

Міністерство освіти і науки України
Одеський державний екологічний університет

Експлуатаційна гідрометрія
Конспект лекцій

Одеса 2009

Міністерство освіти і науки України
Одеський державний екологічний університет

Експлуатаційна гідрометрія
(конспект лекцій)
для студентів IV курсу гідрологічного факультету
Напрямок підготовки – гідрометеорологія
Спеціальність «Гідрологія та гідрохімія»
Спеціалізація «Економіко-правові основи водного господарства»

Одеса 2009

Конспект лекцій з дисципліни «Експлуатаційна гідрометрія»/
Кулібабін О.Г. – Одеса, ОДЕКУ, 2009 – 98 стр.

ВСТУП

Необхідність вивчення засад експлуатаційної гідрометрії впливає з основних вимог до фахівців-гідрологів, що працюють у водному господарстві. Своєчасна подача достатньої кількості води до споживача є основною умовою експлуатації меліоративних систем. Як нестача води може призвести до зменшення врожаїв сільськогосподарських культур, так і надлишки води, що подаються на зрошувальну систему у ряді випадків призводять до погіршення меліоративного стану зрошуваних земель. Вся сукупність робіт щодо обліку води і правильного її регулювання при експлуатації гідромеліоративних систем називається експлуатаційною гідрометрією.

Оскільки будь-які гідрометричні роботи на меліоративних системах пов'язані із законами гідравліки, в цьому конспекті наведені основні теоретичні засади гідравліки у відкритих руслах і в закритих трубопроводах. У першому і другому розділах міститься довідковий матеріал, необхідний для розуміння гідравлічних закономірностей у гідрометрії, він дає можливість зрозуміти фізичне значення емпіричних формул для визначення витрат води через різні споруди, прилади й устаткування. Лекційний матеріал розпочинається з вивчення окремих гідравлічних залежностей, емпіричних формул і їхнього фізичного значення. Студент повинен чітко знати такі поняття як втрати напору, шорсткість, гідравлічний ухил і гідравлічний радіус, і багато чого іншого, пов'язаного з цим. Представлений матеріал з гідравліки має прикладний характер з урахуванням наявних діючих споруд, каналів і трубопроводів. Засвоївши перші два розділи, студент може оперативно і з розумінням вивчити всі існуючі особливості вимірювання витрат і об'ємів води, швидкості руху рідини і фільтраційних витрат, а також пропускну спроможності каналів і трубопроводів. Цей конспект містить також запитання для самоперевірки і приклади вправ для практичного застосування одержаних знань у виробництві. Останній розділ конспекту містить огляд наявних приладів для вимірювання витрат води зі схемами установки і принципу дії.

ЗАГАЛЬНА ЧАСТИНА

Гідрометрія - наука про методи й засоби визначення величин, що характеризують режим водних об'єктів.

Експлуатаційній гідрометрії приділяється велика увага. Правильна її організація дозволяє враховувати й раціонально розподіляти зрошувальну воду в системі, підтримувати належний меліоративний стан зрошуваних земель, забезпечуючи високу врожайність сільськогосподарських культур.

До завдань експлуатаційної гідрометрії входять:

- одержання надійних даних про надходження й розподіл води в цілому у системі, виражених у секундних витратах і збільшуваним підсумком, як по окремих каналах, так і по системі в цілому;
- обладнання зрошувальних систем сучасними водовимірювальними пристроями й засобами автоматизації та телемеханізації, своєчасне тарування гідротехнічних споруд;
- чіткий контроль надходження, використання і скиду зрошувальної води споживачами і водокористувачами;
- визначення втрат води з міжгосподарських і внутрішньогосподарських каналів зрошувальних і обводнювальних систем;
- складання повного водного балансу зрошувальних систем;
- обладнання всіх гідротехнічних споруд на відкритих зрошувальних системах, що знов будуються і реконструюються, приставками, насадками або іншими пристроями для встановлення водовимірювальних приладів;
- оснащення зрошувальних систем різними гідрометричними, метеорологічними, гідравлічними приладами й устаткуванням для вивчення режиму їхньої роботи.

Під час виконання основних завдань експлуатаційної гідрометрії можливе планове регулювання води у всіх необхідних точках, одержання досить повних даних про рух зрошувальної води на будь-якій ділянці системи.

Названий комплекс робіт виконується за умов своєчасної і правильної організації гідрометричних постів.

Мережа облікових гідрометричних постів або пунктів повинна охоплювати всю іригаційну мережу, починаючи від вододжерела, що живить систему, до водовипуску в тимчасовий зрошувач.

На зрошувальній системі звичайно існує декілька типів і схем гідрологічних постів. За призначенням водомірні пости поділяються на:

- опорні, розташовані на вододжерелі вище за водозабірну споруду;
- головні, розташовані в головній частині магістрального або розподільного каналу нижче за водозабірну споруду;

- пости, що встановлюються на головних ділянках розподільних і міжгосподарських каналів, на водовиділах в господарську мережу;
- пости, що встановлюються на міжгосподарських каналах на межі експлуатаційних ділянок зрошувальних систем;
- внутрішньогосподарські, що встановлюються безпосередньо всередині господарства на каналах господарського призначення.

За конструкцією водомірні пости на зрошувальній системі бувають:

- прості, на яких рівні й витрати води відлічують безпосередньо за поділками рейки (рейкові і пальові), а також обладнані водозливами і вимірювальними порогами;
- автоматичні, що базуються на принципі автоматичної фіксації датчиками коливань рівня води з подальшим передаванням їх реєстраційному пристрою лініями зв'язку. Датчиком звичайно може бути поплавець або манометричний прилад.

Як реєстраційні пристрої застосовують самописці різних конструкцій короткої (24 год), середньої (3-6 діб.) і тривалої (до 32 діб.) дії.

Є багато типів самописців рівня води, що відрізняються один від одного деякими конструктивними особливостями. На зрошувальних системах найбільш поширені самописці системи «Валдай» з добовим заводом годинникового механізму і самописець - ГР-38 тривалої дії, розрахований на безперервну роботу без заведення годинника до 32 діб; крім того, використовуються дистанційні самописці, обладнані приладами, що дозволяють вимірювати рівні води на значній відстані від об'єктів. Існують різні системи передачі інформації про положення рівнів на відстань: гідравлічні, механічні, електричні й радіоелектричні.

До складу основних робіт із забезпечення виконання необхідних вимірювань і спостережень входять:

- підготовчі - узгодження й затвердження схем установаження гідрометричних постів, проектування устаткування постів, будівництва постів і забезпечення їх необхідним устаткуванням для виконання робіт;
- поточні - виконання спостережень і вимірювань з визначенням стоку, підтримання в справному стані споруд, механізмів, приладів і устаткування, поточний ремонт наявного устаткування;
- обробка матеріалів - польові записи спостережень і вимірювань, первинна обробка матеріалів записів в обсязі, достатньому для оперативного використання даних спостережень, періодична звітність.

1 КОРОТКІ ВІДОМОСТІ ПРО ГІДРАВЛІКУ У ВІДКРИТИХ РУСЛАХ

Рух у відкритих руслах характеризується наявністю вільної поверхні, при цьому змочений периметр χ є лише частиною загального периметру живого перерізу (рис.1.1).

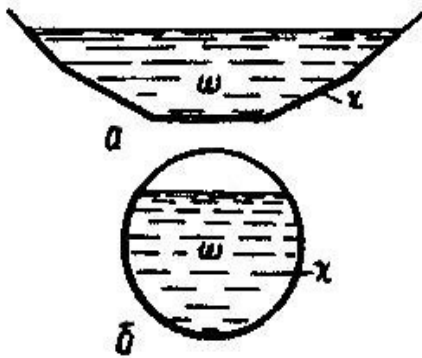


Рисунок 1.1

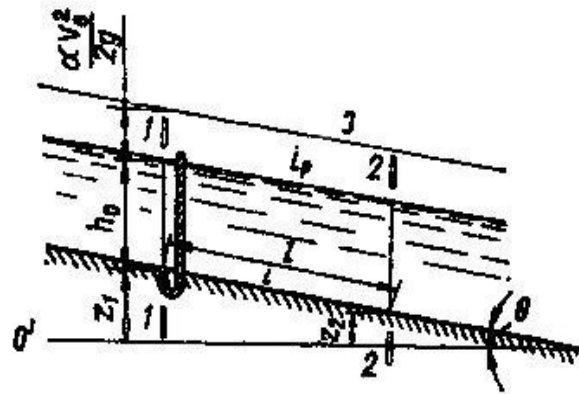


Рисунок 1.2

Під час рівномірного руху у відкритому руслі, зважаючи на постійність середньої швидкості за рухом, будуть сталими також площа і форма живого перерізу і, отже, глибина, ширина, змочений периметр, гідравлічний радіус та інші характеристики руху. Слід відзначити, що, окрім середньої швидкості $V = \frac{Q}{\omega}$, повинні бути сталими й місцеві швидкості вздовж кожної лінії течії. Отже, епюри місцевих осереднених швидкостей у різних живих перерізах повинні бути однаковими. Недотримання останньої умови не дозволяє вважати рух рівномірним, оскільки на переформування швидкісної структури потоку витрачається додаткова енергія, яка не характеризується звичайними втратами енергії по довжині при рівномірному русі.

Рівномірний рух спостерігається в каналах, лотках, безнапірних трубах постійного перерізу. Глибина потоку при рівномірному русі називається *нормальною* і позначається h_0 .

За постійної середньої швидкості і глибини (а отже, і тиску $p = \rho g h_0$) уздовж руху потоку втрати енергії в рівнянні Бернуллі можуть статися тільки за рахунок зменшення позначки z по ходу руху (рис.1.2).

Різниця позначок дна z_1-z_2 в двох розрахункових перерізах, віднесена до відстані між цими перерізами l , називається *ухилом дна русла*

$$i = \frac{z_1 - z_2}{l} = \sin \theta, \quad (1.1)$$

де θ – кут нахилу дна русла до горизонту.

Таким чином, при рівномірному русі у відкритих руслах обов'язково повинен бути позитивний ухил дна, тобто зниження позначок перерізів z , тоді як за рівномірного руху в напірних трубах зменшується п'єзометричний натиск $H = z + \frac{p}{\rho g}$, зокрема, п'єзометрична висота $\frac{p}{\rho g}$ (і отже, тиск p), а позначка z може залишатися сталою або навіть збільшуватися.

Оскільки ухил дна звичайно невеликий, то живі перерізи й глибини умовно вважаються вертикальними, а не перпендикулярними лініями дна. Якщо в дні або стінках русла в якому-небудь перерізі встановити п'єзометри, то рівень рідини в них співпадає з рівнем води в руслі в цьому перерізі. Звідси випливає, що п'єзометричний ухил i_p дорівнює ухилу поверхні потоку i , отже, ухилу дна i . Тепер можна записати

$$i = i_p = J, \quad (1.2)$$

де J - гідравлічний ухил.

Рівняння (1.2) називають *рівнянням* рівномірного руху у відкритих руслах.

Це рівняння дозволяє перетворити залежності рівномірного руху для розрахунку відкритих русел. Швидкість визначається за формулою Шезі:

$$V = C\sqrt{R_i}, \quad R I \quad (1.3)$$

або за формулою

$$V = W\sqrt{i}, \quad (1.4)$$

а витрата води

$$Q = \omega W\sqrt{i}. \quad (1.5)$$

У цих формулах C називається *швидкісним множником* (коефіцієнтом Шезі), а $W = C\sqrt{R}$ - *швидкісною характеристикою*.

Для C і W різними дослідниками було запропоновано декілька емпіричних формул, багато з яких у даний час має лише історичне значення. Тут наводяться лише найпоширеніші формули.

До таких, перш за все, належить формула М.М.Павловського

$$C = \frac{1}{n} R^y$$

і виведена з неї формула для швидкісної характеристики

$$C = \frac{1}{n} R^{y+1/2} = \frac{1}{n} R^z, \quad (1.6)$$

де R - гідравлічний радіус, м;

n - коефіцієнт шорсткості, що залежить від характеру поверхні стінок русла (табл.1.1);

$z=y+1/2$ - показник ступеня, що визначається за зміненою формулою

$$z = 0.37 + 2.5\sqrt{n} - 0.75(\sqrt{n} - 0.1)\sqrt{R}. \quad (1.7)$$

Значення z за формулою (1.7) змінюються в межах від 0.63 до 0.85. У довідковій літературі наводяться таблиці для W або C , підраховані за формулою (1.7). Застосування готових табличних значень полегшує розрахунки, звільняючи проектувальника від необхідності підносити у дробовий ступень значення гідравлічного радіуса R . Проте під час аналізу залежностей для гідравлічних і геометричних характеристик русла зручно все ж таки користуватися формулами вигляду (1.6), але зі сталим показником ступеня.

У літературі наводяться формули з показником ступеня $y=1/5$ (формула Форхгеймера) і $y=1/6$ (формула Маннінга). З урахуванням цього, окремі види формули для швидкісної характеристики набувають вигляду:

$$W = \frac{1}{n} R^{0.7}, \quad W = \frac{1}{n} R^{0.67} \quad (1.8)$$

Витрата води у відкритому каналі або лотку може бути виражена формулою

Таблиця 1.1 – Коефіцієнти шорсткості відкритих русел

Стан русла	n
Неукріплені русла	
Великі земляні канали в лесі або щільній землі без наносів, вкриті товстим стійким мулистим шаром	0.018
Великі земляні канали в піщаних і супіщаних ґрунтах, що утримуються в належних умовах	0.020
Канали, чисто висічені в скелі; канали в щільному лесі, дрібному піску або землі з частково почищеним дном і схилами після землерийної машини	0.0225
Канали в щільному лесі, дрібному гравії і піску, вириті землерийними машинами без подальшого додаткового планування	0.025
Земляні канали в порівняно поганих умовах утримання, помітно зарослі травою, з місцевими обвалами схилів, місцями з водоростями, кругляком або гравієм по дну	0.030
Канали за досить поганих умов утримання з неправильним профілем, помітно засмічені камінням і водоростями; малі земляні канали при виконанні робіт землерийними машинами без подальшого планування	0.035
Канали з виключно поганими умовами утримання, з великим камінням по дну	0.040
Русла із штучним зміцненням	
Дошки добре відстругані	0.011
Досить добре бетонування; необстругані дошки	0.012
Поверхні, обштукатурені цементним розчином	0.013
Бетонування каналів за середніх умов утримання	0.014
Облицювання середньої якості з тесаного каменя	0.015
Порівняно грубе бетонування; якісна бутова кладка	0.017
Бруківка	0.020
Якісна суха кладка; кам'яний накид у плотах	0.025
Хворостяне зміцнення; суха кладка середньої якості	0.030

Примітка. Ця й деякі інші таблиці наводяться у скороченому вигляді.

$$Q = \omega \frac{1}{n} \left(\frac{\omega}{\chi} \right)^z \sqrt{i}, \quad (1.9)$$

де χ - змочений периметр.

Русла з різними формами поперечного перерізу (рис.1.3) за однакової площі ω мають різний змочений периметр χ і, отже, гідравлічний радіус $R = \frac{\omega}{\chi}$.



Рисунок 1.3

Гідравлічно вигіднішим перерізом русла називається переріз, який при заданих ухилі дна i , площі перерізу ω , коефіцієнті шорсткості n має найбільшу пропускну спроможність. З формули (1.9) випливає, що такому перерізу відповідає мінімальний змочений периметр χ або максимальний гідравлічний радіус R . Може бути й інша характеристика такого перерізу - при заданій витраті Q , ухилі i й коефіцієнті шорсткості n він має найменшу площу живого перерізу.

На будівництво каналів з гідравлічно вигіднішими перерізами витрачається мінімум земляних робіт (площа перерізу) або мінімум робіт зі зміцнення дна й берегів (змочений периметр). Слід при цьому мати на увазі, що звично брівка каналу і рівень зміцнення підносяться над рівнем води (рис.1.4), тому площа перерізу і змочений периметр беруться з деяким запасом порівняно з гідравлічно вигіднішими.



Зміцнення русла

Рисунок 1.4

З різних форм живого перерізу (рис.1.3) вигіднішим буде напівкруглий, оскільки в цьому випадку при заданій площі буде найменший змочений периметр. На практиці найчастіше будують трапецеїдальні або параболічні перерізи, оскільки півколо має у верхній частині вертикальні стінки й потребує бетонного або залізобетонного зміцнення, навіть у випадках, коли по допустимих на розмив швидкостях в цьому немає необхідності.

Для визначення гідравлічно вигіднішого перерізу необхідно знайти величину максимального гідравлічного радіусу. Помножимо й розділимо праву частину рівняння (1.9) на R^2 і після перетворень одержимо

$$\frac{Q_n}{\sqrt{i}\psi} = R^{2+z}, \quad (1.10)$$

де функція ψ є відношенням

$$\psi = \frac{\omega}{R^2}. \quad (1.11)$$

Для гідравлічно вигіднішого перерізу $R = R_{\max}$, а $\psi = \psi_{\min}$, тоді

$$\frac{Q_n}{\sqrt{i}\psi_{\Gamma.H}} = R_{\max}^{2+z}, \quad (1.12)$$

$$R_{\max} = \left(\frac{Q_n}{\sqrt{i}\psi_{\Gamma.H}} \right)^{\frac{1}{2+z}} = f \left(\frac{Q_n}{\sqrt{i}\psi_{\Gamma.H}}, z \right) \quad (1.13)$$

Таким чином, для визначення максимального гідравлічного радіусу R_{\max} необхідно, окрім витрати Q , ухилу i й коефіцієнта шорсткості n , знати також значення величини ψ_{Γ} і показника ступеня z .

2 ГІДРАВЛІКА ЗАКРИТИХ ТРУБОПРОВОДІВ

2.1 Основне рівняння рівномірного руху і втрати напору по довжині в трубах

Для встановлення залежності втрат напору від сил опору за довжиною необхідно розглянути такий потік рідини, в якому є тільки опори по довжині, а відсутні місцеві.

При дотриманні цих умов потік може протікати при сталому рівномірному русі.

Виділимо відсік такого потоку між перерізами 1-1 і 2-2 (рис.2.1) і застосуємо до нього рівняння зміни кількості руху в проекціях на вісь потоку. Оскільки рух є рівномірним, то швидкість по його довжині буде незмінною ($V_1=V_2$), зміна кількості руху буде дорівнювати нулю ($\Delta K D_x = 0$) і, отже, сума проєкцій імпульсів сил $\sum I C_x$ на вісь потоку також буде дорівнювати нулю.

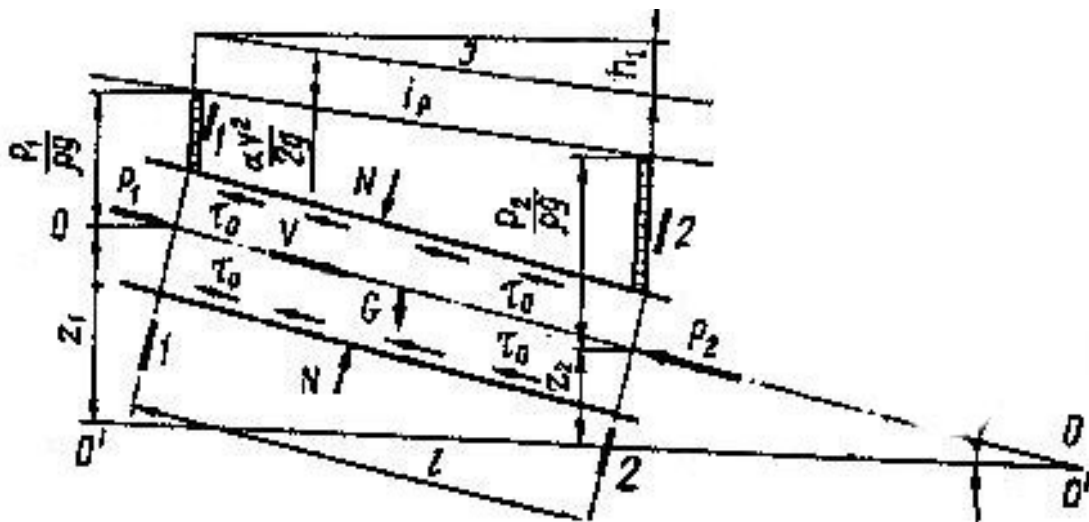


Рисунок 2.1

На вибраний відсік рідини діють його сила тяжіння G , сили тиску P_1 , і P_2 в перерізах 1-1 і 2-2 з боку відкинутих об'ємів рідини, сила опору по довжині T і нормальні сили тиску з боку стінок русла на бічні поверхні потоку N , проєкції яких на вісь потоку дорівнюють нулю. З урахуванням цього

$$P_1 - P_2 + G \cos(90 - \beta) - T = 0, \quad (2.1)$$

де β - кут нахилу осі потоку до горизонту.

