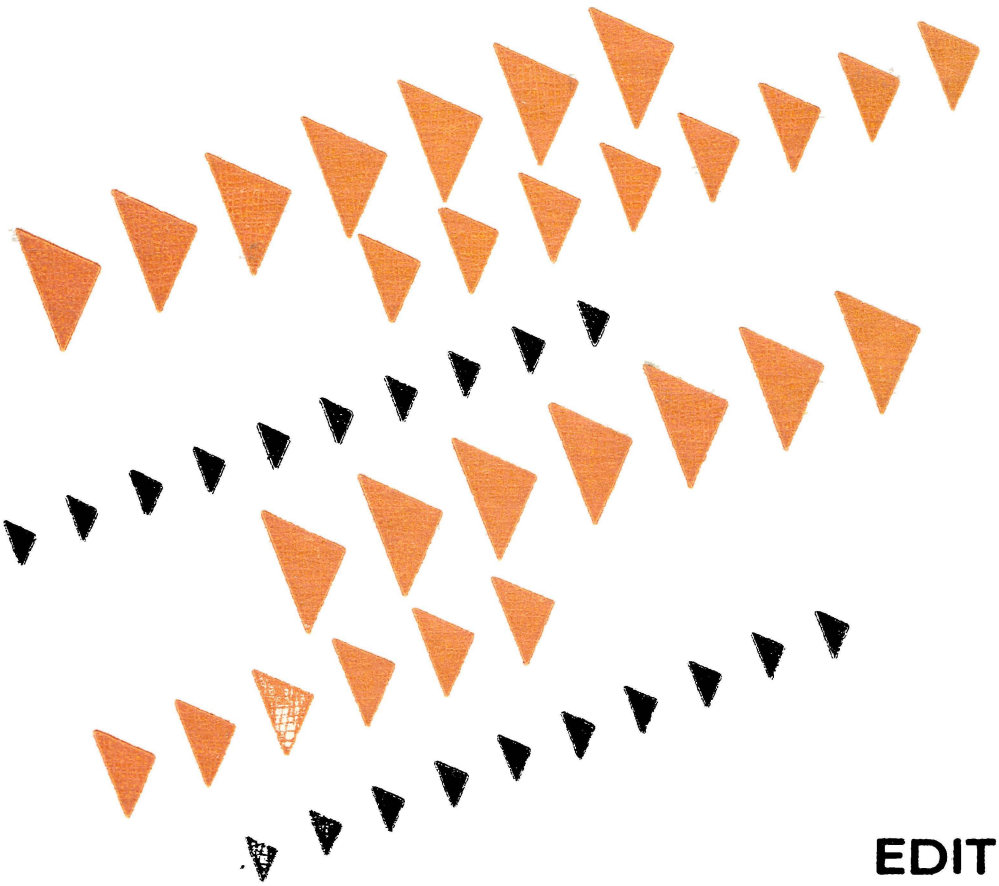
Данный файл представлен исключительно в ознакомительных целях.

Уважаемый читатель!
Если вы скопируете данный файл,
Вы должны незамедлительно удалить его сразу после ознакомления с содержанием.
Копируя и сохраняя его Вы принимаете на себя всю ответственность, согласно действующему международному законодательству .
Все авторские права на данный файл сохраняются за правообладателем.
Любое коммерческое и иное использование кроме предварительного ознакомления запрещено.

Публикация данного документа не преследует никакой коммерческой выгоды. Но такие документы способствуют быстрейшему профессиональному и духовному росту читателей и являются рекламой бумажных изданий таких документов.

ÎNDREPTAR PENTRU CALCULE HIDRAULICE



EDITURA TEHNICĂ

ÎNDREPTAR PENTRU CALCULE HIDRAULICE

Sub redacţia lui P. G. KISELEV

Partea întîi : Traducerea din l. rusă după ediția a V-a (efectuată de către un colectiv de specialiști sub coordonarea prof. dr. doc. ing. SIMION HÂNCU)

Partea a doua : Metode numerice de rezolvare a problemelor de hidraulică (elaborată de prof. dr. doc. ing. SIMION HÂNCU)

EDITURA TEHNICĂ
București – 1988

Ediția a cincea a „Îndreptarului pentru calcule hidraulice", ca și cele precedente, constituie o sinteză a formulelor principale, definițiilor, coeficienților experimentali, graficelor și tabelelor auxiliare, utile la efectuarea calculelor hidraulice. Textul este limitat la scurte explicații, necesare pentru ușurarea utilizării materialului din îndreptar.

Lucrarea constituie un auxiliar la proiectarea construcțiilor diferitelor sisteme de gospodărire a apelor și conține, în afară de cunoștințe în hidraulică, sumare cunoștințe din domeniul construcțiilor hidrotehnice și mașinilor hidraulice.

Lucrarea este destinată inginerilor, tehnicienilor, studenților și altor persoane care lucrează în domeniul construcțiilor hidrotehnice, în particular în domeniul utilizării energiei apelor.

Справочник по гидравлическим расчетам

Авторы: П. Г. Киселев, А. Д. Альтшуль, Н. В. Данильченке, А. А. Каспарсон, Г. И. Кривченке, Н. Н. Павков, С. М. Слисский

Издательство „Энергия", 1974

La verificarea siguranței lucrărilor hidrotehnice apa este cel mai necruțător judecător: nu iartă nici o greșeală făcută la proiectarea, execuția sau exploatarea acestor lucrări.

S. HÂNCU

PREFAȚĂ LA VERSIUNEA ÎN LIMBA ROMÂNĂ

Lucrarea „Îndreptar pentru calcule hidraulice" de P. G. Kiselev a apărut în prima ediție în U.R.S.S. în anul 1950 și a fost tradusă și publicată în limba română de Editura Energetică de Stat în anul 1953. Nu numai pentru specialiștii din U.R.S.S., ci și pentru specialiștii din țara noastră și din alte țări, această lucrare a devenit o carte de căpătîi, de foarte largă utilizare:

— în activitatea de proiectare și de exploatare pentru dimensionarea și verificarea construcțiilor și instalațiilor hidrotehnice;

— în activitatea de învățămînt tehnic superior, ca material didactic și documentar pentru cadre didactice și pentru studenți;

— în activitatea de cercetare, ca ghid la rezolvarea problemelor practice.

Larga folosire a acestui îndreptar se datorește atît faptului că în activitatea hidrotehnică specialistul are nevoie oricînd de o sumă de reguli și formule de calcul cu valorile corespunzătoare ale constantelor fizice și coeficienților care le însoțesc, cît și faptului că lucrarea, prin conținutul ei și prin modul în care a fost organizat acest conținut întrunește calități de înaltă valoare. Așa se explică de ce în U.R.S.S. în decurs de 25 ani s-a ajuns la a cincea ediție, apărută în anul 1975. Ultimele două ediții, 1973 și 1975, au fost substanțial îmbunătățite, la redactarea lucrării. sub coordonarea lui P. G. Kiselev, fiind antrenați și alți specialiști de renume din U.R.S.S., ca A. D. Altschul, S. M. Sliski ș.a.

Lucrarea, în ultima sa ediție este remarcabilă, pentru că pe de o parte valorifică moștenirea științifică lăsată de marii hidraulicieni autohtoni și străini, pe de altă parte sintetizează experiența școlii sovietice de hidrotehnică, dobîndită în realizarea marilor baraje și amenajări hidrotehnice din U.R.S.S., cunoscute în toată lumea. La definitivarea ultimei ediții a lucrării s-a ținut seama de observațiile și propunerile făcute de un mare număr de specialiști din Uniunea Sovietică.

Față de prima ediție, ediția a cincea a lucrării conține trei noi capitole:

— capitolul 10, „Hidraulica construcțiilor", în care se prezintă elementele noi de calcul privind descărcătorii de ape mari la barajele cu centrale hidroelectrice în soluții moderne;

— capitolul 11, „Mișcarea aluviunilor și hidrotransportul", unde problemele de mișcare a aluviunilor în albii deschise și în conducte sub presiune sînt prezentate într-o concepție unitară;

— capitolul 16, „Modelarea hidraulică", unde alături de problemele clasice ale similitudinii fenomenelor hidraulice se tratează și probleme speciale, precum eroziunile în albii și cavitația.

Sînt reformulate problemele privind rezistențele hidraulice și grupate într-un capitol de sine stătător, capitolul 4, unde sînt incluse ultimele rezultate ale cercetărilor privind coeficienții de pierdere de sarcină; de asemenea, sînt reformulate

problemele privind valurile de vînt şi acţiunea lor asupra construcţiilor hidrotehnice. Practic, întregul conţinut al îndreptarului din prima ediţie a suferit modificări şi completări.

Traducerea ediţiei a cincea a îndreptarului în limba română răspunde unei necesităţi stringente, care se manifestă azi în rîndul specialiştilor din ţara noastră. În etapa actuală, cînd activitatea hidrotehnică din România a capătat o dezvoltare atît de mare, cînd nu există judeţ fără lucrări hidrotehnice şi fără activitate hidrotehnică, se simte lipsa acută a unui îndreptar de calcule hidraulice cu metodele şi soluţiile de calcul aduse la zi. În cea mai mare parte „Îndreptarul pentru calcule hidraulice", ediţia a cincea, sub redacţia lui P. G. Kiselev răspunde acestei necesităţi.

Îndreptarul nu a putut cuprinde metodele de calcul numeric, cu ajutorul calculatoarelor electronice, pentru rezolvarea problemelor hidraulice de mare complexitate, metode care s-au dezvoltat atît de mult şi au devenit operante în ultimii 10—15 ani. Acesta este motivul pentru care s-a considerat util ca sub formă de note să se prezinte în partea a doua a lucrării (cap. I—XI) şi metode numerice, elaborate, în principal, în Institutul de Cercetări Hidrotehnice din Bucureşti, pentru rezolvarea cîtorva dintre cele mai complexe probleme de hidraulică. Folosirea metodelor numerice necesită pentru specialişti cunoştinţe de hidraulică şi de calcul numeric, suplimentare faţă de folosirea metodelor clasice de calcul. Dar nimeni nu poate fi scutit de datoria de a-şi însuşi astfel de cunoştinţe; absolvenţii de astăzi ai facultăţilor de profil hidrotehnic sînt înarmaţi cu astfel de cunoştinţe.

Folosirea metodelor numerice de calcul, pe de o parte, permite rezolvarea mult mai completă a problemelor de hidraulică, de mare complexitate, precum şi rezolvarea unor probleme noi, imposibil de abordat cu metode clasice, pe de altă parte reduce şi chiar elimină necesitatea cunoaşterii şi aplicării atîtor metode aproximative de calcul care s-au dezvoltat în hidraulică în cursul timpului, cum sînt metodele grafice şi grafo-analitice pentru calculul curbelor de remu, oscilaţiilor nivelului apei în castele de echilibru, loviturii de berbec ş.a.

Este adevărat că în orice domeniu de activitate numai cu îndreptare, fără cunoştinţe de specialitate, nu pot fi rezolvate problemele complexe pe care le pune practica, după cum nu poţi vorbi bine o limbă străină, pe care nu o cunoşti decît din îndreptare şi dicţionare.

Dar pentru specialistul în problemă un îndreptar este o călăuză de mare ajutor în activitatea pe care o desfăşoară. Îndreptarul de calcule hidraulice în ediţia de faţă îndeplineşte cu prisosinţă această funcţie pentru oricine lucrează în domeniul hidrotehnicii.

Prof. dr. doc. ing. **Simion Hâncu**

PREFAȚA LA EDIȚIA ÎN LIMBA RUSĂ

Ediția a cincea a „Îndreptarului pentru calcule hidraulice" sub redacția lui P. G. Kiselev este destinată inginerilor, tehnicienilor, studenților și altor persoane care lucrează în domeniul construcțiilor hidrotehnice.

A cincea ediție este o reproducere a celei de a patra ediții a acestui îndreptar la care s-au adus corecturile necesare.

Primele trei ediții (din anii 1950, 1957 și 1961) au fost elaborate de un singur autor, P. G. Kiselev. În edițiile a patra și a cincea s-a păstrat structura lucrării adoptate în edițiile precedente. Textul de bază este însoțit de scurte explicații și exemple de calcul care ușurează utilizarea îndreptarului.

La fel ca și în primele ediții, în Îndreptar sînt incluse nu numai problemele de hidraulică generală, ci și o serie de probleme speciale; se prezintă nu numai metodele și formulele recomandate pentru calculul hidraulic, ci și alte relații care se întîlnesc în literatura de specialitate și care pot fi utile în proiectare, de exemplu, pentru compararea rezultatelor calculelor.

Aceasta oferă cititorului o oarecare libertate în alegerea metodei sau a formulei de calcul în conformitate cu particularitățile diferitelor probleme de rezolvat și cu precizia necesară a rezultatelor calculelor.

La elaborarea ediției a cincea a Îndreptarului au luat parte: profesorul, candidat în științe tehnice, P. G. Kiselev, care a pregătit capitolele 1—3; 6; 8; 9; 12; 13; § 14.7 din partea A a cap. 14; § 16.1 și parțial § 16.2 ale capitolului 16, precum și redactarea generală a întregii lucrări; profesorul, doctor în științe tehnice, A. D. Altschul, care a pregătit capitolele 4, 5 și 7; conferențiarul, candidat în științe tehnice, N. V. Danilcenko, care a elaborat capitolul 11 „Mișcarea aluviunilor și hidrotransportul"; conferențiarul, candidat în științe tehnice, A. A. Kasparson, care a scris partea A a capitolului 14 „Valurile de vînt și acțiunea lor asupra construcțiilor hidrotehnice"; profesorul, doctor în științe tehnice, G. I. Krivcenko, care a întocmit partea B a capitolului 14 „Castele de echilibru" și capitolul 15 „Mașini hidraulice"; conferențiarul, candidat în științe tehnice, N. N. Paşkov, care a scris § 16.3—16.5 și parțial § 16.2 al capitolului „Modelarea hidraulică" și profesorul, doctor în științe tehnice, S. M. Slisski care a scris capitolul 10 „Hidraulica construcțiilor".

În numele autorilor exprim mulțumiri lui N. N. Paşkov pentru munca deosebită pe care a depus-o la pregătirea pentru tipar a acestei a cincea ediții a Îndreptarului.

Autorii roagă ca observațiile referitoare la prezenta lucrare „Îndreptar pentru calcule hidraulice" să fie trimise pe adresa: Moscova, 113114, Sliuzovaia naberejnia, 10, Editura „Energhia".

P. G. Kiselev

PARTEA ÎNTÎI

TERMENI ÎNTÎLNIŢI FRECVENT ÎN HIDRAULICĂ

Adîncime critică — adîncimea curentului de lichid pentru care la un debit dat, energia specifică în secţiune atinge valoarea minimă.

Adîncime normală — adîncimea curentului la mişcarea uniformă a lichidelor (cu suprafaţa liberă).

Adîncimi conjugate (mutuale) — adîncimile curentului înainte şi după saltul hidraulic.

Aerarea debitului de lichid — saturarea lichidului cu aer în procesul de mişcare al acestuia.

Caracteristică de debit (termeni nerecomandaţi: „caracteristică de trecere", „modul de debit") — debitul în albia dată, la o pantă hidraulică egală cu unitatea[1].

Caracteristică de viteză W — produsul dintre primii doi factori din formula $V = C\sqrt{Ri}(W = C\sqrt{R})$; viteza la o pantă hidraulică egală cu unitatea[2].

Cavitaţie — fenomenul de rupere a continuităţii lichidului în mişcare, datorită degajării în interiorul lui de bule de aer sau de vapori ai lichidului însuşi.

Coeficientul energiei cinetice a curentului (coeficientul lui Coriolis) — raportul între energia cinetică specifică a curentului, calculată cu valoarea reală a vitezei şi energia cinetică specifică a curentului, calculată presupunînd că în fiecare punct al secţiunii de curgere viteza este egală cu viteza medie.

Observaţie. În lucrarea de faţă, acest coeficient (notat de obicei cu litera α) este numit „coeficient de corecţie a înălţimii cinetice" (v. § 3.3).

Coeficient de filtraţie — viteza de filtraţie la o pantă hidraulică egală cu unitatea.

Coeficient de rezistenţă liniară (coeficientul lui Darcy) — mărime adimensională, care depinde de rugozitatea relativă a pereţilor albiei şi de numărul Reynolds.

Coeficientul cantităţii de mişcare a curentului (coeficientul lui Boussinesq) — raportul între cantitatea de mişcare a curentului, calculată cu valoarea reală a vitezei şi cantitatea de mişcare a curentului calculată presupunînd că în fiecare punct al secţiunii de curgere viteza este egală cu viteza medie.

Coeficientul lui Chézy (sau factorul de viteză) — coeficientul adimensional C în formula vitezei medii a curentului la o mişcare uniformă, adică în formula lui Chézy $v = C\sqrt{Ri}$.

Cordon de vîrtej — masa lichidului în mişcare, cuprinsă în tubul de vîrtej.

Curbă de depresie — linia care reprezintă în plan vertical suprafaţa liberă a mişcării apei subterane.

Curbă de remu pozitiv — curba suprafeţei libere a lichidului, în care adîncimea creşte în sensul curgerii.

Curbă de remu negativ — curba suprafeţei libere a lichidului în care adîncimea descreşte în sensul curgerii.

Curenţi secundari — curenţii care însoţesc mişcarea de translaţie principală a fluidului, de exemplu circulaţia transversală în coturi.

Debit — volumul de fluid care curge în unitatea de timp prin secţiunea transversală a curentului.

Debit specific — debitul mediu pe unitatea de lăţime a deversorului sau a canalului de secţiune dreptunghiulară.

Deplasament — greutatea volumului de lichid dezlocuit de un plutitor.

Deversor — orice perete în calea curentului, peste care lichidul curge cu suprafaţa liberă.

Dispersie — termenul care defineşte media pătratelor abaterilor unei mărimi aleatorii faţă de valoarea ei medie $\sigma^2 = M[x - M(x)]^2$ (pătratul „abaterii standard").

Energie specifică — energia mecanică a lichidului care revine pe unitatea de debit de greutate, determinată în raport cu planul orizontal ales arbitrar (numeric egală cu sarcina hidrodinamică).

Observaţie. Energia specifică în secţiune a curentului cu suprafaţa liberă este energia specifică raportată la planul orizontal care trece prin punctul cel mai de jos al secţiunii de curgere (fără considerarea energiei specifice corespunzătoare presiunii pe suprafaţa liberă).

Exponent hidraulic al albiei — puterea la care trebuie să se ridice raportul dintre adîncimile curentului în albia deschisă dată, pentru a se obţine pătratul raportului dintre modulii de debit corespunzători.

[1] În românește se utilizează termenul modul de debit.
[2] În românește se utilizează termenul modul de viteză.

Filtraţie — mişcarea lichidului prin medii poroase.

Fluid incompresibil — termen care se foloseşte pentru a diferenţia lichidul de fluid compresibil sau în particular de gaz, atunci cînd gazul se examinează ca un „fluid compresibil".

Fluid newtonian — fluidul vîscos care se supune legii lui Newton $\tau = \mu \frac{du}{dn}$ de frecare a corpurilor lichide; *fluid nenewtonian* — fluidul care nu se supune acestei legi.

Fluid polifazat — fluid-amestec mecanic de faze: lichid, aluviuni antrenate (faza solidă) şi gaz (incluziuni sub formă de bule).

Gradientul vitezei $\left(\text{grad } v = \frac{d\vec{v}}{dn}\right)$ — intensitatea variaţiei vitezei pe o direcţie dată, de obicei pe normala la direcţia vitezei.

Greutate relativă — raportul dintre greutatea corpului şi greutatea aceluiaşi volum de apă distilată, la temperatura de 4°C.

Greutate specifică a lichidului — (vezi greutate volumetrică a lichidului).

Greutate volumetrică a lichidului — raportul dintre greutatea şi volumul lichidului sau greutatea unităţii de volum.

Observaţie. Acest termen larg răspîndit nu face parte din rîndul celor „nerecomandabili" şi este folosit în prezenta lucrare. Conform „Terminologiei mecanicii fluidelor" (Revista Academiei de Ştiinţe U.R.S.S., nr. 12, 1952) în locul termenului „greutate volumetrică" este adoptat termenul „greutate specifică".

Hidraulică — partea din mecanica fluidelor care studiază, pe lîngă legile generale ale echilibrului şi mişcării fluidelor, şi problemele speciale legate de practica inginerească.

Hidrodinamică — partea din mecanica fluidelor (hidromecanica), care studiază mişcarea fluidelor precum şi interacţiunea dintre fluide şi corpurile solide în mişcarea lor relativă.

Hidromecanica — mecanica fluidelor. Partea din mecanică care studiază mişcarea şi echilibrul fluidelor, precum şi interacţiunea dintre fluide şi corpurile solide.

Hulă — valurile care se propagă după încetarea acţiunii vîntului.

Inversia jetului — modificarea formei secţiunii transversale a jetului pe lungimea lui (la curgerea lichidului prin orificiu în atmosferă).

Înălţime barometrică — înălţimea coloanei de lichid care corespunde presiunii absolute (totale) într-un punct dat al lichidului $\left(\frac{p}{\gamma}\right)$.

Înălţime cinetică (sarcină cinetică) — înălţimea de la care particula de lichid capătă în cădere liberă viteza dată, adică înălţimea egală cu $\frac{v^2}{2g}$. Produsul $\gamma \frac{v^2}{2g}$ se numeşte presiune dinamică.

Înălţime manometrică — înălţimea coloanei de lichid care corespunde presiunii relative, adică înălţimea coloanei de lichid egală cu $(p - p_0)/\gamma$, unde p_0 este presiunea atmosferică.

Distanţa metacentrică — distanţa de la metacentru pînă la centrul de greutate al corpului plutitor.

Lichid — corpul care posedă proprietatea de curgere, adică este capabil să-şi modifice oricît de mult forma sub acţiunea forţelor oricît de mici, dar care, spre deosebire de gaze, îşi modifică foarte puţin densitatea la variaţia presiunii.

Fluid hidrofob — fluidul care respinge apa.

Fluid ideal (perfect) — modelul de fluid care are proprietatea de a nu se opune forţelor de deplasare.

Fluid omogen — fluidul a cărui densitate este constantă în toate punctele din interiorul său.

Fluid real — fluidul care se întîlneşte în realitate şi care posedă toate proprietăţile fizice caracteristice (de obicei se contrapune termenului „fluid ideal").

Fluid vîscos — fluidul care posedă vîscozitate (antonim al termenului „fluid perfect").

Linie de curent — linia dusă (în acelaşi moment) printr-un şir de puncte succesive, tangentă la vectorii viteză de curgere a fluidului.

Linie de vîrtej — linia tangentă în toate punctele ei la vectorii vîrtej (corespunzători unui moment dat).

Lovitură de berbec — variaţia bruscă a presiunii lichidului în mişcarea sub presiune, provocată de variaţia bruscă a vitezei (într-un interval de timp foarte mic).

Mărime hidraulică — viteza de cădere (uniformă) a particulelor solide în lichidul aflat în repaus.

Mişcare axial simetrică — mişcarea fluidului la care cîmpul vitezelor, presiunilor şi altor caracteristici sînt identice în planuri care conţin axa de simetrie.

Mişcare cu suprafaţa liberă — mişcarea lichidului cu suprafaţă de contact cu atmosfera (sau cu alt gaz).

Mişcare de emulsie — mişcare la care amestecul unui lichid cu gaze poate fi considerat cu aproximaţie un fluid omogen.

Mişcare elicoidală a fluidului — un caz particular al mişcării rotaţionale, cînd vectorul vîrtej al particulei de fluid coincide ca direcţie cu vectorul viteză.

Mişcare gradual variată — mişcare neuniformă a fluidului la care curbura liniilor de curent şi unghiul de divergenţă dintre liniile de curent sînt foarte mici.

Mişcare laminară — mişcarea fluidului fără pulsaţii ale vitezei şi, prin urmare, fără schimb de cantitate de mişcare între straturi.

Mişcare unidimensională — mişcarea fluidului ale cărei caracteristici (viteză, presiune etc.) depind numai de o singură variabilă spaţială — distanţa măsurată în lungul unei linii.

Mişcare potenţială (nerotaţională) — mişcarea fluidului fără rotirea particulelor în jurul centrelor lor de greutate.

Mişcare permanentă — mişcarea fluidului ale rărei caracteristici, în orice punct al curentului, cămîn invariabile în timp.

Mişcare plană (plan-paralelă) — mişcarea fluidului, paralelă la un plan fix director, ale cărei caracteristici (viteză, presiune etc.) nu depind de distanţa particulelor de fluid la acest plan.

Mişcare cu dopuri — mişcare a unui amestec lichid-gaz la care faza gazoasă ocupă periodic, complet, secţiunea transversală a conductei.

Mişcare rotaţională a fluidului — mişcarea cu rotirea particulelor de fluid în jurul centrelor lor de greutate.

Mişcare turbulentă — mişcarea fluidului cu pulsaţii ale vitezei, şi, prin urmare, cu schimb de cantitate de mişcare între straturi.

Mişcare uniformă — mişcarea cu viteze egale în puncte omoloage în două secţiuni învecinate.

Numărul Mach — raportul dintre viteza fluidului şi viteza sunetului.

Panta fundului albiei — intensitatea cu care coboară fundul albiei în lungul curentului; se determină cu formula $i = -\frac{dz}{ds}$.

Pantă critică — panta fundului, pentru care adîncimea normală a curentului este egală cu adîncimea critică.

Pantă hidraulică (termen nerecomandat: „gradient hidraulic") — raportul între variaţia energiei specifice a curentului (luată cu semnul minus) şi lungimea pe care are loc această variaţie.

Pantă piezometrică — raportul între variaţia energiei potenţiale a curentului (luată cu semnul minus) şi lungimea pe care are loc această variaţie.

Pat impermeabil — stratul impermeabil de sub zona stratului acvifer.

Pierderi de sarcină liniare distribuite — consumul de energie specifică a curentului pentru învingerea forţelor de frecare, proporţional cu lungimea tronsonului de calcul.

Pierderi de sarcină locale — consumul de energie specifică a curentului pentru învingerea rezistenţelor locale.

Forţa de presiune a fluidului pe un perete — forţa cu care fluidul apasă pe o suprafaţă plană sau curbilinie dată.

Presiune hidrostatică totală absolută — efortul unitar de compresiune într-un punct dat al fluidului în repaus.

Presiune manometrică (presiune relativă) — diferenţa între presiunea totală absolută şi presiunea atmosferică.

Presiune vacuummetrică (vacuum) — diferenţa dintre presiunea atmosferică şi presiunea totală (absolută).

Pulsaţie de presiune — abaterea oscilatorie $\pm\Delta p$ a presiunii de la valoarea ei medie într-un punct dat.

Pulsaţie de viteză — abaterea oscilatorie $\pm\Delta u$ a vitezei locale de la valoarea ei medie.

Raza metacentrică — distanţa de la metacentru la centrul de carenă al plutitorului în poziţie de echilibru.

Regim lent de mişcare — starea de mişcare la curenţii (cu suprafaţă liberă) cu adîncimea mai mare decît adîncimea critică.

Regim rapid de mişcare — starea de mişcare la curenţii (cu suprafaţă liberă) cu adîncimea mai mică decît adîncimea critică.

Salt hidraulic — forma de trecere bruscă a mişcării lichidelor de la regim rapid la regim lent.

Sarcina hidrodinamică (hidraulică) — suma a trei înălţimi: înălţimea de poziţie, înălţimea piezometrică şi înălţimea cinetică.

Spectru hidrodinamic — reţea de pătrate curbilinii, formată de intersecţia familiei de linii de egal potenţial de viteză cu familia de linii de curent (linii de mişcare).

Probabilitatea matematică — limita spre care tinde valoarea medie aritmetică a unui şir de mărimi cînd numărul acestora este infinit de mare.

Suprafaţa liberă — suprafaţa de separaţie dintre mediul lichid şi mediul gazos cu presiune constantă.

Tub elementar de curent — tubul format de linii de curent, care se sprijină pe un contur elementar închis.

Tub elementar de vîrtej — tubul format de linii de vîrtej, care se sprijină pe un contur elementar închis.

Valuri de vînt — valurile ce se produc pe suprafaţa liberă a apei, datorită acţiunii vîntului.

Viscozitate — proprietatea fluidelor de a opune rezistenţă la mişcarea relativă a particulelor de fluid.

Viscozitate cinematică ν — raportul dintre viscozitatea dinamică și densitatea fluidului.

Viscozitate dinamică (sau coeficient de viscozitate) — caracteristica de viscozitate a fluidului, care, la mișcarea în straturi paralele, se exprimă prin raportul dintre efortul tangențial pe suprafața de contact dintre straturile de fluid și gradientul de viteză normal pe suprafața de contact.

Viteza critică în criteriul Reynolds — valoarea vitezei medii a curentului în condiții date, corespunzătoare numărului Reynolds critic.

Viteză de filtrație — viteza medie a curentului de apă subterană, egală cu raportul dintre debitul de filtrație Q și secțiunea transversală corespunzătoare (normală pe liniile de curent) a mediului permeabil, $\omega_{pori} + \omega_{schelet}$.

Viteza dinamică (sau viteza tensiunii tangențiale la perete) — se determină cu formula

$$u* = \sqrt{gRi}.$$

Viteza locală — viteza în punctul dat.

Viteza mediată — valoarea medie a vitezei ocale pe un interval de timp suficient de mare.

Viteza medie a curentului — viteza cu care ar trebui să se deplaseze la fel toate particulele de fluid prin secțiunea de curgere a curentului pentru ca debitul să fie egal cu cel care, corespunzător distribuției reale a vitezei, trece prin această secțiune.

Viteza reală de filtrație — raportul dintre debitul de filtrație prin secțiunea transversală elementară (normală pe liniile de curent) a mediului poros și suprafața porilor din secțiunea respectivă.

Vîrtej (se notează $\mathrm{rot}\,\vec{v}$) — de două ori vectorul vitezei unghiulare dintr-un punct curent al fluidului în mișcare avînd proiecțiile

$$2\omega_x = \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}\right);\quad 2\omega_y = \left(\frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x}\right);$$

și

$$2\omega_z = \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}\right).$$

Zona de vîrtej — domeniul ocupat de masa de fluid în rotație întreținută de un curent principal.

NOTAȚII MATEMATICE

$=$ și $\neq$	egal și neegal
$\approx$	aproximativ egal
$>$ și $<$	mai mare și mai mic
$\not>$ și $\not<$	nu este mai mare și nu este mai mic
$\gg$ și $\ll$	mult mai mare și mult mai mic
log și ln	logaritmul zecimal și logaritmul natural
$\perp$ și $\parallel$	perpendicular și paralel
∞	infinit
$\rightarrow$	tinde spre...
lim	limita
Σ	suma
Δ	creșterea
const	mărimea constantă (constanta)
idem	identică
$\backsim$	semnul de similitudine
$\lvert A \rvert_t$	mărimea A constantă în raport cu mărimea t
$f(\,)$; $\varphi(\,)$; $F(\,)$	notațiile funcțiilor
$<$	unghi
dim	dimensionalitate
exp	operatorul exponențial care definește relația dintre mărimea y și mărimea x; $y = e^x = \exp x$
∇	operatorul nabla

$$\nabla = \frac{\partial}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial z}$$

ALFABETUL GREC

A	α	B	β	Γ	γ	Δ	δ	E	ε	Z	ζ	H	η	O	o	Π	π	P	ρ	Σ	σ	T	τ	Υ	υ	Φ	φ
alfa		beta		gama		delta		epsilon		zeta		eta		omicron		pi		ro		sigma		tau		ypsilon		fi	
Θ	ϑ	I	ι	K	$\varkappa$	Λ	λ	M	μ	N	ν	Ξ	ξ	X	χ	Ψ	ψ	Ω	ω								
teta		iota		kappa		lambda		miu		niu		xi		hi		psi		omega									

CAPITOLUL 1

TABELE. DIFERITE DATE AUXILIARE

1.1. RĂDĂCINI DE ORDINUL 2 ȘI 3 ALE UNOR NUMERE

Tabelul 1.1

n	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	n	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	n	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	n	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	n	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	n	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$
0,01	0,100	0,215	0,06	0,245	0,391	0,20	0,447	0,585	0,70	0,837	0,888	3	1,732	1,442	8	2,828	2,000
0,02	0,141	0,271	0,07	0,265	0,412	0,30	0,548	0,669	0,80	0,894	0,928	4	2,000	1,587	9	3,000	2,080
0,03	0,173	0,311	0,08	0,283	0,431	0,40	0,632	0,737	0,90	0,949	0,965	5	2,236	1,710	10	3,162	2,154
0,04	0,200	0,342	0,09	0,300	0,448	0,50	0,707	0,794	1	1,000	1,000	6	2,450	1,817			
0,05	0,224	0,368	0,10	0,316	0,464	0,60	0,775	0,843	2	1,414	1,260	7	2,646	1,913			

1.2. INTEGRALA ELIPTICĂ DE PRIMA SPEȚĂ :

$$F(\lambda, \varphi) = \int_0^{\varphi} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - \lambda^2 \sin^2 \varphi}}; \quad \lambda = \sin \theta$$

Tabelul 1.2

φ, grade	θ, grade									
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0,1745	0,1746	0,1746	0,1748	0,1749	0,1751	0,1752	0,1753	0,1754	0,1754
20	0,3491	0,3493	0,3499	0,3508	0,3520	0,3533	0,3545	0,3555	0,3561	0,3564
30	0,5236	0,5243	0,5263	0,5294	0,5334	0,5379	0,5422	0,5459	0,5484	0,5493
40	0,6981	0,6997	0,7043	0,7116	0,7213	0,7323	0,7436	0,7535	0,7604	0,7629
50	0,8727	0,8756	0,8842	0,8982	0,9173	0,9401	0,9647	0,9876	1,0044	1,0107
60	1,0472	1,0519	1,0666	1,0896	1,1226	1,1643	1,2125	1,2619	1,3014	1,3170
70	1,2217	1,2288	1,2495	1,2853	1,3372	1,4068	1,4944	1,5955	1,6918	1,7354
80	1,3963	1,4056	1,4344	1,4846	1,5597	1,6660	1,8125	2,0119	2,2653	2,4362
90	1,5708	1,5828	1,6200	1,6858	1,7868	0,9356	2,1565	2,5046	3,1534	

Exemplu. Este dat $n = 8,6$. Să se afle $N = 8,6^{0,67}$.

Rezolvare. Folosind linia pentru $x = 0,67$, pe scara N (pe axa orizontală) se citește $N = 4,2$.

Observație. Pentru ridicarea unor numere mai mari ca 10 la puterea x trebuie să se folosească regula : $N = (n \cdot 10)^x = n^x \cdot 10^x$. De exemplu, $36^{1,5} = 3,6^{1,5} \cdot 10^{1,5} = 6,8 \cdot 31,6 = 215$.

Exemplu. Este dat $n = 2,6$; aflăm $N = 2,6^{5/2} = 11$.

1.3. MĂRIMI ȘI RELAȚII ÎNTÎLNITE FRECVENT

$\pi = 3,14159$

$\frac{\pi}{4} = 0,78540$

$\frac{\pi}{2} = 1,57080$

$\sin 60° = \cos 30° = \frac{\sqrt{3}}{2}$

$\operatorname{tg} 30° = \operatorname{ctg} 60° = \frac{\sqrt{3}}{3}$

$\operatorname{tg} 45° = \operatorname{ctg} 45° = 1,0$

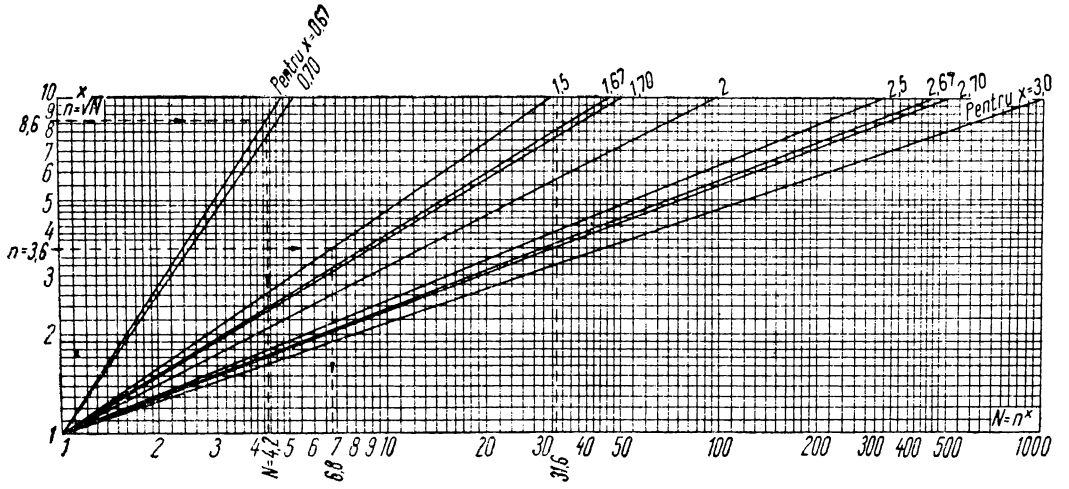


Fig. 1.1. Diagramă pentru determinarea cu aproximație a mărimilor $N = n^x$ și mărimilor $n = \sqrt[x]{N}$ pentru diferite valori x.

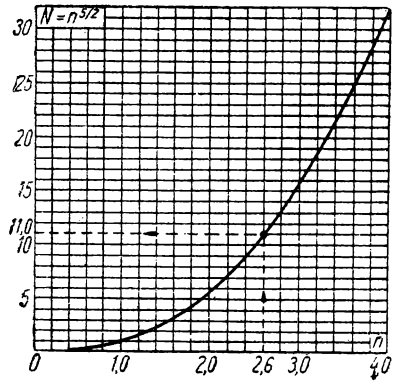


Fig. 1.2. Curbă pentru determinarea $N=n^{5/2}$ și pentru determinarea $n=\sqrt[5]{N^2}$.

$g = 9{,}81$ m/s²

$\sqrt{g} = 3{,}13209$

$\sqrt{2g} = 4{,}42945$

$\sqrt{2} = 1{,}4142$

$\sqrt{3} = 1{,}7321$

$\sin 30° = \cos 60° = \frac{1}{2}$

$\sin 45° = \cos 45° = \frac{\sqrt{2}}{2}$

$\operatorname{tg} 60° = \operatorname{cotg} 30° = \sqrt{3}$

$e = 2{,}71828$

$\ln e = 1{,}0$

$\ln 10 = 2{,}30259 \left(= \frac{1}{M}\right)$

$\log 10 = 1{,}0$

$\log e = 0{,}43429 \ (= M)$

$\ln n = \ln 10 \log n = 2{,}3 \log n$

$\log n = \log e \ln n = 0{,}434 \ln n$

1.4. VALORILE ACCELERAȚIEI GRAVITAȚIEI g, ÎN UNELE LOCURI PE GLOBUL TERESTRU

Accelerația gravitației este luată în calculele tehnice obișnuite egală cu 9,81 m/s². În diferite locuri ale globului terestru, mărimea g poate fi aflată cu formula

$$g = 9{,}806056 - 0{,}025028 \cos 2\varphi - 0{,}000003\, h,$$

în care: φ este latitudinea geografică a locului; h — altitudinea locului, în m.

Denumirea locului	φ	g, m/s²
Pol	90°	9,831
Latitudine 45°	45°	9,806
Ecuator	0°	9,781
Arhanghelsk	64°31′	9,822
Leningrad	59°56′	9,819
Moscova	55°45′	9,815
Kiev	50°27′	9,811
Tbilisi	46°42′	9,803

Observație. Dacă altitudinea h este măsurată în decimetri, valoarea obținută din grafic se înmulțește cu $\sqrt{10} = 3{,}16$.

Exemplu. Se dă $h = 5$ dm. În grafic citim $v = 7$. Atunci viteza căutată $v' = 7\sqrt{10} = 22{,}1$ dm/s. Dacă altitudinea h se măsoară în centimetri, atunci valoarea v obținută din diagramă se înmulțește cu 10.

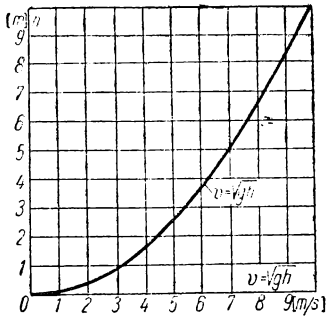


Fig. 1.3. Curbă pentru determinarea vitezei v, în m/s, după formula $v = \sqrt{gh}$.

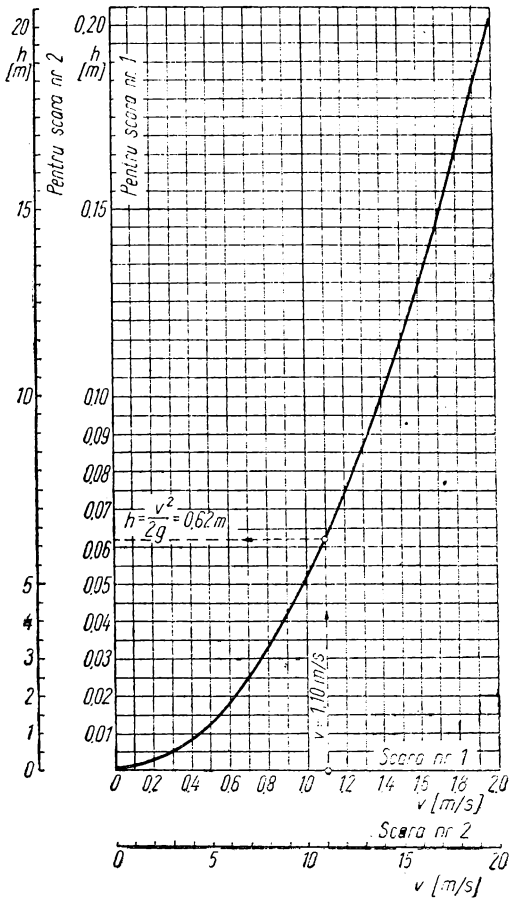


Fig. 1.4. Curbă pentru determinarea mărimii $h = \frac{v^2}{2g}$ și $v = \sqrt{2gh_0}$.

1.5. PRINCIPALELE SISTEME DE UNITĂȚI DE MĂSURĂ ALE MĂRIMILOR FIZICE[1]

Cele mai importante unități ale sistemului internațional (SI) folosite în hidraulică sînt :

Tabelul 1.3

Unități de măsură ale sistemului internațional folosite în hidraulică

Mărimea		Unitatea	
Denumirea	Dimensiunea	Denumirea	Notația
1	2	3	4
1. Unități fundamentale			
Lungimea	L	metru	m
Masa	M	kilogram	kg
Timpul	T	secundă	s
Temperatura absolută (Kelvin)	θ	grade kelvin	K
2. Unități complementare			
Unghi plan	—	radian	rad
3. Unități derivate de spațiu și de timp			
Aria	L^2	metru pătrat	m^2
Volum, capacitate	L^3	metru cub	m^3
Viteza	LT^{-1}	metru pe secundă	m/s
Accelerația	LT^{-2}	metru pe secundă la pătrat	m/s^2
Frecvența	T^{-1}	herț	Hz
Frecvența de rotație	T^{-1}	secundă la puterea minus unu	s^{-1}
Viteza unghiulară	T^{-1}	radian pe secundă	rad/s
Accelerația unghiulară	T^{-2}	radian pe secundă la pătrat	rad/s^2
4. Unități derivate ale mărimilor mecanice			
Densitatea	$L^{-3}M$	kilogram pe metru cub	kg/m^3
Volum specific	L^3M^{-1}	metru cub pe kilogram	m^3/kg
Moment de inerție dinamic	L^2M	kilogram-metru la pătrat	$kg \cdot m^2$
Momentul de inerție al ariei figurii plane (axial, polar și centrifugal)	L^4	metru la puterea a patra	m^4
Cantitatea de mișcare (impuls)	LMT^{-1}	kilogram-metru pe secundă	$kg \cdot m/s$
Momentul cantității de mișcare	L^2MT^{-1}	kilogram-metru la pătrat pe secundă	$kg \cdot m^2/s$

[1] A se vedea standardul STAS 3061-74.

