити надзвичайно розлогий низовий відкос греблі, що було б не економно, або поставити в середині земляного насипу перетинну непросаччу стінку.

Положення лінії депресії при існуванні в греблі перетинної стінки.

При таких обставинах, коли лінія депресії перетинає б в одноманітній греблі низовий відкос, треба обслідувати питання, чи не було б доцільним збудувати в тілі греблі перетинну стінку.

Перетинна стінка може бути поміщеною або по осі поперечного розсіку греблі, або ближче до натиснутого відкосу.

Низ перетинної стінки або запускається в непросачану гірничу, або не доходить до неї.

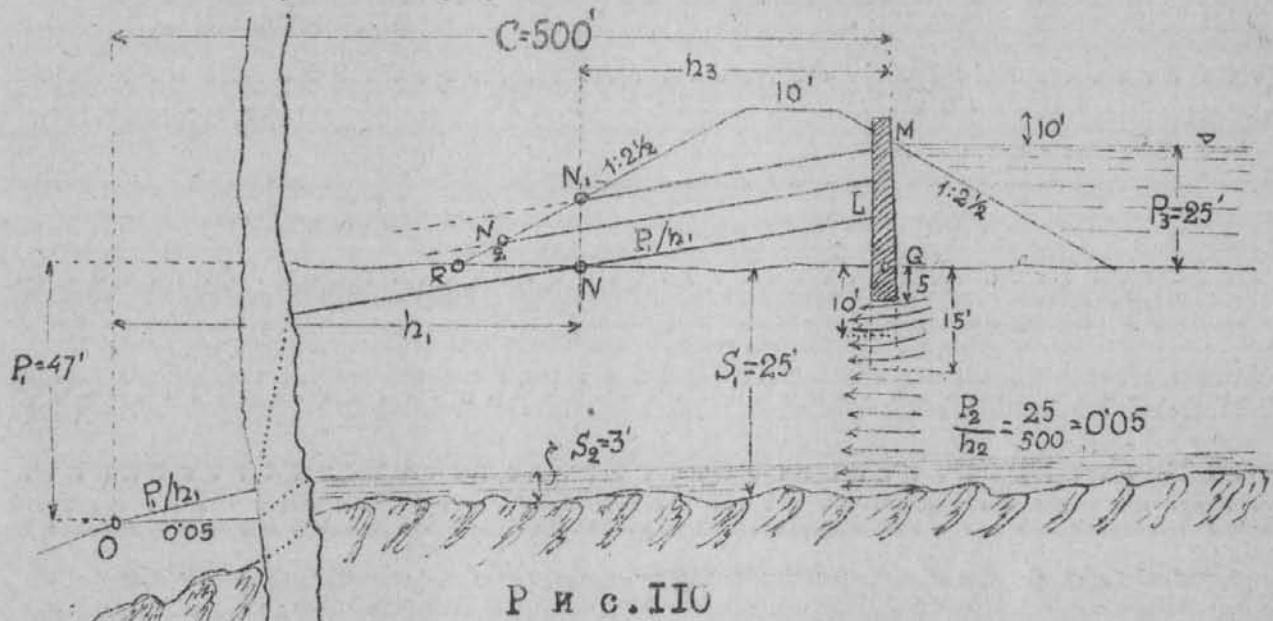
Уявимо собі, що перетинна стінка проходить не по осі греблі, а через лінію урізу нормально підпертої води і, що підошва її не доходить до скелі, а кінчаеться на 5', 10', або 15' нижче поверхні бази греблі/рис. II0/.

Slichter'ову константу для ґрунту під греблек, як і в попередньому прикладі, візьмемо $K_1 = 0.00306$. Припустимо спочатку, що стінка заглиблена на 5'. Коли стінка непросачна, тоді вода може фільтрувати тільки під нею через поверхню $(S_1 - 5') \times 1$ фут під одиничним насиком $\frac{P_1}{h_3}$. Для цього випадку, рівняння /8/ напишемо так:

$$h_3 = \frac{K_1 P_1 (S_1 - 5')}{{K_1 P_1 S_1} - q_2 C + K_1 P_1 (S_1 - 5')} \cdot$$

що дасть $h_3 = \frac{0.00306 \times 25 \times 20 \times 500}{0.00306 \times 47 \times 25 - 0.00046 \times 500 + 0.00306 \times 25 \times 20} = 156'$

Поземне віддалення між точками M і P при таких розмірах які дані на рис. II0, буде $= 25' + 10' + 62.5' = 97.5'$.



Р и с. II0

Лінія депресії, яка перетинає базу греблі на віддалі 156' від точки M , перетне низовий відкіс, а тому заглиблення стінки на 5' не вистарчає;

Запустимо стінку на 10'.

тоді $h_3 = \frac{0.00306 \times 25 \times 15 \times 500}{0.00306 \times 47 \times 25 - 0.00046 \times 500 + 0.00306 \times 25 \times 75} = 127'$

Знову лінія депресії перетне сухий відкіс.

Запустимо стінку на 15'.

тоді $h_3 = \frac{0.00306 \times 25 \times 10 \times 500}{0.00306 \times 47 \times 25 - 0.00046 \times 500 + 0.00306 \times 25 \times 10} = 93$

Отже, при заглибленні стінки на $15'$ лінія депресії пройде вже внутрі тіла греблі, хоч буде ще від пілонами Δ дуже близько, а саме $97.5 - 93 = \sim 4.5'$.

Як же піде лінія депресії в тілі греблі?

Justin приймає, що ця лінія піде в напрямку продовження лінії $O\mathcal{N}$, а нахил цієї лінії визначається, коли ми знаємо заглиблення точки $O-\mathcal{P}$, у нас $47'$; віддала $h_1 = C-h_3$, у нас $500 - 93 = 407'$.

Згідно припущення висоту піднесення води з низового боку стінки LQ найдемо з пропорції:

$$LQ:h_3 = \mathcal{P}:h_1;$$

відціля $LQ = \frac{\mathcal{P}}{h_1} \cdot h_3;$

у нас $LQ = \frac{47}{407} \times 93 = 10.7$

Подібно перетинній стінці впливає на положення лінії депресії і шпунтова стінка, але тільки тоді, коли вона дійсно забита щильно і може вважатися непросічною.

Положення лінії депресії, коли верхова частина греблі насипана з одного матеріалу, а низова - з другого.

Коли для насипки греблі можна мати матеріал ріжного гатунку, тоді роблять часто так, що верхова частина греблі, себ то та, яка ближче до води, насипається з більш дрібного, більш щільного матеріалу, а низова частина - з більш шпарного, а через те й більш просічного. В такому випадку, коли гребля насипана з ріжних матеріалів, лінія депресії в тілі греблі буде вже не простою, а ламаною.

Теоретично положення цієї лінії можна найти, коли припустимо, що відток поземних вод до збудування греблі дуже малий, а поверхня цих вод залягає глибоко.

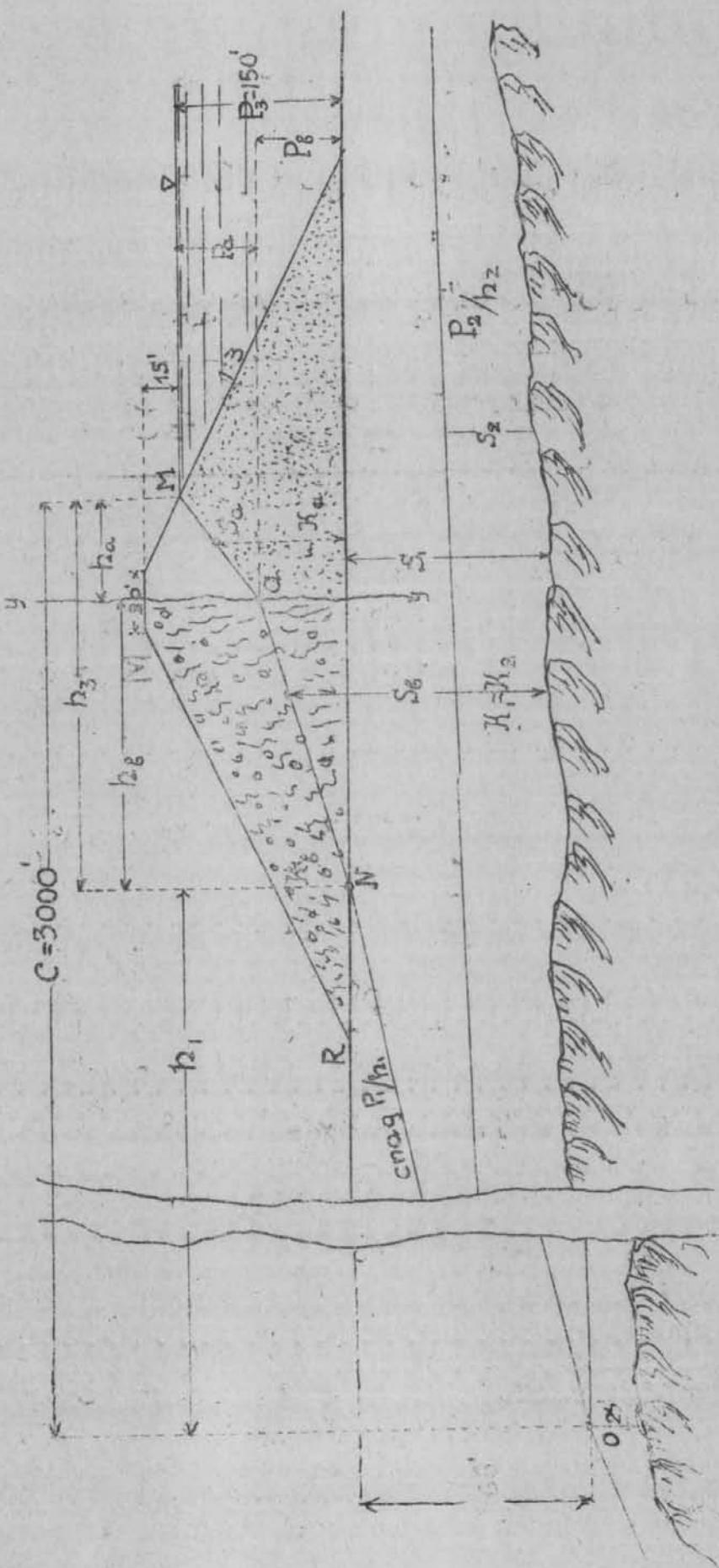
Розглянемо знову розсік, зроблений впоперек греблі і вподовж долини і найдемо положення лінії депресії (рис. III).

Приймаємо для цього випадку такі означення:
 K_a - *Slechter*, ова константа для матеріалу верхової половини греблі;

K_b - константа для низової половини греблі;

\mathcal{P}_3 - константа для ґрунту під греблею та нижче її;

\mathcal{P}_a - ріжниця відміток підпертої води та дна долини;
 \mathcal{P}_b - ріжниця відміток підпертої води та точки, в якій лінія депресії перетинає лінію розділу двох гатунків матеріалу в греблі;



P.R.C. III

$$\mathcal{P}_c = \mathcal{P}_3 - \mathcal{P}_a;$$

$$h_s = h_a + h_c$$

\mathcal{P} - глибина залягання точки під поверхнею дна греблі
 $h_s = C - (h_a + h_c)$

C - як і в попередніх прикладах;

S_1 - поле протікання води через ґрунт під греблею /на 1 кв. фут греблі/;

S_a - пересічна висота /або пересічне поле= $S_a \times 1$ фут/, через яку вода фільтрується у верхній половині греблі

$$S_a = \mathcal{P}_3 - \mathcal{P}_a + \frac{\mathcal{P}_a}{2} = \frac{2\mathcal{P}_3 - \mathcal{P}_a}{2}$$

S_6 - пересічне поле / $S_6 \times 1$ фут/, через яке вода фільтрується в нижній половині греблі:

$$S_6 = \frac{\mathcal{P}_3 - \mathcal{P}_a}{2} + S_1;$$

Коли попередній відток підземних вод, який ми означали раніше через q_2 , приняти рівним 0, тоді можна написати:

$$q_1 = q_a = q_6, \quad \text{де}$$

q_1 - повний відток фільтраційної води через греблю;

q_a - відток через верхову половину греблі;

q_6 - відток через нижню половину греблі;

$$q_1 = K_1 \cdot \frac{\mathcal{P}_1}{h_1} \cdot S_1 \text{ ф/мин.}$$

$$q_a = K_a \frac{\mathcal{P}_a}{h_a} \cdot S_a \text{ ф/мин.}$$

$$q_6 = K_6 \frac{\mathcal{P}_6}{h_6} \cdot S_6 \text{ ф/мин.}$$

або:

$$\frac{K_1 \mathcal{P}_1 S_1}{h_1} = \frac{K_a \mathcal{P}_a S_a}{h_a}$$

$$\frac{K_a \mathcal{P}_a S_a}{h_a} = \frac{K_6 \mathcal{P}_6 S_6}{h_6};$$

підставивши тепер в останній рівняння замісць S_a , S_6 і h_6 їх значення, одержимо

$$\begin{aligned} \mathcal{P}_a = & -\sqrt{\frac{2K_1 \mathcal{P}_1 S_1 h_a + 2S_6 K_6 h_a + \mathcal{P}_3^2 K_6 h_a}{h_a K_a - K_6 h_a - C K_a}} + \\ & + \left[\frac{C K_a \mathcal{P}_3 - h_a K_a \mathcal{P}_3 + S_6 K_6 h_a + \mathcal{P}_3 K_6 h_a}{h_a K_a - K_6 h_a - C K_a} \right]^2 - \\ & - \frac{C K_a \mathcal{P}_3 - h_a K_a \mathcal{P}_3 + S_6 K_6 h_a + \mathcal{P}_3 K_6 h_a}{h_a K_a - K_6 h_a - C K_a} \dots \dots .191 \end{aligned}$$

$$h_6 = \frac{K_{ch}(\mathcal{P}_3 - \mathcal{P}_a)(2S + \mathcal{P}_3 - \mathcal{P}_a)}{K_a \mathcal{P}_a (2\mathcal{P}_3 - \mathcal{P}_a)} \dots /10/$$

Коли для \mathcal{P}_a одержимо знання уявне, то це буде означати, що лінія депресії MQ вся пройде в верховій половині греблі і осевої лінії YY не перетне в тілі греблі.

У такому разі для нахождення положення лінії депресії необхідно вважати греблю одноманітною, з однаковим ефективним поперечником зерна, для якого $Bleicher$, ова константа = K_a . Останні взори виведені, як було сказано, в припущення, що відток підземних вод до збудування греблі майже не існує: $q_2 = 0$. Коли ж цей відток дуже значний, то його треба приняти на увагу, і то в такий спосіб:

Бираховуємо q_2 по взору

$$q_2 = K_2 \frac{\mathcal{P}_2}{h_2} \cdot S_2$$

Находимо, користуючися передніми взорами, q_a ; тоді загальний відток q' буде = $q_2 + q_a$;

Цей загальний відток $q' = K_1 \frac{\mathcal{P}_1}{h_1} \cdot S_1$;

В останньому взорі невідомо лише відношення $\frac{\mathcal{P}_1}{h_1}$; находимо це відношення, яке є tg кута нахилу лінії ON і проводимо від точки O лінію ON . Таким чином, находимо точку N , в якій лінія депресії перетинає базу греблі.

Дренаж земляних гребель.

Як видно з передніх міркувань, тіло греблі може мати тим менший поперечний розсік, чим більше до середини перетинає лінія депресії базу греблі. Через це виникло стремлення наблизити, наскільки можна, лінію депресії до осі греблі штучно, при допомозі дренажа, закладеного в низовій половині греблі.

Ця міра є особливо доцільною тоді, коли ґрунт данний більш непросочний, ніж матеріал греблі.

Коли гребля наспана з дрібного піску, а під нею ґрунт глинистий або кам'янистий, тоді вода, що просочиться в греблю, не може найти собі швидкого виходу через непросочну верству, а в наслідок цього вода доходить аж до воздушного одкосу греблі і промочує його; таке ж положення лінії депресії загрожує, як уже було згадано, існуванню спорудження.

У таких випадках або будується перетинну стінку або роблять дренаж низової половини греблі, або нарешті, і те і друге разом.

Дренаж робиться в такий спосіб: нормально до осі греблі /рис. II2/ копають у низовій половині греблі дренажні ка-

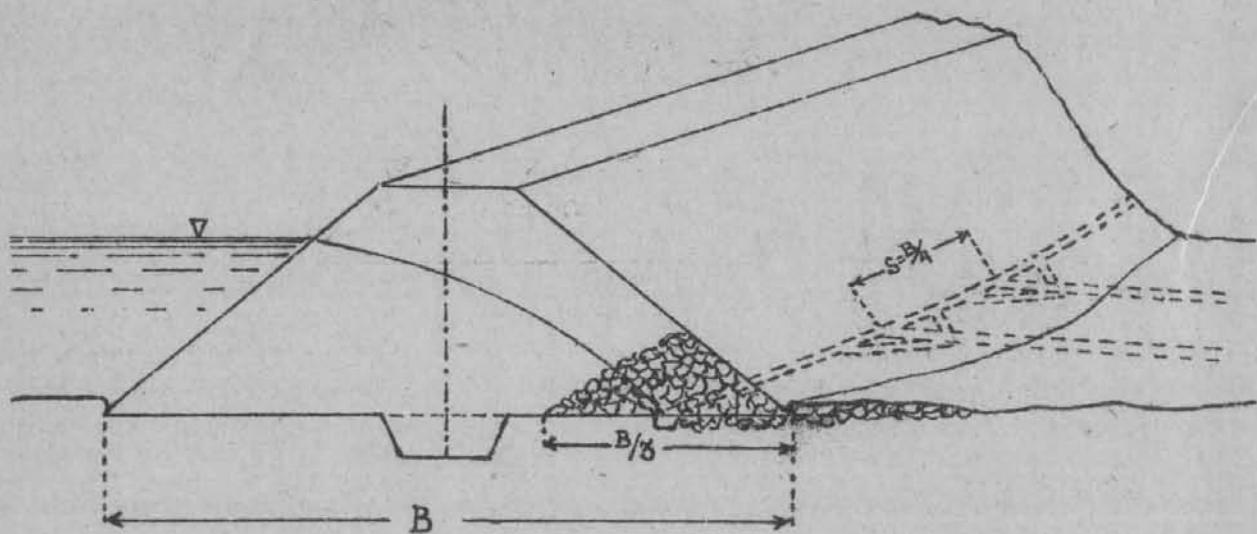


Рис. II

нави в де кілька футів завглибшки; у ці канави накидають камінь, по периметру більший, а до середини менший аж до величини жорстви. Іноді в канаві кладуть звичайні дренажні трубки, з поперечником до 20 см., які обсипають бережно дрібним камінням або жорствок. Головні дренажні трубки кладуті не далі як на $\frac{B}{4}$ /див. рис./. Іноді роблять подовжну дренажну канаву по всій довжині греблі, а вже від неї виводять поперечні камяні або трубчаті дренажі. Замість окремих дрен часто низову підопірну греблі роблять з камяної насипки; ширину бази такої вісипки *Justin* радить робити по ширині $\frac{B}{3}$.

Нахил відкосів в греблі. Для стійкості греблі треба, щоб і верховий і низовий відкоси її мали відповідні нахили, бо інамше може статися, що лінія депресії пройде добре, а відкоси все ж таки сповзуть.

Нахил відкосу залежить від натурального під водою кута нахилу взятого матеріялу. Цей нахил треба брати меншим від того, який виявиться стійким в обставинах лабораторного досвіду.

Бідкіс, який буде підлягати хоч би тимчасовому діланню води, повинен мати нахил на менше 1:2. Частіше цьому відкосу дають нахил 1:2½ - 1:3.

Низовому відкосу треба дати такий нахил, щоб лінія депресії лежала глибоко під відкосом, але він не мусить бути стільки вищим ніж 1:1½; останній нахил можна допускати тільки при важкому матеріалі, з якого насипають греблю та при висоті греблі на більш 15 футів. Але іноді, коли греблю насипають з дуже грубого матеріялу на ґрунті ще більш просочному, низовому відкосу для злежнізого закриття лінії

депресії довелося б дати нахил до 1:4 при нахилі верхового відкосу 1:2. Таким чином, в одних випадках нахил верхового відкосу може бути більшим, ніж нахил низового відкосу, а в інших - навпаки.

Нахилі верхового й низового відкосів, які можна було б вважати задовільняючими на підставі згаданих вище міркувань можуть, однаке, виявитися не стійкими або тоді, коли зміняться властивості ґрунту-основи, або при значній висоті греблі.

Після збудування греблі і наповнення водозбірника, ґрунт під греблею промокне, через що його здібності витримувати натиск може зменшитися.

Внаслідок зменшення опірності ґрунту він, а з ним насипна гребля, можуть дати осадку, при якій відкоси можуть сповзти.

При нестійкій опірності ґрунту-основи відкоси також можуть сповзти або з низового боку або з верхового; останнє, як було вже сказано /стор. 73/, спостерегається тоді, коли воду швидко випускають з водозбірника.

Спостереження над опівзьми французьких земляних гребелі дали можливість зробити такі висновки /які потрібують ще дальшої перевірки/:

I. Насип земляної греблі може бути стійким при певному нахилі тільки до певної висоти h /рис. IIЗ/. При більшій висоті нахил греблі треба зменшити, бо інакше може статися оповзень.

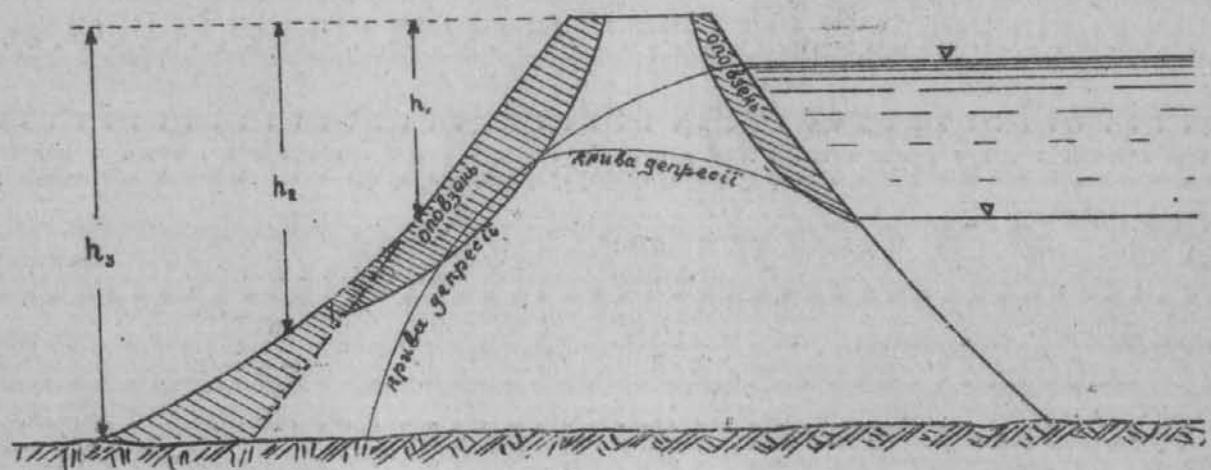


Рис. IIЗ

2. Небезпечна висота h залежить від кількості примішки буйнозернистого ґрунту до глинистого ґрунту. Дрібний пісок зменшує стійкість одкосу.

Добра земля для греблі повинна мати від 30 до 60 %

\times Усадинот. Сипаих. р. 246.

$\times \times$ з поперечником д. меншим 1-2 см.

піску, при чому принаймні половина його мусить бути буй-
нозернистого / $d > 1 - 2 \text{ mm}$ / ^x/

3. *Ходезія* ґрунту не має помітного впливу на стійкість
одкосів.

Розмір небезпечної висоти h для ріжних ґрунтів і на-
хилів установити тепер ще не можливо, але, як перше набли-
ження, можна привести такі данні для одкосу з нахилом
 $I : I$.

Одкос з нахилом $I : I$ буде сталим:
при h до 16 метрів для матеріалу, в якому від 40% до 60%
буйного піску на 100% глини /або 30% - 40% піску, а 70% -
60% глини від загального об'єму/.

При h до 15 метрів для матеріалу, в якому 35% буйного
піску на 100% глини /26% піску, 74% глини/;

При h до 13 метрів для матеріалу, в якому 12% буйного
піску на 100% глини /10.7% піску, 89.3% глини/;

при h до 8 метрів, при 6% піску на 100% глини /5.7% пі-
ску, 94.3% глини/.

Спостереження над підводними вілюсами показало, що
вони являються більш стійкими проти сповзання тоді, коли
поверхня їх насыпана з більш грубого матеріалу, чим
вся остання верхова половина греблі.

Таке явище можна пояснити тим, що при більш ширній
поверхні підводного відкосу греблі вода з тіла греблі
виходить при спуску водозбірника швидче, а через це вну-
трішній гидростатичний натиск зменшується.

Умови, що сприяють просочуванню води через греблі.

Насипна гребля мусить бути збудована так, щоб в ній не
існувало причин, сприятливих просочуванню води через гре-
блю.

Причин на те може бути де кілька, а саме:

1. Гладенькі поверхні закладених в тіло греблі металевих,
бетонових або камінних труб, стінок, чи інших спору-
джень, взподіл яких вода легко може просочитися.

2. Унутрішні ходи, проріті ріжними звірятами, особливо
кротами або бобрами /в Чехословаччині/.

3. Насипка шарів дуже щільного матеріалу на шари мате-
ріалу ширного.

4. Допущення в насипу каміння в такій кількості, що з
нього можуть утворитися поперечні дренажні ходи.

^x/Другі практики дають інші числа відношення піску та глини
ни, як найліпші для будови гребель: по *Styresku*,ому -
піску-66%, глини-33%; по *Mattens*,у - піску-50%, глини-50%;
по *Schelten*'у - піску-15-18%, глини-85-82%; по *Faith*,у -
піску-85, глини-15%; *Golman* піску - 50%, глини - 50%;
/ *Udolni rechnadztor. IO/.*

5. Недостача зв'язку між окремими шарами насипу.

6. Недостача зв'язку між насипом і ґрунтом-основою.

Протікання води ваподовж труб або бетонових чи кам'яних каналів спричиняється не один раз до катастрофи земляних гребель. Можливо, що таке протікання утворилося і ваподовж поверхні бетонового каналу в земляній греблі на р. Білій Лесні в Чехії і спричинилося до страшної катастрофи р. 1916, при якій загинуло 60 душ. Для утруднення воді проходити ваподовж гладянських поверхні необхідно, щоб на кожній трубі робилися виступи - коміри, коли бетонові, то не тонше $12''$ / 30 см./; таких виступів треба зробити по довжині труби не менше трьох.

Justin не радить зовсім прокладати труби в насипному тілі греблі за виключенням такого випадку, коли під трубами можна вбудувати певний фундамент, звязаний з непрочинним ґрунтом.

Тоді ж, коли труби прокладають в траншеї, проложеній в природному материковому ґрунті, треба також зробити по-перечні бетонові стінки /коміри/-/рис. II4/, які пріздалися б в боки і дно природного ґрунту не менше, як на $24''$ / 0.60 м./

Для боротьби з діяльністю звірят треба, перш за все, дуже добре ущільнювати /трамбувати/ греблю.

Коли тіло греблі буде щільне, тоді і кроти й інші землерийки шукануть собі більш легких до робот ґрунтів.

Далі тій же меті задовільняє покриття відкосів греблі камінем чи бетоном.

Причини 3 і 4 можна відсторонити належним підбором матеріалу для насипу греблі і належним виконанням праці. Тут має особливе значення висота шару землі, який потім трамбується. Ця висота не повинна бути більшою $10 - 20$ см, бо при більших верствах насипу при ущільненні /трамбуванні/ їх навіть важкими котками не досягається рівномірно злеглої маси землі, а спостерігається таке явище: верхня частина укошеного шару буде ду-

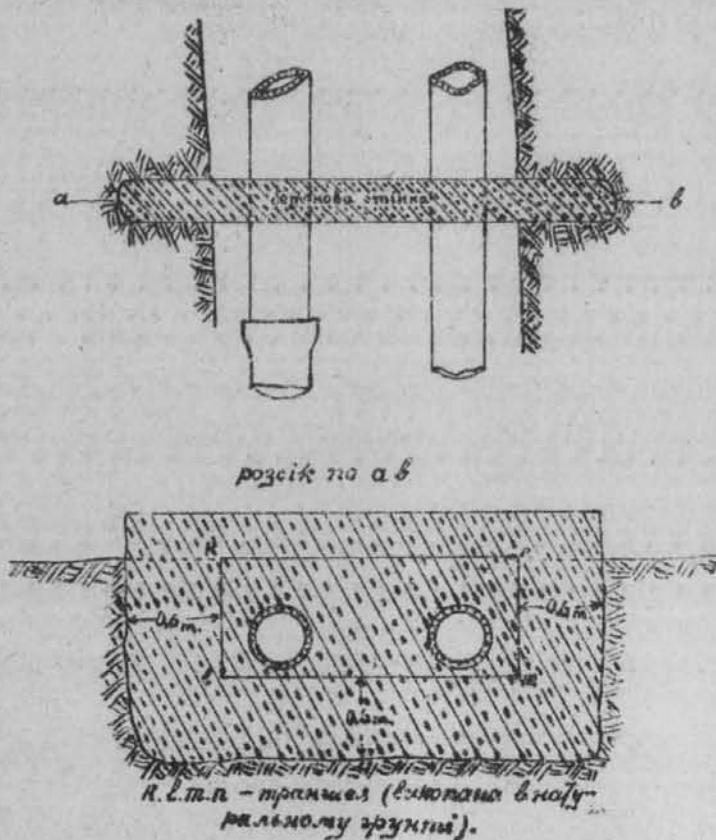


Рис. II4

же щільна /шкурка/, а спідня, навпаки, буде стиснута дуже мало./На прорваній греблі в Чехії на р. Білій Десні товщина шарів була до 45 см./

Таким чином, тут між стиснутими шкурками утворюється шаристі перемежки, по яких вода легко може найти собі ходи і розмити всю греблю.

Добре з'єднання тіла греблі з ґрунтою-основою являється також цілком необхідним.

До того долягається тим, що весь поверхневий шар долини, особливо коли він має більш 6% матеріялу рослинного походження, викопується і одмивається.

Крім того, в одноманітних насипних греблях, без перетинної стінки, треба викопати траншею - замок взподібж середини греблі /або й де кілька таких траншей/ до непросочного ґрунту і виповнити ці траншеї добром, мало-просочним ґрунтом.

Коли тіло греблі не з'єднано щільно з ґрунтом-основою, або коли цей ґрунт є більш просочним, чим гребля, тоді найменш трудним шляхом для води можуть бути лінії під базою греблі.

Сукупність шарів під базою греблі можна розглядати як тонкі, приблизно поземні трубки, в яких вода рухається під натиском підпертої води; скорість в трубках, згідно ззору *Darcy* залежить від величини натиску H , довжини ходу води ℓ і сочинника скорості K ,

$$v = K \frac{H}{\ell}$$

Чим більша ширина підошви ℓ , тим меншим буде спад H і тим меншою буде скорість v .

Протікання води під греблек може існувати, але скорість його не повинна перевиди певної межі. Величина граничних скоростей була вже нами приведена на стор. 79, але *Justin* підходить до цього питання трохи інакше і дає числа інші. Він находить такі скорості, при яких сила удару води в площину поверхні частинки матеріялу рівнялась би вазі тієї частинки у воді, потім зменшує ці скорості в 4 рази /довільний сочинник забезпечення/ і приймає далі що довжина бази ℓ мусить бути такою, щоб скорість v була менше тієї найменшої, яка зрушує найдрібнішу пісчану частинку /з поперечником $a=0.01$ мм/.

Як відомо, сила удару води в будь яку нерухому площину F при скорості течії v виражається ззором:

$$P = \frac{F v^2}{g}$$

/Коли міри метричні, F дана в метрах, тоді $f = 1000 \text{ кіл}^3 \text{ м}^{-3}$, v - в метрах за секунду; при англійських мірах: $f = 62 \cdot 4 \text{ фунта}^3$, $g = 32 \cdot 2 \text{ фунт}/\text{см}^2$; для останніх мір P - приблизно $2v^2 f$ к/1 фунт = 0.435 кілогр.

Бага частинки у воді нехай буде = W

$$P = W = \frac{8Fv^2}{g}$$

відсіля

$$v = \sqrt{\frac{Wg}{8F}} \dots \dots \dots / II /$$

$$\text{а для англійських мір } v = \sqrt{\frac{W}{2F}} \text{ футу} \text{ / sec. } \dots \dots \dots / II /$$

де W -вага частинки в хунтах, а F нормальний до течії мет частинки в кв. футах.

Justin вирахував значення v при умові, що матеріал важить на візду 159·4 анг.хунта в куб.ф., а в воді - $/ 159 \cdot 4 - 62 \cdot 4 = 97$ хунтів в куб.ф.

На підставі останнього виразу *Justin* дає таку таблицю:

Теоретичні скорості, які необхідні для піднесення догори зернят ріжного попереchenнику з матеріалу, куб. фут якого важить у воді 97 анг.хунтів /I куб.метр важить біля 2500 кілограмів на візду/.

Поперечник частинки в мм.	Скорість у футах за мі- нуту	Поперечник частинки в мм.	Скорість у футах за минуту.
5.0	43.4	0.1	6.0
4.0 /ін- терпол/	39.0	0.08	5.5
3.0	33.7	0.05	4.3
2.0. /інт/	28.0	0.03	3.4
1.0	19.4	0.01	1.94
0.8	17.4		
0.5	13.8		
0.3	9.6		

Отже, для частинок з поперечником в 0·01 мм. який *Justin* вважає за найменший, теоретична скорость найдена в 1·94 ф/мин.. При сочиннику забезпечення = 4, найменша скорость $v_{min} = 0\cdot05$ ф/мин.. Ця скорость $v = 0\cdot05$ ф/мин *Justin* і приймає за ту граничну, до якої можна допускати скорості протікання води під греблек.

Встановлючи цю скорость у вір:

$$v = \frac{N}{C}$$

х/По взору *Stokes*, а скорость падання у воді також частинки значно менша = 0·014 ф/мин.

можна найти ширину бази греблі ℓ

$$\ell = \frac{K_1 H}{0.5} \quad \text{для футів.}$$

Щоб найти сочинник скорости K_1 , необхідно сочинник відтоку Slichter'a K_1 або ε_1 , приведені в таблиці на стор. 75, 76 ділити на сочинник площинної шарності λ_0 , тоді

$$\ell = \frac{K_1 H}{\lambda_0 \cdot 0.5} = 2 \frac{K_1 H}{\lambda_0} \quad \dots \dots / 12 /$$

Приклади.

1. Гребля висотою в 100' насыпана з непросочного матеріалу; ґрунт-основа просочний; ефективний поперечник його $d = 0.80$ м.; об'ємна шарність $\lambda = 34\%$; глибина води = 85'.

Найти ширину підошви ℓ , при якій скорість води, що просочується під базою, не перевищувала б 0.5 ф/мин.

По ззору 13: $\ell = 2 \frac{K_1 H}{\lambda}$.

K_1 з таблиць Slichter, а стор. 76 /для $d = 0.8$, при $\lambda = 34\%$ буде = 0.3175; $H = 85'; \lambda_0 = 9.4 + 1/24 - 26/0.544 = 14\% = 0.14$

Отже $\ell = 2 \frac{0.3175 \times 85}{0.14} = \infty 385'$

При висоті греблі в 100', ширині по верху 10', відкосах: низовім - I_{k_1} : I, а верховім - $2\frac{1}{2}$: I, ширина бази була $b = 410'$, себ то була б вистарчуюча для останньої вимоги.

2. Найти ширину бази греблі при тій же висоті води $h = 85'$ і висоті греблі = 100', але при умові, що ґрунт-основа під греблею є жорстка з ефективним поперечником $d = 4$ мм, при $\lambda = 38\%$.

Для цього випадку $K_1 = 11.45; \lambda = 0.00016$

$$\ell = 2 \cdot \frac{11.45 \times 85}{0.00016} = 12166 \text{ ф.}$$

Отже тут ширина бази вийшла така велика, що її практично без добавочних спорудження здійснити не можна.

З наведених тут прикладів видно, що при ґрунтах-основах з більшим ефективним зерном ширина підошви виходить дуже великою і це зрозуміло, коли при таких просочливих ґрунтах не допускати скорості, що може порушати найдрібніші частинки, які знаходяться між частинками більших розмірів. Але, коли б матеріал основи складався з добре промитого, однорідного, досить грубого ґрунту, тоді найменші допустимі скорості необхідно було б брати такі, які відповідають пересічному поперечнику найменших /але досить грубих/ частинок.

Уявимо собі, наприклад, що в останній задачі всі частини ґрунта-основи приблизно однакові з поперечником $d = 4$ мм.

Для частинки з таким поперечником, згідно таблиці *Jus-tin*, а, допустити скорість приблизно $\frac{38}{4} = 9'75$ ф./мін.

При цій скорості ширина підошви греблі буде:

$$\ell = \frac{K \cdot H}{\lambda_0 \times 95} = \frac{11.45 \times 85}{0.16 \times 9.75} = \approx 624'.$$

Для частинки з поперечником $d = 5$ мм., при $\lambda = 38\%$

$$K = 17.90; \quad v = \frac{434}{4} = 10.85.$$

$$\ell = \frac{17.90 \times 85}{0.16 \times 10.85} = \approx 880 \text{ ф.}$$

Для частинок з поперечником $d = 1$ мм. при $\lambda = 38\%$

$$K = 0.717; \quad \lambda_0 = 0.16; \quad v = \frac{194}{4} = 4.85 \text{ ф./мін.}$$

$$\ell = \frac{0.717 \times 0.85}{0.16 \times 4.85} = \approx 78 \text{ ф.}$$

Для частинок з поперечником $d = 0.8$ мм., при $\lambda = 38\%$

$$K = 0.4585; \quad v = \frac{174}{4} = 4.35$$

$$\ell = \frac{0.4585 \times 85}{0.16 \times 4.35} = 56 \text{ ф.}$$

При такому припущення, як бачимо, ширина бази греблі на грубо-зернистих ґрунтах виходить також більшою, ніж на ґрунтах дрібно-зернистих, але абсолютна величина бази при ґрунтах одноманітних може бути /згідно цієї теорії/ значно меншою, ніж при ґрунтах мішаних, в склад яких входять і дуже дрібні частинки. Американський інженер *Bligh* /Блей/ шукав залежність ширини бази земляної греблі від висоти насипу H шляхом обслідування існуючих в добром стані індійських гребель і дав цю залежність в такій формі:

$$\ell = C \cdot H \quad \dots \dots /14/$$

де ℓ - означає ширину бази греблі в будь яких мірах;

H - висота води перед гребллю в тих же мірах;

C - сочінник, величина якого залежить від властивостей ґрунту під базою греблі.

Bligh дав для C такі значення:

- | | |
|--|-------------|
| 1. Для дрібного піску або дрібного намулу..... | $C = 18$ |
| 2. Для тонкого ілу з піском..... | $C = 15$ |
| 3. Для звичайного буйного піску..... | $C = 12$ |
| 4. Для піску з жорсткою..... | $C = 9$ |
| 5. Для піску з жорсткою і валунами..... | $C = 6 - 4$ |

Згідно цих даних *Bligh*, а ширина бази греблі на піщаному ґрунті з поперечником зерен $d = 0.8$ мм, який можна віднести до категорії 2, мусила б бути при $H = 85'$ рівною $12 \times 85 = 1020$ футів замісць одержаних нами раніше 385 фут

При грунті ж основи, в якому поперечник зерна $d = 4 - 5$ мм і який з певною довільністю можна віднести до категорії 4., ширина бази була б по *Bligh*, у

$$l = 9 \times 85 = 765 \text{ футів},$$

між тим, як по способу *Justin*, а вона вийшла рівною 12166 футів.