Оскільки рух у перерізах 1-1 і 2-2 є плавномінім, то й тиск у них розподіляється за законом гідростатики і сили тиску будуть дорівнювати:

$$P_1 = p_1 \omega; \quad P_2 = p_2 \omega \quad (2.2)$$

де p_1 і p_2 - тиск у центрах тяжіння відповідних перерізів;

ω - площа живого перерізу потоку.

Сила тяжіння відсіку

$$G = \rho g \omega l, \quad (2.3)$$

де l - довжина вибраного відсіку між розрахунковими перерізами.

Значення $\cos(90-\beta)$ можна подати у вигляді:

$$\cos(90 - \beta) = \sin \beta = \frac{z_1 - z_2}{l}. \quad (2.4)$$

Сила опору по довжині l характеризується тертям між потоком і стінками русла:

$$T = \tau_0 \chi l, \quad (2.5)$$

де χ - змочений периметр, тобто частина периметра живого перерізу, стична зі стінками русла; при напірному русі l співпадає з периметром живого перерізу (рис. 2.2, а), а при безнапірному представляє лише частину останнього (рис.2.2, б);

$\tau_{\text{про}}$ - середнє значення дотичних напруг на одиниці площі зіткнення потоку з руслом.

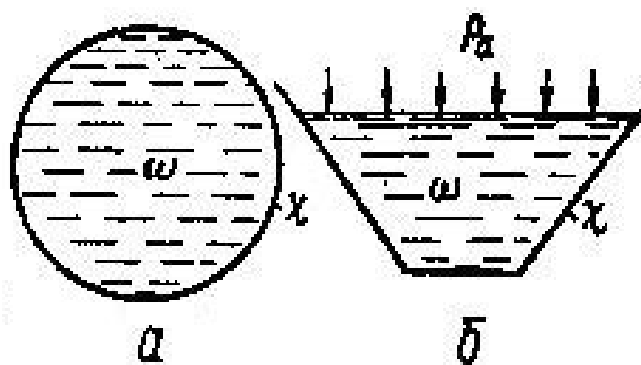


Рисунок 2.2

При рівномірному русі всі характеристики потоку, у тому числі й дотичні напруги, не змінюються за довжиною, проте в різних точках змоченого периметра $\tau_{\text{про}}$ може бути різним, тому береться його середнє значення по змоченому периметру. Крім того, величина $\tau_{\text{про}}$ повинна враховувати дійсні опори, тобто залежати від в'язкості, розподілу швидкостей і їх зміни, утворення вихорів у потоці, перемішування частинок рідини під час руху.

З урахуванням виразів (2.2)-(2.5) рівняння (2.1) набере вигляду

$$p_1\omega - p_2\omega + \rho g l \frac{z_1 - z_2}{l} = \tau_o \chi l$$

Розділимо всі члени цього рівняння на силу тяжіння, прикладену до даного відсіку $G = \rho g \omega l$, і після перетворень одержимо

$$\frac{\left(\frac{p_1}{\rho g} + z_1\right) - \left(\frac{p_2}{\rho g} + z_2\right)}{l} = \frac{\tau_o \chi}{\rho g \omega}. \quad (2.6)$$

Ліва частина цього рівняння демонструє п'єзометричний ухил i_p , який на всій ділянці рівномірного руху є величиною сталою, оскільки опори за довжиною також стали для всієї ділянки. З урахуванням цього рівняння (2.6) зводиться до вигляду:

$$i_p = \frac{\tau_o}{\rho g R}, \quad (2.7)$$

де R - гідравлічний радіус перерізу, що визначається відношенням

$$R = \frac{\omega}{\chi}. \quad (2.8)$$

Гідравлічний радіус R є узагальненою характеристикою живого перерізу й істотно впливає на величину втрат енергії (напору) за довжиною, але для деяких форм живих перерізів, що істотно відрізняються від кола, він недостатньо враховує їхні особливості.

Рівняння (2.7) називається *основним рівнянням рівномірного руху*. При рівномірному русі, зважаючи на постійність швидкості V і

швидкісного напору $\frac{\alpha V^2}{2g}$, напірна лінія паралельна п'єзометричній, і гідравлічний ухил дорівнює п'єзометричному:

$$J = i_p. \quad (2.9)$$

Цей вираз також називають *рівнянням рівномірного руху*.

$$J = \frac{h_i}{l} \quad (2.10)$$

і

$$h_i = \frac{\tau_o l}{\rho g R}. \quad (2.11)$$

Рівняння (2.7) і (2.11) характеризують залежність втрат енергії (напору) за довжиною h_t від причин, що їх зумовлюють - дотичних напруг τ_o , і, отже, від сил опору по довжині. Для розрахунків за формулою (2.11) необхідно знати величину дотичних напруг τ_o , які в загальному випадку (як і для твердих тіл) визначаються на підставі експериментальних даних.

2.2 Втрати напору по довжині в круглих трубах

Для круглих труб гідравлічний радіус $R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{\pi D^2}{4\pi D} = \frac{D}{4}$. З урахуванням цього формула (2.11) набуває вигляду:

$$h_l = \frac{4\tau_o l}{\rho g D}. \quad (2.12)$$

На підставі численних досліджень, проведених на паризькому водопроводі, французький інженер А. Дарсі в 1857 р. встановив, що втрати напору в трубах пропорційні швидкісному напору $\frac{V^2}{2g}$ і запропонував формулу:

$$h_1 = \lambda \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g}, \quad (2.13)$$

де λ - гідравлічний коефіцієнт тертя, визначається експериментально.

Порівнюючи вирази (2.13) і (2.12), одержимо формулу

$$\tau_0 = \rho \frac{\lambda}{8} V^2 \quad (2.14)$$

з якої випливає, що дотичні напруги прямо пропорційні квадрату швидкості.

Формула (2.13) є розрахунковою для визначення втрат напору по довжині в трубах. У такому вигляді ці втрати враховуються при використанні рівняння Бернуллі.

Слід відзначити, що гідравлічний коефіцієнт тертя за деяких умов залежить від середньої швидкості в живому перерізі V , у зв'язку з чим втрати напору по довжині h_1 і дотичні напруги $\tau_{\text{про}}$ не завжди пропорційні квадрату швидкості.

З формули (2.14) також випливає, що коефіцієнт λ залежатиме від тих чинників, які впливають на величину дотичних напруг τ_0 , про що зазначалося в поясненні до формули (2.5). Це особливо проявляється при різних режимах руху рідини - ламінарному і турбулентному, яким будуть присвячені подальші розділи.

2.3 Режими руху рідини. Число Рейнольдса

Дослідження показують, що існують два режими руху рідини: ламінарний, при якому частинки рухаються шарами без перемішування, і турбулентний - з безладним перемішуванням частинок рідини. Окрім такої, видимої оком, відмінності, в цих випадках якісно й кількісно різняться також сили тертя. На останню обставину ще в 1880 р. звернув увагу Д.І.Менделєєв у роботі «Про опір рідини і повітроплавання». Більш повно режими руху досліджував англійський фізик О. Рейнольдс (1883 р), методика досліджень якого полягає в наступному.

Рідина з бака А витікає скляною трубою В, в кінці якої встановлений кран С для регулювання витрати води й швидкості (рис.2.3). З бачка D трубою меншого діаметра до вхідної ділянки труби В подається фарба. При плавному невеликому відкритті крана С рідина рухається трубою В з порівняно невеликою швидкістю, а фарба, потрапляючи в цю ж трубу, рухається у вигляді тонкого струменя, не перемішуючись зі всім потоком. Такий рух називається ламінарним. При подальшому відкритті крана і,

отже, збільшенні швидкості протікання води в трубі, характер руху змінюється. При деякому значенні швидкості струмінь стає хвилеподібним, а його контур нестійким (рис.2.4, а). З подальшим збільшенням швидкості в струмені намічаються розриви (рис.2.4, б), а далі й повне руйнування його, внаслідок чого фарба повністю перемішується в трубі В (рис.2.4, в). Рух стає турбулентним

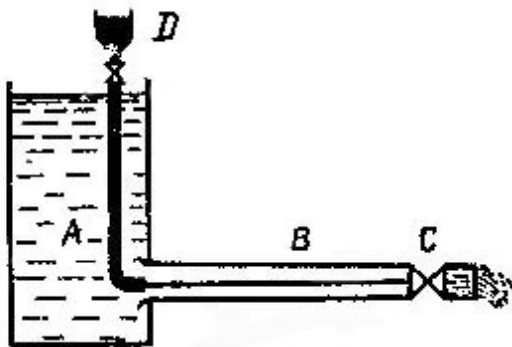


Рисунок 2.3

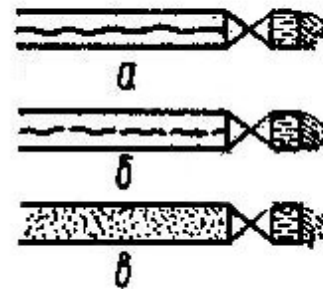


Рисунок 2.4

При зворотному зменшенні швидкості руху рідини в трубі режим знову стає ламінарним, проте цей перехід відбувається при меншій швидкості, ніж перехід від ламінарного до турбулентного режиму.

Швидкість, при якій режим руху переходить від ламінарного до турбулентного, називається верхньою критичною швидкістю $V_{в.к.}$, а швидкість, при якій турбулентний режим переходить в ламінарний, - нижньою критичною швидкістю $V_{н.к.}$. У той же час дослідження показують, що значення нижніх і верхніх критичних швидкостей при русі рідини в трубах різного діаметру або при русі рідин з різною в'язкістю не залишаються постійними.

На підставі обробки експериментальних даних встановлено, що більш повно режим руху рідини характеризується числом значенням безрозмірного параметра, який називається числом Рейнольдса,

$$Re = \frac{VD}{\nu}, \quad (2.15)$$

де D -діаметр труби;

ν - кінематична в'язкість рідини.

При значенні $V=V_{н.к.}$ число Рейнольдса називається нижнім критичним числом Рейнольдса Re_n а при $V=V_{в.к.}$ - верхнім критичним

числом Рейнольдса $Re_{в.к.}$. На підставі обробки експериментальних даних приймають $Re_{н.к.}=2320$. Верхнє критичне число Рейнольдса не має строго встановленого значення, а залежить від таких чинників, як місцеві опори (наприклад, форма входу в трубу), струсу трубопроводу тощо. В лабораторних умовах іноді вдається зберегти ламінарний режим до чисел Рейнольдса порядку 12000-13000 і навіть більше.

Проте, зважаючи на нестійкість ламінарного руху в області $Re_{н.к.} < Re < Re_{в.к.}$, на практиці приймають, що ламінарний режим існує при $Re < Re_{н.к.} = 2320$. У зв'язку з цим часто нижнє критичне число Рейнольдса називають просто критичним числом Рейнольдса і позначають Re_k .

На практиці ламінарний режим може встановлюватися в капілярних трубках при малих швидкостях руху води, а також при русі води між частинками ґрунту (фільтрація), при русі рідин з великою в'язкістю (нафта, машинні масла, бітуми тощо.). При русі води в системах водопостачання і водовідведення (каналізації) звичайно наявний турбулентний режим.

Приклад. При якій швидкості руху води в трубі діаметром $D=100$ мм відбудеться перехід ламінарного режиму руху в турбулентний?

Приймаючи кінематичну в'язкість $\nu = 0.01 \text{ см}^2/\text{с}$ з формули (2.15), знайдемо $V = \frac{Re \nu}{D}$. Оскільки зміна режимів руху відбувається при

критичному числі Рейнольдса $Re_k = 2320$, то $V_k = \frac{2320 \cdot 0.01}{10} = 2.32 \text{ см/с}$.

Для каналів і інших русел не круглого перерізу число Рейнольдса виражають через гідравлічний радіус

$$Re_R = \frac{VR}{\nu}. \quad (2.16)$$

Для круглих труб при гідравлічному радіусі $R = \frac{D}{4}$ критичне число Рейнольдса, виражене через гідравлічний радіус, буде $Re_k=580$, а для відкритих каналів, згідно з експериментальними даними, $Re_{Rk} \approx 300...700$. Відрізняються між собою також критичні числа Рейнольдса для труб з великою шорсткістю і на ділянках труб, що звужуються або розширюються. Такі відмінності свідчать про недостатню вивченість цього питання.

2.4 Структура турбулентного потоку в трубі

Експериментальні дослідження показують, що турбулентний потік у трубі розподіляється на дві, різко відмінні за структурою ділянки. Безпосередньо біля стінки утворюється дуже тонка ділянка в'язкого руху - так званий *в'язкий підшар*. Решта частини потоку - *турбулентне ядро* - є ділянкою, що мало або майже не залежить від в'язкості, ділянкою турбулентного перемішування (рис.2.5).



Рисунок 2.5

У межах в'язкого підшару динамічна в'язкість μ значно більша за турбулентну в'язкість ϵ_t і напруги в'язкісного тертя значно більші за напруги, що виникають під дією сил інерції. Зворотна картина спостерігається в турбулентному ядрі, де дотичні напруги від турбулентного перемішування у багато разів більші за напруги в'язкісного тертя. Суворо кажучи, такий розподіл потоку на дві ділянки дещо умовний і схематичний. Насправді з віддаленням від стінок труби вплив в'язкості зменшується поступово і між в'язким підшаром і турбулентним ядром можна ще розрізнити перехідну ділянку, в якій величини ϵ_t і μ мають однаковий порядок. Введення такої ділянки необхідне для вивчення тепломасопередачі. В той же час в гідродинаміці звичайно обмежуються схемою двох ділянок - в'язкого підшару і турбулентного ядра.

Зважаючи на складність механізму турбулентного руху, характер зміни осереднених швидкостей по перерізу можна одержати лише експериментальним шляхом або за допомогою напівемпіричної теорії турбулентності. Так, наприклад, для в'язкого підшару приймається допущення, що в його межах дотичні напруги $\tau_0 = \text{const}$ і тоді можна записати:

$$\tau_o = \mu \frac{d\bar{u}}{dy} = \rho\nu \frac{d\bar{u}}{dy}$$

Звідси

$$d\bar{u} = \frac{\tau_o dy}{\rho\nu} = u_*^2 \frac{du}{\nu} \quad (2.17)$$

де y - відстань точки від стінки труби:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} \quad (2.18)$$

Величина u_* має розмір швидкості і називається *динамічною швидкістю*.

Інтегруючи вираз (2.17), одержимо

$$\bar{u} = u_*^2 \frac{y}{\nu} + C \quad (2.19)$$

Біля стінки ($y = 0$) вважається, що швидкість $u = 0$, тоді $C=0$ і

$$\bar{u} = u_*^2 \frac{y}{\nu} \quad (2.20)$$

Для турбулентного ядра за пропозицією Прандтля приблизно вважають, що поздовжні й поперечні пульсації пропорційні відстані від стінки і градієнту осередненої швидкості, тобто

$$\left. \begin{aligned} u'_x &= \aleph_x y \left(\frac{d\bar{u}}{dy} \right) \\ u'_y &= \aleph_y y \left(\frac{d\bar{u}}{dy} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2.21)$$

де \aleph_x і де \aleph_y – коефіцієнти пропорційності.

Позначаючи $\aleph^2 = -\aleph_x \aleph_y$ (де \aleph - постійна Прандтля-Кармана), одержимо:

$$\tau_{\text{турб}} = \rho \aleph^2 y^2 \left(\frac{d\bar{u}}{dy} \right)^2. \quad (2.22)$$

Звідки

$$d\bar{u} = \sqrt{\frac{\tau_{\text{турб}}}{\rho \aleph y}}. \quad (2.23)$$

За пропозицією Прандтля робимо припущення, що дотичні напруги в зоні турбулентного ядра близькі до дотичних напруг біля стінки ($\tau_{\text{турб}} = \tau_o$). З урахуванням цього й рівняння (2.18) одержимо

$$\bar{u} = \frac{u_*}{\aleph} \ln y + C. \quad (2.24)$$

По осі труби $y = r_o$, а $\bar{u} = \bar{u}_{\text{max}}$ і $C = \bar{u}_{\text{max}} - \frac{u_*}{\aleph} \ln r_o$. За даними І.Нікурадзе, $\aleph=0.4$, хоча детальні дослідження показують, що \aleph змінюється залежно від числа Рейнольдса в межах від 0.36 до 0.435. З урахуванням викладеного залежність зміни осередненої швидкості по перерізу можна представити у вигляді:

$$D = \frac{\bar{u}_{\text{max}} - \bar{u}}{u_*} = 5.75 \lg \frac{r_o}{y}, \quad (2.25)$$

де D - дефіцит місцевої швидкості.

Залежність (2.25) показує, що на відміну від параболічного закону зміни місцевих швидкостей по перерізу при ламінарному русі, при турбулентному русі місцева швидкість змінюється за логарифмічним законом, тобто її зміна відбувається більш плавно. Для обчислення кількісних значень дефіциту місцевої швидкості D необхідно знати величину динамічної швидкості u_* . Скориставшись залежностями (2.18), (2.12) і (2.14), одержимо:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{\frac{\rho g D h l}{4 \rho l}} = \frac{1}{2} \sqrt{g J D}. \quad (2.26)$$

або

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{\frac{\rho \lambda V^2}{8\rho}} = \frac{V\sqrt{\lambda}}{2\sqrt{2}}. \quad (2.27)$$

Ці формули показують, що динамічна швидкість u^* може бути представлена залежно від втрат напору на одиницю довжини $\left(J = \frac{hl}{l}\right)$ або залежно від середньої в перерізі швидкості і гідравлічного коефіцієнта тертя λ .

Для ілюстрації викладеного на рис 2.6 показана залежність (2.25) з нанесеними дослідними точками І.Нікурадзе для труб з різними висотами виступів шерсткості Δ .

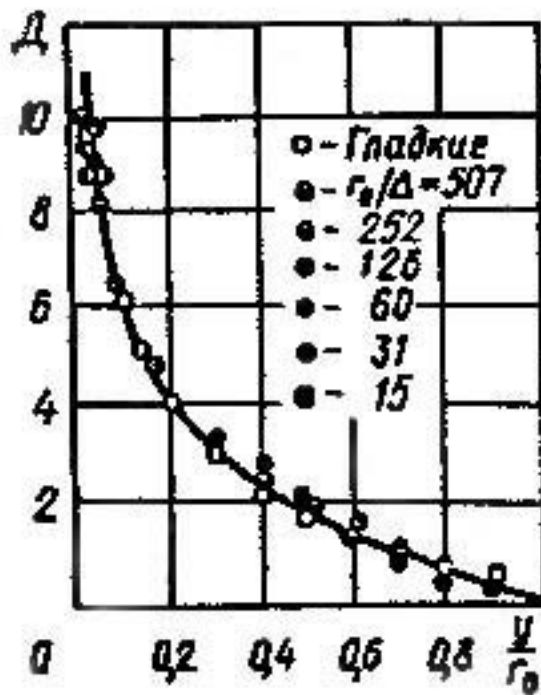


Рисунок 2.6

За аналогією з дефіцитом місцевої швидкості може бути обчислений дефіцит середньої швидкості. З урахуванням досліджень Л.Прандтля, Т. Кармана, Ф.А.Шевельова можна вважати

$$D_{cp} = \frac{u_{max} - V}{u_*} = \frac{1.5}{8} \cong 3.75. \quad (2.28)$$

Звідси знаходиться залежність між максимальною і середньою швидкостями

$$\bar{u}_{max} = V + 3.75u_*, \quad (2.29)$$

або з урахуванням (2.27)

$$\bar{u}_{max} = V(1 + 1.33\sqrt{\lambda}). \quad (2.30)$$

Остання залежність показує, що відношення максимальної осередненої швидкості до середньої по перерізу для турбулентного руху при найбільш поширених значеннях гідравлічного коефіцієнта тертя $\mu\lambda = 0.013-0.05$ коливається в межах 1.15-1.30, що значно менше такого відношення (яке дорівнює двом) при ламінарному русі.