Tabelul 1.3 (continuare)

1	2	3	4
Forţa	LMT^{-2}	newton	N
Momentul forţei, momentul cuplului de forţe	L^2MT^{-2}	newton-metru	N·m
Impulsul forţei	LMT^{-1}	newton-secundă	N·s
Presiunea, tensiunea (mecanică)	$L^{-1}MT^{-2}$	pascal	Pa
Modulul de elasticitate longitudinală Modulul de elasticitate transversală Modulul de compresiune volumetrică	$L^{-1}MT^{-2}$	pascal	Pa
Tensiunea superficială	MT^{-2}	newton pe metru	N/m
Lucrul mecanic Energia	L^2MT^{-2}	joule	J
Puterea	L^2MT^{-3}	watt	W
Viscozitatea dinamică	$L^{-1}MT^{-1}$	pascal-secundă	Pa·s
Viscozitatea cinematică	L^2T^{-1}	metru pătrat pe secundă	m^2/s
Debit de masă	MT^{-1}	kilogram pe secundă	kg/s
Debit de volum	L^3T^{-1}	metru cub pe secundă	m^3/s

Cele mai importante unităţi ale sistemului MKfS. Unităţi mecanice:

Tabelul 1.4

Unităţi de măsură ale sistemului MKfS

Mărimea		Unitatea	
Denumirea	Dimensiunea	Denumirea	Notaţia
1	2	3	4
Unităţi fundamentale			
Lungimea	L	metri	m
Forţa	F	kilogram-forţă	kgf
Timpul	T	secundă	s
Unităţi derivate			
Frecvenţa	T^{-1}	herţ	Hz
Viteza unghiulară	T^{-1}	radian pe secundă	rad/s
Acceleraţia unghiulară	T^{-2}	radian pe secundă la pătrat	rad/s^2
Viteza	LT^{-1}	metru pe secundă	m/s
Acceleraţia	LT^{-2}	metru pe secundă la pătrat	m/s^2
Aria	L^2	metru pătrat	m^2
Volumul	L^3	metru cub	m^3
Masa	FT^2L^{-1}	kilogram-forţă-secundă la pătrat pe metru	$kgf \cdot s^2/m$
Greutatea specifică	FL^{-3}	kilogram-forţă pe metru cub	kgf/m^3
Densitatea	FT^2L^{-4}	kilogram-forţă-secundă la pătrat pe metru la puterea a patra	$kgf \cdot s^2/m^4$
Moment de inerţie	FT^2L	kilogram-forţă-metru-secundă la pătrat	$kgf \cdot m \cdot s^2$
Lucrul mecanic şi energia	FL	kilogram-forţă-metru	kgf·m
Puterea	FLT^{-1}	kilogram-forţă-metru pe secundă	kgf·m/s
Tensiunea (presiunea)	FL^{-2}	kilogram-forţă pe metru pătrat	kgf/m^2
Viscozitatea dinamică	FTL^{-2}	kilogram-forţă-secundă pe metru pătrat	$kgf \cdot s/m^2$
Viscozitatea cinematică	L^2T^{-1}	metru pătrat pe secundă	m^2/s

1.6. RELAŢIILE DINTRE UNITĂŢILE SISTEMULUI MKfS, UNITĂŢILE SISTEMULUI INTERNAŢIONAL ŞI UNITĂŢILE ALTOR SISTEME

V. tabelele 1.5 — 1.14

1.7. GREUTATEA RELATIVĂ A LICHIDELOR, δ

(Raportul dintre greutatea lichidului la t°C şi greutatea unui volum egal de apă la $t = 4$°C).

Observaţie. Pentru determinarea greutăţii γ a unui m^3 a lichidului exprimată în N/m^3, valorile din tabel trebuie înmulţite cu 9 810; rezultă $\gamma = 9\,810\delta$; de exemplu, pentru glicerină anhidră $\gamma_{gl} = 9\,810 \cdot 1{,}26 = 12\,360$ N/m^3.

V. tabelul 1.15

1.8. GREUTATEA UNUI METRU CUB DIN DIFERITE CORPURI SOLIDE

V. tabelul 1.16

Tabelul 1.5

Unități de lungime

Unități de lungime	km	m	cm	țol	pas	yard	stînjen	milă engleză	milă marină
1 km	1	10^3	10^5	$3{,}94 \cdot 10^4$	$3{,}28 \cdot 10^3$	1 098,6	468,7	0,655	0,540
1 m	10^{-3}	1	10^2	39,4	3,28	1,0986	0,4687	$6{,}55 \cdot 10^{-4}$	$5{,}4 \cdot 10^{-4}$
1 cm	10^{-5}	10^{-2}	1	0,394	$3{,}28 \cdot 10$	$1{,}098 \cdot 10^{-2}$	$4{,}687 \cdot 10^{-3}$	$6{,}55 \cdot 10^{-6}$	$5{,}4 \cdot 10^{-6}$
1 țol	$2{,}54 \cdot 10^{-5}$	$2{,}54 \cdot 10^{-2}$	2,54	1	$8{,}33 \cdot 10^{-2}$	$2{,}78 \cdot 10^{-2}$	$1{,}19 \cdot 10^{-2}$	$1{,}655 \cdot 10^{-5}$	$1{,}37 \cdot 10^{-5}$
1 picior	$3{,}05 \cdot 10^{-4}$	0,305	30,5	12	1	1/3	1/7	$0{,}2 \cdot 10^{-3}$	$0{,}165 \cdot 10^{-3}$
1 yard	$0{,}914 \cdot 10^{-3}$	0,9144	91,44	36	3	1	0,429	$0{,}6 \cdot 10^{-3}$	$0{,}495 \cdot 10^{-3}$
1 stînjen	$2{,}134 \cdot 10^{-3}$	2,1336	213,36	84	7	2,333	1	$1{,}4 \cdot 10^{-3}$	$1{,}15 \cdot 10^{-3}$
1 milă engleză	1,525	1 525	$152{,}5 \cdot 10^3$	$60 \cdot 10^3$	5 000	1 666,67	714,285	1	0,825
1 milă marină	1,8532	1 853,2	$185{,}32 \cdot 10^3$	$72{,}9 \cdot 10^3$	6 080	2 035	868	1.230	1
1 milă geografică	7,4205								

Tabelul 1.6

Unități de arie

Unități de arie	km^2	ha	a	m^2	țol pătrat	picior pătrat	milă pătrată (marină)
1 km^2	1	100	10^4	10^6	$1{,}55 \cdot 10^9$	$1{,}08 \cdot 10^7$	0,292
1 ha	10^{-2}	1	10^2	10^4	$1{,}55 \cdot 10^7$	$1{,}08 \cdot 10^5$	$2{,}92 \cdot 10^{-3}$
1 a	10^{-4}	10^{-2}	1	10^2	$1{,}55 \cdot 10^5$	$1{,}08 \cdot 10^3$	$2{,}92 \cdot 10^{-5}$
1 m^2	10^{-6}	10^{-4}	10^{-2}	1	$1{,}55 \cdot 10^3$	10,8	$2{,}92 \cdot 10^{-7}$
1 țol pătrat	$6{,}45 \cdot 10^{-10}$	$6{,}45 \cdot 10^{-8}$	$6{,}45 \cdot 10^{-6}$	$6{,}45 \cdot 10^{-4}$	1	$6{,}94 \cdot 10^{-3}$	$1{,}88 \cdot 10^{-10}$
1 picior pătrat	$9{,}29 \cdot 10^{-8}$	$9{,}29 \cdot 10^{-6}$	$9{,}29 \cdot 10^{-4}$	$9{,}29 \cdot 10^{-2}$	144	1	$2{,}71 \cdot 10^{-8}$
1 milă marină pătrată	3,43	$3{,}43 \cdot 10^2$	$3{,}43 \cdot 10^4$	$3{,}43 \cdot 10^6$	$5{,}32 \cdot 10^9$	$3{,}69 \cdot 10^7$	1

Tabelul 1.7

Unități de volum

Unități de volum	m^3	l (dm^3)	cm^3	țol cubic	picior cubic	gallon american	gallon englez
1 m^3	1	10^3	10^6	$6{,}1 \cdot 10$	35,3	264	220
1 l (dm^3)	10^{-3}	1	10^3	61	$3{,}53 \cdot 10^{-2}$	0,264	0,2207
1 cm^3	10^{-6}	10^{-3}	1	$6{,}1 \cdot 10^{-2}$	$3{,}53 \cdot 10^{-5}$	$0{,}264 \cdot 10^{-3}$	$0{,}22 \cdot 10^{-3}$
1 țol cubic	$1{,}64 \cdot 10^{-5}$	$1{,}64 \cdot 10^{-2}$	16,4	1	$5{,}79 \cdot 10^{-4}$	$4{,}34 \cdot 10^{-3}$	$3{,}61 \cdot 10^{-3}$
1 picior cubic	$2{,}83 \cdot 10^{-2}$	28,3	$2{,}83 \cdot 10^4$	$1{,}73 \cdot 10^3$	1	7,46	6,23
1 gallon american	$3{,}785 \cdot 10^{-3}$	3,785	$3{,}785 \cdot 10^3$	231	$1{,}339 \cdot 10^{-3}$	1	0,833
1 gallon englez	$4{,}544 \cdot 10^{-3}$	4,544	$4{,}544 \cdot 10^3$	277	0,1603	1,200	1

Tabelul 1.8

Unități de unghi plan

Unități de unghi	rad	grad sexagesimal	1′	1″	1 circumferință	părți de unghi drept
1 rad	1	57,3	$3{,}44 \cdot 10^3$	$2{,}06 \cdot 10^5$	0,159	0,637
1°	$1{,}75 \cdot 10^{-2}$	1	60	$3{,}6 \cdot 10^3$	$2{,}78 \cdot 10^{-3}$	$1{,}11 \cdot 10^{-2}$
1′	$2{,}91 \cdot 10^{-4}$	$1{,}67 \cdot 10^{-2}$	1	60	$4{,}63 \cdot 10^{-5}$	$1{,}85 \cdot 10^{-4}$
1″	$4{,}85 \cdot 10^{-6}$	$2{,}78 \cdot 10^{-4}$	$1{,}67 \cdot 10^{-2}$	1	$7{,}72 \cdot 10^{-7}$	$3{,}09 \cdot 10^{-6}$
1 circumferință	6,28	360	$2{,}16 \cdot 10^4$	$1{,}30 \cdot 10^6$	1	4
1 L (unghi drept)	1,57	90	$5{,}40 \cdot 10^3$	$3{,}24 \cdot 10^5$	0,25	1

Tabelul 1.9

Unități de viteză

Unități de viteză	m/s	m/min	km/h	nod
1 m/s	1	60	3,6	1,94
1 m/min	$1{,}67 \cdot 10^{-2}$	1	$6 \cdot 10^{-2}$	$3{,}24 \cdot 10^{-2}$
1 km/h	0,278	16,7	1	0,540
1 nod	0,5148	30,9	1,853	1

1 nod = 1 milă engleză pe oră

Tabelul 1.10

Unități de masă

Unități de masă	kg	g	$kgf \cdot s^2/m$	t
1 kg	1	10^3	0,102	10^{-3}
1 g	10^{-3}	1	$1{,}02 \cdot 10^{-4}$	10^{-6}
1 $kgf \cdot s^2/m$	9,81	$9{,}81 \cdot 10^3$	1	$9{,}81 \cdot 10^{-3}$
1 t	10^3	10^6	102	1

1 kg = 2,20 pound englez

Tabelul 1.11

Unități de forță

Unități de forță	N	dina	kgf	pound englez
1 N	1	10^5	0,102	0,225
1 dină	10^{-5}	1	$1{,}02 \cdot 10^{-6}$	$0{,}225 \cdot 10^{-5}$
1 kgf	9,81	$9{,}81 \cdot 10^5$	1	2,21
1 pound englez	4,45	$4{,}45 \cdot 10^5$	0,454	1

Tabelul 1.12

Unități de presiune

Unități de presiune	Pa	dină/cm²	kgf/cm²	ata	mm Hg
1 Pa (N/m²)	1	10	$1{,}02 \cdot 10^{-5}$	$9{,}87 \cdot 10^{-6}$	$7{,}50 \cdot 10^{-3}$
1 dină/cm²	0,1	1	$1{,}02 \cdot 10^{-6}$	$9{,}87 \cdot 10^{-7}$	$7{,}50 \cdot 10^{-4}$
1 kgf/cm² (at)	$9{,}81 \cdot 10^4$	$9{,}81 \cdot 10^5$	1	0,968	$7{,}35 \cdot 10^2$
1 ata	$1{,}01 \cdot 10^5$	$1{,}01 \cdot 10^6$	1,03	1	$7{,}6 \cdot 10^2$
1 mm Hg	133	1 330	$1{,}36 \cdot 10^{-3}$	$1{,}31 \cdot 10^{-3}$	1

Tabelul 1.13

Unități de lucru mecanic și de energie

Unități de lucru	J	erg	kgf·m	cal	kcal	kWh
1 J	1	10^7	0,102	0,239	$2{,}39 \cdot 10^{-4}$	$2{,}78 \cdot 10^{-7}$
1 erg	10^{-7}	1	$1{,}02 \cdot 10^{-8}$	$2{,}39 \cdot 10^{-8}$	$2{,}39 \cdot 10^{-11}$	$2{,}78 \cdot 10^{-14}$
1 kgf·m	9,81	$9{,}81 \cdot 10^7$	1	2,34	$2{,}34 \cdot 10^{-3}$	$2{,}72 \cdot 10^{-6}$
1 cal	4,19	$4{,}19 \cdot 10^7$	0,427	1	10^{-3}	$1{,}16 \cdot 10^{-6}$
1 kcal	$4{,}19 \cdot 10^3$	$4{,}19 \cdot 10^{10}$	427	10^3	1	$1{,}17 \cdot 10^{-3}$
1 kWh	$3{,}6 \cdot 10^6$	$3{,}6 \cdot 10^{13}$	$3{,}67 \cdot 10^5$	$8{,}6 \cdot 10^5$	860	1

Tabelul 1.14

Unități de putere

Unități de putere	W	erg/s	kW	kgf·m/s	cal/s	kcal/h	CP
1 W	1	10^7	10^{-3}	0,102	0,239	0,860	$1{,}36 \cdot 10^{-3}$
1 erg/s	10^{-7}	1	10^{-10}	$1{,}02 \cdot 10^{-8}$	$2{,}39 \cdot 10^{-8}$	$8{,}60 \cdot 10^{-8}$	$1{,}36 \cdot 10^{-10}$
1 kW	10^3	10^{10}	1	$1{,}02 \cdot 10^2$	239	860	1,36
1 kgf·m/s	9,81	$9{,}81 \cdot 10$	$9{,}81 \cdot 10^{-3}$	1	2,34	8,43	$1{,}33 \cdot 10^{-2}$
1 cal/s	4,19	$4{,}19 \cdot 10^7$	$4{,}19 \cdot 10^{-3}$	0,427	1	3,60	$5{,}69 \cdot 10^{-3}$
1 kcal/h	1,16	$1{,}16 \cdot 10^7$	$1{,}16 \cdot 10^{-3}$	0,119	0,278	1	$1{,}58 \cdot 10^{-3}$
1 CP	$7{,}36 \cdot 10^2$	$7{,}36 \cdot 10^9$	0,736	75	175,5	632	1

Tabelul 1.15

Densitatea unor lichide

Denumirea lichidului	δ	*t*, °C
1	2	3
Spirt anhidru	0,8036	0
Spirt anhidru	0,7810	30
Spirt industrial (75% spirt)	0,86	—
Benzină calitatea I	0,70–0,72	16
Benzină calitatea a II-a	0,74–0,75	—
Apă (curată, dulce)	1,00	4
Apă sărată	1,02–1,03	—
Hidrogen lichid	0,07	—
Glicerină anhidră	1,26	0
Glicerină apoasă:		
10% glicerină în greutate	1,0245	—
30% glicerină în greutate	1,0771	—
Untdelemn	0,92	15
Alcool metilic	0,80	—
Ulei de ricin	0,97	—
Petrol lampant	0,82–0,83	—

1	2	3
Păcură obișnuită	0,89–0,92	—
Păcură neagră	0,93–0,94	—
Ulei de mac	0,92	15
Lapte	1,032	—
Țiței ușor	0,85–0,88	—
Țiței greu	0,92–0,93	—
Țiței în medie	0,88–0,90	—
Mercur	13,59593	0
	13,5586	15
	13,5341	25
	13,4731	50
	13,3524	100
Uleiuri de ungere	0,89–0,92	15
Clorură de sodiu (soluție):		
soluție saturată	1,21	17
5% sare în greutate	1,035	18
15% sare în greutate	1,109	18
25% sare în greutate	1,190	18
Ulei de bumbac	0,92–0,93	—
Eter etilic	0,74	0

Tabelul 1.16

Densitatea unor corpuri solide

Denumirea	kN	tf
Antracit bucăți	12,8–17,7	1,3–1,80
Antracit în vrac	8,9 –9,7	0,91–0,99
Hîrtie	6,35–11,3	0,70–1,15
Cărbune brun bucăți	10,8–14,1	1,10–1,44
Cărbune brun în vrac	7,65	0,78
Ceară	9,3 –9,7	0,95–0,99
Pietriș uscat	17,7	1,8
Pietriș umed	19,62	2,0
Lemn[1] de zadă	10,9–6,48	1,11–0,66
conifere	9,23–4,50	0,84–0,46
mesteacăn	9,62–7,16	0,98–0,73
stejar	5,9 –9,35	0,6 –0,85
brad	(7,85–8,83)– (4,9–5,9)	0,8–0,9 0,5–0,6
pin	8,45–10,6	0,86–1,08
Caolin	21,6	2,20
Cauciuc	9,03–9,43	0,92–0,96
Cuarț	20,2	2,66
Gheață	8,63–9,02	0,88–0,92
Plută	2,36	0,24
Cauciuc vulcanizat	12,85–15,7	1,31–1,60
Plumb	111,3–112,0	11,22–11,44
Rășină	10,5	1,07
Talc	8,93–9,13	0,91–0,93
Mangal (funcție de esență)	1,18–4,9	0,12–0,50
Chihlimbar	9,81–10,8	1,0 –1,10

[1] Prima cifră reprezintă greutatea unui metru cub de lemn verde, iar a doua cifră, greutatea unui metru cub de lemn uscat.

1.9. DENSITATEA ȘI GREUTATEA RELATIVĂ

Densitatea, ca masă a unității de volum, este egală cu

$$[\rho] = \frac{[m]}{[v]} = \frac{\text{masa}}{\text{volum}}.$$

În sistemul MKfS $[\rho] = \text{kgf}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$

În sistemul SI $[\rho] = \text{kg/m}^3$

Pentru apă, la $t = 4°\text{C}$

$$[\rho] = 102\,\frac{\text{kgf}\cdot\text{s}^2}{\text{m}^4} = 1000\ \text{kg/m}^3.$$

Greutatea relativă δ este un număr abstract, egal cu raportul dintre greutatea corpului dat la temperatura t și greutatea unui volum egal de apă la $t = 4°\text{C}$. Greutatea relativă δ depinde de temperatură și presiune.

Tabelul 1.17

Greutatea specifică a apei funcție de temperatură (la presiunea atmosferică)

t, °C	δ	t, °C	δ	t, °C	δ
0	0,99987	10	0,99975	50	0,98820
4	1,00000	20	0,99826	100	0,95865

1.10. COMPRESIBILITATEA

Compresibilitatea lichidelor este caracterizată prin coeficientul de compresibilitate volumetrică β

$$\beta = -\frac{1}{V}\frac{dV}{dp}\ [\text{m}^2/\text{kgf}]$$

unde: V este volumul; dV = variația volumului, în m^3; dp — variația presiunii, în kgf/m^2.

Dacă $dp = 0$, atunci $dV = 0$.

Mărimea inversă coeficientului de compresibilitate volumetrică se numește *modulul de elasticitate volumetrică a lichidului:*

$$\varepsilon = \frac{1}{\beta} = -V\frac{dp}{dV}.$$

Tabelul 1.18

Valorile coeficientului de compresibilitate volumetrică $\beta\cdot10^6$ cm^2/kgf

Lichidul	$\beta\cdot10^6$ la presiunea, at		
	1–500	500–1 000	1 000–1 500
Apa	47,5	41,6	35,8
Spirt	76,9	56,5	45,8

La presiuni și temperaturi obișnuite pentru apă se poate considera

$$\beta = 0{,}0000475 = \frac{1}{20\,000}\ [\text{cm}^2/\text{kgf}].$$

Atunci micșorarea volumului ΔV, în m^3, la creșterea presiunii cu Δp, în kgf/cm^2, va fi

$$\Delta V = \frac{\Delta p}{20\,000}V$$

sau la

$$\beta = \frac{1}{19{,}62\cdot10^8} = 5{,}12\cdot10^{-10}\ [\text{m}^2/\text{kgf}],$$

$$\Delta V = 5{,}12\cdot10^{-10}\ \Delta pV.$$

1.11. DILATAREA TERMICĂ

Apa are densitatea maximă la temperaturi din ce în ce mai mici cînd presiunea crește. Astfel, la presiunea atmosferică normală (760 mm Hg), apa are densitatea maximă la temperatura de 4°C, la presiunea $p = 41{,}6$ at densitatea este maximă la temperatura de 3,3°C, iar la $p = 144{,}9$ at densitatea este maximă abia la 0,6°C.

Tabelul 1.19

Valorile coeficientului de dilatare termică $\alpha \cdot 10^6$ pentru apă

Presiunea		$\alpha \cdot 10^6$ la temperatura °C				
at	mPa	0–10	10–20	20–50	60–70	90–100
1	0,0981	14	150	422	556	719
100	9,81	43	165	422	548	—
200	19,62	72	183	426	539	—
500	49,05	149	236	429	523	661
900	88,29	229	289	437	514	661

1.12. VISCOZITATEA

Proprietatea fluidului de a se opune forțelor de deplasare se numește *viscozitate*. Toate fluidele reale sînt vîscoase. De obicei, viscozitatea fluidului este exprimată prin așa-numita *viscozitate dinamică* μ.

Forța tangențială care apare în lichid la distribuirea neuniformă a vitezelor în secțiunea transversală dată a curentului (fig. 1.5) se determină cu formula

$$F = \mu \omega \frac{du}{dn},$$

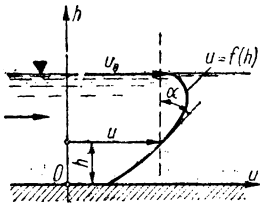


Fig. 1.5.

în care: F este forța tangențială care apare între două straturi învecinate (în planul a-a) în limitele ariei ω; $\frac{du}{dn}$ — gradientul de viteză; μ — viscozitatea dinamică.

Observație. În fig. 1.5. este reprezentată curba de distribuție a vitezei. În sistemul de coordonate u și n această curbă exprimă funcția $u = f(n)$. Gradientul vitezei are expresia $\frac{du}{dn} = \operatorname{tg} \alpha$ (unghiul α este indicat în fig. 1.5).

În sistemul CGS (centimetru—gram—secundă) dimensiunea viscozității dinamice μ va fi

$$[\mu] = \frac{M}{LT} = \text{g/cm} \cdot \text{s (poise)},$$

În sistemul MKfS (metru—kilogram-forță—secundă)

$$[\mu] = \frac{FT}{L^2} = \text{kgf} \cdot \text{s/m}^2,$$

iar în sistemul SI (metru—Newton—secundă)

$$[\mu] = \frac{FT}{L^2} = \text{Pa} \cdot \text{s}.$$

Viscozitatea cinematică ν se numește raportul

$$[\nu] = \frac{[\mu]}{[\rho]} = \frac{\text{viscozitate dinamică}}{\text{densitate}}.$$

În sistemul CGS

$$[\nu] = \frac{[\mu]}{[\rho]} = \frac{\text{g} \cdot \text{cm}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}}{\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}} = \text{cm}^2/\text{s}.$$

În sistemul MKfS

$$[\nu] = \text{m}^2/\text{s}.$$

În sistemul SI

$$[\nu] = \text{m}^2/\text{s}.$$

Tabelul 1.20

Valorile viscozității cinematice pentru apă

t, °C	10^{-6}, m²/s	t, °C	10^{-6}, m²/s
0	1,78	20	1,01
5	1,52	30	0,81
10	1,31	40	0,66
12	1,24	50	0,55
15	1,14		

Viscozitatea dinamică depinde de temperatură și, pentru apă, în sistemul CGS, este (fig. 1.6)

$$\mu \quad \frac{0{,}0178}{1 + 0{,}0337t + 0{,}000221t^2}.$$

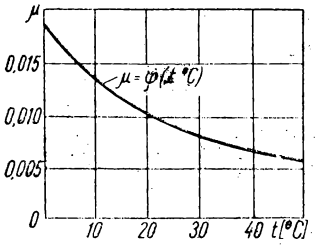


Fig. 1.6. Curbă pentru determinarea viscozității dinamice $\mu = \varphi$ (t°C) pentru apă.

Exemplu. Pentru apă la temperatura de 10°C:

$$\mu = 0{,}0131 \text{ g/cm} \cdot \text{s} = \frac{0{,}0131}{98{,}1} = 0{,}000134 \text{ kgf} \cdot \text{s/m}^2 =$$

$$= 0{,}00131 \text{ N} \cdot \text{s/m}^2 = 0{,}00131 \text{ Pa} \cdot \text{s};$$

$$\nu = 0{,}0131 \text{ cm}^2/\text{s} = 0{,}00000131 \text{ m}^2/\text{s}.$$

Viscozitatea heliului (la temperatura apropiată de „zero absolut") este de mii de ori mai mică decît viscozitatea apei.

Viscozitatea melasei este foarte mare. După datele lui N. N. Pavlovski ea este aproximativ de 60 000 ori mai mare decît viscozitatea apei.

Viscozitatea dinamică a aerului, μ (ca și pentru gazele reale) într-o gamă foarte largă de variație a presiunii, se poate considera independentă de presiune și depinzînd numai de temperatură. Viscozitatea dinamică pentru aer se poate determina cu formula

$$\mu = 17{,}0\sqrt{1 + 0{,}003665\,t}(1 + 0{,}0008\,t)^2\,10^{-6}$$

[N·s/m²], în care t este temperatura, în °C.

Pentru calcule aproximative se poate folosi formula

$$\mu = \mu_0\left(\frac{t + 273}{273}\right)^{3/4}\ [\text{N·s/m}^2]$$

în care: μ_0 este viscozitatea dinamică la $t = 0$°C

$$\mu_0 = 17{,}0 \cdot 10^{-6}\ [\text{N·s/m}^2].$$

Viscozitatea cinematică a aerului la greutatea volumetrică $\gamma = 12{,}3$ N/m³ și, prin urmare, la densitatea

$$\rho = \frac{\gamma}{g} = \frac{12{,}3}{9{,}81} = 1{,}25\ \text{kg/m}^3,$$

este $\nu = 0{,}0000016$ m²/s $= 0{,}016$ cm²/s.

Astfel, $\mu_{aer} < \mu_{apă}$, dar $\nu_{aer} > \nu_{apă}$.

CAPITOLUL 2

PRESIUNEA HIDROSTATICĂ

2.1. PRESIUNEA HIDROSTATICĂ ÎNTR-UN PUNCT ȘI MĂSURAREA EI

Ecuațiile fundamentale ale hidrostaticii sînt

$$z + \frac{p}{\gamma} = z_0 + \frac{p_0}{\gamma} = \ldots = H = \text{const} \qquad (2.1)$$

sau

$$p = p_0 + \gamma(z_0 - z) = p_0 + \gamma H, \qquad (2.2)$$

în care: p și p_0 sînt presiunile hidrostatice în punctul dat M și respectiv într-un punct pe suprafața liberă (presiunea mediului extern) (fig. 2.1); z și z_0 — coordonatele corespunzătoare acestor puncte, adică înălțimile deasupra planului de referință (xO); γ — greutatea volumetrică a lichidului, adică greutatea unității de volum a lichidului, de obicei exprimată în kgf/m³; h — adîncimea punctului dat sub nivelul suprafeței libere (suprafața cu presiunea p_0); H — ordonata planului de presiune hidrostatică; p/γ — înălțimea, în m, corespunzătoare presiunii în punctul dat M; $p_0/\gamma = h_{var}$ — înălțimea corespunzătoare presiunii

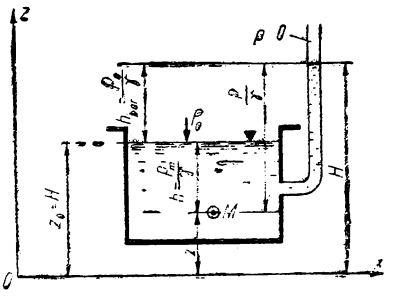


Fig. 2.1.

mediului exterior; în cazul particular, dacă $p_0 = p_{at}$, mărimea p_{at}/γ determină „înălțimea barometrică" a presiunii atmosferice.

Presiunea hidrostatică se măsoară fie ca o tensiune (de exemplu, în kgf/m², N/m² etc.), fie ca înălțime a coloanei de lichid (de exemplu, în m H_2O sau mm Hg etc.), fie în atmosfere tehnice.

Presiunea hidrostatică absolută în punctul dat este egală cu

$$p = p_0 + \gamma h.$$

Tabelul 2.1

Presiunea atmosferei la diferite altitudini

Altitudinea H, m	0	100	200	250	300	500	600	700	800	1 000	1 200	1 500	2 000
Presiunea atmosferică, m H_2O	10,33	10,2	10,1	10,0	9,9	9,7	9,6	9,5	9,4	9,2	8,9	8,6	8,1

Observaţie. Valorile, indicate în tabel, pentru presiunea aerului la diferite atitudini corespund cu atmosfera internaţională standard.

În atmosfera internaţională standard drept plan de referinţă a altitudinilor ($z = 0$) se ia nivelul mării; pentru acest nivel sînt adoptate următoarele condiţii: temperatura $t = 15°C$, greutatea volumetrică a aerului $\gamma = 1{,}225$ kgf/cm³ = = 12,0 N/m³ (densitatea aerului $\rho = 0{,}125$ kgf·s²/m⁴).

Presiunea manometrică (relativă)

$$p_m = \gamma h = p - p_0 \text{ sau } h_m = \frac{p}{\gamma} - \frac{p_0}{\gamma}. \quad (2.4)$$

Astfel, presiunea hidrostatică absolută constituie tensiunea efectivă de compresiune a lichidului în punctul dat şi este egală cu suma $p_{med.ext.} + \gamma h$, iar presiunea relativă reprezintă diferenţa dintre presiunea absolută şi cea atmosferică.

Presiunea absolută este întotdeauna pozitivă

$$p \geqslant 0 \text{ şi } p/\gamma \geqslant 0.$$

Presiunea relativă poate fi pozitivă şi negativă, adică

$$p_m \gtrless 0 \text{ sau } p_m/\gamma \gtrless 0.$$

Presiune vacuummetrică sau vacuum se numeşte diferenţa de presiune pînă la cea atmosferică, adică diferenţa dintre presiunea atmosferică şi presiunea absolută

$$p_{vac} = p_{at} - p$$

$$h_{vac} = \frac{p_{at} - p}{\gamma}. \quad (2.5)$$

Astfel, presiunea vacuummetrică constituie presiunea manometrică cu semn schimbat

$$p_{vac} = -p_m \text{ sau } h_{vac} = -\frac{p_m}{\gamma}.$$

Valoarea maximă a vacuumului este egală numeric cu presiunea atmosferică împărţită prin γ

$$h_{vac.max} = p_{at}/\gamma,$$

adică depinde de valoarea presiunii atmosferice.

La presiunea atmosferică „normală" (760 mm Hg), valoarea maximă a vacuumului este egală cu $h_{vac} = 10{,}33$ m H_2O. În calcule tehnice normale se ia $h_{vac.max} = 10{,}0$ m H_2O, adică egală cu o atmosferă tehnică.

În tabelul 2.1 sînt date valorile presiunii atmosferice pentru diferite altitudini deasupra nivelului mării.

2.2. SCHEMELE PIEZOMETRULUI (MANOMETRULUI CU LICHID), PISTONULUI ŞI PRESEI HIDRAULICE

Se dau schemele piezometrelor, presei hidraulice şi pistonului hidraulic. Principiul lor de funcţionare se arată în figurile 2.2—2.4.

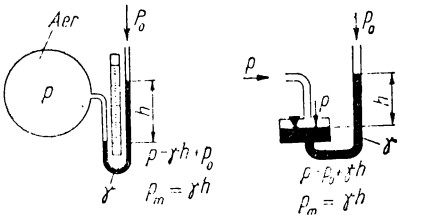


Fig. 2.2. Manometru cu mercur obişnuit.

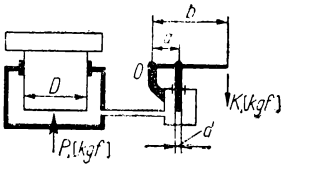


Fig. 2.3. Presă hidraulică (schemă).

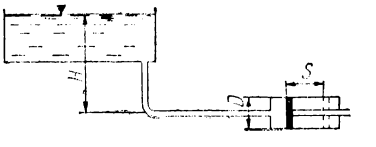


Fig. 2.4. Cilindru hidraulic cu acţiune simplă (schemă).

Forţa dezvoltată de presă are expresia

$$P = \eta k \frac{b}{a}\left(\frac{D}{d}\right)^2,$$

în care k este forţa la mîner; η — randamentul, cu valoarea aproximativă 0,85.

Puterea dezvoltată de pistonul hidraulic

$$N = \eta W H \gamma \frac{n}{2} \frac{1}{60} = 0{,}082\, \eta W H n \ \text{[kW]},$$

în care: η este randamentul, aproximativ egal cu 0,7—0,8; W — volumul util al cilindrului, în m³; n — numărul de curse duble ale pistonului pe minut; H — presiunea, în m; γ — greutatea volumetrică a lichidului, în kgf/m³.

2.3. FORȚA DE PRESIUNE PE O SUPRAFAȚĂ PLANĂ

Forța de presiune P a lichidului pe o suprafață plană (fig. 2.5) are expresia

$$P = \gamma h_c \omega = p_c \omega, \qquad (2.6)$$

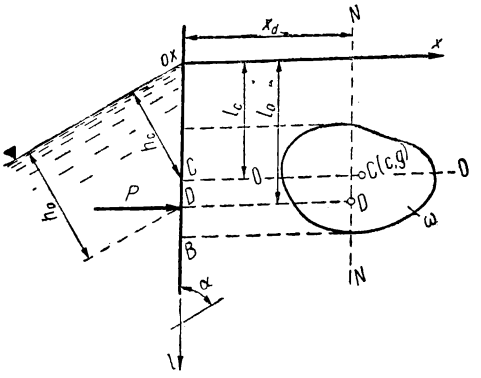


Fig. 2.5.

în care: h_c este adîncimea centrului de greutate al suprafeței; ω — suprafața plană asupra căreia acționează forța P; p_c — presiunea hidrostatică în centrul de greutate al suprafeței ω.

Punctul D de aplicare a forței P se numește *centrul de presiune*. Poziția punctului D este determinată de coordonatele

$$l_D = l_c + \frac{J_0}{\omega l_c}$$

$$x_D = \frac{\int l x \, d\omega}{l_c \omega}. \qquad (2.7)$$

Pentru un perete vertical, $\alpha = 90°$; $l_D = h_D$ și

$$h_D = h_c + \frac{J_0}{h_c \omega}, \qquad (2.7, a)$$

în zare J_0 este momentul de inerție al ariei ω în raport cu axa $O—O$, adică cu axa orizontală, situată în planul figurii și care trece prin centrul de greutate al ariei ω.

Dacă ω are o formă regulată iar linia $N—N$ este axa ei de simetrie, centrul de presiune este situat pe această axă și este determinat de o singură coordonată l_D.

Observație. Dacă pe suprafața liberă mediul exterior exercită asupra lichidului presiunea p_0, atunci forța de presiune totală pe suprafața ω, cu considerarea presiunii mediului exterior (transmisă de lichid) va fi

$$P' = P + p_0 \omega. \qquad (2.8)$$

2.4. FORȚA DE PRESIUNE PE SUPRAFEȚE CURBE

Forța de presiune P pe suprafețe curbe (fig. 2.6) se calculează cu formula

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_y^2 + P_z^2}, \qquad (2.9)$$

în care P_x; P_y și P_z sînt proiecțiile forței P pe axele de coordonate Ox; Oy și Oz.

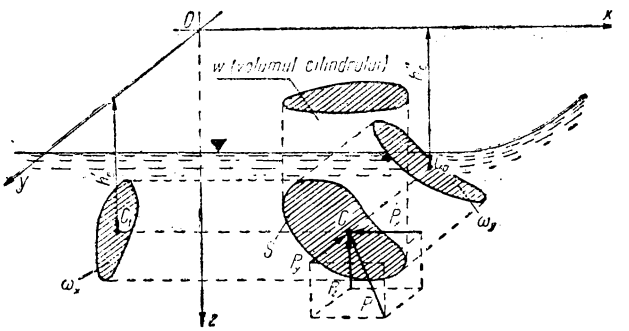


Fig. 2.6.

Dacă axa Oz este orientată pe direcția verticalei, proiecțiile forței P pe axele de coordonate au expresiile

$$P_x = \gamma h_c' \omega_x$$

$$P_y = \gamma h_c'' \omega_y \qquad (2.10)$$

$$P_z = \gamma W,$$

în care: ω_x și ω_y sînt proiecțiile suprafeței S pe planurile normale la axele Ox și Oy; h_c' și h_c'' — adîncimile centrelor de greutate ale ariilor ω_x și ω_y; W — volumul coloanei verticale care se sprijină pe suprafața dată S și este limitată în partea de sus de planul suprafeței libere; γ — greutatea volumetrică specifică a lichidului dat.

Forța de presiune pe suprafețe cilindrice. Dacă lungimea suprafeței cilindrice perpendiculară pe planul desenului (fig. 2.7) este egală cu b, com-

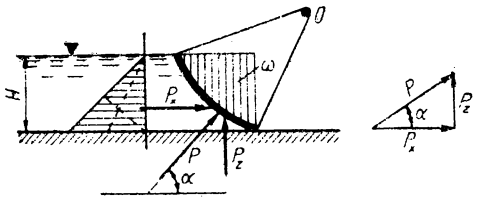


Fig. 2.7.

ponenta orizontală a forței de presiune a lichidului pe această suprafață este egală cu

$$P_x = \gamma b \frac{H^2}{2}$$

iar componenta verticală

$$P_z = \gamma b \omega,$$

în care ω este suprafața indicată în fig. 2.7 (haşura verticală).

Rezultanta forțelor P_x și P_z este egală cu

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2}. \qquad (2.11)$$

Forța P este orientată sub unghiul α (fig. 2.7)

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{P_z}{P_x}.$$

Metoda grafică de determinare a forței P. Această metodă este bazată pe construirea așa-numitei linii integrale de presiune[1]. Împărțim linia AB (fig. 2.8) în segmente $(A\ 1)$, $(1\ 2)$, $(2\ 3)$, $(3\ 4)$ etc.

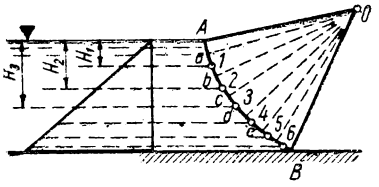


Fig. 2.8.

(segmentele pot să nu fie egale) și pe desen măsurăm adîncimile H_1, H_2, H_3, ..., corespunzătoare punctelor 1; 2; 3; ... (calculul se efectuează pentru 1 m din lungimea suprafeței b). Apoi, pe axa orizontală Ox (fig. 2.9) de la un punct oarecare O considerat origine se aștern segmentele

$$(01') = \frac{H_1^2}{2};\ (02') = \frac{H_2^2}{2};\ \ldots;\ (On') = \frac{H_n^2}{n}$$

[1] Linia integrală de presiune se folosește la rezolvarea diferitelor probleme, de exemplu, la determinarea poziției grinzilor echiîncărcate ale stavilelor segment și stavilelor sector.

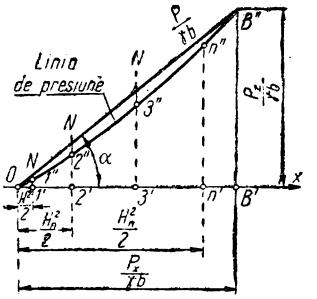


Fig. 2.9.

și de la capetele lor se ridică perpendicularele $(1'N)$, $(2'N)$, $(3'N)$... Se duc dreptele $(0\ 1'')$, $(1''\ 2'')$, $(2''\ 3'')$... paralele cu razele $(a0)$, $(b0)$, $(c0)$, $(d0)$, ... (fig. 2.8) construite din punctele a, b, c, d, ..., adică din mijlocul fiecărui segment al liniei AB. Curba lină $(0, 1'', 2'', 3'', \ldots, n'', \ldots, B'')$ se numește *linie integrală de presiune.* Coarda OB'' la scara desenului determină forța P, iar segmentele (OB'') și $(B'B'')$ sînt egale corespunzător cu

$$\frac{P_x}{\gamma b} \text{ și } \frac{P_z}{\gamma b}.$$

Proprietățile principale ale *„liniei integrale de presiune"*:

a) Orice coardă $(a''b'')$ a liniei integrale de presiune OB'' (fig. 2.10) determină mărimea și direcția forței de presiune P_{ab} pe segmentul (ab) al suprafeței cilindrice date AB.

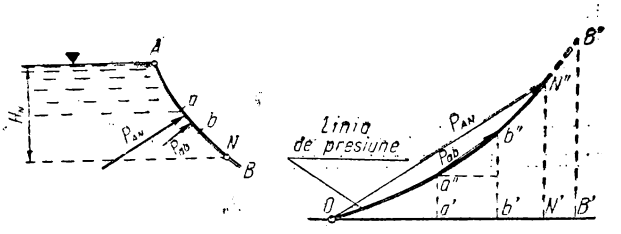


Fig. 2.10.

b) Orice coardă ON'', construită din punctul O (începutul „liniei integrale de presiune"), determină în mărime și direcție forța de presiune P_{AN} pe suprafața cilindrică cuprinsă între suprafața liberă (punctul A) și punctul corespunzător N (fig. 2.10).

Observație. Punctul N se află în acest caz la adîncimea $H_N = \sqrt{2(ON')}$.

2.5. FORȚA DE PRESIUNE HIDROSTATICĂ CARE SE EXERCITĂ PE STAVILELE CONSTRUCȚIILOR HIDROTEHNICE

Stavilă plană înclinată (sau perete de retenție) (fig. 2.11).

Epura presiunilor este reprezentată de $\Delta ABB'$. Forța de presiune totală pe stavilă are expresia

$$P = \gamma b \frac{H^2}{2 \sin \alpha},$$

în care b este lățimea stavilei (sau lungimea peretelui).

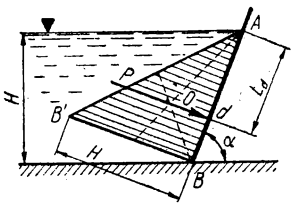


Fig. 2.11.

Coordonata centrului de presiune se determină cu relația:

$$l_d = \frac{2H}{3 \sin \alpha}.$$

Stavilă plană verticală (sau perete de retenție) (fig. 2.12).

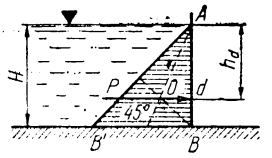


Fig. 2.12.

Epura presiunilor este reprezentată de $\Delta ABB'$.

Forța de presiune totală

$$P = \gamma b \frac{H^2}{2}.$$

Coordonata centrului de presiune este

$$h_d = \frac{2}{3} H.$$

Stavilă plană verticală a unei goliri de fund (fig. 2.13).

Epura presiunilor: trapezul $AA'B'B$.

Forța de presiune totală

$$P = \gamma b \frac{H^2 - H_1^2}{2}.$$

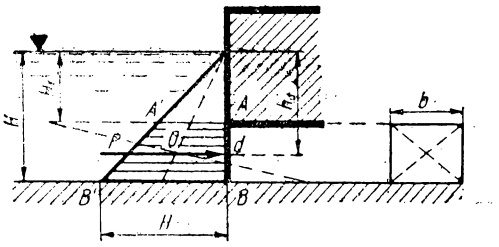


Fig. 2.13.

Coordonata centrului de presiune

$$h_d = \frac{2}{3}\left(H_1 + \frac{H^2}{H + H_1}\right).$$

Forța de presiune pe un batardou (fig. 2.14)

Epura presiunilor: trapezul $ACB'B$.

Grinzile situate sub nivelul apei din bieful aval sînt supuse la aceeași sarcină

$$P = \gamma b h (H - H_1).$$

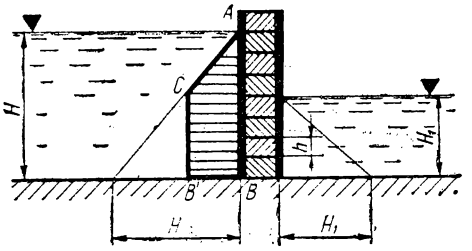


Fig. 2.14.

Vana plană pe o conductă cilindrică de golire (sau pe o conductă sub presiune) (fig. 2.15)

$$P = p \frac{\pi D^2}{4} = \gamma h \frac{\pi D^2}{4}.$$

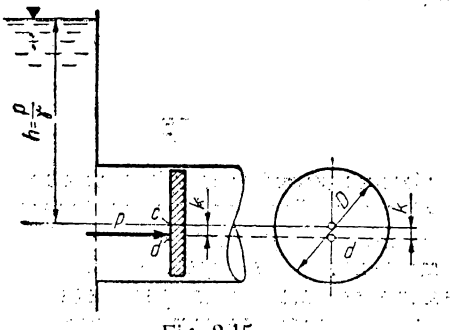


Fig. 2.15.

Poziția centrului de presiune este determinată de distanța k dintre punctul c (centrul de greutate al cercului) și punctul d (centrul de presiune) (tabelul 2.2)

$$k = \frac{J_0}{h\omega} = \frac{D^2}{16h}.$$

Tabelul 2.2

Valorile k (distanța dintre centrul de greutate și centrul de presiune) pentru diferite diametre d ale secțiunii circulare și diferite presiuni h

d, m	h, m					
	1	2	3	5	10	30
0,5	0,016	0,008	0,005	0,003	0,002	—
1,0	0,062	0,031	0,021	0,012	0,006	0,002
1,5	—	0,070	0,047	0,028	0,014	0,005
2,0	—	0,125	0,083	0,050	0,025	0,008
2,5	—	—	0,130	0,078	0,039	0,013
3,0	—	—	0,177	0,112	0,056	0,018

Stavile plane de forme complicate
Stavila conform fig. 2.16.

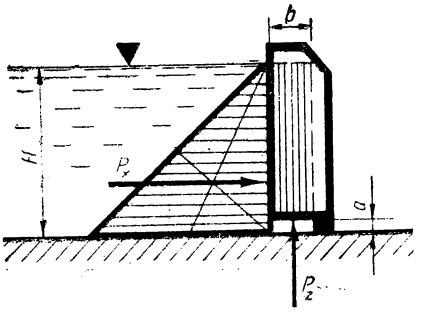


Fig. 2.16.

Componenta pe orizontală a forței de presiune (pe 1 m lungime)

$$P_x = \gamma \frac{H^2}{2} \cdot$$

Componenta pe verticală

$$P_z = \gamma b(H - a).$$

Forța de presiune pe vană

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2}.$$

Amplasarea grinzilor longitudinale de rigidizare a stavilei plane. Din condiția de încărcare egală a fiecărei grinzi longitudinale de rigidizare în absența momentului de torsiune, suprafața epurei de presiune se împarte în părți egale, ale căror centre de greutate determină poziția grinzilor longitudinale.