Тільки тоді, коли вважати грунт під базою добре промінним і одноманітним, тоді остання величина для l , найдена по *Bligh*, у, наближається, в де якій мірі, до теоретично вирахованої нами /765 футів і 880 футів/.

Б и с н о в к и в і д н о с н о т е о р е т и ч н и х обчислень насипних гребель.

Як видно з приведених вище способів теоретичного нахodження доцільного профіля насипної греблі, всі вони не мають ще характеру певності, усталеності і дають результати, які між собою значно ріжнятися. Тому тут теорія лише освітлює умови існування насипних гребель і показує ті місця в цих спорудженнях, які найшвидче можуть бути пошкодженими, на які необхідно звернути особливу увагу.

У світлі теорії ясніш виступають також ті питання, які необхідно вивчати раніше, чим приступати до проектування греблі.

Але, з огляду на неусталеність теорії насипних гребель, приходиться при проектуванні нової греблі користатися попереднім досвідом і робити порівняння греблі, яку проектують, з такими, які в подібних умовах уже добре існують.

Намітивши в такий спосіб тип греблі, що проектують, необхідно все ж таки зробити теоретичне обслідування його на підставі наведених вище міркувань і зупинитися потім з особливою уважністю на тих питаннях, де теорія не покривається вказівками практики.

Звернемося тепер до тих практичних даних, якими керуються головним чином і до цього часу при проектуванні на сипних гребель і опишемо далі де які основні типи цих гребель.

A. Практичні дані відносно земляних гребель.

I. М а т е р і я л и.

Матеріал для насипної греблі вибирається такий, щоб він складався з піску та глини, при чому кожне зерно піску мусить бути обліплено глиною так, щоб між окремими зернами було тісне з'єднання. Процентне відношення того і другого матеріалу приймається ріжними гидротехниками - ріжним; так по *Maitzen*, у відношенні об'ємів піску та глини мусить бути 1:1; по *Slyresku*'ому 1:2; по *Schel-*

ten'у - 15:85; Tolman вважає ліпшим матеріал з більшим відсотком піску, тому що такий матеріал не дає тріщин, як то буває в ґрунтах сильно глинистих, і не сповзає, а шарність його можна зменшити добавкою перемеленого гидравличного вапна /12 - 15 літрів на 1 куб.метр насипу/. Для зменшення можливості сповзання одкосів добре також прибавляти до глинистого ґрунту дрібного вугластого щебеня в такій кількості, яка б утворювала міцний земляний бетон, а саме до 33%, як це, наприклад, зроблено на земляній греблі біля Luhacovic/Лугачовиці/ в Чехії.

2. Трамбування.

До насипу греблі беруть матеріал, на скілько можна, одноланітний, без грудок, коріння, гумусу, не змерзлий і насипати верствами не грубіше 10 - 20 см., при чому так, щоб до наводного боку був невеликий нахил.

Насипаний ґрунт утрамбовують в ріжні способи. Коли гребля мала і не висока, тоді буває достаточним укочування насипу тими грабарками, якими землю підвозять.

При греблях же від 5 метрів заввишки і більше, які призначені вже для дуже відповідальної служби, трамбування переводиться механічними котками, а в тісних місцях заливними трамбовками. Котки мають рубчату поверхню, як на колесах трактору, так і на припряженому до трактору вальці /або й на двох вальцах/. Вага кожного вальця досягає 4 - 5 тон.

Рубчаті поверхні вминають і стискають землю, при чому спочатку по насипаній верстvі залишається великі жолобки; після де кількох укочувань поверхня насипу робиться рівною і на ній лише помітні смуги від ребер котків.

При товщині шарів біля 15 см. і при добрій вохкуватій землі укочуванням досягається така злегкість матеріалу, що в ньому залишаються тільки тонкі капілярні ходи, і така гребля після закінчення дає дуже малу осадку. Біля природних одкосів долини, впоперек якої насипається гребля, або біля країв самої греблі котком трудно вже проїхати і належно утрамбувати землю, через що тут, а також навколо будь яких споруджень, що проходять через греблю, ущілення роблять заливними трамбовками, які мають закруглену знизу поверхню і важать до 15 - 20 кілограмів.

Насипання земляної греблі ліпше всього робити не спішаючи; тоді насип набуває такої монолітності, при якій гребля може тривати не обмежену кількість років, як це показують приклади тисячелітнього існування індійських земляних гребель.

Швидкий же темп будування цих дуже відповідальних споруджень може привести до руйнації їх з катастрофальними наслідками, як то було на Білій Десні в Чехії р. 1916 та

на греблі *Vassy* у Франції, що почали обсуватися зараз же після наповнення водозбірника /будувалася лише I 1/4 року при висоті в 16 метрів/.

3. Розміри.

Корона греблі підноситься звичайно над самою високою водою на 1 - 2 метра. Там, де вітер може нагнати високі хвилі, це підвищення доводять і до 3·5 метрів. Крім того, на короні ще іноді охоронні стінки висотою до I - I $\frac{1}{2}$ м.

Ширині корони надається таку величину, щоб по ній була можлива комунікація, коли дорогу не можна провести іншим місцем. З огляду на цю потребу корона буває шириною від 3 до 6 метрів.

На підставі обслідування добре існуючих земляних гребель виведено також де кілька чисто емпіричних взорів, які дають залежність ширини корони від найбільшої висоти греблі; наприклад:

$$S_0(\min) = 3'0 + \frac{5}{17}(h - 0'3) \text{ метр.} \quad (\text{Gugnola})$$

$$S_0(\min) = 0'61 + 2\sqrt{h} \text{ метр.} \quad (\text{Frautneine})$$

$$S_0 = \sqrt{5h} - 2 \text{ метр.} \quad (\text{Мовчанів})$$

На хилих відкосів греблі беруться в межах, уже показаних раніше /стор. I/. Необхідно тут лише відмітити, що за останні роки особливу увагу звертають будівничі гребель на те, щоб відкоси греблі не сповзли, а тому надають поперечному розсіку греблі характер, показаний на рис. II3, як то, наприклад, бачимо на греблі у *Grosbois* /рис. II5/, або на греблі біля *Бінасогча* /рис. II6/.

Для ліпшого огляду відкосів греблі, а також для зменшення енергії потоків дощової води роблять на відкосах 2 - 3 берми /лавки/ від 0·5 до I $\frac{1}{2}$ 25 метра завширшки з нахилом від I: 10 до I: 15 на зовнішній бік.

У тих випадках, коли тіло греблі буде більш щільним, більш водонепросочливим, чим ґрунт долини під нею, вода під натиском могла б піти під греблею і зробити промив у материковому ґрунті. Щоб цього запобігти, треба було б зробити або такі пологі відкоси, при яких ширина греблі по нижній наближалася б до норми *Bligh*'а /стор. II3/, або зробити так, щоб між тілом греблі і основою, на якій вона насипана, вода могла б проходити або тільки з невеликою скорістю, або зовсім /практично/ не проходила /v=0/. Перше досягається в той спосіб, що /рис. II7/ або перед греблею, або нижче її робиться додаткова присипка на таку дівжину, щоб лінія спаду натиску в точках В або Е була рівна нулю. Тоді скорість протікання води під греблек в

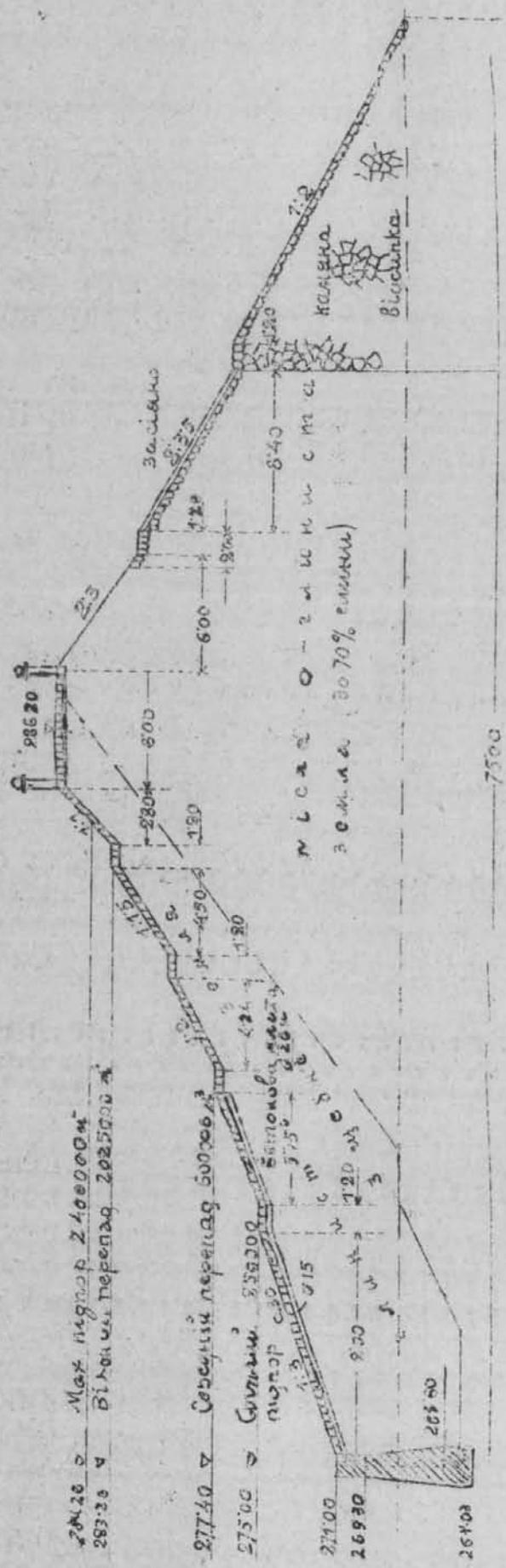
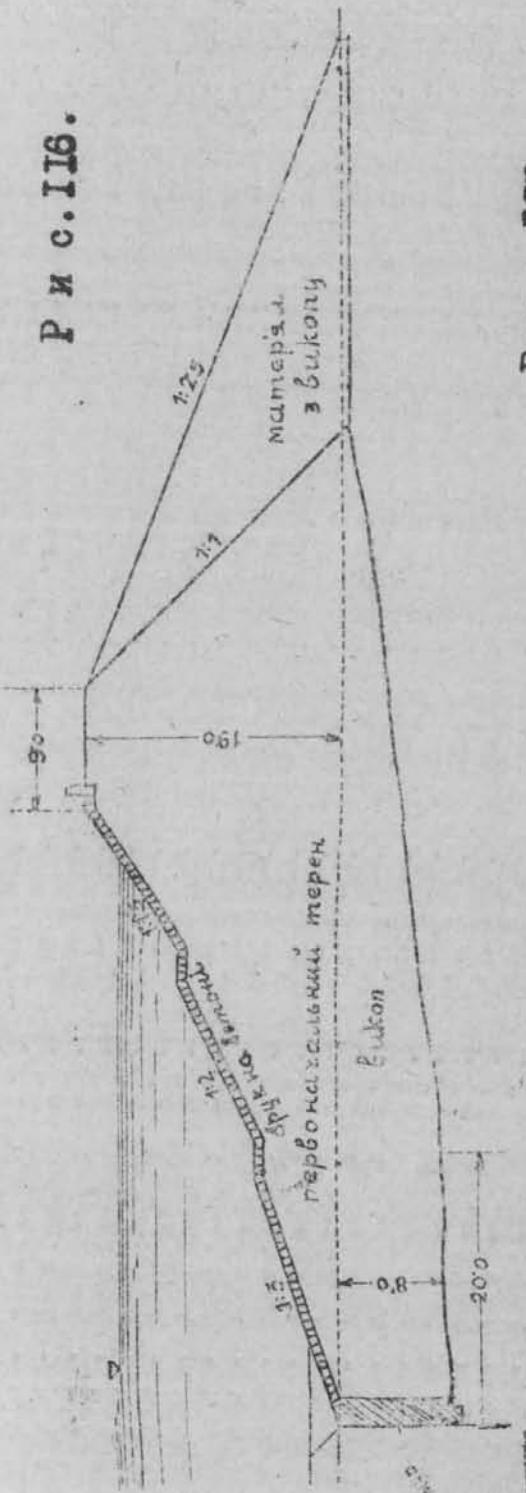
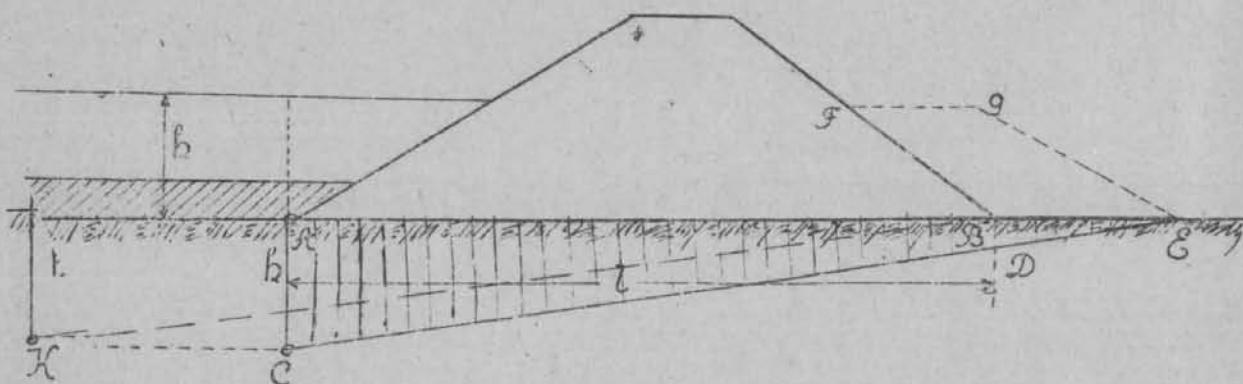


Рис. II6.



P.M.C. II 5.



P i c . I I ?

цих точках також буде близька до нуля, і вимивання не буде.

При насипці перед греблею матеріялу потрібно менше, але він мусить бути непросочливий /глина або бетон/ і тісно звязаний з тілом греблі

При дослідженні нижче греблі матеріал може бути і шпарний.

Для того, щоб відкоси греблі, вибрані так, що вони задовольняють вимогам стійкості, не збільшувати, а в той же час бути забезпеченім від промивів по під тілом греблі, закладають непросочливі глиняні або бетонові стінки так, щоб вони утримали волі доступ в ґрунт під греблею. Одночасно пристосовують різні загоби для загального ущілення всієї греблі.

У сучасну добу існує три системи ущілення земляних гребель: французька, англійська і американська.

По французькій системі вся гребля або принаймні її наводна частина /рис. II5/ насипається з одбірного пісчано-глинистого матеріалу, а іноді з добавкою щебня або вапна і укочується так, щоб ця частина була як найменш просочливою. Перед підсивок греблі, по всьому окресленні її в плані, а також і далі під водопереливом будеться непросочлива, найліпше бетонова стінка, яка мусить лійти аж до природної непросочливої веретви і в неї ще трохи врізатися, як це показано на поперечному розсіку греблі біля *Grosbois*. Крім цієї стінки робляться ще подовжені канави під базою греблі /рис. II6/. Французька система поширена також в Чехії, де збудовані були в такий спосіб греблі: на Білій Десні /рис. II8/, на Хрудимці біля *Hlinsko* /рис. II9/, а зараз будуть греблі на Мораві під

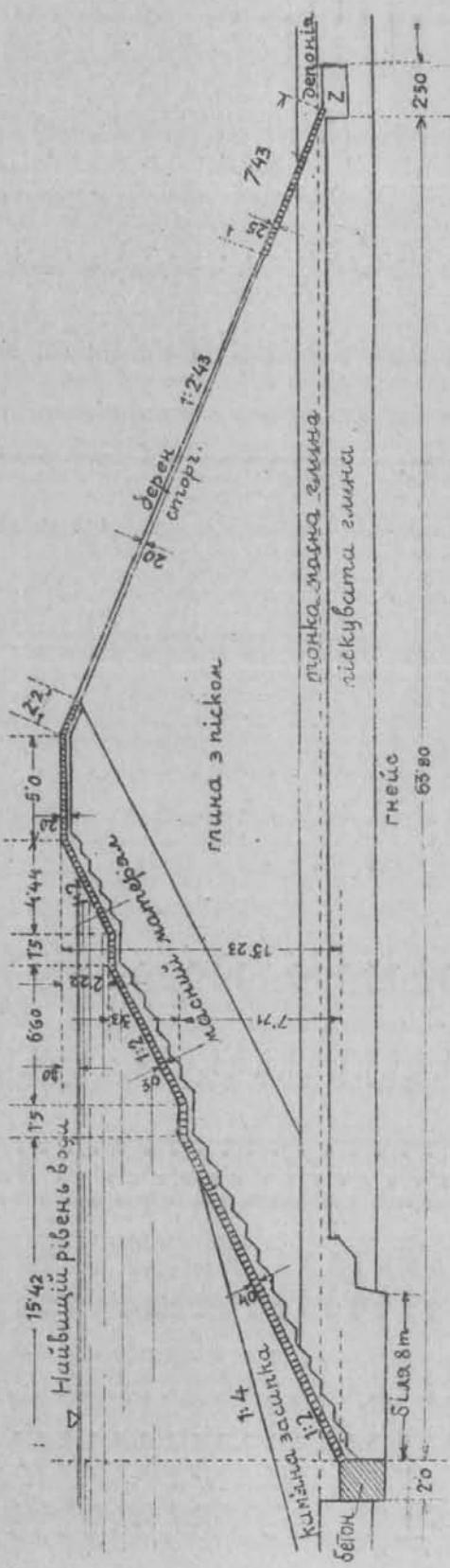


Рис. II.111

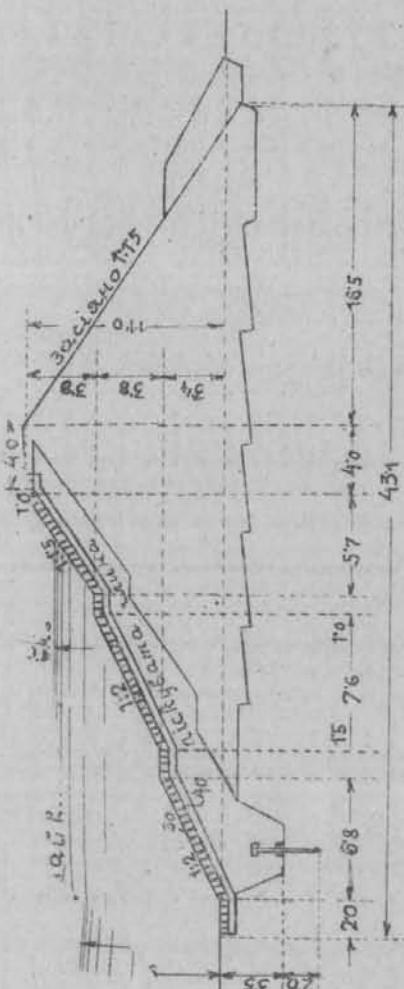
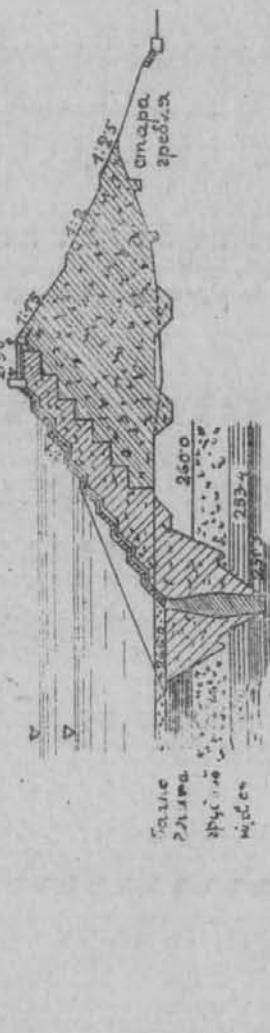


Рис. II.112



Plumlov'ia /рис. I20/ і біля *Luhacovice* /рис. II6/ з поперечного розсіку греблі на Білій Десні видно, що непросочливе передне тіло греблі хотіли зв'язати з непросочливою спідньою верствою шпунтовок стінкою і що профіль має крутій відкіс /I: I₁/ з воздушного боку. Греблю цю, як уже згадувалося раніше, прорвало, після чого виявилося, що наводня частина греблі була насипана з того ж самого матеріалу, як і взагалі все тіло греблі, що стінка була збудована зле і не доходила до непросочливого ґрунту, що насипалась гребля шарами в 0·30 - 0·40 метра і не була добре зaval'zovana. Взагалі ця гребля є прикладом того, як не слід провадити таких споруджень, і які грізні наслідки можуть бути від невідповідного їх будування.

Цілком інакше переводиться зараз праця на *Lugatovицькій* греблі.

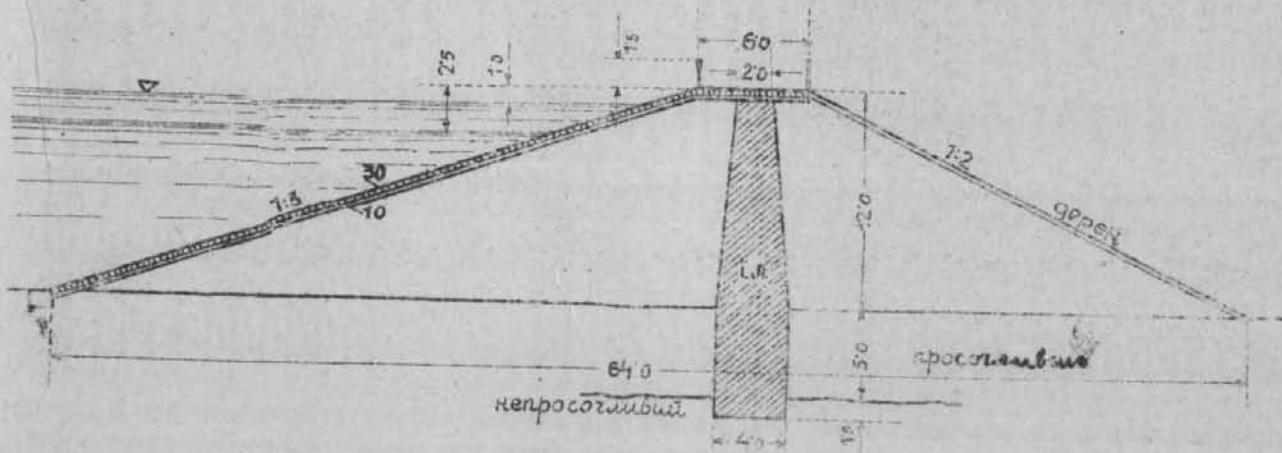
Тут бетонова стінка доведена і врізана в опоку, ґрунт вілком непросочливий; ця стінка протягнута взподовж усього контуру верхової підошви греблі, врізана в правий крутій беріг, проведена по під водопереливом з камяної кладки біля лівого берега, зв'язана з дном його в одне ціле і протягнута далі на схилі лівого берега, щоб перерізати доступ ґрунтовим водам. Насипна верства тут шарами в 0·15 метра, які ретельно рівняються; з наводного боку до глинистого ґрунту додається біля 30% гостроребрового щебеню, штучно наготовленого з твердого камінню; цей щебінь перемішують з землею, а після цього тонкий шар насипу укочують рубчастим механичним /з бензиновим мотором/ котком, який вагу 12 тон передає на 2 валыші і 2 колеса. При сухій погоді шари насипу оприскують весь час водою з спеціально на греблі проведеною водоводу. Ширина тіла греблі робиться трохи більшою від проектної, а потім лишок зрізається.

Завдяки всім цим мірам досягають надзвичайної щільності й одноманітності земляної маси. Тут не можна побачити в розсіку ніякого сліда розділу в насипаних шарах. Єдиною небезпекою для цієї греблі може бути сповзання греблі в бік резервуару завдяки тому, що ґрунт, з якого насипається гребля, дуже глинистий, але всі можливі проти цього міри приняті.

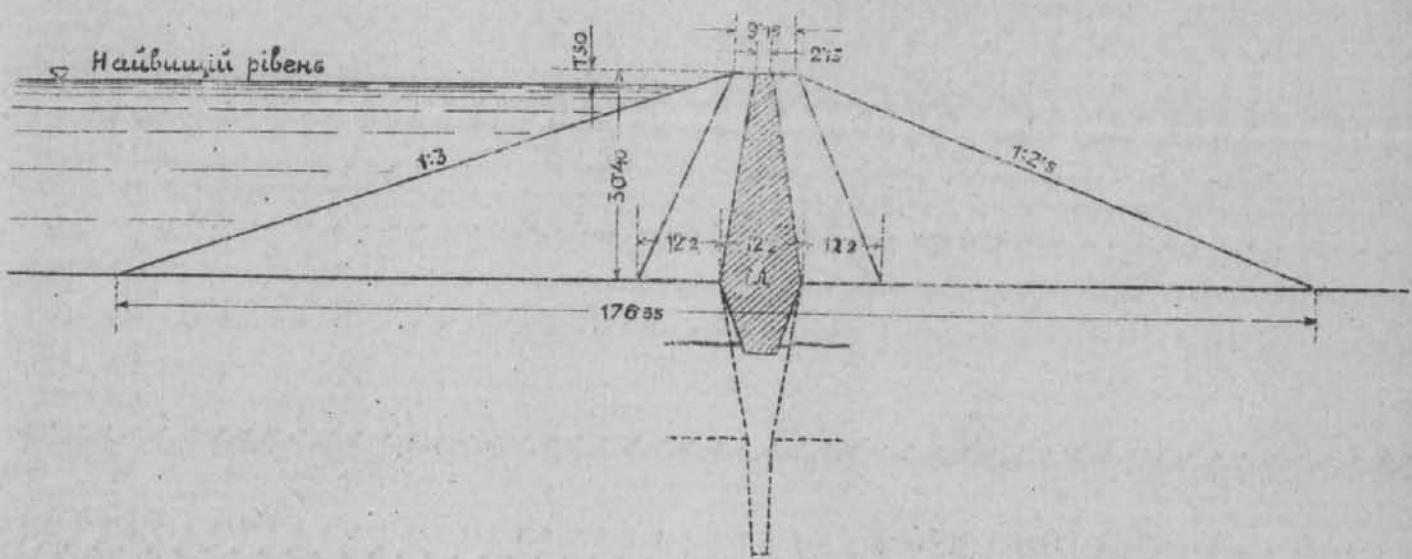
* А́нглійський спосіб полягає в тім, що найбільшу непросочливу частину будують посередині поперечного розсіку греблі /ядро, осередок, перетинна стінка/ і з боків обсыпакть матеріалом звичайним. Осередок починається трохи вище рівня підпертої води і доводиться до ґрунту непросочливого або принаймні мало просочливого.

Непросочливий осередок робиться при англійськім методі з глини, а осильно глинистої землі.

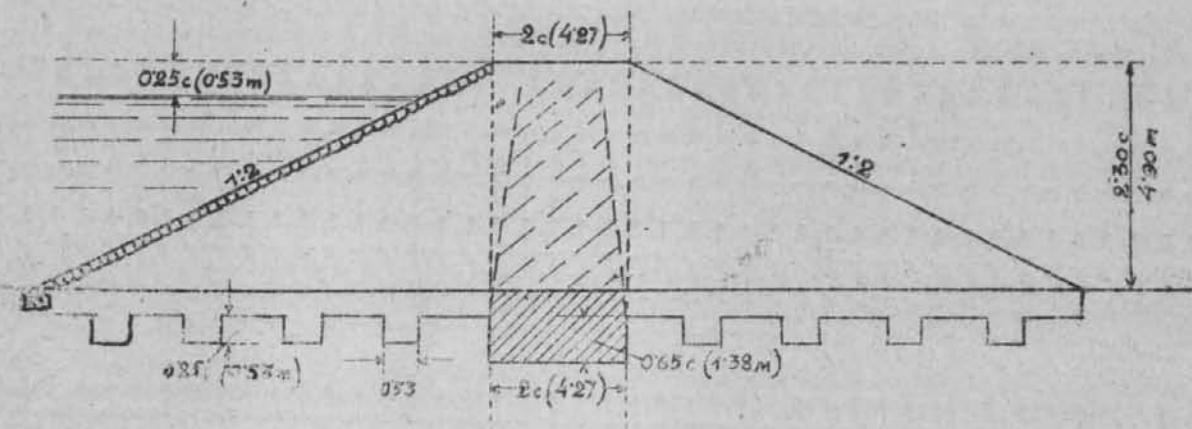
Ширина земляного осередку береться рівною 1/3 - 1/4 висоти греблі, нажил боків його від 6:1 до 24:1 /рис. I21/



Р и с. I2I



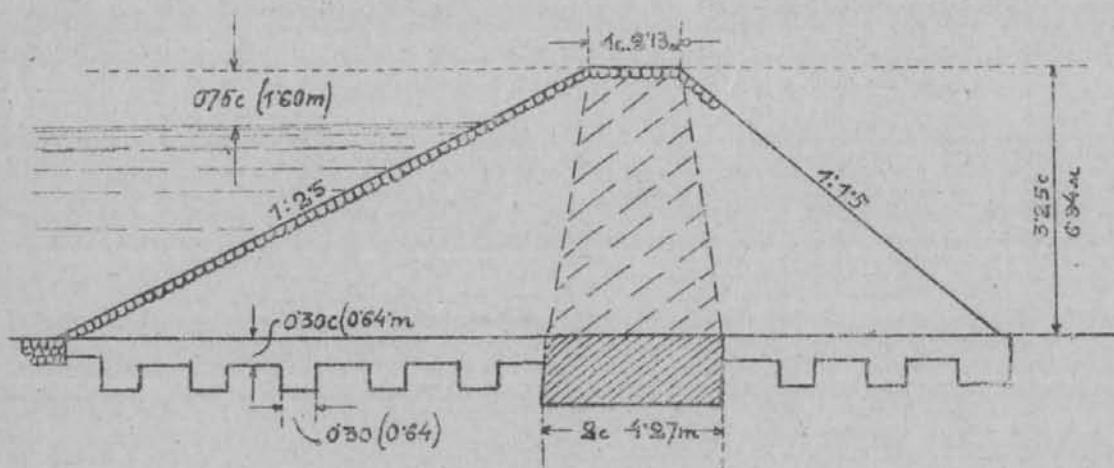
Р и с. I22



Р и с. I23

Иноді глинистий осередок обсипаєтъ спочатку добірним теж мало просочливим, матеріялом, а потім уже профіль до- повнюють звичайним матеріялом, який є під рукою /рис. I22/.

До цього ж англійського типу можна по де куди від- нести і наші греблі українські, поперечні розсіки яких показані на рис. I23 і I24.



Р и с. I24

Гребля Каменського ставка в Бахмутському повіті.

У цих греблях тіло їх з'єднується з материковим грунтом при допомозі де кількох канав /зубів/, які проводяться взподовж всієї греблі і врізаються в боки долини. Середній рів робиться ширшим і глибшим і заповнюється добірним пісчано-глинистим матеріялом. Такий же ліпший матеріял насипається в середній частині греблі. Утрамбовка цих гребель відбувалася лише в той спосіб, що по насипаному ґрунті весь час проїждали грабарки, та в наслідок власної ваги греблі. На осадку їх давалось 1/20 висоти греблі.

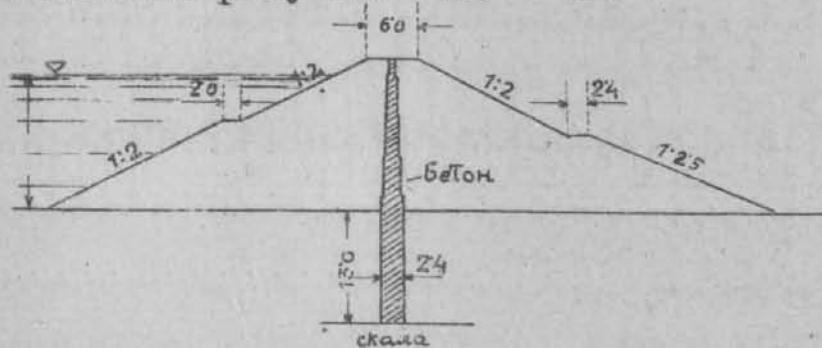
Американський спосіб ущілення земляних гребель відріжняється від англійського тим, що американці роблять осередок не з сипкого матеріялу, а з бетону, залізо-бетону, каменної кладки, заліза, при чим ці перетинні стінки врізають в скелю або в іншу непросочливу верству.

Товщина перетинної стінки робиться на горі від 3/4 до 2-х метрів, а на лінії природного дна вона доходить до 1/6 - 1/7 висоти стінки.

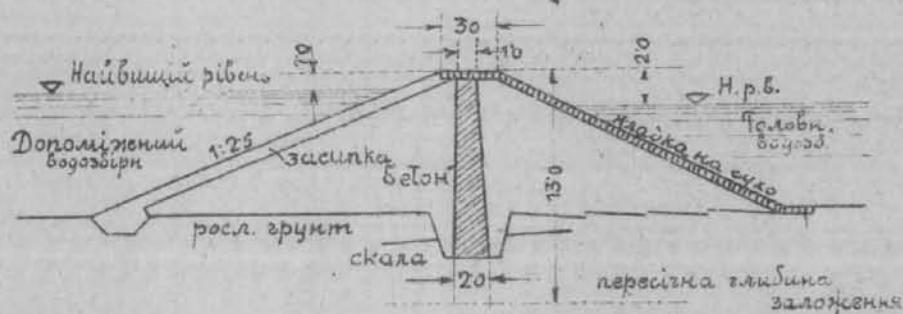
Перетинна стінка служить тільки для того, щоб не пропускати воду. Битримувати натиск води вона сама не може. Силу натиску води приймає на себе земляна частина греблі, особливо низова половина її.

Типові поперечні розсіки греблі з бетоновою перетинкою

стінкою показані на рисунках I25 і I26.

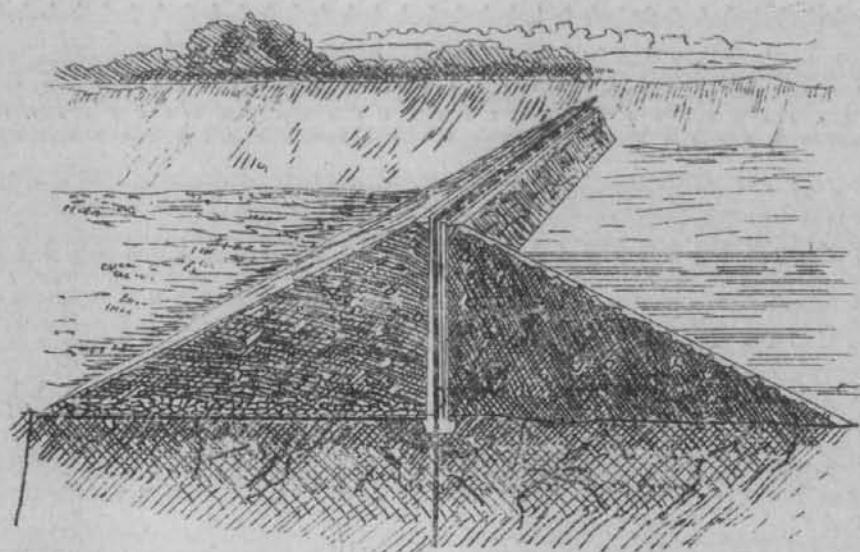


Р и с. I25



Р и с. I26

Замісць бетонової стінки робиться часто залізобетонова, яка являється більш еластичною, чим стінка з камяної кладки або бетонова. Приклад греблі з залізо-бетоновою стінкою показано на рис. I27



Р и с. I27

За останні часи залізобетонові перетинні стінки роблять юноді подвійними з поперечними розпірними ребрами сист. *Amuradsen'a*. При такій конструкції нутро греблі являється доступним для доглядача, чого як раз бракує всім греблям англійського і американського типу, у яких найважніша ущільнююча частина спорудження завжди відсутня і не підлягає ніякому контролю.

В загалі застосування перетинної стінки має як своїх прихильників, так і супротивників. За приняття такої стінки можна було б привести такі мотиви:

1. Добре збудовані стінка майже зовсім не пропускає через себе води, а тому вона знижує рівень лінії депресії в низовій половині греблі і не дозволяє їй перетинати воздушний відкіс греблі.

2. Стінка не дає можливості бобрам, кротам та іншим рибочим звірятам шкодити тілу греблі.

Проти перетинної стінки висовуються такі міркування:

1. Гребля з стінкою в середині має неодноманітне тіло, а тому неодноманітну осадку ріжних частей.

2. Частина греблі перед стінкою промочується водою більше ніж у тих випадках, коли такої стінки не існує, а тому тут небезпека обсування насипу збільшується.

3. Масивна стінка цілком недоступна для огляду її, а тому тут може бути при несподіваних тріщинах стінки така фільтрація, яка викличе руйнацію греблі.

Бісновок з наведених суперечних поглядів можна зробити такий:

Компактна бетонова, кам'яна або металева перетинна стінка може бути корисною тоді, коли вона збудована з особливою ретельністю, при неослабному догляді, і коли земляна насипка звізана найліпше з тілом стінки.

Подвійні перетинні стінки мають ту перевагу, що просачання води через них може бути своєчасно помічене і приняті міри для попередження катастрофи.

Добре збудована гребля з одних землистих матеріалів може бути цілком певним спорудженням і без масивної перетинної стінки.

§ 29. НАЛИЙНІ /КОЛЬМАТАЖНІ, ОСАДОЧНІ/ ГРЕБЛІ

/Hydraulik-fill/

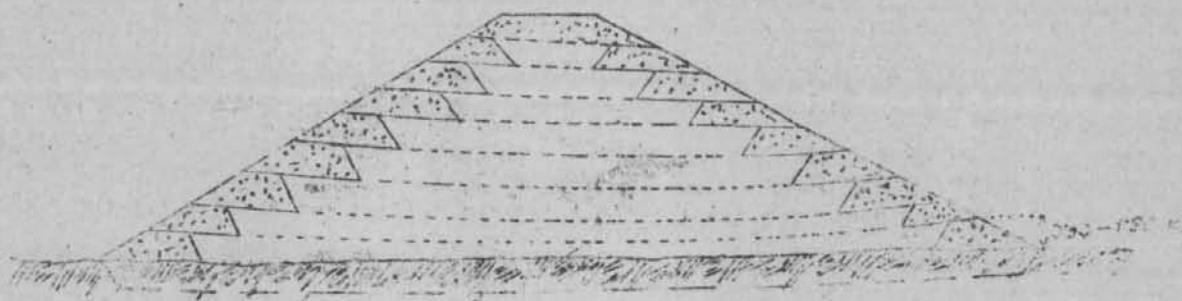
За новіші часи почали будувати в Америці греблі з сипких матеріалів особливим способом осадочним /гидравличним або кольматажним/. Спосіб цей, який вперше появився в Каліфорнії, землі золотороміслювців, полягає в тім, що матеріал, з якого гребля мусить бути зроблена, розмивається дуже сильним током води.

У заходах

Вода під натиском від 1·5 до 15 атмосфер вилітає через наконечник / $40^{\circ}03$ м до $0\cdot15$ м./ а скорістю від 30 до 60 метрів/сек. /200 фут/сек./ і розбиває ґрунт на дрібні частини. Цей розбавлений водою ґрунт /води повинно бути разів у 6 більше чим матеріалу/ тече потім по жолобах до місця будування греблі, а там по спеціальному рештуванню підводиться також жолобами або трубами до країв греблі, де грязеві потоки виливаються. Труба по осі греблі має спад від 2% до 10%, а поперечник 30-50 см.

Наливну греблю або роблять з земляного матеріалу по всьому профілю, або так, що наводну частину її колъматують, а воздушну складаютъ з каміння, або, нарешті, зовнішні частини насипають окремо з просочливого матеріалу, а середню будуть колъматажем.