Коефіцієнт кінетичної енергії для турбулентного потоку в круглих трубах може визначатися за формулою А. Д. Альтшуля:

$$\alpha = 1 + 2.65\lambda. \quad (2.31)$$

З урахуванням наведених вище значень λ коефіцієнт α змінюється в межах 1.03-1.13 і часто приблизно приймається рівним 1.10 або 1.0.

Рівняння (2.25) показує відносну зміну осередненої місцевої швидкості по перерізу. Для отримання абсолютного значення \bar{u} цю формулу можна перетворити таким чином:

$$\begin{aligned} \bar{u} &= \bar{u}_{max} - 5.75u_* \lg \frac{r_0}{y} \pm 5.75u_* \lg \frac{u_*}{v} = \\ &5.75u_* \lg \frac{yu_*}{v} - 5.75u_* \lg \frac{r_0 u_*}{v} + \bar{u}_{max} =, \quad (2.32) \\ &u_* \left(5.75 \lg \frac{yu_*}{v} + \frac{\bar{u}_{max}}{u_*} - 5.75 \lg \frac{r_0 u_*}{v} \right) \end{aligned}$$

або з урахуванням (2.27) і (2.29):

$$\bar{u} = u_* \left(5.75 \lg \frac{yu_*}{\nu} + 2\sqrt{\frac{2}{\lambda}} + 3.75 - 5.75 \frac{r_0 u_*}{\nu} \right). \quad (2.33)$$

Сума останніх трьох членів в дужках при протіканні води у водопровідних трубах з невеликою шорсткістю, враховуючи логарифмічну залежність для $\frac{r_0 u_*}{\nu}$ й порівняно невеликий діапазон зміни $\sqrt{\lambda}$, практично не змінюється і може бути прийнята 5.5.

З урахуванням цього

$$\bar{u} = u_* \left(5.75 \lg \frac{yu_*}{\nu} + 5.5 \right). \quad (2.34)$$

Гідравлічно гладкі й шорсткі труби. Залежно від співвідношення абсолютної висоти виступів шорсткості Δ і товщини в'язкого підшару δ різному виявляється вплив в'язкісного тертя і сил інерції на дотичні напруги і втрати енергії в потоці. Товщину в'язкого підшару визначимо з наступних міркувань. Дотичні напруги у в'язкому підшарі:

$$\tau_0 = \mu \frac{du}{dy}. \quad (2.35)$$

У межах в'язкого підшару (рис.2.7) швидкість змінюється від нуля біля стінки до $u_{в.п}$ на межі підшару, тобто на відстані δ від стінки. Тому можна прийняти

$$\frac{d\bar{u}}{dy} \approx \frac{\bar{u}_{в.п}}{\delta}; \quad \tau_0 = \mu \frac{\bar{u}_{в.п}}{\delta} = \nu \rho \frac{\bar{u}_{в.п}}{\delta}. \quad (2.36)$$

Звідси

$$\delta = \frac{\bar{u}_{в.п}}{\tau_0} = \frac{\bar{u}_{в.п}}{u_*} \frac{\nu}{u_*}. \quad (2.37)$$

Відношення $\frac{\bar{u}_{в.п}}{u_*}$ називають *числом Нікурадзе* й позначають N .



Рисунок 2.7

Тоді

$$\delta = N \frac{\nu}{u_*} \quad (2.38)$$

Значення N знаходиться в межах 10.5-11.1. Приймаючи $N=10.6$ і підставляючи значення u_* з (2.27) у формулу (2.38), одержимо:

$$\delta = 10.6 \frac{\nu 2\sqrt{2} D}{V\sqrt{\lambda}} \frac{D}{D} = \frac{30 \nu D}{VD\sqrt{\lambda}} \quad (2.39)$$

або

$$\delta = \frac{30 D}{Re \sqrt{\lambda}} \quad (2.40)$$

Це значення δ слід порівняти з висотою виступів шорсткості. Оскільки фактична висота всіх виступів неоднакова, то вводиться поняття еквівалентної шорсткості $\Delta_{екв}$, тобто такої рівномірної шорсткості, яка дає при розрахунку однакову із заданою шорсткістю величину гідравлічного коефіцієнта тертя λ . Деякі значення еквівалентної шорсткості наведені в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Значення еквівалентної шорсткості $\Delta_{\text{екв}}$

Труби	$\Delta_{\text{екв}}$, мм
Сталеві суцільнотягнуті нові	0.02-0.05
Те саме, не нові (що були в експлуатації)	0.15-0.30
Сталеві зварні нові	0.04-0.10
Чавунні нові	0.25-1.00
Чавунні і сталеві зварні не нові	0.80-1.50
Азбестоцементні нові	0.05-0.10
Те саме, не нові	0.60
Бетонні і залізобетонні	0.30-0.80

Схематично можна розглядати наступні три ділянки гідравлічних опорів (рис.2.8):

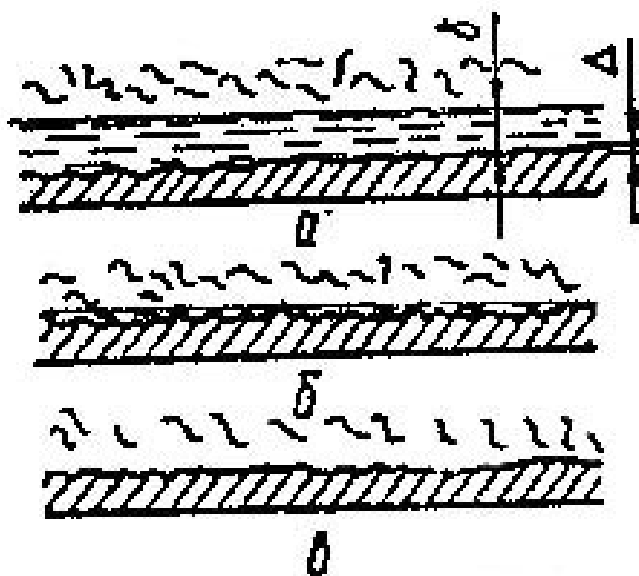


Рисунок 2.8

1) Ділянка гідравлічно гладких труб: виступи шорсткості вкриті в'язким підшаром ($\Delta_{\text{екв}} \ll \delta$) і не порушують цілісності останнього (рис.2.8, а). Виступи обтікаються без відривів і вироутворень. У цьому випадку шорсткість не впливає на гідравлічні опори й гідравлічний

коефіцієнт тертя, що залежить тільки від числа Рейнольдса. За даними А. Д.Альтшуля, ця ділянка існує при $Re \frac{\Delta_{екв}}{D} < 10$.

2) При $Re \frac{\Delta_{екв}}{D} > 500$ наявна ділянка гідравлічно шорстких труб: виступи шорсткості виходять за межі в'язкого підшару ($\Delta_{екв} \gg \delta$). Відривне обтікання виступів (рис.2.8, в) зводить опір тертя до опору обтікання тіл з різкою зміною конфігурації, яке не залежить від числа Рейнольдса і пропорційне швидкісному напору потоку і розмірам виступів шорсткості. Саме ці чинники пов'язані з інерційними опорами частинок рідини, що перемішуються.

3) При $10 < Re \frac{\Delta_{екв}}{D} < 500$ наявна перехідна ділянка: висота виступів шорсткості того самого порядку, що й товщина в'язкого підшару δ (рис. 2.8, б). В цьому випадку на гідравлічний опір впливають число Рейнольдса і величина виступів шорсткості.

Дослідження І.К.Никітіна внесли уточнення в характеристики турбулентного потоку поблизу шорсткої стінки, біля якої утворюється пристінний шар, що характеризується найбільшими поздовжніми пульсаціями швидкості на його межі, яка проходить вище виступів шорсткості. У середині цього шару потік турбулентний і окремі виступи обтікаються з вироутвореннями. Для практичних розрахунків достатньо надійні результати дають емпіричні формули, що наводяться далі для гідравлічного коефіцієнта тертя λ , структура яких заснована на викладеній вище умовній моделі турбулентного потоку.

Гідравлічний коефіцієнт тертя (коефіцієнт Дарсі). Виходячи з вищевикладеного, в загальному вигляді гідравлічний коефіцієнт тертя залежить від числа Рейнольдса і відносної шорсткості труби, тобто
$$\lambda = f\left(Re, \frac{\Delta_{екв}}{D}\right).$$

Однією з найвідоміших робіт у цій галузі є дослідження І. Нікурадзе, представлені у вигляді графіка на рис.2.9.

На графіку показано, що при ламінарному режимі λ залежить тільки від числа Рейнольдса. При значеннях $Re=2320-4000$ в зоні періодичної зміни режимів λ швидко збільшується. В ділянці гідравлічно гладких труб λ залежить тільки від числа Рейнольдса, зменшуючись із збільшенням останнього (крива а).

У перехідній ділянці на графіку показане сімейство кривих (б) для різних відносних шорсткостей. У цій ділянці значення λ загалом збільшується із збільшенням Re , але для невеликих шорсткостей на

початковій ділянці відбувається спад. В ділянці гідравлічно шорстких труб коефіцієнт λ представлений сімейством горизонтальних прямих для різних шорсткостей (в).

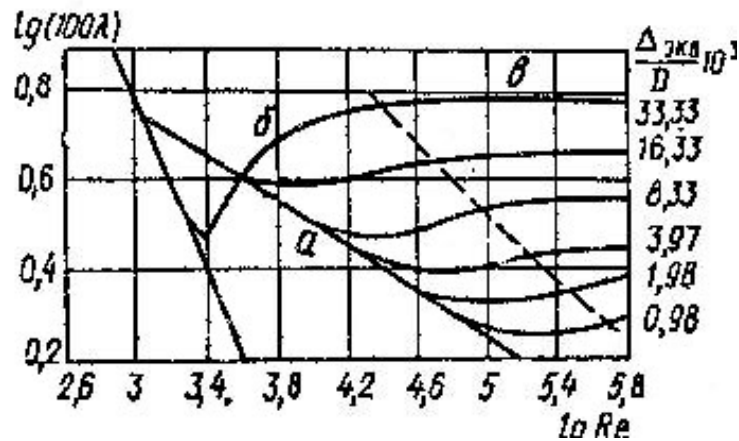


Рисунок 2.9

Дослідження І.Нікурадзе проводилися в трубах зі штучною рівномірною шорсткістю, наклеєною на стінки труби у вигляді піщинок однакової величини. Для практичних цілей важливі результати досліджень К.Кольбрука, Г.А.Муріна, Ф.А.Шевельова тощо, проведені для промислових труб з природною нерівномірною шорсткістю. Узагальнені результати цих досліджень представлені на рис. 2.10. В ділянці гідравлічно гладких труб (а) коефіцієнт λ зменшується із збільшенням Re , але, на відміну від графіка Нікурадзе, в перехідній ділянці (б) значення λ виходять більші, ніж у квадратичній (в). Пунктирною лінією позначена межа між областями. Це необхідно враховувати під час розрахунку труб, що працюють в перехідній області. Слід також відзначити, що кожна труба не є однозначно гладкою або шорсткою. Залежно від числа Рейнольдса одна і та сама труба може працювати в ділянці гідравлічно гладких, шорстких труб або в перехідній ділянці. У трубах з порівняно великою шорсткістю при переході до турбулентного режиму в'язкий підшар не покриває виступи шорсткості й ділянка гідравлічно гладких труб відсутня. Залежно від особливостей кожної області є різні емпіричні формули для визначення гідравлічного коефіцієнта тертя.

Для гідравлічно гладких труб використовують формулу Блазіуса

$$\lambda = \frac{0.3164}{Re^{1/4}} \quad (2.41)$$

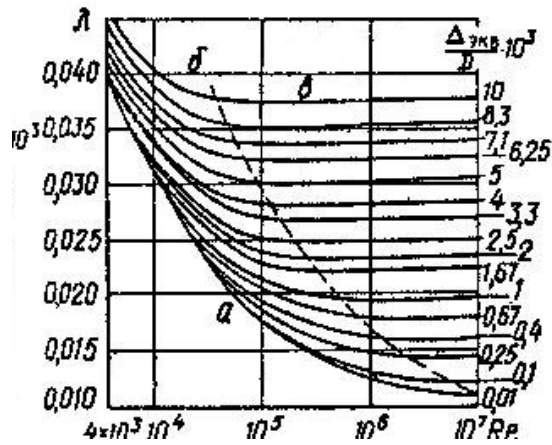


Рисунок 2.10

Враховуючи залежність (2.13) і $Re = \frac{VD}{\nu}$ легко переконатися, що втрати напору для гідравлічно гладких труб пропорційні швидкості в ступені 1.75:

$$h_1 = k_{гдл} V^{1.75}; \quad (2.42)$$

де $k_{гдл}$ – гідравлічний коефіцієнт тертя.

У перехідній ділянці опорів гідравлічний коефіцієнт тертя визначають за формулою А.Д Альтшуля:

$$\lambda = 0.11 \left(\frac{\Delta_{екв}}{D} + \frac{68}{Re} \right). \quad (2.43)$$

Ця формула використовується для всіх ділянок опорів. При малих числах Рейнольдса величина $\frac{\Delta_{екв}}{D}$ суттєво менша за величину $\frac{68}{Re}$ і нею можна нехтувати. В цьому випадку формула (2.43) перетворюється на формулу (2.41). При великих числах Re величиною $\frac{68}{Re}$ можна нехтувати порівняно з $\frac{\Delta_{екв}}{D}$ й для гідравлічно шорстких труб формула (2.43) перетворюється на формулу Б.Л. Шифрінсона

$$\lambda = 0.11 \left(\frac{\Delta_{\text{екв}}}{D} \right)^{0.25} . \quad (2.44)$$

Оскільки в останньому випадку гідравлічний коефіцієнт тертя не залежить від швидкості руху води, то з формули (2.13) випливає, що втрати напору пропорційні квадрату швидкості:

$$h_1 = k_{\text{ш}} V^2 . \quad (2.45)$$

У зв'язку з цим ділянка гідравлічно шорстких труб також називається *ділянкою квадратичного опору*. Для перехідної ділянки

$$h_1 = k_{\text{п}} V^{1.75-2} . \quad (2.46)$$

У формулах (2.45) і (2.46) $k_{\text{ш}}$, $k_{\text{п}}$ - коефіцієнти пропорційності.

Для окремих випадків руху рідини є окремі емпіричні формули для гідравлічного коефіцієнта тертя. Так, для водопровідних труб Ф.А.Шевельовим запропоновані формули:

1) для поліетиленових труб, що працюють у ділянці гідравлічно гладких труб

$$\lambda = \frac{0.0134}{(DV)^{0.226}} . \quad (2.47)$$

2) для перехідної ділянки

$$\lambda = \frac{m}{D^n} \left(1 + \frac{f}{V} \right)^n . \quad (2.48)$$

3) для ділянки гідравлічно шорстких труб

$$\lambda = \frac{m_1}{D^n} . \quad (2.49)$$

У цих формулах значення діаметра D приймаються в м, швидкості V в м/с, а коефіцієнти m , m_1 , n і f за таблицею 2.2.

Таблиця 2.2 - Коефіцієнти m , m_1 , n і f для формул Ф. Л. Шевельова

Труби	Коефіцієнти			
	m	n	f	m_1
Сталеві нові	0.0159	0.226	0.648	0.0121
Чавунні нові	0.0144	0.284	2.36	0.0143
Сталеві і чавунні не нові при $V < 1.2$ м/с при $V > 1.2$ м/с	0.0179	0.30	0.867	-
	-	0.30	-	0.021
Азбестоцементні	0.011	0.19	3.51	-

:

Азбестоцементні труби звичайно працюють в перехідній ділянці опору. Не нові сталеві і чавунні труби при швидкостях руху води $V < 1.2$ м/с також працюють у перехідній ділянці опору, а при $V > 1.2$ м/с - в ділянці гідравлічно шорстких труб. Формули (2.47)-(2.49) одержані для води з кінематичною в'язкістю 0.013 см²/с, значення якої разом з величинами еквівалентної шорсткості враховані коефіцієнтами, наведеними в табл.2.2. Ф.А.Шевельовим складені таблиці для визначення втрат напору у водопровідних трубах на підставі наведених вище формул.

Для розрахунку руху стічних вод у круглих напірних трубах систем водовідведення застосовується формула Н. Ф. Федорова

$$\lambda = \frac{0.25}{\left[\lg \left(\frac{\Delta_2}{3.42D} + \frac{\alpha_2}{Re} \right) \right]^2} \quad (2.50)$$

де Δ_2 і α_2 - еквівалентна абсолютна шорсткість і безрозмірний коефіцієнт (табл.2.3);

$Re = \frac{VD}{\nu}$ - число Рейнольдса, при визначенні якого кінематична в'язкість стічних вод приймається залежною від кількості завислих частинок у них на 5-30% більше, ніж в'язкість чистої води.

Таблиця 2.3 - Коефіцієнти Δ_2 і α_2 формули Н.Ф.Федорова

Труби	Δ_2	α_2
Азбестоцементні	0.60	73
Керамічні	1.35	90
Бетонні і залізобетонні	2.0	100

Тому значення гідравлічного коефіцієнта тертя λ для труб під час руху стічних вод виходять більшими, ніж під час руху чистої води у водопровідних трубах.

Формула (2.50) з відповідними корективами застосовується також для розрахунку безнапірних водовідвідних труб.

Формули швидкості при рівномірному русі. З основного рівняння рівномірного руху (2.7), підставивши в нього значення дотичних напруг, за (2.14), можна одержати розрахункову формулу для швидкості течії:

$$V = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \sqrt{Ri_p} \quad (2.51)$$

або

$$V = C \sqrt{Ri_p}, \quad (2.52)$$

де $C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}$ - швидкісний множник, (коефіцієнт Шезі).

Формула (2.52) у спеціальній літературі також називається формулою Шезі (1775 р.).

В умовах проведення дослідів Шезі не зміг одержати залежність швидкісного множника C від яких-небудь параметрів і вважав його постійним, хоча з вищевикладеного випливає, що швидкісний множник повинен залежати, як і гідравлічний коефіцієнт тертя λ , від відносної шорсткості і числа Рейнольдса. При дослідженнях, що проводились пізніше, в основному для квадратичної ділянки опору, для C м/с було запропоновано декілька емпіричних формул, з яких у нашій країні найбільшого поширення набула формула Н. Н. Павловського

$$C = \frac{1}{n} R^y, \text{ м/с} \quad (2.53)$$

де R - гідравлічний радіус, м;

n - коефіцієнт шорсткості, що визначається для напірних труб і водогонів за таблицею 2.4

y - показник ступеня, що визначається за формулою:

$$y = -0.13 + 2.5\sqrt{n} - 0.75(\sqrt{n} - 0.1)\sqrt{R}. \quad (2.54)$$

Таблиця 2.4 -. Коефіцієнти шорсткості n для напірних труб і водогонів

Характеристика поверхні труби	n
Нові гончарні і сталеві труби, добре укладені і з'єднані	0.011
Водопровідні труби в нормальних умовах, досить чисті водостічні труби	0.012
Водостічні труби в нормальних умовах, дещо забруднені водопровідні труби	0.013
Забруднені водопровідні й водостічні труби	0.014
Значно забруднені водостоки	0.015
Металеві трубопроводи зі зварними поздовжніми й поперечними швами без стиснення перерізу	0.011-0.013
Дерев'яні трубопроводи з клепок	0.010-0.012
Залізобетонні й бетонні тунелі і трубопроводи: без штукатурки зі штукатуркою.	0.012-0.020 0.012-0.014
Тунелі в скелі зі згладжуванням шляхом подовження виступів	0.025-0.033
Те саме, з нерівною поверхнею	0.040-0.045

Звичайно y буває в межах $1/4 - 1/7$. У літературі наводяться окремі випадки формули Н.Н.Павловського при $y=1/6$ (формула Маннінга) і $y = 1/5$ (формула Форхгеймера).

З урахуванням залежності (2.53) формулу (2.51) можна подати у вигляді

$$V = W \sqrt{i_p}, \quad (2.55)$$

де $W = C\sqrt{R}$ - швидкісна характеристика, або швидкість, при гідрометричному ухилі $i_p = 1$.