Problema se rezolvă grafic în modul următor (fig. 2.17). Se construiește curba $\omega = f(h)$ care exprimă dependența între suprafața epurei de presiune și adîncimea h (curba integrală). Pentru triunghiul conform fig. 2.17, $\omega = H^2/2$. Împărțind apoi segmentul MN, care are lungimea l, la numărul n de grinzi longitudinale, adică în segmentul cu

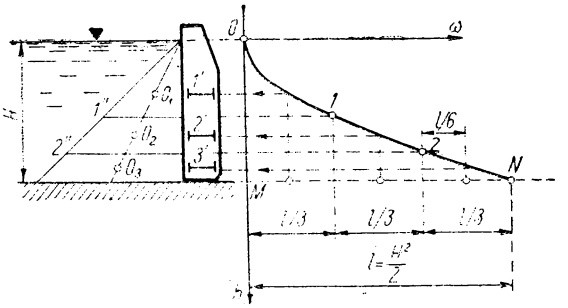


Fig. 2.17.

lungimea l/n (în figura 2.17 în $l/3$ corespunde cu trei grinzi longitudinale), se stabilesc punctele *1*, *2*;... și liniile-segmentele *1 1''*, *2 2''* — care împart epura presiunii în părți de suprafețe egale. Centrele de greutate ale acestor suprafețe ale epurei de presiune (punctele O_1, O_2, O_3,...) determină poziția căutată a fiecărei grinzi longitudinale.

În fig. 2.18 este reprezentată soluția pentru cazul general, adică pentru încărcarea bilaterală a grinzii longitudinale.

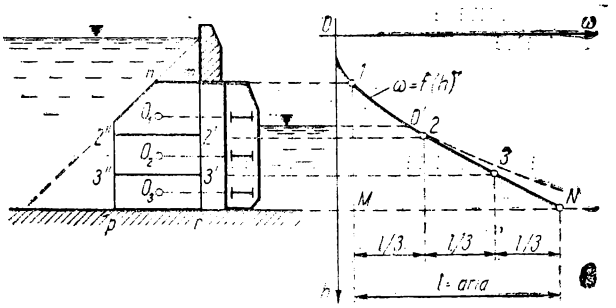


Fig. 2.18

Stavilă segment cu tablier plan (fig. 2.19)
Forța de presiune pe stavilă

$$P = \gamma b \frac{H^2}{2 \sin \beta} \cdot$$

Excentricitatea

$$e = \frac{H}{6 \sin \beta} \cdot$$

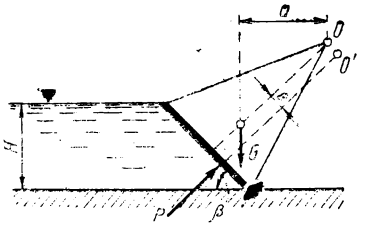


Fig. 2.19.

Momentul forței P în raport cu centrul O

$$m(P) = \gamma b \frac{H^2}{12 \sin^2 \beta}.$$

Pentru eliminarea momentului, axa stavilei trebuie deplasată din punctul O în punctul O'.

Stavilă cilindrică

— La presiunea $H = D$ (fig. 2.20):

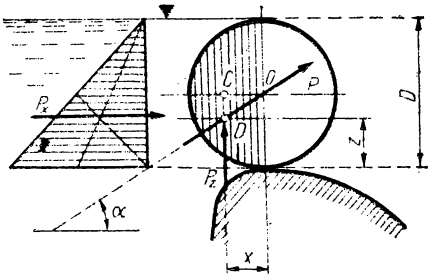


Fig. 2.20.

Componenta orizontală P_x a forței de presiune a lichidului asupra stavilei (pe 1 m lungime) este egală cu

$$P_x = \gamma \frac{D^2}{2}.$$

Componenta verticală

$$P_z = \gamma \frac{\pi D^2}{8} \approx 0{,}393\ \gamma D^2.$$

Forța de presiune (de asemenea pentru 1 m lungime a stavilei) are expresia

$$P = \gamma \frac{D^2}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{4}\right)^2} \approx 0{,}635\ \gamma D^2.$$

Unghiul α de înclinare a forței P față de orizontală este determinat de mărimea $P_x/P = \cos\alpha$; în cazul de față se obține

$$\cos\alpha = 0{,}786 \text{ sau } \alpha = 38°20'.$$

Observație. Pentru nivelul apei indicat în fig. 2.20, unghiul α nu depinde de diametrul D. Coordonatele punctului D de aplicare a forței de presiune P au expresiile

$$x = 0{,}212D \quad \text{și} \quad z = \frac{D}{3}.$$

— Cînd presiunea $H < D$ (fig. 2.21):

Componenta orizontală

$$P_x = \gamma \frac{H^2}{2}.$$

Componenta verticală

$$P_z = \gamma W,$$

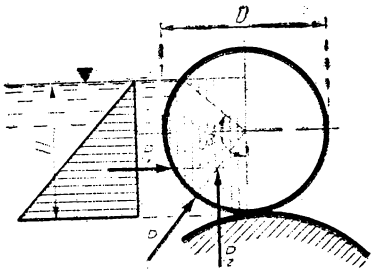


Fig. 2.21.

în care W este volumul indicat prin haşurare verticală în fig. 2.21.

Observații. *1.* Forța de presiune dinspre bieful aval este determinată cu aceleași formule; *2.* În prezența presiunii de ambele părți (dinspre biefurile aval și amonte) (fig. 2.22) forța de presiune totală se determină prin însumarea celor două forțe de presiune

$$P = \sqrt{P_{av}^2 + P_{am}^2 - 2P_{av}P_{am}\cos\varphi}.$$

Unghiul $\varphi = 180° - (\alpha_1 + \alpha_2)$.

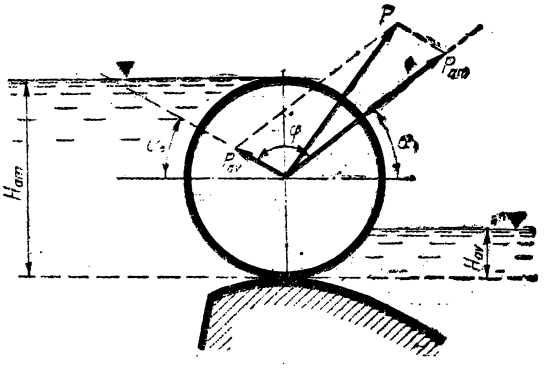


Fig. 2.22.

Stavila segment

— Conform fig. 2.23:

Componenta orizontală

$$P_x = \gamma \frac{H^2}{2} b,$$

în care b este lățimea stavilei.

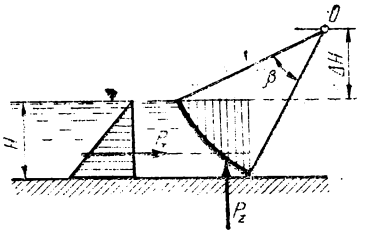


Fig. 2.23.

Componenta verticală

$$P_z = \frac{\gamma}{2}\left[\pi r^2 \frac{\beta^\circ}{180} - \Delta H\sqrt{r^2 - \Delta H^2} - \right.$$

$$\left. - (H - \Delta H)\sqrt{r^2 - (H + \Delta H)^2}\right] b.$$

Forța de presiune se determină cu formula generală

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2}.$$

— Cînd $\Delta H = 0$ (fig. 2.24):
Componenta orizontală

$$P_x = \gamma \frac{H^2}{2} b.$$

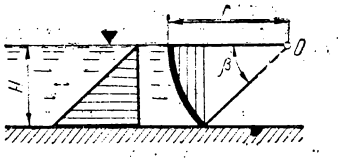


Fig. 2.24.

Componenta verticală

$$P_z = \frac{\gamma}{2}\left[\pi r^2 \frac{\beta}{180} - H\sqrt{r^2 - H^2}\right] b.$$

Forța de presiune

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2}.$$

Cînd $r = H$, adică atunci cînd $\beta = 90°$.
Componenta orizontală

$$P_x = \gamma \frac{H^2}{2} b.$$

Componenta verticală

$$P_z = \gamma \frac{\pi r^2}{4} b = \gamma \frac{\pi H^2}{4} b = 0{,}785\,\gamma H^2 b.$$

Forța de presiune în acest caz va fi

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} = \gamma \frac{H^2 b}{2}\sqrt{1 + \frac{\pi^2}{4}} = 0{,}931\,\gamma H^2 b.$$

Unghiul de înclinare a forței față de orizontală

$$\sin \alpha = \frac{0{,}785\gamma H^2}{0{,}931\gamma H^2} = 0{,}843 \text{ și } \alpha = 57°30'.$$

— Conform fig. 2.25:
Componenta orizontală

$$P_x = \gamma \frac{H^2}{2} b.$$

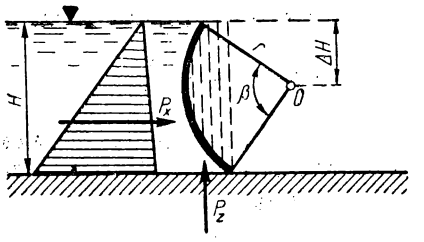


Fig. 2.25.

Componenta verticală

$$P_z = \gamma W,$$

în care W este volumul indicat cu haşură verticală în fig. 2.25.

Amplasarea grinzilor longitudinale de rigidizare a stavilei-segment (fig. 2.26). Amplasarea grinzilor longitudinale de rigidizare a stavilei-segment se realizează ca și pentru stavila plană, punînd condiția de încărcare uniformă și considerînd momentul de torsiune nul. Pentru rezolvarea problemei se construiește curba integrală de presiune (vezi § 2.4).

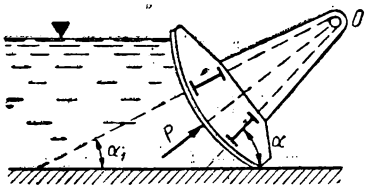


Fig. 2.26.

În fig. 2.27 segmentul OA determină forța rezultantă de presiune P pe întreaga stavilă. Împărțind în două acest segment (dacă se introduc două grinzi longitudinale de rigidizare) și ducînd perpendiculara la direcția forței P, vom găsi punctul B_1. Coardele OB_1 și B_1A determină în mărime și direcție forțele de presiune P_1 și P_2 ($P_1 = P_2$), preluate de grinzile longitudinale. Po-

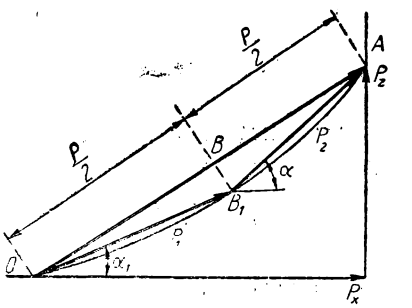


Fig. 2.27.

ziția grinzilor se determină trasînd prin punctul O [axa stavilei-segment (fig. 2.26)] razele care fac cu orizontala unghiurile α_1 și α_2, evidențiate în fig. 2.27.

Observație. Dacă se introduc trei (sau mai multe) grinzi longitudinale de rigidizare, curba integrală a presiunii se împarte în trei (sau mai multe) părți, astfel încît coardele acestor trei arce să fie egale între ele.

2.6. VASUL CU LICHID ÎN MIȘCARE DE ROTAȚIE [1]

Dacă lichidul se rotește în raport cu axa verticală Oz cu o viteză unghiulară constantă și identică pentru toate particulele lui (fig. 2.28), atunci:

— ecuația suprafeței libere are expresia

$$z = h + \frac{\omega^2 r^2}{2g} = h + \frac{u^2}{2g}; \qquad (2.12)$$

— înălțimea paraboloidului de rotație este egală cu presiunea dinamică a vitezei de rotație la peretele cilindrului

$$\Delta z = \frac{\omega^2 R^2}{2g} = \frac{u^2}{2g}; \qquad (2.13)$$

— forța presiunii pe fund

$$P = \gamma \pi R^2 \left(h + \frac{\Delta z}{2}\right) \qquad (2.14)$$

adică egală cu greutatea lichidului în cilindru;

— presiunea pe verticală variază după o lege liniară, de exemplu pentru verticala N—N epura de distribuție a presiunii va fi triunghiul abc iar presiunea în punctul b este egală (fig. 2.28) cu

$$P_b = \gamma(ab) = \gamma\left(h + \frac{u^2}{2g}\right);$$

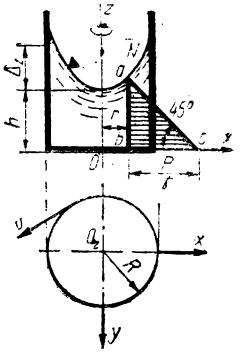


Fig. 2.28.

[1] Este vorba de rotirea lichidului ca un corp solid (adică fără deplasarea unor particule în raport cu celelalte), spre deosebire de rotirea, de exemplu, după legea ariilor.

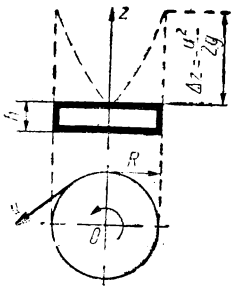


Fig. 2.29.

— dacă lichidul se află într-un vas cilindric închis cu înălțimea h (fig. 2.29), atunci forța de presiune pe fund va fi egală cu

$$P = \gamma \pi R^2 \left(h + \frac{\Delta z}{2}\right).$$

2.7. PLUTIREA CORPURILOR

Notații (fig. 2.30):

W — volumul părții scufundate a corpului; C — centrul de greutate al corpului plutitor; D — centrul de greutate al volumului părții scufundate a corpului sau centrul de carenă în poziția de echilibru; D' — idem la înclinare; G — greutatea corpului plutitor; P — forța ascensională egală cu greutatea apei dezlocuite de carenă W; M — metacentrul — punctul de intersecție a „axei de plutire" cu direcția forței ascensionale P_x la înclinare (fig. 2.30); la unghiuri mici de înclinare punctul M își păstrează poziția pe axa de plutire; α—unghiul de înclinare; R_m — raza metacentrică (distanța de la punctul M până la punctul D); h_m — înălțimea metacentrică (distanța de la punctul M până la punctul C).

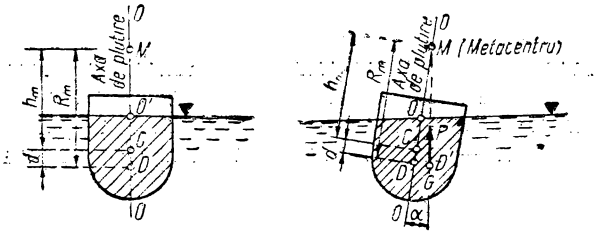


Fig. 2.30.

Axă de plutire se numește linia care trece prin punctele D și C. În poziția de echilibru, axa de plutire este verticală; în poziția înclinată, axa de plutire face cu verticala unghiul α (unghiul de înclinare).

Linie de plutire se numește linia de intersecție a planului suprafeței libere a apei cu suprafața laterală a corpului plutitor (în poziția de echilibru).

Aria de plutire — aria secțiunii corpului realizată de planul suprafeței libere (în poziția de echilibru este limitată de linia de plutire).

Condițiile de plutire. Corpul plutește dacă $G=P$. Stabilitatea de plutire este asigurată cînd metacentrul (punctul M) este situat mai sus de centrul de greutate (punctul C) al corpului plutitor, măsurînd distanța pe axa de plutire. Gradul de stabilitate poate fi estimat prin valoarea înălțimii metacentrice sau prin valoarea razei metacentrice.

Raza metacentrică se determină cu formula

$$R_m = \frac{J_0}{W}, \qquad (2.15)$$

în care J_0 este momentul de inerție al ariei de plutire în raport cu axa orizontală $O-O$ (fig. 2.30), care trece prin centrul de greutate al ariei de plutire.

Înălțimea metacentrică este egală cu

$$h_m = R_m - d = \frac{J_0}{W} - d, \qquad (2.16)$$

în care d este distanța dintre punctele C și D.

Pentru vasele de mărfuri (șlepuri etc.), valoarea înălțimii metacentrice se adoptă, de obicei, egală cu 0,5 m.

CAPITOLUL 3

NOȚIUNI FUNDAMENTALE DESPRE MIȘCAREA FLUIDELOR

3.1. DEBITUL, VITEZA MEDIE ȘI ELEMENTELE SECȚIUNII TRANSVERSALE A CURENTULUI

Ecuația debitului

Pentru un tub elementar de curent

$$dq = u\,d\omega. \qquad (3.1)$$

Pentru un tub de curent de secțiune finită (fig. 3.1)

$$Q = \int_{\omega} u\,d\omega = v\omega, \qquad (3.2)$$

unde: ω și v reprezintă secțiunea de curgere transversală și viteza medie în secțiunea de curgere; u — viteza locală (viteza în punctul dat); dq — debitul tubului de curent elementar.

Viteza medie într-o secțiune dată se determină cu formula

$$v = Q/\omega. \qquad (3.3)$$

Dacă pe lungimea tubului de curent Q = const, pentru secțiunile intermediare avem

$$Q = \omega_1 v_1 = \omega_2 v_2 = \ldots = \omega v = \text{const} \qquad (3.4)$$

sau

$$\frac{v_2}{v_1} = \frac{\omega_1}{\omega_2},$$

adică vitezele medii sînt invers proporționale cu ariile secțiunilor transversale corespunzătoare.

Elementele hidraulice ale curentului (fig. 3.2)—(3.4):

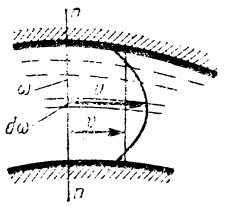


Fig. 3.1.

Fig. 3.2.

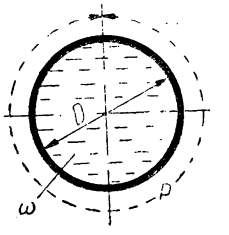


Fig. 3.3.

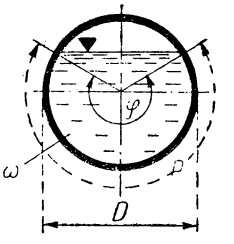


Fig. 3.4.

ω — secțiunea normală a curentului (secțiunea de curgere sau secțiunea vie); P — perimetrul udat; $R = \omega/P$ — raza hidraulică.

Pentru conducte circulare:

— Dacă întreaga conductă este umplută (conductele sub presiune) (fig. 3.3), raza hidraulică

$$R = \frac{\omega}{P} = \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{\pi D} = \frac{D}{4}.$$

— La umplerea parțială (fig. 3.4 și tabel 3,1), aria secțiunii transversale este

$$\omega = \frac{1}{8}(\varphi - \sin\varphi)D^2;$$

Tabelul 3.1

Valorile relative ale adîncimii de umplere h, ariei secțiunii de curgere ω, distanței y_c de la suprafața liberă pînă la centrul de greutate al secțiunii de curgere, lățimii B la suprafața liberă, pentru diferite unghiuri φ în cazul conductei de secțiune circulară parțial umplute

Unghiul la centru φ, grade	Adîncimea de umplere, h/r	Aria secțiunii de curgere, ω/r^2	Distanța de la centrul de greutate, y_c/r	Lățimea suprafeței libere, B/r
360	2,000	3,14	1,000	0
355	1,999	3,14	0,999	0,087
350	1,996	3,14	0,996	0,174
340	1,984	3,14	0,985	0,347
330	1,966	3,13	0,970	0,518
320	1,940	3,11	0,949	0,684
310	1,906	3,09	0,922	0,845
300	1,864	3,05	0,891	1,000
290	1,819	3,00	0,861	1,147
280	1,766	2,94	0,826	1,286
270	1,707	2,86	0,790	1,414
260	1,643	2,76	0,752	1,532
250	1,574	2,65	0,712	1,638
240	1,500	2,53	0,671	1,732
230	1,423	2,39	0,631	0,813
220	1,342	2,24	0,590	1,879
210	1,259	2,08	0,548	1,932
200	1,174	1,916	0,512	1,970
190	1,087	1,745	0,465	1,992
180	1,000	1,571	0,425	2,000
170	0,913	1,397	0,385	1,992
160	0,826	1,225	0,354	1,970
150	0,741	1,059	0,307	1,932
140	0,658	0,900	0,272	1,879
130	0,577	0,751	0,237	1,813
120	0,500	0,614	0,206	1,732
110	0,426	0,490	0,174	1,638
100	0,357	0,380	0,147	1,532
90	0,293	0,285	0,125	1,414
80	0,234	0,206	0,094	1,286
70	0,1808	0,1410	0,073	1,147
60	0,1340	0,0906	0,054	1,000
50	0,0937	0,0533	0,0377	0,845
40	0,0603	0,0477	0,0243	0,684
30	0,0341	0,01180	0,0171	0,518
20	0,0152	0,00352	0,0142	0,347

perimetrul udat este

$$P = \frac{1}{2}\varphi D;$$

raza hidraulică este

$$R = \frac{1}{4}\left(1 - \frac{\sin\varphi}{\varphi}\right)D$$

în care φ este unghiul la centru, în radiani.

Exemplul 1. Se dă $r = 1{,}5$ m. Să se determine adîncimea de umplere și aria secțiunii de curgere pentru unghiul la centru $\varphi = 250°$.

Rezolvare. Adîncimea de umplere $h = 1{,}574 \cdot r = 1{,}574 \cdot 1{,}5 = 2{,}36$ m. Aria secțiunii de curgere $\omega = 2{,}65 \cdot 1{,}5^2 = 5{,}95$ m².

Exemplul 2. Se dă $r = 1{,}10$ m; adîncimea de umplere $h = 0{,}91$ m. Să se determine aria secțiunii de curgere.

Rezolvare. Adîncimea relativă de umplere $h/r = 0{,}91/1{,}10 = 0{,}83$. Aria secțiunii de curgere $\omega = 1{,}225 \cdot 1{,}10 = 1{,}48$ m².

Pentru canale deschise de secțiune dreptunghiulară

La adîncimea de umplere a canalului h (fig. 3.5), raza hidraulică

$$R = \frac{\omega}{P} = \frac{bh}{b + 2h}.$$

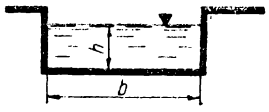


Fig. 3.5.

Pentru albiile foarte largi cînd $b \gg h$, raza hidraulică se acceptă egală cu adîncimea

$$R \approx h.$$

Pentru albiile foarte adînci și înguste (cînd $h \gg b$), raza hidraulică

$$R = b/2.$$

Pentru canale deschise de secțiune trapezoidală

La adîncimea de umplere h (fig. 3.6), aria secțiunii transversale este

$$\omega = (b + mh)h,$$

unde: $m = a/h + \operatorname{ctg}\varphi$ este coeficientul de pantă al taluzului;

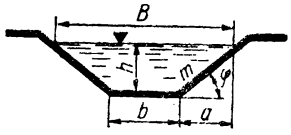


Fig. 3.6.

perimetrul udat este

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2};$$

raza hidraulică este

$$R = \frac{\omega}{P} = \frac{(b + mh)h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}.$$

Dacă se notează $\beta = b/h$, atunci

$$R = \frac{\beta + m}{\beta + 2\sqrt{1 + m^2}}.$$

Pentru secțiunea hidraulic optimă

$$R = h/2.$$

Pentru albii de secțiune trapezoidală foarte largi ($b \gg h$), raza hidraulică se adoptă egală cu adîncimea (la fel ca pentru secțiunea dreptunghiulară)

$$R \approx h.$$

3.2. CAZURILE PRINCIPALE DE MIȘCARE A FLUIDELOR

Principalele cazuri de mișcare a fluidelor sînt următoarele: mișcări permanente și nepermanente; uniforme și neuniforme, continue și discontinue. De asemenea, mișcările pot fi sub presiune și cu suprafață liberă.

Mișcare permanentă se numește acea mișcare la care parametrii curgerii sînt independenți de timp (nu variază în timp).

Mișcarea uniformă este acea mișcare la care vitezele de curgere în puncte omoloage în două secțiuni învecinate ale curentului sînt egale între ele. Această condiție este îndeplinită cînd forma albiei și toate elementele hidraulice: adîncimea curentului, aria secțiunii transversale și viteza medie sînt invariabile în lungul albiei.

Mișcarea uniformă în conducte poate fi atît permanentă cît și nepermanentă, dar în albiile deschise (în condiții reale), mișcarea uniformă poate fi numai permanentă.

Mișcarea neuniformă (accelerată și decelerată) poate fi atît permenentă cît și nepermanentă.

În cazul mișcării accelerate în albii prismatice se formează așa-numita curbă de remu descrescător, iar în cazul mișcării decelerate curba de remu crescător. În primul caz, adîncimea curentului scade spre aval ($dh/ds < 0$), iar în cel de al doilea crește ($dh/ds > 0$).

Mișcarea continuă se numește acea mișcare pentru care fluidul ocupă tot spațiul de mișcare, fără a forma goluri (discontinuități) în interiorul curentului.

Mișcarea cu suprafață liberă este mișcarea lichidelor cu suprafață de contact cu atmosfera sau cu alt gaz.

În afară de acestea, se menționează mișcările rotațională și nerotațională (potențială), precum și laminară și tubulentă.

Mișcarea rotațională se numește acea mișcare la care vectorul vîrtej al particulelor de fluid este diferit de zero ($\omega \neq 0$). Dacă acest vector are aceeași direcție cu vectorul viteză, în acest caz particular mișcarea se numește elicoidală. Mișcarea nerotațională se mai numește mișcare potențială. În cazul mișcării nerotaționale există funcția de coordonate $\varphi(x, y, z) = 0$, ale cărei derivate parțiale în raport cu variabilele x, y și z sînt componentele vitezei pe axele de coordonate respective, la fel cum derivatele parțiale ale funcției potențial de forță determină proiecțiile accelerației cîmpului de forțe dat.

3.3. ECUAȚIA LUI D. BERNOULLI (MIȘCAREA PERMANENTĂ)

Pentru un tub elementar de curent, fluid ideal incompresibil, ecuația are forma

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g} = H = \text{const.} \qquad (3.5)$$

Pentru un fluid real, ecuația scrisă în secțiunile *1—1*, *2—2* și *3—3* (fig. 3.7) este

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{u_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{u_2^2}{2g} + h_{r1-2} =$$

$$= z_3 + \frac{p_3}{\gamma} + \frac{u_3^2}{2g} + h_{r1-3} = \ldots = H = \text{const.} \qquad (3.6)$$

Fiecare termen are dimensiunea unei lungimi; z — înălțimea de poziție a punctului dat; p/γ — înălțimea de presiune[1]; $u^2/2g$ — înălțimea cinetică sau sarcina cinetică și h_r — pierderea de sarcină (fig. 3.7).

În sens energetic, fiecare termen al ecuației exprimă o energie specifică, adică o energie care revine la unitatea de greutate a fluidului. În acest caz, z este energia de poziție (energie potențială); p/γ — energia de presiune (energia potențială); $u^2/2g$ — energia cinetică (forța vie); h_r — energia consumată, adică energia mecanică cheltuită pentru a învinge rezistențele de pe parcurs de la sec-

[1] În cazul fluidelor în mișcare, p reprezintă presiunea hidrodinamică în punctul respectiv, spre deosebire de cazul de echilibru al fluidelor, cînd p reprezintă presiunea hidrostatică.

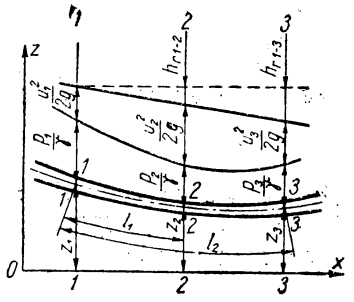


Fig. 3.7.

țiunea inițială pînă la cea finală; h_{r1-2} — de la secțiunea *1—1* la secțiunea *2—2*; h_{r1-3} — de la secțiunea *1—1* la secțiunea *3—3* (fig. 3.7).

Suma $(z + p/\gamma)$, așa-numitul „binom hidrostatic", reprezintă rezerva de energie potențială specifică în secțiunea dată.

Suma $\left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g}\right)$ constituie rezerva totală a energiei mecanice specifice E în secțiunea dată

$$E = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g} \cdot \qquad (3.7)$$

Pentru tuburi de curent de secțiune finită (pentru întregul curent de lichid real)

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_{r1-2} \qquad (3.8)$$

sau

$$E_1 = E_2 + h_r, \qquad (3.9)$$

unde: v_1 și v_2 sînt vitezele medii în secțiunile *1—1* și *2—2*; α_1 și α_2 — coeficientul Coriolis, care reprezintă corecția la calculul energiei cinetice specifice cu viteza medie v în secțiune. De obicei se adoptă $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$.

Ecuația lui D. Bernoulli pentru curenți de secțiune finită este aplicabilă în condițiile mișcării lent variabile, cînd se pot neglija proiecțiile vitezelor și accelerațiilor pe planul normal la liniile de curent.

Valoarea coeficientului α depinde de distribuția vitezelor locale în secțiune și se determină cu formula

$$\alpha = 1 + 3\frac{\int_\omega \Delta u^2 \, d\omega}{v^2\omega} + \frac{\int_\omega \Delta u^3 \, d\omega}{v^3\omega} \qquad (3.10)$$

sau, omițînd termenul al treilea, fiind de obicei foarte mic în albii și aducțiuni deschise, după formula prescurtată

$$\alpha \approx 1 + 3\frac{\int_\omega \Delta u^2 \, d\omega}{v^2\omega} \geqslant 1{,}0, \qquad (3.10, a)$$

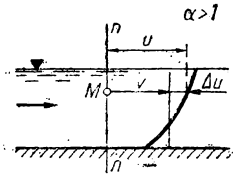


Fig. 3.8.

în care: $\Delta u = u - v$, unde u este viteza într-un punct oarecare M al secțiunii transversale (viteza locală), iar $v = Q/\omega$ — viteza medie în secțiunea dată (fig. 3.8).

Dacă vitezele în toate punctele secțiunii transversale sînt egale între ele și, prin urmare, sînt egale cu viteza medie ($u = v$) (fig. 3.9), coeficientul $\alpha = 1$. Dacă mișcarea este plan paralelă și vitezele sînt distribuite liniar, după dreapta AB sau AB' (fig. 3.10), coeficientul $\alpha = 2$. Dacă vitezele sînt distribuite după o parabolă ABC (fig. 3.11 și 3.12) conform ecuației $u = ky^n$, atunci α se determină cu formula

$$\alpha \approx 1 + 3\frac{\int_\omega \Delta u^2 \, d\omega}{v^2\omega} = 1 + 3\frac{n^2}{2n+1}$$

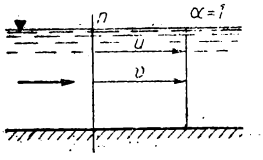


Fig. 3.9.

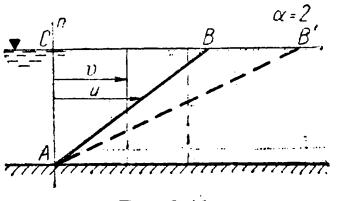


Fig. 3.10.

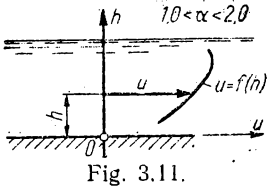


Fig. 3.11.

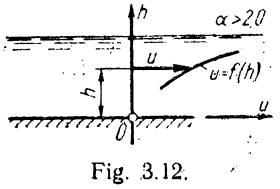


Fig. 3.12.

sau, cu precizie mai mare

$$\alpha = 1 + 3\frac{n^2}{3n+1}\left(1+\frac{n}{3}\right)\frac{(n+1)^3}{3n+1}.$$

Exemplu. Fie $n = 0{,}5$. Rezultă $\alpha' = 1 + 3\frac{n^2}{2n+1} = 1{,}375$, iar cu formula a doua $\alpha'' = \frac{(n+1)^3}{3n+1} = 1{,}35$. Practic, rezultatele coincid.

Cînd $n < 1$ (fig. 3.11) $\alpha < 2$; cînd $n > 1$ (fig. 3.12) $\alpha > 2$ (distribuția vitezelor indicată în figurile 3.10 și 3.12 nu are loc în condiții obișnuite).

După datele lui V. N. Evreinov se poate considera cu aproximație

$$\alpha = 1 + \frac{210}{C^2}, \qquad (3.11)$$

unde C este coeficientul Chézy în formula $v = C\sqrt{Ri}$ (în unități metrice). Din formula (3.11) se obțin valorile α pentru diferite valori C:

C	20	40	60	80
α	1,53	1,13	1,06	1,03

La conducte (fig. 3.13), în cazul distribuției parabolice a vitezei $u = a(r_0^2 - r^2)$ (mișcarea laminară), coeficientul $\alpha = 2$.

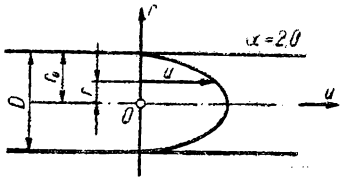


Fig. 3.13.

A. D. Altschul determină coeficientul α cu formula

$$\alpha = 1 + 2{,}65\,\lambda, \qquad (3.11, a)$$

în care λ este coeficientul de rezistență hidraulică liniară din formula

$$h_w = \lambda\frac{lv^2}{d2g}.$$

Observație. Formula lui A. D. Altschul dă același rezultat ca și formula lui V. N. Evreinov (3.11), deoarece $C^2 = 8g/\lambda$, și

$$\frac{210}{C^2} = \frac{210\lambda}{8 \cdot 9{,}81} = 2{,}65\lambda.$$

În practică, pentru curgerile turbulente se adoptă, de obicei, $\alpha = 1{,}1$, iar în cazurile în care $v^2/2g$ este mic în comparație cu h_r, sau în calcule mai puțin exacte, se adoptă $\alpha = 1{,}0$.

3.4. ECUAȚIA LUI D. BERNOULLI PENTRU UN TUB ELEMENTAR DE CURENT ÎNTR-UN CANAL ÎN ROTAȚIE

Dacă fluidul curge printr-un canal care se rotește în jurul unei axe oarecare (fig. 3.14), atunci ecuația lui Bernoulli (3.5), scrisă în raport cu un sistem fix de axe de coordonate Ox, Oy și Oz, își pierde valabilitatea.

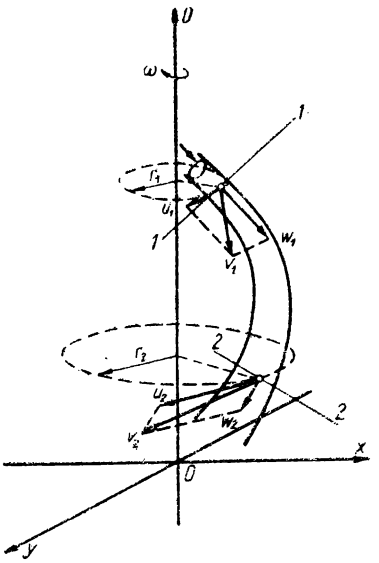


Fig. 3.14.

Într-un canal în mișcare de rotație energia specifică a fluidului se modifică în lungul canalului (se mărește sau se micșorează). Fluidul poate ceda din energia sa, obligînd canalul să se rotească sau să acumuleze energia motorului care pune în mișcare de rotație canalul împreună cu lichidul care curge.

Dacă viteza unghiulară ω și debitul Q sînt constante în timp și, în afară de aceasta, debitul Q rămîne constant în lungul canalului, atunci, pentru sistemul de coordonate fix, ecuația lui Bernoulli trebuie să se scrie astfel

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{w_1^2}{2g} - \frac{u_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{w_2^2}{2g} - \frac{u_2^2}{2g} + h_r, \qquad (3.12)$$

sau, în cazul în care se neglijează rezistențele hidraulice (fluid ideal),

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{w_1^2}{2g} - \frac{u_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{w_2^2}{2g} - \frac{u_2^2}{2g}.$$

Folosind triunghiul vitezelor, conform căruia

$$w_1^2 = v_1^2 + u_1^2 - 2 v_1 u_1 \cos \alpha_1$$

și

$$w_2^2 = v_2^2 + u_2^2 - 2 v_2 u_2 \cos \alpha_2,$$

unde: w, u și v sînt vitezele relativă, periferică și absolută în secțiunile *1—1* și, respectiv *2—2*, iar α_1 și α_2 — unghiurile formate de direcțiile vitezelor v și u, din ecuația (3.12) se obține

$$\left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g}\right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_r\right) = \frac{1}{g}(u_1 v_1 \cos \alpha_1 - u_2 v_2 \cos \alpha_2). \quad (3.12')$$

Partea stîngă a acestei ecuații reprezintă sarcina efectivă H, adică $E_1 - E_2 - h_r = H$ și ecuația lui Bernoulli poate fi scrisă pe scurt astfel

$$gH = u_1 v_1 \cos \alpha_1 - u_2 v_2 \cos \alpha_2. \quad (3.12'')$$

Evident, H reprezintă acea cantitate de energie specifică pe care fluidul o transmite mecanismului sau pe care o acumulează primind-o de la el.

3.5. LINIA PIEZOMETRICĂ, LINIA ENERGETICĂ, PANTA HIDRAULICĂ ȘI PANTA PIEZOMETRICĂ

a) **Conducte sub presiune cu ieșire înecată (sub nivelul apei)**

Linia piezometrică în fig. 3.15 este linia *ABCDEF*.

Linia energetică în aceeași figură este linia *A'B'C'D'E'F'*.

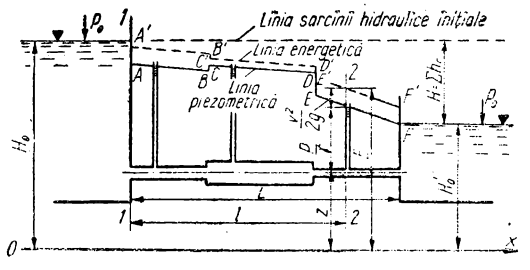


Fig. 3.15.

Pantă hidraulică medie se numește raportul dintre pierderea de sarcină și lungimea corespunzătoare a conductei. Panta hidraulică medie pe porțiunea l

$$i_{med} = \frac{h_r}{l} = \frac{\left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}\right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}\right)}{l}, \quad (3.13)$$

în care: z; p/γ și $\alpha v^2/2g$ cu indicele 1 sînt înălțimea de poziție, înălțimea de presiune și înălțimea cinetică în prima secțiune (din amonte), iar cu indicele 2 — mărimile analoage în secțiunea a doua (situată în aval); l — distanța dintre aceste secțiuni măsurată pe axul conductei; α_1 și α_2 — coeficienții Coriolis, care se adoptă, de obicei, egali între ei $\alpha_1 = \alpha_2$ (valoarea α vezi § 3.2); h_r — pierderea de sarcină totală pe conductă între secțiunile date.

După cum se vede din fig. 3.15, raportul $H/L = \Sigma h_r/L$ constituie panta hidraulică medie pe întreaga conductă. Panta hidraulică reprezintă intensitatea scăderii rezervei totale a energiei specifice a curentului pe lungimea lui. Dacă pe întreaga lungime conducta are același diametru, aceeași rugozitate și nu are rezistențe locale, atunci linia energetică va fi o dreaptă, iar panta hidraulică va fi constantă și egală cu panta hidraulică medie, $i = i_{med}$. În cazul general însă, panta hidraulică variază pe lungime și pentru o secțiune dată se determină cu formula

$$i = \frac{dh_r}{dl} = -\frac{d\left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g}\right)}{dl} = -\frac{dE}{dl}. \quad (3.14)$$

Panta hidraulică este totdeauna pozitivă

$$i = \frac{dh_r}{dl} = -\frac{dE}{dl} \geqslant 0, \quad (3.14')$$

deoarece în sensul curgerii $dl > 0$ pierderea de sarcină întotdeauna crește, $dh_r > 0$, iar energia specifică descrește, $dE < 0$.

Panta piezometrică caracterizează intensitatea variației energiei specifice potențiale. Pentru porțiunea de conductă cuprinsă între secțiunile *1—1* și *2—2*, valoarea ei medie se determină cu formula

$$i_{med} = \frac{\left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma}\right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma}\right)}{l_{1-2}} = -\frac{\Delta\left(z + \frac{p}{\gamma}\right)}{l}. \quad (3.15)$$

Pentru o conductă cu diametrul lin variabil pe lungime, panta piezometrică într-o secțiune dată este egală cu

$$i = -\frac{d\left(z + \frac{p}{\gamma}\right)}{dl}. \quad (3.16)$$

Panta piezometrică poate fi pozitivă, negativă sau egală cu zero

$$i \gtreqless 0.$$

La mișcarea uniformă, panta hidraulică este egală cu panta piezometrică

$$i_h = i_p.$$

În acest caz, pierderea de sarcină este egală cu diferența dintre binoamele hidrostatice

$$h_r = \left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma}\right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma}\right). \qquad (3.17)$$

b) **Conducte sub presiune cu ieșire liberă în atmosferă**

În fig. 3.16 sînt trasate linia energetică și linia piezometrică la mișcarea unui lichid printr-o conductă sub presiune cu ieșire liberă în atmosferă. Aici, Σh_r este suma tuturor pierderilor de sarcină pe întreaga lungime a conductei; $v^2/2g$ — înălțimea cinetică în secțiunea de ieșire (terminală); h_{jet} — înălțimea jetului (h_{jet} este mai mică decît $v^2/2g$ cu valoarea pierderilor de sarcină corespunzătoare pe lungimea jetului).

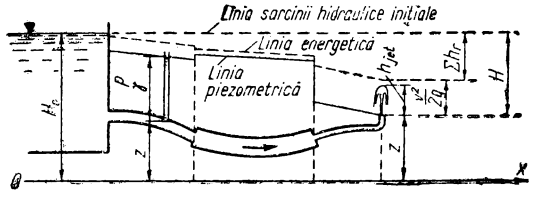


Fig. 3.16

Observație. La curgerea în atmosferă, o parte din rezerva totală de energie, egală cu diferența $H - \Sigma h_r = v^2/2g$ (fig. 3.16), se conservă de curent (în secțiunea de ieșire) sub forma energiei cinetice și poate fi utilizată. La curgerea cu ieșire sub nivelul apei în rezervorul de capacitate infinită (fig. 3.15), întreaga rezervă de energie se consumă pentru a învinge rezistențele hidraulice.

c) **Distribuția presiunii în lungul conductei**

În fig. 3.17 este arătată distribuția presiunii în lungul conductei. Pe sectorul de conductă cuprins între punctul *1* și punctul *2* se produce vacuum. Domeniile presiunii relative pozitive sînt haşurate în fig. 3.17 și marcate prin semnul +, domeniul vacuumului este haşurat și marcat prin semnul —. Maximul vacuumului se află în secțiunea $n-n$ și este egal cu

$$h_{vac\ max} = \left(\frac{v^2}{2g} + h_r\right) - \Delta z.$$

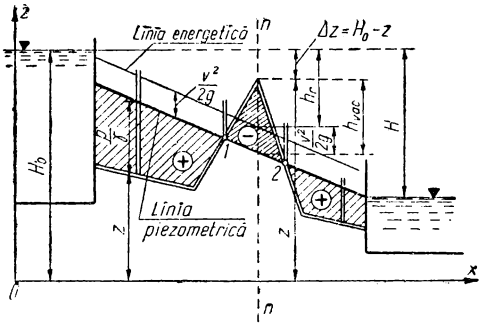


Fig. 3.17.

Observație. Conductele trebuie pozate mai jos de linia piezometrică, în caz contrar prin eventualele neetanșeități la îmbinări aerul (sau lichidul) din exterior va fi aspirat în conductă.

d) **Albii deschise**

Linia suprafeței libere a apei în albiile deschise coincide cu linia piezometrică[1].

Panta suprafeței libere reprezintă raportul dintre căderea de nivel și lungimea corespunzătoare a sectorului de albie

$$i_{sup} = \frac{H_1 - H_2}{l_2 - l_1} = -\frac{H_2 - H_1}{l_2 - l_1} = -\frac{\Delta H}{\Delta l} \qquad (3.18)$$

sau sub forma diferențială

$$i_{sup} = -\frac{dH}{dl},$$

unde: H_1 și H_2 sînt cotele suprafeței libere în secțiunile *1—1* și *2—2*; l_1 și l_2 — distanțele de la o secțiune de referință la cele două secțiuni măsurate în lungul liniei fundului (fig. 3.18).

Panta fundului se determină analog cu formulele

$$i_f = \frac{z_1 - z_2}{l_2 - l_1} = -\frac{z_2 - z_1}{l_2 - l_1} = -\frac{\Delta z}{\Delta l}$$

sau

$$i_f = -\frac{dz}{dl} \text{ sau } i_f = \sin\alpha,$$

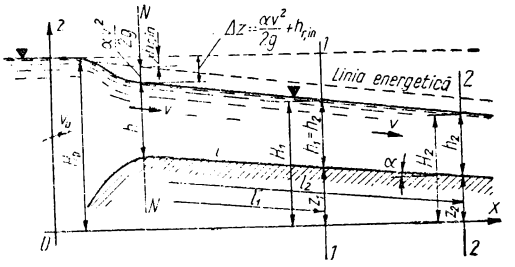


Fig. 3.18.

[1] Corespunzătoare presiunii relative.

în care α este unghiul de înclinare a liniei fundului față de orizontală (fig. 3.18).

În fig. 3.18 este arătată linia energetică pentru zona de început a canalului în cazul mișcării uniforme a lichidului în canal.