Б першому випадку праця ведеться так: /рис. I28/



Р и с. I28

При границі обох п'ят греблі насипають з каміння або щебню невеликі гребельки висотою до $0\cdot50$ - $1\cdot50$ метра. Від головного жолоба чи труби, прокладеної по осі греблі відводиться короткими трубами мішанина матеріалу з водою до крайніх гребельок і тут виливається. Найгрубіший матеріал відкладається зараз же коло гребельок, а тонкий ближче до середини профіля. При цьому тонкі частинки обліплюють грубі і виповнюють перемежки між ними. В наслідок цього повстає щільна маса, яка дає потім надзвичайно малу осадку.

Вода, яка відтікає з тіла греблі через щілини в граничних гребельках, несе з собою ще до 15-20% приведених матеріалів, що є, звичайно, шкідливим. Через це для скоршого осажування найтонших частинок додають іноді до води гашену /*Alum*/ у відношенні об'ємів 1:200000^x, завдяки чому її ветигже осісти до 10% приведеного матеріалу, а страчується тоді не більше 5 - 10%.

Коли простір між гребельками цілковито заповнюється, тоді будуть нові гребельки і процес повторюється. У другому випадку на низовому боці роблять спочатку кам'яну відсіпку, або кам'яну на сухо кладку, яка повинна бути підпором для наливної частини греблі. Матеріал, підведений до греблі, випускається тут не з краю її, а по середині, при чому грубіші частинки ляжуть ближче до кам'яної опірної стінки, а найтонші біля відкосу греблі, так що тут найбільш непросочливок частинок греблі буде частина наводна. Прикладами гребель такого типу можуть бути: I/гребля на річці *Хіни* в Новій Мексиці /рис. I29/

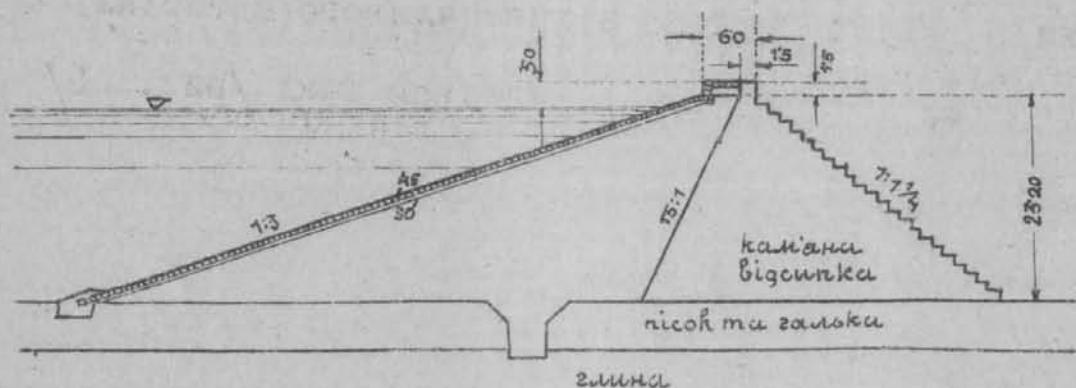


Рис. I29

Біля цієї греблі на воздушному боці зроблена суха кам'яна кладка, а на неї обирається земляне тіло греблі; по осі греблі прорізана канава аж до непросочливої синьої глини і ця канава виповнена особливо тонким глинистим матерілом.

2/. Гребля на р. *Gold Springs* в штаті *Oregon*
/рис. I30/

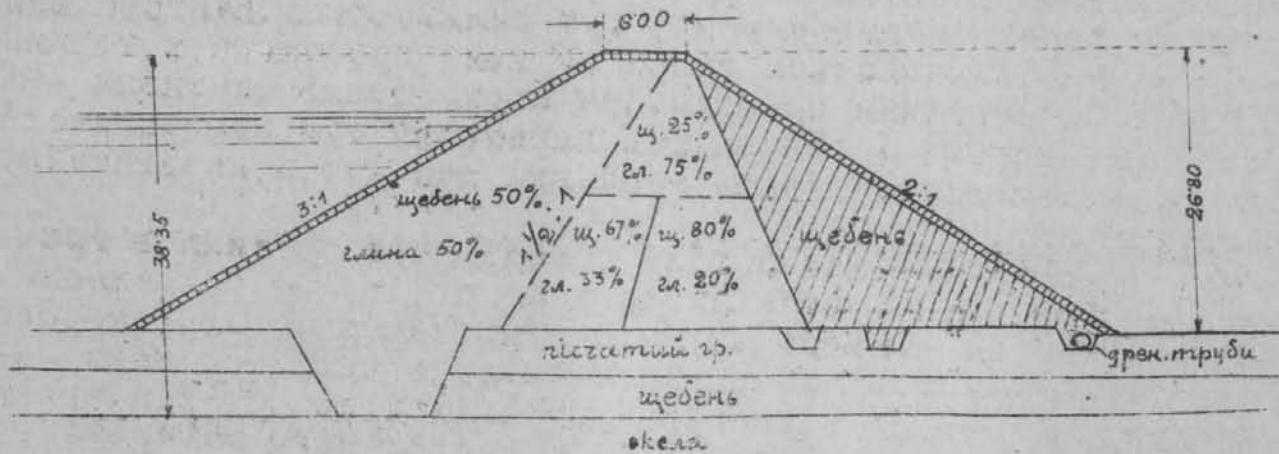


Рис. I30

Нарешті, у третьому випадку кам'яні відсилки робляться з обох боків греблі, а наплавлене земляне тіло в середині. Прикладом цього типу можуть служити:

I. Гребля *Geringue* в *Colorado* /рис. I31/

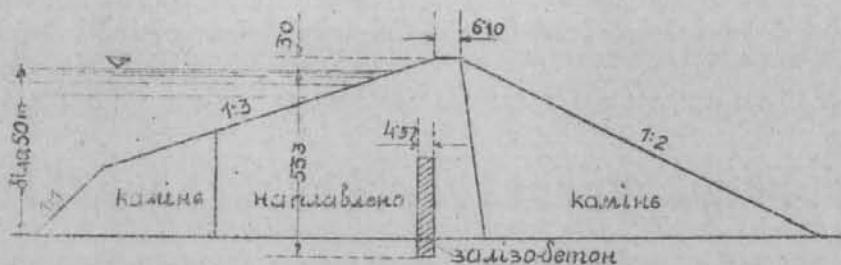


Рис. I31.

2. Гребля *Mesas* в Мексиці. Остання гребля побудована в такий спосіб: поверхня під основою греблі була вся очищена від рослинного шару і засипана глиною, при чому в деяких місцях були зроблені глибокі канави, що були також виповнені глиною. По середині профіля була поставлена ще бетонова стінка. /рис. I32/

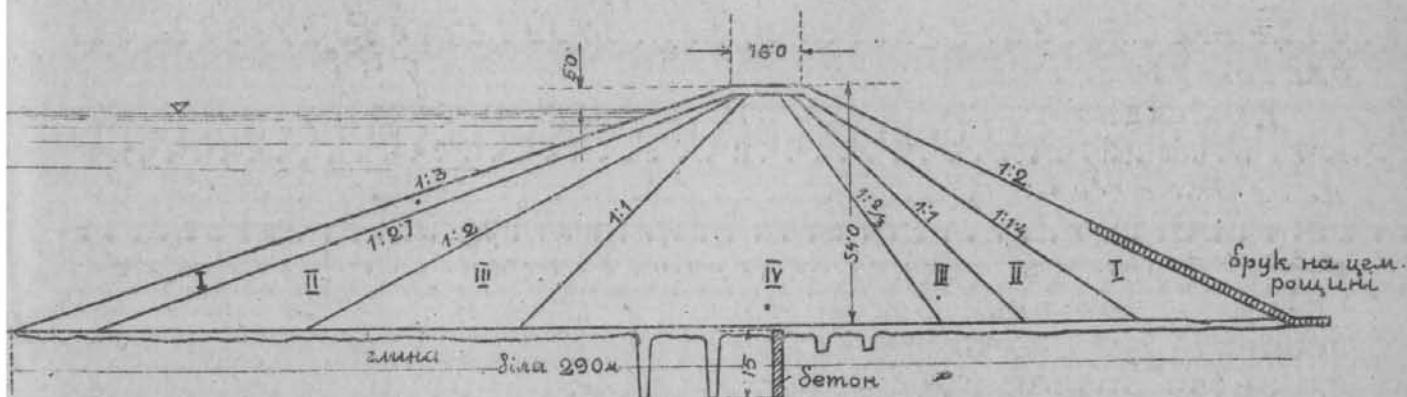


Рис. I32

Обидва відкоси були утворені з великого старано укладеного каменя / I /. Унутрішня частина була збудована по способу колъматажу, при чому матеріал розположено так, що чим далі до середини, тим він був би тоншим. Описаний спосіб будування гребель є досить поширений в

Північній Америці.

Ziegler у своїй книжці *Der Felsbau* стор. 134 приводить список 4 таких гребель, при чому найбільші з них: *Stanovalee* в Каліфорнії має висоту 45·72 метра, довжину 244·3 метра, піддержує 55·5 міл.куб.метрів води;

Toronto - Los Angeles має висоту 44·2 метра, довжину 518 метрів і піддержує 28·4 міл.куб.метрів води.

Наливні греблі дуже щільні і надзвичайно мало просочливі, унутреність їх завжди залишається вохкою, напівліптичною. Щільність їх не залежить від дбайливості робітників. При вигідних умовах що до матеріалу будування таким способом не обходяться дорожче чим іншими, а то й дешевше.

Ziegler, однаке, указує, що при цьому способі бувають випадки, коли рівномірність тіла греблі, а разом з тим і щільність його порушиться. Це може бути тоді, коли сам кар'єр, відкіля ґрунт добувається розмиванням, має дуже ріжноманітний склад, через що по каналу чи по трубах буде йти то піскуватий ґрунт, то глинистий і так шарами ріжного складу буде відкладатися в греблі. Звичайно, таке не однноманітне, не момонолітне тіло греблі могло б бути уже просочливим.

Далі *Ziegler* указує, що при висиханні гребля мусить зменшуватись в об'ємі і давати тріщини.

Будування гребель в такий спосіб не має ще за собою великої давності і багатого досвіду, тому, хоч він з теоретичного боку і є дуже добрий, але й тут, як при всяких земляних греблях, будування їх повинно переводитися з особливою уважністю.

Необхідно також пригадати, що одна з гребель побудованих в такий спосіб, а саме гребля *Calaveras* на *Springerby* j. *François*, яка мала найщільнішу намиту частину по середині профіля, а на обох відкосах грубий кам'янистий матеріал, дала при нахилі водяногого відкоса в 3:1 зараз же

після наповнення водозберігника величезний оповзень в бік резервуара /сповзло 600.000 куб.метр./; після чого її мусили знову досипати. *

Ця катастрофа показує, що наливні греблі, при всіх їх добріх властивостях, не являються ще цілком небезпечними і потрібують ще дальнього дослідження і вивчення умов їх існування.

§ 30. КАМЯНІ НАКИДНІ ГРЕБЛІ /rock fill dams/.

У таких місцевостях, де каміння багато, а турбуватися про велику щільність греблі не приходиться, крім того, де можливі випадки землетруса, там розвинувся тип гребель з кам'яної насипки, трапезового розсіку з досить крутыми на-

* *Ziegler* с. 230-231.

хилами відкосів: I:I₁, або й I:I. Греблі такого типу зустрічаються часто в Північній Америці, а також в Італії.

Американські греблі побудовані головне в горах, де як раз для такого типу були належні умови.

Бони були насипані при допомозі лінвових висячих доріг, при чому камінь розрівнювався руками. Греблі цього типу не бояться фільтрування води через тіло їх, але вода не повинна переливатися через корону, бо інакше гребля буде зруйнована, а також не повинна вимивати ґрунт під кам'яною одсыпкою.

Коли фільтрували води через саму греблю також є недоказаним, тоді треба вживати й особливих мір і проти цієї фільтрації.

Для того, щоб задовольнити згаданим вимогам, кам'яні насипні греблі будууть перш за все з каміння ріжного розміру; тоді менше каміння виповнє перемежки між більшим, і все тіло греблі робиться більш компактним.

Далі, при будуванні цих гребель, як і всіх інших насипних, поверхневий рослинний ґрунт здіймається і викидається. Щоб не дати воді прокодити як по під греблею, так і через саму греблю, будууть бетонові стінки перед греблею, врізаючи їх аж в непросочливий ґрунт, як то показано на поперечнику розсіках гребель *Strawberry* /рис. I33/ і *Monongahela* /рис. I34/; в цю стінку упирається вирівняний ка-

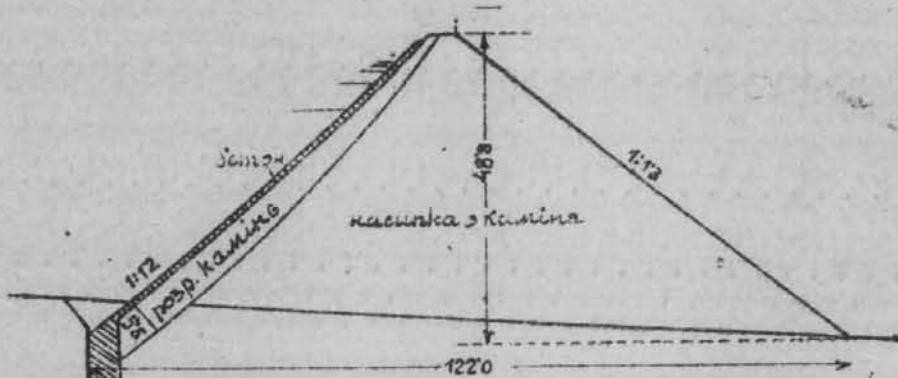


Рис. I33

мінь відкосу, а по ньому бетоновий або асфальтовий шар.

Поверхневу сіджу відкосу можна робити тільки через два-три роки після насипки греблі, бо кам'яне тіло дає досить значну осадку, при якій суцільна покришка порепалася б і не виконала б свого призначення.

Для тієї ж мети ущілення насипної кам'яної греблі в Америці застосовують ще такий спосіб: в середині тіла греблі будується бетонова стінка, яка врізається аж в непросочливий ґрунт /найчастіше скелю/. В цю стінку закладають замінні листи в 0,5 - 1 см. завтовшки, як це було зроблено на греблі *Otag* - в Америці /рис. I35/. Залізні листи

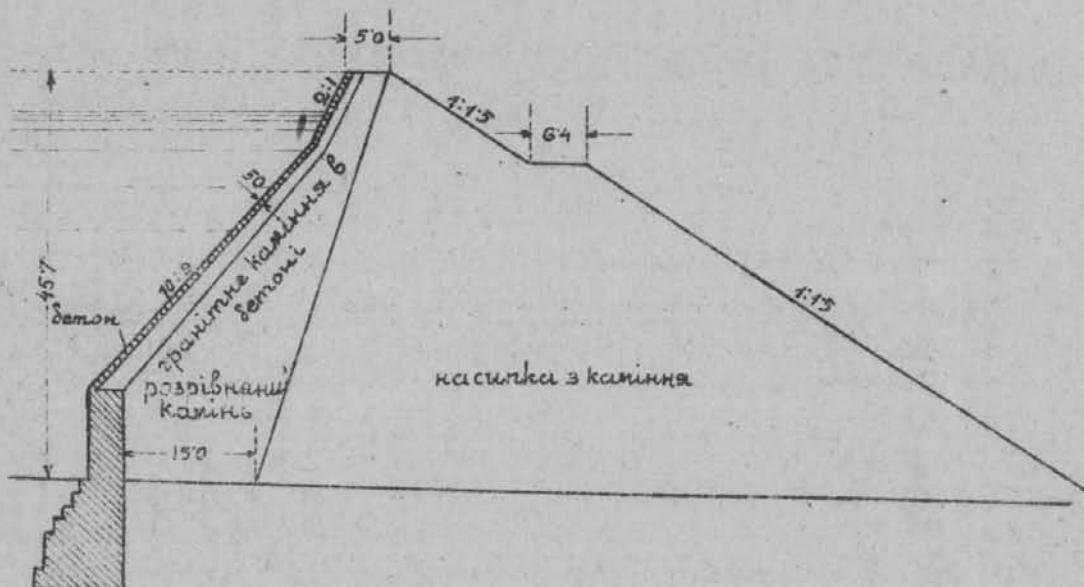


Рис. I34

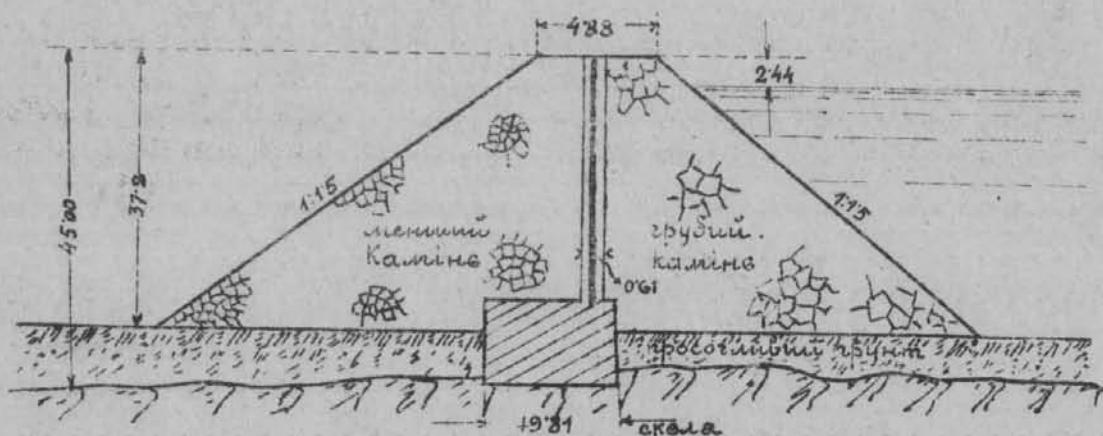


Рис. I35

були обкладені кам'яною кладкою по 0.30 метра завтовшки з кожного боку.

Року 1916 ця гребля була зруйнована, але тільки через те, що прийшла катастрофальна вода, на яку водопропускні відтуліни не були розраховані, вода перелилася через корону греблі і розмила її.

Такого ж типу гребля була запроектована на р. Чу в Семиріччю для потреб зрошення земель в долині р. Чу. Більш цього типу греблі залежав від того, що місцевість у верхів'ях р. Чу підлягає землетрусам.

Не можна не згадати тут ще одного проекта насипної греблі, а саме греблі на р. Ілтаві вище Праги біля 57e.

chovice /Чеховіце/.
Р. Влтава від м. *Vidovice* до Праги на протязі 190 кілометрів має спад біля 196 метрів і в природньому своїому стані мало здіб на до судноплавства, через це вироблено ряд проектів каналізування Влтави і використання водяної енергії.

Один з останніх проектів передбачає будування високої, в 70 метрів висоти, греблі.

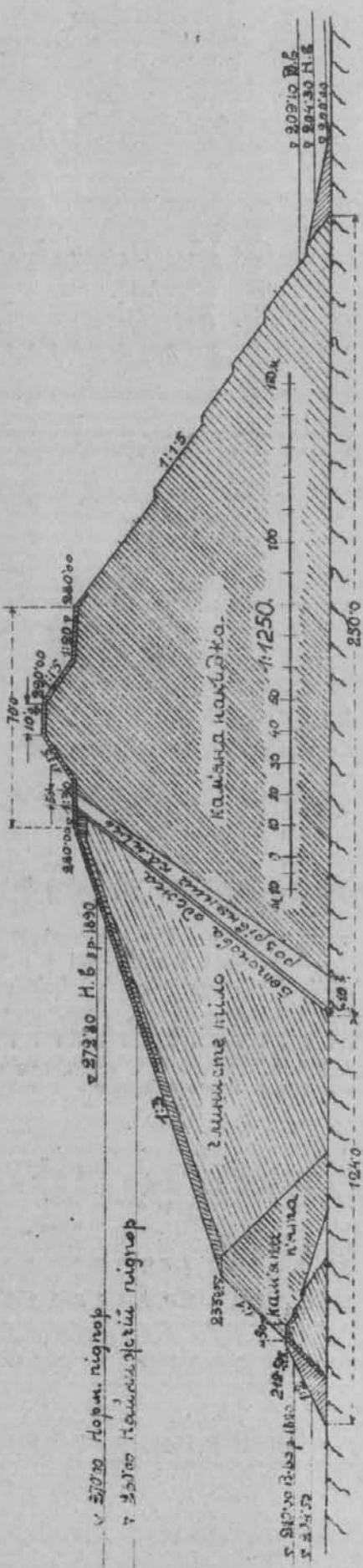
Греблі запроектовані ріжних типів: бетонова масивна, бетонова - коморчаста і насипна.

Остання гребля ^x/рис. I36/ усіяє комбінований тип: низову

частину поперечного розсіку запроектовано насипати з каміння

/1.700.000 куб.метрів/; на наводному боці кам'яної греблі намічено камінь вирівняти і покрити його шаром бетону. Між цією кам'яною греблею і такою ж кам'яною наводнок пітою запроектована земляна /*hydraulic fill*/ насипка /1.000.000 куб. метрів/, відкіс якої, бувби покритий камяною мостовою. З огляду на великі розміри цієї греблі з загальною кубатурою в 2.700.000 м³, великий об'єм води у водозбирнику - 350 мільйонів куб.метрів і на ту страшну небезпеку для м. Праги, яка могла

Рис. I36



^x/проект інж. *Hromáka i Štěpánka*
р. 1919 - 1923.

б статися при прориві греблі, положеної в 30 кілометрах вище столиці Чехії, згаданий тут проект насипної греблі був даний на розгляд багатьох видатних інженерів-гидротехників усього світу, а особливо американських, які провели уже багато великих гребель ріжних типів.

З 20 американських інженерів троє відповіло ухильно, а 17 висловились проти такого комбінованого типу.

Слабим місцем такого типу греблі є з'єднання матеріалів дуже ріжних властивостей: кам'яної накидки, бетону і осадочної наливної землі. Кожний з цих матеріалів буде після збудування греблі давати іншу осадку, а в наслідок цього можуть появитися тріщини і ходи для води та ще при великому натиску.

В наслідок такого несприятливого присуду проект насипної греблі біля *Strakonice* відійшов на задній план, а видвинулися тепер інші типи.

§ 31 .ЗАКРІПЛЕННЯ КОРОНИ І ВІДКОСІВ НАСИПНИХ ГРЕБЕЛЬ.

Корона і відкоси греблі завжди закріплюються для того, щоб вони могли добре протиставитись діїанню хвиль, атмосферних опадів і ріжних риючих землю звірят.

Особливо сильне закріплення треба давати на водному відкосу, який підлягає постійному діїанню води. Мощення з цього боку робиться часто з камінів в 0·30 - 0·50 м., приколотих і покладених з заповненням щілин між ними цементним росчином. Під цю камяну кладку або насипають шар щебеня чи буйного піску в 0·15 - 0·20 м. завтовшки, або прокладають бетонові плити такої ж приблизно товщини. Одес покривається не суцільною плиткою, а окремими квадратами в 4 - 5 метрів по довжині й ширині. Шпари між бетонними плитами виповнюються або асфальтом або жирною глиною.

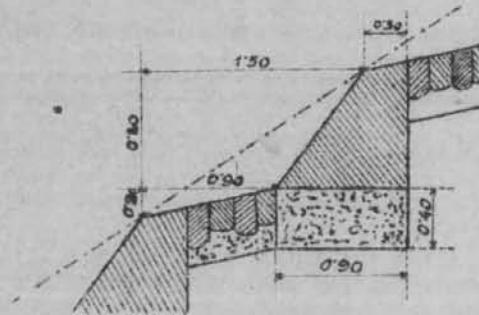
Бетонова підкладка на греблях в Чехії робиться аж до корони - це головним чином із - за звірятка "Ондрушка" /рід бобра/, яке живе біля води і любить рити ходи в греблях, починаючи їх на глибині приблизно в 0·50 метра /рис. 137/ та виводючи часто аж на другий бік греблі,



Рис. 137

Ходи цього звірятка надзвичайно небезпечно, а тому її необхідно робити таке подвійне закріплення водяного відкосу.

У старіших французьких греблях водяний відкіс розбивався на цілий ряд послідовних уступів, а закріплення робилося з бетону, кам'яної кладки і мощення так, щоб пошкодження однієї з частин такого закріплення легко можна було б ремонтувати /рис. I38 і I39/



P n c. 138

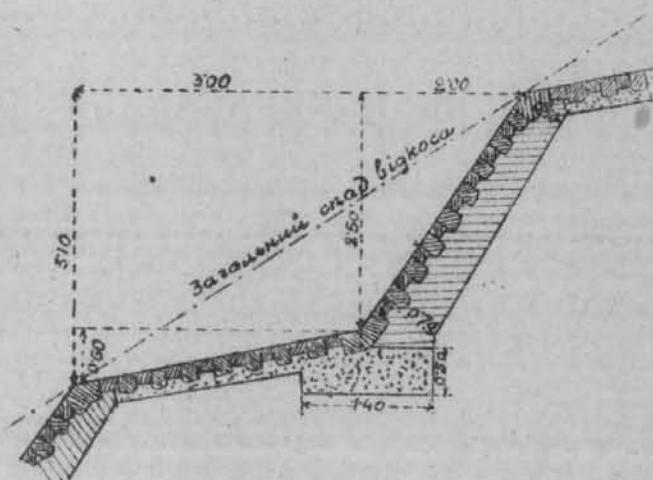
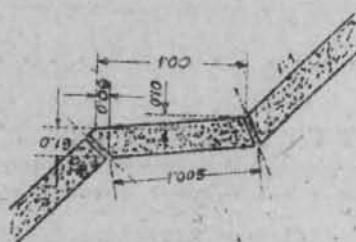
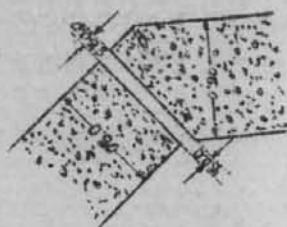


Рис. 139

Більш нових французьких греблях закріплення водяного відкосу робиться також з одних бетонових плит /рис. I40, I41, I42/



P H C . I 4 0



P I C . I 4 I

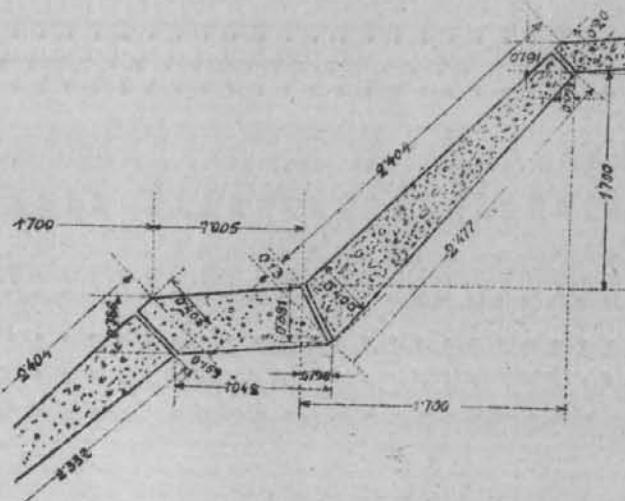


Рис. 142

Боздушний відкіс греблі при невеликих висотах /5-6м./ закріпляється тільки дернуванням. Але при більш високих греблях і цей відкіс вимошується камінем. По камінню іноді насилається шар родючої землі, після чого відкіс засівається травою. Так робиться головним чином із за вимог естетичних, але добра трав'яна покришка є також корисною в тому відношенні, що дощова вода затрується нею, більш випарюється і менш пропускається в тіло греблі.

Корону греблі також або замощують або шосуєть, коли вона служить для проїзду.

Коли перед греблею можна сподіватися великих хвиль, тоді на короні ставлять ще кам'яний парапет в I^оо-I^о25 метра заввишки. Парапет ставлять часто по середині корони, але ліпше щоб він був біля наводної бровки, бо при такому його положенні вся ширина корони залишається вільною чи то для проїзду, чи хоч би для провозу матеріалів, які можуть понадобитися при ремонті греблі.

§ 32 ВОДОПРОПУСКНІ І ВОДОВІДВОДНІ СПОРУДЕННЯ ПРИ ЗЕМЛЯНИХ ГРЕБЛЯХ.

Вода, яка піджодить до водозбірника, може бути в ньому задержана тільки в такому об'ємі, для якого гребля розрахована. Існяє лишок проти припущені норми треба вільно випускати в річище чи в каналі нижче греблі.

Щля випуску води з водозбірника необхідно мати такі відтулини чи то в тілі греблі, чи з боку від останньої, щоб користуючися ними, можна було б регулювати стан води цілком по бажанню. Водопропускні відтулини бувають ріжного типу:

Одні служать тільки для того, щоб пропускати воду, яка стала б підноситися вище допустимого рівня. Ці відтулини працюють найчастіше самочинно, себто пропускають воду самі зараз же, як тільки вода піднесеться над нормальним рівнем. Вони називаються водопереливними.

Другі служать для випуску води на ріжній глибині водозбірника, буває, що й біля самого дна його. Такі відтулини звуться водоспусками.

Бодопереливи частіше усього робляться з боку греблі, переважно на більш розлогому відкосі балки. При виборі місця для водоперелива треба використовувати природні западини, або одвершки балки, а також звертати увагу на те, щоб водопереливний канал пройшов в ґрунтах міцних, а якщо можна, то і в скелі.

В рідких випадках можна найти таке місце для греблі, щоб при підвищенні рівня води перед греблею лишня вода направлялася б сама в природну сідловину біля водозбірника.

і щоб, таким чином, утворився природній вільний водоперелив.

Звичайно доводиться будувати водоперелив штучний. Штучний водоперелив уявляє з себе канаву, дно якої біля водозбірника, або водопереливний поріг /стінка/ має таку ж відмітку, що й нормальна підпірна поверхня води.

Типи водопереливів можуть бути такі:

- 1/ дно канави починається абіля водозбірника, на підпірному рівні і йде вздовж відкосу долини з певним нахилом, який залежить від скорості, що її можна в канаві допустити;
- 2/ вода попадає в канал через переливну стінку;
- 3/ дно канави йде рядом уступів - каскадів, по яких вода збігає аж до низу річища;
- 4/ водоперелив уявляє шахту, по якій вода спадає в тунель або канал.

Бодоспуски можуть бути також різних типів:

- 1/ трубчастий простолінійний водоспуск, який проходить через тіло греблі;
- 2/ тунельний водоспуск, який обходить греблю тунелем збоку;
- 3/ений водоспуск, який перерізає тіло греблі аж до самого дна долини;
- 4/ сифонні водоспуски.

Покажемо тепер як находити розміри названих тут водопропускних відтулин.

Бодопереливи розраховують на той найбільший секундний відток, якого тільки можна сподіватися.

Читання про найбільший секундний відток є надзвичайно важливим, а правильне визначення цього відточку дуже труде.

Найліпше, коли на потоці, який хочемо перегородити греблею, велися уже систематичні, на протязі довгих років, спостереження як над коливанням води, так і над відтоками при різних рівнях. Такі спостереження дають можливість вивести залежність між станами води і відtokами і з'ясувати, які найбільші відтоки можуть бути.

На жаль, таких спостережень часто не існує, а особливо у нас на Україні, через це величину найбільших відtokів доводиться вираховувати з метеорологічних даних про атмосферні опади, як це уже траплялося при нахоженні відtokів на бітротоках /стор. 12-13 /

На Бєлікій Україні найбільший відток в річках буває або на весні при топленні снігу, коли одночасово йдуть і дощі, або в літі при великих зливах.

Завдяки тому, що інтенсивні зливи не випадають на великих просторах, значення їх може бути більшим у порівнянні з водами весняними тільки при малих водозборах, а саме

до 50 кв. верст.

Для більших водозборів сніг та дощі в час топлення снігу даєть відток більший, чим при зливах.

Для водозборів до 50 кв. верст найбільший секундний відток відток находимо по взору Кестліна - Ніколаї

$$Q = 1,875 \alpha \beta F \text{ см}^3/\text{сек.} \quad (1)$$

або

$$Q = 0.000016 \alpha \beta f \text{ м}^3/\text{сек.} \quad (2)$$

У першому взорі F - це поле водозбору в кв. верстах. Сочинник α залежить від довжини водозбору /рис. I43/ і має значення, показані в таблиці I; сочинник β залежить від нахилу і поверхні водозбору; значення його приведені далі в таблиці III ст. 137%.

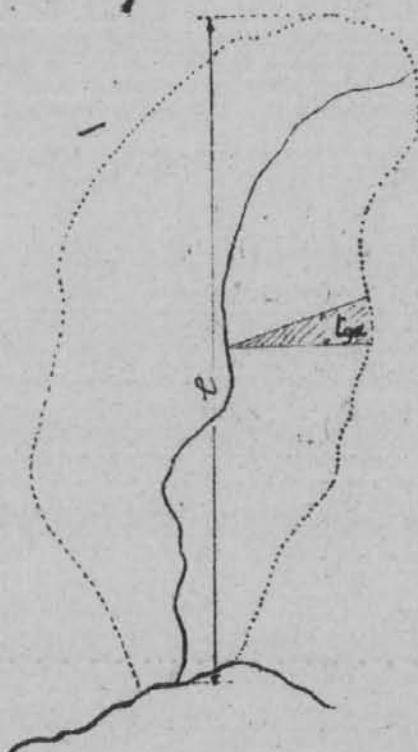


Рис. I43

У другому взорі для відтoku, поданого в куб.метрах за секунду, літера f означає поле водозбору в квадр.метрах, а сочинники α і β мають попередні значення.

Інженер Карабеевський-Болк на підставі даних російських залізниць дав для найбільшого весняного відтoku такий взір в куб.сажнях за секунду:

$$Q = \left[\frac{4,34}{\sqrt{F+100}} + 0,007 \right] F$$

де F поле басейна в кв.верстах.

Цей відтоку зливних вод він дав такий взір: $Q = \frac{10F}{F+10}$

ТАБЛИЦЯ I

інтерполяції сочинника α .

Довжина водозбору в верстах	Сочинник α	Сочинник водозбору в верст.	Довжина водозбору в верстах	Сочинник α	Сочинник водозбору в верст.
I верста		3,00	0,575		
I менш.	0,875	3,10	0,560	5,10	0,388
I,10	0,860	3,20	0,545	5,20	0,381
I,20	0,845	3,30	0,530	5,30	0,374
I,30	0,830	3,40	0,515	5,40	0,367
I,40	0,815	3,50	0,500	5,50	0,360
I,50	0,800	3,60	0,493	5,60	0,353
I,60	0,785	3,70	0,486	5,70	0,346
I,70	0,770	3,80	0,479	5,80	0,339
I,80	0,755	3,90	0,472	5,90	0,332
I,90	0,740	4,00	0,465	6,00	0,325
2,00	0,725	4,10	0,458	6,10	0,318
2,10	0,710	4,20	0,451	6,20	0,311
2,20	0,695	4,30	0,444	6,30	0,304
2,30	0,680	4,40	0,437	6,40	0,297
2,40	0,665	4,50	0,430	6,50	0,290
2,50	0,650	4,60	0,423	6,60	0,283
2,60	0,635	4,70	0,416	6,70	0,276
2,70	0,620	4,80	0,409	6,80	0,270
2,80	0,605	4,90	0,402	6,90	0,262
2,90	0,590	5,00	0,395	7,00	0,250

ТАБЛИЦЯ II
інтерполяції сочинника β .

Повідом- жний на- хил водо- збору	β	Повідом- жний на- хил водо- збору	β	Повідом- жний на- хил водо- збору	β
0,006	0,50	0,015	1,28	0,035	1,40
0,007	1,00	0,020	1,31	0,040	1,43
0,008	1,08	0,025	1,34	0,045	1,46
0,009	1,17	0,030	1,37	0,050	1,50
0,010	1,25				

де F кв. верст, а d кількість дощу в куб. сантиметрах на 1 кв. версту.

Для водозборів з полем F до 25000 кв. кілометрів австрійський гидротехнік Ішковський дав для нахождення секундних відтоків, що походять від снігу та звичайних, не зливних дощів, такі взори:

I. Для пересічного, на протязі року, секундного відтоку

$$Q_m = 0.0317 C_m H F \text{ м}^3/\text{сек.}$$

2. Для пересічного при найменшій воді секундного відтоку

$$Q_0 = 0.2 \nu Q_m$$

3. Для пересічного при середне-низькій воді сек. відтоку

$$Q_1 = 0.4 \nu Q_m$$

4. Для пересічного при середне-межневій воді сек. відт.

$$Q_2 = 0.7 \nu Q_m$$

5. Для секундного відтоку при найбільшій воді

$$Q_3 = C_4 m H F \text{ м}^3/\text{сек.}$$

У цих виразах H означає висоту атмосферних опадів за рік в метрах; F поле водозбору в кв. кілометрах; C_m сочинник, який залежить від рельєфу місцевості; ν - сочинник, який залежить від рослинності, поля водозбору і просочливості ґрунту; m сочинник, що також залежить від поля водозбору; C_4 сочинник, залежний від категорії ґрунту. Цих категорій приято Ішковським чотири.

- I - ґрунт оброблений, просочливий, покритий рослинністю,
- II - " - пересічних властивостей,
- III - " - мало просочливий, з рідкою рослинністю,
- IV - " - непросочливий, мерзлий, без рослинності.

Значення сочинників в C_m , C_4 , m , ν приводяться далі в таблицях.

Для водозборів менших 175 кв. верст /або 200 кілом./ при добрій рослинності приведені в таблиці значення сочинника ν треба збільшувати на 25%, а при рідкій рослинності зменшувати на 25%.

Для невеликих водозбирників, в таких місцевостях, де бувають зливи, взори Ішковського не годяться.

Покажемо, як користатися наведеними взорами.
Приклад I. Найти найбільший секундний відток для водозбору в 30 кв. кілометрів, при пересічній його довжині

ТАБЛИЦЯ
для сочинників C_m і C_h

№	Категорії місцевостей в топографич- ному віднош.	C_m	C_h для різних категорій			
			I	II	III	IV
1.	Болота й гли- бокі низини	0,2	0,017	0,030	--	--
2.	Низини й пло- скогір'я....	0,25	0,025	0,040	--	--
3.	Почасти ни- зини, почасти пагорчата...	0,30	0,030	0,055	--	--
4.	Не круті па- горки.....	0,35	0,035	0,070	0,125	--
5.	Круті пагори або почасти пагори, почас- ти невеликі гори.....	0,40	0,040	0,082	0,155	0,400
6.	Гористі місцевості	0,45	0,045	0,100	0,190	0,450
7.	" " "	0,50	0,050	0,120	0,225	0,500
8.	" " "	0,55	0,055	0,140	0,290	0,550
9.	Високогорні місцевості	0,60	0,060	0,160	0,360	0,600
10.	" " "	0,65	0,070	0,185	0,460	0,700
II.	" " "	0,70	0,080	0,210	0,600	0,800

5 кілометрів та пересічному спаді поверхні $i = 0,004$.

Даний водозбір має поле, менше чим 50 кв. верст; одже тут головну роль відіграє води від аливі; а тому для нахождення найбільшого секундного відтоку користуємося візором Кестліна-Ніколаї

$$Q_{max} = 0.000016 \alpha \beta f.$$

для $\ell = 5$ кілом./4,6 верст/ $\alpha = 0,42$; для $i = 0,004$, $\beta = 0,50$
 f у нас = 30.000.000 кв. метрів.

$$Q_{max} = 0.000016 \times 0.42 \times 0.50 \times 30.000.000 = 100.8 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

ТАБЛИЦЯ

для m , коли F даю в кв. км.