Величину W визначають за формулою

$$W = \frac{1}{n} R^z, \quad (2.56)$$

де $z = y + 0.5$ показник ступеня, визначається за формулою (2.54); з достатнім ступенем точності при розрахунках можна приймати осереднені значення z за таблицею 2.5.

Таблиця 2.5 - Осереднені значення показника ступеня z

n	Значення z при R, м			
	0.1-0.5	0.51-1.0	1-2	2-3
0.011-0.016	0.65	0.65	0.65	0.65
0.0165-0.017	0.70	0.65	0.65	0.65
0.0175-0.018	0.70	0.70	0.65	0.65
0.019-0.020	0.70	0.70	0.70	0.65
0.021-0.0225	0.70	0.70	0.70	0.70
0.025-0.0275	0.75	0.75	0.70	0.70
0.030-0.040	0.80	0.80	0.75	0.75

Залежність швидкісної характеристики W від гідравлічного радіусу R і коефіцієнта шорсткості n показана на рис.2.11. Для практичних розрахунків у довідниках і посібниках наводяться спеціальні таблиці для визначення W або C .

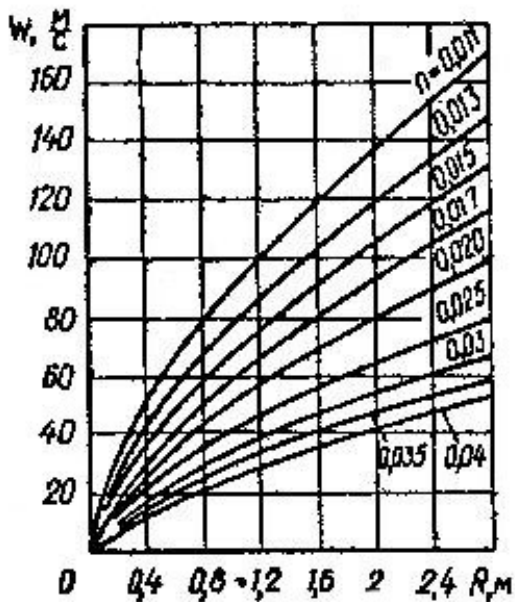


Рисунок 2.11

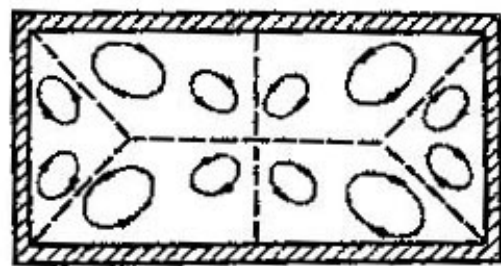


Рисунок 2.12

Формула (2.55) застосовується для труб круглого (при $R = D/4$) і не круглого (рис.2.12) перерізів, а також для відкритих каналів (рис.2.2,б). В останніх випадках потік не є осесиметричним, що впливає на величину дотичних напруг у різних точках змоченого периметра. Очевидно, це є однією з причин появи вторинних течій у площині живого перерізу, тобто поперечної циркуляції. За даними Л.Р.Лойцянского, оцінка гідравлічних опорів для не круглих перерізів залежно від гідравлічного радіусу є дуже грубою, оскільки останній недостатньо враховує форму живого перерізу. Це явище в даний час недостатньо вивчене, але для деяких типів перерізів у літературі є рекомендації для інженерних розрахунків.

Окрім формули Н.Н.Павловського є й інші пропозиції з визначення швидкісного множника C або швидкісної характеристики W . Деякі з них розглядаються під час вивчення рівномірного руху води у відкритих руслах.

2.5 Втрата напору по довжині при турбулентному рівномірному сталому русі рідини

Як показують дослідження, втрата напору по довжині може бути виражена через швидкісний напір. У загальному випадку залежність для втрати напору по довжині записується так:

$$h_f = \lambda \frac{l}{4R} \frac{v^2}{2g}, \quad (2.57)$$

тут l - довжина потоку;
 R - гідравлічний радіус.

Для круглих труб $d=4R$; у цьому випадку залежність (2.57) набуває вигляду:

$$h_f = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}. \quad (2.58)$$

Формула (2.58) називається формулою Вейсбаха-Дарсі, а коефіцієнт λ - коефіцієнтом гідравлічного тертя. При турбулентному режимі руху рідини коефіцієнт λ знаходиться за емпіричними формулами.

У загальному випадку коефіцієнт гідравлічного тертя λ залежить від числа Рейнольдса і від шорсткості стінок русла.

Вище вказувалося, що при турбулентному режимі руху рідини розрізняють три ділянки опору: «гладкого», доквадратичного і квадратичного.

Формула Вейсбаха-Дарсі може бути використана для визначення втрат напору по довжині в будь-якій ділянці опору (також і при ламінарному режимі); коефіцієнт же λ для кожної з ділянок опору визначається за спеціальними формулами.

У ділянці гладкого опору коефіцієнт λ залежить від числа Рейнольдса і не залежить від шорсткості стінок русла. В ділянці доквадратичного опору він залежить і від числа Рейнольдса і від відносної шорсткості стінок русла. В ділянці ж квадратичного опору коефіцієнт λ залежить лише від відносної шорсткості стінок русла і не залежить від числа Рейнольдса.

У випадку ділянки доквадратичного і квадратичного опору можна для розрахунку коефіцієнта гідравлічного тертя λ користуватися формулою Альтштуля

$$\lambda \approx 0.1 \left(1.46 \bar{\Delta} + \frac{100}{\text{Re}} \right)^{0.25}, \quad (2.59)$$

де відносна шорсткість позначена через $\bar{\Delta}$, причому

$$\bar{\Delta} = \frac{\Delta}{d}, \quad (2.60)$$

Δ - величина виступів шорсткості.

Окрім формули Вейсбаха-Дарсі, для визначення втрат напору по довжині можна користуватися формулою Шезі.

Формула Шезі для визначення втрат напору по довжині при сталому рівномірному турбулентному русі в ділянці квадратичного опору може бути одержана таким чином. Згідно з дослідними даними, для цілком турбулентного режиму руху (коли втрати напору по довжині пропорційні квадрату швидкості) слід записати:

$$\tau_o = \gamma b v^2. \quad (2.61)$$

Величину b можна розглядати як деякий коефіцієнт пропорційності, що визначається дослідним шляхом.

Разом з тим напруга сили тертя на стінці може бути визначена з основного рівняння рівномірного руху:

$$\tau_o = \gamma R J. \quad (2.62)$$

Тоді:

$$\gamma b v^2 = \gamma R J, \quad (2.63)$$

а

$$v = \sqrt{\frac{1}{b}} \sqrt{R J}. \quad (2.64)$$

Позначивши $\sqrt{\frac{1}{b}} = C$, одержимо остаточний вираз для середньої швидкості течії при рівномірному русі:

$$v = C \sqrt{R J}. \quad (2.65)$$

Як відзначалося вище, залежність (2.65) у гідравліці має назву формули Шезі; вона використовується для визначення середньої швидкості течії при сталому рівномірному русі рідини в трубах, каналах і аналогічних їм руслах у випадку квадратичної ділянки опору. При використанні формули (2.65) в практичних розрахунках необхідно визначати коефіцієнт C , що називається коефіцієнтом Шезі, за спеціальними емпіричними формулами.

2.6 Місцеві опори і втрати напору

Місцеві опори в трубопроводах і каналах обумовлюються різними чинниками, до яких належать: різка зміна конфігурації живого перерізу потоку, течія із зміною швидкості, поперечна циркуляція на закруті потоку, поєднання і розподіл потоків. Розглянемо окремо кожний з цих чинників.

При різкій зміні конфігурації живого перерізу або різкому закруті потік обтікає кути, утворені зміною напрямку стінок русла. При обтіканні турбулентним потоком кутів або елементів арматури за ними виникають зони вирів (рис.2.13, а-г), на підтримку течій у яких витрачається напір (енергія). Між транзитним потоком і зонами вирів виникають поверхні розподілу, які відділяють потоки з різними швидкостями (показані пунктирними лініями) і є однією з ознак місцевих опорів. Найбільші зони

вирів виникають по сусідству з великими швидкостями транзитного потоку, що сприяє збільшенню інтенсивності закручування води в них.

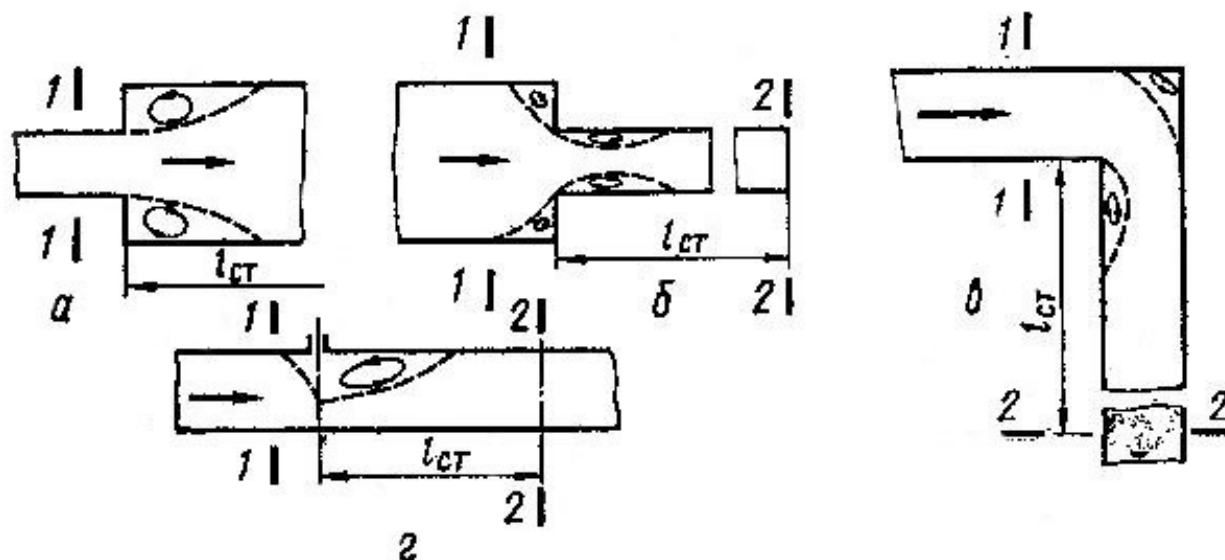


Рисунок 2.13

Звичайно це виявляється безпосередньо після місцевого опору. На поверхнях розподілу утворюються окремі вири, які безперервно переміщуються. При цьому одні маси рідини у зонах вирів замінюються іншими, але в цілому це явище є сталим. Такі течії називаються *відривними*. При них виникають великомасштабні пульсації, що поступово переходять у пульсації дрібнішого масштабу, що викликають дисипацію (розсіювання) енергії з виділенням тепла. Відривні течії виникають також після протікання рідини крізь клапани, вентилі, крани, сітки, фільтри й інші прилади і споруди, які створюють після себе зони виру й поверхні розподілу. Як правило, величина місцевих втрат напору залежить від величини зон вирів, збільшуючись зі збільшенням останніх.

При ламінарному русі струмені рідини обтікають місцеві опори без утворення зон вирів. Втрати енергії в цьому випадку пояснюються значною різницею швидкостей в сусідніх струменях при обтіканні перешкоди і, як наслідок, значними дотичними напругами.

При русі зі зменшенням швидкості (рис.2.14) на ділянках потоку (дифузорах), що розширюються, згідно з рівнянням Бернуллі, відбувається збільшення тиску. Таким чином, рух на розширенні відбувається від

перерізу з меншим тиском до перерізу з більшим тиском. Цей протитиск ускладнює поступальний рух частинок рідини, особливо біля стінок, де швидкості їх мають невеликі значення. При кутах розширення $\beta > 8-10^\circ$ частинки біля стінок можуть зупинитися і навіть почати рухатися назад, що призводить до відриву основного потоку від стінки й утворення зон вирів.

Звичайно відрив буває несиметричним і відбувається біля однієї зі стінок, а транзитний потік зміщується до іншої стінки. Щоб уникнути великих втрат напору рекомендується виконувати розширення труби з кутом $\beta < 8^\circ$.

Під час руху на ділянках (конфузорах), що звужуються, подібних явищ не відбувається, оскільки різниця тиску тут не перешкоджає, а сприяє руху. Втрати напору на конфузорах менші за втрати на дифузорах, у цьому випадку вони є наслідком переформовування швидкісної структури потоку при звуженні, а також обтікання кута при виході з конфузора (рис.2.15).

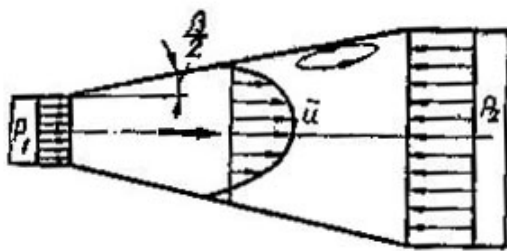


Рисунок 2.14

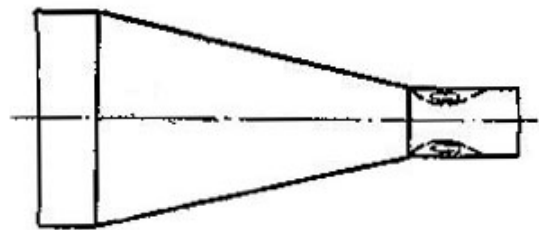


Рисунок 2.15

При плавному повороті труби або каналу виникають відцентрові сили, які збільшують тиск біля ввігнутої стінки а-в і зменшують біля опуклої с-d. У результаті створюються умови для руху частинок рідини в поперечному напрямі від ділянки більшого тиску до ділянки меншого. Таке явище називається *поперечною циркуляцією*, в круглих трубах воно має вигляд, показаний на рис.2.16. Після повороту виникає обертально-поступальний рух, який затухає на деякій відстані.

При поєднанні двох потоків (рис.2.17) поверхня розподілу виникає через різні швидкості частинок рідини по обидві сторони від неї. Втрати енергії обумовлюються її витратами на переформовування кінематичної структури потоку.

Для переформування кінематичної структури потоку після місцевих опорів загасання поперечних циркуляцій і пульсацій швидкостей необхідна прямолінійна ділянка потоку, яка називається ділянкою стабілізації $l_{ст}$ (рис.2.13, 2.17, 2.18). Втрати енергії (напору) на стабілізацію потоку на цій ділянці входять до загальної величини місцевих втрат енергії (напору).

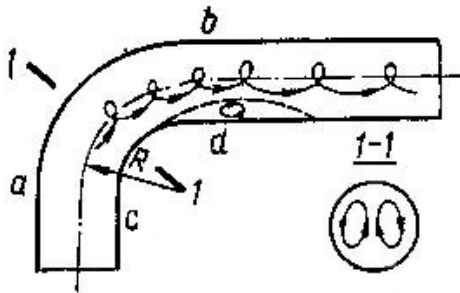


Рисунок 2.16

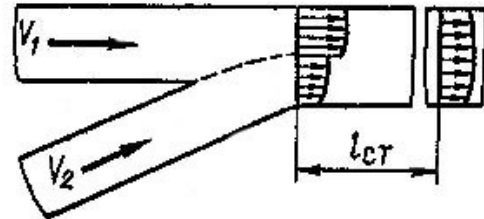


Рисунок 2.17

Втрати напору при раптовому розширенні труби. В цьому випадку для квадратичної ділянки опору втрати напору з достатнім ступенем точності можуть бути визначені теоретичним шляхом. Застосуємо рівняння зміни кількості руху для відсіку рідини на ділянці раптового розширення потоку в горизонтальній трубі між перерізами 1-1 і 2-2 (рис.2.18).

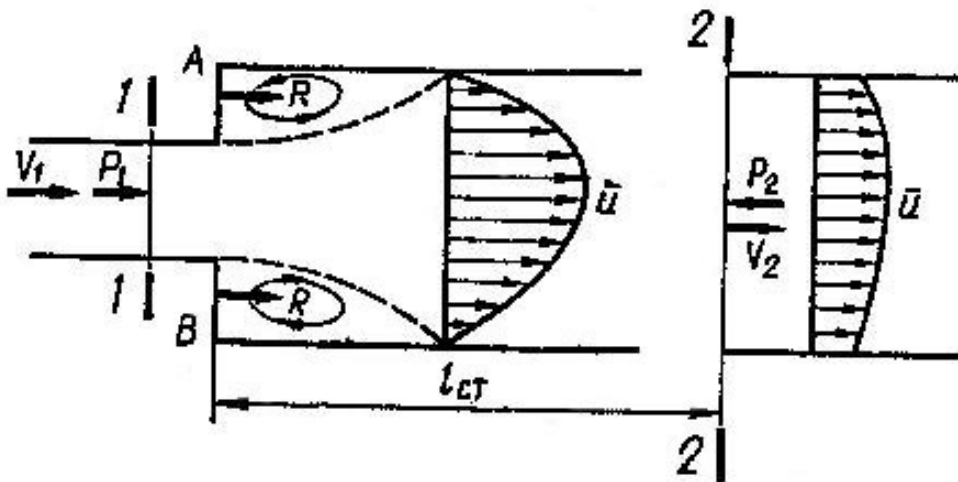


Рисунок 2.18

На цей відсік рідини діють такі сили: тяжіння, тертя на стінках труби, тиску в перерізах 1-1 і 2-2, реакції стінки АВ в місці розширення і реакції бічних стінок. Останні спрямовані нормально до стінок і їх проекції на вісь труби дорівнюють нулю. У горизонтальній трубі також дорівнює нулю проекція сили тяжіння вибраного відсіку рідини на вісь труби. Через невелику відстань між перерізами 1-1 і 2-2 можна нехтувати також силами тертя на стінках. Сили тиску P_1 , P_2 в перерізах 1-1 і 2-2 будуть дорівнювати:

$$P_1 = p_1 \omega_1 \quad \text{й} \quad P_2 = p_2 \omega_2. \quad (2.66)$$

Тиск на стінки АВ може бути прийнятий таким самим, як і в перерізі 1-1. Таке припущення ґрунтується на тому, що в перерізі, де труба розширяється, потік ще не встиг розширитися, тому швидкість і, отже, тиск у цьому перерізі можуть бути прийняті такими самими, як і в перерізі до розширення. Тому реакції стінок АВ

$$R = p_1 (\omega_1 - \omega_2). \quad (2.67)$$

У результаті рівняння зміни кількості руху може бути подане у вигляді

$$\rho \alpha_0 V_2^2 \omega_2 - \rho \alpha_0 V_1^2 \omega_1 = p_1 \omega_1 + p_1 (\omega_2 - \omega_1) - p_2 \omega_2. \quad (2.68)$$

Розкриваючи дужки і зводячи подібні члени, а потім розділивши на $\rho g \omega_2$, одержимо

$$\frac{p_1 - p_2}{\rho g} = \frac{\alpha_0 V_2^2}{g} - \frac{\alpha_0 V_1^2}{g} \frac{\omega_1}{\omega_2} \quad (2.69)$$

або з урахуванням рівняння нерозривності

$$\frac{p_1 - p_2}{\rho g} = \frac{\alpha_0 V_2^2}{g} - \frac{\alpha_0 V_1 V_2}{g}. \quad (2.70)$$

Застосуємо тепер до потоку між перерізами 1-1 і 2-2 рівняння Бернуллі

$$\frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + h_{\text{в.р.}} \quad (2.71)$$

Звідси втрати напору на раптове розширення

$$h_{\text{в.р.}} = \frac{p_1 - p_2}{\rho g} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} - \frac{\alpha V_2^2}{2g} \quad (2.72)$$

або з урахуванням (2.70) і, приймаючи $\alpha_0 \approx \alpha$,

$$h_{\text{в.р.}} = \frac{\alpha V_2^2}{g} - \frac{\alpha V_1 V_2}{g} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} - \frac{\alpha V_2^2}{2g} = \frac{\alpha(V_1^2 - 2V_1 V_2 + V_2^2)}{2g}. \quad (2.73)$$

Остаточно одержимо:

$$h_{\text{в.р.}} = \frac{\alpha(V_1 - V_2)^2}{2g}. \quad (2.74)$$

Ця формула називається *формулою Борда*, за якою втрати напору при раптовому розширенні дорівнюють швидкісному напору від втраченої швидкості $(V_1 - V_2)$. Що ж до значення коефіцієнта α у формулах (2.72) і (2.74), то, строго кажучи, воно буде різним для перерізів 1-1 і 2-2. Проте, за дослідженнями Ю.А.Скобельцина і П.В.Хомутова, рекомендується приймати в цих, формулах $\alpha = \alpha_1$, тобто для перерізу до розширення величина α може бути обчислена за формулою (2.31).