La mișcarea uniformă, panta hidraulică i este egală cu panta suprafeței libere i_{sup} și panta fundului i_f (fig. 3.18)

$$i = i_{sup} = i_f.$$

Suprafața liberă în secțiunea de intrare $N-N$ a canalului se stabilește sub suprafața liberă a rezervorului de alimentare[1] cu mărimea Δz, egală cu

$$\Delta z = \frac{\alpha v^2}{2g} + h_{r\,in}, \qquad (3.19)$$

unde: v este viteza în secțiunea N-N; $h_{r\,in}$ — pierderea de sarcină la „intrare".

De obicei, pierderea de sarcină $h_{r\,in}$ se estimează cu formula

$$h_{r\,in} = \zeta \frac{v^2}{2g},$$

în care ζ este coeficientul de rezistență la intrare.

Căderea de nivel la intrare Δz va fi egală cu

$$\Delta z = \frac{\alpha v^2}{2g} + \zeta \frac{v^2}{2g} = (\alpha + \zeta)\frac{v^2}{2g} \qquad (3.19')$$

sau, adoptînd $\alpha = 1{,}0$

$$\Delta z = (1 + \zeta)\frac{v^2}{2g}.$$

La mișcarea neuniformă, panta hidraulică și panta suprafeței libere variază în lungul canalului; nu sînt egale între ele și nici cu panta fundului.

3.6. ENERGIA ȘI PUTEREA CURENTULUI

Energia curentului în secțiunea $N-N$ (fig. 3.19), calculată în medie pe unitatea de greutate (de exemplu, pentru 1 kgf sau 1 N) și raportată la planul orizontal Ox, se determină cu ecuația

$$E = z + h + \frac{\alpha v^2}{2g}. \qquad (3.20)$$

În funcție de unitățile de măsură adoptate pentru greutate (forța de atracție a pămîntului), E poate fi exprimat în kgm sau J etc. Această energie se numește, la propunerea lui N. N. Pavlovski, „energie specifică a curentului".

[1] Capacitatea rezervorului de alimentare se presupune foarte mare și $v_0 = 0$.

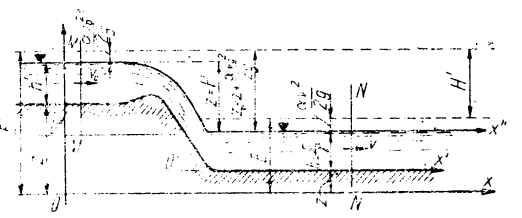


Fig. 3.19.

Puterea curentului, eliberată la trecerea de la secțiunea $M-M$ la secțiunea $N-N$, notată N_s, este

$$N_s = \gamma Q(E' - E) = \gamma Q H', \qquad (3.21)$$

unde: γ este greutatea volumetrică a lichidului, în kgf/m³; Q — debitul, în m³/s; H' — diferența dintre energiile specifice ale biefurilor amonte și aval, în m (înălțimea de cădere) (fig. 3.19).

La o cădere „concentrată", neglijînd diferența înălțimilor cinetice ($\alpha v_0^2/2g - \alpha v^2/2g$) și rezistențele hidraulice, se obține

$$N_s = \frac{\gamma Q H}{102} = 9{,}81\ QH \text{ [kW]}. \qquad (3.21')$$

Puterea la arborele turbinei (cazul utilizării energiei curentului)

$$N = \eta \frac{\gamma Q H}{102} = 9{,}81\ QH\eta \approx 10 QH\eta \text{ [kW]}. \qquad (3.22)$$

Puterea la arborele pompei (cazul pompării)

$$N = \frac{\gamma Q H}{102\eta} = 9{,}81 \frac{QH}{\eta} \approx 10 \frac{QH}{\eta} \text{ [kW]}. \qquad (3.23)$$

În formulele (3.22) și (3.23) η este randamentul turbinei sau pompei; H — sarcina, în m.

3.7. DISTRIBUȚIA PRESIUNII HIDRODINAMICE ÎN INTERIORUL CURENTULUI

La o curgere liberă, presiunea hidrodinamică este aceeași în toate punctele vînei de lichid — de exemplu în punctele N și N' (fig. 3.20) — și este egală cu presiunea mediului exterior[1]

$$p_N = p_{N'} = p_{at}.$$

La o mișcare gradual variată în albie deschisă sau închisă, presiunea hidrodinamică p în secțiunea de curgere a curentului, de exemplu în sec-

[1] Mișcarea lichidului se consideră în acest caz gradual-variată.

Fig. 3.20.

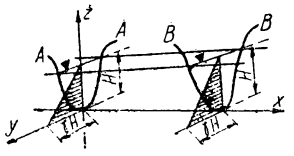


Fig. 3.21. Epurele de presiune.

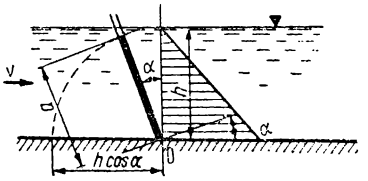


Fig. 3.22.

ţiunea $A-A$, secţiunea $B-B$ etc. (fig. 3.21), se distribuie conform legii hidrostatice, adică după o lege liniară

$$z + \frac{p}{\gamma} = H.$$

La adîncimea h de la suprafaţa liberă a curentului, presiunea relativă este

$$p = \gamma h.$$

În fig. 3.22 se arată epura de distribuţie a presiunii în secţiune într-o albie deschisă cu pantă mare. Presiunea la fund în punctul O este $p = \gamma a = \gamma h \cos \alpha$; cînd $i < 0{,}15$, $\cos \alpha \approx 0{,}99 \approx \approx 1{,}0$ şi $p = \gamma h$.

3.8. JETURI

a) Jetul liber

Curentul de fluid nelimitat de pereţi solizi, care se dezvoltă într-un mediu fără rezistenţă, se numeşte *jet liber*. Jetul se consideră înecat dacă se propagă într-o masă de fluid de aceeaşi natură cu a fluidului jetului (de exemplu, jetul de apă la ieşirea printr-un orificiu într-un spaţiu cu apă, care-l acoperă). În caz contrar, jetul se consideră neînecat (de exemplu jetul de apă care iese din diuza hidromonitorului în atmosferă).

b) Jetul înecat

În figurile 3.23 şi 3.23, *a* se prezintă, conform cercetărilor lui G. N. Abramovici (1936), structura jetului turbulent care iese dintr-un orificiu circular şi se propagă într-un spaţiu nelimitat al unui fluid de aceeaşi natură cu a jetului.

În secţiunea iniţială $a-b$, viteza în orice punct are aceeaşi valoare, egală cu cea axială $u = u_0$. În toate celelalte secţiuni, viteza se distribuie în conformitate cu epurele indicate în fig. 3.23.

Distanţa de la secţiunea iniţială pînă la polul jetului este egală cu

$$x_0 \approx 0{,}15\ d/a. \tag{3.24}$$

Lungimea porţiunii iniţiale

$$x_A = 0{,}335\ d/a. \tag{3.25}$$

Unghiul α de divergenţă a jetului se determină din condiţia

$$\operatorname{tg} \alpha \approx 3{,}4\ a. \tag{3.26}$$

Diametrul jetului în secţiunea de tranziţie, precum şi în orice altă secţiune, rezultă din relaţiile

$$D_{tranz} = d + 6{,}8\ x_A$$

$$D_x = d + 6{,}8\ x. \tag{3.27}$$

Viteza axială de-a lungul părţii iniţiale a jetului (adică de la orificiul de ieşire şi pînă la secţiunea de tranziţie) este aceeaşi şi egală cu viteza medie în secţiunea de ieşire

$$u_0 = v = Q/\omega.$$

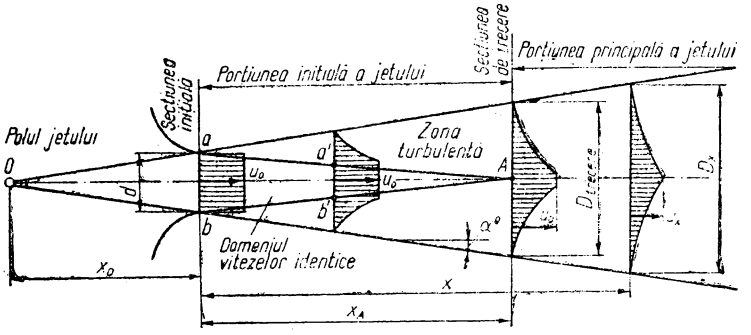


Fig. 3.23. Distribuţia vitezelor în secţiunea transversală a jetului de secţiune circulară.

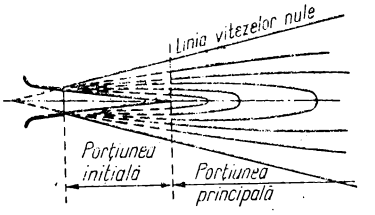


Fig. 3.23, *a*. Izotahele jetului liber, adică liniile de egală viteză longitudinală (pe porţiunea principală formează aşa-numita „faclă").

După secțiunea de tranziție, în limitele părții principale a jetului, viteza axială la orice distanță de la secțiunea de ieșire (la distanța $x > x_A$) se determină cu expresia

$$u_x = u_0 \frac{0{,}48d}{ax + 0{,}145d}. \qquad (3.28)$$

În formulele (3.24)—(3.28) cu a s-a notat coeficientul de turbulență, care, pentru secțiuni circulare de ieșire a jetului, conform cercetărilor lui G. N. Abramovici, are valoarea

$$a \approx 0{,}07 - 0{,}08.$$

După A. Ia. Milovici[1], lungimea porțiunii inițiale în interiorul căreia se păstrează constantă viteza axială este dată de relația $x_A \approx 6d$, iar viteza axială pe porțiunea principală, de relația

$$u_x = \beta \frac{u_0 d}{x}, \qquad (3.29)$$

în care: u_0 este viteza în secțiunea de ieșire; d — diametrul orificiului de ieșire; x — distanța de la orificiul de ieșire pînă la secțiunea examinată; β — un coeficient egal cu 6, conform cercetărilor lui A. Ia. Milovici.

Observație. Lungimea porțiunii inițiale a jetului liber a fost pentru prima dată determinată de A. Ia. Milovici. Din formula (3.29) pentru $u_x = u_0$ se obține $x_A \approx 6d$. După datele lui G. N. Abramovici, lungimea porțiunii principale este egală cu $4{,}8d$.

Presiunea hidrodinamică se consideră constantă în interiorul jetului și egală cu presiunea mediului exterior.

c) **Jetul neînecat**

În condițiile deplasării libere a lichidului în atmosferă în jet se pot distinge trei părți (fig. 3.24): *inițială — compactă, fragmentată* (cu discontinuitatea curgerii) și *pulverizată*.

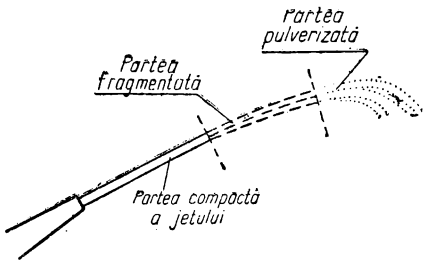


Fig. 3.24. Structura jetului neînecat.

[1] Milovici, A. Ia., Ghidrodinamiceskie osnovî gazovoi borbî, M., 1918.

Înălțimea jetului vertical poate fi determinată aproximativ cu formula

$$h_v = \frac{H}{1 + \alpha H}, \qquad (3.30)$$

în care: $H = v^2/2g$ reprezintă înălțimea cinetică la ieșirea din orificiu; α — un coeficient, obținut pe cale experimentală, $\alpha = \frac{0{,}00025}{d + (10d)^3}$, unde d este diametrul orificiului de ieșire, în m.

Înălțimea jetului compact poate fi determinată aproximativ cu relația

$$h_{comp} = \beta h_v = \beta \frac{H}{1 + \alpha H}, \qquad (3.31)$$

în care β este un coeficient care depinde de înălțimea jetului.

Pentru valoarea coeficientului β se pot admite următoarele valori:

Înălțimea jetului, m	7	12	20	25	30
Coeficientul, β	0,84	0,83	0,80	0,78	0,72

Bătaia jetului depinde de dimensiunile lui, de viteza inițială și de unghiul de înclinare a jetului față de orizontală în secțiunea inițială. Conform cercetărilor lui N. P. Gavîrin, bătaia jetului unui hidromonitor se poate determina cu formula

$$l = 0{,}415 \sqrt[3]{\alpha d}\, H^{2/3} \text{ [m]}, \qquad (3.32)$$

în care: α reprezintă unghiul de înclinare a jetului față de orizontală, în grade; d — diametrul secțiunii de ieșire a ajutajului hidromonitorului, în mm; H — presiunea în secțiunea de ieșire, în m.

d) **Forța de presiune a jetului liber asupra pereților solizi**

La curgerea în zona unei plăci, jetul liber exercită o presiune asupra acesteia. Forța P cu care jetul liber apasă asupra unei plăci fixe *ab* (fig. 3.25) este egală cu

$$P = \gamma\omega \frac{v^2}{g} = 2\gamma\omega \frac{v^2}{2g} \text{ [kgf]}, \qquad (3.33)$$

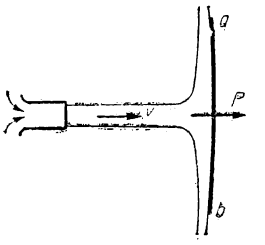


Fig. 3.25.

unde: ω este aria secțiunii transversale a jetului, în m^2; v — viteza medie în secțiunea jetului, în m/s; γ — greutatea volumetrică a lichidului, în kgf/m^3.

Dacă placa *ab* se mișcă în direcția axei jetului cu viteza c, și, prin urmare, viteza relativă a jetului este $w = v - c$, atunci forța de presiune a jetului asupra aceleiași plăci va fi

$$P = \gamma\omega\frac{w^2}{g} = 2\gamma\omega\frac{(v-c)^2}{2g}\text{ [kgf]}. \qquad (3.34)$$

Dacă placa imobilă este înclinată sub unghiul α față de direcția jetului (fig. 3.26), atunci forța de presiune P pe direcția axei jetului va fi egală cu

$$P = \gamma\omega\frac{v^2}{g}\sin^2\alpha = 2\gamma\omega\frac{v^2}{2g}\sin^2\alpha\text{ [kgf]}. \qquad (3.35)$$

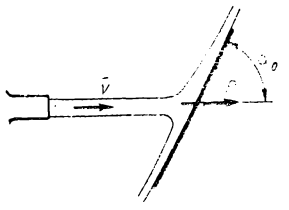


Fig. 3.26.

În mod corespunzător, la mișcarea plăcii cu viteza c pe direcția axei jetului, adică la viteza relativă a jetului $w = v - c$, forța de presiune asupra plăcii pe direcția axei jetului va fi egală cu

$$P = \gamma\omega\frac{w^2}{g}\sin^2\alpha = 2\gamma\omega\frac{w^2}{2g}\sin^2\alpha\text{ [kgf]}. \qquad (3.36)$$

Dacă placa nu este plană, ci curbă și dispusă cum se arată în fig. 3.27, cu schimbarea sensului curgerii cu 180° (cu unghiul π), atunci forța de presiune va fi:

Fig. 3.27.

— pentru placa fixă

$$P = 2\gamma\omega\frac{w^2}{g} = 4\gamma\omega\frac{v^2}{2g}\text{ [kgf]} \qquad (3.37)$$

— pentru placa în mișcare

$$P = 2\gamma\omega\frac{w^2}{g} = 4\gamma\omega\frac{(v-c)^2}{2g}. \qquad (3.38)$$

e) Lucrul mecanic produs de jet

Dacă o placă plană izolată, situată perpendicular pe axa jetului (fig. 3.25) se deplasează cu viteza c, atunci lucrul mecanic efectuat de forța de presiune P în unitatea de timp, adică puterea, va fi egal cu

$$N = Pc = 2\gamma\omega\frac{(v-c)^2}{2g}c\text{ [kgf m/s]}. \qquad (3.39)$$

Dacă este vorba de un sistem de plăci (cum se întîlnește la motoarele hidraulice), cînd masa lichidului incidentă în unitatea de timp pe sistemul de lamele este egală cu $\gamma/g(\omega v)$ [și nu $\frac{\gamma}{g}Q' = \frac{\gamma}{g}\omega(v-c)$, ca în cazul unei singure plăci], atunci lucrul mecanic produs de jet în unitatea de timp (sau puterea jetului) este egal cu

$$N = P'c = 2\gamma\omega v\frac{(v-c)}{2g}c\text{ [kgf m/s]}. \qquad (3.40)$$

Maximul acestei puteri (puterea maximă a motorului) se obține pentru $c = v/2$

$$N_{max} = \frac{1}{2}\gamma\omega v\frac{v^2}{2g} = 0{,}5\,\gamma Qh\text{ [kgf m/s]} \qquad (3.41)$$

și reprezintă jumătate din întreaga putere a jetului $\left(N_{jet} = \gamma Q\frac{v^2}{2g} = \gamma Qh\right)$.

Așadar, randamentul motorului cu palete plane nu poate fi mai mare de 0,5 ($\eta_{max} = 0{,}5$).

În cazul plăcilor curbe, conform schemei din fig. 3.27 se obține:

— Puterea transmisă unei plăci izolate, care se mișcă cu viteza c în lungul axei jetului, este egală cu

$$N = Pc = 4\gamma\omega\frac{w^2}{2g}c = 4\gamma\omega(v-c)\frac{v-c}{2g}c = 4\gamma Q'\frac{v-c}{2g}c\text{ [kgf m/s]}, \qquad (3.42)$$

unde: $Q' = \omega(v-c) = \omega w$ este cantitatea de apă incidentă la placă (debitul util al jetului);

— Puterea transmisă sistemului de plăci curbe care se succed ca și în cazul turbinelor active (cînd $Q' = Q = \omega v$) este egală cu

$$N = 4\gamma Q\frac{(v-c)}{2g}c = 4\gamma\omega v\frac{(v-c)}{2g}c\text{ [kgf m/s]}. \qquad (3.43)$$

Maximul acestei puteri se obține pentru $c = v/2$:

$$N_{max} = \gamma\omega v\frac{v^2}{2g} = \gamma Q\frac{v^2}{2g} = \gamma Qh \qquad (3.44)$$

și astfel se ajunge să se utilizeze întreaga putere totală a jetului. Randamentul motorului cu palete curbe care deviază viteza relativă a jetului cu 180° tinde către unitate.

Observație. Din cauza rezistențelor hidraulice, precum și a pierderilor de sarcină pentru evacuarea apei de la paletele motorului, randamentul este totdeauna mai mic decît unitatea, $\eta < 1$.

3.9. LEGEA (ECUAȚIA) CANTITĂȚII DE MIȘCARE SAU A IMPULSULUI

La rezolvarea numeroaselor probleme de hidraulică, un rol important îl are ecuația cantității de mișcare sau a impulsului. Pentru punctul material care se mișcă sub acțiunea forțelor P, variabile în timp, după cum se știe din cursul de mecanică teoretică, se poate scrie ecuația impulsului sub forma

$$m\vec{u}_2 - m\vec{u}_1 = \sum \vec{P}\Delta t = \vec{R}\Delta t,$$

unde: m este masa punctului material dat; $\vec{u}_1$ și $\vec{u}_2$ — vitezele punctului la momentul t și la momentul $t + \Delta t$; $\vec{P}$ — valoarea medie a fiecăruia dintre forțele active în intervalul de timp Δt; $\vec{R}$ — rezultanta forțelor active. Produsele $m\vec{u}_1$ și $m\vec{u}_2$ reprezintă cantitățile de mișcare la momentele t și $t + \Delta t$ (mărimi vectoriale).

Pentru sistemul de puncte materiale ecuația se scrie sub forma

$$\sum(m_i\vec{u}_i)_2 - \sum(m_i\vec{u}_i)_1 = \sum\vec{R}\Delta t, \qquad (3.45)$$

în care: $\vec{R}$ este rezultanta forțelor aplicate diferitelor puncte materiale ale sistemului dat.

Legea cantității de mișcare poate fi enunțată astfel: *creșterea sumei cantităților de mișcare* ale *punctelor materiale ale unui sistem într-un interval de timp dat este egală cu suma impulsurilor tuturor forțelor exterioare în același interval de timp.* Deoarece viteza $\vec{u}$ și forța $\vec{R}$ sînt mărimi vectoriale și cantitatea de mișcare $m\vec{u}$, precum și impulsul forței $\vec{P}\Delta t$ vor fi, de asemenea, mărimi vectoriale; de aceea, ecuația (3.45) poate fi scrisă și în proiecții pe axe de coordonate. Pentru orice axă de proiecție, de exemplu pentru axa Ox, această ecuație va avea forma

$$\sum_{i=1}^{n}(m_i\vec{u}_{i,x})_2 - \sum_{i=1}^{n}(m_i\vec{u}_{i,x})_1 = \sum\vec{R}\cos\alpha\,\Delta t$$

sau, mai scurt

$$\Delta\sum(m\vec{u})_x = \sum\vec{R}\cos\alpha\,\Delta t. \qquad (3.46)$$

Fluidul constituie un sistem material și, de aceea, legea fundamentală a mecanicii referitoare la cantitatea de mișcare poate fi aplicată oricărei părți din acest fluid; considerînd fluidul mediu continuu, ecuația impulsurilor trebuie scrisă sub formă integrală

$$\Delta\int_{\omega}\mathrm{d}(m\,u)_x = \int_{t_1=t}^{t_2=t+\Delta t} R\cos\alpha\,\mathrm{d}t = \int_{t_1=t}^{t_2=t+\Delta t} R_x\mathrm{d}t, \qquad (3.47)$$

în care R este rezultanta forțelor exterioare.

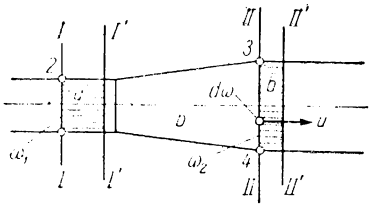


Fig. 3.28.

Pentru mișcarea permanentă, în practică ecuația impulsului se scrie considerînd o masă de fluid delimitată în interiorul curentului cu ajutorul așa-numitei suprafețe de control sau folosind două secțiuni $(I-I)$ și $(II-II)$ (fig. 3.28).

Masa delimitată (în fig. 3.28 în volumul *1 2 3 4*), aflîndu-se în mișcare, în intervalul de timp Δt se deplasează ocupînd o nouă poziție între secțiunile $(I'-I')$ și $(II'-II')$. Creșterea cantității de mișcare a acestei mase se determină ca diferență între cantitatea de mișcare corespunzătoare poziției a doua $(I'-I')-(II'-II')$ și cea corespunzătoare primei poziții $(I-I)-(II-II)$

$$\Delta(m\vec{v}) = [\vec{c}\cdot m(b) + \vec{c}\cdot m(c)]_{t+\Delta t} - [\vec{c}\cdot m(a) + \vec{c}\cdot m(b)]_t. \qquad (3.48)$$

Deoarece în mișcarea permanentă în momentul t și în momentul $(t + \Delta t)$ cantitatea de mișcare a masei din spațiul (b) este aceeași $-\vec{c}\cdot m(b)_t = \vec{c}\cdot m(b)_{t+\Delta t}$, rezultă

$$\Delta(m\vec{v}) = \vec{c}\cdot m(c) - \vec{c}\cdot m(a).$$

Pentru calculul cantității de mișcare în spațiul c $[\vec{c}\cdot m(c)]$, precum și în spațiul a, se folosește egalitatea

$$c\cdot m(c) = \int \mathrm{d}m\cdot u = \int_{\omega}\rho(\mathrm{d}\omega u\mathrm{d}t)u = \rho\mathrm{d}t\int_{\omega}u^2\mathrm{d}\omega.$$

Ecuația impulsului capătă forma

$$\rho\mathrm{d}t\int_{\omega_2}u^2\mathrm{d}\omega - \rho\mathrm{d}t\int_{\omega_1}u^2\mathrm{d}\omega = \sum P\cos\alpha\,\mathrm{d}t$$

sau, introducînd în calcul viteza medie în secțiunea v și raportînd ecuația la unitatea de timp, rezultă

$$\rho\alpha_0(\omega_2v_2^2 - \omega_1v_1^2) = \Delta P\cos\alpha, \qquad (3.49)$$

în care α_0 este coeficientul lui Boussinesq, dat de expresia

$$\alpha_0 = 1 + \frac{\int_{\omega}\Delta u^2\,\mathrm{d}\omega}{\omega v^2}. \qquad (3.50)$$

Întrucît pentru debit avem relația $Q = \omega_1 v_1 = \omega_2 v_2$, efectuînd substituirile corespunzătoare, ecuația (3.49) poate fi transcrisă și sub forma

$$\rho\alpha_0 Q(v_2 - v_1) = \Sigma P \cos\alpha$$

sau, deoarece $\rho = \gamma/g$, sub forma

$$\gamma\frac{\alpha_0 Q}{g}(v_0 - v_1) = \Sigma P \cos\alpha. \qquad (3.51)$$

Pe baza ecuației impulsului sînt rezolvate numeroase probleme ale hidraulicii, cum sînt: calculul pierderilor de sarcină la o lărgire bruscă de secțiune, saltul hidraulic ș.a.

Observație. Coeficientul Boussinesq α_0, ca și coeficientul Coriolis α, depind de legea de distribuție a vitezei în secțiunea transversală a curentului, dar această dependență este substanțial diferită.

Dacă în formulele (3.10) și (3.50) se notează

$$\frac{\int_\omega \Delta u^2 \, d\omega}{v^2\omega} = \eta \text{ și } \frac{\int_\omega \Delta u^3 \, d\omega}{v^3\omega} = \mu,$$

rezultă

$$\alpha = 1 + 3\eta + \mu \text{ și } \alpha_0 = 1 + \eta.$$

Mărimile μ și η nu sînt legate funcțional și, de aceea, nici între coeficienții α și α_0 nu există legătură funcțională. În cazurile în care mărimea μ poate fi neglijată, fiind foarte mică, rezultă

$$\alpha = 3\alpha_0 - 2$$

sau

$$\alpha_0 \approx \frac{\alpha + 2}{3}.$$

CAPITOLUL 4

REZISTENȚE HIDRAULICE

4.1. MIȘCAREA FLUIDELOR ÎN REGIM LAMINAR ȘI ÎN REGIM TURBULENT

Pierderile de sarcină h_r ca urmare a rezistențelor hidraulice, se împart, de obicei, în două grupuri:

— pierderi de sarcină liniare h_d (distribuite pe lungimea curentului) ca urmare a frecărilor interioare ale fluidelor;

— pierderi locale de sarcină h_l (provocate de variațiile bruște ale geometriei curentului).

Pierderile totale de sarcină h_r pe un anumit sector sînt egale cu suma tuturor pierderilor de sarcină

$$h_r = \Sigma h_d + \Sigma h_l. \qquad (4.1)$$

Pierderile de sarcină (atît liniare, cît și locale), precum și distribuția vitezelor în secțiunea curentului în regim turbulent de curgere a fluidelor sînt diferite substanțial de cele în regimul laminar.

Criteriul care determină regimul de mișcare a fluidelor este relația

$$\mathrm{Re} \gtrless \mathrm{Re}_{cr}, \qquad (4.2)$$

în care Re este numărul adimensional Reynolds; Re_{cr} — valoarea lui critică.

Pentru conductele cu secțiunea circulară, numărul Reynolds se determină cu formula

$$\mathrm{Re} = \frac{vd}{\nu}. \qquad (4.3)$$

Pentru toate celelalte secțiuni transversale de curgere (precum și pentru albiile deschise)

$$\mathrm{Re}' = \frac{vR}{\nu} \qquad (4.4)$$

sau

$$\mathrm{Re}'' = \frac{vd_e}{\nu}, \qquad (4.5)$$

unde: v este viteza medie; d și R — diametrul conductei și raza hidraulică; ν — coeficientul de viscozitate cinematică a fluidului; d_e — diametrul echivalent (hidraulic) ($d_e = 4R$).

Valoarea critică a numărului Reynolds se poate considera: în formulele (4.3) și (4.5) $\mathrm{Re}_{cr} = 2\,000$—$2\,400$; în formula (4.4) $\mathrm{Re}'_{cr} = 500$—600; pentru albiile deschise $\mathrm{Re}''_{cr} = 800$—900.

Observație. Valorile de mai sus ale numerelor Reynolds critice se referă la mișcarea uniformă în conducte sau în canale deschise. În cazul mișcării accelerate, valoarea critică a numărului Reynolds crește, iar în cazul mișcării decelerate scade. Rugozitatea pereților albiei și condițiile de intrare influențează, de asemenea, valoarea critică a numărului Reynolds. Micșorarea rugozității și crearea unei intrări mai line conduc la creșterea valorii critice a numărului Reynolds.

4.2. PIERDERILE LINIARE DE SARCINĂ ȘI DISTRIBUȚIA VITEZELOR CURENTULUI ÎN SECȚIUNEA DE CURGERE

Pierderile liniare de sarcină, atît în cazul curgerii laminare, cît și al celei turbulente, în conductele de secțiune circulară se determină cu formula Darcy-Weissbach

$$h_d = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}, \qquad (4.6)$$

iar în albiile deschise (precum și în conducte cu secțiuni de orice formă) cu formula

$$h_d = \frac{v^2}{C^2 R} l, \qquad (4.7)$$

în care: λ este coeficientul de rezistență al pierderilor de sarcină distribuite; g — accelerația gravitației; l, d, v, R și C — lungimea tronsonului de conductă sau canal, diametrul conductei, viteza medie de curgere, raza hidraulică, respectiv coeficientul Chézy din formula Chézy (4.29).

În cazul curgerii laminare, coeficientul λ din formula (4.6) se determină cu relația (formula Poiseuille)

$$\lambda = \frac{64}{\mathrm{Re}}. \qquad (4.8)$$

Legătura dintre coeficienții λ și C este de forma

$$\lambda = \frac{8g}{C^2}; \quad C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \quad [\mathrm{m}^{0,5}/\mathrm{s}]. \qquad (4.9)$$

Distribuția vitezei în secțiunea conductei (conducte sub presiune[1]) în cazul curgerii turbulente a fluidului este descrisă de formulele

$$\frac{u}{u_{max}} = 1 - 2 \lg \frac{r_0/y}{\frac{0,975}{\sqrt{\lambda}} + 1,35} \qquad (4.10)$$

sau

$$\frac{u}{u_{max}} = \left(\frac{y}{r_0}\right)^{0,9\sqrt{\lambda}} = \left(1 - \frac{r}{r_0}\right)^{0,9\sqrt{\lambda}}, \qquad (4.11)$$

în care: u este viteza locală mediată la distanța y de la peretele conductei; u_{max} — viteza pe axa conductei; r_0 — raza conductei; λ — coeficientul pierderilor de sarcină distribuite; r — distanța de la axa conductei.

Relația dintre viteza maximă u_{max} și medie v din conducte a fost obținută de Prandtl sub forma

$$\frac{u_{max}}{v} = 1 + D\frac{u_*}{v} \quad \text{sau} \quad \frac{u_{max}}{v} = 1 + D\sqrt{\frac{\lambda}{8}},$$

unde: D este deficitul de viteză, u_* — viteza dinamică,

$$u_* = \sqrt{gRJ}.$$

După A. D. Altschul, se poate considera

$$\frac{u_{max}}{v} = 1 + 1,35\sqrt{\lambda}, \qquad (4.12)$$

precum și

$$\alpha = 1 + 2,65\,\lambda, \qquad (4.12')$$

unde α este coeficientul Coriolis la conducte pentru curgerea turbulentă.

Distribuția vitezelor în secțiunea transversală a curgerii laminare este subordonată legii parabolice. Pentru conducta cilindrică circulară u se determină cu formula Stokes (fig. 4.1)

$$u = \frac{\gamma J}{4\mu}(r_0^2 - r^2) = \frac{\gamma h_d}{4\mu l}(r_0^2 - r^2), \qquad (4.13)$$

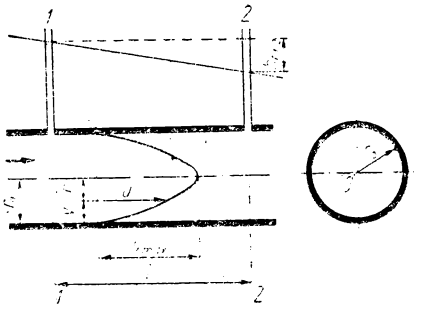


Fig. 4.1. Distribuția vitezelor în conducte la curgerea laminară.

în care: u este viteza locală la distanța r de la axa conductei; r_0 — raza conductei; $J = h_d/l$ — panta hidraulică; γ — greutatea specifică a lichidului; μ — coeficientul de viscozitate dinamică.

Coeficientul Coriolis în cazul curgerii laminare

$$\alpha = 2, \qquad (4.14)$$

iar raportul dintre vitezele medie și maximă

$$\frac{u}{v_{max}} = 0,5. \qquad (4.15)$$

[1] Altschul, A. D., Ghidravliceskie poteri na trenie v truboprovodah, M.-L., Gosenergoizdat, 1964.

4.3. COEFICIENTUL PIERDERILOR DE SARCINĂ DISTRIBUITE ÎN CAZUL REGIMULUI TURBULENT DE CURGERE

a) Formule pentru determinarea coeficientului λ pentru conducte sub presiune

Coeficientul pierderilor de sarcină distribuite λ, care intră în formula Darcy-Weissbach (4.6), depinde de doi parametri: numărul Reynolds $Re = vd/\nu$ și rugozitatea relativă (k_e/d) (conducte circulare)

$$\lambda = f(Re;\ k_e/d), \qquad (4.16)$$

unde k_e este rugozitatea echivalentă (tabel 4.1).

Tabelul 4.1

Valorile rugozității absolute echivalente k_e în formulele (4.17) și (4.18)

Materialul și felul conductei	Starea conductei	k_e, mm[1]
1	2	3
Conducte trase din sticlă și metale neferoase	Noi, tehnic netede	0,001–0,01 0,005
Țevi de oțel fără cusătură	Noi și curate, instalate cu grijă	0,02–0,05 0,030
	După cîțiva ani de exploatare	0,15–0,3 0,2
Țevi de oțel sudate	Noi și curate	0,03–0,10 0,05
	Cu coroziune neînsemnată după curățire	0,10–0,20 0,15
	Ruginite moderat	0,30–0,70 0,50
	Vechi, ruginite	0,80–1,5 1,0
	Puternic ruginite sau cu depuneri mari	2,0–4,0 3,0
Țevi de oțel nituite	Nituite în lung și transversal cîte un rînd de nituri; stare bună a suprafeței	0,30–0,40
	Cu nituire longitudinală dublă și nituire transversală simplă; necorodate	0,60–0,70 0,65
	Cu nituire transversală simplă și longitudinală dublă; acoperite la interior cu bitum sau cu lac	1,20–1,30
	Cu 4–6 rînduri longitudinale de nituri; aflate în exploatare un timp îndelungat	2,0
	Cu 4 rînduri transversale și 6 rînduri longitudinale de nituri	4,0
Țevi de oțel zincate	Noi și curate	0,10–0,20 0,15
	După cîțiva ani de exploatare	0,40–0,70 0,50
Țevi de fontă	Asfaltate	0.12–0,30 0,18
	Noi	0,20–0,50 0,30
	Folosite	0,5–1,5 1,0
	Foarte vechi	Pînă la 3,0
Conducte de lemn	Din dulapi de lemn bine rindeluiți	0,10–0,30 0,15
	Din dulapi de lemn obișnuiți	0,3–1,0 0,5
	Din dulapi de lemn nedați la rindea	1,0–2,5 2,0
Conducte de azbociment	Noi	0,05–0,10 0,085
	Folosite	0,60
Conducte de beton	Suprafață îngrijit sclivisită	0,3–0,80 0,50
	Suprafață de calitate mijlocie	2,5
	Cu suprafața aspră (rugoasă)	3,0–9,0
Tuburi și furtunuri de cauciuc		0,03

[1] La numitor sînt date valorile medii

Prin rugozitate echivalentă se înțelege rugozitatea obținută cu granule de nisip de aceleași diametre, care corespunde valorii coeficientului λ al rugozității date.

Pentru determinarea valorii coeficientului pierderilor de sarcină distribuită (regim turbulent de curgere în conducte sub presiune) pot fi utilizate următoarele formule:

— Formula Colbrook-White

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\lg\left(\frac{2,5}{Re\sqrt{\lambda}} + \frac{k_e}{3,71d}\right); \qquad (4.17)$$

— Formula A. D. Altschul

$$\lambda = 0,11\left(\frac{k_e}{d} + \frac{68}{Re}\right)^{0,25}. \qquad (4.18)$$

Formulele (4.17) și (4.18) sînt obținute cu ajutorul teoriilor semiempirice ale turbulenței și sînt aplicabile la toate fluidele newtoniene omogene. Valorile λ din formula (4.18) sînt date în tabelul 4.2; ele pot fi determinate, de asemenea, din nomogramă (fig. 4.2).

Tabelul 4.2

Valorile coeficientului de rezistență hidraulică distribuită λ, obținute din formula lui A. D. Altschul (4.18)

d/k_e	Re	λ	d/k_e	Re	λ
100	5 000	0,0433	500	5 000	0,0375
	10 000	0,0398		50 000	0,0266
	25 000	0,0370		200 000	0,0244
120	4 000	0,044	700	8 000	0,0348
	6 000	0,0413		70 000	0,0244
	10 000	0,0386		200 000	0,0226
	25 000	0,0358			
140	4 000	0,0435	1 000	12 000	0,0314
	10 000	0,0380		30 000	0,0264
	40 000	0,0339		70 000	0,0232
				400 000	0,0204
160	5 000	0,0413	2 000	25 000	0,0262
	10 000	0,0372		200 000	0,0188
	50 000	0,0327		900 000	0,0171
200	400	0,0424	3 000	33 000	0,0244
	2 000	0,0334		200 000	0,0173
	5 000	0,0312		300 000	0,0170
				1 000 000	0,0156
300	4 000	0,0415	5 000	66 000	0,0206
	10 000	0,0349		500 000	0,0150
	100 000	0,0278		2 000 000	0,0137
400	5 000	0,0392	10 000	100 000	0,0184
	10 000	0,0342		1 000 000	0,0126
	40 000	0,0280		3 000 000	0,0116
	150 000	0,0258			

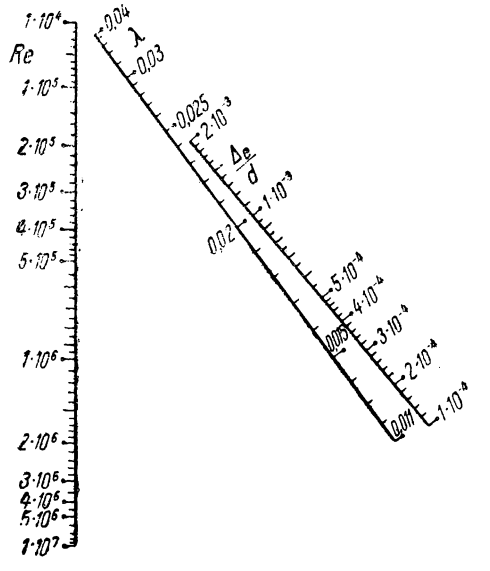


Fig. 4.2. Nomogramă pentru determinarea coeficientului de pierdere de sarcină distribuită cu formula (4.18).

Diferențele dintre formulele (4.17) și (4.18) nu depășesc în practică 2—3%. Prin respectarea condiției[1]

$$\mathrm{Re}\,\frac{k_e}{d} = \frac{vk_e}{\nu} \geqslant 500, \tag{4.19}$$

formula (4.17) se reduce la formula Prandtl-Nikuradse

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2\lg\frac{d}{k_e} + 1{,}74, \tag{4.20}$$

iar formula (4.18) la formula lui B. L. Schifrinson

$$\lambda = 0{,}11\left(\frac{k_e}{d}\right)^{0{,}25}. \tag{4.21}$$

Ultimele două formule sînt valabile pentru așa-numitele conducte perfect rugoase, în care coeficientul λ nu depinde de numărul Reynolds.

Prin respectarea condiției[2]

$$\mathrm{Re}\,\frac{k_e}{d} = \frac{vk_e}{\nu} < 10, \tag{4.22}$$

formula (4.17) se reduce la formula Prandtl-Nikuradse

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2\lg \mathrm{Re}\sqrt{\lambda} - 0{,}8, \tag{4.23}$$

iar formula (4.18) la formula lui Blasius

$$\lambda = 0{,}316/\mathrm{Re}^{0{,}25}. \tag{4.23'}$$

Ultimele două formule sînt valabile pentru așa-numitele conducte hidraulic-netede, în care coeficientul λ nu depinde de rugozitate. Limitele domeniilor de aplicare a formulelor pentru determinarea lui λ se dau în fig. 4.2, *a*.

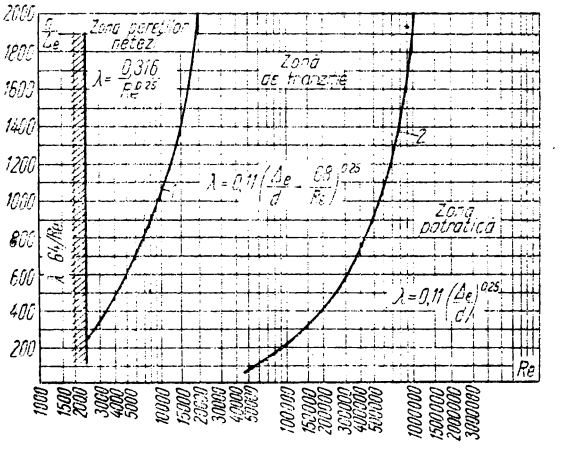


Fig. 4.2, *a*. Limitele domeniilor de aplicabilitate a formulelor pentru determinarea λ.

[1] Altschul, A. D., Ghidravliceskie soprotivleniia, M., „Nedra", 1970.

[2] Altschul, A. D., Ghidravliceskie soprotivleniia, M., „Nedra", 1970.

— Formula lui N. N. Pavlovski pentru conducte cu diametrul $d < 4$ m

$$\lambda = 8gn^2\left(\frac{4}{d}\right)^{3\sqrt{n}} \qquad (4.24)$$

şi pentru conducte cu diametrul $d > 4$ m

$$\lambda = 8gn^2\left(\frac{4}{d}\right)^{2{,}6\sqrt{n}}. \qquad (4.25)$$

Valorile coeficientului de rugozitate n se dau în tabelul 4.5, iar ale coeficientului λ după formula (4.24), se dau în tabelul 4.3.

Tabelul 4.3

Valorile coeficientului de rezistenţă hidraulică distribuită λ, pentru conductele perfect rugoase, obţinute din formula lui N. N. Pavlovski (4.24)

d, mm	Coeficientul de rugozitate, n				
	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015
200	0,021	0,026	0,033	0,039	0,050
300	0,019	0,024	0,029	0,035	0,044
400	0,017	0,022	0,026	0,033	0,039
500	0,016	0,020	0,025	0,030	0,036
600	0,016	0,019	0,024	0,028	0,034
700	0,015	0,019	0,023	0,027	0,032
800	0,015	0,018	0,022	0,026	0,031
900	0,014	0,017	0,021	0,025	0,029
1 000	0,013	0,017	0,020	0,023	0,028
1 200	0,013	0,016	0,019	0,022	0,026
1 500	0,012	0,015	0,018	0,021	0,025
2 000	0,011	0,014	0,016	0,019	0,022
2 500	0,011	0,013	0,015	0,018	0,021
3 000	0,010	0,012	0,014	0,017	0,020

Formula lui Pavlovski este aplicabilă în cazul vitezelor şi rugozităţilor mari, adică pentru aşa-numitul domeniu pătratic, în care coeficientul λ nu depinde nici de viscozitatea lichidului, nici de viteza de curgere.

— Formulele lui F. A. Şevelev[1]:

Din experienţele lui F. A. Şevelev, cînd se respectă condiţia

$$\mathrm{Re} \geqslant 920\,000\,d \qquad (4.26)$$

(d este diametrul conductei, în m), coeficientul λ poate fi determinat cu formula

$$\lambda = \frac{0{,}021}{d^{0{,}3}}. \qquad (4.27)$$

Cînd $\mathrm{Re} < 920\,000\,d$, se recomandă determinarea coeficientului λ cu formula

$$\lambda = \left(\frac{0{,}0000015 + \frac{\nu}{v}}{d}\right)^{0{,}3}, \qquad (4.28)$$

în care ν este coeficientul de viscozitate cinematică a apei, în m²/s.

Formulele (4.27) şi (4.28) se recomandă pentru conductele din fontă şi din oţel, de diametre mari ($d = 600$—$1\,200$ mm), cu considerarea creşterii rezistenţei în cursul exploatării. În tabelul 4.4 sînt date valorile λ după formula (4.27).

Tabelul 4.4

Valorile coeficientului de rezistenţă hidraulică distribuită, obţinute din formula lui F. A. Şevelev (4.27), pentru conducte de fontă şi oţel de diametru mare

d, m	λ	d, m	λ	d, m	λ
1,00	0,0210	1,75	0,0178	3,00	0,0151
1,25	0,0196	2,00	0,0171	4,00	0,0139
1,50	0,0086	2,50	0,0161	5,00	0,0116

— Pentru conducte noi din oţel, valoarea coeficientului λ se poate determina şi din nomograma alcătuită de G. A. Murin (fig. 4.3)[1].

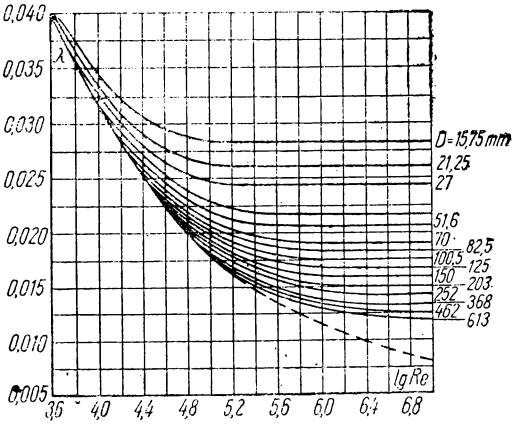


Fig. 4.3. Coeficientul λ funcţie de numărul Reynolds pentru conducte noi din oţel (graficul lui G. A. Murin). -----pentru conducte hidraulice netede.