F	m	F	m	F	m
I	10,00			20.000	2,909
10	9,50	800	5,12	30.000	2,801
20	9,00	900	4,90	40.000	2,693
30	8,50	1000	4,70	50.000	2,575
40	8,23	1200	4,515	60.000	2,470
50	7,95	1400	4,320	70.000	2,365
60	7,75	1600	4,145	80.000	2,260
70	7,60	1800	3,960	90.000	2,155
80	7,50	2000	3,775	100.000	2,050
90	7,43	2500	3,613	110.000	1,980
100	7,40	3000	3,450	120.000	1,920
150	7,10	3500	3,335	130.000	1,855
200	6,87	4000	3,250	140.000	1,790
250	6,70	4500	3,200	150.000	1,725
300	6,55	5000	3,125	160.000	1,650
350	6,37	6000	3,103	170.000	1,576
400	6,22	7000	3,082	180.000	1,500
500	5,90	8000	3,060	190.000	1,425
600	5,60	9000	3,038	200.000	1,350
700	5,35	10.000	3,017	225.000	1,175
				250.000	1,000

ТАБЛИЦЯ

для сочинника r'

№	Характеристика водозбору	r'
1.	Для нормальних ґрунтів з нормальнюю рослинністю	I
2.	Для потоків, регульованих озерами	I,5
3.	Для ґрунтів просочливих	0,4-0,8
4.	Для ґрунтів непросочливих в місцевостях пласких	I,0- I,5
5.	Для ґрунтів непросочливих в пагорбатих місцевостях при більшій або меншій рослинності	Броял. м.расп. 0,8-0,5
6.	Для тих же ґрунтів але для гористої місцевости для більших чи менших водозборів	Бвод. м.вод. 0,6-0,3

Приклад 2. Найти наибільший секундний відток з водозбору в 1000 кв.кілометрів, який має характер почаси низинний, почаси пагорчастий з середньою просочливістю, при висоті опадів за рік в 600 мм.

Тут водозбір має pole значно більше, чим 50 кв.верст, тому користаємося взором Ішковського:

$$Q_{\text{max}} = C_p m H F \cdot u^3 / \text{ca.}$$

При наших данных $C_4 = 0,055$; $m = 4,70$; $H = 0,6$; $F = 1.000$;

$$\text{Одже } Q_{\max} = 0.055 \times 470 \times 0.60 \times 1000 = 155 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Установивши в той чи інший спосіб найбільший секундний відток Q , можна уже приступити до нахождення розмірів водоперелива. При цьому треба взяти під увагу наступні данні, які виведені з практики:

I. Товщина шару води, яким вона звичайно пропускається через водопреривач, буває від 0,50 до 1 метра.

2. Скорість протікання води по водопреливному каналу не повинна перевищувати такі норми:

- дрібного піску	0·15-0·16
- жирної глини	0·25
- звичайного річного піску.	0·45-0·50
- звичайного земляного ґрунту.	0·50-0·80
- гравелюстого ґрунту.	I·00
- кам'янистого або конгломератного	I·25
- твердих лупаків	I·80
- більш твердих ґірнин	2·30-3·70
- одинарної мостової /брку/	2·00
- подвійної мостової	2·30
- бетонової покришки	3·00
- кам'яної кладки	4·00
- дерев'яної обшивки	до 4·00

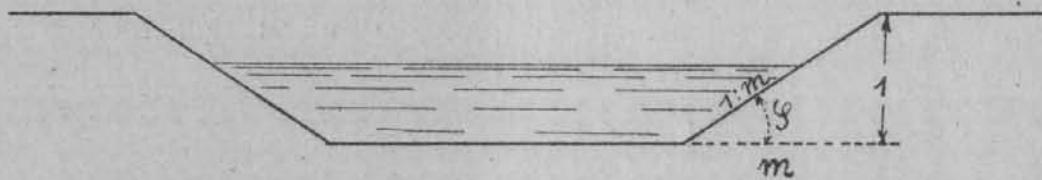
3. Нахил робиться звичайно в таких межах: при ґрунтах закріплених найменший нахил $\gamma_{min} = 0^{\circ}001$, а найбільший - $\gamma_{max} = 0^{\circ}002$. При нахилах $> 0^{\circ}002$, треба вже або закріплюти дно і стінки каналу, або робити перепади в відповідним їх закріленням. Дальший хід розрахунку залежить від типу водопереливу.

А. Дно водопрелява має спад, який починається від водозбірника. Б'єому випадку перш за все задається пересічною скорістю v , залежною від матеріалу каналу. Далі, користуючись взором $Q = Fv$, находимо поле живого розсіку каналу F , а саме $F = \frac{Q}{v}$.

І.В залежності від матеріалу дна і стінок каналу вибираємо нахил цих стінок.

При виборі нахилу відкосів каналу можна керуватися наступною таблицею^{X/}; значення нахилу відкосів $I:m$

$$\tan \varphi = \frac{1}{m} ; \text{ синус } \varphi = \frac{1}{m}$$



Р и с. I44.

по- рядко- ве число	Характер грунту	сухий	вату- рален- нор- вожкий	промочений водою.
I.	Глина /чиста/	{ I:0,5 до I:1 -	- -	I:3 мокра до I: сорідно%
2.	Дуже густа /дрібно зерниста/ земля	I:0,75 до I:1,5 I:1 -	I:1,5 до I:2 -	I:3 і більш
3.	Земля придатна для насыпки гребель /глина з піском, або галькою або щебнем/	I:1,25 до I:1,5	I: I	I:2
4.	Глиниста земля.	I:1,5 -	I: I	I:3
5.	Глинисто-кам'яниста земля, буйний щебінь /хрящ/	I: I до I:1,5	I: I,5	I:2
6.	Шісок	I:1,5 -	I: I,25	I:2
7.	Щебень не буйний.	I:2, I:2,5	-	-
8.	Бугласта галька	I: I -	-	-
9.	Закруглена галька	I:1,75	-	-
10.	Шариста скеля	I:0 до I:0,5	-	-
II.	Суцільна /масивна/ скеля	I:0	-	-
12. ^{xx} /	Земляні відкоси, покриті бетоном /товщиною від 2 до 20 см./.	-	-	I: I - I:1,25 а при слабих грунтах до I:2
13. ^{xx} /	Земляні відкоси, бруковані камінням.	-	-	I: I - I:2

X/ Wege eines Hydraulischen Rechnen с. 31.

xx/ Відкоси каналів, які покриваються бетоном або брукованим, мають мати такі нахили, в яких може триматися сам ґрунт в тихій воді. При нахилах більш стрімких одежа відкосів буде вже працювати як підпорна стінка.

Тепер ми знаємо поле розсіку F , нахил відкосів його $I: m$ або m ; необхідно ж найти ширину по дні b і глибину води h . Для нахождення цих величин скористаємося в зором:

$$U = C \sqrt{R} \cdot T$$

де U пересічна швидкість, R підводний радіус $= \frac{F}{P}$, а P - замочений периметр; T - поверхневий спад, а C - сочинник швидкості, залежний від різних величин, але головне від ступені шаршавості дна. Цей сочинник швидкості для штучних правильних каналів можна находити, користуючися такими зорами:

a/ *Vazin'a* /р. 1897/ $C = \frac{87}{1 + \frac{g}{R}}$, де γ

є сочинник шаршавості корита; він має такі значення:

- I. Для дуже гладких стінок /цементова штукатурка /виправа/, стругані дошки 0,06
- II. Для гладких стінок /дошки, цегла, тесаний камінь / 0,16
- III. Для бетонових, але нештукатурених каналів 0,30
- IV. Для негладких стінок /бутова кладка/ 0,48
- V. Для земляних стінок в гарному стані, або замощених невеликим камінням 0,85
- VI. Для земляних, в звичайному стані, стінок і для таких брукованих стінок, що поросли травою 1,30
- VII. Для стінок дуже шаршавих, для таких, що дуже поросли травою, для корит з валунами 1,75

b/ *Jandmillot-Kuttor'a* (р. 1867) $C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{\gamma}}{1 + (23 + \frac{0,00155}{\gamma}) \frac{n}{\sqrt{R}}}$

де сочинник шаршавості n має значення показані в наступній таблиці:

	n	$\% n$
I. Для дуже гладких стінок /цементова штукатурка /виправа/, стругані дошки	0,010	100
II. Для гладких стінок /тесана кладка, цегла, нестругані дошки,	0,013	77
III. Для негладких стінок /бутова кладка/	0,017	58
IV. Для дуже грубої бутової кладки, або для земляних каналів з брукованими відкосами та з рівним дном без насів/	0,020	50
V. Для каналів, потоків і річок з земляними стінками і дном /в доброму стані/	0,025	40

	<i>n</i>	<i>%</i>
VI. Для каналів, потоків і річок з земляним коритом, з грубими наносами і рослинністю в кориті	0,030	33
VII. Для неправильних корит з грубими наносами і щебнем і валунами і з рослинністю	0,035	29
VIII. Для диких потоків з грубими валунами	0,040	25

До цієї таблиці значінь сочинника *S. Americanський* професор *J. Forttliot* на підставі обслідування 18 каналів дав такі ще додатки:

1. Для бетонових каналів, які мають гладку опрауву, відкосів, чисте дно без мохових зарослів, з одноманітним поперечним розсіком, з правильними швами, довгими простими, тяглими, плавними/кривими, незначною хвилюватістю поверхні води і взагалі найліпше збудованих і які найліпше експлуатуються. *n=0,012*

2. Для бетонових каналів в умовах трохи ліпших, чим в каналах категорії /3/, але не настілько гарних, як в каналах категорії /I/ *n=0,013*

3. Для бетонових добре збудованих каналів, які мають нештукатурену /невправлену/ або нерівно затерту поверхню, чисте дно, одноманітний поперечний розсік, правильні шви, середньої величини закруглення без спиральних вставок, з невеликим поверхневим хвилюванням, без водяної рослинності, в добрих умовах експлуатації. *n=0,014*

4. Для бетонових каналів з умовами подібними до категорії 3, але з більш крутими закругленнями, з наносами або з іншими затримуючими течію факторами *n=0,015*

5. Для бетонових каналів з середніми умовами, з середньою якістю будування, з шаршавими поверхнями, недоскональними швами і крутими кривими; також для каналів ліпшої якості, але при таких несприятливих умовах, які знижують скорість води, якими, наприклад, можуть бути: пісок або гравій на дні, шви, які виступають і т.д. *n=0,016*

6. Для бетонових каналів з дуже нерівними поверхнями, але які мають останні середні умови. *n=0,017*

7. Для бетонових каналів з дуже нерівними поверхнями, з дном, покритим піском і гравієм, або хоч без наносів та з негарною трасою, неправильним поперечним розсіком, з переломами спаду дна й т.д. *n=0,018*

x/ J. Forttliot. Concrete lining for Irrigations canals 1914.

1 И. Знаменский. Бетонирование, как один из основных способов сбережения воды в ирригационных системах. 1923

8. Для бетонових каналів є надзвичайно нерівними поверхнями, рослинністю і з крутими кривими, або при гладких поверхнях великою кількістю наносів. $n = 0.019$

8. Christen, 'а /року 1903/ дав для правильних каналів такий вір:

$$v = \frac{\sqrt{m^3}}{\sqrt{\frac{B}{2}}} \sqrt{yF} \text{ метр/сек} \quad x/$$

де m сочинник шаршавості, а B ширина корит по верху.

Значення сочинника m приводимо нижче для:

глаженого цементу	13,7
виструганих вподовж волокон дощок	12,4
неструганих дощок поперек волокон	10,5
тесаного камінка	11,6
цегли	11,0
обробленої бутової кладки	9,2
шаршавої бутової кладки	8,5
щебня від I до 4 см	9,5 - 7,6
землі без рослин	7,3
землі з рослинами	9,9
камянистої землі з малою рослинністю	6,6
невеликих валунів	5,5
валунів величинок з голову	5,0
грубого каміння	4,0

Наичастіше користуються віром *Vazin'a*. Принявши цей вір, будемо мати для пересічної скорості:

$$v = c\sqrt{Ry} = \frac{8y}{1 + \frac{8}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{Ry}$$

Коли пересічну скорость v ми уже вибрали, сочинник шаршавості y взяли з таблиці, а y маємо по завданню, тоді наше рівняння може існувати лише при певнім півводнім радіусі R , який ми і вираховуємо.

Тому що $R = \frac{F}{f}$, находимо змочений периметр $F = \frac{F}{R}$

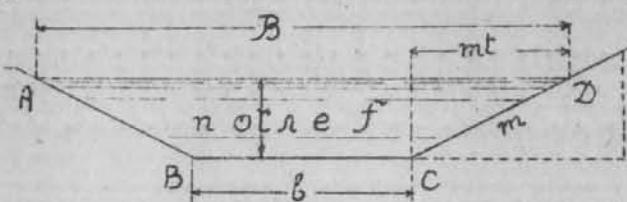


Рис. I44

Далі з поперечного розрізу /рис. I44/ можемо написати

У Ніуб. Водні машини 1922. Стор. 88

$$F = \frac{B+6 \cdot t}{2} = \frac{(26+2mt)}{2} = (6+mt)t = 6t + mt^2$$

$$P = AB + BC + CD = 6 + 2t\sqrt{1+m^2}$$

Таким чином, ми будемо мати два рівняння з двома невідомими b і t , які і виражовуємо.

Пояснимо це прикладом:

Найти елементи поперечного розсіку каналу, прокладеного в звичайній пісчано-глинистій землі. Канал мусить пропускати $Q = 1 \cdot 6 \text{ м}^3/\text{сек.}$ при скорості $v = 0 \cdot 8 \text{ м/сек.}$ і при спаді $\gamma = 0 \cdot 002$.

На підставі приведених вище вказівок і таблиць приймаємо: для накила відкосів, які будуть в звичайній землі /категорія З таблиці накилів/ $I:m = I:2$ або $m=2$; для сочинника γ категорії V $Bazin'a :d=1 \cdot 30$.

Тепер

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{1 \cdot 6}{0 \cdot 8} = 2 \cdot 0 \text{ м}^2$$

$$v = \frac{87}{1 + \frac{1 \cdot 30}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R}\gamma; \text{ або } \frac{v}{87\sqrt{3}} = \frac{R}{\sqrt{R} + 1 \cdot 30};$$

$$\frac{0 \cdot 80}{87\sqrt{0 \cdot 002}} = \frac{R}{\sqrt{R} + 1 \cdot 30}; \text{ відсюда } R = 0 \cdot 397 \text{ м.}$$

$$P = \frac{F}{R} = \frac{2 \cdot 0}{0 \cdot 397} = 5 \cdot 04 \text{ м.}$$

$$F = 2 \cdot 0 = 6t + 2t^2;$$

$$P = 5 \cdot 04 = 6 + 2t\sqrt{1+m^2} = 6 + 2t\sqrt{5} = 6 + 4 \cdot 47t;$$

$$6 = 5 \cdot 04 - 4 \cdot 47t; 2 \cdot 0 = 5 \cdot 04t - 4 \cdot 47t^2 + 2t^2;$$

$$2 \cdot 47t^2 - 5 \cdot 04t = 2 \cdot 0$$

$$\text{Відсюда } t_1 = 1 \cdot 50 \text{ м.}; t_2 = 0 \cdot 54 \text{ м.}$$

При першому значенню ширини по низу b була б $5 \cdot 04 - 4 \cdot 47 \times 1 \cdot 50 = -1 \cdot 76$ метра.

Більше число показує, що $t = 1 \cdot 50$ м. не годиться.

При значенні $t = t_2 = 0 \cdot 54$ м. ширина по низу $b = +2 \cdot 63$ метра, що цілком можливо.

Отже, канал при глибині води $t = 0 \cdot 54$ м., ширині по дну $b = 2 \cdot 63$ м., при спаді $\gamma = 0 \cdot 002$, пропустить секундний відток $Q = 1 \cdot 6 \text{ м}^3/\text{сек.}$ при пересічній скорості $v = 0 \cdot 80 \text{ м/сек.}$

При проектуванні водосховищ відкритих каналів іноді задаємося відразу глибиною води в каналі, а іноді буває

можливим дати поперечному, звичайно трапезовому, профілю найвигідніші в гідравличному відношенні пропорції. Для того, щоб показати, як вираховують профілі в цих випадках, приводимо тут де кілька прикладів з числами¹.

Приклад I. По каналу з пра-вильним трапезовим розсіком необхідно пропускати з водозбірника $70 \text{ м}^3/\text{сек}$. Дно каналі та відкоси його покриті бетоном. Нахил відкосів каналам $t = 5/4$ /кат. Із таблиці/. Які повинні бути розміри каналі і спад дна його \mathcal{J} при умові, що глибина води в каналі буде 2.0 м . а пересічна скорість рівномірного руху /див. таблиці/ принята $2.5 \text{ м}/\text{сек}$?

$$\text{Розвязання. } Q = \mathcal{F} \cdot v; \quad \mathcal{F} = \frac{Q}{v} = \frac{70.0}{2.5} = 28.0 \text{ м}^2$$

Форма каналі у нас трапезова /рис. I45/

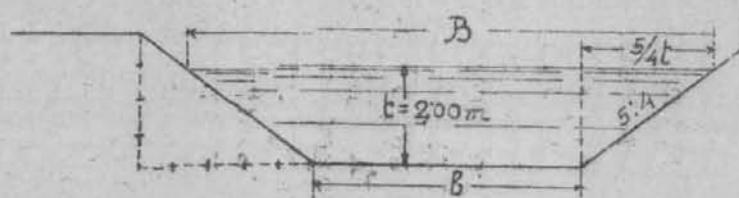


Рис. I45

$$B = b + 2 \times \frac{5}{4} t = b + 5.0 \text{ метр.}$$

$$\mathcal{F} = \frac{b + B \cdot t}{2} = \frac{b + b + 5.0 \cdot 2.0}{2} = 2b + 5.0 = 28.0 \text{ м}^2$$

$$\text{відсіля } b = (28.0 - 5.0) : 2 = 11.5 \text{ м}; \quad B = 11.5 + 5.0 = 16.5 \text{ м.}$$

Таким чином, розміри поперечного розсіку вже визначені; тепер треба найти той спад \mathcal{J} , при якім через наш профіль і при даній ширині корита пройде відток $Q = 70 \text{ м}^3/\text{сек}$.

$$v = C \sqrt{R \mathcal{J}}; \quad \text{відсіля } \mathcal{J} = \frac{v^2}{C^2 R};$$

скорість v нам задано; для нахождення \mathcal{J} треба ще знати C і R ;

Находимо спочатку $R = \frac{\mathcal{F}}{\mathcal{J}}$:

$$\mathcal{F} = b + 2t \sqrt{1 + m^2} = 11.5 + 2 \times 2 \sqrt{1 + \frac{25}{16}} = 11.5 + 6.4 = 17.9 \text{ м.}$$

$$R = \frac{28.0}{17.9} = 1.56 \text{ метра}$$

Сочинник \mathcal{J} для бетонових каналів 0.30

$$\text{тому } C = \frac{87}{1 + \frac{0.30}{1.56}} = 70.2$$

x/ Otto Streck

$$\text{марешті } \mathcal{I} = \frac{v^2}{\sigma^2 R} = \frac{2 \cdot 5^2}{70^2 \cdot 156} = 0.00082 \text{ або } 0.82\%$$

При найдених значеннях b , \mathcal{F} і \mathcal{I} наш канал буде таємично пропускати відток $Q = 70 \text{ м}^3/\text{сек.}$ Але в дійсності через те, що наші взори виведені при певних припущеннях, а сочінник $\delta = 0.30$ може не цілком відповідає шаршавості збудованого каналу, відток Q буде або трохи більший або трохи менший, чим $70 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Приклад 2. По такому ж бетонованому каналу треба пропускати з скорістю $v = 2.5 \text{ м/сек}$ відток $Q = 70 \text{ м}^3/\text{сек.}$ Найти при якому спаді дна \mathcal{F} можна буде надати трапезовому розсіку F найвигідніші розміри?

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{70}{2.5} = 28.0 \text{ м}^2$$

Поле поперечного розсіку нам тепер відоме, але можна взяти необмежену кількість варіацій b і t при вибраному m , при яких поле F буде $= 28.0 \text{ м}^2$

В даному разі ми з усіх можливих варіацій найдемо таку, при якій вплив тертя стінок та дна буде найменший; це буде у профілі з найменшим змоченним периметром /обводом/ P при незмінних F і m .

$$F = bt + mt^2; P = b + 2t\sqrt{1+m^2}$$

З першого рівняння виходить:

$$b = \frac{F - mt^2}{t} = \frac{F}{t} - mt$$

$$P_2 = \frac{F}{t} - mt + 2t\sqrt{1+m^2}; \text{ або } P = f(t)$$

Згідно нашої умови P повинно бути найменшим. Для нахождения $minima P$, яке у нас є функцією одного змінного t , продиференціуємо останнє рівняння; візьмемо похідну від P по t і прирівняємо її 0

$$\frac{dP}{dt} = -\frac{F}{t^2} - m + 2\sqrt{1+m^2} = 0$$

відсіля

$$\boxed{F = t^2(2\sqrt{1+m^2} - m)}$$

Коли величина m - відома, тоді вираз в дужках $/2\sqrt{1+m^2} - m/$ буде мати стала величину, яку назовемо літерою M , тоді:

$$F = Mt^2, \text{ а } t = \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{M}}$$

Бставимо тепер це значення t у вираз для периметра P

$$\mathcal{P} = \frac{F\sqrt{M}}{\sqrt{F}} - m \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{M}} + 2 \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{M}} \sqrt{1+m^2}$$

$$\text{або: } \mathcal{P} = \frac{F\sqrt{M}}{\sqrt{F}} + \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{M}} (2\sqrt{1+m^2} - m) = \frac{F\sqrt{M}}{\sqrt{F}} + \frac{\sqrt{F} \cdot M}{\sqrt{M}}$$

$$= 2\sqrt{F} \cdot \sqrt{M} = 2 \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{M}} \cdot M = \underline{2tM}$$

Ширина по низу \mathcal{B} для найвигіднішого профіля буде:

$$\begin{aligned} \mathcal{B} &= \mathcal{P} - 2t\sqrt{1+m^2} = 2tM - 2t\sqrt{1+m^2} = \\ &= 4t\sqrt{1+m^2} - 2tm - 2t\sqrt{1+m^2} = 2t\sqrt{1+m^2} - 2tm = \\ &= t(2\sqrt{1+m^2} - m - m) = \underline{t(M-m)}. \end{aligned}$$

Ширина по верху \mathcal{B} буде: $\mathcal{B} = \mathcal{B} + 2mt =$

$$= t(M-m) + 2mt = t(M-m+2m) = \underline{t(M+m)}.$$

$$\text{Гідравличний радіус } R = \frac{F}{2\mathcal{P}} = \frac{t^2M}{2tM} = \frac{t}{2}.$$

Отже, для найвигіднішого поперечного розрізу маємо:

$$F = t^2M$$

$$t = \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{M}}$$

$$\mathcal{P} = 2tm$$

$$\mathcal{B} = t(M-m)$$

$$\mathcal{B} = t(M+m)$$

$$R = \frac{t}{2}$$

При заданих нам числах будемо мати:

$$\text{з } m = 5/4 \text{ або } 1.25; M = 2\sqrt{1+m^2} - m = 1.95$$

$$\sqrt{M} = 1.396; \quad t = \frac{\sqrt{2g}}{1.396} = 3.79 \text{ метра};$$

$$P = 2 \times 3.79 \times 1.95 = 14.75 \text{ м.}$$

$$b = 3.79 / (1.95 - 1.25) = 2.65 \text{ м.}$$

$$B = 3.79 / (1.95 + 1.25) = 1.10 \text{ м.}; \quad R = \frac{3.79}{2} = 1.90$$

Для нахождения тепер спаду \mathcal{J} користується знов рівнянням

$$\mathcal{J} = \frac{v^2}{C^2 R}$$

Сочинник C при $v = 2.5 \text{ м/сек.}$, $R = 1.90$, $\delta = 0.30$, буде згідно таблич $Bazin, a = 71.5$

$$\text{Отже } \mathcal{J} = \frac{2.5^2}{71.5^2 \times 1.90} = 0.000644$$

або

$$\mathcal{J} = 0.64\%$$

Таким чином, коли можна взяти найекономічний поперечний розсік, тоді глибину води в каналі треба довести до 3.79 метра /замість 2-х метрів у попередньому випадку/, а спад дна каналу треба зробити 0.64%, /замість 0.82%/.

Приклад 3. Пропустити по бетонованому каналу той же відток $Q = 70 \text{ м}^3/\text{сек}$ так, щоб поперечний розсік каналу був найвигідніший, а спад дна \mathcal{J} рівнявся б 0.10% на кількох відкосів - попередній $5/4$.

Розв'язання. У цім випадку нам не відомі і поле \mathcal{F} іскористь v , знаємо тільки, що поле розсіку найвигідніше. Остання умова й допоможе нам розвязати задачу. Напишемо основне рівняння $Q = v \cdot \mathcal{F}$ в такій формі:

$$Q = \mathcal{F} C \sqrt{R} \mathcal{J}$$

$$\text{Для найвигіднішого профіля } R = \frac{t}{2}, \text{ а } \mathcal{F} = t M^2$$

$$\text{при цьому } Q = C t M \sqrt{\frac{t}{2} \mathcal{J}} \quad \text{або} = C M \sqrt{\mathcal{J}} t^2 \sqrt{\frac{t}{2}},$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\delta}{1.90}}$$

, тому

$$Q = \frac{87}{1 + \frac{\delta}{1.90}} M \sqrt{\mathcal{J}} t^2 \sqrt{\frac{t}{2}}.$$

При наших даних маємо $M = 1.95$, а через те

$$70 = \frac{87}{1 + \frac{0.30}{1.90}} 1.95 \sqrt{0.0001} t^2 \sqrt{\frac{t}{2}}$$

$$\text{абс} \quad 3590 = \frac{87}{1 + \frac{0.30}{\sqrt{t/2}}} \cdot t^2 \sqrt{t/2} = \dots f(t)$$

Рівняння це розв'язуємо послідовними спробами, беручи різні значення t і вираховуючи відповідні значення $f(t)$. Так, для $t = 4.5$ м. $f(t)$ буде = 2200

$$t = 4.8 \text{ м.} \quad f(t) = 2880$$

$$t = 5.5 \text{ м.} \quad f(t) = 3690$$

Відкладемо тепер по осі абсцис значення t , а рівнообіжно до осі ординат відповідні значення $f(t)$ і збудуємо графік. З цього графіку найдемо, що $f(t) = 3590$ буде при значенні $t = 5.45$ метра.

Тепер ми знаємо $M = 1.95$ і $t = 5.45$, а через те легко найдемо всі елементи найвигіднішого профіля.

$$B = t(M - m) = 5.45(1.95 - 1.25) = 3.81 \text{ м.}$$

$$B = t(M + m) = 5.45(1.95 + 1.25) = 17.40 \text{ м.}$$

$$F = t^2 M = 5.45^2 \times 1.25 = \dots 57.9 \text{ м}^2$$

$$V = \frac{\Phi}{F} = \frac{70}{57.9} = \dots 1.21 \text{ м/сек.}$$

$$\text{Перевірка. } V = C \sqrt{RJ} = C \sqrt{\frac{1}{2} J}$$

$$\text{при } t = 5.45 \quad R = \infty 2.72 \text{ м; } C = 73.6$$

$$V = 73.6 \sqrt{2.72 \times 0.0001} = 1.21 \text{ м/сек.}$$

Приклад 4. Вітток в 0.75 м²/сек. треба пропустити відкритим каналом в грубо-галечному ґрунті. Бідкоси каналу для цього ґрунту повинні бути подвійними $m = 2$. Пересічна скорость $V = 1$ м/сек. Спад J бажано взяти що найменший.

Розв'язання. Перш за все находимо поле живого розсіку $F = \frac{C}{R} \cdot \frac{0.75}{2} = 0.75 \text{ м}^2$

Тепер нам поле живого розсіку відоме, але елементи його не відомі.

Для нахождення цих елементів скористаємося умовок, згідно яких спад J мусить бути найменшим. Для цього вивимо спочатку звязок між J та F .

$$J = \frac{V^2}{C^2 R}; \quad R = \frac{F}{P};$$

Отже,

$$J = \frac{V^2}{C^2 F/P}$$

Сочинник C власне також залежить від $\frac{F}{P}$, але зміни його для стального віттoku і сталого F

буде малок, а тому можна приняти, що величина C на спад J' впливу не має; при цій умові спад J' буде функцією однієї тільки змінної \mathcal{P} . Найменше значення J' , як це видно з і варору $J' = \frac{v^2}{C^2 K}$, буде тоді, коли величина \mathcal{P} буде /при сталому J / також найменша; але найменший периметр при сталому J - то є примета найвигіднішого в гидравличному відношенні профіля, а для такого профіля нами вже виведені ріжні залежності між елементами його, якими й скористаємося.

$$t = \frac{\sqrt{J}}{\sqrt{M}} \quad \text{при } m=2, \quad M = 2\sqrt{1+m^2} - m = 2.47, \quad \text{а}$$

$$\sqrt{M} = 1.57; \quad \text{отже, } t = \frac{\sqrt{0.75}}{1.57} = 0.55 \text{ м}$$

$$\mathcal{P} = 2tM = 2 \cdot 0.55 \times 2.47 = 2.72 \text{ м.}$$

$$C = t(M-m) = 0.55(2.47-2.00) = 0.26 \text{ м.}$$

$$B = t(M+m) = 0.55(2.47+2.00) = 2.46 \text{ м}$$

$$R = \frac{t}{2} = \frac{0.55}{2} = 0.275$$

γ для галечного ґрунту = 1.30
При такім γ і при $R = 0.275$ сочинник $C = 25^\circ$

$$\text{Нарешті } J' = \frac{v^2}{C^2 K} = \frac{1.0^2}{25^2 \cdot 0.275} = 0.0058 = 5.8\%$$

Приклад 5. Пропустить відкритим каналом відток $Q = 1.6 \text{ м}^3/\text{сек.}$ так, щоб спад канала був не > 0.002 , а пересічна скорість води в ньому наближалася до тих норм, які матеріалом каналу допускаються.

Чи можна канал залишити з природними земляними відкосами, чи навпаки його треба буде для зменшення шаршавости бетонувати?

Припускаємо спочатку, що канал можна вести прямо в землі; при цьому m мусить бути = 2, а скорість v не повинна перевищувати $0.80 - 1.0 \text{ м/сек.}$ Бізъемо $v = 0.80 \text{ м/сек.}$

Після вибору скорості v находимо J , як звичайно:

$$J = \frac{Q}{v} = \frac{1.6}{0.80} = 2.0 \text{ м}^2.$$

Для нахождення глибини t і ширини b скористаємося умовою, що спад дна J не мусить бути більше 0.002.

Найдемо найменший спад J_{min} , при якому в трапецієвому кориті з начилом $m=2$ можна пропустити $Q = 1.6 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Як було вже показано, найменший спад буде при найвигіднішому поперечному профілю, для якого будуть у нас

такі елементи: $m=2$, $M=2.47$; $\sqrt{M}=1.57$

$$t = \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{M}} = \frac{\sqrt{2.0}}{1.57} = 0.90 \text{ м.}$$

$$P = 2tM = 2 \times 0.90 \times 2.47 = 4.45 \text{ м.}$$

$$C = t(M-m) = 0.90(2.47-2) = 0.42 \text{ м.}$$

$$B = t(M+m) = 0.90(2.47+2.0) = 4.02 \text{ м.}$$

$$R = \frac{t}{2} = \frac{0.90}{2} = 0.45$$

$$\text{при } \delta = 1.30 \text{ і } R = 0.45, C = 29.6.$$

Для того, щоб таким розсіком пройшов відток $Q = 1.6 \text{ м}^3/\text{с.}$ треба, щоб спад відповідав умові:

$$J'_{min} = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{0.80^2}{29.6^2 \times 0.45} = 0.0016$$

Цей спад $J'_{min} <$ заданого 0.002, а тому можна сказати, що поставленій вимозі можна задовільнити.

Іноді може бути, що всдоодводний канал такий короткий, що на ньому рівномірний рух не встигає установитись; тоді при заданому відтоку Q і глибині води h над порогом ширину простокутного каналу можна найти по взору для водопереливів з широким порогом $Q = 0.356 \sqrt{2g} h^{3/2}$, а пересічну скорість протікання по такому короткому кориті приблизно по взору:

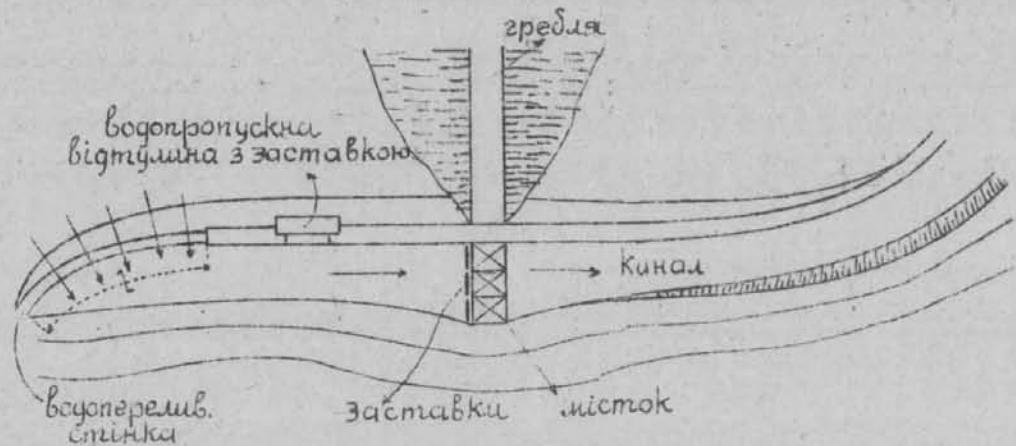
$$v = \sqrt{\frac{2gh}{3}} \text{ м/сек.}$$

Б. Бода з водозбірника попадає в канал через водопереливну стінку.

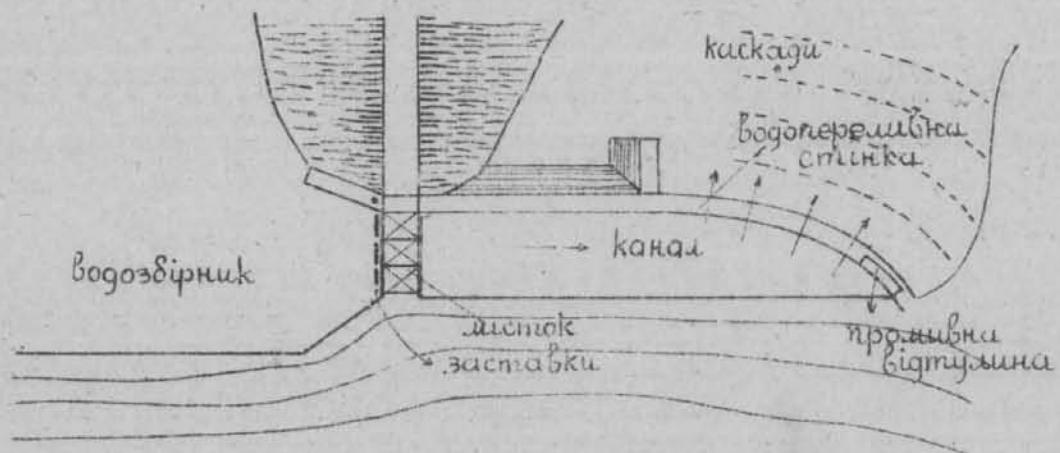
Дно каналу, який мусить відводити лишню воду, не завжди починається на продовженні греблі, або вище її на рівні нормальногопідпору.

Іноді місцеві обставини складаються так, що дно каналу закладається відразу на нижчій відмітці, а лишня вода попадає в цей канал через водопереливну стінку, як це показано на схематичних рисунках I46 і I47.

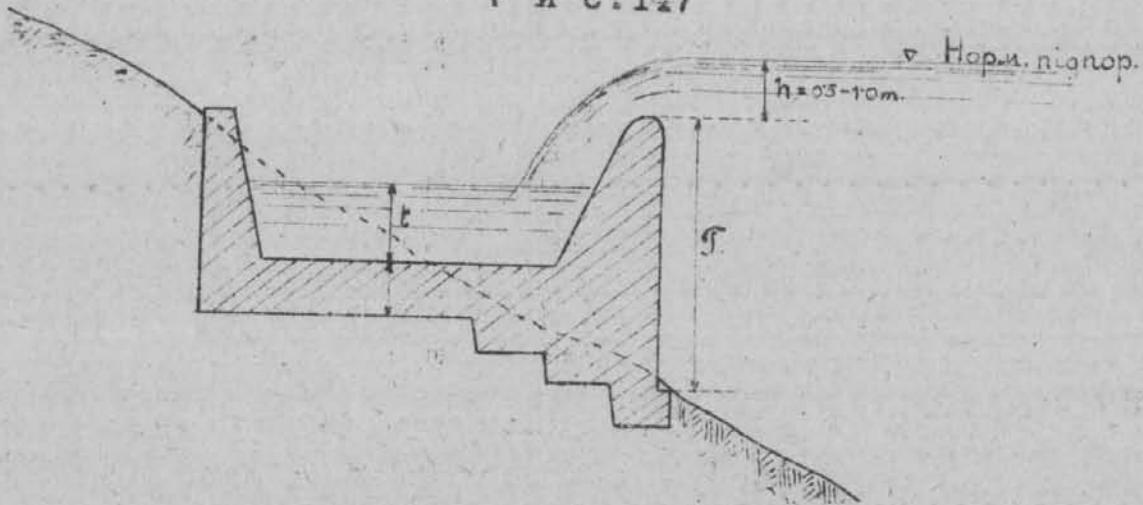
В цьому випадку треба гребінь водонереливної стінки розположити на висоті нормального підпору, а довжину стінки вирахувати, виходячи з тих вимог, щоб найбільший секундний відток пройшов через водоперелив при товщині верстви води над гребнем ні в якім разі не більший від заданої /від 0.5 до 1.0 метра/ рис. I48. Коли товщина води над порогом /гребнем/ водонереливної стінки буде h , а висота



Р и с. I46



Р и с. I47



Р и с. I48

стінки \mathcal{T} , тоді довжина її найдеться по взору:

$$Q = \frac{2}{3} \pi l h \sqrt{2gh};$$

\hat{Q}

відкіля:

$$l = \frac{\hat{Q}}{\frac{2}{3} h \sqrt{2gh}}$$

Сочинник по Рейбоску вираховується так:

$$h = 0.312 + \sqrt{0.30 - 0.01/5 - \frac{h}{2}} + 0.09 \frac{h}{2}$$

але часто $\frac{2}{3} h$ приймається рівним 0.50^x і тоді

$$l = \frac{2\hat{Q}}{h\sqrt{2gh}} \quad \text{або} \quad l = \frac{2\hat{Q}}{\sqrt{2g} h^{3/2}}$$

Коли стінка лежить на продовженні осі греблі, і скорість підходу v_0 води до водопереливу має помітне значення, тоді:

$$\hat{Q} = \frac{2}{3} h l \sqrt{2g} \left\{ (h + k)^{3/2} - k^{3/2} \right\},$$

де

$$k = \frac{v_0^2}{2g}$$

відкіля

$$l = \frac{2\hat{Q}}{\sqrt{2g} \left\{ (h + k)^{3/2} - k^{3/2} \right\}}$$

§ 33. НАХОДЖЕННЯ РОЗМІРІВ ЧАСТЕЙ КАСКАДУ. / СТУПЕНІЕ /.