2.7 Коефіцієнт місцевих опорів і його залежність від числа Рейнольдса. Взаємний вплив місцевих опорів

Одержати загальну залежність для більшості інших місцевих втрат напору, враховуючи їх різноманітність, теоретично не вдається.

Ю. Вейсбах у 1840 р. запропонував визначати місцеву втрату напору в будь-якому випадку за формулою:

$$h_{\text{м}} = \zeta \frac{V^2}{2g}, \quad (2.75)$$

де ζ - коефіцієнт місцевих опорів, визначається, як правило, дослідним шляхом.

При цьому швидкісний напір у формулі (2.75) обчислюється звичайно, якщо немає застережень, по швидкості за опором.

При вимірюванні за величину місцевих втрат напору h_m слід приймати різницю гідродинамічних напорів до опору і в кінці ділянки стабілізації, не враховуючи втрати напору по довжині на цій ділянці:

$$h_m = \frac{p_1}{\rho g} - \frac{p_2}{\rho g} + \alpha \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} - \lambda \frac{l_{ст}}{D} \frac{V_2^2}{2g}. \quad (2.76)$$

Якщо діаметр труби до і після опору однаковий, то

$$h_m = \frac{p_1}{\rho g} - \frac{p_2}{\rho g} - \lambda \frac{l_{ст}}{D} \frac{V_2^2}{2g}. \quad (2.77)$$

Довжина ділянки стабілізації залежить від коефіцієнта місцевого опору ζ і гідравлічного коефіцієнта тертя на стабілізованій ділянці λ й може бути визначена за формулою Е. А. Гижі

$$l_{ст} = 19D(1 - e^{-0.6\zeta}) + \frac{0.45D}{\lambda}. \quad (2.78)$$

Для визначення відносної довжини ділянки стабілізації можна скористатися графіком (рис. 2.19).

Порівнявши залежності (2.74) і (2.75), одержимо коефіцієнт опору при раптовому розширенні з урахуванням значення коефіцієнта кінетичної енергії:

$$\xi_{в.р} = \alpha_1 \frac{(V_1 - V_2)^2}{2gV_2^2} = \alpha_1 \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} - 1 \right)^2. \quad (2.79)$$

При поступовому розширенні (дифузор) коефіцієнт опору зменшується залежно від кута розширення. Втрати на виході з труби в резервуар (рис.2.20) під рівень можуть бути визначені з припущення, що розміри резервуару значно більші за діаметр труби. Тоді, приймаючи у формулі (2.74) $V_2=0$, одержимо

$$h_{вих} = \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g}. \quad (2.80)$$

У цьому випадку втрати визначаються за швидкісним напором до опору, а відповідний коефіцієнт опору $\zeta_{\text{вих}} = \alpha_1$.

Коефіцієнт опору при раптовому звуженні $\zeta_{\text{в.с}}$ (рис.2.13, б) може бути визначений за наближеною формулою І.С.Ідельчика

$$\zeta_{\text{в.с}} = 0.5 \left(1 - \frac{D_2^2}{D_1^2} \right), \quad (2.81)$$

або А. Д. Альтшуля

$$\zeta_{\text{в.с}} = \left(\frac{1}{0.57 + \frac{0.043}{1.1 - \frac{D_2^2}{D_1^2}}} - 1 \right)^2. \quad (2.82)$$

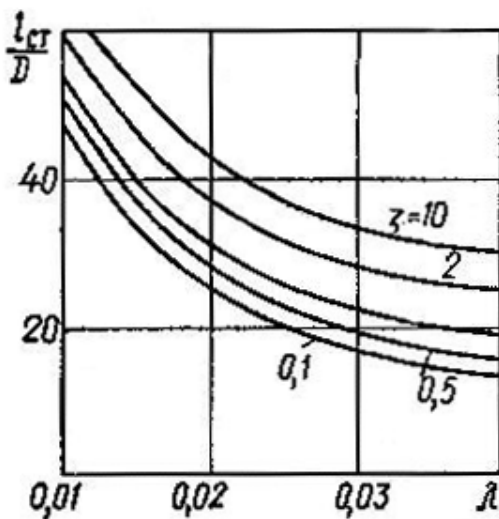


Рисунок 2.19

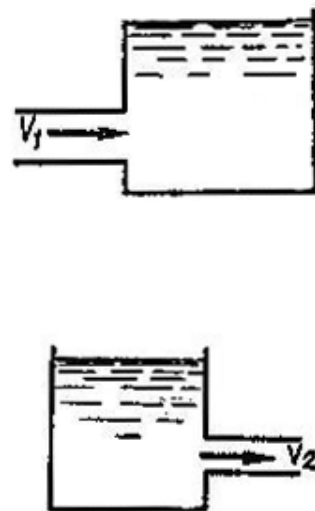


Рисунок 2.20

Формула (2.81) більш відповідає даним досліджень при $D_2 < 0.5 < D_1$, а (2.82) - при $D_2 > 0.5 D_1$. При плавному звуженні (конфузії) коефіцієнт опору зменшується залежно від кута конусності.

Вхід з резервуару в трубу (рис.2.20) можна приблизно розглядати як різке звуження від дуже великого діаметра до дуже малого ($D_2 \ll D_1$). Тоді з формули (2.81), вважаючи $D_2 \approx 0$, одержимо, що $\zeta_{\text{вх}} = 0.5$. Якщо кромки входу в трубу закруглені, то коефіцієнт опору виходить значно меншим.

Коефіцієнти опору зварних стиків у трубопроводі залежно від технології зварювання, висоти стику і діаметру трубопроводу приймаються в межах $\zeta_{\text{вх}} = 0.002-0.06$. З урахуванням опору стиків втрати на ділянці трубопроводу з відстанню l між стиками визначаються за формулою:

$$h_1 = \left(\lambda_1 \frac{l}{D} + \zeta_{\text{ст}} \right) \frac{V^2}{2g} = \lambda_1 \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g}, \quad (2.83)$$

де λ - гідравлічний коефіцієнт тертя в трубі без стиків;

λ_1 - гідравлічний коефіцієнт тертя, що враховує вплив стиків і визначається за формулою:

$$\lambda_1 = \lambda + \zeta_{\text{ст}} \frac{D}{l}. \quad (2.84)$$

Значення коефіцієнтів деяких інших місцевих опорів наведені в табл.2.6. Докладніші дані наводяться у відповідних довідниках.

Наведені вище рекомендації застосовуються до розвиненого турбулентного руху з великими числами Рейнольдса, тобто при незначному впливі в'язкості на коефіцієнти місцевих опорів. При малих числах Рейнольдса на величину коефіцієнтів місцевих опорів (як і на величину гідравлічного коефіцієнта тертя) впливають також сили в'язкісного тертя, що обчислюються за формулою А. Д. Альтшуля

$$\zeta = \frac{B}{\text{Re}} + \xi_{\text{кв}}, \quad (2.85)$$

де $\xi_{\text{кв}}$ - коефіцієнт місцевого опору, що розглядається, визначається за наведеними вище рекомендаціями;

B - коефіцієнт, що визначається для різних місцевих опорів за табл.2.6.

Таблиця 2.6 - Коефіцієнти місцевих опорів $\zeta_{\text{кв}}$ і B_1 , що враховують вплив числа Рейнольдса

Види опорів	$\zeta_{\text{кв}}$	B
Раптове розширення	Формула 2.79	30
Пробковий кран	0.40-1.50	150
Вентиль	2.50-6.00	900-3000
Засувка, повністю відкрита	0.15	75
Вхід у трубу з сіткою	6.0	-
Те саме, зі зворотним клапаном	10.0	-
Діафрагма (рис.2.21) при $D_1/D_2=0.80$	1.0	70.0
Те саме, при $D_1/D_2=0.63$	7.0	120
Те саме, при $D_1/D_2=0.40$	70.0	500
Різкий поворот труби на кут 30°	0.155	-
Те саме, на кут 45°	0.318	-
Те саме на кут 60°	0.555	-
Те саме на кут 90°	1.19	400
Плавний поворот труби на кут φ° при радіусі повороту $R_{\text{п}}=1.5D$	$0.45\varphi/90^\circ$	180
Те саме, при $R_{\text{п}}=2.5D$	$0.42\varphi/90^\circ$	180

За наявності в трубопроводі декількох місцевих опорів втрати напору на них сумуються. Проте при порівняно невеликих відстанях між місцевими опорами загальні втрати напору можуть відрізнятись від суми втрат на кожному з них.

Це пояснюється тим, що потік після першого місцевого опору не встигає стабілізуватися до другого. Якщо відстань між цими опорами $l_{\text{тр}}$ менша за довжину ділянки стабілізації (рис.2.19), то втрати напору на першому опорі виявляються не повністю, і коефіцієнт такого місцевого опору може бути визначений за формулою:

$$\zeta_1 = \beta \zeta_2, \quad (2.86)$$

де ζ - коефіцієнт місцевого опору, визначається за табл.2.6 або за формулою (2.85);

β - коефіцієнт зменшення місцевого опору, визначається за графіком Є. А.

Гижі (рис.2.22). Практично при відношенні $\frac{l_{\text{тр}}}{l_{\text{ст}}} \geq 0.80$ це зменшення незначне і ним можна нехтувати.

За графіком на рис.2.22 і формулою (2.86) слід також визначати коефіцієнт місцевого опору на початку коротких труб завдовжки $l_{тр} \leq 0.8l_{ст}$.

При відстані між місцевими опорами $l_{тр} \leq (0.10 - 0.15)l_{ст}$ ці опори виявляються як один складний опір, для якого коефіцієнт C повинен визначатися спеціальними дослідженнями. В деяких випадках такий коефіцієнт може бути більшим за суму коефіцієнтів двох місцевих опорів.

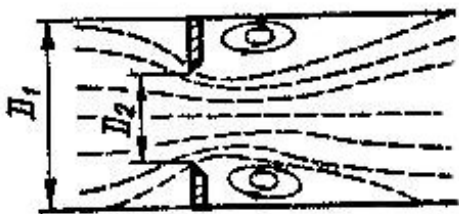


Рисунок 2.21

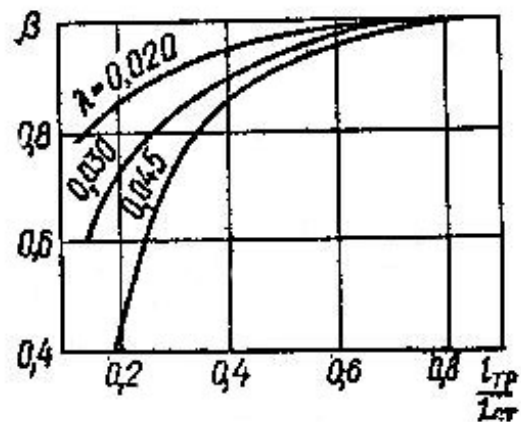


Рисунок 2.22

3 ОБЛІК ВОДИ НА ГІДРОМЕЛІОРАТИВНИХ СИСТЕМАХ

3.1 Гідрометричні пости на гідромеліоративних системах

Облік води на гідромеліоративних системах здійснюється на гідрометричних постах. Місцерозташування їх вибирають у створах, що забезпечують контроль водозабору або скиду, регулювання подачі води до різних точок системи. Створи повинні відповідати основним технічним вимогам, що ставляться до виконання гідрометричних робіт. Гідрометричні пости зрошувальних систем поділяються на такі групи (рис.3.1).

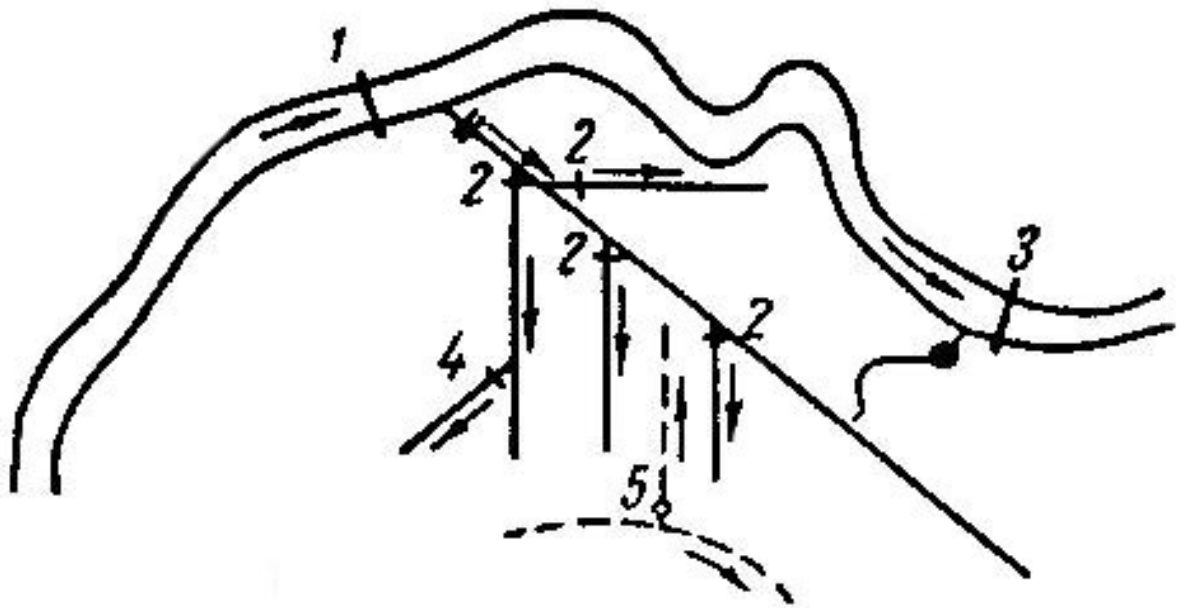


Рисунок 3.1 – Розташування гідрометричних постів на зрошувальній системі

1 – опорний пост; 2 – головні пости; 3 - балансові пости; 4 - пост у точці виділення води водокористувачеві; 5 – пост виділення на водоскидному каналі.

1) **Опорні пости** (1 на рис.3.1) використовуються для вивчення водоносності джерела зрошення в різні періоди року. Розташовують їх на вододжерелі вище за водозабірний вузол.

2) Головні пости (2, рис.3.1) використовуються для обліку води, що надходить у головні канали (магістральний і розподільники старшого порядку); їх встановлюють у голові каналів.

3) Балансові пости (3, рис.3.1) будують на вододжерелі нижче за місце впадіння в нього скидних каналів. Такі ж пости іноді встановлюють на головних каналах. Для обліку об'єму скидних вод на окремих ділянках балансові пости влаштовують і на скидній і на водозабірній мережі системи.

Облік води здійснюється і на внутрішньогосподарчій зрошувальній мережі. Для цього гідрометричними постами 4 обладнують всі точки виділення води водокористувачам, включаючи і водовипуски в тимчасові зрошувачі.

Облік води на гідромеліоративних системах здійснюється:

- 1) в руслі;
- 2) на наявних гідротехнічних спорудах з попереднім їх таруванням;
- 3) на спеціальних водомірних приладах.

3.2 Облік витрати води гідрометричним методом

Величину стоку або витрати води визначають декількома методами, основні вимоги до яких - точність, надійність, простота обладнання приладів водообліку.

На кожній зрошувальній системі враховуватися і розподілятися вода повинна з урахуванням придатності методу для конкретних умов.

Суть гідрометричного методу полягає у визначенні витрати безпосередньо в руслі за вимірюваннями живого перерізу і середньої швидкості потоку.

Перелік робіт при русловому методі обліку складається з паралельних вимірювань у створі русла витрат і рівнів води для визначення залежності $Q=f(H)$, подальших контрольних вимірювань для уточнення й виправлення знайденої залежності. Отже, вимірювання витрати зводиться до визначення площі живого перерізу і швидкостей течії в різних його точках з подальшим визначенням середньої швидкості.

При вимірюванні витрати води весь комплекс робіт щодо організації гідрометричних спостережень складається з вибору ділянки каналу й організації на ньому постійного створу для вимірювань витрат води і спостережень за її рівнем. Ділянка каналу, на якому організують пост, повинна правильно відображати гідравлічний режим потоку й задовольняти такі вимоги:

- дно і укоси каналу повинні бути стійкими. Їх бажано зміцнити залізобетонними плитами або кам'яною вимощенням;
- не повинно бути впливу підпору на режим потоку, незалежно від причин його виникнення, оскільки останній може порушити зв'язок між витратами і рівнями води;
- ділянка повинна бути прямолінійною, завдовжки не менше за п'ятиразову ширину каналу по верху при найбільшому його наповненні;
- пост повинен бути обладнаний гідрометричним містком відповідних розмірів або гідрометричною люлькою на великих каналах;
- вибране місце постійного робочого створу закріплюють на обох берегах спеціальними реперами і переносять на них висотні позначки.

Найбільш прості за своїм обладнанням рейкові пости. Для спостереження за рівнями води використовують водомірні рейки, встановлювані в руслі каналу або в спеціально влаштованому місці з вільним до них доступом (береговий колодязь), де рівень води однаковий з рівнем потоку в каналі. Їх виготовляють металевими, дерев'яними, залізобетонними і пластмасовими з ціною поділки 2 см.

Похилі рейки встановлюють на ділянках каналів, що мають штучне кріплення. Ці рейки розмічають на поділки, які дорівнюють:

$$\frac{2}{\sin \alpha}, \quad (3.1)$$

де α - кут нахилу рейки до горизонту. В цьому випадку ціна поділки похилої рейки відповідає 2 см вертикальної рейки.

Для **вимірювання** швидкостей течії води по перерізу потоку необхідно одержати по кожній вертикалі питому витрату, що визначається добутком середньої швидкості по вертикалі на її глибину.

Глибину на вертикалі і відстань визначають відповідними вимірюваннями, а середні швидкості на вертикалі - вимірюванням швидкостей у декількох характерних точках.

У експлуатаційній гідрометрії середня швидкість на вертикалі може бути визначена двоточковим методом, який потребує при вимірюванні витрат води якнайменших витрат часу:

$$V_{cp} = \frac{V_{0.2h} + V_{0.8h}}{2}. \quad (3.2)$$

При двоточковому способі швидкості вимірюють на 0.2 і 0.8 h. Середня швидкість розраховується як середнє арифметичне цих швидкостей. Практика показала, що точність вимірювань, або можлива помилка не перевищує $\pm 2\%$.

Під час вимірювання швидкості в одній точці середня швидкість визначається як

$$V_{сер} = V_{0.5h}. \quad (3.3)$$

Імовірність похибки визначення середньої швидкості при цьому методі не перевищує $\pm 3-4\%$. При визначенні середньої швидкості за поверхневою швидкістю потоку необхідно користуватися поправковими коефіцієнтами К:

$$V_{сер} = KV_{пов}. \quad (3.4)$$

Багатьма вимірюваннями в експлуатаційній практиці було встановлено, що коефіцієнт К коливається від 0.75 до 0.95 і досить стійкі значення має в

межах від 0.82 до 0.88, а отже, на практиці його слід брати рівним 0.85, і середня швидкість на вертикалі для каналів в земляному руслі дорівнює:

$$V_{сер} = 0.85V_{нов} . \quad (3.5)$$

Для вимірювання швидкості течії води використовують: поплавці різних конструкцій, гідрометричні млинки, гідрометричні трубки, засновані на зв'язку між швидкістю потоку і гідродинамічним тиском, гідродинамічні флюгери, гідродинамічні динамометри, побудовані на залежності швидкості від степені згину тензометричної пружини під впливом динамічного тиску, ультразвукові вимірники швидкості і радіоактивні вимірники швидкості із застосуванням різних ізотопів.

Основним приладом для визначення швидкостей течії в різних точках живого перерізу потоку в експлуатаційній гідрометрії в польових умовах на зрошувальних каналах є гідрометричний млинок - найточніший вимірювальний прилад.

Типи й конструкції гідрометричних млиноків різні. Млинок складається з ходової частини з лопатевим гвинтом і контактним механізмом, корпусу млинка, стабілізатора напряму й сигнального пристрою.