Exemplul 1. Să se determine pierderea de sarcină liniară la mişcarea apei cu temperatura $t = 20$°C într-o conductă de oţel complet sudată, folosită, cu diametrul interior $d = 0{,}5$ m. Debitul de apă $Q = 0{,}60$ m³/s. Lungimea conductei $l = 500$ m.

[1] Şevelev, F. A., Issledovanie osnovnîh ghidravliceskih zakonomernostei turbulentnogo dveijeniia v trubah, M.-L. Gosstroizdat, 1953.

[1] Murin, G. A., Ghidravliceskoe soprotivlenie stalnîh trub, „Izvestiia VTI", nr. 10, 1948.

Rezolvare. 1. Determinăm valoarea rugozității relative a conductei. Din tabelul 4.1 aflăm valoarea rugozității echivalente a conductei

$$k_e = 0{,}15 \text{ mm, obținem}$$

$$\frac{k_e}{d} = \frac{0{,}15}{500} = 0{,}0003;$$

2. Coeficientul de viscozitate cinematică a apei pentru temperatura dată

$$\nu = 0{,}01007 \text{ cm}^2/\text{s};$$

3. Viteza medie a apei în conductă

$$v = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 0{,}60}{\pi \cdot 0{,}5^2} = 3{,}06 \text{ m/s};$$

4. Numărul Reynolds pentru curentul de apă în conductă

$$\text{Re} = \frac{vd}{\nu} = \frac{306 \cdot 50}{0{,}01007} = 1{,}53 \cdot 10^6;$$

5. Valoarea coeficientului pierderilor de sarcină distribuită cu formula (4.18) rezultă:

$$\lambda = 0{,}11\left(\frac{k_e}{d} + \frac{68}{\text{Re}}\right)^{0{,}25} = 0{,}11\left(0{,}0003 + \frac{68}{1{,}53 \cdot 10^6}\right)^{0{,}25} =$$

$$= 0{,}015;$$

6. Valoarea pierderilor liniare de sarcină cu formula (4.6) se obține

$$h_d = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} = 0{,}015 \frac{500}{0{,}5} \cdot \frac{3{,}06^2}{2 \cdot 9{,}81} =$$

$$= 7{,}15 \text{ m} \cdot \text{H}_2\text{O} \text{ (cînd } t = 20°\text{C}).$$

Exemplul 2. În două puncte ale secțiunii de curgere a conductei cu diametrul $d = 500$ mm, care transportă apa s-au măsurat vitezele: la distanța de la perete $y = 110$ mm; $u = 2{,}30$ m/s și pe axa conductei $u_{max} = 2{,}6$ m/s. Să se afle valoarea pierderilor liniare de sarcină pe 1 m de lungime a conductei.

Rezolvare. 1. Determinăm valoarea coeficientului pierderilor de sarcină distribuite cu formula (4.11)

$$\frac{u}{u_{max}} = \left(\frac{y}{r_0}\right)^{0{,}9\sqrt{\lambda}}.$$

Prin logaritmare se obține

$$\lg \frac{u}{u_{max}} = 0{,}9\sqrt{\lambda} \lg \frac{y}{r_0}$$

$$\lambda = \left(\frac{\lg \frac{u}{u_{max}}}{0{,}9 \lg \frac{y}{r_0}}\right)^2 = \left(\frac{\lg \frac{2{,}3}{2{,}6}}{0{,}9 \lg \frac{110}{250}}\right)^2 = 0{,}0286;$$

2. Calculăm valoarea vitezei medii de curgere din relația (4.12)

$$\frac{u_{max}}{v} = 1 + 1{,}35\sqrt{\lambda} = 1 + 1{,}35\sqrt{0{,}0286} = 1{,}228;$$

$$v = \frac{2{,}60}{1{,}228} = 2{,}11 \text{ m/s};$$

3. Determinăm valoarea pierderii liniare de sarcină cu formula (4.6)

$$\frac{h_d}{l} = \frac{\lambda v^2}{d2g} = \frac{0{,}0286 \cdot 2{,}11^2}{0{,}5 \cdot 19{,}6} =$$

$$= 0{,}0130 \text{ m } \text{H}_2\text{O} \text{ pe 1 m din lungimea conductei.}$$

b) Formule de determinare a coeficientului Chézy C pentru albii deschise

Viteza medie în cazul mișcării uniforme a apei în albii deschise se determină cu formula Chézy

$$v = C\sqrt{RJ}, \qquad (4.29)$$

în care: v este viteza medie, în m/s; R — raza hidraulică, în m; J — panta hidraulică; C — coeficientul Chézy, în $\text{m}^{0{,}5}/\text{s}$.

Majoritatea formulelor propuse pentru calculul coeficientului Chézy se referă la domeniul pătratic al rezistenței. Dintre ele fac parte:

— Formula lui N. N. Pavlovski

$$C = \frac{1}{n} R^y, \qquad (4.30)$$

în care: R este raza hidraulică, în m; n — coeficientul de rugozitate;

$$y = 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}13 - 0{,}75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0{,}10), \qquad (4.31)$$

adică exponentul y este funcție de coeficientul de rugozitate și de raza hidraulică

$$y = f(R;\ n).$$

Conform indicațiilor lui N. N. Pavlovski, se poate considera cu aproximație:

— pentru $R < 1{,}00$ m $\quad y = 1{,}5\sqrt{n}$;

— pentru $R > 1{,}00$ m $\quad y = 1{,}3\sqrt{n}$.

În practică este uneori comod să se efectueze calculul cu o valoare constantă pentru y. Adesea se adoptă $y = 1/6$ și ca rezultat se obține formula lui Manning

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}. \qquad (4.32)$$

Valorile numerice ale coeficientului de rugozitate n sînt date în tabelele 4.5 și 4.6, iar valorile coeficientului C în tabelul 4.7, precum și grafic (fig. 4.4).

— Formula lui I. I. Agroskin[1]

$$C = 17{,}72\,(K + \lg R), \qquad (4.33)$$

în care: R este raza hidraulică, în m; K — un coeficient care depinde de rugozitatea pereților canalului.

[1] Agroskin, I. I. ș.a., Ghidravlika, M., „Energhiia" 1964.

Tabelul 4.5

Valorile coeficientului de rugozitate după N. N. Pavlovski

Caracterizarea suprafeței	n	$\frac{1}{n}$
1	2	3
Suprafețe acoperite cu email sau smalț		
Scînduri foarte bine date la rindea, bine ajustate	0,009	111,1
Scînduri date la rindea. Mortar din ciment curat	0,010	100,0
Mortar cu ciment (1:3 nisip). Conducte curate (noi) din ceramică, fontă și metalice, bine așezate și îmbinate	0,011	90,9
Scînduri nedate la rindea, bine ajustate		
Conducte de apă în condiții normale, fără depuneri vizibile. Tuburi de canalizare foarte curate		
Beton foarte bun	0,012	83,3
Zidărie de piatră cioplită		
Zidărie de cărămidă foarte bună. Tuburi de canalizare în condiții normale. Conducte de apă cu depuneri ușoare. Scînduri nedate la rindea, însă foarte minuțios ajustate	0,013	76,9
Conducte cu depuneri (de apă și de canal)		
Zidărie de cărămidă. Canale betonate în condiții medii	0,014	71,4
Zidărie brută de cărămidă. Zidărie de piatră (necioplită) cu finisarea bună a suprafețelor din piatră plată uniformă. Tuburi de canalizare cu foarte multă depunere. Pînză de cort pe șipci de lemn	0,015	66,7
Zidărie de piatră obișnuită în stare satisfăcătoare. Zidăria de cărămidă veche. Betonare relativ brută. Rocă netedă destul de bine prelucrată	0,017	58,8
Canale acoperite cu un strat gros și stabil de mîl. Canale în loess dens și în pietriș mărunt compact, acoperite cu o peliculă continuă de mîl	0,018	55,6
Zidărie neîngrijită de piatră brută. Zidărie uscată din pietre mari. Pavaj de piatră brută. Canale tăiate curat în stîncă. Canale în loess, pietriș compact, pămînt compact, acoperite cu o peliculă de mîl (în stare normală)	0,020	50,0
Pavaj din piatră brută mare cu muchii proeminente. Canale în stîncă cu prelucrarea mediocră a suprafeței. Canale în argilă compactă. Canale în loess, pietriș, pămînt, acoperite cu o peliculă discontinuă de mîl (lipsește pe alocuri). Canale mari în pămînt, aflate în condiții de întreținere superioare celor medii	0,0225	44,4
Canale mari în pămînt în condiții medii de întreținere și reparație și cele mici în condiții bune. Rîurile și pîrîurile în condiții favorabile (cu cursul liber, neîmpotmolite și fără vegetație)	0,025	40,0

Tabelul 4.5 (continuare)

1	2	3
Canale în pămînt, cele mari în condiții submediocre, cele mici în condiții mijlocii	0,0275	36,4
Canale și rîuri în condiții relativ proaste (de exemplu, pe alocuri cu vegetație intensă și bolovani sau înierbate considerabil, cu prăbușiri locale de taluzuri etc.)	0,030	33,3
Canale și rîuri aflate în condiții foarte proaste, cu profil neregulat, înfundate considerabil cu pietre și vegetație etc.	0,035	28,6
Idem, în condițiile excepțional de proaste (bucăți de stîncă și bolovani mari în albie, rădăcini dese, gropi și prăbușiri considerabile, desișuri de papură)	0,040	25,0

Tabelul 4.6

Valoarea medie a coeficientului de rugozitate n pentru albii naturale

Caracterizarea albiei	Valoarea n
1	2
Albiile naturale în condiții foarte favorabile de curgere (curate, cu traseu rectiliniu, din pămînt, cu curgere liberă, fără obstruări)	0,025
Albiile cursurilor de apă permanente, tip de cîmpie, mai ales la rîurile mari și medii în condiții favorabile de stare a patului de curgere a apei	0,033
Albiile relativ curate ale cursurilor de apă permanente, de cîmpie, în condiții obișnuite, sinuoase, cu unele neregularități în direcția curentului, sau drepte, însă cu neregularități ale reliefului fundului (bancuri, gropi, pe alocuri bolovani). Albiile regulate bine spălate, formate în pietriș de rîu pe cursul inferior. Albiile în pămînt ale cursurilor periodice (rîpe uscate) în condiții favorabile de curgere	0,040
Albiile (rîurilor mari și mijlocii), considerabil obturate, sinuoase și parțial acoperite cu vegetație, bolovănoase și cu curgere neuniformă. Cursurile de apă nepermanente care poartă în timpul viiturii o cantitate considerabilă de aluviuni, cu patul din pietriș mare sau acoperit cu vegetație, iarbă etc. Albiile majore ale rîurilor mari și mijlocii, relativ erodate, acoperite cu vegetație (iarbă, tufișuri)	0,050
Albiile cursurilor de apă nepermanente puternic obstruate și sinuoase. Albii majore acoperite considerabil cu vegetație, neuniforme, erodate (cu gropi, tufișuri, copaci și bălți). Sectoare cu praguri ale rîurilor de cîmpie. Albiile din pietriș și bolovăniș, tip de munte cu suprafața liberă a apei ondulate. Rîuri și albii majore cu vegetație intensă (lăstărișuri,	

Tabelul 4.6 (continuare)

1	2
tufişuri), cu gropi adînci şi mari. Albii de rîuri de munte, de tip torenţial, cu scurgere spumoasă, avînd suprafaţa liberă a apei neregulată (cu stropi de apă aruncaţi în atmosferă)	0,080
Albiile majore ca la categoria precedentă, dar cu o curgere puternic neuniformă, cu curenţi transversali. Albiile de tipul căderilor de apă montane cu structura sinuoasă a patului, cu bolovani mari, cu căderi în trepte, înspumarea fiind aşa puternică încît apa, pierzîndu-şi transparenţa, are o culoare lăptoasă, zgomotul apei predomină făcînd dificilă conversaţia	0,100
Rîurile mlăştinoase (cu vegetaţie şi bălţi, în multe locuri apa aproape stagnează etc.). Albiile majore împădurite cu spaţii moarte foarte mari, cu adînciturі locale, lacuri etc.	0,133
Cursurile de tipul torenţilor alcătuiţi din noroi, pietre etc. Albiile majore continue, împădurite, tip taiga. Versanţii lacurilor de acumulare în stare naturală	0,200

Observaţie. Datorită varietăţii extrem de mari a albiilor naturale, coeficienţii de rugozitate variază pe acelaşi sector funcţie de gradul de umplere a albiilor şi de ceilalţi factori; din acest motiv, pentru determinarea pierderilor de sarcină de-a lungul cursului de apă natural este indicat să se folosească valori ale coeficienţilor de rugozitate, obţinute ca rezultat al studiilor hidrologice de teren pe sectorul dat al rîului la un grad de umplere a albiei cît mai apropiat de cel de calcul. În lipsa unor asemenea cercetări pentru sectorul dat, este posibilă utilizarea unor date similare, preluate pe alte sectoare ale rîului dat sau pe alte rîuri, aflate în condiţii analoage cu sectorul examinat.

Tabelul 4.7

Valorile coeficientului Chézy C din formula lui N. N. Pavlovski

Raza hidraulică, R, m	Coeficientul de rugozitate, n							
	0,011	0,013	0,017	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,05	61,3	48,7	33,2	26,1	18,6	13,9	10,9	8,7
0,06	62,8	50,1	34,4	27,2	19,5	14,7	11,5	9,3
0,07	64,1	51,3	35,5	28,2	20,4	15,5	12,2	9,9
0,08	65,2	52,4	36,4	29,0	21,1	16,1	12,8	10,3
0,10	67,2	54,3	38,1	30,6	22,4	17,3	13,8	11,2
0,12	68,8	55,8	39,5	32,6	23,5	18,3	14,7	12,1
0,14	70,3	57,2	40,7	33,0	24,5	19,1	15,4	12,8
0,16	71,5	58,4	41,8	34,0	25,4	19,9	16,1	13,4
0,18	72,6	59,5	42,7	34,8	26,2	20,6	16,8	14,0
0,20	73,7	60,4	43,6	35,7	26,9	21,3	17,4	14,5
0,22	74,6	61,3	44,4	36,4	27,6	21,9	17,9	15,0
0,24	75,5	61,1	45,2	37,1	28,3	22,5	18,5	15,5
0,26	76,3	62,9	45,9	37,8	28,8	23,0	18,9	16,0
0,28	77,0	63,6	46,5	38,4	29,4	23,5	19,4	16,4
0,30	77,7	64,3	47,2	39,0	29,9	24,0	19,9	16,8
0,35	79,3	65,8	48,6	40,3	31,1	25,1	20,9	17,8
0,40	80,8	67,1	49,8	41,5	32,2	26,0	21,8	18,6
0,45	82,0	68,4	50,9	42,5	33,1	26,9	22,6	19,4
0,50	83,1	69,5	51,9	43,5	34,0	27,8	23,4	20,1
0,55	84,1	70,4	52,8	44,4	34,8	28,5	24,0	20,7
0,60	85,3	71,4	53,7	45,2	35,5	29,2	24,7	21,3
0,65	86,0	72,2	54,5	45,9	36,2	29,8	25,3	21,9
0,70	86,8	73,0	55,2	46,6	36,9	30,4	25,8	22,4
0,80	88,3	74,5	56,5	47,9	38,0	31,5	26,8	23,4
0,90	89,4	75,5	57,5	48,8	38,9	32,3	27,6	24,1
1,00	90,9	76,9	58,8	50,0	40,0	33,4	28,6	25,0
1,10	92,0	78,0	59,8	50,9	40,9	34,1	29,3	25,7
1,20	93,1	79,0	60,7	51,8	41,6	34,8	30,0	26,3
1,30	94,0	79,9	61,5	52,5	42,3	35,5	30,6	26,9
1,50	95,7	81,5	62,9	53,9	43,6	36,7	31,7	28,0
1,70	97,3	82,9	64,3	55,1	44,7	37,7	32,7	28,9
2,00	99,3	84,8	65,9	56,6	46,0	38,9	33,8	30,0
2,50	101,1	87,3	68,1	58,7	47,9	40,6	35,4	31,5
3,00	164,4	89,4	69,8	60,3	49,3	41,9	36,6	32,5
3,50	106,4	91,1	71,3	61,5	50,3	42,8	37,4	33,3
4,00	108,1	92,6	72,5	62,5	51,2	43,6	38,1	33,9
5,00	111,0	95,1	74,2	64,1	52,4	44,6	39,9	34,6

Coeficientul K este legat de coeficientul de rugozitate n prin relaţia

$$K = \frac{0{,}056}{n}. \tag{4.34}$$

Întrucît formulele lui Pavlovski, Manning şi Agroskin se referă la mişcarea apei numai în domeniul rezistenţei pătratice, în ultimii ani au fost propuse şi aşa-numitele formule generalizate pentru calculul coeficientului Chézy, valabile pentru lichidele newtoniene omogene în tot domeniul mişcării turbulente (inclusiv în domeniul rezistenţei pătratice). Dintre acestea fac parte:

— Formula lui A. D. Altschul

$$C = 20 \lg \frac{R}{\varepsilon + \frac{0{,}385\nu}{\sqrt{gRJ}}}, \tag{4.35}$$

în care: ε este rugozitatea liniară redusă; ν — coeficientul de viscozitate cinematică a lichidului; g — acceleraţia gravitaţiei.

Pentru apa rece ($\nu = 0{,}01$ cm^2/s), formula (4.35) capătă forma următoare

$$C = 20 \lg \frac{R}{\varepsilon + \frac{0{,}004}{\sqrt{RJ}}}. \tag{4.36}$$

În ultima formulă, R şi ε sînt în mm, C în m$^{0.5}$/s.

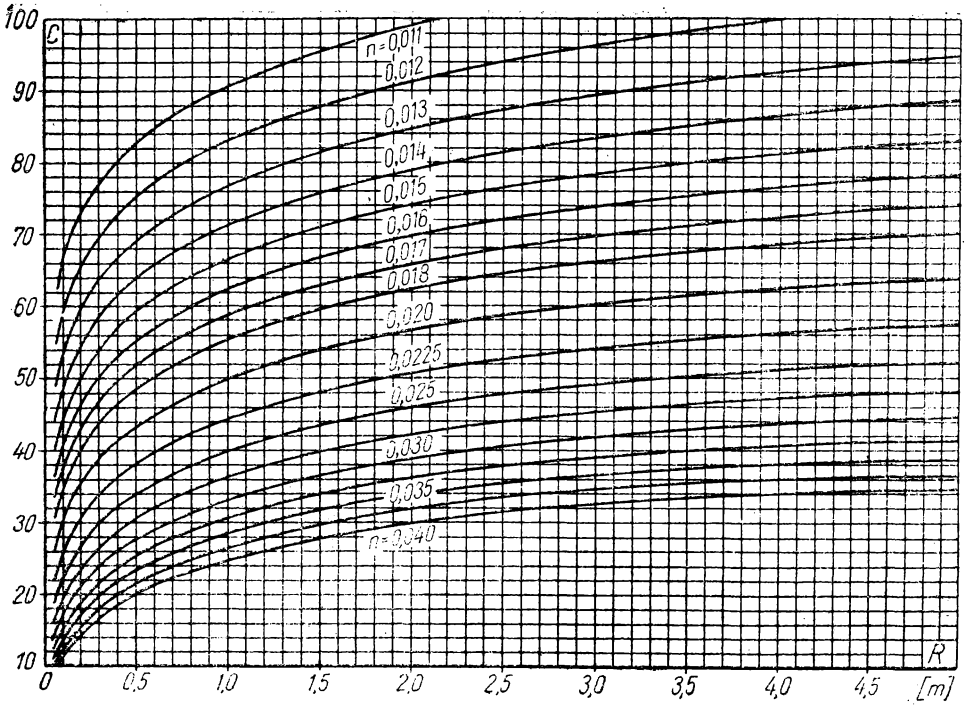


Fig. 4.4. Graficul pentru determinarea coeficientului Chézy cu formula lui N.N. Pavlovski.

Valorile rugozității liniare reduse ε sînt date în tabelele 4.8 și 4.8, *a*, valorile *C* din formula (4.36) în tabelul 4,8, *b* (pentru modele și albii de rugozitate mică).

Tabelul 4.8

Valorile rugozității liniare reduse ε din formula (4.36)

Caracterizarea suprafeței	ε, mm
Suprafețe excepțional de netede (emailate, smălțuite etc.)	0(0–0,1)
Mortar de ciment, curat	0,040(0,02–0,06)
Jgheaburi metalice cu suprafața interioară netedă	0,10(0,02–1,00)
Jgheaburi din lemn:	
din scînduri date la rindea	0,30(0,03–1,50)
din scînduri nedate la rindea	0,50(0,08–2,00)
Beton	0,30(0,08–1,25)
Zidărie de cărămidă	0,50(0,08–1,25)
Piatră cioplită	0,50(0,12–1,25)
Suprafețe de pămînt	5(1–50)
Zidărie de piatră brută	10(0,5–20)
Pavaj de piatră brută	20(15–30)
Canale tăiate în stîncă	30(3–80)

Observații. Sînt date valorile cele mai probabile ale lui ε pentru condițiile medii; în paranteze sînt indicate limitele posibile ale variației lui ε.

Tabelul 4.8, a

Valorile rugozității liniare reduse din formula (4.36) pentru modelele de laborator[1]

Caracterizarea suprafeței	ε, mm
Suprafețe excepțional de netede (emailate, smălțuite etc.); pereți netezi acoperiți cu lac	0–0,010
Suprafețe din dale executate cu cofraje de placaj uleiate, din ciment portland și nisip în proporție de 1 : 3	0,006–0,013
Suprafețe din blocuri executate din beton sclivisit	0,015–0,030
Mortar din ciment curat; plastilină	0,020–0,030
Pereți netezi acoperiți cu lac pe care în stare proaspătă este presărat nisip cu diametrul particulelor de 0,7 mm, după care sînt acoperite din nou cu lac	0,060–0,120
Pereți netezi acoperiți cu vopsea de ulei și presărați în stare proaspătă cu nisip cu granulația de 0,7 mm	0,16 –0,30
Pereți netezi acoperiți cu vopsea de ulei și presărați în stare proaspătă cu nisip cu diametrul particulelor de 2 mm	0,40 –0,70

[1] Kaliţun, V. I., Palgunov, P. P., Dvijenie odnorodnîh i neodnorodnîh jidkostei, „Sbornik trudov MISI im. Kuibîşeva", 1968, seria II, nr. 55.

Tabelul 4.8, b

Valorile coeficientului Chézy, obținute din formula (4.36)

Valoarea ε, mm	Raza hidraulică, R, mm	Panta 0,000025	0,000050	0,0001	0,0002	0,0004	0,001	0,01
0,00	50	53,0	56,0	59,0	62,0	65,0	69,0	79,0
	100	62,0	65,0	68,0	71,0	74,0	78,0	88,0
	200	71,0	74,0	77,0	88,0	83,0	87,0	97,0
	300	76,2	79,3	82,0	85,2	88,0	92,1	102,2
	500	83,0	86,0	89,0	92,0	95,1	99,0	109,0
	1 000	92,0	98,6	98,0	101,0	104,0	108,0	118,0
	2 000	101,0	104,0	107,0	110,0	113,0	117,0	127,0
	3 000	106,3	109,0	112,0	115,3	118,2	122,0	132,6
	5 000	113,0	116,0	118,8	122,0	125,0	129,0	138,4
0,04	50	50,3	52,4	54,2	56,0	57,2	58,7	60,8
	100	58,5	60,3	62,0	63,4	64,4	65,5	67,1
	200	66,3	68,0	69,4	70,5	71,4	72,2	73,4
	300	70,8	72,3	73,6	74,6	75,2	76,0	77,0
	500	76,4	77,7	78,8	79,6	80,2	80,9	81,5
	1 000	83,4	84,6	85,6	86,1	85,6	87,2	87,7
	2 000	90,9	91,8	92,1	92,6	93,0	93,4	93,8
	3 000	94,9	95,6	96,0	96,5	96,8	97,0	97,4
0,10	50	47,4	48,9	50,1	51,0	51,8	52,6	53,5
	100	55,0	56,1	57,1	57,8	58,4	59,0	59,6
	200	60,2	63,0	63,8	64,5	64,8	65,4	65,8
	300	66,3	67,0	67,8	68,2	68,5	69,0	69,4
	500	71,3	72,0	72,6	73,0	73,2	73,4	73,8
	1 000	78,0	78,6	79,0	79,2	79,4	79,6	79,8
0,30	50	41,6	42,4	42,9	43,4	43,6	43,9	44,2
	100	48,4	49,0	49,4	49,6	50,0	50,1	50,4
	200	55,0	55,4	55,7	56,0	56,1	56,2	56,4
	300	58,8	59,1	59,2	59,6	59,6	59,8	60,0
	500	63,4	63,8	63,8	64,1	64,2	64,2	64,3
	1 000	69,9	70,0	70,3	70,3	70,3	70,3	70,4

Prin respectarea condiției

$$\varepsilon = \sqrt{RJ} \geqslant 0{,}04,$$

în locul formulei (4.36) se poate folosi o relație mai simplă

$$C = 20 \lg \frac{R}{\varepsilon} \qquad (4.37)$$

adevărată pentru albiile complet rugoase.

Prin respectarea condiției

$$\varepsilon\sqrt{RJ} \leqslant 0{,}0005,$$

în locul formulei (4.36) se poate folosi, de asemenea, o relație mai simplă

$$C = 20 \lg R\sqrt{RJ} + 48 \qquad (4.38)$$

adevărată pentru albiile hidraulic netede.

Pentru calculele aproximative, formula (4.36) se poate prezenta sub forma

$$C = 25\left[\frac{R}{(80n)^6 + \dfrac{0{,}025}{\sqrt{RJ}}}\right]^{1/6} = 0{,}25\left[\frac{R}{k_e + \dfrac{0{,}025}{\sqrt{RJ}}}\right]^{1/6}, \qquad (4.39)$$

în care: R este în mm, C — în $m^{0,5}/s$; k_e — în mm.

Dacă rîul își formează albia într-un pat de nisip-pietriș, atunci pentru o stare stabilizată a albiei are loc relația aproximativă[1]

$$C = 20 \lg \frac{2}{100J}. \qquad (4.40)$$

4.4. REZISTENȚE HIDRAULICE LOCALE

a) Rezistențe locale în conducte sub presiune[2]

Rezistențele locale sînt create de părțile reprofilate, armături și alt echipament al rețelelor de conducte; ele modifică local valoarea sau direcția vitezei de mișcare a lichidului, ceea ce conduce la apariția pierderilor de sarcină suplimentare.

Pierderile de sarcină locale h_l se determină cu formula lui Weissbach

$$h_l = \zeta_l \frac{v^2}{2g}, \qquad (4.41)$$

în care: v este viteza medie în secțiunea situată în aval de rezistența dată (în secțiunea *2—2*, fig. 4.5); ζ_l — coeficientul de rezistență locală.

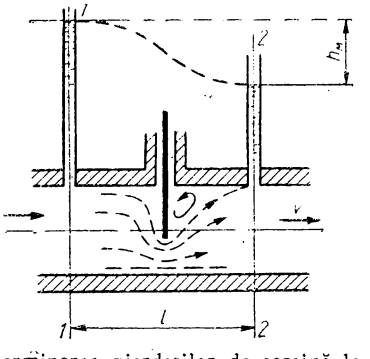


Fig. 4.5. Determinarea pierderilor de sarcină la rezistențele locale.

[1] Altschul, A. D., O formule koeffițienta Chèzy dlia rek, „Ghidrotehniceskoe stroitelstvo", nr. 7, 1961.

[2] Date mai amănunțite asupra rezistențelor locale în conducte sub presiune, vezi: Idelcik, I. E., Spravocinik po hidravliceskim soprotivleniam, M. L. Gosenergoizdat, 1961. (În l. română, I. E. Idelcik. Îndrumător pentru calculul rezistențelor hidraulice. Editura Tehnică, București, 1935.)

Observație. Cazurile în care în formula 4.41 v reprezintă viteza medie în amonte de rezistență sînt considerate excepționale și vor fi subliniate de fiecare dată.

Valoarea coeficienților de pierdere de sarcină locală depinde de geometria rezistenței locale și de numărul Reynolds al curentului. Influența numărului Reynolds la mișcarea apei și a altor lichide puțin vîscoase se manifestă doar în unele cazuri, care se caracterizează prin variația treptată a valorii sau direcției vitezei (de exemplu, cot rotunjit, intrare lină) sau prin dimensiunile mici ale secțiunii de curgere în zona rezistenței. În continuare se dau valorile coeficientului ζ_l pentru cele mai importante cazuri de rezistență locală întîlnite în practica inginerului hidrotehnician.

Lărgire bruscă de secțiune în conductă sub presiune (fig. 4.6)

Pierderile de sarcină la lărgirea bruscă a secțiunii de curgere într-o conductă sub presiune se determină cu formula lui Borda

$$h_l = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} = \zeta_l \frac{v_2^2}{2g}, \qquad (4.42)$$

în care

$$\zeta_l = \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} - 1\right)^2. \qquad (4.43)$$

Valorile coeficientului ζ_l definit cu formula (4.43) sînt date în tabelul (4.9).

Tabelul 4.9

Valorile coeficientului ζ_l la lărgirea bruscă de secțiune a conductei

ω_2/ω_1	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
ζ_l	81	64	49	36	25	16	9	4	1	0

Îngustare bruscă de secțiune în conductă sub presiune (fig. 4.7)

Coeficientul de rezistență locală la îngustarea bruscă a unei conducte se determină cu formula

$$\zeta_l = \left(\frac{1}{\varepsilon} - 1\right)^2, \qquad (4.44)$$

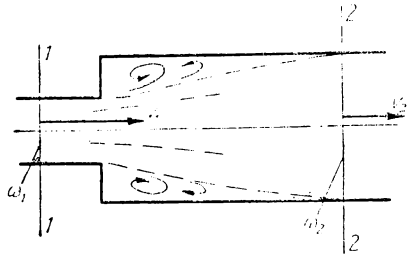


Fig. 4.6. Lărgirea bruscă a conductei.

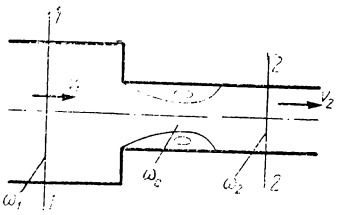


Fig. 4.7. Îngustarea bruscă a conductei.

în care ε este coeficientul de contracție a curentului și reprezintă raportul dintre aria secțiunii curentului contractat ω_c și aria secțiunii conductei înguste ω_2

$$\varepsilon = \frac{\omega_c}{\omega_2}. \qquad (4.45)$$

Valoarea coeficientului de contracție ε depinde de gradul de îngustare a curentului (raportul dintre ariile secțiunilor celor două conducte, îngustă și largă)

$$n = \frac{\omega_2}{\omega_1} \qquad (4.46)$$

și se poate calcula cu formula teoretică a lui N. E. Jukovski

$$\varepsilon = \frac{\pi}{\pi + 2\dfrac{2\theta}{\operatorname{tg} 2\theta}}, \qquad (4.47)$$

în care θ se determină din ecuația

$$\operatorname{tg}\theta\left(1 + \frac{2}{\pi}\frac{2\theta}{\operatorname{tg} 2\theta}\right) = n$$

sau cu formula aproximativă a lui A. D. Altschul

$$\varepsilon = 0{,}57 + \frac{0{,}043}{1{,}1 - n}. \qquad (4.47,\ a)$$

Valorile ε calculate cu formula (4.47) sînt date în tabelul 4.10, iar valorile ζ_l sînt date în tabelul 4.11.

Tabelul 4.10

Valorile coeficientului de contracție a curenților, ε, din formula (4.47)

ε	0,611	0,612	0,616	0,622	0,633	0,644	0,662	0,687	0,722	0,781	1,00
n	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0

Tabelul 4.11

Valorile coeficientului ζ_l din formula (4.44) la îngustarea bruscă de secțiune a conductei

ζ_l	0,41	0,40	0,38	0,36	0,34	0,30	0,27	0,20	0,16	0,10	0
$n = \omega_2/\omega_1$	0,0	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,9	1,0

Pentru determinarea coeficientului ζ_l se poate folosi, de asemenea, formula lui I. E. Idelcik[1]

$$\zeta_l = 0{,}5(1 - n). \qquad (4.48)$$

Observație. Valorile coeficienților de rezistență locală la lărgirea bruscă și îngustarea bruscă a secțiunii conductei sub presiune sînt valabile doar în domeniul pătratic al pierderilor de sarcină. Influența viscozității asupra valorii coeficientului de rezistență locală se prezintă la punctul 12.

Lărgirea continuă de secțiune în conducta sub presiune (difuzor) (fig. 4.8)

Coeficientul de rezistență locală pentru conducte divergente (difuzoare) depinde de unghiul de conicitate și de raportul diametrelor intrare-

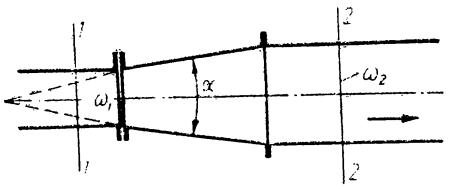


Fig. 4.8. Lărgirea treptată a conductei.

ieșire. Pentru difuzoare scurte, coeficientul de rezistență locală, raportat la secțiunea de ieșire, se poate determina cu formula[2]

$$\zeta_l = k_l \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} - 1\right)^2, \qquad (4.49)$$

în care k_l este coeficientul de atenuare la lărgirea continuă, ale cărui valori, în funcție de unghiul de conicitate α se dau în tabelul 4.12.

Tabelul 4.12

Valorile medii ale coeficientului de antenuare k_l pentru difuzoare

α, grade	8	10	12	15	20	25
k_l	0,14	0,16	0,22	0,30	0,42	0,62

Pentru difuzoare lungi, la care trebuie să se ia în considerare și pierderile de sarcină distribuite, coeficientul de rezistență se poate determina cu formula lui P. G. Kiselev

$$\zeta_l = k_l \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} - 1\right)^2 + \frac{\lambda_m}{8 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} \left(\frac{\omega_2^2}{\omega_1^2} - 1\right), \qquad (4.50)$$

în care $\lambda_m = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{2}$ (λ_1 și λ_2 sînt coeficienții de pierdere de sarcină distribuită pentru conducta îngustă și, respectiv, largă).

Îngustarea continuă de secțiune în conducte sub presiune (fig. 4.9)

Coeficientul de rezistență locală pentru conducte convergente (confuzoare) depinde, de asemenea, de unghiul de conicitate și de raportul diametrelor intrare-ieșire. Pentru confuzoare scurte se poate calcula cu formula[3]

$$\zeta_i = k_i \left(\frac{1}{\varepsilon} - 1\right)^2, \qquad (4.51)$$

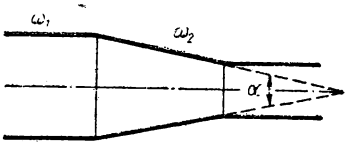


Fig. 4.9. Îngustarea treptată a conductei.

în care ε se determină cu formulele (4.47)—(4.47, a), iar k_i este coeficientul de atenuare la îngustare continuă ale cărui valori, în funcție de unghiul de conicitate α, se dau în tabelul 4.13. Pentru confuzoare lungi trebuie să se ia în considerare și pierderile de sarcină distribuite

$$\zeta_i = k_i \left(\frac{1}{\varepsilon} - 1\right)^2 + \frac{\lambda_m}{8 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} \left(1 - \frac{\omega_2^2}{\omega_1^2}\right). \qquad (4.52)$$

Tabelul 4.13

Valorile medii ale coeficientului k_i pentru confuzor (A. D. Altschul și V. I. Kalițun)

α, grade	10	20	40	60	80	100	140
k_i	0,40	0,25	0,20	0,20	0,30	0,40	0,60

Intrare în conductă din rezervor

Intrare conform figurii 4.10. În cazul muchiilor ascuțite $\zeta_l = 0{,}50$ (fig. 4.10, *a*), în cazul muchiilor rotunjite (fig. 4.10, *b*) și a intrării line $\zeta_l = 0{,}20$, în cazul intrării foarte line $\zeta_l = 0{,}05$—$0{,}06$.

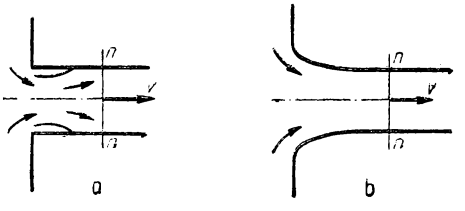


Fig. 4.10. Intrare în conductă.

[1] Idelcik, I. E., Ghidravliceskie soprotivleniia, M. L., Gosenergoizdat, 1954.

[2] Idelcik, I. E., Ghidravliceskie soprotivleniia, M. L. Gosenergoizdat, 1954.

[3] Altschul, A. D., Kaliţun, V. I., Ghidravliceskie soprotivleniia truboprovodov, M., Stroiizdat, 1964.

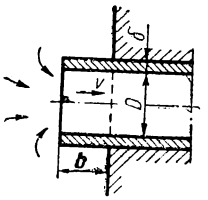


Fig. 4.11. Intrare în conductă.

Intrare conform figurii 4.11. Coeficientul ζ_l depinde de raporturile δ/D și b/D; valorile lui numerice sînt date în tabelul 4.14.

Tabelul 4.14

Valorile coeficientului ζ_l la intrarea directă conform fig. 4.11[1]

$\frac{\delta}{D}$	b/D				
	0	0,002	0,010	0,05	0,5
0	0,5	0,57	0,63	0,80	1,00
0,008	0,5	0,53	0,58	0,74	0,88
0,016	0,5	0,51	0,53	0,58	0,77
0,024	0,5	0,50	0,51	0,53	0,68
0,030	0,5	0,50	0,51	0,52	0,61
0,050	0,5	0,50	0,50	0,50	0,53

[1] Idelcik, I. E., Spravocinik po ghidravliceskim soprotivleniiam M., L., Gosenergoizdat, 1961.

Intrare conform figurii 4.12. $\zeta_l = 0{,}15$.

Ieșire din conductă în rezervor de dimensiuni mari, în rîu etc. (fig. 4.13)

Valoarea ζ_l este raportată la secțiunea conductei.

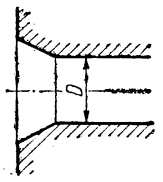


Fig. 4.12. Intrare în conductă.

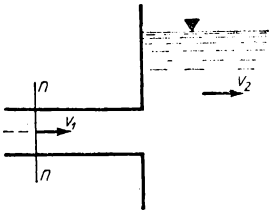


Fig. 4.13. Ieșirea din conductă în rezervor.

Adoptînd $v_2 = 0$, cu formula lui Borda (4.42) obținem

$$h_l = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} = \frac{v_1^2}{2g}, \qquad (4.53)$$

adică $\zeta_l = 1$.

Ieșirea din conductă printr-o diafragmă la capătul conductei (fig. 4.14). Valoarea coeficientului de rezistență depinde de raportul dintre aria orificiului ω_2 și aria conductei ω_1 (tabel 4.15).

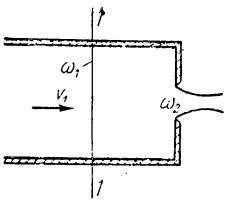


Fig. 4.14. Ieșirea din conductă prin diafragmă.

Tabelul 4.15

Valorile coeficientului ζ_l la ieșirea din conductă prin diafragmă

$\frac{\omega_2}{\omega_1}$	0,11	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
ζ_l	268	66,5	28,9	15,5	9,81	5,80	3,70	2,38	1,56

Coturi

Cot brusc la un unghi α *al unei conducte de secțiune circulară* (fig. 4.15). Coeficientul de rezistență locală se determină după recomandarea lui A. D. Altschul cu relația

$$\zeta_\alpha = \zeta_{90^\circ}(1 - \cos\alpha), \qquad (4.54)$$

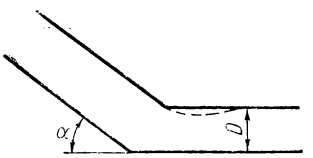


Fig. 4.15. Cot brusc al conductei.

în care: ζ_{90° este coeficientul de rezistență locală al cotului brusc la un unghi de 90°, tabelul 4.16.

Tabelul 4.16

Valorile coeficientului ζ_{90° la coturile de 90° ale conductei circulare

D, mm	20	25	34	39	49
ζ_{90°	1,7	1,3	1,1	1,0	0,83

Cot brusc la un unghi de 90°, însă cu palete directoare conform schemei din fig. 4.16, $\zeta_l = 0{,}25$—$0{,}40$ în funcție de profilul paletelor și de distanța dintre ele.

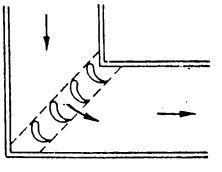


Fig. 4.16. Cot brusc la 90° în prezența paletelor.

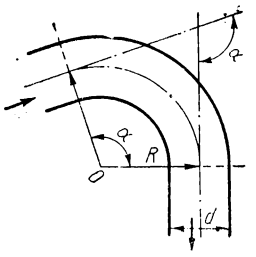


Fig. 4.17. Cot lin la conducta cu secțiune circulară.

Cot rotunjit al unei conducte de secțiune circulară (curbă, derivație) (fig. 4.17). Coeficientul de rezistență locală ζ_α se recomandă să se determine cu relația

$$\zeta_\alpha = \zeta_{90°}\, a, \qquad (4.55)$$

în care: $\zeta_{90°}$ este coeficientul de rezistență locală la coturi rotunjite la 90°; a — coeficient care depinde de unghiul α.

Coeficientul $\zeta_{90°}$ depinde de R/d (raportul dintre raza de curbură și diametrul conductei) și de coeficientul de pierdere de sarcină distribuită λ și poate fi determinat cu formula lui A. D. Altschul

$$\zeta_{90°} = [0{,}20 + 0{,}001(100\,\lambda)^8]\sqrt{\frac{d}{R}} \qquad (4.56)$$

sau din tabelul 4.17.

Tabelul 4.17

Valorile coeficientului $\zeta_{90°}$ la coturile line de 90° (conform datelor experimentale)

Felul conductelor	R/d				
	1	2	4	6	10
Netede	0,22	0,14	0,11	0,08	0,11
Rugoase	0,52	0,28	0,23	0,18	0,20
După datele lui Creager	0,80	0,48	0,30	0,32	0,42

Valoarea coeficientului a poate fi determinată pentru $\alpha < 90°$ cu formula lui A. Ia. Milovici

$$a = \sin\alpha \qquad (4.57)$$

iar pentru $\alpha > 90°$, cu formula lui B. B. Nekrasov[1]

$$a = 0{,}7 + 0{,}35\frac{\alpha}{90°}. \qquad (4.58)$$

Valorile coeficientului a, conform datelor experimentale ale lui Creager, sînt date în tabelul 4.18 în funcție de unghiul α.

Tabelul 4.18

Valorile a, funcție de unghiul la centrul de rotire a conductei α

α, grade	20	30	40	50	60	70	80	90	100	120	140	160	180
a	0,40	0,55	0,65	0,75	0,83	0,88	0,95	1,0	1,05	1,13	1,20	1,27	1,33

În formulele de mai sus, cu excepția formulei (4.56), se ia în considerare numai influența schimbării direcției curentului în cot. Pierderile de sarcină distribuite în lungul cotului trebuie determinate separat, după aceleași formule ca și pentru conductele rectilinii, introducînd în calcul lungimea măsurată pe axul cotului.

Cot rotunjit al unei conducte de secțiune dreptunghiulară (fig. 4.18). Pentru determinarea coeficientului ζ_α se poate folosi formula (4.55), în care:

$$\zeta_{90°} = 0{,}124 + 3{,}1\left(\frac{b}{2R}\right)^{3.5}. \qquad (4.59)$$

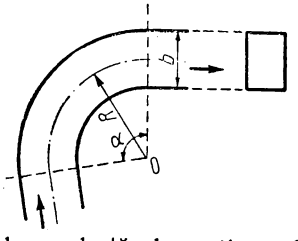


Fig. 4.18. Cot de conductă de secțiune dreptunghiulară.

Valorile $\zeta_{90°}$ conform acestei formule sînt indicate în tabelul 4.19.

Tabelul 4.19

Valorile coeficientului $\zeta_{90°}$ din forumla (4.59)

$\frac{b}{2R}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
ζ	0,12	0,14	0,18	0,50	0,40	0,64	1,02	1,55	2,27	3,23

Diafragmă în conductă cilindrică

În cazul diafragmei la intrarea în conductă de alt diametru decît al celei din amonte (fig. 4.19)

$$\zeta_l = \left(\frac{1}{n\varepsilon} - \frac{1}{m}\right)^2, \qquad (4.60)$$

[1] Nekrasov, B. B., Ghidravlika, M., „Mașinostroenie", 1967.

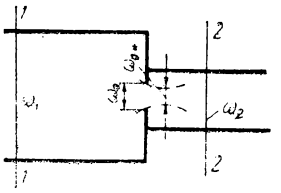


Fig. 4.19. Diafragmă pe conductă în secțiunea de variație a diametrului.

în care: ζ_l este coeficientul de rezistență locală raportat la secțiunea ω_2;

$$m = \frac{\omega_2}{\omega_1} \tag{4.61}$$

$$n = \frac{\omega_0}{\omega_1}. \tag{4.62}$$

În cazul diafragmei în conducta de diametru constant (fig. 4.20) ($m = 1$) rezultă

$$\zeta_l = \left(\frac{1}{n\varepsilon} - 1\right)^2 = \left(\frac{\omega}{\omega_0 \varepsilon} - 1\right)^2. \tag{4.63}$$

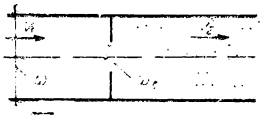


Fig. 4.20. Diafragmă pe conductă de diametru constant.