Водоперелив рідко коли має характер каналу з невеликим спадом, бо при таєї його конструкції довжина каналу буде велика. Частіше канал швидко переходить в ряд ступенів, по яких вода збігає до низу долини. При цім треба, щоб каскади не підходили близько до підошви греблі, та щоб вони були обмежені досить високими і міцними стінками. Кількість води, що попадає на каскади, вираховуємо згідно попередніх варів, розміри першої частини каналу також. Далі, щоб найти глибину води на каскадах і висоту стінок вподовж них, можна розглядати протікання води че-

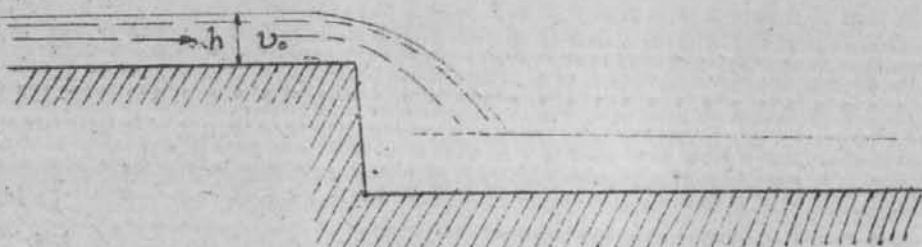


Рис. 149

х/ Проф. Опоків бере $2/3 h = 0.45$

рез водоперелив зі скорістю підходу v_o ;

$$\text{тоді } Q = \frac{2}{3} h b \sqrt{2g} \left[\left(h + \frac{v_o^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{v_o^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right],$$

де h /рис. 149/ - глибина води над дном порога, v_o - скорість підходу, а b - ширина ступенікі.

Для сочинника m Weiszbeck дас значіння = 0.8. Гідротехнік Астапі, який робив спостереження над протіканням води через пороги висоток від 0.3 до 0.5 метра при $h = 0.38$ метра, при ріжких накилах дна, а тому й при ріжких скоростях підходу, нашов такі значіння для m , 2/3

v_o	$m_1 = \frac{2}{3} h$	v_o	$m_2 = \frac{2}{3} h$
0.5	0.300	1.6	0.447
0.6	0.330	1.7	0.452
0.7	0.352	1.8	0.458
0.8	0.370	1.9	0.461
0.9	0.385	2.0	0.464
1.0	0.398	2.1	0.469
1.1	0.412	2.2	0.470
1.2	0.417	2.3	0.475
1.3	0.426	2.4	0.479
1.4	0.435	2.5	0.484
1.5	0.440	2.6	0.486

У тім випадку, коли площинки ступенів поземні або нахилені проти течії, а глибина їх більше $2\frac{1}{2}$ -глибині води на ступені, тоді, здавалося б, що було більш правильним розглядати протікання води на ступенях, як на водопередицях з широким порогом, для яких $\frac{2}{3} h$ треба приймати від 0.28 до 0.35, або пересічно 0.30.

Е тім разі, коли нижня площинка каскаду затоплена водою /рис. 150/ на глибину h , тоді для даного Q підвищення одного рівня води над другим, се б то H , а тим самим глибини над ступенікою b , найдемо зі взору:

$$Q = \frac{2}{3} h b \sqrt{2g} \left[\left(H + \frac{v_o^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{v_o^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right] + m_2 b h \sqrt{2g} \left(H + \frac{v_o^2}{2g} \right)$$

m_2 беруть часто $m_2 = 0.62$ до 0.66.

З останнього рівняння висоту H находимо скоріш усього пробними підстановками; після цього $b = H + h$.

Стінки повинні підноситися над водою ще на 1 метр.

Висота ступеня T робиться в межах 1.4 - 2 метра; довжину L приймається біля 1/2.5 - 3/ висоти T / P / попереднього ступеня.

Для того, щоби скорість протікання води по каскадах

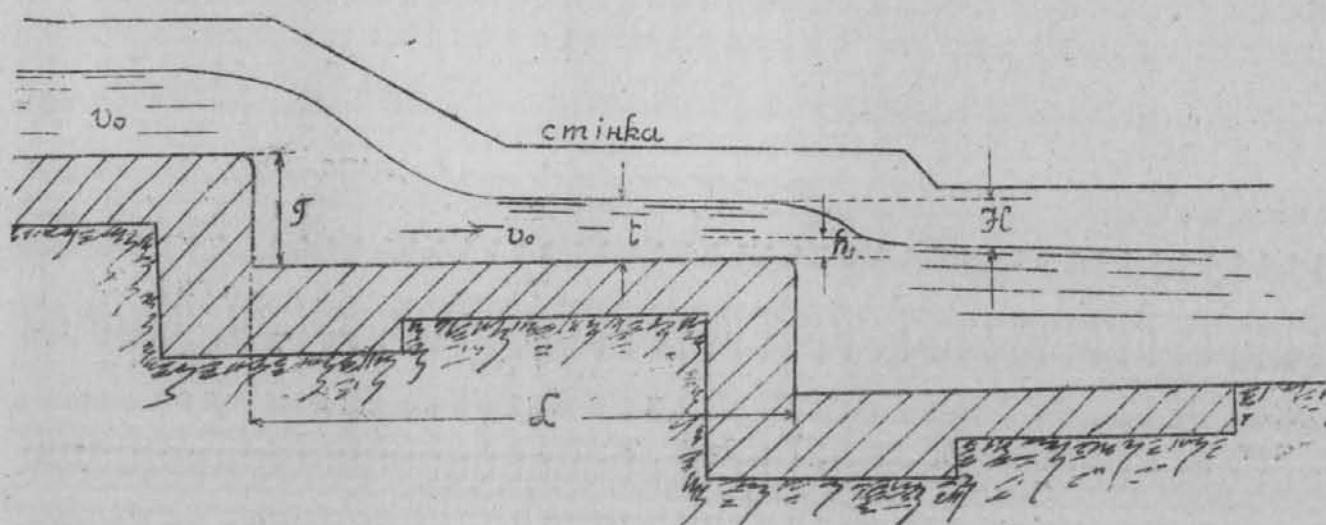


Рис. 150

зменшити на скільки можна, стінки їх роблять шоршавими, а дно підносять поволі, як показано на рис. 151.

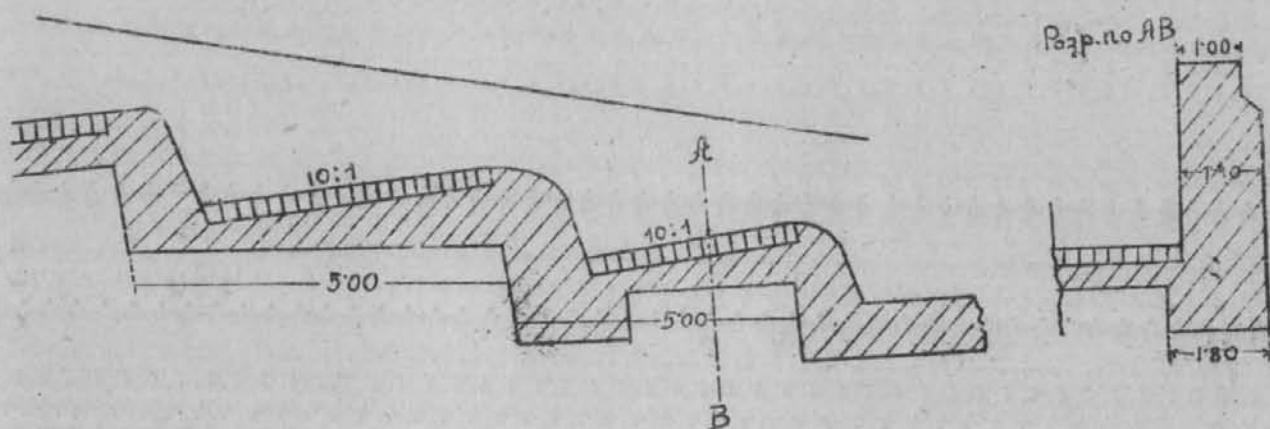


Рис. 151

В Італії маєтъ значне поширення каскади такого типу /рис. 152/. У них вода попадає в канальчики *abc* і випрскуює зілтіля поперек головної течії, чим зменшує живу силу току. Коли вода перестає текти через каскади, тоді вона в

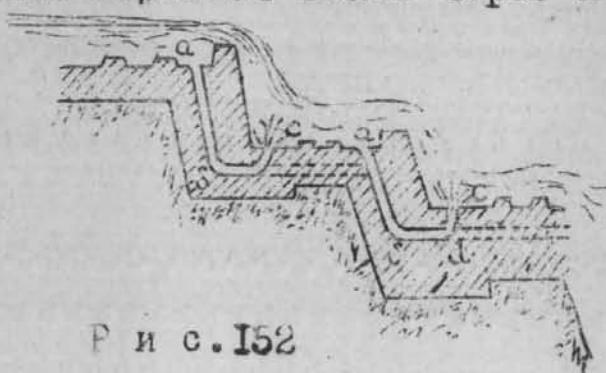
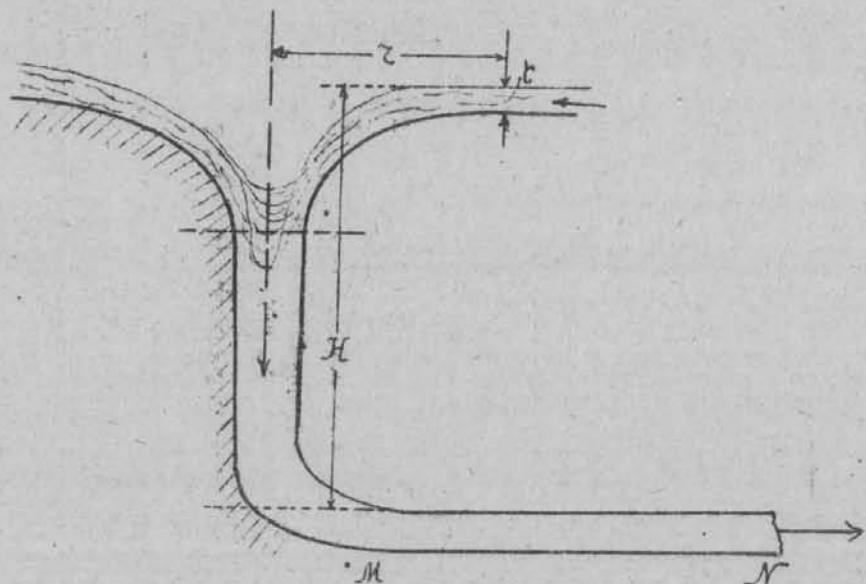


Рис. 152



Р и с. I53

канальціх не зостається, а випливає через канальці *de*.

Шахтний водоперелив /рис. I53/ мусить мати такий радіус відтуліни τ , щоб при глибині води C біля краю шахти /біля 2-х метрів/ відток Q міг попасті в шахту. Цей радіус можна вирахувати по взору:

$$Q = \mu L C^{3/2}$$

де $\mu = 0.88$ %, а $L = 2\pi r$

Глибина шахти є звязана з розмірами штолні *MN*, по якій мусить пройти той же відток Q . Коли поперечний розсік штолні F , тоді скорість протікання в штолні

$v = \frac{Q}{F}$ м/сек. Бода в шахті мусить набути таку скорість перед тим як увійти в штолнку, для цього вона повинна падати з висоти H ; отже $H = \frac{v^2}{2g}$, або $H = \frac{Q^2}{2gF^2}$.

Сифонні водопереливи зустрічаються при насипних греблях досить рідко. Відток води через сифон вираховують по взору:

$$Q = \zeta v F$$

де ζ - сочинник; який приймемо рівним 0.5,

а v - пересічна скорість протікання, залежна від ріжниці h - відміток обох кінців сифона:

$$v = \sqrt{2gh}$$

*1 Liegler. Der Thalsperrenbau s. 205

§ 34. НАХОДЖЕННЯ РОЗМІРІВ ВОДОСПУСКІВ.

Трубчастий водоспуск кладуть через тіло, греблі, але так, щоб він лежав не на насипному ґрунті, а на материковій. Залежності від цієї мети, для якої водоспуск мусить служити, труби кладуть або в самій низькій часті долини водозбірника /щоб була можливість спустити всі воду/, або на ріжній висоті над дном. Частіше усього трубчастий водоспуск має простий напрямок, але іноді буває і закриваний по лучу будь якого кола. Кожний водоспуск має звичайно два закриття: одно з натиснутого боку перед греблем, а друге - з низового боку біля воздушного відкосу.

При проектуванні водоспуска, по якому певний відток води Q протікає під натиском H , треба найти поперечний розсік його F , а також товщину стінок труби δ .

Для находження поля труби F , або поперечника H - користаємося знов рівнянням гидравліки:

$$Q = v F$$

$$H = \left[1 - \left(\frac{F}{F_0} \right)^2 + \left(\frac{1}{\mu^2} - 1 \right) + \lambda \frac{e}{d} \right] \frac{v^2}{2g}$$

де v - пересічна скорость рівномірного руху води в трубі; F_0 - поле поверхні водозбірника, в порівнянні з яким поле F дуже мале; $\mu = 1/1$ - сочинник страти натиску при вході води в трубу, який приймається при закругленому вході = 0·1, а при гострому = 0·5, λ - сочинник тертя в круглій трубі, e - довжина труби в метрах, $F = \frac{\pi d^2}{4}$.

Відкинувши у другому рівнянні малу величину $\frac{1}{\mu^2} - 1$, одержимо:

$$H = (1 + \lambda \frac{e}{d}) \frac{v^2}{2g}$$

З цих двох рівнянь виходить:

$$v = 44294 \sqrt{\frac{H}{e} \cdot \frac{d}{\lambda}}$$

$$Q = 34745 \sqrt{\frac{H d^5}{e \lambda}}$$

$$d = 0.6073 \sqrt[5]{\frac{Q^2 e \cdot \lambda}{H}}$$

Сочинник λ , згідно *Weisbach*, має для нових гладеньких труб таке значення:

$$\lambda = 0.01439 + \frac{0.009474}{\sqrt{v^2}}$$

Відсіля для ріжних v можемо написати:

$$v = 0.5 \quad 1.0 \quad 1.5 \quad 2.0 \quad 2.5$$

$$\lambda = 0.0278 \quad 0.0239 \quad 0.0221 \quad 0.0211 \quad 0.0204$$

$$v = 3.0 \quad 4.0 \quad 5.0 \quad 6.0$$

$$\lambda = 0.0199 \quad 0.0191 \quad 0.0187 \quad 0.0183$$

Згідно Darcy: $\lambda = 0.01989 + \frac{0.0005078}{d}$,

де d в метрах.

Значіння λ , вираховане для ріжних поперецників d , приводяться в ріжних справочниках. / Технічну роботу з водарством. 192/.

Коли труба закривлена лучем α , і коли α означає осередній кут цього закривлення, тоді страта натиску від цього закривлення буде:

$$\zeta = \xi \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{\alpha}{90} \text{метр;}$$

$$\text{де } \xi = 0.151 + 1.847 \left(\frac{d}{R} \right)^{\frac{1}{2}};$$

Для циліндричних труб при ріжних відношеннях $\frac{d}{2R}$ значіння ξ , таке:

$$\frac{d}{2R} = 0.1 \quad 0.2 \quad 0.3 \quad 0.4 \quad 0.5$$

$$\xi = 0.131 \quad 0.138 \quad 0.158 \quad 0.206 \quad 0.294$$

$$\frac{d}{2R} = 0.6 \quad 0.7 \quad 0.8 \quad 0.9 \quad 1.0$$

$$\xi = 0.440 \quad 0.661 \quad 0.977 \quad 1.408 \quad 1.979$$

При існуванні закривлень треба написати:

$$H = \left(1 + 0.5 + \xi \cdot \frac{\alpha}{90} + \lambda \cdot \frac{L}{d} \right) \frac{v^2}{2g}$$

і відсіля вже знаходити спробами величину v .

Водопроводні труби виробляють завжди з поперецниками певних розмірів / наприклад $d=600$ мм., 650 мм., 700 мм./ тому обрахунки часто роблять так, що задається якимсь розсіком труbi і провіряють, яка при даному H буде скорість v , і чи пройде при ній через трубу відток Q .

Приклад. Пропустити через дві рівнобіжних простири труби відток $Q = 6 \cdot 0 \text{ м}^3/\text{сек.}$ при довжині труб $L = 16 \text{ м.}$, а натиску $H = 3 \text{ метра.}$

Через одну трубу пройде відток $\frac{Q}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ м}^3/\text{сек.}$; теоретична скорість v_t протікання через трубу буде

$$v_t = \sqrt{2gH} = \sqrt{19.62 \cdot 3} = 6.77 \text{ м/сек.}$$

в дійсності скорість v буде менша; приймемо $v = 6 \text{ м/сек.}$ При такій скорості поле труби $F = \frac{Q}{v} = \frac{3}{6} = 0.5 \text{ м}^2$ Поперечник такої труби d буде $= 0.8 \text{ метра} / 800 \text{ мм.}/.$

Нехай вступ в трубу буде закруглений, тоді сочінник втері при вході буде $= 0.1$.

Як по Weisbach, у, для $v = 6 \text{ м/сек}$ буде $= 0.0183$.

Повна страта натиску буде:

$$H_s = \left(1 + 0.1 + 0.0183 \frac{16}{8}\right) \frac{6^2}{19.62} = 2.69 \text{ м.}$$

Ця страта вийшла меншою від натиску $H = 3 \text{ м.}$, але різниця не велика, - і тому цей розмір труби можна залишити, бо для слідувального меншого розміру $d = 750 \text{ мм}$ для пропуска $Q = 3 \text{ м}^3/\text{сек}$ необхідно було б уже мати натиск $H = 3.7 \text{ метра} > H$.

Коли вода пропускається не через трубу, а через штоллю /тулье/ з будь яким поперечним розсіком, тоді знову нахадження розмірів тунеля провадиться в такий спосіб: намічають поперечний розсік тунеля, з яким буде протікання всди: без натиску, чи під натиском, і провіряють розміри принятого розсіку. Хід цих розрахунків найкраще з'ясуємо на прикладах.

Приклад I. Через тунель з бетоновою облицювкою, який має спад $J = 0.0007 / 0.7 \%$ треба пропустити відток $Q = 45 \text{ м}^3/\text{сек.}$ Скорість v не повинна бути більше 2.5 м/сек. , а поперечний розсік цілого профілю тунеля - не більше 22 м^2 .

Із гіdraulики відомо, що в трубчастих водоводах найбільший відток і найбільша скорість відповідають не цілому заповненню профіля, а заповненням до ріжних висот, при чому Q_{max} буде при більшому заповненню, чим v_{max} . З цього виходить, що найбільша скорість буде не тоді, коли проходить Q_{max} , а при меншому відтоці.

Припустимо, що при проходженні Q_{max} нас скорість v буде $= 2.20 \text{ м/сек.}$; тоді поле живого розсіку буде:

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{45.00}{2.20} = 20.5 \text{ м}^2$$

Otto Streck. Aufgaben aus dem Wasserbau

Проф. Іван Г. Шовгенів. Гидротехника, ч. I

II.

Підберемо тепер такий профіль, щоб живий розсік \mathcal{F} був 20.5 м^2 , повний профіль $\mathcal{F} = 22 \text{ м}^2$, а скорість v_{max} при проходженні відтока меншого від Q була б $\leq 2.5 \text{ м/сек.}$.
Приймемо профіль такого вигляду, як на рис. I54. Для нього

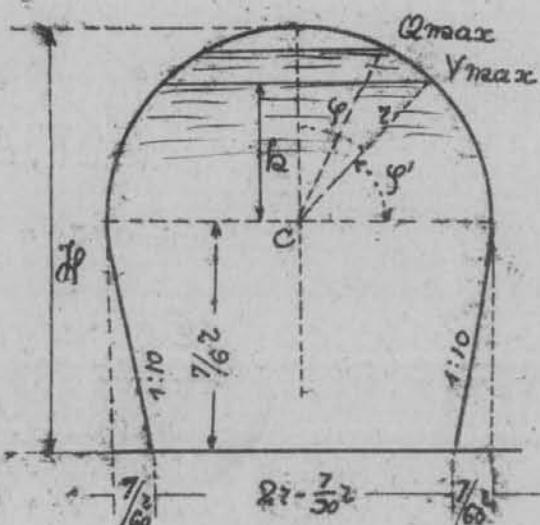


Рис. I54

поле повного розсіку буде:

$$\mathcal{F} = \frac{\pi \cdot r^2}{2} + \frac{1}{2} \left[2r + \left(2r - \frac{7}{30} r \right) \right] \frac{7}{6} r \approx 3.77 r^2$$

Відсіля

$$z = \sqrt{\frac{2\mathcal{F}}{3.77}} = 1.03 \cdot 2.446 \cdot r$$

Приймемо $r = 2.40 \text{ м.}$

Численні попередні обслідування профіля з такими відношеннями його частей показали, що для нього найбільша скорість буде при глибині води над порогом $\frac{5}{6} H$; а найбільший відток при глибині $= \frac{3}{14} H$.
Для нашого профіля при $r = 2.40 \text{ м.}$

$$\text{найбільша глибина для } v_{max} = \frac{5}{6} \left(r + \frac{7}{6} r \right) = 4.54 \text{ м.}$$

$$\text{" " " } Q_{max} = \frac{15}{14} \left(r + \frac{7}{6} r \right) = 4.89 \text{ м.}$$

При цих величинах живий розсік \mathcal{F} для Q_{max} буде $\mathcal{F} = \Phi -$
- сегмент $= 3.77 r^2 - \frac{r^2}{2} \left(\frac{24}{180} \pi - \sin 24^\circ \right) = \frac{r^2}{2} \left(\frac{2}{90} \pi - \sin 24^\circ \right)$

Змочений периметр при Q_{max} буде:

$$P = 2r - \frac{7}{30} r + 2 \sqrt{\left(\frac{7}{6} r \right)^2 + \left(\frac{7}{60} r \right)^2} + 2 \frac{\pi r \varphi'}{180^\circ} = 4.087 r + \frac{\pi r}{90} \varphi'$$

$$\cos \varphi = \frac{h}{r}; \quad \varphi' = 90^\circ - \varphi$$

для φ_{\max} будемо мати $h = 4.82 - \frac{r}{6} r = 4.82 - 2.80 = 2.02$ м.

$$\cos \varphi = \frac{h}{r} = \frac{2.02}{2.40} = 0.841; \quad \varphi = 32^\circ 45'; \quad 2\varphi = 65^\circ 30'$$

$$\sin 2\varphi = 0.910; \quad \varphi' = 57^\circ 15'$$

$$F = \frac{\pi^2}{2} \left(\frac{32^\circ 45'}{90^\circ} \cdot 3.14 - 0.910 \right) = 21.02 \text{ м}^2$$

трохи більше, чим 20.5 м^2 .

Повне $F = 21.72 \text{ м}^2 < 22.0 \text{ м}^2$, тобто величина F виявляється не 2.416 , а з округленням 2.40 м.

Підводний периметр P при наших величинах = 14.59 м.

$$\text{гидравличний радіус } R = \frac{F}{P} = \frac{21.02}{14.59} = 1.44 \text{ м}; \sqrt{R} = 1.20 \text{ м.}$$

Сочинник тертя для бетона $\gamma = 0.30$; для такого сочинника γ' та для радіуса $R = 1.44$ метра, сочинник скорості C для взора $V = C \sqrt{R}$ буде = 69.5 з таблиць *Bazin*, а ^{x/}.

$$\text{тепер } V = 69.5 \sqrt{1.44 \times 0.0007} = 2.21 \text{ м/сек.}$$

отже, $V < V_{\max}$, яке = 2.5 м/сек.

$$\text{Відток } Q = V F = 2.21 \times 21.02 = 46.5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Цей відток трохи більше заданого, що є $45 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Провірююмо тепер, яка буде найбільша скорість при вибра-ному профілю для глибини $h = 4.34$ м

$$\text{При такій глибині } h = 4.34 - \frac{r}{6} r = 4.34 - 2.80 = 1.54 \text{ м.}$$

$$\cos \varphi = \frac{h}{r} = \frac{1.54}{2.40} = 0.642; \quad \varphi = 50^\circ 4'; \quad 2\varphi = 100^\circ 8'$$

$$\sin 2\varphi = 0.984; \quad \varphi' = 39^\circ 56';$$

$$F' = 21.72 - 2.20 = 19.52 \text{ м}^2$$

$$P' = 13.14 \text{ м}; \quad R' = \frac{F'}{P'} = \frac{19.52}{13.14} = 1.48 \text{ м.}$$

^{x/} *Tolman. Основи водного і каскадного оброблення.* Стор. 60

$$\sqrt{R'} = 1.216; c' = 69.8$$

$$\text{Бідсіля } v_{max} = c' \sqrt{R' J} = 69.8 \sqrt{1.48 \times 0.0007} = 2.24 \text{ м/сек} < 2.50 \text{ м/сек}$$

Таким чином, найбільша скорість не перевищує ту, яка нам задана.

Коли б ми хотіли досягнути того, щоб найбільший відток не перевищував $45 \text{ м}^3/\text{сек}$, тоді можна було б:
 1/ або зменшити спад J так, щоб Φ стало $= 45 \text{ м}^3/\text{сек}$,
 2/ або трохи зменшити профіль тунеля.

$$\text{У першому випадку } v \text{ при } Q_{max} = \frac{45.0}{21.02} = 2.14 \text{ м/сек}$$

$$\text{а спад } J = \frac{v^2}{c^2 R} = \frac{2.14^2}{69.5^2 \times 1.44} = 0.000658 < 0.0007$$

У другому випадку, залишаючи при Q_{max} скорість v майже попередню $= 2.2 \text{ м/сек}$, одержимо, що

$$F = \frac{45}{2.2} = \approx 20.5 \text{ м}^2$$

Раніше нами була вирахувана площа $F = 21.02 \text{ м}^2$.
 Щоб найти луч цвого розсіку, приймаємо, що загальні поля відносяться як квадрати лучів:

$$\frac{F_1}{F_2} = \frac{\zeta_1^2}{\zeta_2^2}; \quad \zeta_2^2 = \zeta_1^2 \frac{F_2}{F_1}$$

$$\text{Бідсіля } \zeta_2^2 = 2.40 \text{ м}^2 \frac{20.50}{21.02}; \quad \zeta_2 = \approx 2.37 < 2.40$$

При такому $\zeta = \zeta_2 = 2.37$ м. найдемо:

$$h = 2.0 \text{ м}; \cos \varphi = 0.844; \varphi = 32^\circ 26'; 2\varphi = 64^\circ 52'$$

$$\sin 2\varphi = 0.905; \varphi' = 57^\circ 34'; F = 20.57 \text{ м}^2 (\text{більше } 20.5 \text{ м}^2)$$

$$\Phi = 21.20 (< 22.0 \text{ м}^2); R = 14.45 \text{ м}; R = 1.42 \text{ м.}$$

$$\sqrt{R} = 1.19; C = 69.5; v = c \sqrt{R} J = 2.19 \text{ м/сек.}$$

$$Q = 2.19 \times 20.57 = 45.0 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

При першому підрахунку скорість v при Q_{max} була $= 2.21 \text{ м/сек}$
 а Q_{max} скорість $= 2.24 \text{ м./сек.}$ Очевидно, що при новому

розвіку скорість V_{max} буде близькою до 2·20 м/сек, се б
то не дійде до наміченої граничної скорості $v = 2\cdot5$ м/сек
Всі поставлені умови задоволено.

Приклад 2. Найти, який відток може пропустити кам'яний, гладенько цементований тунель довжиною 100 метрів при натиску над осередком розсіку $H = 20$ метрів. Поперечний розсік тунеля має форму простокутника ширину 1 м., висотою 1·25 м., перекритого круговим склепінням з луком $\gamma = 0\cdot5$ метра.

Канал має два закруглення під кутами по 90° , луч обсях закруглень $\rho = 2$ м.

$$\text{Поперечний розсік тунеля } \Phi = 1\cdot25 + 0\cdot39 = 1\cdot64 \text{ м}^2.$$

$$\text{Змочений обвід } \mathcal{Z} = 3\cdot50 + 1\cdot57 = 5\cdot07 \text{ м.}$$

$$\text{Гидравличний радіус } R = \frac{\Phi}{4} = 0\cdot32 \text{ м.}$$

$$\text{Сочинник страти натиску при вході } \xi_1 = \frac{1}{\mu^2} - 1; \text{ для тунелів } \mu = 0\cdot78; \frac{1}{\mu^2} - 1 = 0\cdot64.$$

Сочинник страти натиску на закругленню для простокутного каналу, у якого ширина = a , буде:

$$\xi_2 = 0\cdot124 + 3\cdot104 \left(\frac{a}{2\rho} \right)^{3\cdot5} = 0\cdot148$$

$$\text{або круглого } 0\cdot15 \quad 2\xi_2 = 0\cdot15 \times 2 = 0\cdot30$$

Сочинник страти натиску по всій довжині тунеля

$$\xi_3 = \lambda \frac{\ell}{2}, \quad \text{для круглих труб}$$

$$\lambda \frac{\ell}{4R} \quad \text{для розсіків іншої форми.}$$

Для водоводів /напр. тунелів/ з великими розсіками

$$\lambda = 8g \left[\alpha \left(\beta + \frac{\gamma}{\sqrt{R}} \right) \right]^2$$

де $\alpha = 0\cdot0155$; $\beta = 1$; γ для гладеньких стінок = $0\cdot16$.

$$\text{Отже, } \lambda = 8 \times 9\cdot81 \left[0\cdot0155 \left(1 + \frac{0\cdot16}{\sqrt{0\cdot32}} \right) \right]^2 = 0\cdot017$$

$$\xi_3 = \frac{0\cdot017 \times 100}{4 \times 0\cdot32} = 1\cdot33$$

Тепер можемо написати:

$$H = \left(1 + \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 \right) \frac{v^2}{2g}$$

$$Q = (1.0 + 0.64 + 0.30 + 1.33) \frac{v^2}{2g} = 3.27 \frac{v^2}{2g}$$

$$v^2 = \frac{2g \cdot Q}{3.27} = 120$$

$$v = \sqrt{120} \approx 11 \text{ м/сек.}$$

Відток $Q = v \Phi = 11 \times 1.64 = \approx 18 \text{ м}^3/\text{сек}$

Товщина стінок металевих труб, що мусять витримувати внутрішній тиск до 15 атм. вираховується зі взорів:

$$\delta = \frac{d}{2} \left(\sqrt{\frac{K_z + 0.4P}{K_z - 1.3P}} - 1 \right) + c \quad \text{сантиметрів,}$$

де δ - товщина стінки,

d - поперечник труби,

K_z - допущене навантаження на розтягання в кілограмах на кв.сант.,

P - внутрішнє манометричне тиснення в атмосферах /1.033 кіл/см²/,

c - окремий сочинник, ріжний для ріжних труб.

Значення для K_z і для c для ріжного матеріалу такі:

для чавунних труб $K_z = 200 - 250 \text{ к/см}^2$
 $c = 0.5 - 0.7 \text{ сант.}$

для залізних та сталевих труб,

подовжний шов яких зварений $K_z = 100 \text{ к/см}^2$

в іритик $c = 0.1 - 0.2 \text{ см.}$

Для тих же труб, подовжний шов $K_z = 200 - 400 \text{ к/см}^2$
у яких зварений в нахлестку $c = 0$

для тих же труб, зварених спирально $K_z = \text{до } 800 \text{ к/см}^2$
 $c = 0$

для тих же труб без шва, цільно $K_z = 1800 \text{ к/см}^2$

тягнутих $c = 0$

Товщину чавунних труб при тисненню $\bar{P} = 10 \text{ атм.}$ можна брати по таких взорах:

$$\delta = \frac{1}{60} d + 0.7 \text{ см} \quad \text{при доземній відливці}$$

$$\delta = \frac{1}{50} d + 0.9 \text{ см} \quad \text{при поземній відливці.}$$

Розміри всіх деталей труб та їх з'єднань даються в справочниках *Hütte*, *Pravodicei* т.п.

§ 36. ШИРОКІ ВОДОСПУСКИ В ТІЛІ ГРЕБЛІ.

Водоспуск в тілі греблі уявляє відтулину, яка має дно близько до dna долини. Такий водоспуск буває тільки при малих греблях, коли через водоперелив не можна пропустити високу воду. Для того, щоб греблю не розміло, необхідно правильно вирахувати ширину відтулини.

Націнення цієї ширини робиться в ріжні способи.

I. Водоспуск часто розглядається, як затоплений водоперелив з тонкою стінкою /рис. I55/; над са-

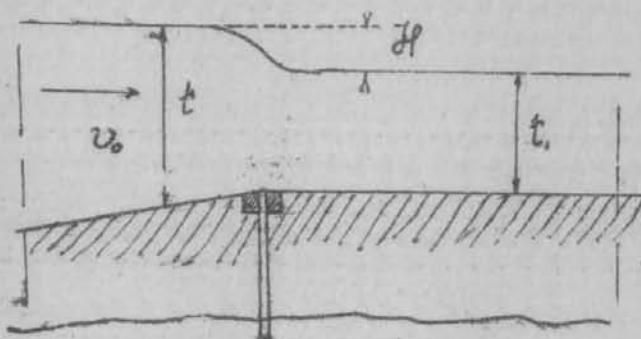


Рис. I55

мим порогом водоперелива утворюється перепад води висотою H .

При ширині водоспуска = b , можна написати такий взір

$$Q = \frac{1}{2} C_1 b \sqrt{2g} \left[\left(H + \frac{v_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{v_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right] + C_2 b C_1 \sqrt{2g} \left(H + \frac{v_0^2}{2g} \right)$$

в цьому взорі Q - відомий нам відток; C_1 - сочінник відтоку для повного водоперелива, C_2 - для затопленої частини; C_2 беремо часто = C_1 , і вираховуємо по взору *Всі петцінні*.

$$C_1 = C_2 = 0.702 - 0.226 \sqrt{\frac{H}{3}} + 0.1845 \left(\frac{t}{t+H} \right)^2$$

b - ширина водоспуска, яку треба найти,

H - висота перепада, якою задаємося; для неї беремо значення $H=0.10 - 0.25$ м.

v_0 -скорість підходу води до водоспуска, яка рівна $\frac{F}{F}$, де F - поле живого розсіку перед водоспуском.

2. Поріг водоспуска майже завжди буває широким, а через те наїдений вище взір може дати значення для b , які

в дійсності не задоволяють вимозі пропуска води при до-
пушенному тиску.

Більше буде до дійсних умов, коли ми станемо розглядати
водоспуск, як водоперелив з широким порогом /по Bress, у,
або Бехметеву/.

Перед самим водоспуском /рис. I56/ буде піднесення води

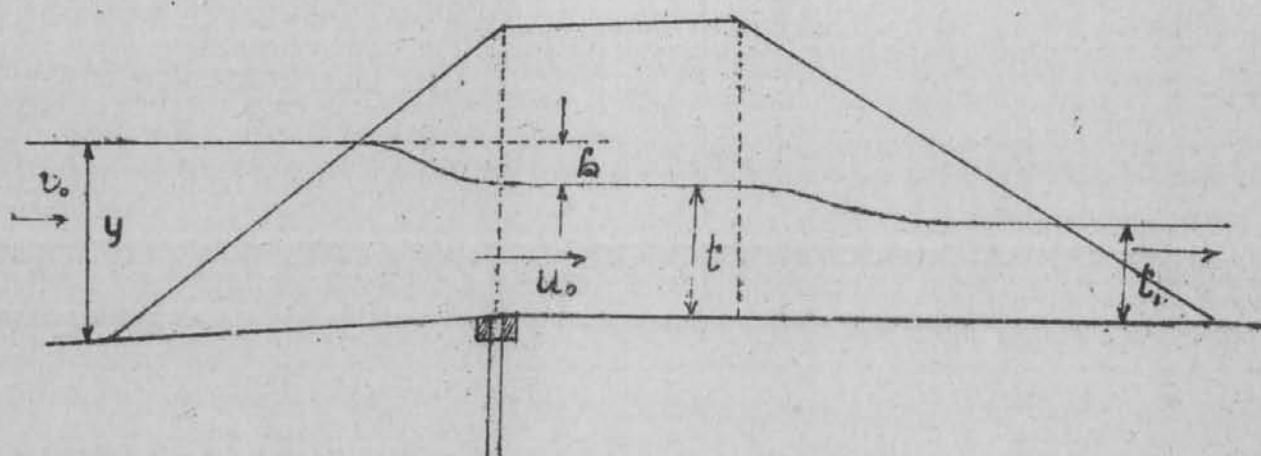


Рис. I56

на величину h , так що вся глибина перед водоспуском буде y .

В межах самого водоспуска можна приняти рух усталений і рівномірний при скорості його u_0 ; глибина t , згідно гіпотезі Bress'a мусить установитися така, щоб відток був найбільший.

Для усталеного руху відток

$$q = m b t u_0 = m b t \sqrt{2g(y + \frac{v_0^2}{2g}) - t},$$

де b - ширина водоспуска, який приймаємо простокутним.
З останнього рівняння маємо:

$$q^2 = m^2 b^2 t^2 2g (y + K - t)$$

$$\text{де } K = \frac{v_0^2}{2g} \quad ; \text{ відсіда } \frac{q^2}{m^2 b^2 2g} = t^2 (y + K - t)$$

відток q є функція від t ; найбільше значення для q
при змінних t найдемо, прирівнявши до нуля першу похідну
від q по t :

$$\frac{d[t^2(y+\kappa-t)]}{dt} = 0$$

$$2ty + 2t\kappa - 3t^2 = 0$$

відсіля $3t = 2(y+\kappa)$; $t = \frac{2}{3}(y+\kappa)$

$$Q_{\max} = Q = \frac{2}{3} m b (y+\kappa) \sqrt{2g \frac{y+\kappa}{3}}$$

Скорість $u_0 = \sqrt{2g(y+\kappa-t)} = \sqrt{2g} \frac{y+\kappa}{3}$

$$u_0^2 = 2g \frac{y+\kappa}{3}; y+\kappa = \frac{3u_0^2}{2g}; y = \frac{3u_0^2}{2g} - \frac{u_0^2}{2g} \dots (\alpha)$$

$$Q = \frac{2}{3} m b \frac{3u_0^2}{2g} \cdot u_0 = \frac{m \cdot b u_0^3}{g} \dots (\beta)$$

$$u_0 = \sqrt[3]{\frac{Qg}{mb}} \dots \dots \dots (\gamma)$$

$$b = \frac{Qg}{mu_0^3} \dots \dots \dots (\delta)$$

Таким чином, ширину водоспуска b , що потрібна для пропуска відтока Q , найдемо з останнього взору, коли будемо знати сочинник m і скорість протікання u_0 по самому водоспуску.

Сочинник m необхідно взяти з попередніх досвідів, а скорість u_0 треба вибрати в залежності від матеріалу водоспуска. Сочиннику m можна надавати такі значення:

а/ по *Ланчек*

Коли бокові устої закруглені перед входом у водоспуск, тоді $m = 0.95$.

Коли устої скосені під тупим кутом $m = \dots \quad 0.90$
" " " простим кутом $m = \dots \quad 0.80$

б/ по *Cruizette-Безпояс* сочинник m змінюється не тільки в залежності від форми опор, але і в залежності від розміру просвіту водоспуска, як це показано нижче в таб-

лиці:

Характер окреслення опор	Сочинник μ при величині просвіту a в метрах.					
	10	30	50	60	80	100
Простокутники	0·79	0·86	0·90	0·92	0·97	0·99
Півциркульні, або рівнобіч- ні трикутники	0·85	0·90	0·93	0·94	0·97	0·99
Етянуті три- кутники або готичні криві	0·89	0·93	0·95	0·96	0·98	0·99

Для маліх водоспусків з конусами або відкосними крила-
ми $\mu = 0·85 - 0·90$.

Вибравши значення μ і a , находимо з рівняння / 5 / не-
обхідну ширину водоспуска .

§ 37. СМОКТОВІ ВОДОСПУСКИ /СИФОНИ/.