Найбільш надійні і зручні в роботі в різних умовах млинки системи Н.Є.Жестовського і П.Н.Бурцева.

Гідрометричні млинки ГР-21 і ГР-21М - це вдосконалені млинки Н.Є.Жестовського. Вони придатні для вимірювання швидкості течії води водотоку в діапазонах від 0.15 до 5.0 м/с. Точніші показання спостерігаються при швидкостях від 0.2 до 2.0 м/с. Похибка вимірювань швидкостей при цьому складає $\pm 2\%$. При інших діапазонах швидкостей ця похибка збільшується до $\pm 4-6\%$.

Млинки ГР-21 і ГР-21М надійні в роботі і стійкі до спрацювання. Але їхні лопатеві гвинти мають значні моменти інерції, тому вони мало придатні для вимірювання швидкостей в потоках з великою турбулентністю.

Гідрометричний млинок ГР-55 за конструкцією схожий з вертушкою ГР-21, але за рахунок малого розміру лопатевого гвинта значно менший за млинок ГР-21 і називається малогабаритним. Його застосовують при малих глибинах потоку.

Гідрометричний млинок ГР-11М системи П.Н.Бурцева істотно відрізняється від описаних вище. Лопатевий гвинт млинка має малий момент інерції, що дозволяє застосовувати його в потоках з великою турбулентністю. Замикання контактів через один оберт гвинта й можливість запису на стрічці хронографа дозволяють використовувати його для вивчення пульсації швидкості.

Кожен млинок після циклу вимірювань слід очистити, витерти насухо й упакувати в ящик.

Правильність показань млинка багато в чому залежить від ретельного догляду за ним як під час роботи, перевезення, зберігання, так і від своєчасного тарування. Навіть новітні типи млиноків, на яких проведено

Значення швидкості, що виходить за межі ділянки графіка збільшеного масштабу, визначають з урахуванням прямої, побудованої в дрібнішому масштабі. Для цього безпосередньо на графіку прямої вибирають дві точки: одну якнайближче до її верхнього кінця, а другу внизу, там, де пряма лінія переходить в криву. Потім знаходять значення V і n для цих точок. Після цього обчислюють середні прирости швидкості, які відповідають приросту кількості обертів на 0.01 за рівнянням:

$$\Delta V = \frac{V_k - V_1}{n_k - n_1} 0.01, \quad (3.6)$$

де n_k, V_k - значення кількості обертів і швидкості для верхньої точки; n_1, V_1 - значення кількості обертів і швидкості для нижньої точки.

Перше значення V_k для прямої беруть таким, яким воно вийшло для нижньої точки. Наступне значення швидкості (через 0.01) одержують послідовним підсумовуванням. Остаточні значення V округлюють до трьох знаків після коми, якщо $V < 1.0$ м/с, і двох знаків, якщо $V \geq 1.0$ м/с.

Обчислені значення швидкості перевіряють на вибірку за графіком через 0.5 оберта.

Після організації й обладнання гідрометричних постів, а також після перевірки готовності до обліку води розпочинають періодичні вимірювання витрат води на посту для визначення залежності між Q і H і для щоденного спостереження за рівнями води.

Швидкість течії вимірюють у точках на вибраних швидкісних вертикалях, кількість яких визначають залежно від ширини каналу й глибини води в ньому. В практиці експлуатаційної гідрометрії найбільш оптимальною кількістю вертикалей для зрошувальних каналів є така:

при ширині каналу менше 5 м	глибині менше 1 м - 3
при ширині каналу 5 - 10 м	глибині більше 1 м - 5
при ширині каналу 5 - 10 м	глибині менше 1 м - 7
при ширині каналу 5 - 10 м	глибині більше 1 м - 7
при ширині каналу 10 - 20 м	глибині менше 1 м - 9
при ширині каналу більше 20 м	глибині більше 2 м - 10

Середня вертикаль розташовується по осі каналу. Відстані між іншими швидкісними вертикалями, як правило, повинні бути рівними між собою. При чотирьох і більше вертикалях дві вертикалі повинні обов'язково розташовуватися біля підшови укосів (трапецеїдального перерізу каналу).

Якщо необхідно уточнити величину витрати в створі або при роботах, пов'язаних із детальним вивченням розподілу швидкостей по вертикалі, застосовують багатоточковий або триточковий спосіб вимірювання

швидкості. При багатоточковому способі при абсолютно вільному руслі беруть точки на вертикалі 0.2; 0.6; 0.8 h (поверхня; дно).

При триточковому способі (русло, що заросло травою) приймають точки 0.15, 0.5, 0.85h; при вільному руслі – 0.2, 0.6, 0.8h.

Тривалість знаходження вертушки в кожній точці визначають такими правилами:

- при надходженні чотирьох і більше сигналів з хорошою пульсацією можна припиняти вимірювання через 100- 120 с;
- якщо протягом 100-120 с надійшов лише один сигнал, то при нормальній пульсації спостереження продовжують до четвертого сигналу;
- при більш рідкісному надходженні сигналів або при поганій пульсації в графі хронометражу записують «початкова швидкість».

Пульсація вважається нормальною, якщо при чіткій кількості сигналів час першої його половини відрізняється від часу другої не більше ніж на 10%. Секундомір вмикають не відразу, а пропустивши два-три перші сигнали.

Після вимірювання швидкостей течії води розпочинають обробку польових даних. Витрати води можна визначити аналітичним, графічним і графоаналітичним способами. У практиці експлуатаційної гідрометрії застосовують в основному аналітичний, як найпростіший і менше тривалий. При ідеальному розподілі швидкостей течії в потоці він дає задовільну точність.

3.3 Витрата води, виміряна млинком

Витрату води, виміряну млинком, обчислюють у певній послідовності. Для кожної точки вимірювань на вертикалі за раніше одержаними польовими даними кількості обертів лопатей вертушки N і тривалості спостережень T обчислюють кількість обертів лопатей за 1 с:

$$n = \frac{N}{T}. \quad (3.7)$$

Величину n обчислюють з точністю до 0.01 оберта. За кількістю обертів у даній точці за таблицею визначають швидкість течії. Середню швидкість течії на швидкісній вертикалі розраховують за загальновідомими формулами. Підсумовуючи часткові витрати, обчислюють загальну витрату в створі:

$$Q = kV_1\omega_1 + \frac{V_1 + V_2}{2}\omega_2 + \dots + \frac{V_{n-1} + V_n}{2}\omega_n + kV_n\omega_{n+1}, \quad (3.8)$$

где V_1, V_2, \dots, V_n - середні швидкості на вертикалях;

$\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n$ - площі водного перерізу між вертикалями;

k - коефіцієнт для швидкостей на прибережних вертикалях, що приймається рівним 0.7 при пологому березі, 0.8 - при обривистому, 0.9 - при гладкій бетонній стінці.

При стійкому руслі з незмінною шорсткістю і рівномірному режимі витрата є функцією напору. У звичних умовах взаємозв'язок між Q і H лише наближається до того або іншого ступеня строгої математичної залежності. На руслах, що проходять у природних ґрунтах, стійких ідеальних ділянок не буває. Навіть при розташуванні створу на такій ділянці на зв'язок між Q і H може впливати нестійкість режиму нижче за ділянку і вплив змінного ухилу.

Під час побудови кривих витрат у перші дні роботи каналу, як правило, проводять не менше п'яти-семи вимірювань витрат при рівнях від мінімального до максимального в термін k від п'яти до десяти днів.

Протягом зрошувального сезону проводять контрольні вимірювання витрат для перевірки одержаної в перші дні роботи каналу залежності. Частота контрольних вимірювань залежить від ступеня деформації русла каналу. За наявності стійкого русла ці вимірювання проводять один раз за декаду. У земляних каналах з явними процесами деформації і зарослих руслах контрольні вимірювання витрат необхідно проводити два-три рази за декаду.

Для побудови кривої залежності, що встановлює зв'язок між витратами й рівнями води, звичайно користуються графічним способом, причому за вісь рівнів приймають вертикальну вісь, за вісь витрат - горизонтальну. Масштаб рівнів повинен відповідати масштабу витрат так, щоб крива витрат мала нахил до осей під кутом у межах 45° .

Для подальшого аналізу вимірюваних витрат у взаємозв'язку з іншими гідравлічними характеристиками будують три кривих (рис.3.3): криву витрат води $Q=f(H)$, криву площ поперечних перерізів $F=f(H)$ і криву середніх швидкостей $V_{cp}=f(H)$.

Залежність середньої швидкості V_{cp} менш визначена, оскільки на величину швидкості впливає шорсткість русла, поздовжній ухил водної поверхні й гідравлічний радіус.

Русловий метод обліку води на зрошувальних каналах при загальній схемі організації спостережень, як зазначалося вище, передбачає стійку ділянку русла відносно її геометричних форм, постійність висотного положення, постійність закладень укосів і уклону, збереження однорідності коефіцієнта шорсткості.

В експлуатаційній гідрометрії для вимірювання витрат води користуються також поплавцями різних конструкцій. Поплавці застосовують тоді, коли не потрібна велика точність у визначенні витрати. Цей спосіб найпростіший, доступніший, не вимагає складного й дорогого устаткування.

Поплавці бувають поверхневі, глибинні й поплавці-інтегратори. Як поверхневі поплавці частіше використовують дерев'яні циліндрові кружки заввишки не більш 5 см.

При вимірюванні швидкості води поверхневими поплавцями необхідно:

- мати прямолінійну ділянку каналу з однаковою шириною зверху;
- швидкість води вимірювати бажано в тиху погоду або при невеликому бічному вітрі;
- відстань між крайніми створами витримувати такою, щоб тривалість ходу поплавців між ними була не менше 20 с.

Глибинні поплавці звичайно складаються з двох з'єднаних між собою тонкою ниткою: верхнього, що має достатню плавучість для підтримки нижнього поплавця, зануреного у воду на глибину h , і нижнього, який повинен бути набагато важчим за воду, щоб не спливати в турбулентному потоці.

Швидкість поплавців з легких матеріалів не обтічної форми мало відрізняється від швидкості потоку. Звичайно середню швидкість потоку приймають однаковою зі швидкістю поплавця.

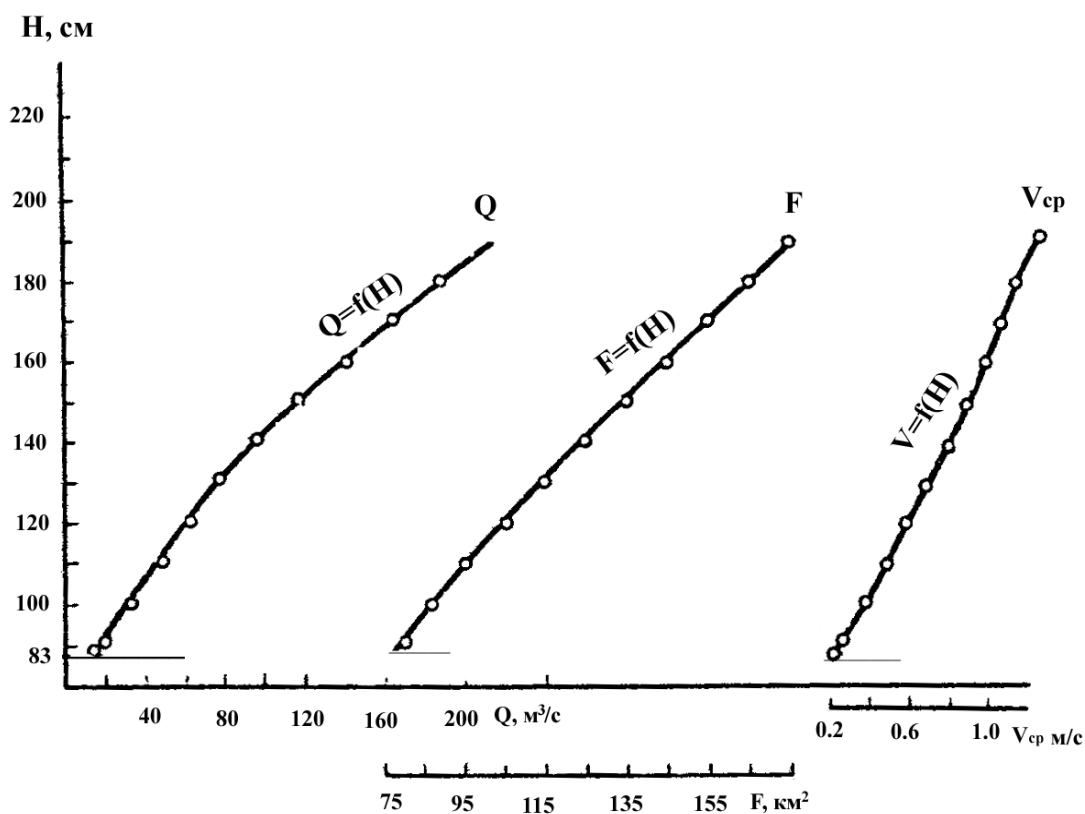


Рисунок 3.3 – Криві залежностей $Q=f(H)$, $F=f(H)$ і $V_{\text{cp}}=f(H)$.

3.4 Вимірювання витрат води протарованими спорудами

Визначення витрат води протарованими спорудами рекомендується за тих умов, коли споруда не призначена для встановлення на ній водомірних приладів або у разі їх відсутності.

На великих спорудах, на яких у даний час не є можливим встановити водоміри з ряду технічних причин, врахувати витрати зрошувальної води необхідно методом їх тарування.

Споруди, які потрібно протарувати, повинні задовольняти такі вимоги:

- бути абсолютно справними: без деформацій, часткових руйнувань, зі справними регулювальними пристроями (відсутність перекосів щита, поломок, увігнутостей, повне перекриття отворів);
- повинні бути забезпечені плавним, з незначними швидкостями підходом води до споруди при бічному розташуванні водозабору, а при фронтальному - симетричним підходом потоку по всій ширині отвору споруди;
- не мати відкладень наносів у районі споруди, що можуть змінити характер підходу потоку до споруди або характер витікання його через поріг отвору;
- мати одноманітний характер витікання потоку при різних напорах і положеннях регулювальних приладів;
- мати достатню величину перепаду Z (не менше 5 см), а затоплення струменя - не більше ніж 0.8;
- повинні бути забезпечені змінним впливом роботи сусідніх споруд на таровану споруду.

Метод обліку води тарованими спорудами полягає у визначенні величини секундних витрат за формулою:

$$Q = 4.43m\omega\sqrt{Z} , \quad (3.9)$$

де m – коефіцієнт витрати;

Z - різниця позначок рівнів води у верхньому і нижньому б'єфах.

Найскладнішим є правильний вибір величини, що враховує опір потоку під час його руху спорудою, оскільки значення коефіцієнта витрати неоднакове не тільки для різних типів споруд, але й для даної споруди у різних режимах роботи.

Основне завдання тарування споруди - визначення коефіцієнта m дослідним шляхом при вимірюванні всіх елементів, що входять до формули.

Тарування здійснюють шляхом інструментальних вимірювань витрат води з одночасним визначенням гідравлічних елементів споруди.

Перед початком тарування вимірюють глибину по створу з кількістю промірних вертикалей залежно від ширини каналу по верху, але не менше 4-5. Швидкість може вимірюватися двоточковим, триточковим або п'ятиточковим способом.

За рівнем води у верхньому і нижньому б'єфах спостерігають на початку і в кінці вимірювання витрати.

Кількість визначень витрати, що забезпечує отримання якнайповніших даних, повинна бути максимальною і не менше 18-20. Витрату води звичайно

вимірюють двічі при різних величинах підщитових отворів і рівнів води в каналі.

Виміряні витрати і гідравлічні елементи заносять до спеціальної відомості, куди вписують: номери виміряних витрат води; дату вимірювання; рівні води у верхньому H_v і нижньому б'єфі H_n ; різницю позначок горизонтів води Z ; витрату води Q ; висоту підняття щитів $h_{щ}$; площу підщитового отвору ω .

Коефіцієнт витрати води визначають за формулою:

$$m = \frac{Q}{4.43\omega\sqrt{Z}}, \quad (3.10)$$

де ω - площа отвору споруди, m^2 .

Якщо величини коефіцієнтів витрати різняться між собою в межах $\pm 5.0\%$, то для протарованої споруди підраховують середньоарифметичну величину коефіцієнта витрати:

$$m = \frac{\sum m}{n}, \quad (3.11)$$

де n - кількість вимірів.

Одержану величину n вводять до основної формули. Ця формула і є тарувальним рівнянням споруди, на її підставі складають тарувальну таблицю.

Таблиця по вертикальній шкалі відображає величину перепадів Z через кожен сантиметр, а по горизонталі - висоту підняття щита $h_{щ}$ через кожні 5 см.

3.5 Методи визначення втрат на фільтрацію

Важливим показником роботи зрошувальної системи є втрати води. Вони складаються з трьох основних видів: фільтрації (65-70%), технічних втрат (20-30%) і випаровування (4-5%). Як видно, найбільші втрати відбуваються в результаті фільтрації.

Втрати води на фільтрацію з каналів викликають додаткові витрати на збільшення забору води в системи, збільшення пропускної спроможності каналів і споруд, потужності насосних станцій, а також на поліпшення меліоративного стану зрошуваних земель, які засолені або заболочені через значні фільтраційні втрати. При недоліку води в джерелах зрошування внаслідок низьких ККД систем доводиться скорочувати зрошувальні норми, тим самим погіршуючи забезпеченість посівів водою, що знижує врожайність сільськогосподарських культур.

До технічних втрат відносяться: неплановані скиди води з постійних каналів, тимчасових зрошувачів і поливних борозен; втрати води через затвори різних гідротехнічних споруд у діючі канали; втрати води через кротовини, промоїни або переливи через греблю каналу при форсованих витратах.

Встановлення величини втрат необхідне як для визначення ККД каналів, так і для вибору найбільш ефективного протифільтраційного заходу.

Відомі такі основні методи визначення втрат води на фільтрацію: гідрометричний, балансовий, об'ємний і фільтраційних колон.

Гідрометричний (русловий) метод полягає у визначенні втрат за різницею витрат у двох суміжних гідрометричних створах шляхом вимірювання площі живого перерізу і середньої швидкості руху потоку.

Гідрометричний метод прийнятний для всіх каналів міжгосподарської і внутрішньогосподарської мережі. Втрати води в каналі вимірюють при сталому режимі роботи каналу і закритих відводах.

Витрату води починають визначати з вибору ділянки каналу для організації постійного або тимчасового водомірного поста. Ця ділянка каналу повинна відображати гідравлічний режим потоку в каналі і задовольняти, такі вимоги:

- дно і укоси каналу повинні бути достатньо стійкими;
- підпір незалежно від причин його виникнення повинен бути відсутнім;
- ділянка повинна бути прямолінійною, завдовжки не менше п'ятиразової ширини каналу;
- пост обладнаний гідрометричним містком, приладами для вимірювання рівня води й постійними висотними знаками (реперами).

При польових роботах керуються правилами:

- витрату води на постах, що розташовані нижче, вимірюють з урахуванням часу добігання потоку;
- у період робіт режим водного потоку в каналі підтримують стійким, не допускають перерегулювання витрат і рівнів у період вимірювань;
- при вимірюванні втрат на досліджуваній ділянці каналу всі водовипуски з каналу і скиди в канал перебивають;
- за наявності витікання води крізь пази закритого затвора витрату в відводі вимірюють обов'язково;
- в окремих випадках за відсутності можливості обліку води, що просочилася крізь пази закритої споруди, раціонально на час вимірювання втрат забезпечити у відводі пропуск води з витратами, достатніми для точного їх вимірювання.

Глибину каналу проміряють не менше ніж по 20 промірним вертикалям незалежно від його ширини.

Для обчислення швидкості течії води на кожний млинок складають тарувальну таблицю.

Швидкість течії вимірюють в окремих точках на вибраних швидкісних вертикалях, кількість яких призначають залежно від ширини каналу і глибини води в ньому.

Дані обробляють зразу ж після закінчення кожної серії вимірювань млинком. Обчислюють площу водного перерізу між швидкісними вертикалями. Для кожної точки кількість обертів знаходять шляхом множення кількості обертів лопатей за період на кількість періодів, а кількість обертів за секунду - діленням кількості обертів на тривалість вимірювання. За кількістю обертів із тарувальної таблиці знаходять швидкість течії в точці.