Valorile ζ_l pentru diferiți n sînt date în tabelul 4.20; ε se determină cu formula (4.47, a).

Tabelul 4.20

Valorile coeficientului ζ_l în cazul diafragmei pe conductă, obținute din formula (4.63)

$b/2R$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
ζ_l	234	49,5	18,8	8,8	4,4
$b/2R$	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ζ_l	2,34	1,14	0,55	0,185	0

În cazul diafragmei la capătul aval al conductei, avem $m \to \infty$ (fig. 4.41) și

$$\zeta_l = \left(\frac{1}{n\varepsilon}\right)^2. \tag{4.64}$$

Vane

Coeficientul de rezistență locală depinde de raportul $\frac{d-h}{d} = \frac{S}{d}$ (fig. 4.21), adică de gradul de deschidere a vanei (tabel 4.21).

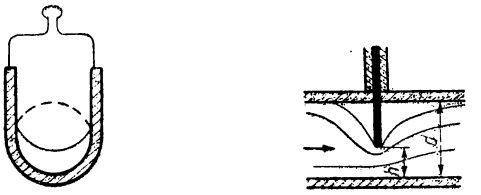


Fig. 4.21. Vană plană.

Tabelul 4.21

Valorile coeficientului ζ_l pentru vană la diferite grade de închidere: ω_r — aria de deschidere a vanei, ω — aria secțiunii conductei (conform datelor experimentale)

$\frac{d-h}{d}$	0	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
$\frac{\omega_r}{\omega}$	1,000	0,948	0,856	0,740	0,609	0,466	0,315	0,159
ζ_l	0,00	0,07	0,26	0,81	2,06	5,52	17,0	97,8

Valorile teoretice ζ_l pentru vană se pot calcula cu formula (4.63) (vezi tabelul 4.20).

Pentru vana Ludlo la deschidere completă

$$\zeta_l = 0{,}11-0{,}12.$$

Ventile

La deschidere completă, în funcție de construcție, trebuie să se adopte:

— Pentru ventil cu scaun drept conform schemei din fig. 4.22, *a*

$$\zeta_l = 3-5{,}5$$

— Pentru ventil cu scaun oblic, conform fig. 4.22, *b*

$$\zeta_l = 1{,}4-1{,}85$$

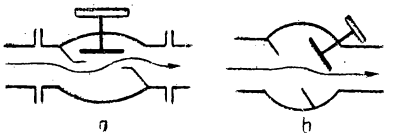


Fig. 4.22. Ventil.

Vană-fluture (cu disc, rotative) (fig. 4.23)

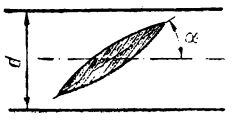


Fig. 4.23. Vană-fluture.

Coeficientul de rezistență locală ζ_l pentru închiderile parțiale depinde de unghiul α și poate fi adoptat conform tabelului 4.22.

Tabelul 4.22

Valorile coeficientului ζ_l pentru vana-fluture

α, grade	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	90
ζ_l	0,24	0,52	0,90	1,54	2,51	3,91	6,22	10,8	18,7	32,6	58,8	118	256	751	∞

În cazul deschiderii totale, ζ_l depinde de raportul dintre grosimea maximă a discului a și diametrul d (fig. 4.24). Valorile coeficientului ζ_l sînt date în tabelul 4.23. Pentru vana-fluture („butterfly") în conducte de diametru mare, la deschideri totale, ζ_l se poate calcula cu formula

$$\zeta_l = \frac{a}{d}. \qquad (4.65)$$

Tabelul 4.23

Valorile coeficientului ζ_l pentru vana-fluture la deschiderea completă

a/d	0,10	0,15	0,20	0,25
ζ_l	0,05–0,10	0,10–0,16	0,17–0,24	0,25–0,35

În cazul deschiderii complete și în lipsa indicațiilor asupra particularităților constructive, se poate admite $\zeta_l = 0{,}10$.

Robinet cu cep (fig. 4.25)

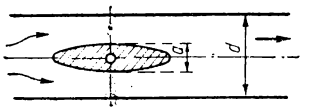


Fig. 4.24. Vană-fluture la deschidere completă.

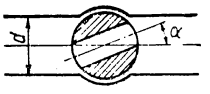


Fig. 4.25. Robinet.

Coeficientul ζ_l depinde de unghiul de rotire α și poate fi luat din tabelul 4.24.

Tabelul 4.24

Valorile coeficientului ζ_l pentru robinet

α, grade	5	10	15	20	25
ζ_l	0,05	0,29	0,75	1,56	3,10

Tabelul 4.24 (continuare)

α, grade	30	35	40	45	50	55
ζ_l	5,47	9,68	17,3	31,2	52,6	10

Clapetă cu articulație (fig. 4.26)

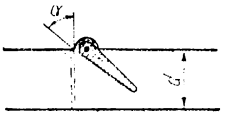


Fig. 4.26. Clapetă.

Valoarea ζ_l poate fi luată din tabelul 4.25 în funcție de unghiul α.

Tabelul 4.25

Valorile coeficientului ζ_l pentru clapetă cu articulații

α, grade	70	65	60	55	50
ζ_l	1,7	2,3	3,2	4,6	6,6

Tabelul 4.25 (continuare)

α, grade	45	40	35	30	25	20	15
ζ_l	9,5	14	20	30	42	62	90

Sorb de aspirație cu plasă, clapetă inversă

Valorile ζ_l pentru supapele de aspirație cu plasă, conform schemei din fig. 4.27, în funcție de diametrul d al conductei, se adoptă conform tabelului 4.26. În cazul construcției neclare se adoptă $\zeta_l = 5 - 10$.

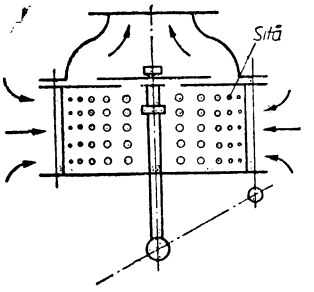


Fig. 4.27. Sorb de aspirație.

Tabelul 4.26

Valorile coeficientului ζ_l pentru supapele de aspirație

	d, mm											
	40	50	75	100	150	200	250	300	350	400	500	750
Sorburi și clapete	12	10	8,5	7,0	6,0	5,2	4,4	3,7	3,4	3,1	2,5	1,6
Clapete	–	18,0	11,0	8,0	6,5	5,5	4,5	3,5	3,0	2,5	1,8	–

Vană cilindrică (vană Johnson)

Coeficientul ζ_l se poate calcula cu formula

$$\zeta_l = \frac{0{,}123}{\sqrt[3]{d}}, \qquad (4.66)$$

în care d este diametrul la capătul mai mic al vanei. La această secțiune se raportează și viteza din formula Weissbach (4.42).

Pentru vane Johnson cu acționare hidraulică, valorile coeficientului[1] ζ_l sînt date în tabelul 4.27.

Tabelul 4.27

Valorile coeficientului ζ_l pentru vana Johnson (după S. I. Nalimov)

	Deschiderea relativă							
	1	7/8	3/4	5/8	1/2	3/8	1/4	1/8
Deschiderea în sensul curentului	0,11	0,13	0,32	0,68	1,60	4,95	13,8	24,1
Deschiderea contra curentului	0,18	0,26	0,56	1,23	3,00	4,95	13,8	49,0

Îmbinările între conducte

Creșterea rezistenței provocată de îmbinări (fig. 4.28) se poate determina cu formula[2]

$$K = 1 + \frac{\zeta}{\lambda}\frac{d}{l}, \qquad (4.67)$$

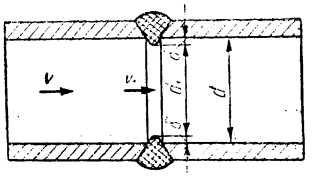


Fig. 4.28. Îmbinările conductelor.

în care: $K = \lambda_1/\lambda$ este creșterea relativă a rezistenței conductei (raportul dintre rezistența conductei cu îmbinări și rezistența conductei fără îmbinări); l — distanța dintre îmbinări; d — diametrul conductei; λ — coeficientul de pierdere de sarcină distribuită a conductei fără îmbinări.

Valoarea coeficientului ζ din (4.67) se poate determina cu formula

$$\zeta = 13{,}8\left(\frac{\delta}{d}\right)^{3/2}, \qquad (4.68)$$

în care δ este înălțimea echivalentă a îmbinării sudate.

Valorile coeficientului de rezistență a îmbinătilor sudate se pot lua din tabelul 4.28.

Tabelul 4.28

Valorile coeficientului ζ pentru diferite feluri de îmbinări sudate

Felul sudării	Diametrul conductelor, mm							
	200	300	400	500	600	700	800	900
Cu inele de sprijin ($\delta = 5$ mm)	0,06	0,03	0,018	0,013	0,009	0,007	0,006	0,005
Electrice prin arc și de contact ($\delta = 3$ mm)	0,026	0,0135	0,009	0,006	0,004	0,0028	0,0023	0,002

Plase

Plasă la intrarea în conductă fără clapetă dacă nu există indicații asupra formei ochiurilor

$$\zeta_l = (0{,}675 - 1{,}575)\frac{F}{F_c}, \qquad (4.69)$$

în care: F_c este aria secțiunii conductei; F — aria totală a secțiunii orificiilor. Orientativ se poate adopta $\zeta_l = 5$—6.

[1] Mostkov, M. A., Ghidravliceskii spravocinik, Gosstroizdat, 1954.

[2] Altschul, A. D., Kaliţun, V. I., Ghidravliceskie soprotivleniia truboprovodov, Stroiizdat, 1964.

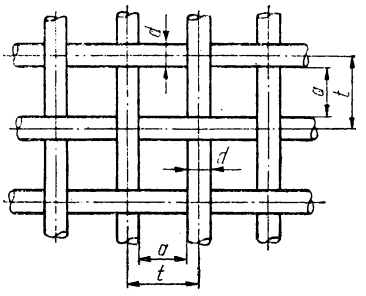


Fig. 4.29. Grătar cu ochiuri pătrate.

Pentru plasă cu ochiuri pătrate (vezi fig. 4.29) coeficientul de rezistență se poate afla cu formula[1]

$$\zeta_l = \frac{92 - 78m}{\mathrm{Re}_a} + 0{,}7(1{,}05 - m), \qquad (4.70)$$

în care: m este coeficientul de goluri al plasei; $m = a^2/t^2$; a — dimensiunea ochiului plasei; t — pasul de alcătuire a plasei; $\mathrm{Re}_a = va/\nu$; v — viteza medie în ochiurile plasei ($v = v_1/m$, în care v_1 este viteza medie de acces către plasă).

Pierderi de sarcină la ramificații (fig. 4.30)

Uneori se consideră, cu aproximație, că pierderile de sarcină prin trecerea curentului de la secțiunea *1—1* la secțiunea *2—2* (derivația) sînt egale cu dublul presiunii dinamice din secțiunea a doua, adică

$$h_{l\,1-2} = 2\frac{v_2^2}{2g} \qquad (4.71)$$

și prin urmare, coeficientul de rezistență este

$$\zeta_l = 2.$$

Pierderile de sarcină pe traseul de la secțiunea *1—1* la secțiunea *3—3* (adică pe traseul direct) sînt egale cu

$$h_{l\,1-3} = \frac{v_1^2 - v_3^2}{2g}. \qquad (4.72)$$

Se consideră că presiunea hidrodinamică p_1 în prima secțiune este egală cu presiunea hidrodinamică p_3 din secțiunea a treia.

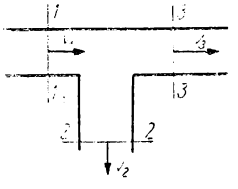


Fig. 4.30. Derivațiile conductelor sub presiune.

[1] Altschul, A. D., Krasnov, N. S., Ghidravliceskie soprotivleniia setok s kvadratîmi iaceikami, „Vodosnabjenie i santehnika", nr. 9, 1967.

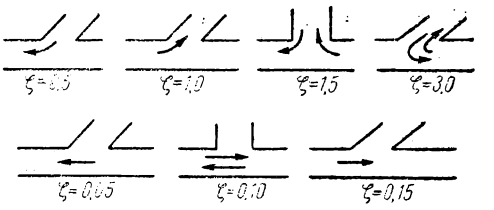


Fig. 4.31. Coeficientul de rezistență la ramificații.

În fig. 4.31 sînt date valorile coeficientului de rezistență locală pentru diferite tipuri de ramificații.

b) **Rezistențele locale în conductele sub presiune la numere Reynolds mici**

Datele expuse mai înainte asupra coeficienților de rezistență locală se referă la curgerea turbulentă cu numere Reynolds mari, cînd influența viscozității se manifestă slab. La mișcarea fluidelor cu numere Reynolds mici, coeficienții de rezistență locală depind nu numai de caracteristicile geometrice ale fiecărei rezistențe, ci și de numărul Reynolds.

În cazul valorilor mici ale numărului Reynolds, coeficienții Reynolds cresc și se pot determina aproximativ cu formula[1]

$$\zeta_l = \frac{A}{\mathrm{Re}} + \zeta_p, \qquad (4.73)$$

în care ζ_p este coeficientul de rezistență locală corespunzător domeniului pătratic, iar A este un coeficient ale cărui valori sînt date în tabelul 4.29.

Tabelul 4.29

Valoarea A și ζ_p din formula (4.73) pentru cîteva rezistențe locale

Armătura	A	ζ_p
Robinet	150	0,40
Ventil obișnuit	3 000	6,0
Ventil „Kosva"	900	2,5
Ventil de cot	400	0,8
Supapă sferică	5 000	45
Cot 90°	400	1,4
Cot 135°	600	0,4
Cot lin 90°	130	0,2
Teu	150	0,3
Vană (deschidere completă)	75	0,15
Vană ($n = 0{,}75$)	350	0,2
Vană ($n = 0{,}5$)	1 300	2,0
Vană ($n = 0{,}25$)	3 000	20
Diafragmă ($n = 0{,}64$)	70	1
Diafragmă ($n = 0{,}40$)	120	7
Diafragmă ($n = 0{,}16$)	500	70
Diafragmă ($n = 0{,}05$)	3 200	800

Observație. În lipsa datelor necesare privind mărimea A, se poate adopta cu aproximație $A = 500\,\zeta_p$, la deschiderea completă a armăturii.

[1] Altschul, A. D., Mestnîe ghidravliceskie soprotivleniia pri dvijenii viazkih jidkostei, M., Gostoitehizdat, 1962.

c) **Influența reciprocă a rezistențelor locale**

Însumarea simplă a valorilor coeficienților de rezistență locală este valabilă numai dacă rezistențele locale sînt situate la o astfel de distanță pe conductă încît deformarea distribuției vitezelor față de mișcarea uniformă în secțiunea de acces la rezistență devine neînsemnată. Pentru aceasta este necesar ca rezistențele locale să fie situate între ele la o distanță de minimum[1]

$$l = 0{,}5\,\frac{d\zeta_l}{\lambda}, \qquad (4.74)$$

în care l este distanța de influență a rezistenței locale; λ — coeficientul de pierdere de sarcină distribuită pentru conducta cu diametrul d pe care sînt situate rezistențele locale; ζ_l — coeficientul rezistenței locale examinate.

În cazul numerelor Reynolds mari, pentru estimarea lungimii de influență se folosește relația

$$l \geqslant (30\text{—}40)d.$$

Cînd rezistențele locale sînt foarte apropiate unele de altele, o simplă însumare a coeficienților de rezistență poate să conducă la rezultate eronate. Stabilirea valorii totale reale a coeficienților de rezistență în cazurile complicate necesită verificări experimentale.

Valoarea coeficientului total de rezistență a două rezistențe locale amplasate succesiv, de exemplu, a două coturi, poate fi considerabil mai mare, cît și considerabil mai mică decît suma aritmetică a coeficienților de rezistență a celor două coturi, în funcție de distanța dintre ele. În cazul numerelor Reynolds mici, influența reciprocă a rezistențelor locale se manifestă considerabil mai slab decît în cazul numerelor Reynolds mari.

d) **Rezistențe locale în albii deschise**

Lărgire bruscă de secțiune (fig. 4.32)

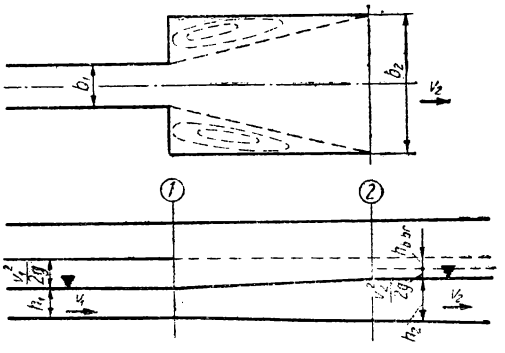


Fig. 4.32. Lărgirea bruscă a canalului.

[1] Altschul, A. D., Kiselev, P. G., Ghidravlika i aerodinamika, M., Stroiizdat, 1965.

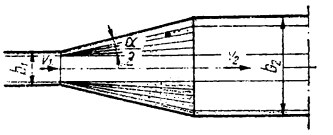


Fig. 4.33. Lărgirea treptată a canalului.

Pentru canale de secțiune dreptunghiulară pierderile de sarcină se pot determina cu formula lui A. D. Altschul

$$h_l = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} - \frac{(h_2 - h_1)^2}{2h_2}. \qquad (4.75)$$

Astfel, pierderile de sarcină la o lărgire bruscă de secțiune la canale deschise sînt mai mici decît pierderile calculate cu formula lui Borda, deoarece $h_2 > h_1$. În cazul unei diferențe mici dintre valorile h_2 și h_1, formula (4.75) se reduce la formula lui Borda.

Creșterea nivelului apei în aval în raport cu nivelul apei din amonte (restabilirea sarcinii hidraulice) va fi egală cu

$$h_2 - h_1 = \frac{v_2}{g}(v_1 - v_2) + \frac{(h_2 - h_1)^2}{2h_2}.$$

Lărgire continuă de secțiune (fig. 4.33)

Pe porțiunea divergentă a canalului, pierderile de sarcină pot fi determinate cu formula

$$h_l = \psi\,\frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}, \qquad (4.76)$$

în care ψ este coeficientul de atenuare, care depinde de forma porțiunii divergente și ale cărei valori, recomandate de A. D. Altschul, sînt date în tabelul 4.30.

Tabelul 4.30

Valorile coeficientului de atenuare în formula (4.76) (conform datelor experimentale)

Unghiul de divergență α, grade	20	40	60 și peste
Coeficientul de atenuare ψ	0,45	0,90	1,0

Îngustare bruscă de secțiune (fig. 4.34)

La o îngustare bruscă de secțiune (fără o porțiune convergentă) pierderile de sarcină se pot determina cu formula lui Hinds[1]

$$h_l = k\,\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}, \qquad (4.77)$$

în care $k = 0{,}5\text{—}0{,}6$ pentru toate valorile raportului b_2/b_1 cuprinse între 0,1 și 0,5.

[1] Hinds, I., Transactions ASCE, 1928.

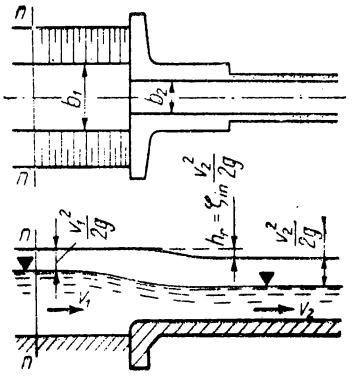


Fig. 4.34. Îngustarea bruscă a canalului.

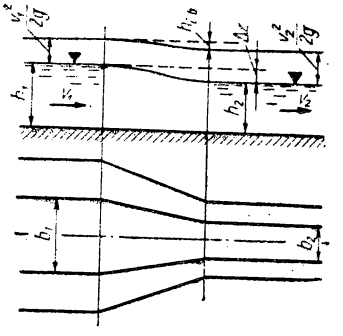


Fig. 4.35. Îngustarea treptată a canalului.

Îngustare continuă de secțiune (fig. 4.35)

Pierderile de sarcină se pot determina cu formula lui Hinds adoptînd $k = 0{,}15$ în cazul racordărilor line și $k = 0{,}05$ în cazul racordărilor foarte line. Scăderea nivelului suprafeței libere va fi în acest caz egală cu

$$\Delta z = h_1 - h_2 = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}(1 + k). \qquad (4.78)$$

Observație. În cazul racordurilor convergente line (de exemplu capetele amonte ale sifoanelor inverse și ale altor construcții), pierderile de sarcină sînt foarte mici, practic greu de determinat. La proiectarea canalelor mari cu adîncimi $h \geqslant 1$ m și viteze care nu depășesc $v = 1-5$ m/s, rezistențele locale la îngustare continuă de secțiune se pot neglija dacă se întîlnesc într-un număr de cel mult o îngustare pe 1 km.

Coturi (fig. 4.36).

La coturi de canale coeficientul de rezistență locală este o funcție de criterii adimensionale

$$\zeta_l = f\left(\frac{r_e}{b}; \frac{h}{b}; \frac{vR}{\nu}; \frac{\theta}{180°}\right), \qquad (4.79)$$

în care: b este lățimea canalului; r_e — raza de curbură a liniei axiale a canalului; h — adîncimea

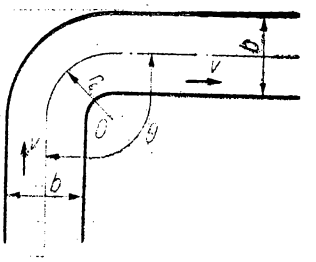


Fig. 4.36. Canal cu cot.

de umplere a canalului; v — viteza medie de curgere; θ — unghiul de curbare a canalului; R — raza hidraulică.

Dependența ζ_l de diferitele criterii este reprezentată în fig. 4.37 (conform experiențelor lui A. Shukry[1]).

În primă aproximație, valoarea coeficientului ζ_l se determină în funcție de numai două criterii adimensionale, apoi, în aproximațiile următoare, valoarea se corectează luînd în considerare influența celorlalte criterii (vezi exemple de calcul). La unghiuri de curbare sub 90°, valoarea coeficientului de rezistență locală se poate calcula cu relația aproximativă

$$\zeta_l = \zeta_{90°} \frac{\theta}{90°}. \qquad (4.80)$$

Exemplul 1. Să se determine valoarea pierderilor de sarcină în cotul unui canal de secțiune trapezoidală, cunoscînd următoarele date: lățimea canalului la fund $b = 0{,}45$ m; coeficientul de pantă a taluzului $m = 1$; raza de curbură a liniei axiale a canalului $r_e = 1{,}0$ m; adîncimea apei în canal $h = 0{,}55$ m; unghiul de curbare a canalului $\theta = 90°$; viteza medie de curgere a apei $v = 1$ m/s.

1. Aflăm lățimea canalului la nivelul apei și lățimea medie a canalului

$$B = b + 2mh = 0{,}45 + 2{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}55 = 1{,}55 \text{ m};$$

$$b_m = \frac{b + B}{2} = \frac{1{,}55 + 0{,}45}{2} = 1{,}0 \text{ m};$$

2. Determinăm valorile criteriilor caracteristice

$$\frac{h}{b_m} = 0{,}55; \quad \frac{\theta}{180°} = 0{,}5; \quad \frac{r_e}{b_m} = 1{,}0;$$

3. Calculăm valoarea razei hidraulice

$$\omega = (b + mh)h = (0{,}45 + 1 \cdot 0{,}55)0{,}55 = 0{,}55 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2} = 0{,}45 + 2 \cdot 0{,}55\sqrt{1 + 1} = 2{,}65 \text{ m};$$

$$R = \frac{\omega}{P} = \frac{0{,}55}{2{,}65} = 0{,}21 \text{ m};$$

4. Determinăm valoarea numărului Reynolds

$$\text{Re} = \frac{vR}{\nu} = \frac{100 \cdot 21}{0{,}01} = 210\,000;$$

[1] Shukry, Proc. ASCE, nr. 2411, 1950.

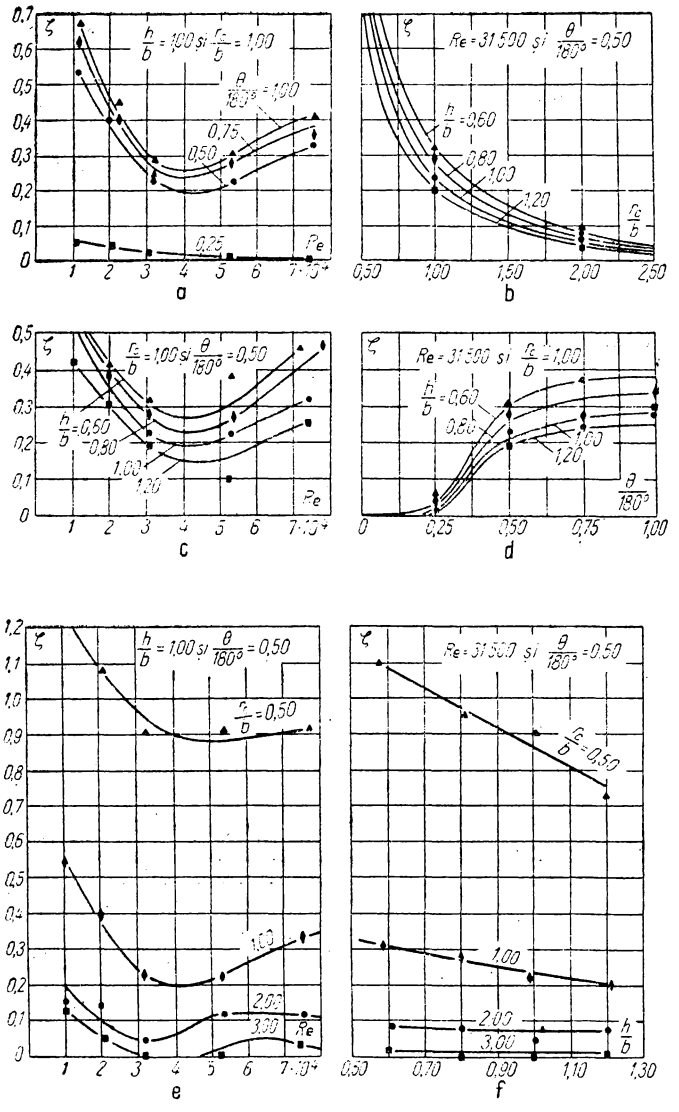


Fig. 4.37. Coeficientul de rezistenţă în coturile canalelor.

5. Din graficul din fig. 4.37, *e* pentru $\theta/180° = 0{,}5$, $r_c/b = 1$; $h/b = 1{,}00$; $\mathrm{Re} = 80\,000$ (luînd în considerare că la $\mathrm{Re} = 210\,000$ valoarea coeficientului de rezistenţă va fi aceeaşi ca şi pentru $\mathrm{Re} = 80\,000$) găsim valoarea coeficientului de rezistenţă a cotului în prima aproximaţie

$$\zeta_i^{\mathrm{I}} = 0{,}35.$$

Din graficul din fig. 4.37, *f* reiese că la micşorarea lui h/b de la 1 pînă la 0,55, coeficientul ζ_i (cînd $r_c/b = 1$) creşte de la 0,24 pînă la 0,31. Introducînd valoarea factorului de corecţie $0{,}31/0{,}24 = 1{,}3$, aflăm valoarea coeficientului de rezistenţă locală a cotului în a doua aproximaţie

$$\zeta_i^{\mathrm{II}} = 0{,}35 \cdot 1{,}3 = 0{,}455;$$

6. Se determină valoarea pierderii de sarcină în cotul canalului

$$h_i = \zeta_i \frac{v^2}{2g} = 0{,}455 \frac{1{,}0^2}{19{,}62} = 0{,}023 \text{ m} = 2{,}3 \text{ cm}.$$

Exemplul 2. Să se determine valoarea pierderii de sarcină în cotul unui canal deschis de secţiune dreptunghiulară, dacă lăţimea canalului $b = 1$ m, raza de curbură a liniei axiale a canalului $r_c = 1{,}5$ m, adîncimea de umplere a canalului $h = 0{,}7$ m, unghiul de curbare a canalului $\theta = 120°$, viteza medie de curgere a apei $v = 80$ cm/s.

1. Se calculează valoarea parametrilor adimensionali

$$\frac{h}{b} = \frac{0{,}7}{1{,}0} = 0{,}7; \quad \frac{\theta}{180°} = 0{,}667; \quad \frac{r_c}{b} = 1{,}5;$$

2. Raza hidraulică a secţiunii canalului este egală cu

$$R = \frac{bh}{b + 2h} = 0{,}292 \text{ m} \approx 0{,}3 \text{ m};$$

3. Numărul Reynolds pentru curentul de apă în canal (cînd $\nu = 0{,}01$ cm²/s)

$$\mathrm{Re} = \frac{vR}{\nu} = \frac{80 \cdot 30}{0{,}01} = 240\,000;$$

4. Conform fig. 4.37, b cînd $r_c/b = 1{,}5$ şi $h/b = 0{,}7$ aflăm valoarea coeficientului de rezistenţă în prima aproximaţie

$$\zeta_l^{\mathrm{I}} = 0{,}15;$$

5. Valoarea aflată $\zeta_l^{\mathrm{I}} = 0{,}15$ se referă la unghiul $\theta/180° = 0{,}5$. Din figura 4.37, d pentru $h/b = 0{,}7$ avem pentru $\theta/180° = 0{,}5$, $\zeta_l = 0{,}28$, iar pentru $\theta/180° = 0{,}667$, $\zeta_l = 0{,}33$. Determinăm valoarea factorului de corecţie $\psi = 0{,}33/0{,}28 = 1{,}18$ şi aflăm valoarea coeficientului de rezistenţă în a doua aproximaţie

$$\zeta_l^{\mathrm{II}} = 1{,}18\zeta_l^{\mathrm{I}} = 1{,}18 \cdot 0{,}15 = 0{,}177 \approx 0{,}18;$$

6. Se determină valoarea pierderilor de sarcină în cotul canalului

$$h_l = \zeta_l \frac{v^2}{2g} = 0{,}18 \frac{0{,}8^2}{19{,}6} = 0{,}009 \text{ m} \approx 1 \text{ cm}$$

Grătare (fig. 4.38)

Pierderile de sarcină în grătare se determină cu formula lui Weissbach (fig. 4.42).

$$h_l = \zeta_l \frac{v^2}{2g},$$

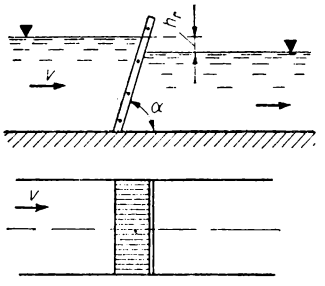


Fig. 4.38. Grătar aşezat drept.

în care v este viteza medie înainte de grătar, iar ζ_l — coeficientul de rezistenţă locală al grătarului.

Conform cercetărilor VODGHEO[1], coeficientul de rezistenţă se determină cu formula

$$\zeta_l = k\left(\frac{\omega_g + \omega_0}{\omega}\right)^{1{,}6}\left(2{,}3\frac{l}{b} + 8 + 2{,}4\frac{b}{l}\right)\sin\alpha, \tag{4.81}$$

în care: $k = 0{,}504$ pentru barele dreptunghiulare; $k = 0{,}318$ pentru barele dreptunghiulare cu muchii de atac rotunjite; $k = 0{,}182$ pentru barele în formă de pană (trapezoidale) cu muchii rotunjite; l — lăţimea barelor (fig. 4.39); b — lumină între bare; α — unghiul de înclinare a grătarului faţă de planul orizontal (fig. 4.38); ω_g — aria tuturor elementelor grătarului; ω_0 — aria obstruată a spaţiilor dintre elementele grătarului; ω — aria deschiderii fără grătar.

[1] Berezinski, A. R., Ghidrotehniceskoe stroitelstvo, nr. 5, 1958, p. 46.

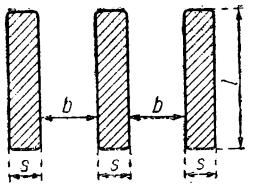


Fig. 4.39. Secţiunea şi dimensiunile barelor grătarului.

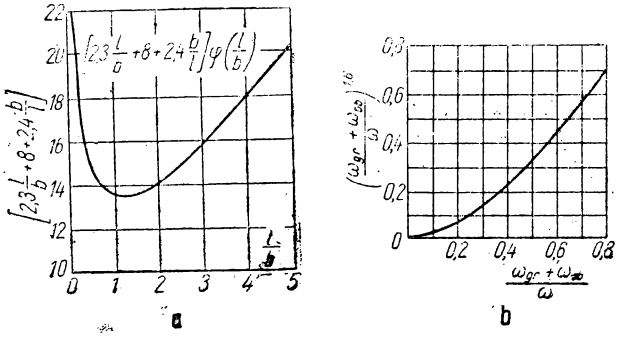


Fig. 4.40. Grafic pentru calculul coeficientului de rezistenţă al grătarului cu formula (4.81).

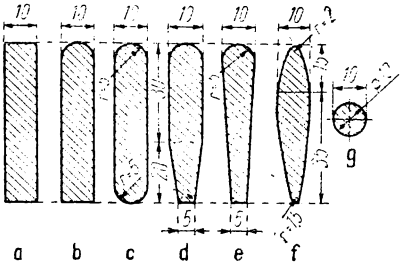


Fig. 4.41. Forma barelor grătarelor.

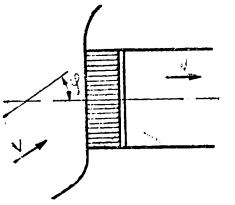


Fig. 4.42. Grătare amplasate oblic.

Calculele de determinare a coeficientului ζ_l se pot simplifica folosind graficele din fig. 4.40; pentru alte secţiuni ale barelor (fig. 4.41) şi în cazul grătarului oblic (fig. 4.42), coeficientul ζ_l se determină în modul următor (după Kirschmer).

Grătar amplasat frontal pe direcţia curentului (fig. 4.38)

$$\zeta_l = \beta\left(\frac{s}{b}\right)^{4/3}\sin\alpha, \tag{4.82}$$

în care: s este grosimea barei; b — lumina între bare (fig. 4.39); β — coeficient a cărui valoare

depinde de forma barelor și se determină folosind graficul din fig. 4.41 și tabelul 4.31 ; α — unghiul de înclinare a grătarului în raport cu planul orizontal.

Tabelul 4.31

Valorile coeficientului β din formula (4.82)

Forma barei	*a*	*b*	*c*	*d*	*e*	*f*	*g*
β	2,42	1,83	1,67	1,035	0,92	0,76	1,79

Grătar amplasat oblic pe direcția curentului (fig. 4.42). Coeficientul ζ_l pentru barele dreptunghiulare cu secțiunea 10 × 70 mm se determină cu diagrama din fig. 4.43 (în funcție de unghiul de atac φ al curentului față de grătar).

La proiectarea grătarelor pentru reținerea impurităților, viteza de curgere a apei printre bare trebuie să fie suficient de mică pentru a nu împiedica curățirea lor în condiții de exploatare.

F. F. Gubin recomandă să se admită următoarele viteze în grătare :

1. La intrarea apei în camerele turbinelor direct din bieful amonte : de la 0,9 pînă la 1,2 m/s.

2. La intrarea apei în prizele sub presiune de la 0,25 pînă la 1 m/s, în funcție de accesibilitate și de adîncimea de amplasare a grătarului.

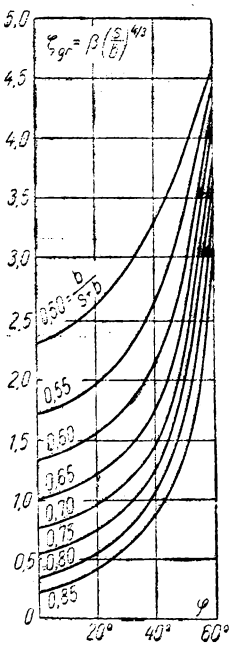


Fig. 4.43. Grafic pentru calculul grătarelor cînd sînt amplasate oblic.

Valoarea coeficientului ζ_l poate fi calculată și cu formula[1]

$$\zeta_l = \frac{1}{M^2}\left[\left(\frac{1-\varepsilon}{\varepsilon}\right)^2 + (1-M)^2\right]\sin\alpha, \quad (4.83)$$

în care : $M = \frac{b}{b+s}$; s — grosimea barelor de secțiune dreptunghiulară ; b — lungimea dintre bare ; α — unghiul de înclinare a grătarului în raport cu orizontala ; ε — coeficientul de contracție a curentului la trecerea prin grătare. Pentru barele de secțiune dreptunghiulară, coeficientul ε se calculează cu formula (4.47, a), care în cazul grătarelor capătă forma

$$\varepsilon = 0{,}57 + \frac{0{,}043}{1{,}1 - M}. \quad (4.84)$$

4.5. COEFICIENȚII DE REZISTENȚĂ ÎN DOMENIUL PĂTRATIC PENTRU CALCULE ORIENTATIVE (RECOMANDĂRILE LUI P. G. KISELEV)

Intrare în conductă cu muchii ascuțite	$\zeta_l = 0{,}50$
Intrare lină în conducte	$\zeta_l = 0{,}05 - 0{,}20$
Lărgire bruscă ($\omega_2 > \omega_1$) pentru $h_l = \zeta_l \frac{v_1^2}{2g}$	$\zeta_l = \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} - 1\right)^2$
Ingustare bruscă ($\omega_2 < \omega_1$) pentru $h_l = \zeta_l \frac{v_2^2}{2g}$	$\zeta_l = 0{,}50\left(1 - \frac{\omega_2}{\omega_1}\right)$
Difuzor (cînd $d_2 = 2d_1$)	$\zeta_l = 5{,}0$
Confuzor (cînd $d_2 \approx 0{,}5\,d_1$)	$\zeta_l = 0{,}20$
Cot brusc de 90°	$\zeta_l = 1{,}20$
Cot rotunjit de 90°	$\zeta_l = 0{,}15$
Ieșire din conductă sub nivelul apei dacă $h_l = \zeta_l \frac{v^2}{2g}$ (v este viteza apei în conductă)	$\zeta_l = 1{,}0$
Vană fluture deschisă complet	$\zeta_l = 0{,}10$
Vană deschisă complet	$\zeta_l = 0{,}11 - 0{,}12$
Diferite robinete deschise complet	$\zeta_l = 5$
Sorb (de aspirație) cu plasă	$\zeta_l = 10$
Intrare lină în canal	$\zeta_l = 0{,}10$
Intrare în canal cu muchii nerotunjite (contracție laterală)	$\zeta_l = 0{,}40$
Lărgire lină a canalului $\omega_2 > \omega_1$)	$\zeta_l = \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} - 1\right)^2$
Îngustare lină a canalului ($\omega_2 < \omega_1$)	$\zeta_l = 0{,}10$

Coeficienții ζ_l se precizează în funcție de etapa de elaborare a proiectului ; în cazul unor lucrări de mare răspundere, valorile coeficienților ζ_l se determină prin încercări pe modele hidraulice în laborator.

[1] Altschul, A. D., Ghidravliceskie soprotivleniia, M., Nedra, 1970.

CAPITOLUL 5

CURGEREA PRIN ORIFICII ŞI AJUTAJE

5.1. CURGEREA LIBERĂ ÎN ATMOSFERĂ

a) **Curgerea prin orificii mici în perete subţire**

Orificiul poate fi considerat mic dacă înălţimea deschiderii nu depăşeşte 0,1 H. Cu această condiţie, viteza în orice punct al secţiunii contractate $n-n$ (fig. 5.1) este practic aceeaşi.

Viteza de curgere în secţiunea contractată $n-n$ poate fi determinată cu formula

$$v = \varphi \sqrt{2gH}, \tag{5.1}$$

în care: φ este coeficientul de viteză; H — sarcina măsurată de la centrul de greutate al orificiului.

Aria secţiunii contractate a vînei (secţiunea $n-n$, fig. 5.1) este egală cu

$$\omega_c = \varepsilon\omega, \tag{5.2}$$

în care ε este coeficientul de contracţie.

Debitul de lichid este egal cu

$$Q = \mu\omega \sqrt{2gH}, \tag{5.3}$$

în care μ este coeficientul de debit; ω — aria orificiului.

Coeficienţii μ, φ, ε din formulele (5.1)—(5.3), precum şi coeficientul de rezistenţă locală ζ_l sînt legaţi între ei prin relaţiile următoare

$$\mu = \varepsilon\varphi \tag{5.4}$$

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1+\zeta_l}} \tag{5.5}$$

sau

$$\zeta_l = \frac{1}{\varphi^2} - 1 \tag{5.6}$$

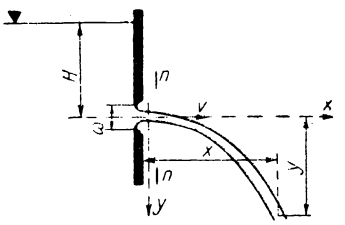


Fig. 5.1.

Aceşti coeficienţi depind de numărul Reynolds. La orificii circulare, A. D. Altschul propune pentru numărul Re următoarea expresie[1]

$$\mathrm{Re}_H = \frac{d\sqrt{2gH}}{\nu}. \tag{5.7}$$

Valoarea coeficienţilor μ, φ şi ε în funcţie de Re_H poate fi obţinută folosind diagrama din figura 5.2.

Pentru $\mathrm{Re}_H > 10\,000$, coeficientul de debit poate fi determinat cu formula lui A. D. Altschul

$$\mu = 0{,}592 + \frac{5{,}5}{\sqrt{\mathrm{Re}_H}}. \tag{5.8}$$

În majoritatea cazurilor, la orificii circulare şi de altă formă, cu $d > 1$ cm, se pot adopta următoarele valori aproximative

$$\varepsilon = 0{,}61 \ldots 0{,}63;$$

$$\varphi = 0{,}97 \ldots 0{,}98;$$

$$\mu = 0{,}60 \ldots 0{,}62;$$

$$\zeta_l = 0{,}04 \ldots 0{,}06.$$

Ecuaţia liniei axiale a jetului (fig. 5.1) are expresia

$$y = \frac{x^2}{4\varphi^2 H}. \tag{5.9}$$

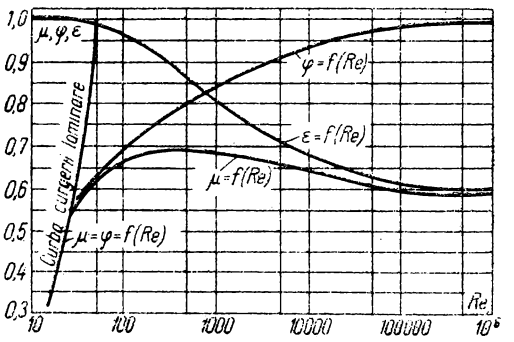


Fig. 5.2. Dependenţa de numărul Reynolds Re_H a coeficienţilor de curgere prin orificiile cu pereţi subţiri.

[1] Altschul, A. D., Ghidravliceskie soprotivkleniia, M., Nedra, 1970.

Distanța x se numește distanța de bătaie a vînei și se determină cu formula (5.9)

$$x = 2\varphi \sqrt{Hy}. \tag{5.10}$$

Pentru valoarea pierderii de sarcină avem expresia

$$h_l = \frac{\zeta_l}{1 + \zeta_l} H. \tag{5.11}$$

La curgerea apei în atmosferă $\zeta_l \approx 0{,}06$, adică pierderile de sarcină constituie circa 5% din sarcina H.

b) **Curgerea prin orificii mari**

Pentru orificiile de formă oarecare, debitul se poate determina cu aproximație cu formula

$$Q = \mu\omega \sqrt{2gH_0} \tag{5.12}$$

în care

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g},$$

v_0 fiind viteza de acces a apei ; H — sarcina deasupra centrului de greutate al orificiului ; ω — aria orificiului (fig. 5.3).

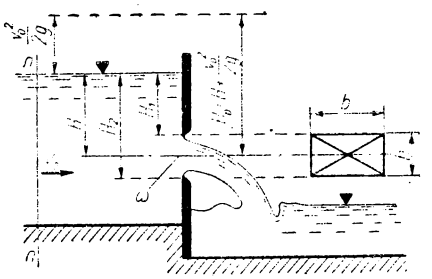


Fig. 5.3.

Observație. Viteza de acces v_0 reprezintă viteza medie a curentului în amonte de orificiu și se calculează cu formula $v_0 = Q/\Omega$, unde Ω este aria secțiunii transversale a curentului înainte de orificiu (secțiunea $n - n$, fig. 5.3).

Pentru un orificiu dreptunghiular practicat într-un perete vertical, debitul se poate calcula și cu formula

$$Q = \frac{2}{3} \mu' b \sqrt{2g} (H_2^{3/2} - H_1^{3/2}), \tag{5.13}$$

iar în cazul peretelui înclinat în raport cu verticala cu un unghi α — cu formula

$$Q = \frac{2}{3} \mu' b \frac{\sqrt{2g}}{\sin\alpha} (H_2^{3/2} - H_1^{3/2}), \tag{5.14}$$

în care μ' are aproximativ aceleași valori ca și la orificiile mici.

5.2. INFLUENȚA CONTRACȚIEI VINEI

Se disting contracția perfectă (adică maximă posibilă) și contracția imperfectă ; completă (adică pe toate laturile) și incompletă (fig. 5.4).

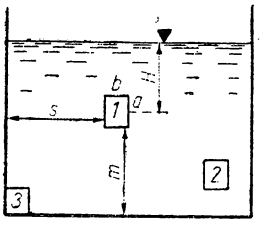


Fig. 5.4.