В сучасному будівництві гребель часто пристосовується принцип сифона для пропуску води з довільної глибини водозбірника.

При цих водоспусках, як і при інших, треба врахувати
скорість протікання води через сифон, а потім і відток
через нього.

Ці розрахунки переводять в такий спосіб:
Уявимо, що смоктовий водоспуск АСВ мусить переводити
воду із резервуара М в резервуар Н. Рівниця відміток
поверхні води в цих резервуарах h .

Теоретична скорість протікання води через сифон
буде, як відомо з гидравліки, така:

$$v_{\text{теор.}} = \sqrt{2g} h \text{ м/сек}$$

/загиблення кінців труби під поверхнями води не має
на скорість впливу, коли залишається без зміни./

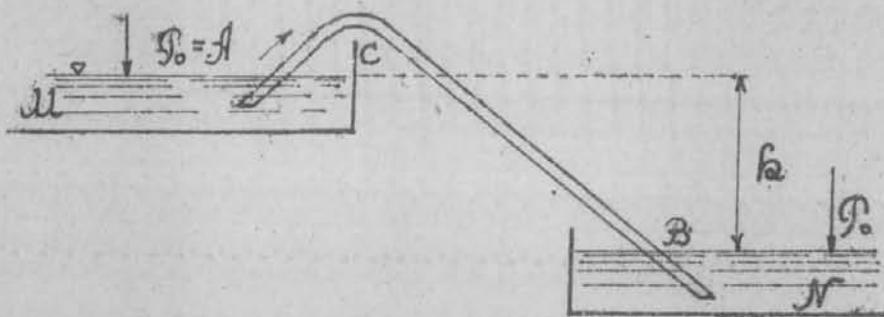


Рис. I57

Повна висота h відповідає $\frac{v_m^2}{2g}$.

Дійсна скорість буде меншою, завдяки ріжним спорам.
На поборення опорів буде витрачатися частина загального натиску h ; кожні окремі страти будемо, як це робили вже й раніше, визначати кількостю тієї висоти $\frac{v^2}{2g}$, яка потрібна на утворення дійсної скорости v .

Для сифону страти будуть такі:
I. При вступі води до труби $y_1 = \xi_1 \frac{v^2}{2g}$.

Коли початок сифона зробити розтрубом, тоді сочінник ξ_1

буде малим, не > 0.1 .

2. По довжині ℓ труби, при чому довжина труби міряється по осі її від однієї поверхні води до другої /а не від кінців труби/

$$y_2 = \xi_2 \frac{\ell}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad / d - \text{поперечник труби}/$$

3. в закритій сифоні

$$y_3 = \xi_3 \frac{v^2}{2g}$$

4. страту при виході води з сифона в резервуар можна, через її малість, відкинути.

Отже можемо написати:

$$h = \frac{v^2}{2g} + \xi_1 \frac{v^2}{2g} + \xi_2 \frac{v^2}{2g} + \xi_3 \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{або } h = \frac{v^2}{2g} \left(1 + \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 \right)$$

$$\text{відсіля } v = \sqrt{\frac{2gh}{1 + \xi_1 + \xi_2 + \xi_3}} \text{ м/сек.}$$

$$\text{Відток } Q = Fv = \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{\frac{2gh}{1 + \xi_1 + \xi_2 + \xi_3}} \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Одним з нових типів смоктового водоспуска являється водоспуск самочинний *Gregotti* /рис. I58/; цей тип

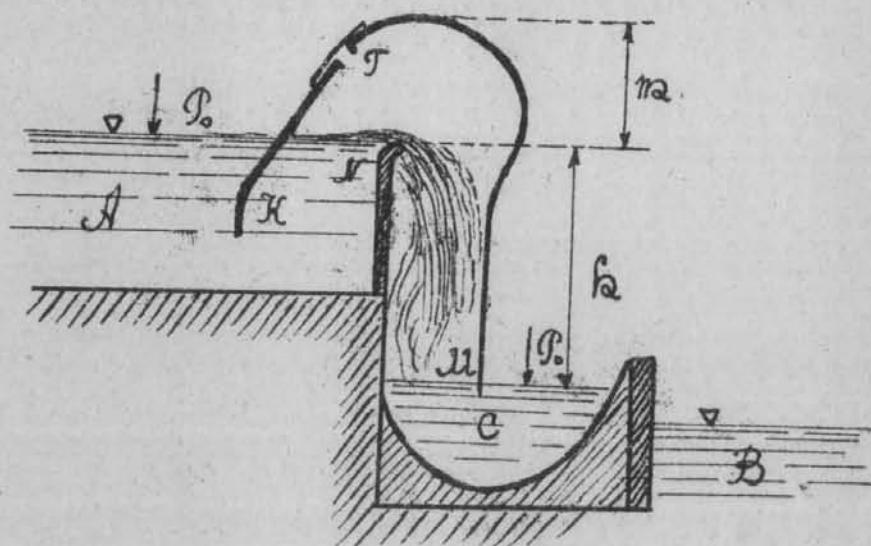


Рис. I58

появився спочатку в Італії, а тепер він поширюється скрізь. Діяння його полягає в наступному. Коли вода в резервуарі *A* піднесеться вище ребра *K*, то вона почне зараз переливатися в допоміжний резервуар *C* і закриє вихід труби *KT*. Після цього вода, переливаючися далі, захоплює з собою і частинки воздуха, який залишився в трубі *KT* і розріжає його. Завдяки цьому розріження, вода з резервуару *A* швидко заповнє всю трубу до самого вершка і починає переливатися повним розсіком аж доти, доки рівень води в *A* не опуститься нижче ребра *K*, або доки не буде відкрита нарочито відтулина *T*, куди міг би вступити воздух.

Для того, щоб цей водоспуск добре працював, треба, щоб і при хвилях кінець *K* не виступив з води, а для цього треба, щоб край *K* був заглиблений у воду приблизно на 1 метр.

Скорість протікання через цей водоспуск находять з рівняння:

$$v = \varphi \sqrt{2gh};$$

Сочинник φ при відношенні $\frac{m}{h} < 0.4$ по *Gregotti* коливається між 0.3 і 0.5; при вдалих відношеннях частей і окресленнях сифона цей сочинник по *Ziegler*, уходить до 0.6 і навіть до 0.8. Частіше усього беруть

$$\varphi = 0.5. \text{ Відтак } G \cdot F \cdot v = \varphi \cdot F \sqrt{2gh} = 0.5 F \sqrt{2gh} \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Таким чином, коли знаємо відток Q , та висоту перепаду h , то поле розсіку сифона чи ряду сифонів буде:

$$F = \frac{2Q}{\sqrt{2gh}} \text{ m}^2.$$

Теоретично висота перепаду h , при якій ще може працювати смоктовий водоспуск є 10·33 метра.

Коли труба водоспуска має одинаковий поперечник d , то ця висота h не мусить в дійсності переходити 8·9 метр.; але існуєтъ сифонні водоспуски і при спадах в 16 метръ в /Filex. Hydraulika/ стр. 409/, при чому тілько, щоб не утворилося розриву води в трубі, ця остання має по-перечник не сталий, а поволі зменшений од гори до низу /напр. від 0·8 метра до 0·6 метра в поперечнику/.

§ 38. КОНСТРУКЦІЇ ЗАКРИВАЧІК ТРУБИ МЕХАНІЗМІВ.

Біпуск води через водоспуски регулюється ріжного типу застівками. Коли натиск води невеликий / 2 метр/ то воду можна спускати дерев'яними трубами, а регулюючим воду механізмом є дерев'яний щит. Головна частина труби склоується, обробляється в ряму з вибраними четвертями, в яких і прилаштований похилий щит на дерев'яній осі /рис. I59/.

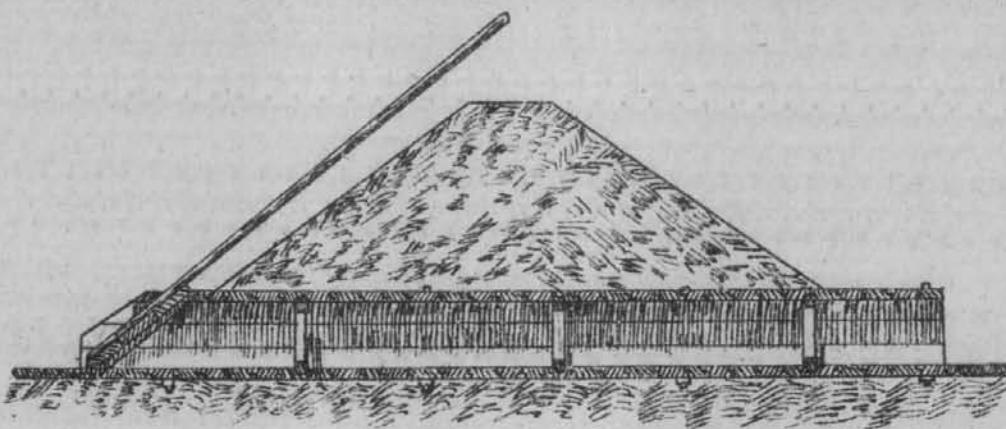
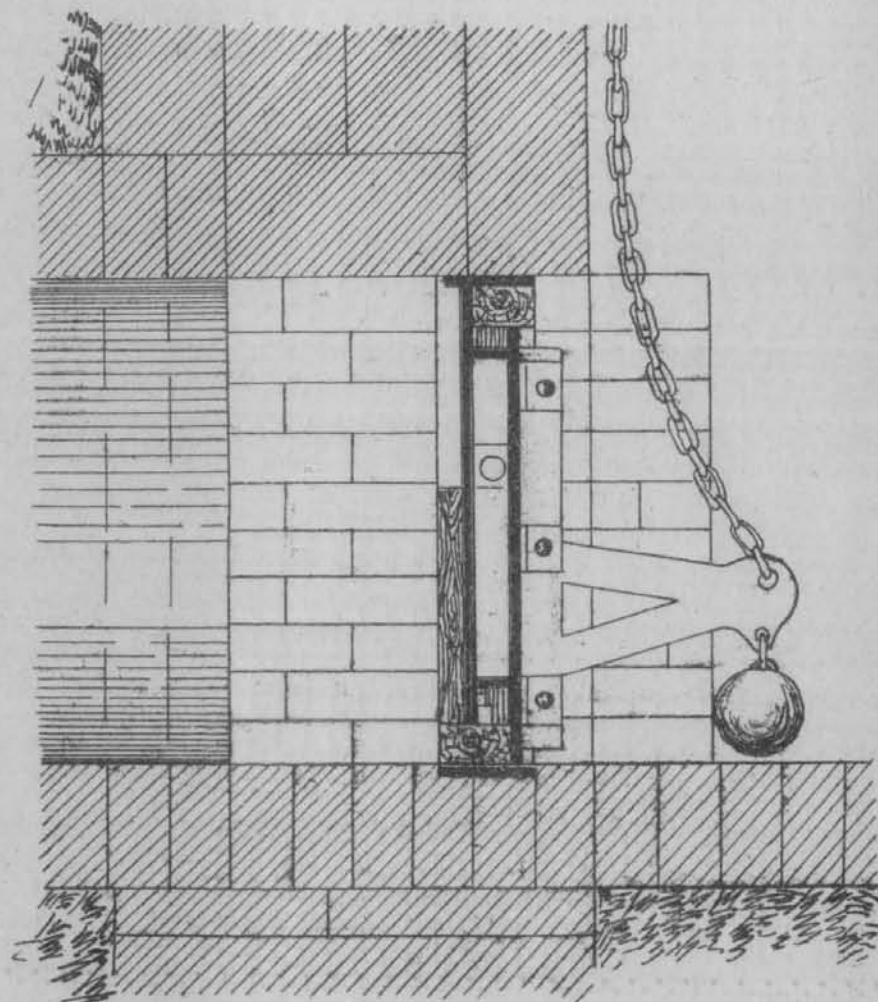


Рис. I59

Натискаючи на рукоятку щита, даєть вільний хід воді. Біля входу в трубу роблять шпунтову стінку, даючи довжину крилам не більшу 2 метрів. Цей примітивний механізм має той недостаток, що швидко псується льодом.

При міцніших, кам'яних трубах вживають для регулю-

вання випуску води ексцентричну засставку, яка обертається на поземій осі. Бісъ проходить вище центру щита і запускається в кладку шпунтової стінки./рис. I60/



Р и с. I60

Як видно з рисунка, з наводного боку щит-засставка має скобу, через яку пропускається ланцюг з грузилом. Коли ланцюг натягувати з гори, засставка обертається біля осі, і вода вливається в трубу; при вільному ж положенні ланцюга, засставка, через ексцентричне положення осі, вагу грузила і тиск на неї води, вертається в доземе положення, притискуючися до дерев'яної рами.

При солідних спорудах, коли для спуска води застосовують металеві труби, і самі заслонні механізми роблять міцнішими.

На рис. I61 показаний механізм для чавунної труби. Верховий кінець труби, загнутий до гори, обточужтъ цілком

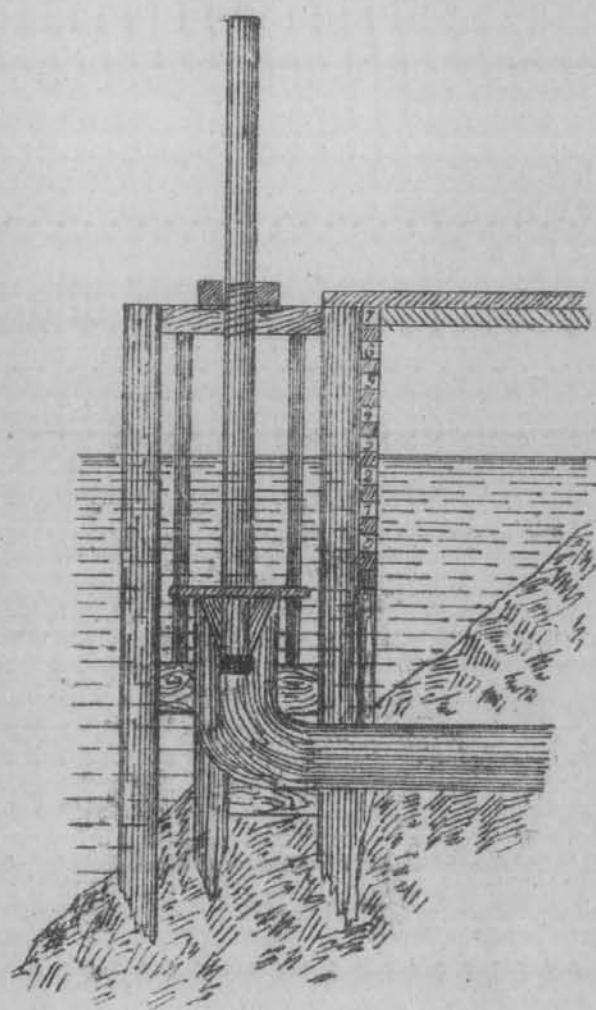


Рис. I6I

плеско; на цей кінець труби накладається теж обточена знизу чавунну плиту. Щоб щільніше плита прилягала до труби по крисах труби прокладений оловянний $\frac{1}{32}$ круг. Щоб воду повільно можна було випускати в трубу, знизу до плити-покришки приробляється дерев'яний перекинутий конус. Через конус і плиту проходить залізна кругла штанга, зачіплена знизу гайкою. Частина верхнього кінця штанги нагвинтована і також має гайку, обертаючи яку в той чи інший бік гаечним кінцем, можна повільно затуляти або відтуляти трубу. Загнуте догори коліно труби міцно затиснute поміж поперечинами між чотирма пальми. Штанга теж проходить між пальми через хомут, врубаний в насадки на пальях. Через хомут та поперечини пропущені два прогонича, які і служать направляючими для плити - покришки. Плита має приливи з дірками, через які також пропущені прогоничі;

отже цим самим центральне положення плити над трубою цілком забезпечене. З гребня греблі до випускного механізму перекинута кладка.

Для водоспускних труб великого діаметру або тих, які працюють під великим тиском, як правило, застосовується не менше двох затулкочих труб механізмів: один у верховій частині труби, другий - в низовій. Цим досягається крім безпечності ще й можливості вільно робити ремонт.

Як на приклад можна вказати на закриваючі трубу механізми на р. *Furkentz*, встановлені аж у трьох місцях: з на водного боку перед замурованим труби, за замурованням і на боці низовім. Для закриття труби з на водного боку служить заслінка, насажена на залізну вісь /рис. I62/

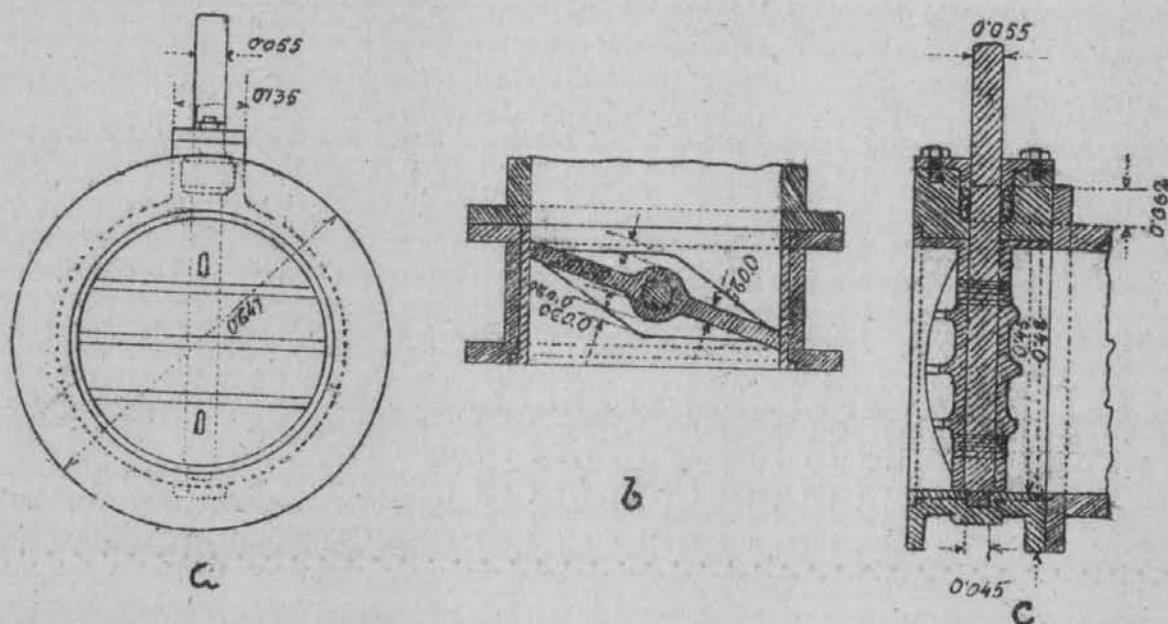


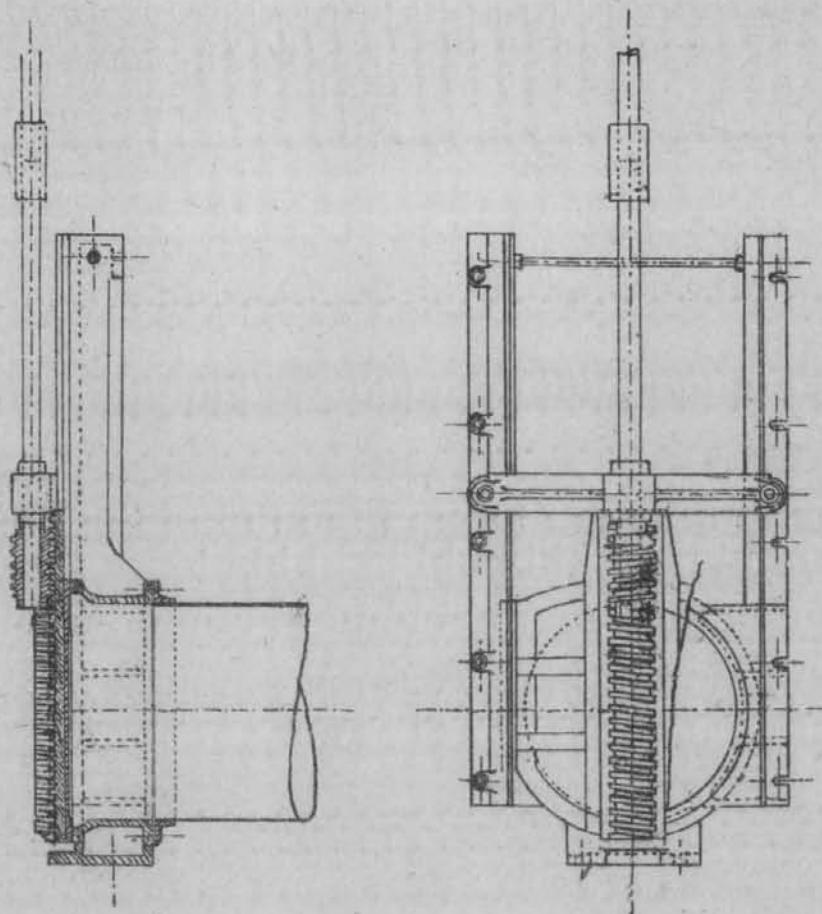
Рис. I62

На другому кінці осі є коло, сполучене з безконечним гвинтом, рухом якого в той чи пристилежний бік досягається відкриття або закриття заслону.

Але цей простий механізм можна застосовувати тільки для труб, діаметр яких не більше 400 мм.

Коли натиск доходить до 20 метрів, то застосовують ще мініші закриваючі механізми. Один з таких механізмів показаний на рис. I63.

Поле заслону по всій висоті має гвинтову нарізку. За цю нарізку зачіпляють витки веретена. Таєма ж гвинтова нарізка зроблена на нижнім кінці під'ємного стрижня.



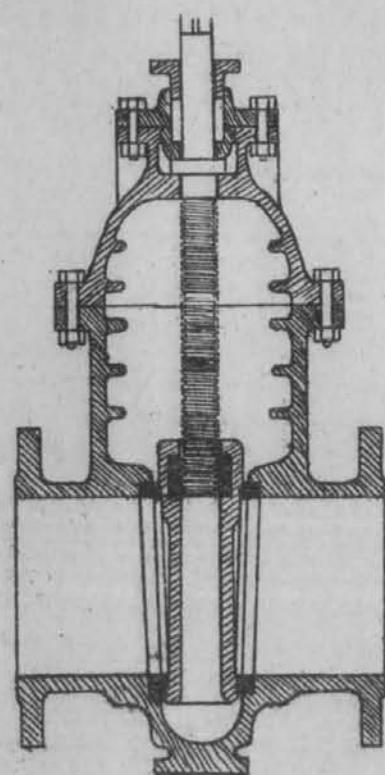
р и с. I63

Цю конструкцію можна застосувати тоді, коли можна сподіватися, що гвинтова нарізка не буде забиватися мулом і іншими нечистотами.

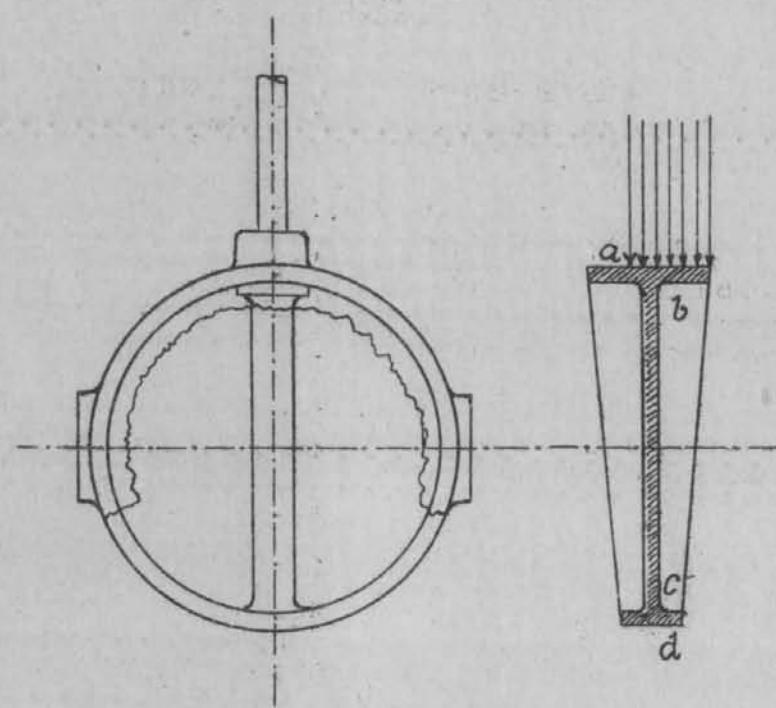
При натисках близьких до 20 метрів і діаметрах труб, більших 800 мм, описаний затуляючий трубу механізм недостатній. Досвідним шляхом встановлено, що цей механізм або дуже важкий або при легких конструкціях, під великим тиском води, гнететься.

Отже, праця з ним важка, і він заміняється механізмом, показаним на рис. I64. На веретені заслону сконструйоване особливое приспособлення /вказувач/, що показує положення заслону в трубі. Цей вказувач складається з двох дошок d_1 і d_2 , ріжно обробованих /напр. червонок барвою і біллою/ /рис. I65/. Одна з цих дошок, приміром d_1 , є нерухома, а друга / d_2 / може рухатись за помічкою зубчатих колес разом з заслоном. Коли дошки покривають одна одну - це означає, що труба цілком затулена.

Збільшення висоти напору і діаметру труб тягне за собою складніші механізми. Так уже для натиску, більшому

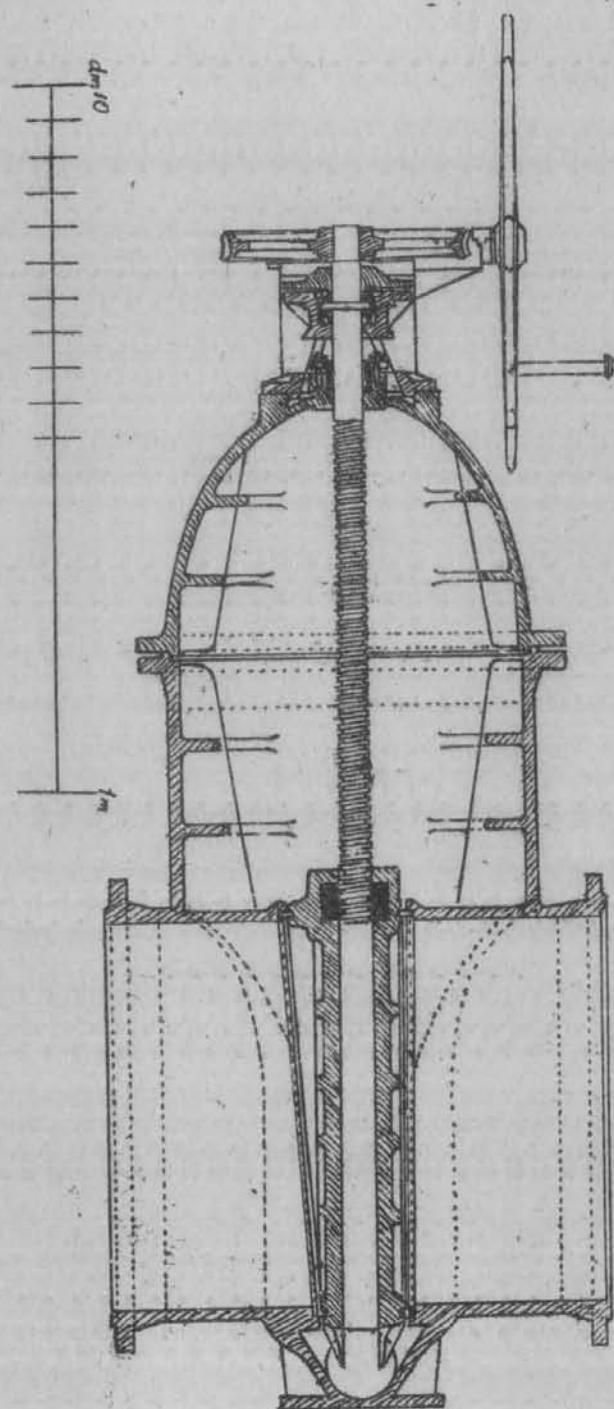


Р и с. I64



Р и с. I65

20 метрів і діаметру труби, більшому 800 мм, описаний вище механізм не годиться. На практиці встановлено, що цей механізм, відкритий до повної міри, зустрічає при русі опір, більший того, який знайдено теоретично. Найяскравіше це явище буде, коли механізм відкритий до 40 см. Рис. I66 дає уяву



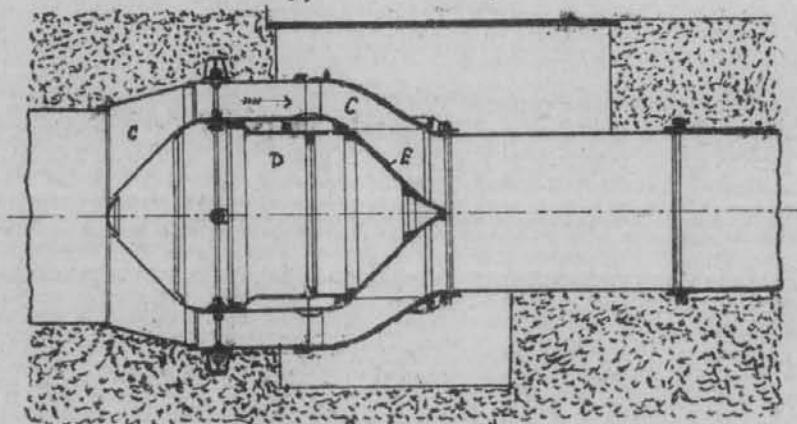
Р и с. I66

про закриваючий трубу механізм системи Форгеймера застосований на великому лабському водозбірнику. У дзоні об

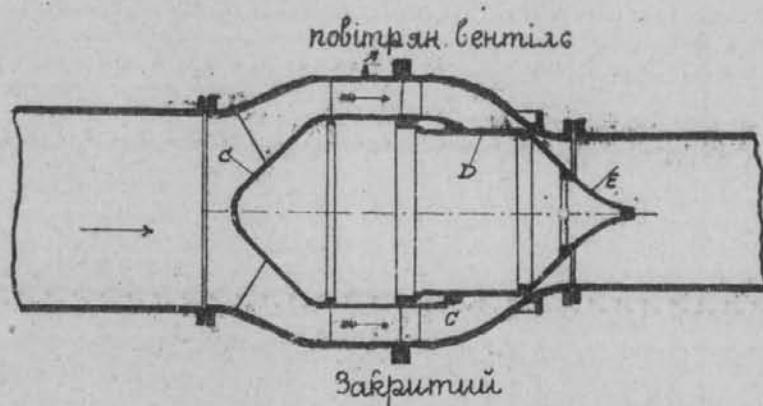
разній камері міститься нагвинтований стрижень, який своїми витками захоплює витки заслону, що рухається на сталевих кульках. Рух від рукояті на колесі передається системою зубчатих передач стрижні.

За останні часи при великих натисках усе частіше застосовують заслони /або вентіль/ системи *Carron-Johnson* а. Конструкція цього вентіля в головних рисах а така /рис. I67 і I68/: в трубі, яка веде воду під натиском, зроблено

дужинок спланції



Р и с. I67



Р и с. I68

в одному місці розширення; pole його буває в I·5 - I·7 разів більше розсіку труби. В цьому розширенні приміщено валцове тіло з двома стіжковими приставками; частина тіла С скріплена нерухомо з розширенням трубок, а друга половина його може рухатися телескопично в першій частині. При допомозі двох крантів на трубках, що підходять до внутрішнього тіла вентіля в частині С і В можна перевести такі маніпуляції: I/ частину В з'єднати з натиснутим водою, а частину С з повітрям, або з водою без натиску, тоді права половина осереднього тіла посунеться вліво, тоді з простору С витече на волю; вода в трубі буде мати

вільний хід зліва направо /рис. 167/.

2/ Частину В з'єднуємо з повітрям, а С з натиснутою водою при цьому права половина тіла посунеться направо, закріє трубу і припинить протікання води /рис. 168/.

На Ніагарі такі вентілі зроблено шириною в 6·4 м. Такі ж вентілі проектировані проф. Александром для електроцентралі на Дніпровських порогах.

§ 39. КОНСТРУКЦІЯ ВОДОПЕРЕЛИВІВ.

Водоперелив представляє собою канал, яким відводиться з водозбірника вода, що піднялася вище ординару. Більшість випадків таким каналом може бути природна лощина - в більшості ж це штучне спорудження - на вмисне викопаний канал. Незалежно від того, чи буде водопереливом лощина чи штучна канава - ту і другу треба укріпити, інакше вода їх скоро розміє, і вони перетворяться в діяльний яр і загрожуватимуть зруйнуванням головцій споруди - греблі.

По способу закріплення і матеріалу, який при цім вживають - конструкції водопереливів розпадаються на:

- 1/ водопереливи, зміцнені тинами / лісами /,
- 2/ водопереливи дерев'яні,
- 3/ водопереливи муровані,
- 4/ муровано-бетонові і
- 5/ залізобетонові.

1/ Водопереливи, зміцнені тинами. Найпримітивнішим штучним водопереливом є водоперелив, зміцнений тинами. Канаву копають звичайно з подуторними відкосами. Коли канава виходить глибокок, то щоб збільшити міцність відкосів, через кожні 1·07 метра по висоті залишають 0·27 м. берми. Дно канави спадає рідком поземих терас, яким надають такі розміри: першу террасу не роблять короччою ширини корони греблі, а слідуючі не короччі 2 метрів; пороги або сходи роблять по 0·35 метра. Тини, які зміцнюють усю споруду, ставять упоперек водопереливу на 1 метр один від одного, але з таким розрахунком, щоб на кожний поріг припадав тин /рис. 169/.

Після того, як канаву викопають, в місцях, де будуть ставити тини, впоперек канави проколюють невеличкі канавки до 0·35 метра завширшки, врізуячи їх у відкоси не менш як на 0·75 метра. У цих канавках через кожні 0·30 м. сажальним кілком пробивають ямки, в які і забивають 0·07 м. кілки. Забивають кілки на половину їх довжини.

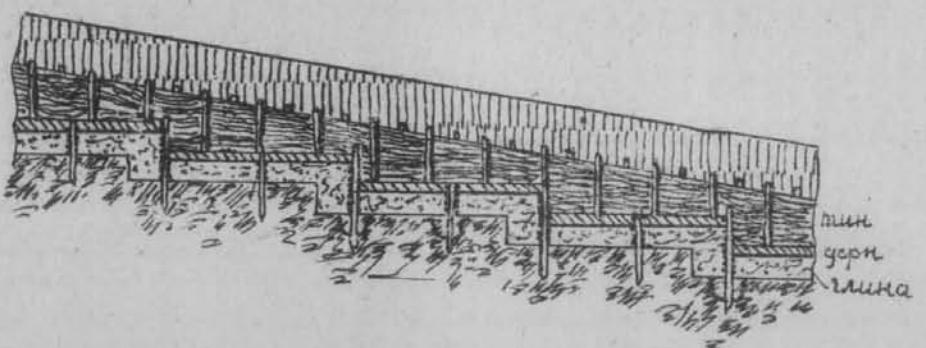


Рис. I69

При забиванні дубові кілки чергають з вербовими. Кілки забивають по рівні і вершечки їх підіймаються над землею на 0·09 м. У плані лінія кілків вигинається вгору очима на 2·5 м. Тини городять в одну хворостину, кладучи товстий хворост наспід. Хворост вживався свіжий, обчуяний від малих гілячок.

На площинки терас насипається тонким шаром глина перемішана з гноєм /гноє більше, ніж глини/ і добре утрамбовується. Коли площинки терас широкі, то городять повздовжні тинки, якими і розділяють текучий водяний шар пополам, чим і досягають одноманітної товщини водяного шару.

Відкоси канави також змінюють тинами, ставлячи їх одночасово з тинами поперечними, з якими вони перехрещуються. Кілки забивають пожило вздовж відкосу. Берхня лінія тину йде рівнобіжно до загального спаду канави, підіймаючись над серединою терасової площинки на 0·60 - 0·75 м.

Терасові площинки вимощуються камінням на гною /тичком/ або викладаються деревом в перевязку, який по діагоналях пришпильється кілочками. Иноді і відкоси теж обдерновують на 0·60 - 0·75 метра заввишки. Низову частину водоперелива, з якої завжди починається розмивання, змінюють тим, що вихід до дна яру вистилакть хворостом, верховіттям проти води. Хворост через кожний метр змінюють гнітами.

2/ Д е р е в'я н і в о д о п е р е л и в и .

Головні частини водоперелива - флятбет, розширені голови і хвостова частина і доземі криси ящика.

Флятбет складається з двох підлог - поземої - так званої понурої підлоги і похилої - зливної підлоги. При

загальному спаді дна до 4 метрів - зливну підлогу роблять з спадом 1:2, при загальному ж спаді більшому 4 метрів підлогу роблять перепадами. Приблизно на відступі від краю до 4 метрів, там де понура підлога переходить до зливної, назначають поріг водопереливу, під яким, прямою до осі споруди, проходить шпунтовий ряд. По лінії шпунтового ряду /рис. I70/ по обидва боки від осі від-

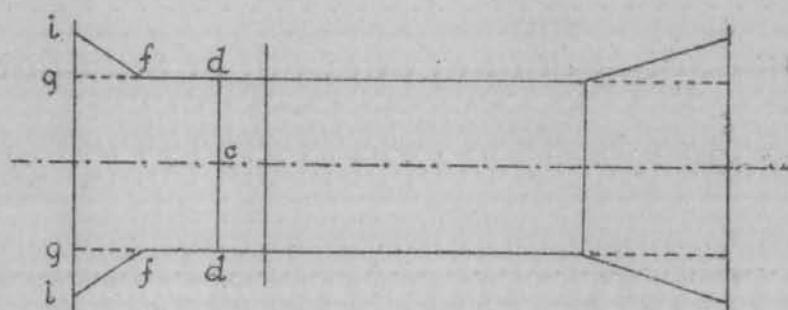


Рис. I70

кладають величину $\frac{c}{2}$, де c - ширина флютбету і отримують точки d і f , через ці точки проводять рівнобіжні прости до осі водоперелива, чим і окреслюється флютбет. По цих пристих в бік водозбірника відкладається df , рівне 4 м. Від точок g, g прямою до df відкладається по $g\bar{d} = \frac{g\bar{d}}{2}$ і точки i, i з'єднують з серединою df . Таким чином отримують головну частину понурої підлоги.