Об'ємний метод простий, але може використовуватись тільки тоді, коли канал вилучений з роботи, а це не завжди можливо. Тому метод рекомендується в основному для каналів періодичної дії. Можна його використовувати також і на великих каналах, якщо вони обладнані перегороджувальними спорудами, або в період відсутності забору води на зрошення.

Суть методу полягає в тому, що в каналі перегороджувальними спорудами, або перемичками відгороджують один або декілька відсіків, які в подальшому заповнюють водою. Перемички можуть бути земляні або металеві, бетонні, залізобетонні, переносні або дерев'яні. Наповнюють відсіки й підтримують рівні води на одній позначці за допомогою насосних станцій. У період вимірювань насос вимикають і за двома-трьома водомірними рейками, встановленими у відсіку, підраховують зниження рівня води за час спостережень. У вітряну погоду на вимірювальних рейках обладнують заспокоювачі, які дозволяють брати відліки по рейках з точністю до 1 мм, що значно підвищує точність цього способу. Об'єм відфільтрованої води визначають за формулою:

$$W = B\Delta h l, \quad (3.12)$$

де B - середня ширина каналу по верху за час спостережень, м;

$$B = \frac{B_1 + B_2}{2}, \quad (3.13)$$

B_1 - ширина дзеркала води в каналі до вимірювань, м;

B_2 - ширина дзеркала води в каналі після вимірювань, м;

Δh - величина зниження рівнів води в каналі за час спостережень;

l - довжина ділянки каналу між перемичками, м.

Для визначення втрат об'ємним методом необхідно уникнути витоків з досліджуваного відсіку і довжину його встановити такою, за якої глибина води у верхній частині відсіку (H_v) дорівнювала б або була б більшою $2/3$ за глибини води і нижче за частину відсіку (H_n).

Втрати води об'ємним методом можливо визначати і при постійному зниженні рівня води, але не більше ніж на 1/5 глибини води в каналі.

Довжину досліджуваної ділянки можна заздалегідь визначити за формулою:

$$l \leq \frac{\Delta H}{i}, \quad (3.14)$$

де i - ухил каналу;

ΔH - різниця глибини в каналі ($H_n - H_b$);

H_n - максимальна глибина води в нижній частині відсіку визначається за натурними вимірюваннями

3.6 Руслівий метод обліку води

При русловому методі вода враховується гідрометричними приладами в руслах річок і великих каналів, де глибини і швидкості течії достатні для виконання гідрометричних робіт. Створи для встановлення постів і здійснення вимірювань повинні задовольняти всі вимоги виконання робіт.

Водомірні пости на каналах бувають переважно рейкового типу, а на річках і водосховищах – пальового типу. Для ведення спостережень пости обладнують гідрометричними містками або люльками.

Для тарування створу при різних рівнях вимірюються витрати води. За даними вимірювань Q і H будують криву $Q=f(H)$. Надалі ведуть тільки водомірні спостереження. За рівнем і кривою $Q=f(H)$ визначають витрату води в створі.

Залежність витрати від рівня періодично перевіряють, щоб знайти відхилення, які відбуваються як унаслідок деформації, так і внаслідок зміни шорсткості русла. На нестійких ділянках русел річок, що є джерелами зрошування, а також при малих швидкостях течії води, де вимірювання вертушкою неможливі, влаштовують штучні «контрольні» русла. До них відносять:

- донний контроль або бетонована ділянка з підвищеним ухилом дна;
- звуження русла шляхом улаштування стінок, що відходять від берегів. Його застосовують при великих глибинах і малих швидкостях течії.

На нестійких створах зрошувальних каналів контрольні русла обладнують у вигляді фанерованої ділянки зі збереженням розмірів профілю каналу. Гідрометричні роботи тут ведуть звичними способами з метою отримання стійкої кривої $Q=f(H)$.

Об'єм води, що забирається з водосховища, визначають за кривими об'ємів і площ $V=f_1(H)$ і $\omega=f_2(H)$. Спочатку здійснюють спостереження за рівнем води, потім за кривою $V=f_1(H)$ визначають об'єм води у водосховищі при заданому рівні. За відсутності припливу різниця об'ємів між двома

спостереженнями складає об'єм водозабору разом із втратами на випаровування і фільтрацію.

3.7 Облік води гідротехнічними спорудами з попереднім їх таруванням

Облік води наявними гідротехнічними спорудами здійснюється за гідравлічними формулами. Для цього вимірюють всі величини, що входять до складу цих формул, окрім коефіцієнтів витрати (m і μ) і коефіцієнта швидкості (ϕ). Наприклад, для незатопленого водозливу з широким порогом $Q = mbH^{3/2} \sqrt{2g}$ безпосередніми вимірюваннями визначають b і H . Використання рекомендованих довідниками значень m може призвести до значних помилок під час визначення витрат води. Тому гідротехнічні споруди тарують, тобто коефіцієнти m визначають дослідним шляхом. Для цього під час пропуску води через споруду за допомогою гідрометричних приладів вимірюють напір і витрати. Потім з розрахункових формул визначають невідомі коефіцієнти. Знаючи Q , b і H , знаходять m , а саме:

$$m = \frac{Q}{bH^{3/2} \sqrt{2g}} . \quad (3.15)$$

Для зручності робіт складають таблиці витрат для кожної споруди.

Гідротехнічна споруда, призначена для обліку води, повинна бути технічно справною, мати правильні форми і плавний підхід води до отвору. Витік води крізь споруду (вільний або затоплений) повинен бути завжди постійним.

Точки для спостережень на споруді закріплюються до тарування. Вони повинні бути постійними і незмінними у висотному відношенні. У верхньому б'єфі точки спостережень розташовують на відстані 3-4 максимальної глибини води від порогу водозливу. У нижньому б'єфі спостереження ведуть у створі зі сталими швидкостями течії води.

3.8 Облік води спеціальними водомірними пристроями. Їхня класифікація

Водомірні пристрої за своїм призначенням поділяють на три основні групи:

- 1) споруди тільки для обліку води,
- 2) водоміри-водовипуски для обліку води і її регулювання,
- 3) водоміри-автомати, що пропускають визначену, наперед задану витрату води.

Різні водоміри і в конструктивному відношенні - водозливи, насадки, лотки тощо.

Значного поширення набули водозливи в тонкій стінці (водозливи з гострими ребрами). За формою вирізу отворів водозливи бувають: трапецеїдальні, трикутні і прямокутні.

Трапецеїдальний водозлив (Чиполетті) має виріз, що звужується донизу, з нахилом бічних сторін 1:1/4 (рис.3.4). Витрата води крізь водозлив з шириною порогу, що дорівнює (3-4) Н, при напорі $H = 0.05-1.0$ м і за відсутності швидкості підходу, визначають за формулою:

$$Q = 1.86bH^{2/3}, \quad (3.16)$$

де Q - витрата, m^3/c ;

b - ширина порогу, м;

H - висота шару (напір), що переливається, виміряна перед водозливом поза кривою спаду струменя, м.

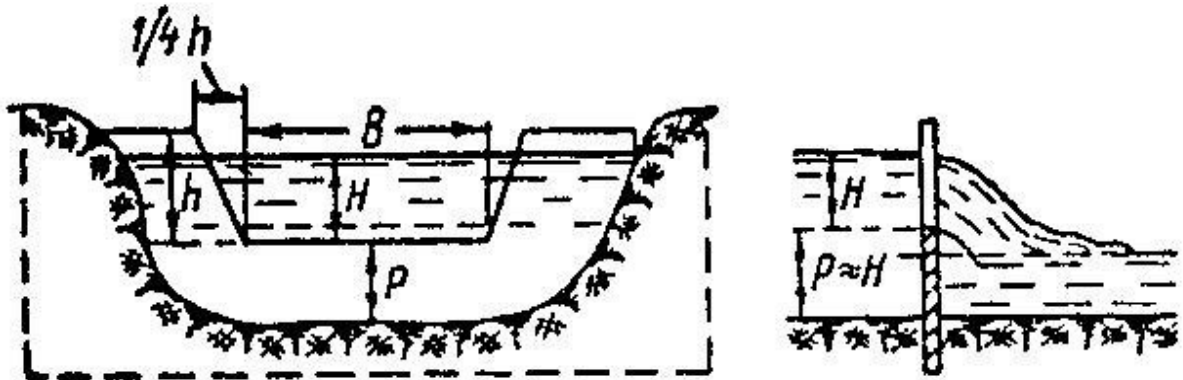


Рисунок 3.4 – Схема трапецеїдального водозливу

При $b = 1.0$ м

$$q = 1.86H^{3/2}, \quad (3.17)$$

Трапецеїдальний водозлив можна використовувати як точний прилад, якщо дотримуються наступні умови:

- відстань p від порогу до дна і бічних граней (до укосів каналу) повинна бути не меншою за максимально можливий шар води, що переливається;
- поріг водозливу не повинен бути підтоплений знизу, тобто поріг повинен розташовуватися вище за рівень у нижньому б'єфі;
- висота шару води, що переливається, повинна бути в межах від 1/10 до 1/3 ширини порогу;

- ширина порогу повинна бути в межах 0.2-1.5 м. При більшій ширині водозлив потрібно тарувати.

Трапецеїдальний водозлив будують з металевого листа з ребрами жорсткості з кутика або швелера. Можна його збудувати й із дерев'яного щита. В останньому випадку кромку вирізу загострюють одностороннім зрізом зі сторони нижнього б'єфа. Кромку отвору дерев'яного щита закріплюють листовим залізом зі сторони верхнього б'єфа. Поріг водозливу встановлюють горизонтально за допомогою рівня або нівеліра. Рейку (для відліку напору) прикріплюють з боку верхнього б'єфа на кілочок, спеціально для цього забитий у ґрунт, або безпосередньо на щиті. Нуль рейки повинен бути на одному рівні з порогом водозливу.

Водозлив розташовують нормально до потоку і чітко прямовисно. Вісь вирізу водозливу повинна співпадати з віссю потоку.

Описаний водомір має високу точність. Імовірна помилка вимірювання витрати $\pm 2\%$. Водозлив застосовують для вимірювання витрат не більше 650 л/с.

Трапецеїдальний водозлив з вирізом, що звужується донизу, і нахилом бічних сторін 1:1 (конструкція А.І.Іванова) може працювати при вільному і затопленому витіканні витрат від 5.2 до 7.35 м³/с. Ширину порогу приймають від 0.25 до 3 м. Напір води над порогом водозливу не повинен перевищувати 0.33b, де b - ширина порогу водозливу.

Витрати води визначають для водозливу:

а) незатопленого

$$Q = 1000\mu b H^{3/2}, \text{ л/с} \quad (3.18)$$

де H - висота шару води (напір) у верхньому б'єфі над порогом водозливу, b - ширина порогу, м:

$$\mu = 1.86 \frac{b + H}{b + 0.25H}, \quad (3.19)$$

б) затопленого

$$Q_3 = Q - q, \quad (3.20)$$

де Q- витрата води крізь незатоплений водозлив за формулою (3.18);
q - витрата води, на яку зменшується пропускна здатність водозливу при його підтопленні з боку нижнього б'єфа:

$$q = 0.67bh^{1.585}, \quad (3.21)$$

де h - висота шару води в нижньому б'єфі над порогом водозливу (см); причому h/H не повинно перевищувати 0.8.

Помилка вимірювання водозливом Іванова складає $\pm 3\%$.

Трикутний водозлив (Томсона) призначений для вимірювання малих витрат води. Умови його роботи аналогічні до роботи трапецеїдального водозливу.

Найчастіше застосовують трикутний водозлив з прямим кутом біля вершини, тобто $\alpha = 90^\circ$ (рис. 3.5). Розрахункова формула має вигляд:

$$Q = 1.4H^{5/2}. \quad (3.22)$$

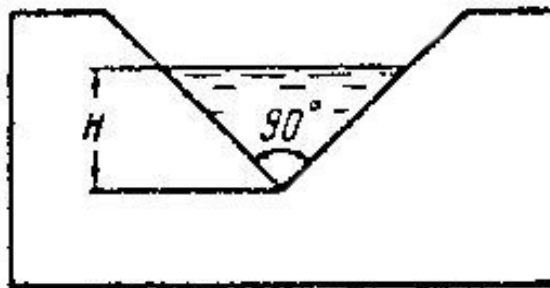


Рисунок 3.5 – Схема трикутного водозливу

Величина напору H повинна бути не меншою 0.05 м. Імовірна похибка вимірювання витрати води трикутним водозливом з прямим кутом біля вершини не більше 2% .

Трикутний водозлив без бічного стиснення має поріг на всю ширину каналу. Поріг водозливу підвищується над дном каналу не менше за найбільшу величину напору, а при малих напорах - не менше 0.2 м.

Витрату води визначають за загальною витратною формулою:

$$Q = m_0 b \sqrt{2gH^{3/2}}, \quad (3.23)$$

де m_0 - коефіцієнт витрати водозливу з урахуванням швидкості підходу.

Водомірні насадки мають меншу точність вимірювання води (помилка $\pm 3\%$) порівняно з водозливами. Але вони створюють менший підпір води. Цей водомірний пристрій складається із стінки, що перегороджує русло каналу, і насадки, що сходиться в ній, закріпленій у отворі. Поперечний переріз насадки може бути круглим, квадратним або прямокутним (рис. 3.5).

Насадки працюють як водоміри за дотримання наступних умов:

- розташування щита - перпендикулярно до осі потоку;
- отвір насадки з боку нижнього б'єфа над рівнем води не менше 5 см;
- пропускна здатність насадки повинна відповідати пропускній здатності каналу, забезпечуючи затоплення насадки і напір не вище 0.3 м..

витратні формули для різних типів перерізу насадок:
круглого:

$$Q = 3.2d^2 \sqrt{z}, \quad (3.24)$$

прямокутного

$$Q = 4.1ab\sqrt{z}, \quad (3.25)$$

квадратного

$$Q = 4.1a^2 \sqrt{z}, \quad (3.26)$$

де z – різниця рівнів верхнього і нижнього б'єфів;
 $d, a, b,$ - показані на рис.3.6.

Спостереження проводять по двох рейках, встановлених з боку верхнього і нижнього б'єфів. За нуль рейок приймають вісь насадки.

Водомірні лотки широко використовуються для обліку води на зрошувальних системах і невеликих природних водотоках (у балках і ярах). Лотки складаються (рис.3.7) з приймального і відвідного розтрубів і горловини. Приймальний розтруб звужується у бік руху води. Дно в приймальному розтрубі горизонтальне. Дно горловини з ухилом 0.375 у бік течії води. Дно відвідного розтруба має зворотний ухил 1: 6.

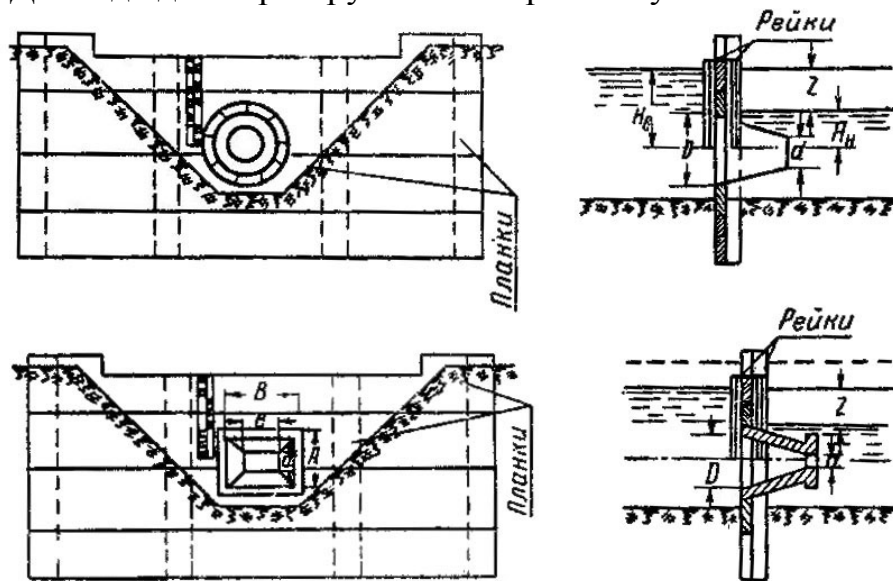


Рисунок 3.6 – Насадки – водоміри

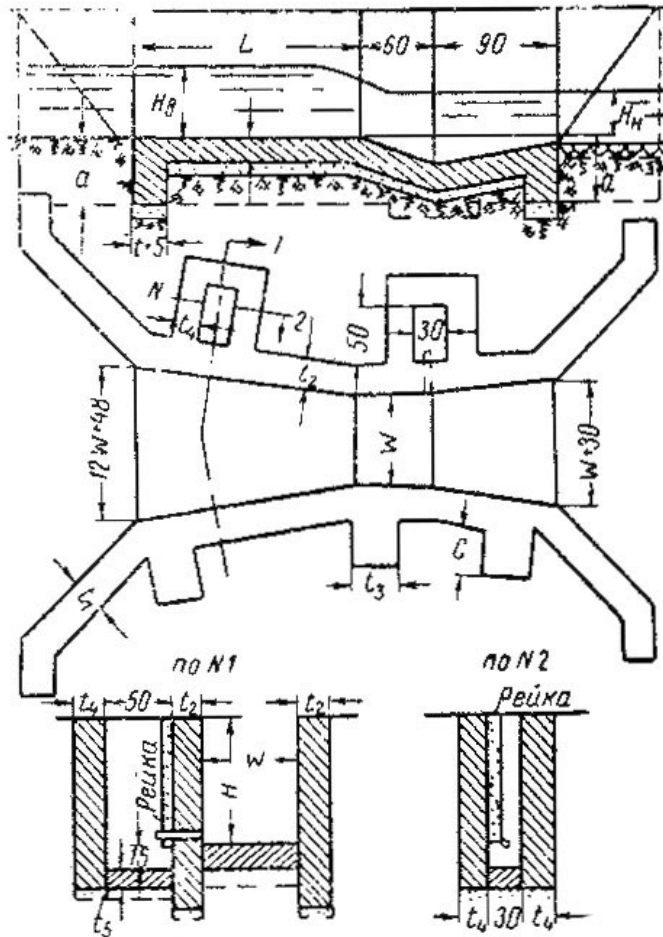


Рисунок 3.7 – Бетонний водомір – лоток
вгорі – поздовжній розріз; внизу – план

Бічні стінки лотків виконують вертикальними. Стандартними лотками можна вимірювати витрати води від 0.006 до 6.99 м³/с.

Спостереження за рівнями верхнього і нижнього б'єфів проводять у спеціально влаштованих колодязях, які з'єднуються з лотком трубами, закладеними в стіні. Колодязі розташовані: у приймальному розтрубі на відстані 2/3 від початку горловини або на відстані 5 см від початку вихідного розтруба у бік горловини. Нуль рейок встановлюють на рівні порога.

Якість лотка полягає в тому, що ним можна визначати витрату як при вільному витіканні, так і в умовах затоплення. Вільне витікання

буває за умови $k = \frac{H_n}{H_b} < 0.7$, де H_n і H_b - напори з боку верхнього і нижнього

б'єфів. При вільному витіканні витрату визначають за наступною формулою:

$$Q_b = 0.372\omega \left(\frac{H_b}{0.305} \right)^S, \text{ м}^3/\text{с} \quad (3.27)$$

де ω - ширина горловини, м.

Значення s наведені в таблиці 3.1 залежно від величини ω . Якщо лоток затоплений, тобто $k = \frac{H_H}{H_B} > 0.7$, то

$$Q_{\text{зат}} = Q_B - C, \quad (3.28)$$

де Q_B - витрата при вільному витіканні, $\text{м}^3/\text{с}$;
 C - поправка на затоплення ($\text{м}^3/\text{с}$), залежить від H_B і k ;

$k = \frac{H_H}{H_B}$ - степінь затоплення струменя.

При затопленні до > 0.95 точність обліку води різко зменшується.

Ширина горловини стандартизована в межах від 0.25 до 3.00 м через кожні 0.25 м. Для полегшення розрахунку витрат води складені спеціальні таблиці, які охоплюють всі стандартні типи лотків з вільним витіканням і в умовах затоплення.