Contracția perfectă are loc atunci cînd pereții directori sînt astfel îndepărtați de marginile orificiului încît practic nu au influență asupra curgerii, adică se respectă condițiile : $s \geqslant 3b$ și $m \geqslant 3a$ (fig. 5.4). În caz contrar (de exemplu, pentru orificiul *2*), contracția va fi imperfectă. În cazul contracției imperfecte, coeficientul de contracție se determină cu formula[1]

$$\varepsilon_{ip} = \frac{0{,}043}{1{,}1 - n} + 0{,}57, \tag{5.15}$$

în care $n = \omega/\Omega$ este raportul dintre aria orificiului și aria secțiunii transversale a curentului înainte de orificiu.

Valorile numerice ε_{ip} pentru diferite valori n sînt date în tabelul 5.1.

Tabelul 5.1

Valorile coeficientului de contracție a jetului ε_{ip} pentru diferite valori n obținute din formula (5.15)

n	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ε_{ip}	0,609	0,613	0,618	0,623	0,631	0,642	0,656	0,678	0,713	0,785	1,0

Contracția completă are loc atunci cînd pereții directori nu coincid cu nici una din marginile orificiului (orificiul *1* din fig. 5.4).

[1] Altschul, A. D., Mestnîe ghidravliceskie soprotivleniia pri dvijenii viazkih jidkostei, M., Gosenergoizdat, 1962.

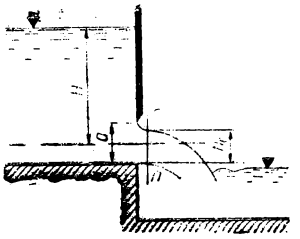


Fig. 5.5.

La curgerea apei se poate adopta cu aproximație

$$\mu_{ip} \approx \varepsilon_{ip}.$$

În cazul contracției incomplete, coeficientul de debit, după N. N. Pavlovski, se determină din relația

$$\frac{\mu_{ic}}{\mu_c} \approx 1 + 0{,}4\,n', \qquad (5.16)$$

cu $n' = p'/p$, unde p este perimetrul total al orificiului, iar p' — acea parte a perimetrului pentru care este eliminată contracția datorită peretelui director.

Valorile coeficientului μ în cazul curgerii libere în atmosferă pentru orificiile din figurile 5.3 și 5.5 sînt date în tabelul 5.2.

Tabelul 5.2

Valorile coeficientului de debit μ care pot fi folosite la calculul aproximativ al construcțiilor hidrotehnice (după N. N. Pavlovski)

Tipul orificiului	μ
Orificii mici cu contracție perfectă	0,60
Orificii de dimensiuni medii cu contracția jetului pe întregul perimetru	0,65
Orificii de dimensiuni mari cu contracție imperfectă pe întregul perimetru	0,70
Orificiile de fund (fără contracție pe fund) cu contracție laterală considerabilă	0,65–0,70
Orificii de fund cu contracție laterală moderată	0,70–0,75
Orificii de fund cu racordare laterală lină	0,80–0,85
Cazuri excepționale de racordare foarte lină a orificiului pe întregul perimetru la secțiunea din amonte (cu condiția verificării obligatorii în laborator)	0,90

Observație. La calculul golirilor de fund conform schemei din fig. 5.5 trebuie să se aibă în vedere că formula debitului pentru curgerea în atmosferă este aplicabilă doar în condițiile în care înălțimea deschiderii $a < h_{cr}$ (adîncimea critică).

Valorile debitului specific Q pentru orificii cu aria $\omega = 1$ m² sînt date în fig. 5.6.

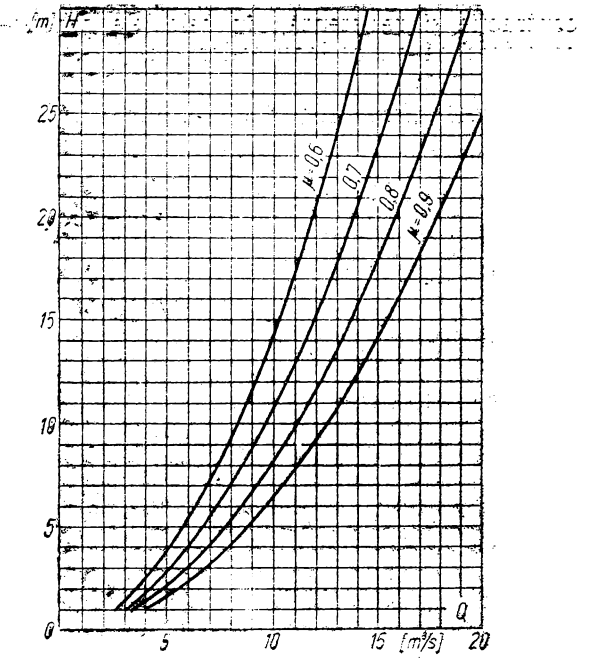


Fig. 5.6. Grafic pentru determinarea debitului Q la curgerea lichidelor prin orificii cu aria $\omega = 1$ m² pentru coeficienți de debit diferiți μ (după formula $Q = \mu\sqrt{2gH}$).

5.3. CURGEREA SUB NIVEL

a) Orificii înecate

Debitul prin orificiul înecat se determină cu formula (fig. 5.7)

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gz_0}, \qquad (5.17)$$

în care: μ este coeficientul de debit; ω — aria secțiunii orificiului;

$$z_0 = z + \frac{v_0^2}{2g}, \qquad (5.18)$$

z — căderea de nivel, $v_0 = Q/\Omega$ — viteza de acces, Ω — aria secțiunii transversale a curentului înainte de orificiu (secțiunea N—N, fig. 5.7). Coeficienții μ, φ, ε și ζ_l sînt respectiv de debit, viteză,

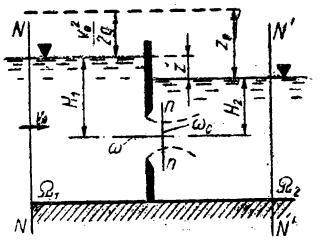


Fig. 5.7. Curgerea prin orificii înecate.

contracție și rezistență; în calculele practice se consideră că au aceleași valori ca și la curgerile în atmosferă.

Debitul prin orificiul înecat poate fi determinat și cu relația

$$Q = \mu_1 \omega \sqrt{2g(H_1 - H_2)} = \mu_1 \omega \sqrt{2gz}, \quad (5.19)$$

în care μ_1 este coeficientul de debit, care se calculează cu formula[1]

$$\mu_1 = \frac{\varepsilon}{\sqrt{2\varepsilon^2 m^2 - \varepsilon^2 n^2 + \zeta_0 + 1 - 2\varepsilon m}}. \quad (5.20)$$

În această formulă: n este raportul dintre aria orificiului și aria secțiunii curentului în amonte de orificiu, adică $n = \omega/\Omega_1$, iar m — raportul dintre aria secțiunii orificiului și aria secțiunii curentului în aval de orificiu (adică $m = \omega/\Omega_2$). Coeficientul de contracție a vînei, ε, în cazul curgerii înecate, practic nu diferă de coeficientul de contracție a jetului la curgerea prin orificiul neînecat.

În cazul orificiului de dimensiuni mici în comparație cu dimensiunile rezervoarelor ($n \to 0$; $m \to 0$)

$$\mu_1 = \frac{\varepsilon}{\sqrt{1 + \zeta_0}}, \quad (5.21)$$

deci coincide cu valoarea coeficientului de debit la curgerea neînecată (curgerea în atmosferă)

b) **Orificii semiînecate** (fig. 5.8)

Debitul prin orificiul semiînecat de secțiune dreptunghiulară se determină (după propunerea lui N. N. Pavlovski) cu formula

$$Q = \sigma \mu b h \sqrt{2gH_m}, \quad (5.22)$$

în care: $H_m = \frac{H_2 + H_1}{2}$ este înălțimea deasupra centrului de greutate al orificiului; σ — corecția pentru înecare. Coeficientul de debit μ se consideră că are aceleași valori ca în cazul curgerii

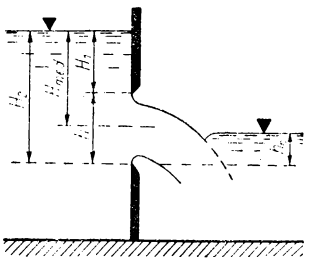


Fig. 5.8. Curgerea prin orificii semiînecate.

în atmosferă. Valorile σ se iau din tabelul 5.3, alcătuit de N. N. Pavlovski în funcție de $\eta = h_n/H_2$ și $\varphi = H_1/H_2$ (fig. 5.8).

Tabelul 5.3

Valorile σ pentru orificiile semiînecate (după N. N. Pavlosvki)

$\eta = \frac{h_n}{H_2}$	$\varphi = H_1/H_2$										
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,1	0,991	0,989	0,987	0,985	0,983	0,981	0,979	0,977	0,975	0,973	—
0,2	0,981	0,977	0,973	0,968	0,963	0,958	0,953	0,948	0,943	—	—
0,3	0,970	0,963	0,956	0,945	0,934	0,922	0,914	0,907	—	—	—
0,4	0,956	0,947	0,932	0,917	0,898	0,879	0,866	—	—	—	—
0,5	0,937	0,923	0,901	0,847	0,840	0,816	—	—	—	—	—
0,6	0,907	0,885	0,845	0,803	0,756	—	—	—	—	—	—
0,7	0,856	0,817	0,762	0,679	—	—	—	—	—	—	—
0,8	0,776	0,712	0,577	—	—	—	—	—	—	—	—
0,9	0,612	0,426	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Cînd $h_n \leqslant \left(\frac{H_2 - H_1}{2}\right)$, se poate efectua calculul fără o eroare mare, neglijînd înecarea, adică adoptînd $\sigma \approx 1$.

[1] Altschul, A. D., O koeffițiente rashoda pri istecenii cerez zatoplennoe otverstie, Ghidrotehnika i melioratiia, nr. 12, 1951.

5.4. CURGEREA CU NIVEL VARIABIL

Se determină timpul de coborîre (sau de ridicare) a suprafeței libere de la nivelul H_1 pînă la nivelul H_2 la curgerea în atmosferă (fig. 5.9).

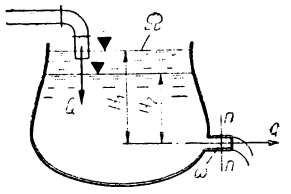


Fig. 5.9. Curgerea cu nivel variabil.

— În cazul ariei variabile a suprafeței libere $\Omega = f(H)$

$$t = \int_{H_1}^{H_2} \frac{\Omega\, dH}{Q - \mu\omega\sqrt{2gH}} = \int_{H_1}^{H_2} \frac{f(H)\, dH}{Q - \mu\omega\sqrt{2gH}}, \quad (5.23)$$

în care: Q este debitul afluent în rezervor [care în cazul general variază în funcție de timp $Q = f_1(t)$]; ω — aria secțiunii transversale a orificiului; μ — coeficientul de debit al orificiului.

În toate cazurile, dacă $Q = f_1(t)$, problema se rezolvă prin metoda însumării.

— Dacă $\Omega = \text{const}$ și debitul afluent este constant ($Q = \text{const}$), timpul de golire sau de umplere se determină cu formula

$$t = \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}}\left[\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2} + \sqrt{H_s}\ln\frac{\sqrt{H_s} - \sqrt{H_1}}{\sqrt{H_s} - \sqrt{H_2}}\right], \quad (5.24)$$

în care: H_s este înălțimea pentru care prin orificiul ω trece debitul egal cu debitul afluent Q, adică pentru care $Q = \mu\omega\sqrt{2gH_s}$, de unde

$$H_s = \frac{Q}{2g\mu^2\omega^2}.$$

Dacă înălțimea inițială $H_1 > H_s$, atunci are loc o golire, iar dacă $H_1 < H_s$ — are loc o umplere a rezervorului. În ambele cazuri, pentru atingerea de către suprafața liberă a nivelului corespunzător înălțimii H_s, adică $H_2 = H_s$, este necesar un timp foarte mare $t = \infty$.

Observație. Dacă $H_1 > H_s$, atunci și $H_2 > H_s$ (la limită $H_2 = H_s$). Dacă $H_1 < H_s$, atunci și $H_2 < H_s$ (la limită $H_2 = H_s$).

Dacă debitul afluent este nul ($Q = 0$), timpul de golire se află cu formula

$$t = \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}}(\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2}). \quad (5.25)$$

Timpul de golire completă (cînd $H_2 = 0$) va fi egal cu

$$t = \frac{2\Omega\sqrt{H_1}}{\mu\omega\sqrt{2g}} = \frac{2\Omega H_1}{\mu\omega\sqrt{2gH_1}} = \frac{2W}{q_{inițial}}, \quad (5.26)$$

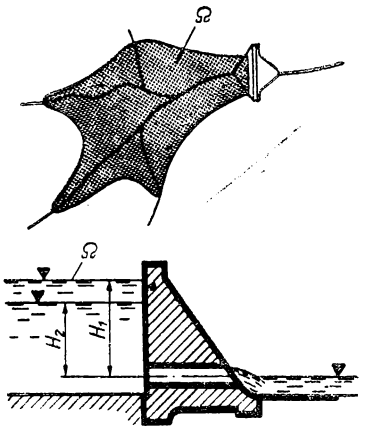


Fig. 5.10.

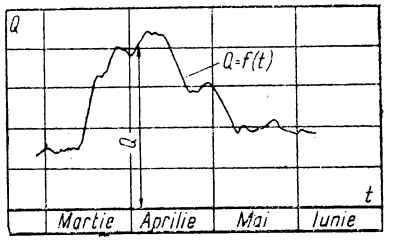


Fig. 5.11. Hidrograful debitului rîului în regim natural.

adică

$$t = \frac{\textit{dublul volumului inițial în rezervor}}{\textit{debitul inițial al orificiului}}.$$

— Umplerea și golirea lacurilor de acumulare cînd $\Omega = f(H)$:

— în cazul general, dacă debitul afluent Q este dat printr-un hidrograf (fig. 5.11) și aria oglinzii lacului de acumulare — prin graficul $\Omega = f(H)$ (fig. 5.12), timpul de golire sau de umplere a lacului de acumulare se determină prin metoda integrării aproximative cu formula

$$\Delta t = \sum \frac{0{,}5(\Omega_i + \Omega_{i-1})\Delta H}{0{,}5(Q_i + Q_{i-1}) - \mu\omega\sqrt{2gH_m}}, \quad (5.27)$$

în care

$$H_m = \frac{H_i + H_{i-1}}{2};$$

— dacă debitul afluent este nul ($Q = 0$), timpul de golire are expresia

$$t = \frac{1}{\mu\omega\sqrt{2g}}\int_{H_2}^{H_1}\frac{\Omega\, dH}{\sqrt{H}} = \frac{1}{\mu\omega\sqrt{2g}}\int_{H_2}^{H_1}\frac{f(H)\, dH}{\sqrt{H}}. \quad (5.28)$$

Dacă se cunoaște graficul de variație a ariei oglinzii lacului de acumulare în funcție de nivel, se poate accepta, cu aproximație, în limitele de

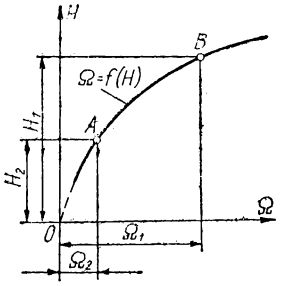


Fig. 5.12. Suprafaţa lacului de acumulare la oglinda apei.

la A la B (fig. 5.12) o relaţie aproximativă $\Omega = f(H) = cH^n$. Timpul de scădere a suprafeţei libere de la nivelul H_1 pînă la H_2 va fi egal cu

$$t = \frac{2c}{\mu\omega\sqrt{2g}(n+1)}\left(\sqrt{H_1^{2n+1}} - \sqrt{H_2^{2n+1}}\right). \quad (5.29)$$

Exponentul n şi coeficientul c din relaţia $\Omega = cH^n$ se determină cu formulele

$$n = \frac{\log\frac{\Omega_1}{\Omega_2}}{\log\frac{H_1}{H_2}} \quad \text{şi} \quad c = \frac{\Omega}{H^n},$$

în care Ω_1 şi Ω_2 se află direct din curbă (fig. 5.12) pentru înălţimile H_1 şi H_2.

Coeficientul de debit μ trebuie să fie calculat în prealabil pentru golirea cu diametrul D cu considerarea tuturor rezistenţelor — locale şi distribuite.

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma\zeta + \lambda\frac{l}{D}}}.$$

La determinarea timpului total de golire a lacului de acumulare t după metoda trapezelor se obţine

$$t = t_1 + t_2 + t_3 + \ldots + t_i,$$

în care: t_1, t_2, t_3, ... sînt intervalele de timp în decursul cărora nivelul apei scade respectiv de la H_1 pînă la H^{I}; de la H^{I} pînă la H^{II}; de la H^{II} pînă la H^{III} etc.

În acest caz, fiecare interval de timp separat se determină cu formula

$$t_i = \frac{2\Omega_m}{\mu\omega\sqrt{2g}}\left(\sqrt{H_i} - \sqrt{H_{i-1}}\right), \quad (5.30)$$

în care

$$\Omega_m = \frac{\Omega_i + \Omega_{i-1}}{2}.$$

Indicii i şi $(i-1)$ corespund momentului final şi momentului iniţial pentru fiecare interval de timp t_i.

5.5. CALCULUL DESCHIDERII STAVILELOR (CURGEREA PE SUB STAVILĂ ÎN CANALE)

În lipsa contracţiei laterale şi la o lăţime b a canalului, viteza în secţiunea contractată $(n-n)$ (fig. 5.13) este egală cu[1]

$$v = \frac{\varphi}{\sqrt{1 + \varepsilon\frac{a}{H}}}\sqrt{2gH}, \quad (5.31)$$

iar debitul

$$Q = \varphi\frac{b\varepsilon a}{\sqrt{1 + \varepsilon\frac{a}{H}}}\sqrt{2gH}, \quad (5.32)$$

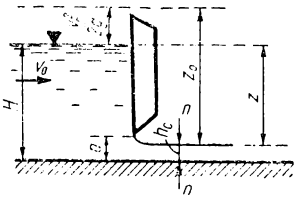


Fig. 5.13.

în care φ este coeficientul de corecţie, care ia în considerare influenţa pierderilor de sarcină. Valorile φ la curgerea pe sub stavile în canale orizontale sînt date în tabelul 5.4.

Tabelul 5.4

Funcţia $\varphi = f(\mathrm{Fr})$ la curgerea pe sub stavile verticale în canale orizontale (după A. D.Altschul)

$\mathrm{Fr} = \frac{v_0^2}{gH}$	0	0,01	0,025	0,06	0,10 şi mai sus
φ	1,06	1,0	0,97	0,96	0,96

Valorile coeficientului ε de contracţie a vîne de apă la curgerea pe sub stavilă plană verticală sînt date în tabelul 5.5.

Tabelul 5.5

Valoarea coeficientului de contracţie a vînei la curgerea pe sub stavile verticale plane în canale orizontale (după N.E. Jukovski)

$\frac{Q}{H}$	ε	$\frac{Q}{H}$	ε	$\frac{Q}{H}$	ε	$\frac{Q}{H}$	ε
0,00	0,611	0,30	0,625	0,55	0,650	0,80	0,720
0,10	0,615	0,35	0,628	0,60	0,660	0,85	0,745
0,15	0,618	0,40	0,630	0,65	0,675	0,90	0,780
0,20	0,620	0,45	0,638	0,70	0,690	0,95	0,835
0,25	0,622	0,50	0,645	0,75	0,705	1,00	1,000

[1] Altschul, A. D., O koeffiţiente rashoda pri istecenii ti-pod scita, Sanitarnaia tehnika, nr. 6, 1957.

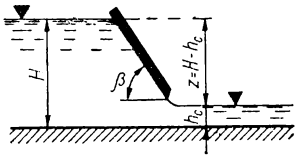


Fig. 5.14.

În cazul stavilei plane înclinate cu unghiul β față de orizontală (fig. 5.14) debitul se determină cu formula

$$Q = \mu ab\sqrt{2g(H_0 - \varepsilon a)}, \qquad (5.33)$$

în care

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}.$$

Coeficientul μ este (conform datelor experimentale) egal cu

pentru $\beta = 63°20'$ $\quad \mu = 0{,}74$
pentru $\beta = 45°$ $\quad \mu = 0{,}84.$

Valorile coeficientului de contracție ε și ale coeficientului de debit $\mu = \varepsilon\varphi$ (pentru un coeficient de viteză $\varphi = 0{,}97$) în funcție de unghiul β sînt date în tabelul 5.6.

Tabelul 5.6

Coeficientul de contracție a vînei ε și coeficientul de debit μ funcție de unghiul β

Coeficienții	β, grade				
	0	30	70	90	110
ε	1,0	0,80	0,65	0,61	0,588
μ	0,97	0,78	0,63	0,59	0,57

Observație. La propunerea lui P. G. Kiselev viteza de acces v_0 poate fi neglijată dacă

$$v_0 \leqslant 0{,}885\sqrt{z} \qquad (5.34)$$

luînd

$$v = \varphi\sqrt{2g(H - \varepsilon a)}. \qquad (5.35)$$

Eroarea care apare în acest caz este de circa 2%.

La orificiile de fund închise prin stavile curbe cu suprafața netedă se pot adopta cu aproximație următoarele valori (fig. 5.15)

pentru schema din fig. 5.15, *a*

cînd $\beta = 45°$ $\quad \mu = 0{,}80—0{,}85$
cînd $\beta = 60°$ $\quad \mu = 0{,}85—0{,}90$
cînd $\beta = 90°$ $\quad \mu = 0{,}90—0{,}95$

pentru schema din fig. 5.15, *b*

cînd $a/r \leqslant 1{,}0$ $\quad \mu = 0{,}9.$

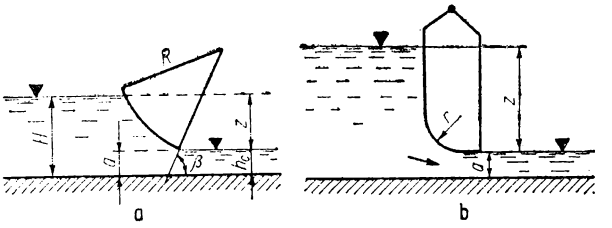


Fig. 5.15.

La curgerea pe sub stavila verticală curbată spre amonte, coeficientul de contracție verticală a vînei $\varepsilon = h_c/a$ se poate lua egal cu[1]

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_{sp}}{1 + 1{,}05\dfrac{a}{R}}, \qquad (5.36)$$

în care: *a* este deschiderea stavilei; *R* — raza de curbură a stavilei; ε_{sp} — coeficientul de contracție verticală a vînei la curgerea pe sub stavila plană (vezi tabel 5.5); h_c — adîncimea curentului în aval la o distanță egală cu deschiderea stavilei *a*.

Exemplu. Să se determine debitul de apă *Q*, care curge liber pe sub stavilă, dacă adîncimea apei în amonte de stavilă este $H = 2$ m; deschiderea stavilei $a = 0{,}70$ m; lățimea orificiului $b = 3{,}0$ m.

Rezolvare. 1. Se determină gradul de strangulare a curentului

$$n = \frac{a}{H} = \frac{0{,}7}{2} = 0{,}35;$$

2. Se determină coeficientul de contracție a vînei cu formula (5.15) (vezi, de asemenea, tabelul 5.5)

$$\varepsilon = 0{,}57 + \frac{0{,}043}{1{,}1 - n} = 0{,}57 + \frac{0{,}043}{1{,}1 - 0{,}35} = 0{,}627;$$

3. La curgerea liberă (neînecată) se determină debitul cu formula (5.32), adoptînd în primă aproximație $\varphi = 1$

$$Q = \varphi\frac{\varepsilon}{\sqrt{1 + \varepsilon n}}\, ba\sqrt{2gH} = \frac{0{,}627}{\sqrt{1 + 0{,}627 \cdot 0{,}35}} \cdot 3 \cdot 0{,}70 \cdot$$

$$\cdot 4{,}43\sqrt{2} = 7{,}45 \text{ m}^3/\text{s};$$

4. Pentru calcule mai exacte este necesar să se determine viteza de acces

$$v_0 = \frac{Q}{bH} = \frac{7{,}45}{3 \cdot 2} = 1{,}24 \text{ m/s}$$

și numărul Froude pentru curentul afluent

$$\text{Fr} = \frac{v_0^2}{gH} = \frac{1{,}24^2}{9{,}81 \cdot 2} = 0{,}078,$$

după care, din tabelul 5.4 se găsește că acestui număr Froude îi corespunde coeficientul $\varphi = 0{,}96$;

5. În a doua aproximație, rezultă debitul

$$Q' = 0{,}96Q = 0{,}96 \cdot 7{,}45 = 7{,}15 \text{ m}^3/\text{s}.$$

[1] Vasiliev, O. F., DAN SSSR, 106, nr. 5, 1956.

5.6. AJUTAJE ŞI CONDUCTE SCURTE (CURGEREA PRIN ORIFICII ÎN PEREŢI GROŞI)

Debitul se determină din formula generală pentru toate ajutajele şi conductele scurte

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gH}, \qquad (5.37)$$

în care: ω este secţiunea de ieşire a orificiului; H — sarcina hidraulică în dreptul centrului de greutate al orificiului de ieşire sau diferenţa dintre nivelurile amonte şi aval ale apei în cazul ajutajului înecat; μ — coeficientul de debit corespunzător secţiunii de ieşire.

Ajutaj cilindric exterior. Lungimea l a ajutajului cu muchia de intrare ascuţită trebuie să fie $l \geqslant 3d$. În acest caz, coeficienţii de debit, viteză, contracţie şi rezistenţă au următoarele valori (în domeniul rezistenţei pătratice)

$$\varphi = \mu = 0{,}82\,; \quad \varepsilon = 1{,}0\,; \quad \zeta = 0{,}5.$$

Pierderea de sarcină în ajutajul cilindric exterior reprezintă (în procente)

$$p = \frac{\zeta}{1+\zeta}\cdot 100 = \frac{0{,}5}{1+0{,}5}\cdot 100 = 33\%$$

Aşadar, pierderile de sarcină prin ajutaje sînt considerabil mai mari decît la curgerea prin orificiul în perete subţire.

În ajutaj se formează vacuum. În secţiunea contractată (secţiunea n—n din figura 5.16), vacuumul atinge valoarea lui maximă

$$h_{vac\ max} = (0{,}75\ldots 0{,}80)H. \qquad (5.38)$$

Sarcina hidraulică limită H_{lim} la curgerea prin ajutaj fără pierderea continuităţii în secţiunea contractată este egală cu

$$H_{lim} = \frac{p_a/\gamma}{(0{,}75\ldots 0{,}80)}. \qquad (5.39)$$

De exemplu, la presiune barometrică normală (760 mm Hg)

$$H_{lim} = (13\ldots 14)\ \text{m coloană } H_2O.$$

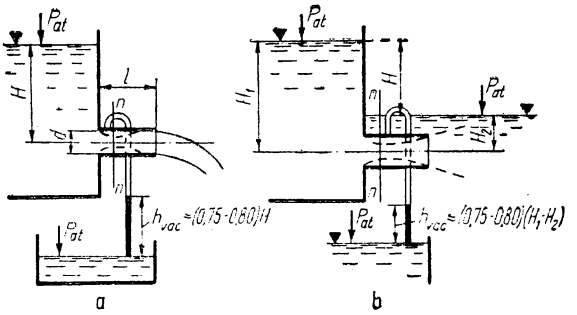


Fig. 5.16.

În practică se recomandă să nu se admită $h_{vac} > 9$ m coloană apă.

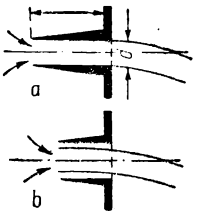
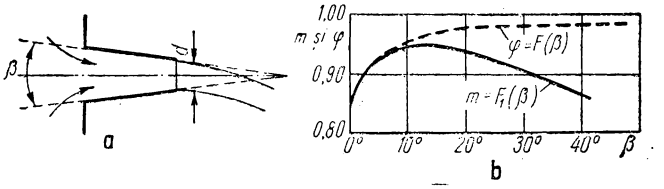
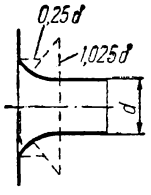
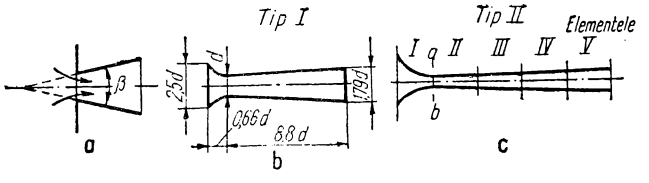
Valorile coeficienţilor μ, φ, ε şi ζ pentru diferite forme de ajutaje sînt prezentate în tabelul 5.7.

Tabelul 5.7

Valorile coeficienţilor de curgere pentru ajutaje (în domeniul rezistenţei pătratice)

Denumirea ajutajelor şi condiţiile de curgere	Coeficienţii			
	μ	φ	ε	ζ
1	2	3	4	5
Ajutaj cilindric				
a. Intrare cu muchii ascuţite ($l \geqslant 3d$)	0,82	0,82	1,00	0,50
b. Intrare lină, margine de intrare rotunjită	0,95	0,95	1,00	0,06
c. Ajutaj cu intrare cu muchii ascuţite, înclinat faţă de perete sub unghiul				
$\beta = 0°$	0,82	—	—	—
$\beta = 10°$	0,80	—	—	—
$\beta = 20°$	0,78	—	—	—
$\beta = 30°$	0,76	—	—	—
$\beta = 40°$	0,75	—	—	—
$\beta = 50°$	0,73	—	—	—
$\beta = 60°$	0,72	—	—	—
d. Pentru lungimea ajutajului $l \geqslant 3d$ (după V. D. Jurin) dacă $l' = l/d$				
$l' = 1$	0,62	—	—	—
$l' = 3$	0,82	—	—	—
$l' = 5$	0,79	—	—	—
$l' = 10$	0,77	—	—	—
$l' = 25$	0,78	—	—	—
$l' = 50$	0,64	—	—	—
$l' = 75$	0,58	—	—	—
$l' = 100$	0,55	—	—	—

Tabelul 5.7 (continuare)

1	2	3	4	5
				
Ajutaj cilindric interior				
a. Cînd $l > 3d$	0,71	0,71	1,00	1,00
b. Cînd $l < 3d$	0,51	0,97	0,53	0,06
Ajutaj cu convergenţă conică				
În medie pentru unghiul de conicitate $\beta = 12-15°$	0,94	0,96	0,98	0,09
Dependenţa lui μ şi φ de unghiul de conicitate β este reprezentată prin curba *b*				
				
				
Ajutaj conoidal (după forma vînei)				
a. Pentru configuraţia indicată în desen	0,97	0,97	1,00	0,06
b. O altă configuraţie, dar asemănătoare cu cea precedentă, funcţie de presiune	0,959–0,994	0,959–0,994	1,00	de la 0,08 la 0,01
Ajutaj de tipul ajutajelor de incendiu				
Funcţie de forma ajutajului	0,97–0,99	—	—	—
Ajutaje conic divergente				
a. La un unghi de conicitate de 5–7° în medie	0,45–0,50	0,45–0,50	1,00	3,94–3,00
b. De tipul I pentru $\beta = 5°$	0,483	0,483	1,00	3,3
c. De tipul II (elementul I – cicloidă, II, III, IV şi V – con, $\beta = 5°$)				
				
Pentru diferite condiţii de construcţie a ajutajului				
a. Ajutajul constă din elementul I	0,927–0,994	—	—	—
b. Ajutajul constă din elementele I şi II	1,481–1,595	—	—	—
	0,726–0,782	—	—	—
c. Ajutajul constă din elementele, I II şi III	1,893–2,123	—	—	—
	0,359–0,402	—	—	—
d. Ajutajul constă din elementele I, II, III şi IV	0,209–0,244	—	—	—
e. Ajutajul constă din elementele I, II, III, IV şi V	2,055–2,261	—	—	—
	0,128–0,140	—	—	—

Observaţie. Prima valoare se referă la secţiunea $a-a$, iar a doua – la secţiunea de ieşire. Valorile coeficientului sînt date pentru elemente de lungime 0,305 m, diametrul în secţiunea $a-b$ $d = 0,306$ m şi diametrul în secţiunea de ieşire a elementului V $d = 0,125$ m.

5.7. CALCULUL GOLIRILOR DE FUND LA BARAJE

Goliri de fund cu diametru constant (fig. 5.17)

Formula debitului:

— pentru curgerea în atmosferă (fig. 10.37)

$$Q = \mu \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gH_0}; \qquad (5.40)$$

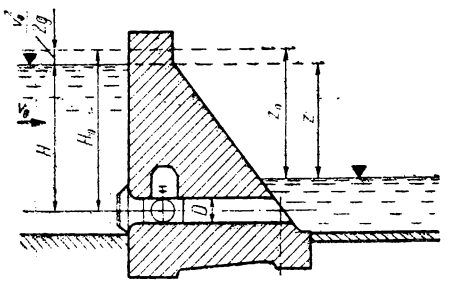


Fig. 5.17. Golire de fund cu diametru constant.

— pentru curgerea sub nivel (fără considerarea căderii de restabilire, vezi § 10.17, ceea ce este admisibil în cazul unei înecări importante a orificiului și pentru o lățime a biefului aval $B \gg D$)

$$Q = \mu \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gz_0}. \qquad (5.41)$$

Coeficientul de debit μ se determină cu formula

$$\mu = \varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma\zeta + \lambda l/D}}, \qquad (5.42)$$

în care $\Sigma\zeta$ este suma tuturor coeficienților de rezistență locală.

Pentru golirea de fund înecată, în formula (5.42) se înglobează toate rezistențele locale, cu excepția rezistenței la ieșire, care se estimează prin cifra unu situată în față; astfel, pentru acest caz, suma coeficienților rezistențelor locale este egală cu $(1 + \Sigma\zeta)$.

Pentru calcule preliminare se pot adopta următoarele valori ale coeficienților de rezistență:

— Grătare de intrare (dacă se prevăd prin proiect)[1]

$$\zeta_g' = \zeta_g \left(\frac{\omega}{\Omega}\right)^2 \approx 1{,}5 \left(\frac{\omega}{\Omega}\right)^2 = 1{,}5 \left(\frac{D}{D_1}\right)^4,$$

în care: $\omega = \pi D^2/4$ este suprafața secțiunii golirii de fund; Ω — suprafața în camera de intrare (fig. 5.17);

[1] Pentru precizări, a se vedea capitolul 4.

— Orificiu de intrare (intrare racordată) $\zeta_{in} = 0{,}05$;

— Vana la golire de fund, în funcție de tipul ei;

— vană-fluture la deschidere completă $\zeta = 0{,}10$;

— dacă tipul vanei nu este cunoscut $\zeta = 0{,}20$.

Coeficientul de rezistență liniară λ. Pentru diametre mari, independent de materialul pereților conductei se adoptă $\lambda \approx 0{,}025$. În calcule mai exacte și în cazul unor conducte de lungime mare, coeficientul λ se determină cu ajutorul formulelor expuse în capitolul 4.

Pentru calcule de orientare, foarte aproximative, cînd schema constructivă a golirii de fund nu este clarificată, însă intrarea este racordată, se poate adopta valoarea coeficientului de debit din graficul din fig. 5.18.

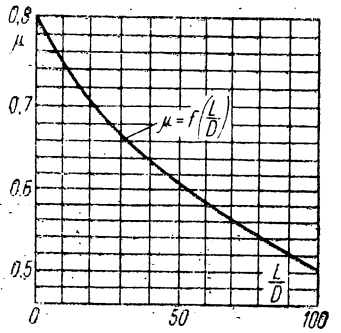


Fig. 5.18.

Probleme privind calculul hidraulic al golirilor de fund:

— Să se determine debitul Q cunoscînd diametrul D al conductei, lungimea L și sarcina hidraulică H;

— Să se determine sarcina hidraulică H cînd sînt date diametrul D al conductei, lungimea L și debitul Q.

Aceste două probleme se rezolvă printr-un calcul direct al mărimii căutate folosind formula de bază (5.40);

— Să se determine diametrul D al golirii de fund cînd sînt date debitul Q, sarcina hidraulică H și lungimea L a conductei de golire.

Este mai comodă rezolvarea problemei prin metoda grafică, trasînd curba $Q = f(D)$ (fig. 5.19) pentru un șir de valori alese arbitrar ale diametrului D_1, D_2, D_3, ...

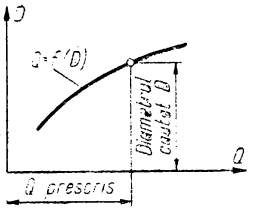


Fig. 5.19.

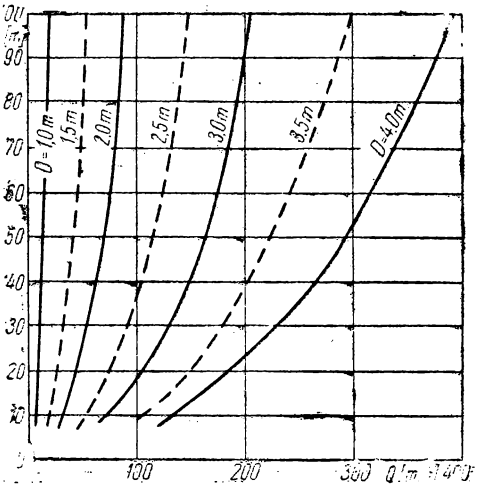


Fig. 5.20. Grafic pentru determinarea debitului golirilor de fund cilindrice.

Pentru determinarea aproximativă, dar rapidă, a diametrului, în calcule preliminare poate fi folosit graficul din figura 5.20.

Goliri de fund cu diametru variabil (fig. 5.21)

Formulele debitului:

— pentru curgerea în atmosferă (fig. 10.37)

$$Q = \mu\omega_e\sqrt{2gH_0}\,; \qquad (5.43)$$

— pentru curgerea sub nivel (golirea de fund înecată cu o cădere de restabilire neînsemnată, § 10.17)

$$Q = \mu\omega_e\sqrt{2gz_0}\,, \qquad (5.44)$$

în care μ este coeficientul de debit egal cu

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\Sigma\zeta}}\,, \qquad (5.45)$$

ω_e — aria secțiunii de ieșire a conductei, egală cu $\pi D^2/4$.

Dacă la intrare se instalează un grătar de reținere iar partea de ieșire a conductei se amenajează ca ajutaj divergent, atunci

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\zeta_g\left(\frac{D_2}{D_1}\right)^4 + (\zeta_e+\zeta_v)\left(\frac{D_2}{D}\right)^4 + \zeta_{aif}}}\,, \qquad (5.46)$$

în care D, D_1 și D_2 sînt indicate în fig. 5.21.

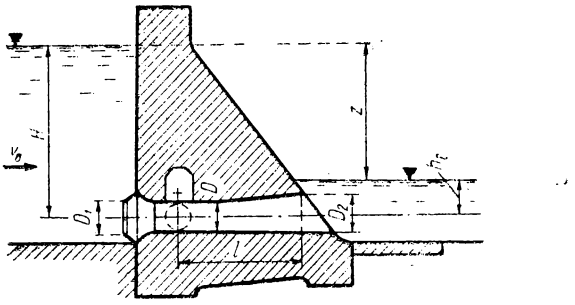


Fig. 5.21. Golire de fund de secțiune variabilă.

Coeficienții de rezistență ζ au aceleași valori ca și pentru golirea de fund cu diametru constant.

În calculele orientative se pot adopta următoarele valori ale coeficientului de debit μ (în ipoteza racordării hidraulice a elementelor constructive ale golirii de fund și a unui unghi de lărgire a conductei $\beta = 5-6°$)

l/D	20	30	40	50
μ	0,32	0,17	0,10	0,07

Pentru alte rapoarte l/D, valorile μ se vor lua din fig. 5.22.

Exemplu. Se dă $H_0 = 10$ m; diametrul gurii de intrare $D_1 = 0{,}5$ m; diametrul orificiului de ieșire $D_2 = 1$ m; lungimea părții divergente a golirii de fund $l = 10$ m. Să se determine debitul de apă Q.

Admitem (pentru $l/D_1 = 20$) cu aproximație $\mu = 0{,}32$ și obținem

$$Q = 0{,}32 \cdot 0{,}785\sqrt{2g \cdot 10} = 3{,}5 \text{ m}^3/\text{s}.$$

În aceleași condiții, debitul golirii de fund cilindrice cu diametrul $D = 0{,}5$ m va fi egal cu

$$Q' = 0{,}71\,\frac{\pi\,0{,}5^2}{4}\sqrt{2g \cdot 10} = 1{,}95 \text{ m}^3/\text{s} < 3{,}5 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Pe porțiunea de intrare a golirii de fund, funcționînd ca un ajutaj, se formează vacuum a cărui valoare $h_{vac} = p_{vac}/\gamma$ poate fi determinată cu ajutorul ecuației Bernoulli. Valoarea admisibilă a vacuumului se determină printr-un calcul special (vezi § 10.19, *c*).

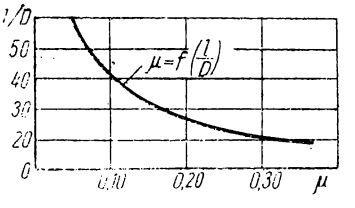


Fig. 5.22. Grafic pentru determinarea valorilor aproximative ale coeficientului de debit μ pentru golirea de fund de secțiune variabilă (ungiul de divergență $\beta = 5-6°$).

5.8. FORMAREA PÎLNIILOR LA CURGEREA PRIN ORIFICII

Formarea pîlniilor la curgerea prin orificiile mari se constată cel mai frecvent în cazul sarcinii hidraulice mici și totdeauna la golirea rezervoarelor. Procesul de curgere se dovedește în acest caz complicat, legat de rotirea lichidului în jurul axului pîlniei. Intensitatea rotației poate fi atît de mare încît golul de aer (nucleul) al pîlniei să străbată întreaga grosime a lichidului, pătrunzînd în orificiul de golire (fig. 5.23). Prin aceasta se micșorează suprafața activă a orificiului și capacitatea lui de evacuare.

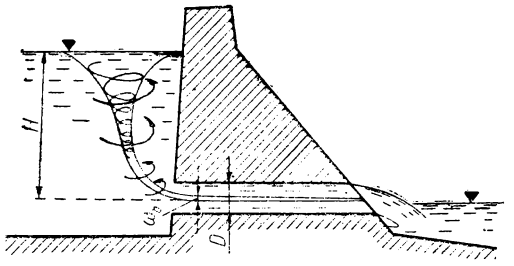


Fig. 5.23.

Fenomenul formării pîlniei este studiat foarte puțin pînă în prezent[1]. Dăm unele relații de calcul după datele lui V. I. Polikovski și R. G. Perelman[2].

Sarcina hidraulică critică H_{cr} la care are loc pătrunderea nucleului de aer al pîlniei în golirea de fund, se poate determina din formula lui R. G. Perelman

$$H_{cr} = 0{,}5\, D \left(\frac{v_0}{\sqrt{gD}}\right)^{0{,}55}, \qquad (5.47)$$

în care: D este diametrul orificiului; v_0 — viteza medie de curgere în secțiunea contractată $n-n$ (fig. 5.24), adică la distanța de aproximativ $0{,}5\,D$ sub planul orificiului.

Pentru calculul după această formulă se poate folosi curba din fig. 5.25. Sarcina hidraulică critică calculată cu formula (5.47) caracterizează curgerea cu pîlnie nestabilă. Pîlnia stabilă apare la sarcina hidraulică

$$H_{cr} \leqslant 0{,}36\, D \left(\frac{v_0}{\sqrt{gD}}\right)^{0{,}67}. \qquad (5.48)$$

[1] Altschul, A. D., Margolin, M. Ș., Vliianie vihrevih voronok na koeffițient rashoda pri isticenii jidkosti iz otverstii, „Ghidrotehniceskoe stroitelstvo" nr. 6, 1968.

[2] Polikovski, V. I., Perelman, R. G., Voronkoobrazovanie v jidkosti s otkrîtoi poverhnostiu, M., Gosenergoizdat, 1959.

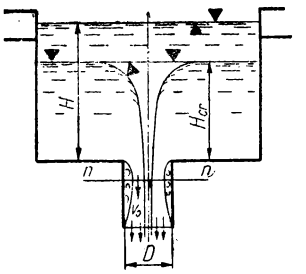
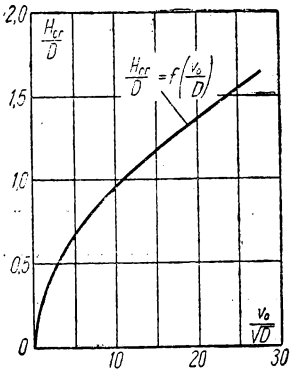


Fig. 5.24.



Zig. 5.25. Grafic pentru determinarea înălțimii critice (orificii orizontale).

Cînd se cunosc viteza v_0 și diametrul orificiului D, se poate afla din grafic raportul H_{cr}/D calculînd raportul $v_0/\sqrt{gD}$. Dacă $H < H_{cr}$, pîlnia de aer pătrunde în orificiu.

Exemplu. Diametrul golirii de fund $D = 1$ m, iar debitul de apă $Q = 3$ m³/s. Să se determine la ce sarcină hidraulică H_{cr} va avea loc pătrunderea aerului în orificiu și dacă este posibilă pătrunderea aerului la debitul dat, în cazul cînd curgerea are loc direct în atmosferă.