Шпунтовий ряд і палі, на яких тримається ящик водоперелива роблять так: сперше забивають 0·20 метра маячні палі в відступі 4 метра центр від центра. Маячні палі, забиті в крайніх точках d, d , звуться маточними і для них вибирається товсте дерево. На верхньому кінці палі робиться зарубка в 0·04 метра заввишки на яку набивається ригла. Нижній кінець палі затесується на 3 канги в в 0·71 м. завдовшки. В кожній палі /крім крайніх/ з обох боків вибирається пази до 0·08 метра /в залежності від товщини дошок/ завширину і до 0·04 метра завглибшки. Пази не протесують аж до самого вершка, щоб палі при забиванні не роскололася, залишаючи цілого дерева 0·2 м, яке вже спиллюється після забиття палі. До паль з обох боків йоршами прибиваються направні 4-х вершкові бруси /рис. I71/. Ці бруси повинні бути розміщені на 0·26 м. нижче проектного рівня води, маючи на увазі те, що на них накладається 0·26 метр. поріг. Простір поміж маяч-

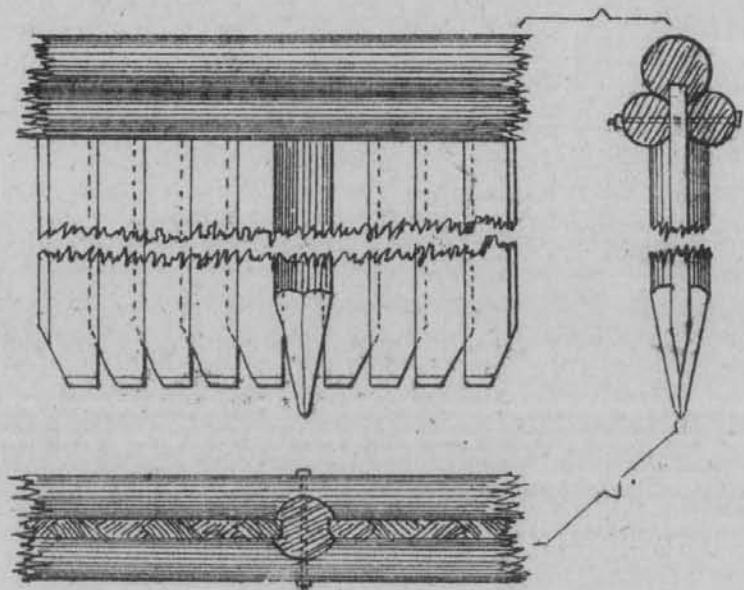


Рис. I7I

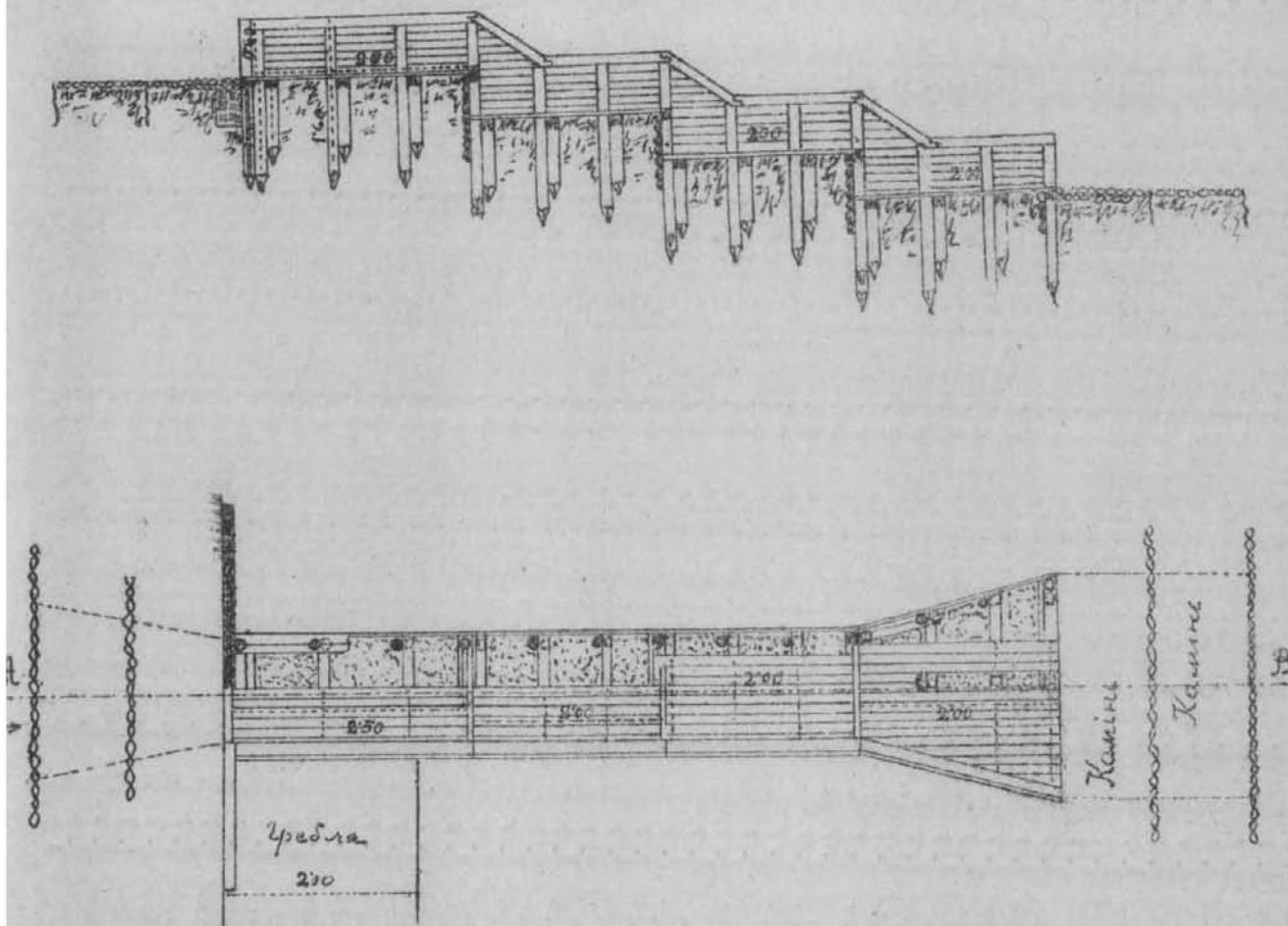
ними палями забірактъ дубовими 0·09 метр. дошками. Маячні палі забивають при допомозі копра, а шпунтові дошки ручок бабою. Шпунтові дошки забивають попарно, для чого набивають на кожну пару довгасту рихву. Кожну пару шпунтових дошок забивають на 0·35 метра, переходячи від одичної пари до другої, поки не будуть забиті на вказану глибину всі дошки між двома будь якими палями./4 метра/ Далі починактъ з першої пари. При такому "спочинкові" шпунтових дошок вони легче забиваються. На вершечках маячних паль нарубується шипи в 0·13 метра завширшки та 0·06 - 0·09 метра завтовшки. Шпунтові дошки зрізують так, щоб вони були на 0·06 - 0·09 метра вище від направних брусів. В порозі видовбукується гнізда до шипів і з низу протесується вздовж бруса 0·09 метр. ширини пази, куди і входять гребні шпунтових дошок; шипи ж входять у відповідні гнізда порогу.

Порі Г має розміри 0·26 x 0·26 метра. На верхній грани з обох боків забірактъ четверті до 0·09 метра завширшки і до 0·06 метра завглибшки для дошок підлоги. Кінці порогу запускають у маточні палі і закріплюють їх скобами, а маячні палі з порогом зкріплюють болтами.

По бокових лініях фікетета палі забивають також на віддалі 2 метра центр від центра з таким розрахунком, щоб насадки, покладені на них, були на 1 метр заввишки

над порогом.

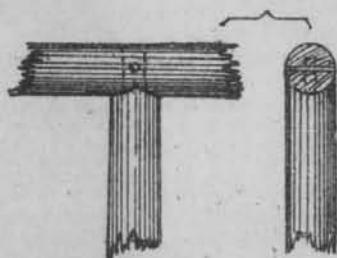
Цю висоту зберігаєтъ і для зливної частини водоперелива /рис. 172/



P. H. C. 172

По всій площі флютбета забивають рядами ростверкові палі рівнобіжно до шпунтового ряду. Бідступ між рядами і окремими паліями 2 метра. Далі зрізується палі так, щоб насадки припадали на скрізніх шипах по кожної лінії підлоги. Насадки на пряміх зміщені шипами або болтами. /рис. 173/

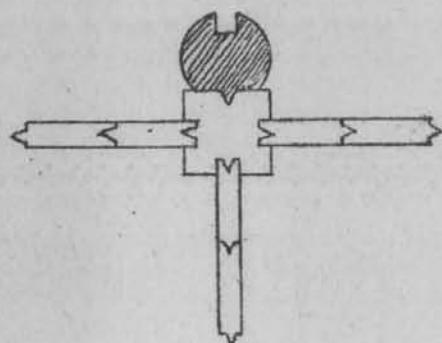
Шпунтовий ряд продовжується по оби два боки фіктора; це продовження утворює т.зв.крила /открълки/.Довжина крил 2 метра і більше в залежності від якості ґрунту. Коли ґрунт дуже міцний, то застосовують т.зв.позему заборку: до рівня висоти роблять шпунтову стінку, спилують



Р и с. I73

її по ватерпасу і набивається насадка. В цій насадці вибирають четверть, а також пази в маячних палях. Далі ввесь перемежок між палями забирається поземими дошками в пази і в четверть одна в одну. і змінюють їх шпонками. В крилах маячні палі забиваються тільки до рівня, яким буде протикати вода по водопереливові /біля 0·71 метра над порогом/.

При будові бічних стінок водоперелива і крил маточні палі зрізуються на висоті гребня греблі. У пази цих паль входять з одного боку шпунтовий ряд порога, з другого шпунтовий ряд крила, з третього гребнем входить палі, від якої починається бічна стінка, а з четвертого відкосна палі понурої підлоги /рис. I74/. Можна також змінювати не пазами, а скобами. Настілку підлоги провадять так: здіймається верхній шар землі до 0·35 метра завтовшки. Далі насипається врівень до насадок шар піску, щебеню, іноді землі



Р и с. I74

з гноем, але ні в якому разі не глини; взагалі шар під підлогою повинен бути легкий, водопросочливий.

До стінних паль шипами або скобами приробляється лежаки /рис. I75/ або парні бруски /рис. I76/.

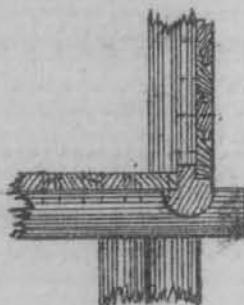


Рис. I75

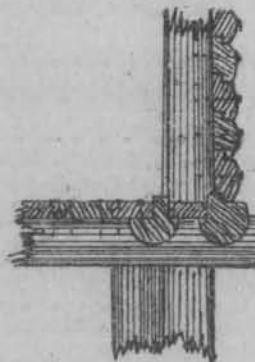


Рис. I76

В лежаках або брусках з внутрішнього боку водопереливу вибірається четверть дерева, куди і закладається полсвиці. Далі настилається слідуєчі дошки в четверть і прибивається 8-ю дюймовими гвіздками по два в ряд, але краще дубовими нагелями.

Бічні стінки по відкосі крила робляться або з 0·09 м. дошок або з пластин 0·22 м. лісу і прибиваються гвіздками. За стінки засипається легкий ґрунт з домішкою гною.

Коли загальний спад водоперелива більше 4 метрів, то водоперелив роблять перепадами. На перепадах під кожним порогом заложена шпунтова стінка. Перепад будується так, що рядом з шпунтовою стінкою забиваються нижче її на 0·71 метра палі, на них набиваються насадки, а на ці останні кладуть дошки підлоги слідувчого /нижчого/ перепаду. Ці дерев'яні частини обсмоляються, а тріщини та щілини забиваються клоччям.

У хвостовій поземій частині, перед розширенням, приробляється товстий брус /0·26 - 0·31 метра/, призначення якого зменшити скорість витікаючої води. Між брусом і підлогою залишається прозор. Дерев'яні водопереливи будуються на ґрунтах, в яких можна забивати палі. Ці водопереливи вимагають уважного догляду і частої naprawки /ремонту/.

3/ Кам'яний водоперелив.

Хороший тип кам'яного водопереливу представлений на рис. I77. Перед понурою підлогою ставиться упорна стінка

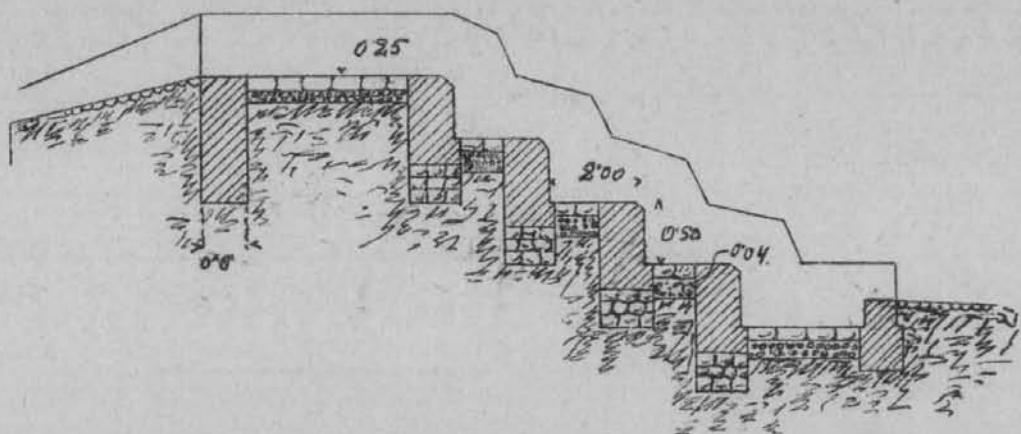


Рис. 177

в 0'71 метра завтовшки, яка відограє роль порога водоперелива. Берхня частина цього порога - стінки знаходиться на 1'2 метра нижче гребня греблі. Б оби два боки від водоперелива, підіймаючися до гребня, збудовані крила, або плечі стінки довжиною по 1'42 метра. До крил примурковані бокові стінки водоперелива, які мають висоту крил/гребня/

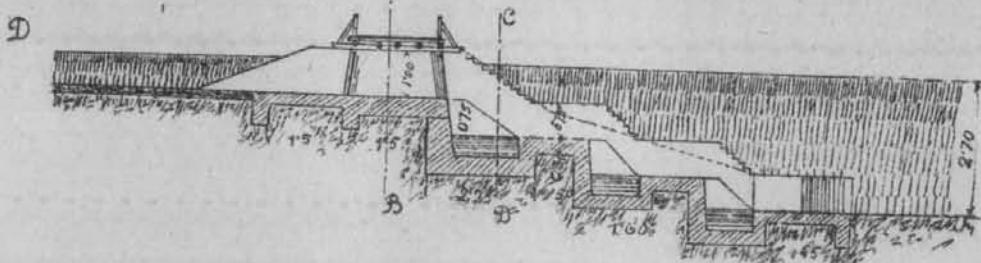
Першу позему площинку будують на лінії наружньої бровки греблі, далі йде ряд терас або перепадів. Площинки роблять не корочими 2 метрів, а пороги не більше 1'07 м. Висота порогу постепенно зменшується до низу. Довжина ступнів перепаду 0'71 метра, муровання їх на цементовому рошині /1 ч. цементу + 3 ч. піску/. Саму площинку роблять так: здіймають до материкового ґрунту верхній шар землі і шаром до 0'35 метра насипають щебня, далі трамбують і гладенько вирівнюють; далі заливають рошином /1 ч. цементу + 4 ч. піску/. Поверх щебня накладається до 0'38 метра завтовшки шар бетону складу 1 ч. цементу + 3 ч. піску + 6 ч. щебню. По цьому шару поземо кладуть плити в 0'22 м. завтовшки і заливають їх рошином в 1 ч. цементу + 4 ч. піску.

Фундаменти стінок обов'язково треба захладати на материковім ґрунті, розширяючи підошви до 1'07 метра. На висоту до 0'71 метра фундамент складається з бутового каменя насухо з заливкою рошином; вище 0'71 метра мурується під лопату.

Хвостова частина заміщується водобойним колодязем. Ширина колодязеві дають вдвічі більшу висоти перепаду, глибину ж роблять рівну половині висоти перепада; колодязь по дні переходить у мостову тичкою на гною. Вхід у водоперелив теж вимуровують.

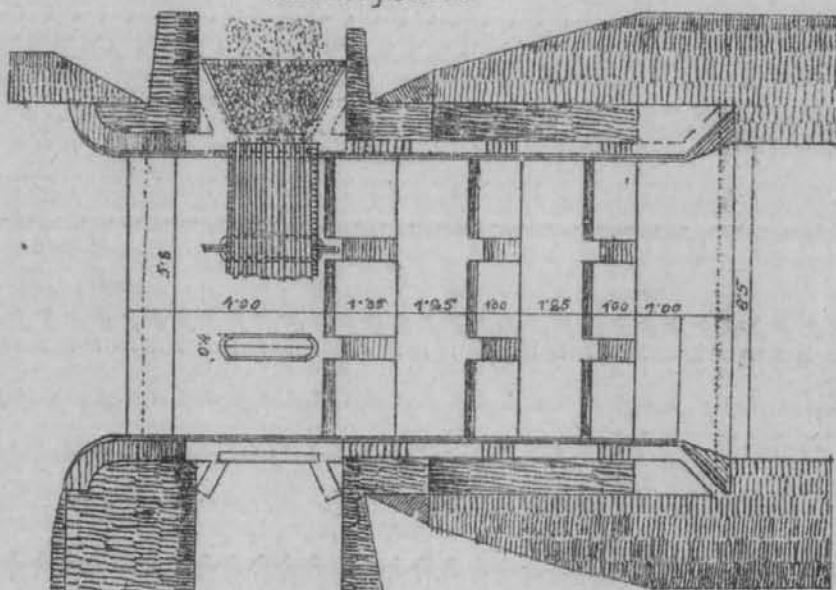
Інший тип кам'яного водопарелива представлений на

рис. 178, 179.



P.H.C.178

Таким образом



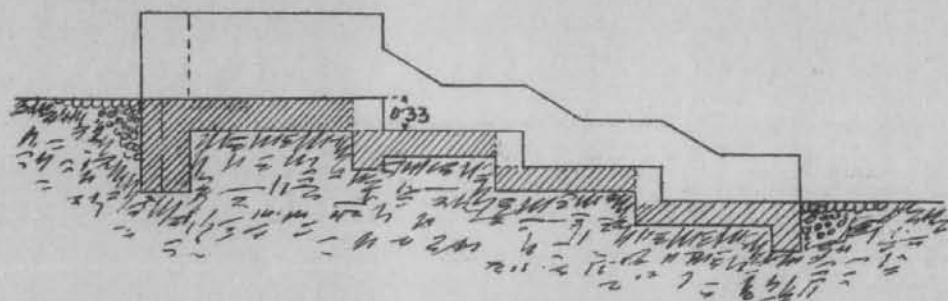
P.M.C. 179

Бодоперелив цей збудувала при греблі на одній з балок Таврії Експедиція по зрошення Ген. Жилинського.

Кам'яні водопереливи мають велику перевагу перед дерев'яними; вони значно міцніші і не вимагають наряди. При їх будуванні треба особливу увагу звернути на добру засипку під флютбетом і за стінками, щоб ця засипка не набухала, а стінки обов'язково були побудовані на материковому ґрунті. Каміння на ці будови беруть одноманітне щільної будови, тверде. Мяке каміння, а також цегла дуже швидко стирається.

4/ К а м'я н о - б е т о н о в і в о д о п е р е -
л и в и.

Профіль кам'яно - бетонового водопрерива показаний на рис. I80. З бетону роблять тільки ті частини, які при бетонуванні не вимагають бутлярів, от як основа під



P u c. 180.

стінки та перепади, замки, підлоги; крила ж, стінки, перепади мурують на гидравличному рошині.

Перед набиванням бетону виконують підготовчі роботи: здіймають верхній шар землі на 12 - 20 см., а замісць нього наїпакують шар дрібного щебню; щебень добре трамбуують і тільки після цього наливають бетону. Набивання бетону починають завжди з низової частини. Бетон гладять та штукатурять тільки на площинках. Траншеї під замки копають з сторчовими стінками, а коли б вони обваливалися, то їх дошками та роспорами зміцнюють звичайним способом. Щоб бетон не приставав до дошок, останні намилують.

Трохи інший тип водопереливу даний на рис. 181, 182, 183.

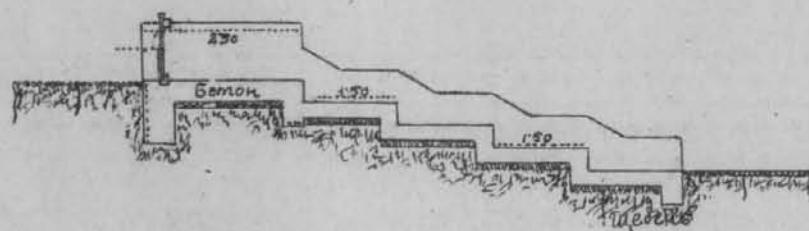


Рис. 181

Цей водоперелив можна збудувати або з камінню ,або з бетону.або з обох цих матеріалів разом.

5/Залізобетонові водопреливи.

Дуже хорошим матеріалом для будови водопереливів є залізобетон. Як на приклад водопереливу з залізобетону, можна вказати на водоперелив, збудований Крекземом /рис.

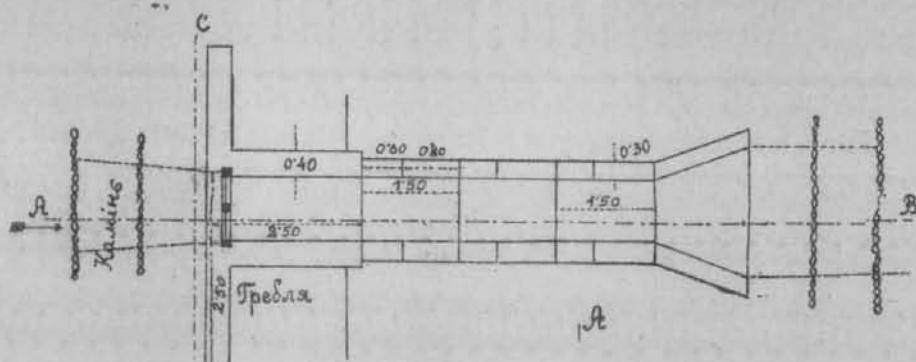


Рис. I82

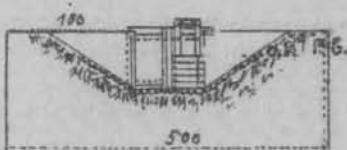


Рис. I83

I84 - I87/. Водоперелив збудований з двотаврового заліза № I4; стійка I° 74 метра заввишки, а на уступах 2·77 метра.

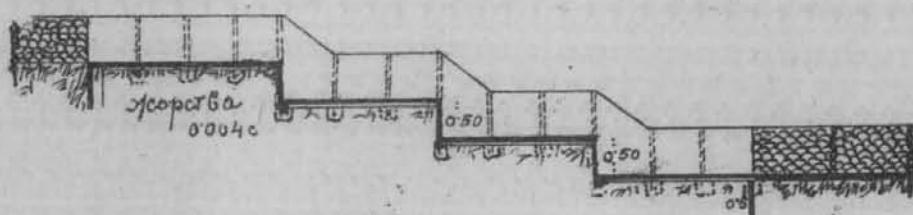


Рис. I84

Стійки забетоновані у фундаментні /бетонові/ плити розміром $0\cdot5 \times 0\cdot6 \times 1\cdot2$ метра. Каркас творять дротини в 10 мм на уступах і в 4 мм в стінках. Бідступ дротин одна від одної по верху стіни 40 мм., внизу 25 мм., а під внутрішньою частиною стін 12 мм. Плити для підлоги бралися

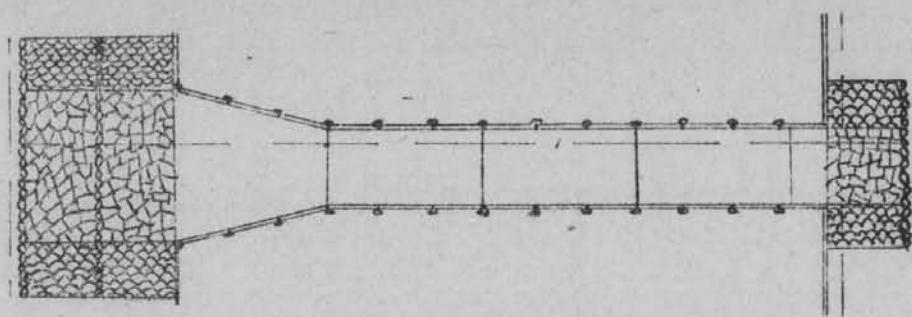


Рис. I85

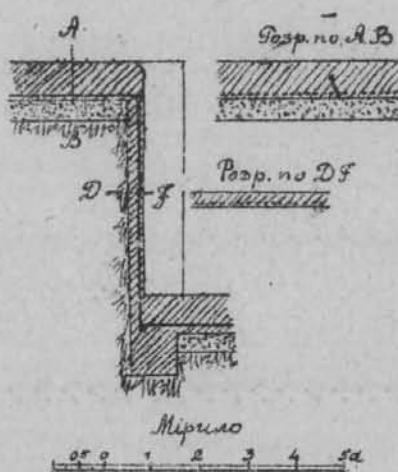


Рис. I86

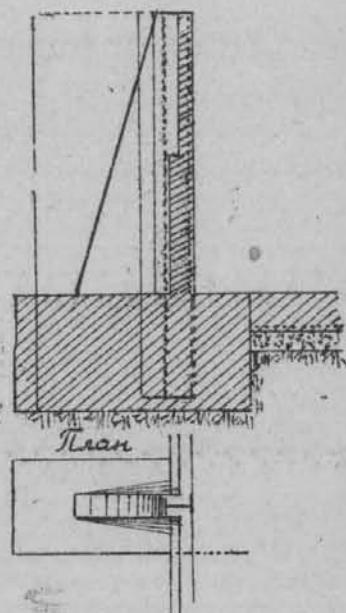


Рис. I87

в 17 мм завтовшки, дріт в них в 6 мм закладався на відступі 40 мм. Під плити підсипаний пісок шаром в 10 см. завтовшки.

Рис. I88- I90 дають уяву про новіші залізобетонові греблі, сконструйовані безпосереднє для переливу води через них.

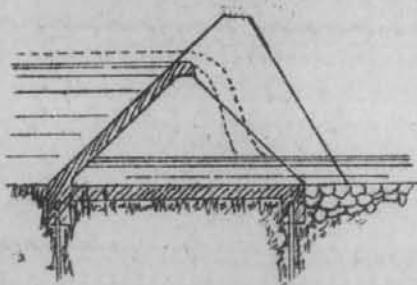


Рис. 188

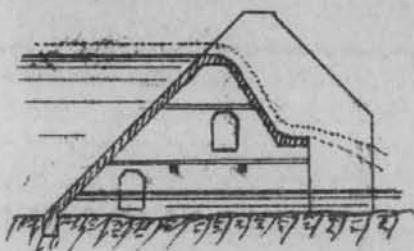


Рис. 189

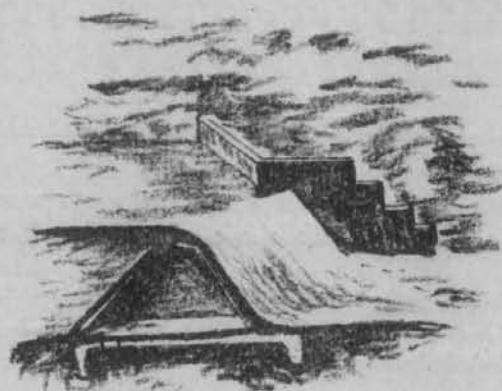


Рис. 190

§ 40. МОСТИ НА ВОДОПЕРЕЛИВАХ.

З комунікаційною метою на водопереливах будуть мости звичайної балочної системи. При земляних і дерев'яних водопереливах спорнок частинове $0 \cdot 22 - 0 \cdot 26$ метрова палія.

Палі забивають рядами в 2 метра один від одного. Палі стоять на 1·6 метра одна від одної, отже, в однім ряді їх буде 5 штук. На палях нарубують шипи і набивають 0·22 метрові насади; довжину насадам дактъ 7 метрів. Поверх насадів прирубають прогони; на насадах також роблять і зрону.

вання прогонів. Мостовини /настил/ роблять з 0·3 метр. обаполів впоперек прогонів. Обаполи притесуються до прогонів і пришиваються 7" /0·13 метра/ гвіздками. Поверх настилу на відступі 6·4 метра укладають 0·22 - 0·26 метр. притискуючі обаполи бруси. Такий же брус кладуть і посередині мосту в місці стику обаполів. Через бруси, обаполи і прогони на відступі 2 метра пропускають прогоничі. Стійки для поручнів входять шипами в гнізда в прогонах через кожні 2 метра. Стійки також роблять з 0·22 - 0·26 метр. дерева, а вершки стойок перекривають брусами - поручнями також з 0·22 метрового дерева. Поручневі стійки підпираються підкосами з 0·18 метр. дерева. Верхня частина підкоса спилюється і прибивається 7" гвіздками до стійки та поручнів, а нижня прийоршовується до обапола. Рис. I9I представляє такий міст.

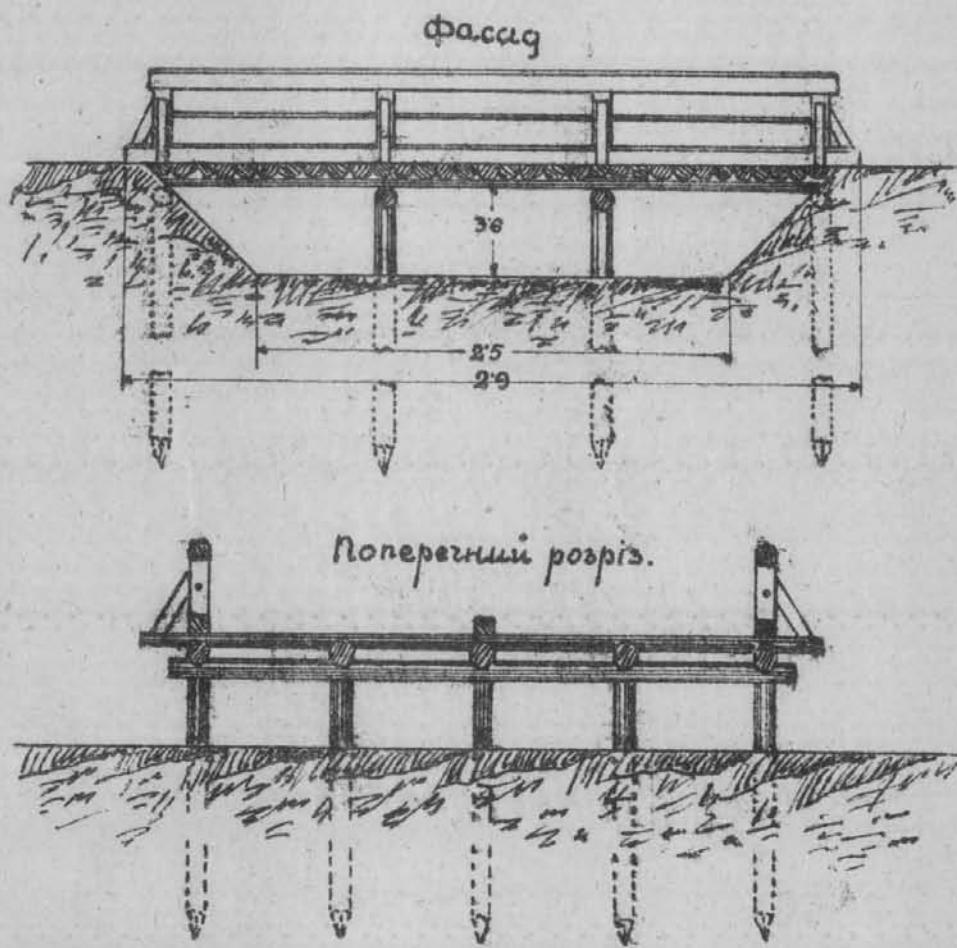


Рис. I9I

Коли водопереливи кам'яні, то прогони кладуть на маурлати, покладені на плечі.

Розрахунок частей мостів переводиться згідно правил,

які даються в курсах мостів.

§ 41. КОНСТРУКЦІЯ ВОДОСПУСКІВ.

Водоспуски або опусти також, як водопереливи можна поділити що до матеріалу на дерев'яні, кам'яні, бетонові.

Дерев'яні водоспуски в конструктивному відношенні розпадаються на дерев'яні дощаті та дерев'яні ряжеві.

Дерев'яні дощаті водоспуски /рис. 192 - 194/ будуть на палях з двома або одним шпунтовим рядом. При двох шпунтових рядах /чиля от-

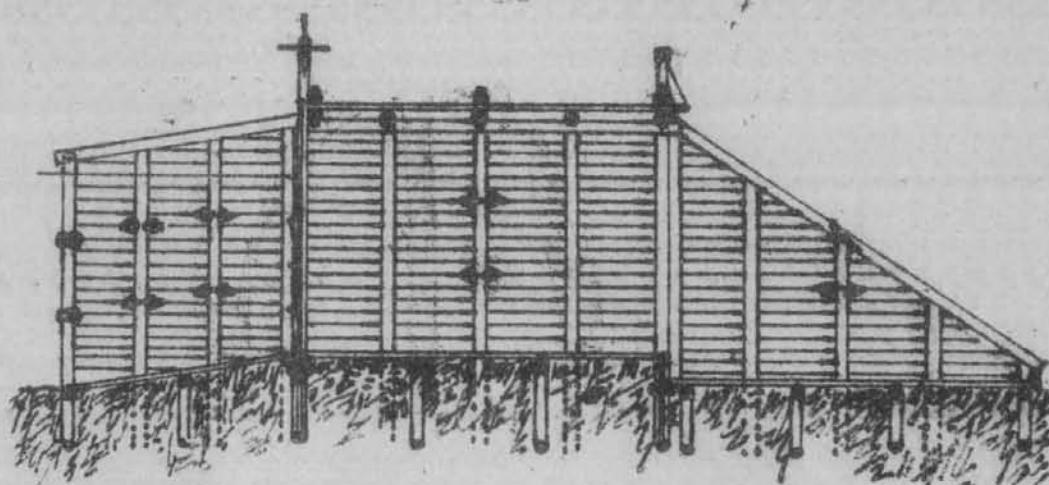


Рис. 192

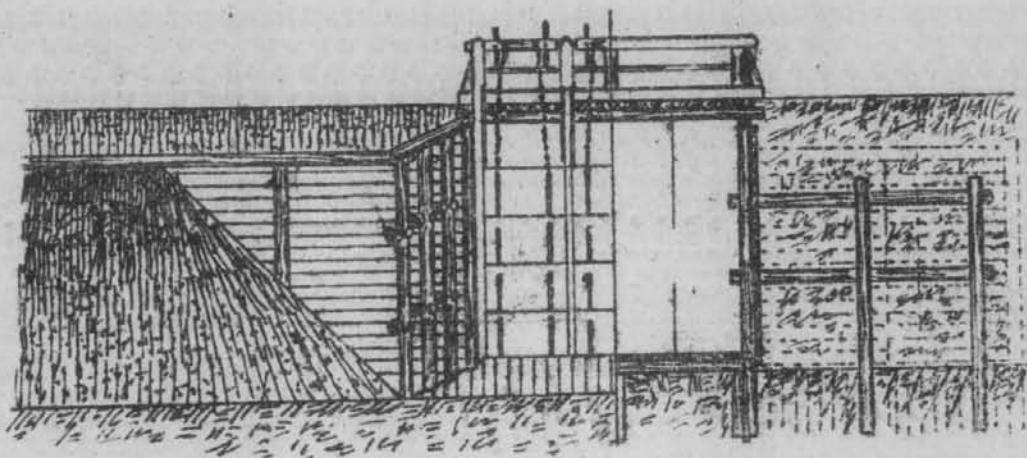
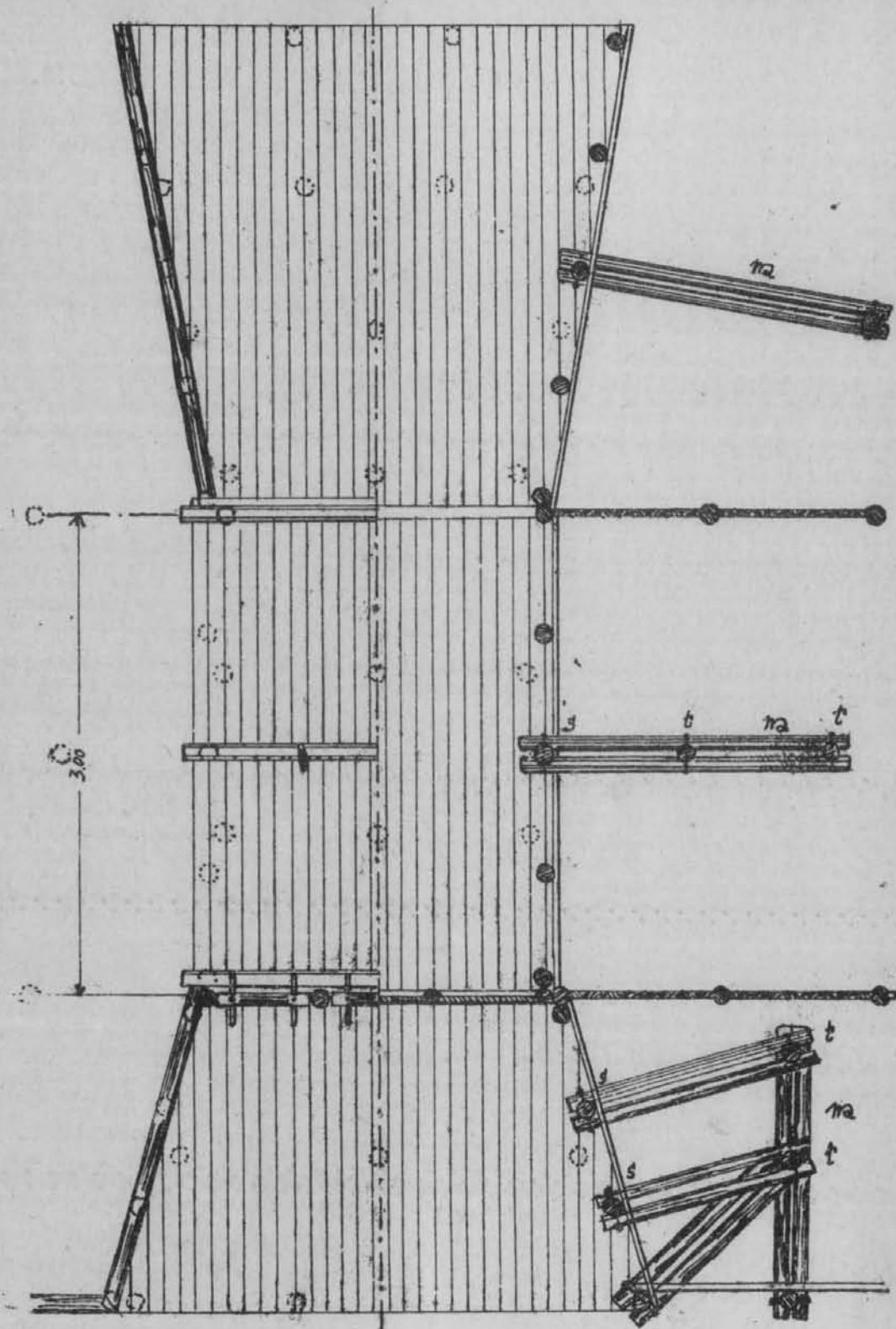


Рис. 194

План



Р и с. 193

вору > 2 метрів/ основний ряд забивають по лінії порогу, на який ставлять засуви отвору. Червоний брус або король /насадка/ роблять 0·31 метра. Цим червоним бруском опуст розділиться на дві частини - понуро і водобойну. Другий шпунтовий ряд забивається в тім місці, де водобойна підлога відділяється від зливної. Глибина, на яку забивається палі в материк, повинна бути не меншою, як 1·07 метра. Палі зри-
зактъ такъ, щобъ насадка другого ряду і червоний брус були на одному рівні. Шпунтові ряди роблять по оби два боки опуста, при чим довжина цих крил, проектується не меншою ширини самого опуста. Шпунтовий ряд забивають такъ, щобъ він був на висоті понурої підлоги, а маячні палі зризу-
ються на висоті проектного напору; весь же простір від шпунтового ряду до вершка паль забирають поземими шпунто-
вими дошками. На палях нарubaють шипи, набивають насадки, які і закріплюють до паль скобами.