Таблиця 3.1 – Значення параметра s у формулі (3.27)
 залежно від ω

ω , м	0.25	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
s	1.444	1.505	1.569	1.607	1.635	1.677

Водомірні щитоподібні водовипуски відносять до регулюючих споруд, що одночасно забезпечують облік води. Прикладом може бути водовипуск (СБ-47), запропонований М.Б.Бутиріним (рис.3.8). Його встановлюють у головах розподільної мережі і на господарських водовиділах при витратах 1.5-2.0 $\text{м}^3/\text{с}$ і рекомендують до роботи тільки при витіканні з-під щита. Коефіцієнт витрати близький до одиниці. Тому в розрахункових формулах витрати вказаний коефіцієнт відсутній.

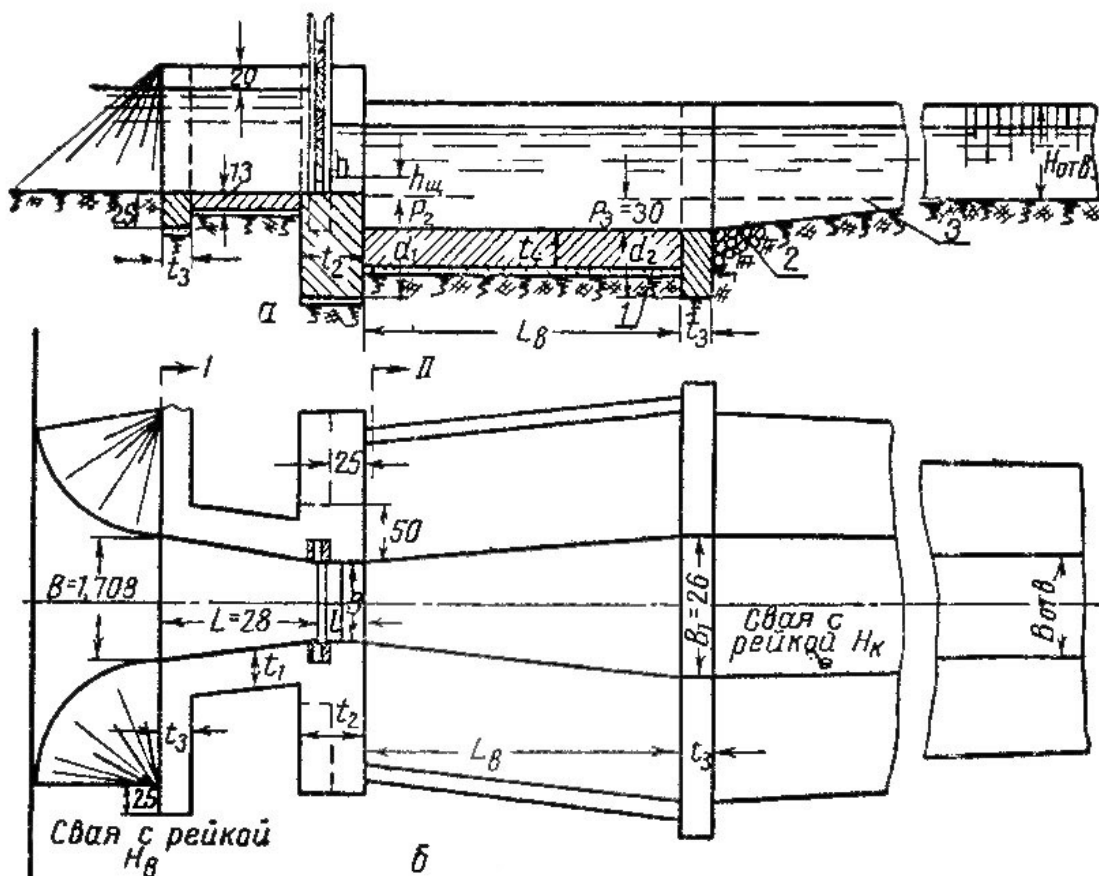


Рисунок 3.8 – Водомір-водовипуск (С-47)
 а – поздовжній розріз; б – план; 1 – гравійна підготовка;
 2 - зворотний уклон; 3 – дно відводу

Витратні формули мають наступний вигляд:

а) при вільному витіканні

$$Q = bh_{щ} \sqrt{2g}(H_v - h_{щ}), \text{ м}^3/\text{с} \quad (3.29)$$

б) в умовах затоплення

$$Q = bh_{щ} \sqrt{2g}(H_v - H_n), \quad (3.30)$$

де b - ширина щитового отвору, м;

$h_{щ}$ - висота відкриття щита, м;

H_v - відлік по верхній рейці, м;

H_n - відлік по нижній рейці, м

Нулі рейок встановлюють на рівні порогу водозливу. Тут ведуться спостереження за рівнями верхнього і нижнього б'єфів і висотою підняття щита.

Парціальні водоміри працюють за принципом обліку часткової (від усього потоку) витрати води в паралельному відводі. Витрата всього потоку виражається наступною залежністю:

$$Q = kq, \quad (3.31)$$

де q - витрата у відводі;

k - постійний коефіцієнт, що дорівнює відношенню загальної витрати потоку до парціальної (часткової).

Вимірювання витрати води в трубах парціальним методом було запропоноване в 1910 р. Ю.У.Ланге.

Парціальний водомір-регулятор Ф.І.Пікалова і В.Я.Попової є водовипуском закритого типу (трубчастий). У колодязі над трубою розташована відвідна трубка, одним кінцем з'єднана з верхнім б'єфом, а іншим - з нижнім б'єфом основного потоку. На відвідній трубці вмонтований лічильник «Космос». Конструкція водоміра показана на рис.3.9. Вода, що проходить крізь лічильник, обертає целулоїдну крильчатку, вбудовану в бронзовий корпус. За кількістю обертів крильчатки рахується сумарний стік, який передається системою передач на циферблат.

Водомір-регулятор обладнаний щитовим пристроєм і отже належить до регульованих водомірних споруд.

Існує декілька конструкцій парціальних водомірів. Розрізняються вони конструктивними особливостями споруди і лічильника об'єму стоку води.

Трубчастими водомірами-регуляторами з насадками, що сходяться, часто оснащують господарські водовиділи на зрошувальних системах. Вони розраховані на витрату до $1.1 \text{ м}^3/\text{с}$, а в двоочкових - на $2.2 \text{ м}^3/\text{с}$. Водомір-регулятор (рис.3.10) складається з вхідного оголовка, щитового пристрою 7, труби 2 і водомірної насадки 3, що конічно сходиться. Труби, як і насада, можуть бути круглого або прямокутного перерізу. Для насадки круглого перерізу:

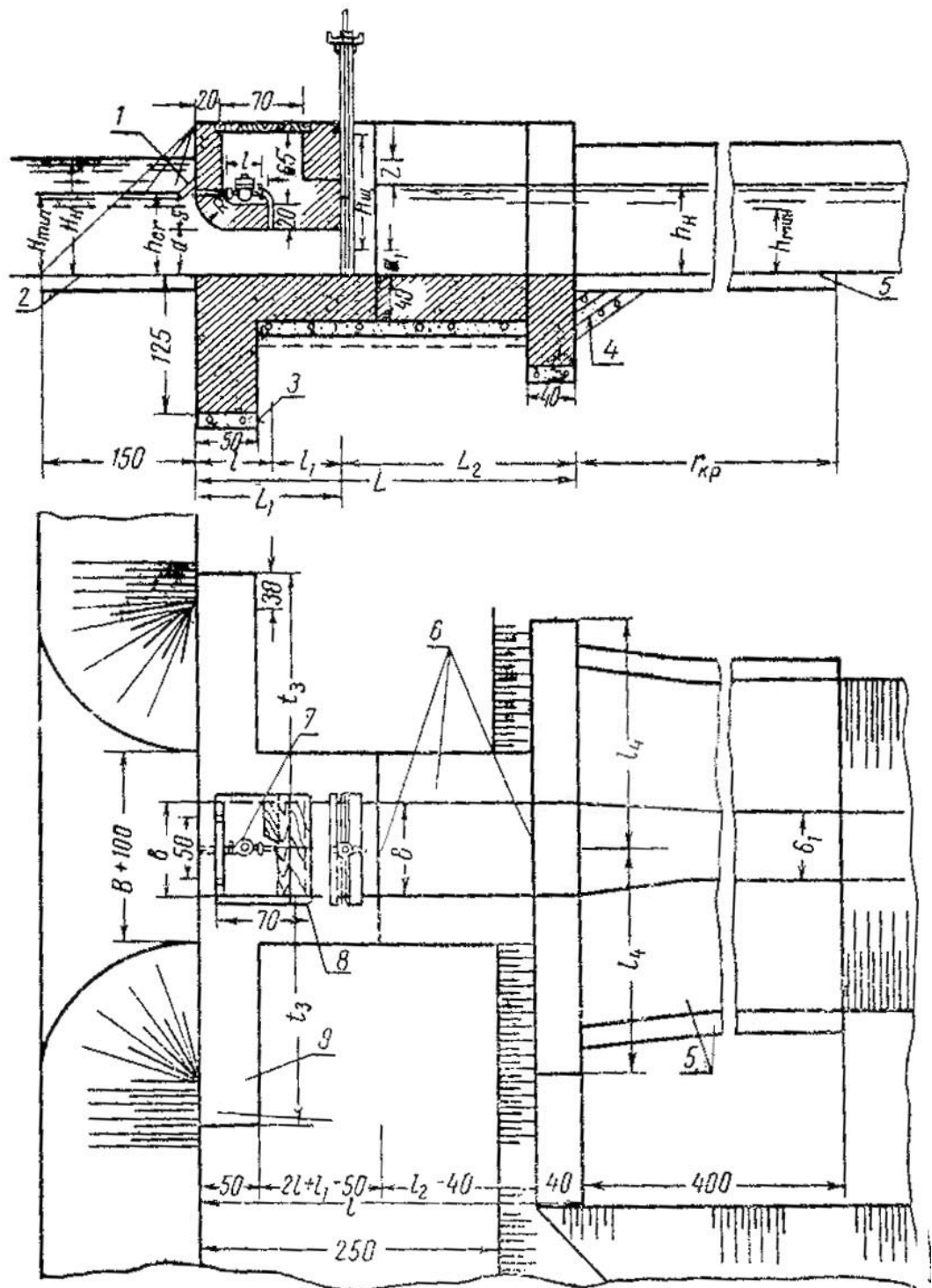


Рисунок 3.9 – Парціальний водомір Пікалова-Попової
вгорі - поздовжній розріз; внизу – план

- 1 – ґрати 5×5 мм; 2 – кріплення місцевим матеріалом;
3 – утрамбований гравій, t=10 см; 4- зворотній фільтр; 5 – кріплення місцевим матеріалом; 6- конструктивні шви; 7 – лічильник „Космос”;
8 – кришка люка; 9 – бетон 1:3:6

$$Q = 3.2d^2 \sqrt{z}, \quad (3.32)$$

де z - перепад тиску або різниця напору в трубі перед насадкою й рівнем у нижньому б'єфі.

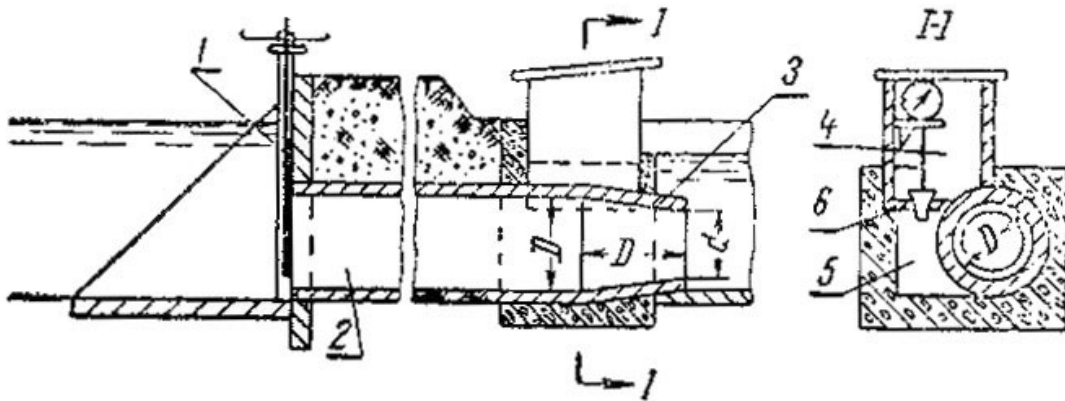


Рисунок 3.10 – Трубчастий водомір-регулятор з насадкою (ТВС)
1 – щитовий пристрій; 2- труба; 3 – насадка; 4,5 – колодязь; 6 - стінка

Водомір звичайно обладнаний покажчиком витрат або лічильником стоку. На рис.3.10 показане розташування прилада в колодязі. Верхня частина колодязя 4 з'єднана з трубою, тобто з великим тиском, а нижня 5 - з нижчим тиском. У стінці 6, що розділяє колодязь, розташована деталь прилада, що сприймає різницю тиску.

Безперервно діючі автоматичні прилади встановлюють на водомірних пристроях, коли потрібно автоматично реєструвати необхідні величини для визначення витрати води або безпосередньо витрати води, а іноді й сумарний стік. До першої групи відносять самописці рівнів. Показання сумарного стоку дають лічильники стоку. До них належить лічильник «Космос», що використовується в парціальних водомірах.

Динамічний покажчик витрат (ДРС-60) часто використовують замість самописців рівнів. Він належить до приладів, які показують або записують витрати води. Покажчик витрат (ДРС-60) (рис.3.11) працює від різниці тиску у водомірній частині споруди. Прилад встановлюють у спеціальному колодязі. У верхній частині колодязя є отвір перед опором (насадкою). Другий отвір - у водомірній частині, де знаходяться патрубок 1 і поршень 2 прилада. Поршень під впливом різниці тиску (зверху більшого, а знизу меншого) переміщується в патрубок. Переміщення поршня передаються через ланцюг 3, важіль 5 з пером до стрічки на барабані годинникового механізму 6 або через сектор 4 із стрілкою до циферблата 7. Витрата води, що проходить крізь патрубок, пропорційна витраті водоміра регулятора. Циферблат градуирований з урахуванням постійного співвідношення між витратами води.

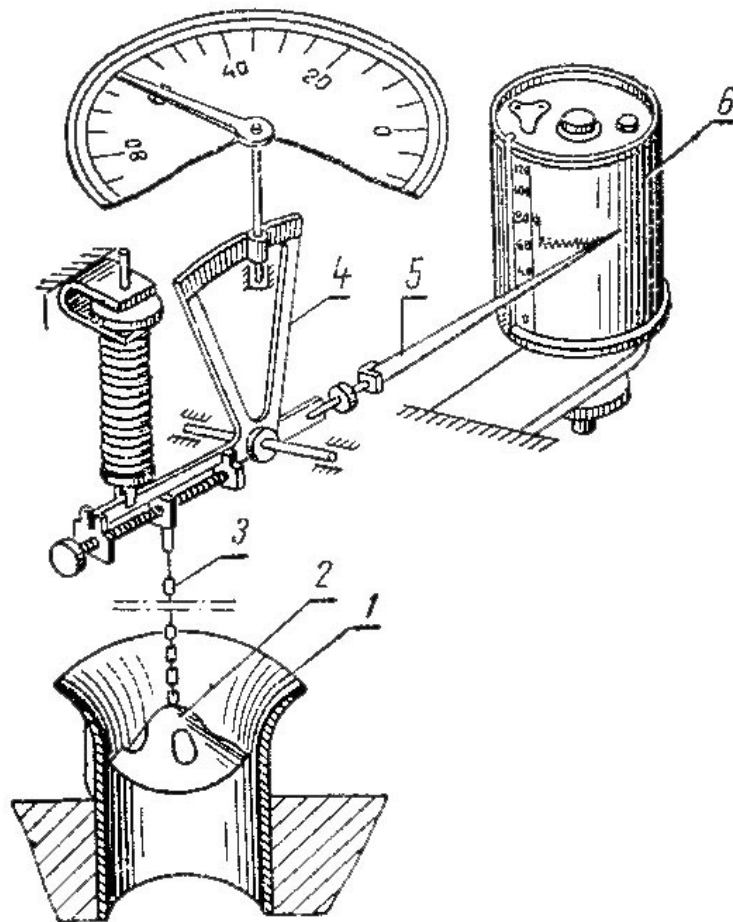


Рисунок 3.11 – Динамічний показчик витрат (ДРС-60)
 1- патрубок; 2- поршень; 3 – сектор; 4 - ланцюг; 5 – важіль;
 6 – барабан

Роторний лічильник стоку наведений на рисунку 3.12. Патрубок прилада закладений в отвір, що з'єднує колодязь з меншим тиском. Турбіна, розміщена в патрубку, обертається від потоку води, що проходить крізь патрубок. Чим більша різниця тиску, а отже, і витрата споруди, тим швидше обертається турбіна. За допомогою штока з телескопічною вставкою 3 і 4 турбіну з'єднано з лічильником 5. Останній підсумовує кількість обертів турбіни. Механізм показчика витрат сконструйований за типом спідометра. Таким чином, стрілка (8) показує на циферблаті (7) об'єм стоку, пропорційний загальній кількості обертів турбіни.

У практиці експлуатаційної гідрометрії застосовують й інші конструкції витратографів і лічильників стоку. Так, для автоматичного передаванні і приймання результатів обліку води на відстань служать телекопередавачі.

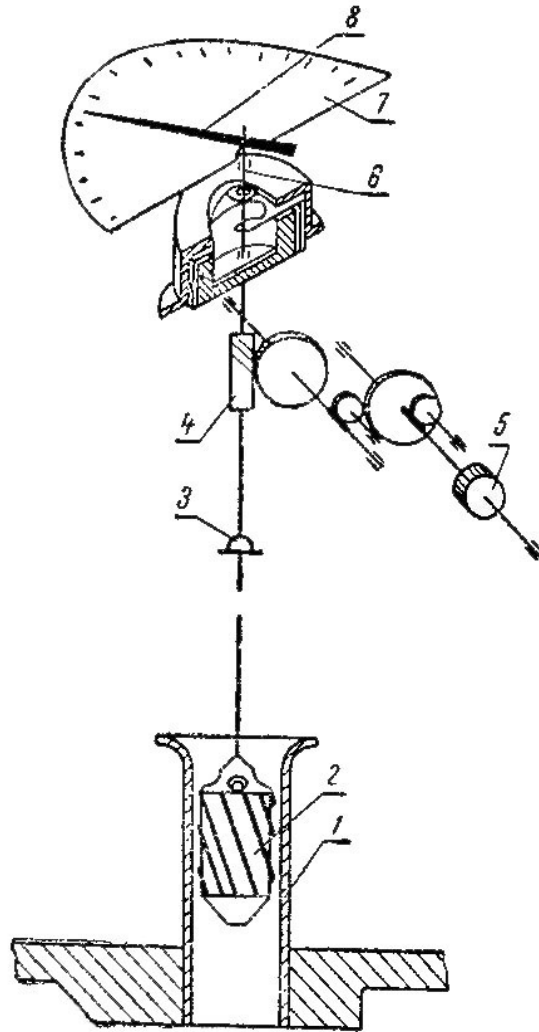


Рисунок 3.12 – Схема роторного лічильника стоку (СВН)
1 – підвідна трубка; 2 – турбінка; 3, 4 – телескопічні вставки;
5 – лічильник; 6 – шток; 7 – циферблат; 8 – стрілка.

Література

1. Справочник по гидрологическим расчетам (П.Г.Киселев, А.Д.Альтшуль, Н.В.Данильченко – М.Энергия, 1972 – 312 с)
2. Чугаев Р.Р. Гидравлика – 4е изд. – Л.: Энергоиздат, 1982
3. Ю.М.константинов Гидравлика. Киев «Вища школа» 1988
4. Ю.М. Ольгаренко «Эксплуатация оросительных систем» М. Россельхозиздат – 1986
5. Скрипчинская Л.В., Янголь А.М., Гончаров С.М. «Сельскохозяйственные гидротехнические мелиорации. К. Вища школа 1978 г.
6. Кулибабин А.Г. Экономический анализ современных проектных решений оптимизации водоподачи и водораспределения в орошении. НАНУКраины, Институт проблем рынка и экономико-экологических исследований – Одесса, 1997 – 79 с.