Бічні палі забивають у відступі 1·6 метра центр від центра, при чим висоту їх дактъ неоднакову, в залежності від стінки: у водобойній частині висота паль = висоті греблі, а в частині понурої підлоги палі знижуються в напрямку до водозбірника, але завжди найнижча палля повинна бути вище підпertoї води. Палі в частині зливної під-
логи спадають такъ, щобъ нахил насадок відповідав низово-
му відкосу греблі.

Стінку у низовій частині водоспуска роблять такою за-
звичкою, щобъ вода при найвищому своєму стані не перелива-
лася через неї.

Коли ґрунт, на якому будують водоспуск, - неміцний, то крім поперечних шпунтових рядів під бічними стінками роблять і повздовжні; в такий спосіб утвориться, так би мовити, шпунтова коробка, через стінки якої вода, коли б вона туди попала б, просочувалася б поволі, не руйнуючи споруди.

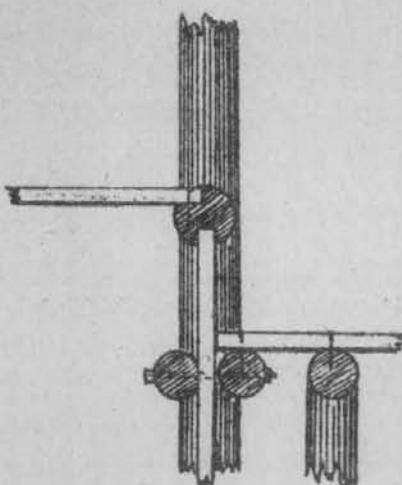
Під підлогою всієї споруди забивають у відступі 2·4 м одна від одної ростверкові палі, зризаючи їх потім такъ, щобъ насадки приходилися як раз під половицями. Насадки з'єднуються з палями шипами та скобами.

При настиганні понурої та водобойної підлог треба стежити за тимъ, щобъ половиці шпунтового ряду

прилягали в притик до червоного та шапочного брусків у вибраних в них четвертях.

На перепадах зливної підлогої направні бруски примі-
щуються нижче шапочної насадки з таким розрахунком, щобъ половиці на них приходилися на 0·71 метра нижче порогу /рис. 195/.

Саму підлогу можна робити, якъ то було описано для водопе-
реливів, але лучше робити такъ: канти дошок добре фугують,
щобъ щільно прилягали одна до одної, без просвітів.



Р и с. 195.

Половиці, кожну зокрема, прибивають до лежнів 6" гвіздками, підкладаючи під головки гвіздків трохи просмоленого клоччя. Перед прибиранням половиць верхні канти їх здіймаються в 1/3 товщини по всій довжині; укладена з таких зо зрізаними кантами дошок підлога має зазори, які і проконопачуються просмоленим клоччям. Стінку обшивку роблять в закрій. Після проконопачування всі дерев'яні частини лоток обсмоляються гарячим варом з льогт'єм. Матеріал на половиці вживається дубовий в 0·06 метра.

На водоспуск передається велике тиснення греблі. Це тиснення приймають на себе або периметрові палі великого діаметру, або палі звичайної товщини, але зміщені анкерами, які і передають частину тиснення на другий ряд паль, забитих в греблі за площею обвалювання. Паристі бруски для передачі тиснення на палі в частині понурої підлоги застосовуються для кожної бокої палі, а для частини водобойної і зливної підлог через палю. Для довгих паль понурої та водобойної підлог анкерні бруски прилаштовують на кожну третину палі по висоті і прямо до них.

Стінки з боку землі обшивакть 0·08 метровими дошками або обаполами і кожну дошку прибивають двома нагелями.

В обидва боки від понурої /иноді і від зливної/ підлоги роблять відкосні крила з ряду паль, забираючи прости між ними дошками або обаполами. Палі б'ють на 2 м. одна від одної і перекривають насадками. Довжину крил роблять однаковою з довжиною крил шпунтового ряду - висоту ж їм дають рівну висоті паль понурої частини. Палі крил зміщують анкерами.

Ряжеві /рублені/ водоспуски.
Рис. I96 - I98 дають уяву про ряжевий рублений водо-
спуск. Основу водоспуска складають ряди шпунктових паль.

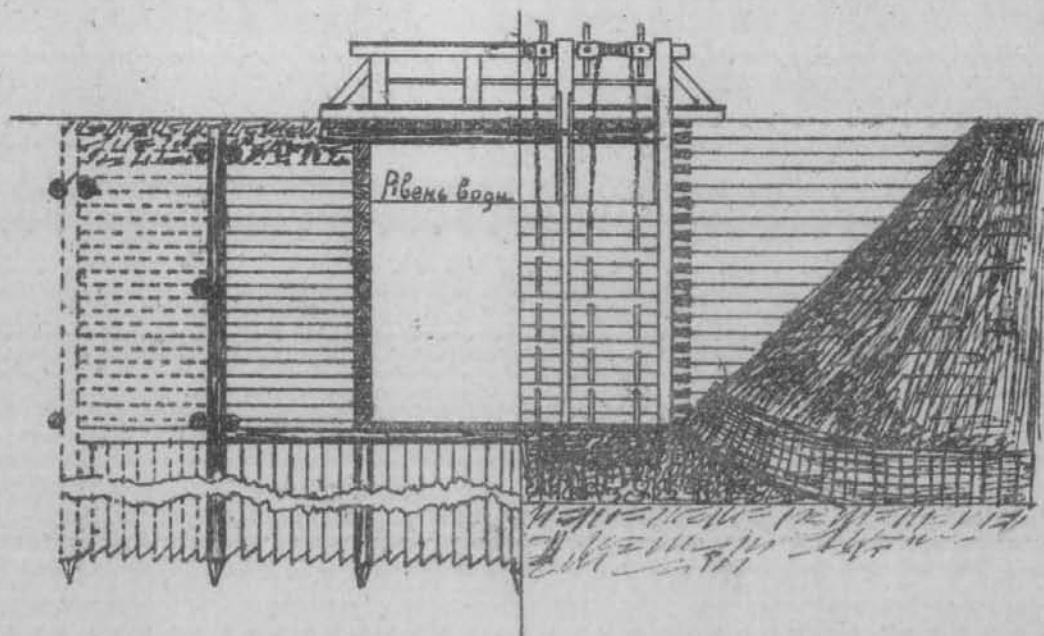
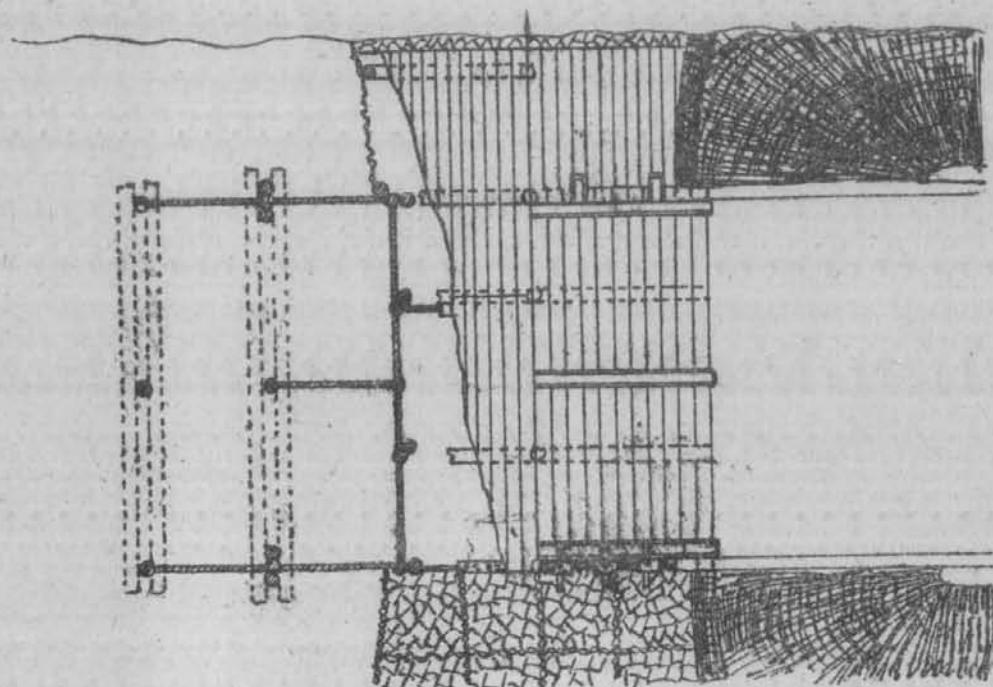


Рис .I96



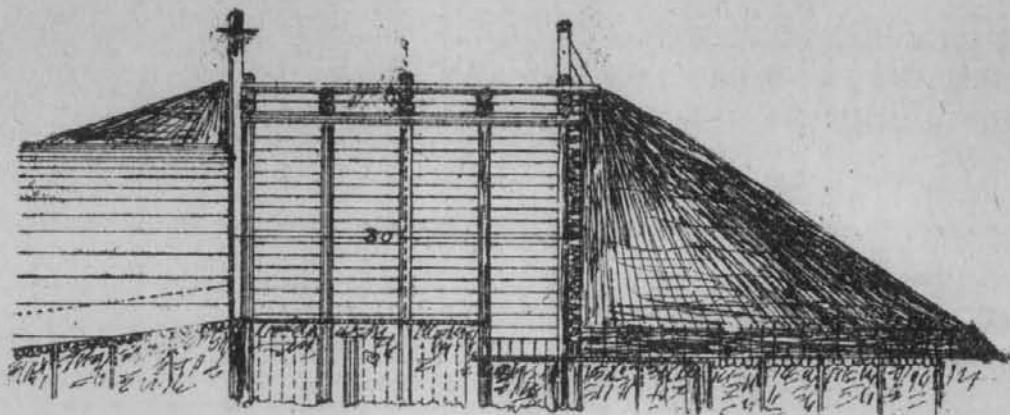


Рис. 198

Перший ряд проходить по лінії порога, другий на лінії водобойної і зливної підлог, третій під низовкою бровкою рівнобіжно до першого, четвертий /короткий/ по середині водоспуска. Поперечні ряди забиваються під стінками. Маячні та шпунтові палі покривають насадками, на які і ставлять ряжі або зруби. Зруби рубають з 0·18 метрових дубових колод в лапу з коренним шипом. Бінці приганяють в паз, щільно, на шипах. Стики обов'язково повинні перекриватися цілим деревом. Цямрини /зруб/ змінюють анкерами, через кожні три пропускають прогони /болти/ до анкерних паль, забитих в середині зрубів. Зруби засипають землею, накладаючи по під стінами гною перемішаного з м'ягкою землею.

Зовнішнім зрубам дають висоту нижчу гребня греблі /приблизно на 0·35 метра/, а середні доводять до рівня натиску. Поверх зрубів кладуть насади, а на останні прогони мосту. Понуру підлогу будують кам'яною, зливну роблять почали з дошок, а далі вимощують; конуси обдерновують.

Зрубові водоспуски будують там, де ґрунт має такі властивості, що не можна забивати шпунтових рядів; спідні цямрини закладають у нарочито викопані канави /аж до материка і навіть врізаючи в самий материк/; на основні цямрини кладуться зв'язуючі бруси, а щоб останні не прогиналися через кожні 4·3 метра ставлять стільці; стільці ставлять також під стиками. На повздовжні зв'язуючі бруси нарubaють поперечини /у пів дерева/ на відступі не більшому 2 метр. поперечина від поперечини. На поперечини кладуть вже половиці флютбета; а цієї ж височини починають вже звичайною рубкою виводити стінки зрубів.

Кам'яні водоспуски.

Матеріалом для камяних водоспусків повинен бути камінь одноманітної будови, щільний, міцний. Луччими породами камі

ня є граніт, пісковець, валняк. Бетонереливи будують на міцному ґрунті, і через велику вагу фундаменти запускають до материка. Окресливши місця, де повинні бути стіни, крила, шпунтові ряди - копають там канави, даючи їм такі розміри /по ширині/: під стінами 2 метра, під основами плечей та шпунтових рядів - 1·07 метра. Товщину стін по верху беруть не меншою 1·07 метра; до низу вона уширюється; це уширення роблять уступами по 0·13 метра.

Перший ряд фундаменту мурують насухо, вибираючи для цього велике каміння. Перемежки поміж камінням засипають битим камінем /щебнем/ і увесь перший ряд добре заливають рідким рошином. Вищі ряди вже мурують під лопату на цементовому рошині. Саме мурування провадять так: по периметру стіни кладуть великі постільні каміння. Рошин накладають так, щоб шви були тонкі. Лежаки повинні че вватися з тичками. Коли по периметру стіни камні вже промуровані, на середину стіни наливають рошину і в нього /в сік/ сажають каміння, засипаючи перемежки щебнем.

Мурування завжди треба провадити поземими рядами і ніколи не ставити камінь руба. Для тих частин водоспуска, які знаходяться під водою - рошин вживають гидравличний /1 ч. цементу + 3 ч. піску/ а вище рівня води - цементовий /1 ч. цементу + 1 ч. вапна + 4-5 ч. піску/. Зовнішній бік обробляють в раму, розшинюючи рубці. Камінь вживають луччої якості.

Перед понурою підлогою і за зливною завжди будують упорні стінки. Підлогу роблять бетонову на щебневій основі. Коли стінки вже будуть виведені, то простір між греблею і стіною засипають землею і трамбують. Плечі греблі і отвору обробляють конусами, вимощаючи камінням.

Бетонові водоспуски.

Бетонові водоспуски по конструкції своїй подібні до камяних, а будуються так же, як бетонові водопереливи. Закладати їх треба обв'язково на ґрунті, будуючи з бетону як шпунтові стінки, так і флютбет. Бетоновий водоспуск представлений на рис. 199 /в плані/:

§ 42. ПРИСПОСОБЛЕННЯ ДЛЯ ЗАКРИТТЯ ВОДОСПУСКІВ.

Отвір водоспуску закривають щитами. Коле щита /рис. 200/ роблять з дубових 0·06 метр. чотирех дошок до 1·42 метра завдовшки. Дошки з'єднуються між собою в шпунт або в закрій. З низового /надвірного/ боку дошки змінюють шпугами, а з боку води проти шпуг накладають смуги заліза, які в горі закінчуються гачками для підіймання щита. Шпуги з залізними смугами скріплюються прогоничами /болтами/ на кожну дошку по одному. Щити устанавливають по

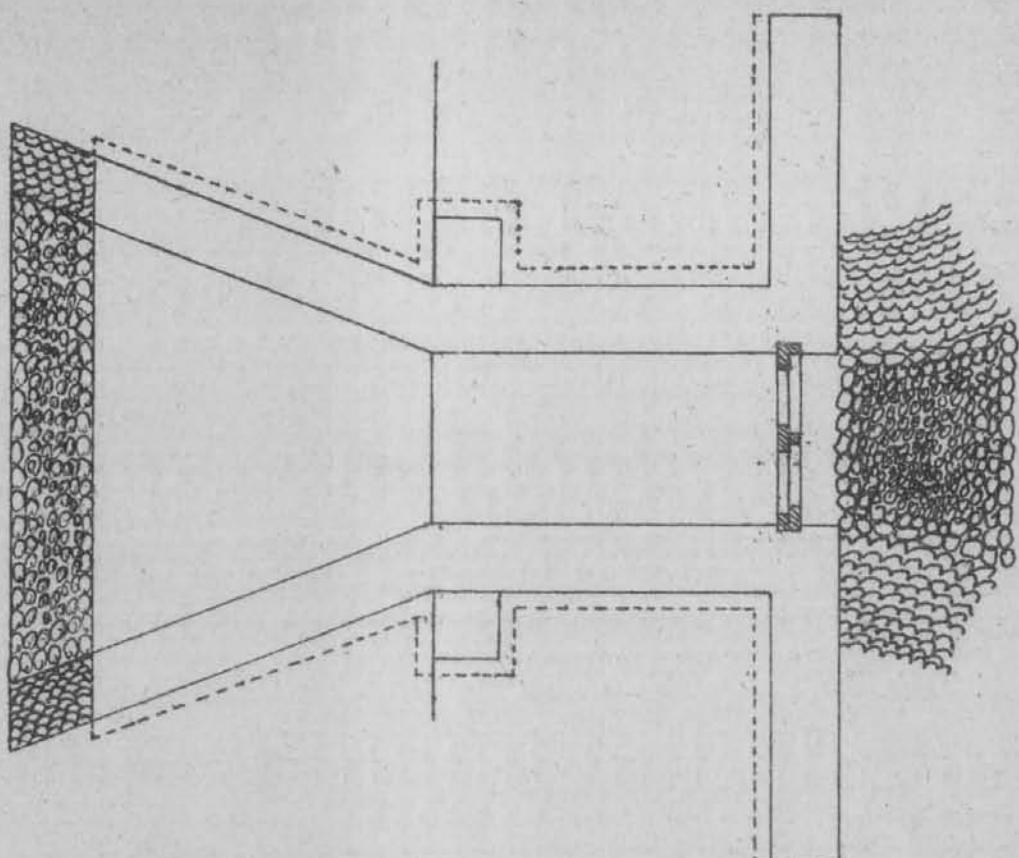


Рис. 199

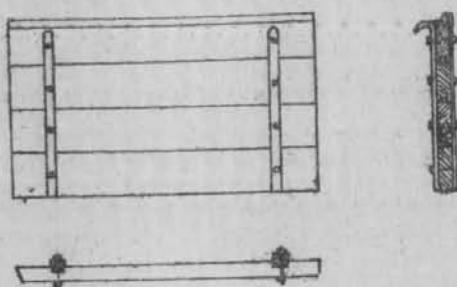


Рис. 200

між стійками один на один; щоб вони щільніше прилягали, в кантах, якими щити стикаються, вибирають четверті. Кількість щитів залежить від висоти натиску води; верхній край верхнього щита мусить бути на 1 метр нижче підпertoї води.

Стійки /або білоноги/, по яких притулуються щити, роб-

лять строго доземими; нижнім кінцем стійка входить шипом в гніздо в червоному брусові, а верхнім пришивается прогоничом /болтом/ до крайнього мостового прогону. Стійки бувають цілком заглушені, або їх можна здіймати. Коли стійки можна здіймати водоспуск звуть розбірним.

Щоб не ослаблювати червоного бруса видовбуванням в ньому гнізд для шипів стійок вживають чавунні коробки, сполучені з бруском прогоничами /болтами/. Коробки ці застосовують при водоспусках розбірних, коли доводиться вставляти стійки в гнізда під водою. Бстановлення стійки в довбані гнізда річ не легка, особливо коли гнізда замулюються.

Коли натиск води великий, то доземі стійки змінюють підкосами; підкоси упираються нижнім своїм кінцем в насад підлоги і змінюються накладками.

При робірних водоспусках підкоси змінюються шарнірами до насадів /рис.20I/.

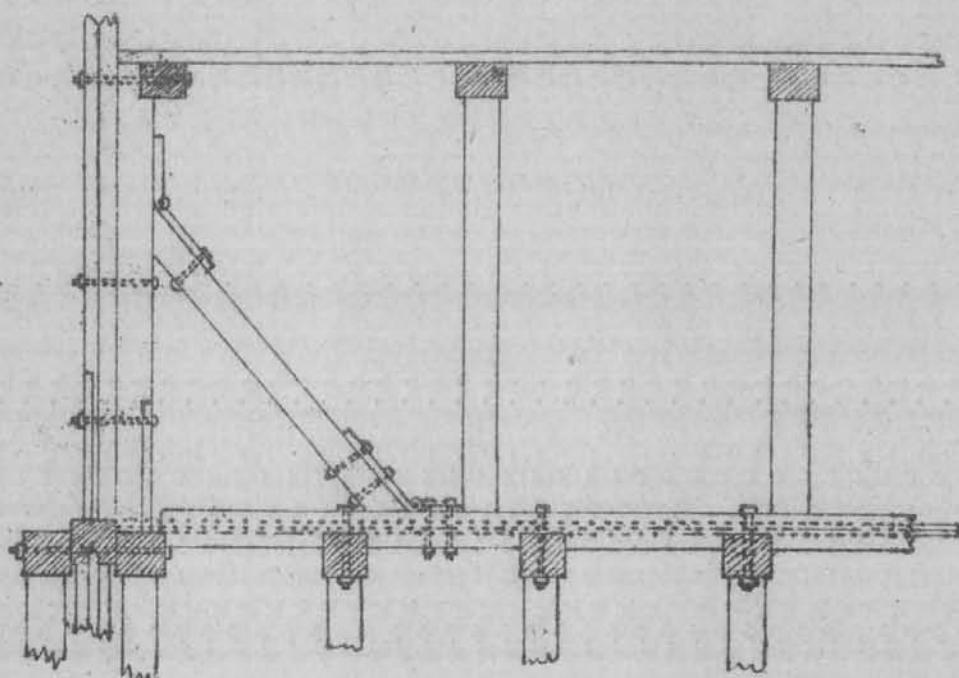


Рис.20I

Перед тим, як вибрати стійку, здіймають верхній шарнір і підкос складають на нижньому шарнірі в напрямку до зливної підлоги.

Щити підіймають ланцюгами при допомозі ворота. На ворот вживають кругляка 0·22 метра в діаметрі; кінці оковують залізними шинами і в торці заганяють залізні шипи /довжина шипа 7 - 8 дюймів /0·18 - 0·20 м./, товщина I дюйм

/0°03 м./. Б стійки врізають залізні маточини, які відограють ролю портоловиць для шипів вала. Біля кінців вала видовбується гнізда, куди і вставляють дерев'яні ручки. На вал павивається по два ланцюги з кільцями на кінцях. Цими кільцями зачіплюють за гаки щитів.

На стійки вживають дерево не тонче 0°25 метра; його обтесують на 3 канти і з наводного боку вибирають четверть до 0°09 метра завширшки і завглибшки.

Усі дерев'яні частини щита обсмоляються і проконопачуються.

Коли водоспуск кам'яний, то замість дерев'яних бічних стойок застосовують залізні смуги в $\frac{1}{2}$ " завтовшки і 3" завширши.

За зливною частиною водоспуска змінюють ґрунт на протязі до 21·3 метра, або накидаючи кам'яну насипку між рядами забитих кілків, або вистилаючи дно фашинами. Фашинову настілку починають робити з низу, посовуючись до зливної підлоги. Біля дна кладуть сперште один ряд фашин і прибивають їх кілками. Другий ряд накладають на перший так, щоб він перекрив його тільки на $1/4$ своєї довжини і знову прибивають кілками. Всі ряди кладуть гузирями вгору по течії. Так продовжують доти, доки останній ряд не упреться гузирями у зливну підлогу. Через водоспуск будують міст, а перед ним ставлять палі, які б охороняли споруду від льоду. Палі забивають в два ряди в шаховому порядку. Иноді вживають кущових паль /рис. 202/.

§ 43. РОЗРАХУНОК ГЛОВНИХ ЧАСТИН ВОДОСПУСКА.

Дозема стійка, на яку обираються щитки. Нехай віддалення між осями доземих стійок буде b , довжина стійки між підпорами = ℓ /рис. 202/, глибина води з низового боку - a , ріжниця рівнів, або величина натиску - h , вага одиниці об'єму води - γ /1000 кіл/м³/, тоді вислідна сила тиску буде:

$$P = \gamma ahb + \gamma b \frac{h^2}{2}$$

або:

$$P = \frac{\gamma b h}{2} (2a + h).$$

Момент сили P відносно точки A буде:

$$M_A = \gamma ahb \frac{a}{2} + \gamma b \frac{h^2}{2} \left(a + \frac{h}{2} \right) = \frac{\gamma b h}{6} (3a^2 + 3ah + h^2)$$

або: $M_A = \frac{\gamma b h}{6} [3a(a+h) + h^2]$

Опіру реакцію в точці В
найдемо так:

$$B = \frac{M_A}{l} = \gamma b h \left[\frac{\partial a(\alpha + h)}{\partial l} + h' \right]$$

Опірна реакція в точці А буде P_B .

Найдемо тепер згинаючий момент на глибині x . Коли $x < h$, тоді

$$M = B(m+x) - \gamma b \frac{x^2}{2} \cdot \frac{x}{3}$$

M_{max} буде в такому розсіку, для якого

$$\frac{dM}{dx} = 0$$

$$\frac{dM}{dx} = B - \frac{\gamma b}{2} x^2 = 0$$

відсікя

$$x = \sqrt{\frac{2B}{\gamma b}}$$

$$M_{\text{max}} = B \left(m + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2B}{\gamma b}} \right)$$

Коли б x було більше h , тоді момент треба брати відносно розсіку, який лежить на віддалі y від точки А.

$$M_y = M_y - \frac{\gamma b h y^2}{2}$$

$$dM_y = dy - \gamma b h y dy = 0$$

$$y = \frac{A}{\gamma b h}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{A^2}{\gamma b h} - \frac{\gamma b h A^2}{(\gamma b h)^2 \cdot 2} = \frac{A^2}{2 \gamma b h}$$

Поперечний розсік стійки вибирають такий, щоб його момент опіру M був більший, чим $\frac{M_{\text{max}}}{k}$, де k - допускаємо напруження матеріалу на згинання /для дерева $k = 60 - 100$ кіл/см², для заліза від 700 до 1000 кіл./см²/.

Коли стійка складного типу, показаного на схемі /рис. 204/, тоді передня стійка витримує крім згинання ще і роз-

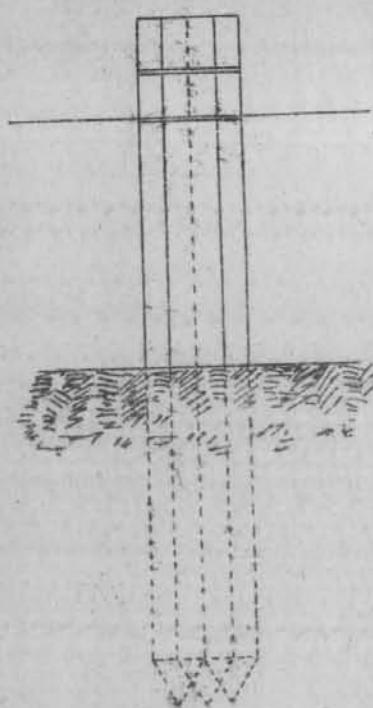


Рис. 202



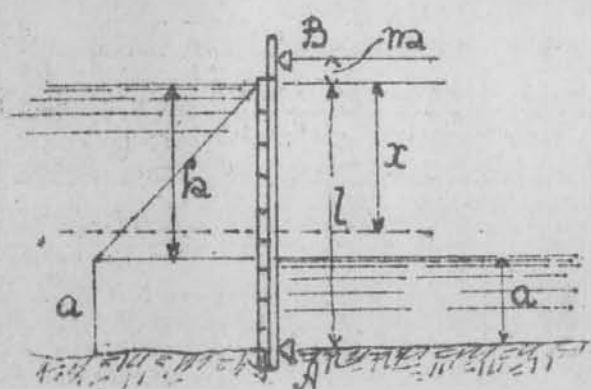


Рис.203

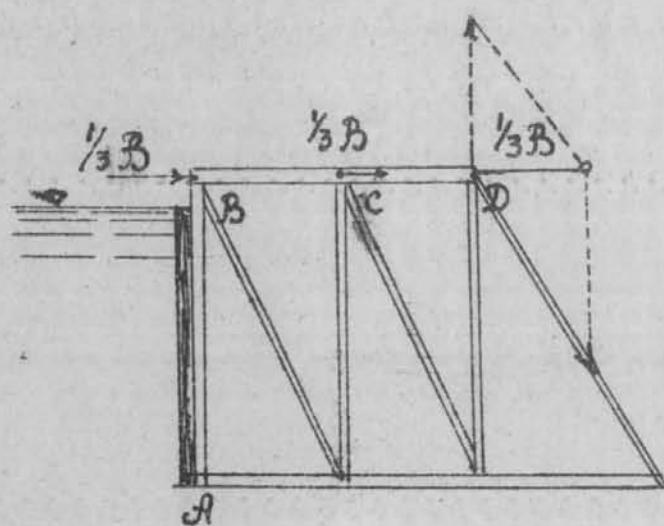


Рис.204

тягання від сили $\frac{1}{3}B$, прикладеної до верхнього вузла; в точках С і D можна приймати, що прикладені також сили

I/3 A . Під діянням цих сил доземі стінки будуть витягатися, а піджоси стискатися. Беличина розтягаючих та стискаючих зусиль находитися простіш усього графічним способом.

Дерев'яні щити робляться з дошок, частіше усього з соснових, товщиною не менше 5 см.

Необхідну товщину находимо обрахунком в такий спосіб. Нехай довжина щита = l метрів, натиск води над нижнім ребром щита = h м., ширина дошки = b м., γ = 1 тоні, тоді натиск води $P = \gamma b h l$. Максимум для дошки, як балки на двох опорах, = $\frac{f_6 h l^2}{8}$ або $\frac{b h l^2}{8}$

При соснових дошках $K = 60$ кіл/см², або 600 т/м². $\frac{M_{\text{max}}}{W} Z$ мусить бути < k , де Z є половина товщини дошки, а J момент інерції; для дошки товщини δ при ширині $b = 6$, момент інерції $J = \frac{6 \delta^3}{12}$

$$\frac{M_{\text{max}}}{W} = \frac{b h l^2 \cdot \delta}{8 \cdot 2 \cdot \frac{6 \delta^3}{12}} = \frac{12 \cdot 3 h l^2 \delta}{16 \cdot 6 \delta^3} < 600$$

$$\frac{3 h l^2}{48^2} < 600; \quad \delta^2 = \frac{3 h l^2}{2400}$$

$$\delta > l \sqrt{\frac{h}{800}} \text{ м.}$$

Розрахунок залізних щитів приводиться при розгляді рухомих гребель.

§ 44. ДОГЛЯД ЗА ЗЕМЛЯНИМИ ГРЕБЛЯМИ.

Земляна гребля може бути дуже довговічним спорудженням, але для цього необхідно, щоб вона була перш за все добре збудована, та щоб потім був за нею постійний техничний догляд і своєчасне ремонтування. В нових греблях необхідно слідкувати, щоб корона їх при осадці не опустилася нижче проектної висоти; для цього в разі потреби підсилювати нові шари землі і добре їх укоочують.

Коли б в тілі греблі стали появлятися тріщини, то їх негайно треба виповнити рідко розведеною глиною, змішаною з гноем.

Особливу увагу треба звернати на місця з'єднання водоспусків з тілом греблі.

Иноді можна спостерегати, що вода просочується або

через воздушний відкос греблі, або нижче цього відкоса в дні долини; коли ця вода чиста, тоді небезпеки для греблі не існує, якщо ж вода просочується мутна, то це вже показує, щоскорість фільтрування струмків в стані вимивати частинки насипу або ґрунту; при таких умовах руйнація греблі може легко статися, а тому тут необхідно зараз же відшукати місце просочування і заглушити його. Для знаходження місця просочування можна насипати на поверхню ставка дерев'яні тирси і приглянутися, куди вони втягаються.

Небезпечне місце треба обсипати глиною, змішаною з гномом, або глинистою землею.

Всі дерев'яні часті, до яких можна мати доступ, необхідно раз на рік смолити, а щілини проконопачувати.

Після льдоставу треба лід навколо всіх дерев'яних частин обколоти так, щоб коливання його не зачипали спорудження.

Перед проходом весняних вод всі відкриті водоспуски та водопереливи треба очистити від льоду та снігу, щоб висока вода нашла собі відразу вільний хід.

В тому разі, коли водоперелив має заставки, то перед початком проходження високих вод необхідно вибрати і заставки й стійки. Коли б висока вода погружувала перелитися через корону греблі, то необхідно екстренно підвищити цю корону, накладаючи на неї кулі з землею одноманітної висоти по всій довжині греблі. Ні в якім разі не можна робити в короні греблі каналу для пропуску води; така каналова раптова була б розмита і гребля зруйнована.

Після прохода високих вод всю греблю необхідно старано оглянути і як найскоріше виправити всі пошкодження водопереливів, відкосів греблі, корони і т. п. Особливо це необхідно зробити в таких місцевостях, де повторення високих вод можливо в різні моменти року. Пошкодження греблі, помічені спочатку, не трудно буває виправити, але при найменшій в цьому відношенні недбайливості вода надзвичайно швидко поширює свої ходи і руйнує греблю. Легко собі уявити, які катастрофальні наслідки може нести раптова руйнація греблі і раптовий впад десятків а то й сотень тисяч кубич. метрів води в долину нижче греблі.

З огляду на таку відповідальну роль земляної греблі, догляд за нею мусить бути постійний і то під керуванням знаючого техніка.

ЗАУБАЖЕНІ ПОМИЛКИ.

Стор	рядок		надруковано	повинно бути
	зверх	знизу		
1	6		нормальний	нормальний
1		6	можливості	можливості
2	13		камня	каменя
2		15	штабеля	штабелі
2		13	" - "	" - "
3	5		галузей	галузя
3		17	" - "	" - "
3	24		ломиться	ломатись
3		10	завантажень	завантажень
4	на рис. I		3' - 4'	3" - 4"
5	5		властивости	властивості
6	15		розрастаются	розвростаються
6	20		грунта	грунту
6	25		яра	яру
6	26		" - "	" - "
7	14		на рис. 5 показано три типи таких за- гаток: а/з хвосту, в/з фашин, с/з камі- нью	викреслити, бо цього рисунка немає
8	3		до другого нерозми- ваємого місця яру	до другого місця яру,
8	рис. 5			яке не розмивається на рис. 5 повинна бу- ти буква В в тім місці, де канава під- ходить до яру
8	7		яра	яру
8	22		по дну	по дні
8	23		откосами	відкосами
8	6, 14,		яра	яру
9	15		/рис. 5/	закреслити
9	10		опирається	обираються
9	12		яра	яру
9	13, 14		" - "	" - "
10	6, 7, 10		метлами	мітлами
10	11		приблизно сажень	приблизно через са- женъ
10	12			

10	I8		яра	яру
10	23		оси	осі
10	26		узбічча яра	узбіччя яру
10		I6, I5	полугатки	напівзагатки
10		I3, 2	яра	яру
II	5		яра	яру
II	23	8	називаються	звучиться
II		5	в розмивку	в розмиві
II			місцевости	місцевості
I2		20	3 _м -секундний відток води пе- ред повідлю	Q _м -секундний відток води перед повідлю в метрах ³ /сек.
I3	I2, 20		узбічча	узбіччя
I3			§8. Для зменшення скорости	Для зменшення скорости
I4	3		/стор.../	/стор. 44/
I4	II		будівля насипних	§8. Будівля насипних
I4	8		перегаток	перегаток
I4		I	о скілько	на скільки
			A/Пороги. Пороги	A/Пороги. Пороги бувають
			бувають хворо- стяні, пальові, зрубові і кам'яні	хвостяні, пальові, зрубові і кам'яні
I6		4	I:5 або I:4	/рис. 9/ 5:I або 4:I
21	I, 2,	3	$\varepsilon_1, \varepsilon_3, \varepsilon_4$	$\varepsilon_1, \varepsilon_3, \varepsilon_4$
22	6		λ, β, γ	λ, β, γ
23	I0		$b/3$	$b/6$
24	2		α	α
24		6	$s_0 = 0.60 (T_0 + \frac{V_0^2}{2g})$	$s_0 = 0.60 (T_0 + \frac{V_0^2}{2g})$ метр.
25	I		I:5 або I:6	5:I або 6:I
26	20		дошкаєме	допустиме
27	рис. 22			вподовж лівої доземної лінії "висоти стінки в м", а нагорі "довжи- ни підлоги в метр."
28	6		закріплення отко- сів	закріплення надвод- них відкосів
28	0		дерном	дереном
28	I4		від 40 см. I·25	від 40 см. до I·25 метр.
28	I6		ряд в ряд	ряд від ряду
28		I2	спланірований	спланований
29	I4		ряд	ряду
30	I2		камня	каменя
30	I5		на ґрунта	на ґрунтах

32	26		камінням	камінням
33	I4	5	планірується	планується
33			нерозмиваємою землею	землею, яка не розмивається
35	7		спланірованому	спланованому
37	9	I4	чим чим	чим
37			свай	паль
38	4	I2	вона	вода
38			каміння	каменя
39	I5		шпонкою з полосового заліза	шпонкою α і хомутом з плескатого заліза δ .
39		3	дожини	довжини
40				під третім рисунком написати:
40		7	зі стінкою	Рис. 53
43	2		I·6	з стінкою
43	5		2·070-1·000	I·6 тони 2·070-1·000 I·07 тони
43	I3		$P_n = \frac{\rho h^2 f_g}{2} \left(\frac{45^\circ + \varphi}{2} \right)$	$P_n = \frac{\rho h^2 f_g}{2} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{k} \right)$
43		II	допускаємо	допустиме
45	I		перемежки, через	перемежки, через які
45			який	
45	I2		меньшими	меньшими
45			окремого зуба	окремого зруба
46	I5	I2	" v - об'єм зруба внуtri"	" v - об'єм зруба внутрі" в куб.метрах
46	22		каміння	каменя
48	5		тягар	тягаръ
48	II		α - величина откосу	α - величина відкосу
54	I4		Для визначення величини	Для визначення величини
55	7		кількість випавшого за місяць дощу	кількість дощу, що випала за місяць
56	20		α	α'
56	I6		α	α'
59				над таблицею: Таблиця В
61	II		$= \frac{1}{3} \beta_3$	$= \frac{1}{3} \beta_3$
63	I6, I7		рекогносціровочний досліджив	рекогносцировочний дослідів
63	21			

63		20	дослідка	досліда
64	I7		абсціс	абсцис
67	II		в футах, l	в футах, l
67	I6		$h = 0.762 + 0.010672 - 0.046572$	$h = 0.762 + 0.010672 - 0.046572$
71			на рис. 90: лінія М	MN
71		20	води	води = Z_0
72	8		$J = \frac{dh}{dx}$	$J = \frac{\partial Z}{\partial x}$
72	II		$H^2 = \frac{1}{2} L + Z_0 - \frac{1}{2} q x_0$	$H^2 = \frac{1}{2} Z + Z_0 - \frac{1}{2} q x_0$
77		I	Жіль	Жіль
78		4	стока	стока
80	I6		користуючи	користуючися
83	2,3		пресії	депресії
89	3		непросочливий	просочливий
89		5	точка А	точка A,
91	3		множник	множник
91	22		$P_1 = J_1 \frac{\pi d_1^2}{4}$	$P_1 = \frac{\delta_1}{6} \Pi d_1^3$
91	24		$d_1 = 2 \sqrt{\frac{P_1}{\pi \delta_1}}$	$d_1 = \sqrt[3]{\frac{6 P_1}{\delta_1 \Pi}}$
95		19	точкою та базою	точкою О та базою
100	6,7		основа $K_1 = 0.00306; h_1$	основа $K_1 = 0.00306; h_1$
101	I4		що дасть h	що дасть h
102		I4	відток підземних	відток підземних вод
102		6	вод	константа
103			λ -константа	на рис. III ліворуч
104	3		P - глибина залягання	P - глибина залягання
104			точки під поверх-	точки О під поверх-
104			хнею	хнею
105		4	грунт даний	грунт донний
109	I4		спричиняється	спричинилося
II6	I7		$S_0 (\text{min}) = 3.0 + \frac{2}{7} (h - 0.3) \text{ метр.}$	$S_0 (\text{min}) = 3.0 + \frac{2}{7} (h - 3) \text{ метр.}$
II6		24	/стор. /	/стор. I06/
I24		9	\$29	\$ 30
I28		6	\$ 30	\$ 31
I32	I7		\$ 31	\$ 32
I34	I8		\$ 32	\$ 33
I54				на рис. I48 луч закрив- лення водопереливної стінки = 2

I55	I2		§ 33	§ 34
I56	5,6		гідротехніка	гідротехника
I56		II	одного одного	одного
I59	I		§ 34	§ 35

-----0-----