Rezolvare. 1. Se determină viteza de curgere în secțiunea contractată $n-n$ (fig. 5.24)

$$v_0 = \frac{Q}{\omega_c} = \frac{Q}{\varepsilon\pi D^2/4} = \frac{4 \cdot 3}{0{,}64 \cdot 3{,}14 \cdot 1^2} = 6 \text{ m/s};$$

2. Se află sarcina hidraulică critică

$$H_{cr} = 0{,}5D \left(\frac{v_0}{\sqrt{gD}}\right)^{0.55} = 0{,}5 \cdot 1 \left(\frac{6}{\sqrt{9{,}81 \cdot 1}}\right)^{0.55} = 0{,}72 \text{ m};$$

3. Se determină, în continuare, sarcina hidraulică necesară pentru trecerea prin orificiu a debitului dat $Q = 3$ m³/s

$$H = \frac{Q^2}{\mu^2 \omega^2 2g} = \frac{3^2}{(0{,}62 \cdot 0{,}785)^2 \cdot 2 \cdot 9{,}81} = 1{,}92 \text{ m} > 0{,}72 \text{ m}.$$

Astfel, sarcina hidraulică efectivă H este mai mare decît H_{cr} și nu va avea loc pătrunderea pîlniei în orificiu. Orificiul este suficient de adînc.

Dacă orificiul este situat în peretele vertical în imediata vecinătate a fundului, verificarea posibilității de antrenare a aerului prin vortex

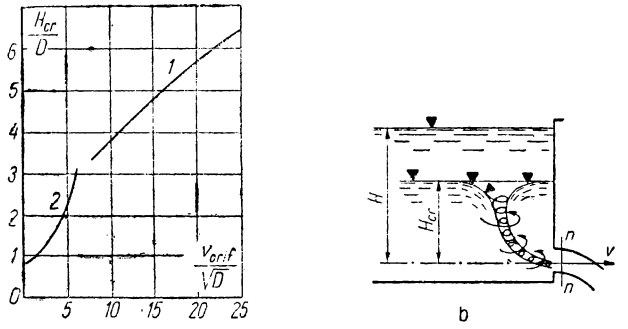


Fig. 5.26. Grafic pentru determinarea înălțimii critice (orificii verticale).

în orificiu se efectuează ca în cazul precedent, dar cu utilizarea graficului din fig. 5.26. În același caz, dacă orificiul este situat departe de fund, calculul se efectuează analog cu calculul golirii de fund, după graficul din fig. 5.25.

La curgerea pe sub stavile este posibilă formarea de vortexuri în colțurile dintre stavilă și pile (fig. 5.27)[1]. Vortexurile cele mai puternice se formează în cazul pilelor scurte a căror lungime nu depășește 0,5...0,8 din lățimea deschiderii.

În cazul pilelor lungi nu se produc vortexuri puternice; în acest caz vortexurile se formează doar în fața stavilei.

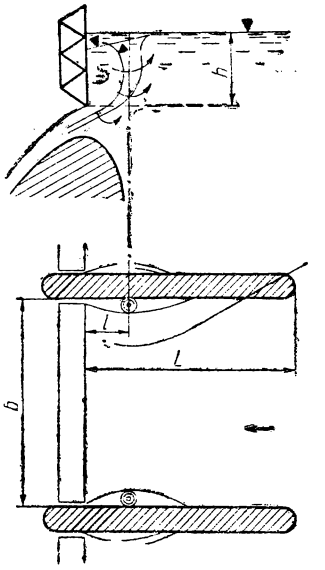


Fig. 5.27.

Apărînd inițial la distanța $l = 0{,}2\,h$ de limita amonte a stavilei, vortexul se deplasează spre amonte; distanța dintre axa verticală a vortexului și stavilă este $l = (0{,}8-0{,}85)\,h$ (h este adîncimea muchiei aval a stavilei sub nivelul suprafeței libere).

CAPITOLUL 6

DEVERSOARE

6.1. NOTAȚIILE FOLOSITE ȘI PRINCIPALA FORMULĂ DE CALCUL

H și z sînt sarcina hidraulică și căderea (denivelarea) la deversor; H_0 și z_0 — sarcina hidraulică și căderea (denivelarea) la deversor cu considerarea vitezei de acces

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} \text{ și } z_0 = z + \frac{v_0^2}{2g},$$

$v_0 = \frac{Q}{\omega}$ — viteza de acces, respectiv viteza medie în fața deversorului, ω — aria secțiunii de curgere a întregului curent în secțiunea $A-A$ (fig. 6.1);

p_{am} și p_{av} — înălțimea peretelui deversor în bieful amonte și bieful aval;

b — lățimea deversorului (lungimea pragului).

Deversoarele se împart în trei tipuri principale:

— deversor cu muchie ascuțită;

— deversor cu profil practic (pereți deversori) cu secțiune transversală de forme diferite;

[1] Isaakean, S. M., „Izvestiia AN Armeanskoi SSR", 8, nr. 2, 1955.

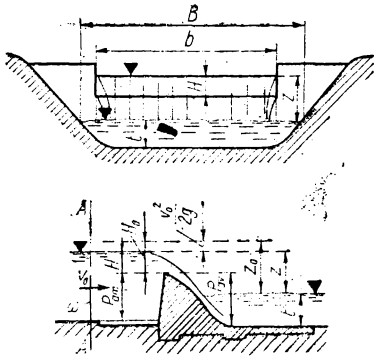


Fig. 6.1.

— deversor cu prag lat.

Fiecare deversor, în funcție de configurația lui în plan și de poziția în albie, poate fi rectiliniu sau curbiliniu (în particular, inelar); frontal, perpendicular pe axul albiei; oblic, adică situat în planul curgerii sub un unghi față de axul albiei sau lateral. În afară de aceasta, în funcție de forma deschiderii, fiecare deversor poate fi drept-unghiular, trapezoidal, triunghiular și curbiliniu (în particular, parabolic).

Formula de bază pentru calculul deversoarelor de toate tipurile are următoarea expresie

$$Q = mb\sqrt{2g}\,H_0^{3/2} \qquad (6.1)$$

sau

$$Q = mb\sqrt{2g}\,H^{3/2}, \qquad (6.2)$$

în care m este coeficientul de debit adimensional, diferit pentru diferite tipuri de deversoare și pentru diferite condiții de funcționare a acestora.

Asupra valorii debitului Q au o influență substanțială viteza de acces, contracția laterală și înecarea din bieful aval. Deversorul se numește neînecat dacă nivelul apei din bieful aval nu influențează curgerea. În formula (6.1) influența vitezei de acces v_0 este luată în considerare prin intermediul lui H_0.

În calcule preliminare se pot adopta următoarele valori ale coeficientului m pentru deversoarele neînecate

— deversorul cu muchie ascuțită $m = 0{,}42$;

— deversorul de profil practic fără vacuum $m = 0{,}45$;

— deversorul de profil practic cu vacuum $m = 0{,}50$;

— deversorul cu prag lat $m = 0{,}35$.

Valori mai precise ale coeficientului m sînt indicate mai jos pentru fiecare tip de deversor în parte.

Valoarea debitului specific, care revine pentru 1 m din lungimea pragului deversor, calculată cu formula

$$q = \frac{Q}{b} = m\sqrt{2g}\,H^{3/2}$$

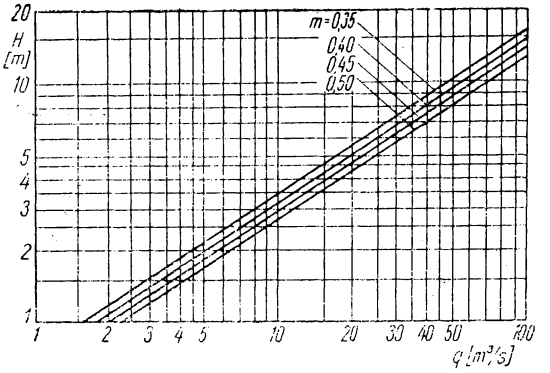


Fig. 6.2. Grafic pentru determinarea debitului $q = Q/b = m\sqrt{2g}\,H^{3/2}$,

pentru diferite valori m, este dată în figura 6.2 și tabelul 6.1.

Tabelul 6.1

Debitul specific (pe 1 m de lungime) al deversorului pentru diferite valori ale sarcinii H și diferite valori ale coeficienților de debit $q = \frac{Q}{b} = m\sqrt{2g}\,H^{3/2}$ [m³/s·m]

H, m	m			
	0,35	0,40	0,45	0,50
0,10	0,049	0,056	0,063	0,070
0,20	0,139	0,158	0,178	0,198
0,30	0,255	0,291	0,328	0,364
0,40	0,395	0,452	0,508	0,565
0,50	0,549	0,628	0,706	0,785
0,60	0,721	0,824	0,927	1,030
0,70	0,906	1,060	1,165	1,295
0,80	1,109	1,268	1,426	1,585
0,90	1,323	1,512	1,701	1,840
1,00	1,550	1,772	1,993	2,215
1,10	1,778	2,044	2,299	2,555
1,30	2,296	2,624	2,952	3,280
1,50	2,849	3,256	3,663	4,070
1,70	3,487	3,928	4,419	4,910
2,00	4,382	5,008	5,634	6,260
2,50	6,127	7,005	7,878	8,756
3,00	8,053	9,273	10,36	11,51
3,50	10,15	11,60	13,25	14,50
4,00	12,40	14,18	15,94	17,72
5,00	17,33	19,81	22,28	24,76
6,00	22,78	26,05	29,30	32,56
7,00	28,71	32,82	36,91	41,02
8,00	35,08	40,10	45,10	50,13
9,00	41,85	47,84	53,79	59,81
10,00	49,01	56,03	63,02	70,04

Observații: 1. Pentru determinarea debitului deversorului Q cînd este dată lățimea lui b, valorile din tabel trebuie înmulțite cu b. De exemplu, cînd $b = 15$ m; $m = 0{,}40$; $H = 2{,}5$ m aflăm $Q = 7{,}005 \times 15 = 105{,}07$ m³/s;

2. Pentru determinarea debitului specific q la alte valori ale coeficientului de debit m, datele din tabel q trebuie înmulțite cu raportul m_{prese}/m_{tab}. De exemplu, să se determine q cînd $m = 0{,}38$ și $H = 2{,}5$ m. Aflăm $q = q_{tab} \cdot m_{prese}/m_{tab} = 7{,}005 \cdot 0{,}38/0{,}40 = 6{,}66$ m³/s.m.

6.2. FORMELE PRINCIPALE ALE LAMEI DEVERSANTE

Lama deversantă liberă se formează cînd aerul pătrunde sub lamă, adică $p = p_{at}$ (fig. 6.3, *a*).

Lamele depresionate și înecate se formează atunci cînd spațiul de sub lamă nu comunică cu atmosfera. Lama antrenează (aspiră) aerul și creează vacuum, astfel încît presiunea sub lamă devine $p < p_{at}$ (fig. 6.3, *b* și *c*).

Lama lipită (aderată) se formează în cazurile speciale, de exemplu, cînd sarcina hidraulică crește treptat de la zero și cînd aerul nu poate pătrunde sub lamă (fig. 6.3, *d*).

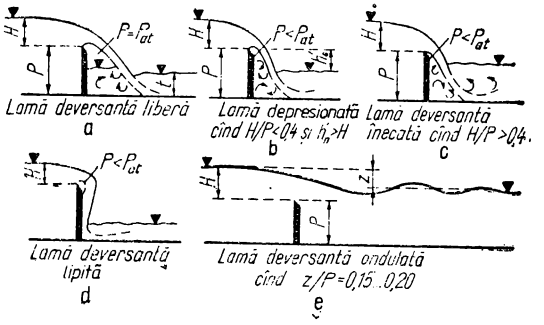


Fig. 6.3.

Stabilitatea acestor forme ale lamei este diferită. Lama lipită are stabilitatea minimă; în cazul desprinderii de pe peretele deversor ea trece în lama depresionată și nu revine în situația inițială. Cea mai stabilă este lama liberă în cazul asigurării admisiei aerului sub lamă.

Lama ondulată se formează cînd $z/p \approx$ $\approx 0{,}15 \ldots 0{,}20$ (fig. 6.3, *e*). După Normele Ministerului Centralelor Electrice U.R.S.S. din 1951, rezultă că

— pentru $z/p \approx 0{,}15$ are loc așa-numitul „regim de suprafață";

— pentru $z/p > 0{,}30$ are loc „regimul de fund", cînd nu mai apare „lama ondulată";

— pentru $0{,}15 < z/p < 0{,}30$ mișcarea este nestabilă și în acest caz devine posibil atît regimul de suprafață cu lamă ondulată, cît și regimul de fund.

Forma lamei libere, distribuția vitezelor și presiunilor în secțiunea contractată sînt indicate în fig. 6.4.

Pentru construirea profilului lamei libere sînt date în tabelul 6.2. valorile coordonatelor x și y ale pînzelor superioară și inferioară la o sarcină hidraulică egală cu $H = 1$ m (fig. 6.5).

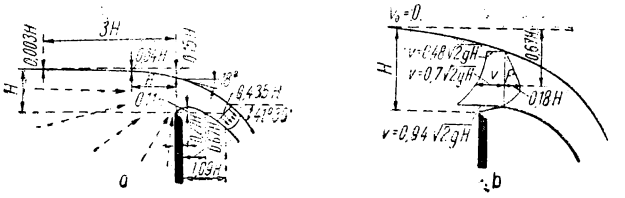


Fig. 6.4.

Tabelul 6.2

Valorile coordonatelor x și y pentru construirea profilului lamei libere (cînd $H = 1$) conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice U.R.S.S. din 1951

x	y		x	y	
	Pînza inferioară a lamei	Pînza superioară a lamei		Pînza inferioară a lamei	Pînza superioară a lamei
−3,00	—	−0,997	0,70	+0,009	−0,569
−2,00	—	−0,987	0,75	0,035	−0,538
−1,50	—	−0,980	0,80	0,063	−0,506
−1,00	—	−0,963	0,85	0,094	−0,472
−0,75	—	−0,951	0,90	0,129	−0,436
−0,50	—	−0,932	0,95	0,165	−0,398
−0,25	—	−0,896	1,00	0,202	−0,357
−0,00	−0,000	−0,851	1,10	0,290	−0,27
+0,05	−0,059	−0,839	1,20	0,38	−0,18
0,10	−0,085	−0,826	1,30	0,47	−0,08
0,15	−0,101	−0,811	1,40	0,58	+0,03
0,20	−0,169	−0,795	1,50	0,69	0,14
0,25	−0,112	−0,779	1,60	0,82	0,27
0,30	−0,111	−0,762	1,70	0,95	0,41
0,35	−0,106	−0,744	1,80	1,09	0,55
0,40	−0,097	−0,724	1,90	1,25	0,70
0,45	−0,085	−0,703	2,00	1,41	0,87
0,50	−0,071	−0,680	2,25	1,84	1,30
0,55	−0,054	−0,654	2,50	2,34	1,80
0,60	−0,035	−0,627	2,75	2,86	2,32
0,65	−0,013	0,599	3,00	3,40	2,86

Observație. Coordonatele sînt date pentru înălțimea $H = 1$ (în orice unități de măsură). Pentru construirea profilului lamei libere, toate cifrele din tabel trebuie înmulțite cu valoarea acestei înălțimi.

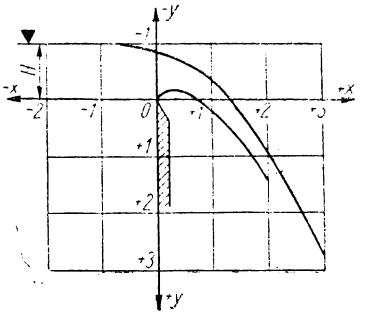


Fig. 6.5.

6.3. DEVERSORUL CU PERETE SUBȚIRE (CU MUCHIE ASCUȚITĂ)

Formula de calcul este (6.2)

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2}$$

a) **Deversorul neînecat**

Pentru deversorul neînecat fără contracție laterală, în cazul lamei libere și a vitezei de acces neglijabile, conform datelor experimentale, coeficientul de debit se determină din formula Bazin

$$m = m_0 = 0{,}405 + \frac{0{,}0027}{H} \qquad (6.3)$$

sau conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice U.R.S.S. din 1951, dacă $H \geqslant 0{,}10$ și $H \leqslant 2p$

$$m = m_0 = 0{,}402 + 0{,}054\frac{H}{p_{am}}, \qquad (6.3,\ a)$$

în care: H este sarcina hidraulică, în m; p_{am} — înălțimea peretelui deversor, în m.

Dacă viteza de acces este mare, coeficientul de debit crește și poate fi determinat cu formula Bazin

$$m = m_0 m_1 = \left(0{,}405 + \frac{0{,}027}{H}\right)\left[1 + 0{,}55\frac{H^2}{(H+p)^2}\right], \qquad (6.3,\ b)$$

în care, prin urmare

$$m_1 = 1 + 0{,}55\frac{H^2}{(H+p)^2}.$$

Astfel, influența vitezei de acces este luată în considerare prin coeficientul suplimentar m_1.

Valorile numerice ale coeficientului de debit, determinate cu formula (6.3, b), sînt date în tabelul 6.3.

Tabelul 6.3

Valorile coeficientului de debit m pentru deversorul neînecat cu perete subțire fără contracție laterală, obținute din formula (6.3, b)

Înălțimea H m	Înălțimea peretelui deversor p, m					
	0,2	0,3	0,5	0,8	1,5	∞
0,05	0,469	0,464	0,461	0,460	0,459	0,459
0,06	0,463	0,457	0,453	0,451	0,450	0,450
0,08	0,458	0,449	0,443	0,441	0,439	0,439
0,10	0,458	0,447	0,439	0,435	0,433	0,432
0,12	0,461	0,447	0,436	0,432	0,429	0,428
0,14	0,464	0,448	0,436	0,430	0,426	0,424
0,18	0,472	0,453	0,436	0,428	0,423	0,420
0,22	0,480	0,459	0,439	0,428	0,421	0,417
0,26	0,488	0,467	0,442	0,429	0,420	0,415
0,30	0,496	0,471	0,446	0,431	0,420	0,414
0,40	—	0,486	0,457	0,437	0,422	0,412
0,50		0,499	0,467	0,444	0,425	0,410
0,70	—	—	0,485	0,458	0,432	0,409

În prezența contracției laterale, coeficientul de debit poate fi determinat cu formula

$$m = m_0' m_1' = \left[0{,}405 + \frac{0{,}0027}{H} - 0{,}03\frac{B-b}{B}\right] \cdot \left[1 + 0{,}55\left(\frac{b}{B}\right)^2\left(\frac{H}{H+p}\right)^2\right]. \qquad (6.4)$$

La determinarea coeficientului de debit cu formula (6.4) se ia în considerare, concomitent, atît influența contracției laterale, cît și influența vitezei de acces, unde b este lățimea tuturor orificiilor în funcțiune.

b) **Deversorul înecat**

Deversorul devine înecat în următoarele condiții:

— cînd nivelul biefului aval este situat mai sus de pragul deversorului, deci cînd căderea z este mai mică decît înălțimea H

$$z < H;$$

— conjugarea lamei deversante cu bieful aval are loc cu salt hidraulic. În acest caz, căderea relativă (z/p_{av}) trebuie să fie mai mică decît valoarea ei critică $(z/p_{av})_{cr}$:

$$(z/p_{av}) < (z/p_{av})_{cr}.$$

Valoarea critică a căderii relative $(z/p_{av})_{cr}$ depinde de coeficientul de debit m_0 și de valoarea sarcinii hidraulice relative H/p_{av}. Valorile $(z/p_{av})_{cr}$ sînt date în tabelul 6.4.

Tabelul 6.4

Valoarea critică a căderii relative $(z/p_{av})_{cr} = f(H/p_{av})$

m_0	H/p_{av}								
	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0
0,42	0,89	0,84	0,80	0,78	0,76	0,73	0,73	0,76	0,82
0,46	0,88	0,82	0,78	0,76	0,74	0,71	0,70	0,73	0,79
0,48	0,86	0,80	0,76	0,74	0,71	0,68	0,67	0,70	0,78

În calculele preliminare se poate considera în medie $(z/p_{av})_{cr} \approx 0{,}75$.

Coeficientul de debit pentru deversorul înecat cu muchie ascuțită se determină, de obicei, cu formula lui Bazin

$$m = m' \cdot 1{,}05\left(1 + 0{,}2\frac{h_n}{p_{av}}\right)\sqrt[3]{\frac{z}{H}} = m'\sigma, \qquad (6.5)$$

în care: h_n este adîncimea de înecare (fig. 6.6); p_{av} — înălțimea peretelui deversor; H și z — sarcina hidraulică și căderea pe deversor; m' — coeficientul determinat din formula (6.3, a) sau, respectiv, în cazul contracției laterale, din formula (6.4); σ — coeficientul de înecare.

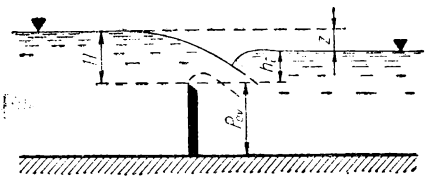


Fig. 6.6.

Valorile coeficientului de înecare

$$\sigma = 1{,}05\left(1 + 0{,}2\,\frac{h_n}{p_{av}}\right)\sqrt[3]{\frac{z}{H}}$$

sînt date în tabelul 6.5.

Tabelul 6.5

Valorile coeficientului de înecare σ a deversorului cu perete subțire funcție de adîncimea relativă de înecare (h_n/p_{av}) și căderea relativă z/p_{av}

z/p_{av}	h_n/p_{av}								
	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,50	0,70	1
0,05	1,05	0,84	0,74	0,68	0,64	0,58	0,52	0,48	0,45
0,10	1,05	0,93	0,85	0,80	0,76	0,70	0,64	0,60	0,57
0,20	1,05	0,98	0,94	0,90	0,87	0,82	0,76	0,72	0,69
0,40	1,05	1,02	0,99	0,97	0,95	0,92	0,88	0,85	0,83
0,70	1,05	1,04	1,02	1,01	1,00	0,99	0,96	0,95	0,94

Conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice U.R.S.S. din 1951, formula (6.5) este aplicabilă în cazul $1{,}90 > H/p_{av} > 0{,}15$ și $1{,}6 \geqslant h_n/p_{av} > 0$.

Înclinarea peretelui deversor mărește coeficientul de debit dacă este în sensul curgerii (fig. 6.7,*a*) și îl micșorează dacă este în sens opus (fig. 6.7, *b*).

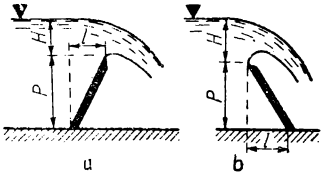


Fig. 6.7.

Coeficientul de debit $m_{incl} = k \cdot m$, unde: m este coeficientul de debit de bază, determinat cu formulele (6.3) și (6.4) etc., iar k este factorul de corecție pentru considerarea influenței înclinării peretelui. Valorile k sînt date în tabelul 6.6.

Tabelul 6.6

Valorile factorului $k = m_{incl}/m$ funcție de l/p (Normele Ministerului Centralelor Electrice U.R.S.S., 1951)

Sensul de înclinare a peretelui	l/p					
	1/3	2/3	1/1	2/1	4/1	5/1
Înclinare în sensul curentului (fig. 6.7,*a*)	1,05	1,09	1,11	1,13	1,10	1,09
Înclinare în sens invers curentului (fig. 6.7,*b*)	0,96	0,93	0,91	—	—	—

6.4. DEVERSOARELE CU PROFIL PRACTIC

a) Relații de bază

Deversoarele cu profil practic pot fi împărțite în două grupuri:

— grupul I — deversoare curbilinii: a) fără vacuum și b) cu vacuum;

— grupul II — deversoare poligonale.

Formula de calcul[1]

$$Q = mb\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}, \qquad (6.6)$$

în care: $H_0 = H + v_0^2/2g$, iar v_0 = viteza de acces.

Coeficientul de debit depinde substanțial de forma profilului deversorului și variază în limite largi de la $m = 0{,}30$ la $m \approx 0{,}57$ (valorile m pentru cîteva profile întîlnite mai frecvent se prezintă mai jos). Pentru fiecare profil, coeficientul de debit depinde de sarcina hidraulică, adică $m = f(H)$. Capacitatea de evacuare cea mai mare și respectiv coeficientul de debit cel mai mare îl au deversoarele cu profil curbiliniu cu vacuum. Coeficientul de debit atinge la aceste deversoare $m \approx 0{,}57$. Dintre profilele curbilinii fără vacuum, o mare importanță practică o are profilul construit după forma lamei libere, însă întrucîtva lărgit pentru asigurarea curgerii fără desprindere de deversor (fig. 6.8). Coeficientul de debit al unui asemenea profil atinge valoarea $m = 0{,}49$.

Observație. Acest coeficient $m = 0{,}49$ se determină din coeficientul de debit m_0 pentru deversorul cu muchie ascuțită, prin înlocuirea sarcinii hidraulice de calcul H_1 (a deversorului cu muchie ascuțită), cu sarcina hidraulică de calcul H_2 (a deversorului cu profil curbiliniu). Deoarece $H_2 = 0{,}89H_1$ (fig. 6.8, *a*), iar după Bazin $m_0 = 0{,}405 + 0{,}003/H \approx 0{,}41$ (cînd $H = 1$ m), obținem în continuare

$$Q = m_0 b\sqrt{2g}H_1^{3/2} = mb\sqrt{2g}H_2^{3/2},$$

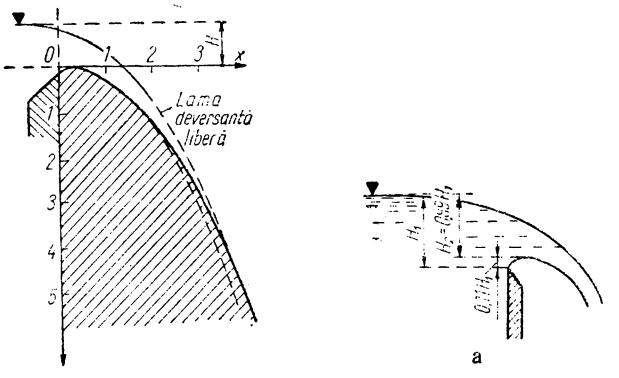


Fig. 6.8.

[1] În formula (6.6) și în continuare, coeficientul m ia în considerare numai forma profilului deversorului.

de unde

$$m = m_0\left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{3/2} = m_0\left(\frac{H_1}{0{,}89H_1}\right)^{3/2}$$

și prin urmare

$$m = \frac{0{,}41}{(0{,}89)^{3/2}} = 0{,}49.$$

Influența vitezei de acces în calculul deversorului cu profil practic din formula principală de calcul (6.6) este luată în considerare prin termenul $H_0^{3/2}$. Conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice al U.R.S.S. din 1951, se recomandă să se efectueze calculul cu considerarea vitezei de acces după formula

$$Q = m_0 b\sqrt{2g}H^{3/2}, \qquad (6.7)$$

în care coeficientul m_0 se determină cu ajutorul diagramei speciale din figura 6.9, în funcție de coeficientul m, corespunzător profilului de calcul dat și de coeficientul $\nu_b = \frac{H}{H + p_{am}}$.

În locul formulei (6.6), uneori este comod să se folosească formula

$$Q = m_0\left[1 + 0{,}55\left(\frac{H}{H + p_{am}}\right)^2\right]b\sqrt{2g}H^{3/2} =$$

$$= m_0 m_1 b\sqrt{2h}H^{3/2}, \qquad (6.8)$$

rezultatul obținut fiind aproape identic cu cel rezultat din formula (6.6).

Conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice al U.R.S.S. din 1951, ziteza de acces poate fi neglijată dacă $\Omega_{am} > 4BH$, unde Ω_{am} este aria secțiunii transversale a biefului amonte; $B = \Sigma b$ — lățimea frontului deversor și H — sarcina hidraulică la deversor.

Conform propunerii lui P. G. Kiselev, viteza de acces se poate neglija cînd

$$v_0 < 0{,}75-1{,}0 \text{ [m/s]}$$

sau cînd

$$v_0 < v_0',$$

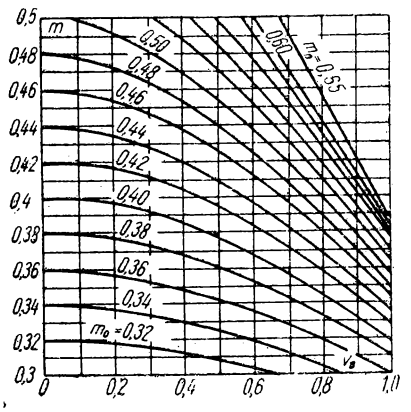


Fig. 6.9.

în care

$$v_0' = 0{,}361\sqrt{H} \text{ [m/s]}, \qquad (6.9)$$

ceea ce corespunde unei precizii de calcul de aproximativ 1—2%.

Valorile v_0' sînt indicate în tabelul 6.7.

Tabelul 6.7

Valorile $v_0' = 0{,}361\sqrt{H}$ funcție de sarcina H a deversorului

H,m	v_0', m/s	H, m	v_0', m/s	H, m	v_0', m/s
1	0,361	4	0,723	7	0,995
3	0,510	5	0,810	8	1,020
2	0,026	6	0,815	9	1,085
				10	1,142

Influența contracției laterale se ia în considerare prin introducerea în formula principală de calcul a deversorului (6.6), a coeficientului de contracție ε

$$Q = m\varepsilon b\sqrt{2g}H_0^{3/2} \qquad (6.10)$$

$$Q = mb_c\sqrt{2g}H_0^{3/2}, \qquad (6.10')$$

în care: ε depinde de condițiile de acces; $b_c = \varepsilon b$ — este lățime „efectivă" a deversorului.

Coeficientul de contracție ε se determină din formula Francis-Creager

$$\varepsilon = 1 - 0{,}1\, n\zeta\frac{H_0}{b}, \qquad (6.11)$$

în care: ζ este coeficientul de bază al culeelor deversorului la intrare sau al capetelor pilelor; n — numărul de contracții laterale.

După datele lui N. N. Pavlovski, formula (6.11) este aplicabilă pentru $H_0/b \leqslant 1{,}0$. Este indicat să se limiteze aplicarea formulei Francis (6.11) la condiția $H_0/b \leqslant 1/3$.

A. R. Berezinski menționează pe baza cercetărilor sale că formula (6.11) exagerează substanțial, în unele cazuri practice importante, influența contracției asupra valorii debitului și propune să se ia în considerare influența contracției laterale prin coeficientul de debit al deversorului, determinat cu formula

$$m = m_0 K, \qquad (6.12)$$

în care: m_0 este coeficientul de debit care depinde de profilul deversorului; coeficientul K ia în considerare atît influența contracției curentului la trecerea prin construcție, cît și caracteristica geometrică a deversorului p/H.

Coeficientul K se calculează cu formula

$$K = 1 - \frac{0{,}10}{\sqrt[3]{0{,}2 + \frac{p}{H}}}\sqrt[4]{\frac{l}{B}}\left(1 - \frac{l}{B}\right), \qquad (6.13)$$

în care: p, H, l și B sînt respectiv înălțimea pragului, sarcina hidraulică la deversor, lățimea pragului și lățimea curentului în bieful amonte:

pentru $l/B < 0{,}2$ se adoptă $l/B = 0{,}2$;

pentru $p/H > 3{,}0$ se adoptă $p/H = 3{,}0$.

Astfel, valoarea minimă a coeficientului K corespunde cazului $p/H = 0$ și $l/B = 0{,}2$: $K_{min} = 0{,}91$.

Dacă frontul deversor este împărțit în n deschideri și lățimea pilelor intermediare este d, raportul

$$\frac{l}{B} = \frac{l}{l + d}.$$

Pentru întregul front deversor se poate adopta în medie

$$K_m = \frac{K(n - 2) + 2K_0}{n}, \qquad (6.13')$$

în care: K este valoarea coeficientului pentru deschiderile intermediare; K_0 — idem pentru deschiderile laterale și n — numărul de deschideri.

Conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice al U.R.S.S. din 1951, coeficientul de contracție laterală în situația cu o deschidere se determină cu formula

$$\varepsilon = 1 - 0{,}2\,\xi\,\frac{H_0}{b}, \qquad (6.14)$$

în care ξ este coeficientul de formă al pilelor laterale (se adoptă conform fig. 6.10).

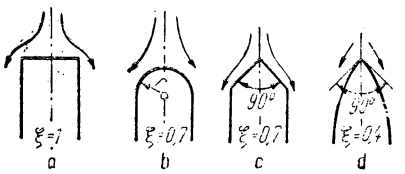


Fig. 6.10.

Dacă deversorul constă din n deschideri, fiecare cu lățimea b, separate prin pile intermediare de grosime egală d, atunci pentru lățimea biefului amonte

$$B > n(b + d)$$

$$\frac{h_n}{H_0} \leqslant (0{,}85\ \ldots 0{,}90),$$

coeficientul de contracție laterală ε se determină cu formula

$$\varepsilon = 1 - 0{,}2\,\frac{\xi + (n + 1)\xi_0}{n}\,\frac{H_0}{b}, \qquad (6.14')$$

în care coeficientul ξ se ia din tabelul 6.8 și 6.9, funcție de amplasarea pilei în plan, adică funcție de mărimea a (fig. 6.11) și funcție de forma capului amonte.

Tabelul 6.8

Valoarea coeficientului ξ din formula (6.14') pentru $h_n/H_0 < 0{,}75$ (după datele lui A. S. Ofițerov)

Forma avanbecului	a/H_0		
	1	0,5	0
Dreptunghiulară (fig. 6.10, *a*)	0,20	0,40	0,80
Rotundă (fig. 6.10, *b*; *c*)	0,15	0,30	0,45
Ascuțită (fig. 6.10, *d*)	0,10	0,15	0,25

Tabelul 6.9

Valorile coeficientului ξ_0 din formula (6.14') pentru $h_n/H_0 > 0{,}75$ (după datele lui A. S. Ofițerov)

Configurația în plan a capetelor amonte și aval ale pilei	h_n/H_0				
	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
Avanbecul și arierbecul dreptunghiulare (fig. 6.10, *a*)	0,80	0,86	0,92	0,98	1,0
Avanbecul și arierbecul rotunde (fig. 6.10, *b*; *c*)	0,45	0,51	0,57	0,63	0,69
Avanbecul și arierbecul ascuțite (fig. 6.10, *d*)	0,25	0,32	0,39	0,46	0,53

Observație. În cazul de față, valoarea debitului depinde de configurația atît a avanbecului cît și a arierbecului pilei.

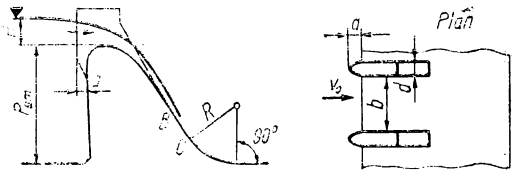


Fig. 6.11.

Influența înecării[1] asupra capacității de evacuare a deversorului cu profil practic depinde de tipul peretelui deversor.

Pentru deversoarele fără vacuum, de formă curbilinie, condițiile de înecare sînt aceleași ca și pentru deversorul cu perete subțire, adică deversorul este înecat dacă:

— $z < H$ (fig. 6.12);

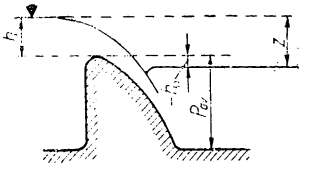


Fig. 6.12.

[1] Mai amănunțit despre condițiile de desprindere și înecare a saltului hidraulic vezi. cap. 9 „Mișcarea neuniformă a lichidelor în albiile deschise" și cap. 10 „Hidraulica construcțiilor".

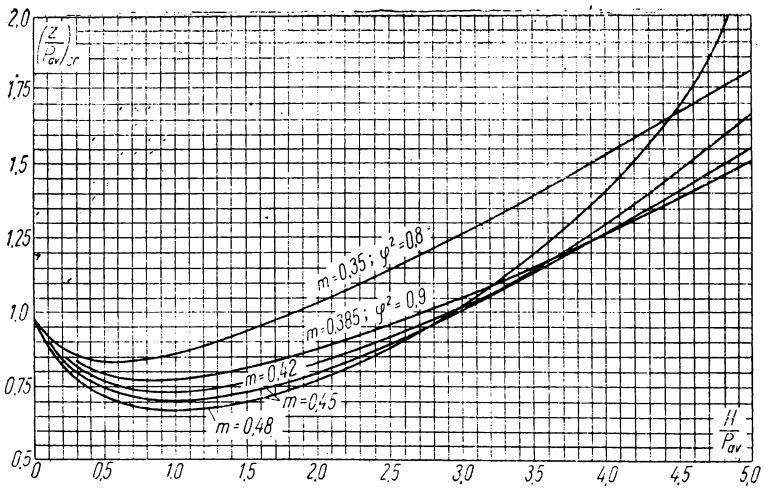


Fig. 6.13. Diagramă pentru determinarea valorii critice a căderii relative $(z/p_{av})_{cr} = f(H/p_{av})$. Curbele cu coeficienții $m = 0,42$; 0,45 ; 0,48 se referă la cazul curgerii peste deversoare cu pereți subțiri și de profil practic ; la calculul lor s-a adoptat $\varphi = 0,95$. Curbele cu coeficienții $m = 0,35$, 0,385 se referă la cazul curgerii peste deversoarele cu prag lat, cînd $\varphi = 0,90$ și 0,95.

— conjugarea cu bieful aval are loc cu salt hidraulic înecat. Verificarea acestei condiții se poate face cu relația

$$(z/p_{av}) < (z/p_{av})_{cr} ;$$

valoarea critică a căderii relative $(z/p_{av})_{cr}$ este dată în graficul din fig. 6.13.

Debitul deversorului înecat se determină cu formula

$$Q = m\sigma b\sqrt{2h}H_0^{3/2}. \qquad (6.15)$$

Valorile coeficientului de înecare pentru profilul fără vacuum sînt indicate, după N. N. Pavlovski, în tabelul 6.10 și conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice al U.R.S.S. din 1951 — în tabelul 6.11, precum și în graficul din figura 6.14.

Tabelul 6.10

Valorile coeficientului de înecare σ pentru deversoarele fără vacuum cu profil practic (după datele lui N. N. Pavlovski)

h_n/H_0	σ	h_n/H_0	σ	h_n/H_0	σ
0,00	1,000	0,35	0,963	0,70	0,856
0,05	0,996	0,40	0,956	0,75	0,821
0,10	0,991	0,45	0,948	0,80	0,778
0,15	0,986	0,50	0,937	0,85	0,709
0,20	0,981	0,55	0,923	0,90	0,621
0,25	0,976	0,60	0,907	0,95	0,438
0,30	0,970	0,65	0,886	1,00	0,000

Tabelul 6.11

Valorile coeficientului de înecare σ pentru deversoarele fără vacuum cu profil practic (conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice U.R.S.S., 1951)

h_n/H_0	σ	h_n/H_0	σ	h_n/H_0	σ
0,00	1,000	0,35	0,988	0,70	0,933
0,05	0,999	0,40	0,983	0,75	0,910—0,800
0,10	0,998	0,45	0,978	0,80	0,760
0,15	0,997	0,50	0,972	0,85	0,700
0,20	0,996	0,55	0,965	0,90	0,590
0,25	0,994	0,60	0,957	0,95	0,410
0,30	0,991	0,65	0,947	1,00	0,000

Pentru deversoarele cu vacuum cu profile circulare și eliptice, conform cercetărilor VODGHEO (A. N. Ahutin și N. P. Rozanov), prima condiție indicată mai sus se modifică și deversorul devine

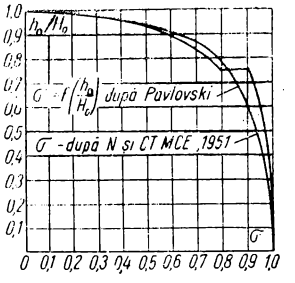


Fig. 6.14. Diagramă pentru determinarea coeficientului de înecare $\sigma = f(h_1/H_0)$.

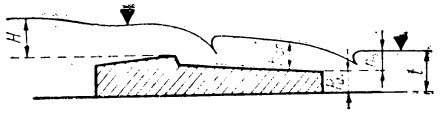


Fig. 6.15.

înecat pentru $z \leqslant 1{,}15\ H$; condiția a doua rămîne la fel ca și pentru deversoarele fără vacuum.

Pentru deversoarele poligonale, apropiate ca formă de deversorul cu prag lat (de exemplu, fig. 6.15), condiția de înecare poate să coincidă cu condițiile de înecare a deversorului cu prag lat, adică deversorul va fi înecat cînd

$$t > p_{ac} + h_{cr},$$

în care: h_{cr} este adîncimea critică, care pentru albia dreptunghiulară poate fi determinată cu formula

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha}{g}\left(\frac{Q}{b}\right)^2} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}.$$

b) **Deversorul cu profil curbiliniu fără vacuum**

Construirea profilului deversorului cu profil curbiliniu (fig. 6.16) se poate face folosind tabelul 6.12 sau tabelul 6.13.

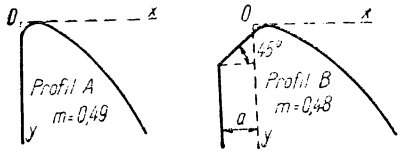


Fig. 6.16.

Tabelul 6.12

Coordonatele profilului deversorului de tip *A*, fără vacuum pentru sarcina $H = 1$ (după datele lui Creager — Ofițerov)

x	y	x	y	x	y	x	y
0,0	0,126	1,0	0,256	2,0	1,235	3,0	2,824
0,1	0,036	1,1	0,321	2,1	1,369	3,1	3,013
0,2	0,007	1,2	0,394	2,2	1,508	3,2	3,207
0,3	0,000	1,3	0,475	2,3	1,653	3,3	3,405
0,4	0,006	1,4	0,564	2,4	1,894	3,4	3,609
0,5	0,027	1,5	0,661	2,5	1,960	3,5	3,818
0,6	0,060	1,6	0,764	2,6	2,122	3,6	4,031
0,7	0,100	1,7	0,873	2,7	2,289	3,7	4,249
0,8	0,146	1,8	0,987	2,8	2,462	3,8	4,471
0,9	0,198	1,9	1,108	2,9	2,640	3,9	4,698
						4,0	4,938

Observație. Coordonatele sînt date pentru sarcina $H = 1$ (în orice unități de măsură). Pentru construirea profilului barajului la sarcina proiectată, valoarea H_{pr}, toate cifrele din tabel trebuie înmulțite cu valoarea H_{pr}.

În cazul profilului *B* (fig. 6.16), suprafața verticală de barare se găsește la distanța *a* de axa *Oy*, stabilită din condiții constructive. Tot din

Tabelul 6.13

Coordonatele profilului deversorului de tip *B* fără vacuum (fig. 6.16) pentru $H = 1$ (după datele lui Creager)

x	y	x	y	x	y	x	y
0,0	0,043	0,4	0,023	1,2	0,480	3,0	3,06
0,1	0,010	0,6	0,090	1,4	0,665	3,5	4,08
0,2	0,000	0,8	0,189	1,7	0,992	3,0	5,24
0,3	0,005	1,0	0,321	2,0	1,377	4,5	6,58
				2,5	2,14		

condiții constructive rezultă și unghiul de teșire α al acesteia (în fig. 6.16 unghiul α s-a luat egal cu 45°).

Construirea profilului barajului se face după schema indicată în fig. 6.17. Curba *AB* se construiește prin coordonate (tabelele 6.12 și 6.13). După aceea, din punctele *A* și *B* se duc dreptele *nn*, de partea biefului amonte sub unghiul α_1 față de orizontală și *n'n'* de partea biefului aval sub unghiul α_2. Unghiurile α_1 și α_2 se stabilesc din considerente constructive.

Observație. G. T. Dmitriev a calculat coordonatele profilului fără vacuum pe cale teoretică. Aceste coordonate coincid practic cu coordonatele Creager-Ofițerov pentru profilul *A* (fig. 6.16).

Racordarea paramentului aval al deversorului cu albia biefului se face după schema prezentată în fig. 6.11, fără treaptă la panta inferioară, sau după schema prezentată în fig. 6.17, cu treaptă. Pentru racordare lină este necesar ca în ambele cazuri curbele *AB* și *CD* ale profilului deversorului să se racordeze în punctele *B* și *C* prin dreapta tangentă *BC*. Dacă lipsește porțiunea rectilinie *BC* și punctele *B* și *C* coincid, atunci curbele superioară și inferioară trebuie să aibă o tangentă comună în punctul de racordare (punctul de inflexiune).

Partea inferioară a profilului deversorului se poate trasa după un arc de cerc cu raza *R*. Valoarea acestei raze se stabilește, de obicei, în funcție de înălțimea barajului și de sarcina hidraulică

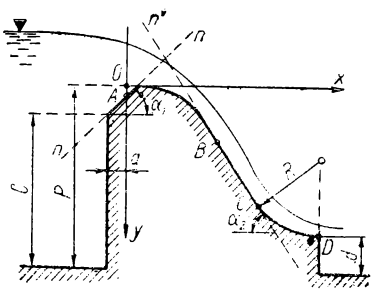


Fig. 6.17.

(tabel 6.14). În afară de aceasta, R se poate adopta conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice din 1951.

Tabelul 6.14

Valorile razelor de racordare R funcție de sarcina pe deversor H și înălțimea barajului deversor p_{av}

p_{av}, m	H, m								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3,0	4,2	5,4	6,5	7,5	8,5	9,6	10,6	11,6
20	4,0	6,0	9,7	8,9	10,0	11,0	12,2	13,3	14,3
30	4,5	7,5	9,7	11,0	12,4	13,5	14,7	15,8	16,8
40	4,7	8,4	11,0	13,0	14,5	15,8	17,0	18,0	19,0
50	4,8	8,8	12,2	14,5	16,5	18,0	19,2	20,3	21,3
60	4,9	8,9	13,0	15,5	18,0	20,0	21,2	22,2	23,2

Coeficientul de debit. Pentru profilul A (fig. 6.16), N. N. Pavlovski ia coeficientul de debit egal cu $m = 0{,}49$, iar pentru profilul B, $m = 0{,}48$. Acești coeficienți corespund cu sarcina hidraulică de proiect H_{pr}, pentru care este construit profilul deversorului pe baza coordonatelor indicate în tabelele 6.12 și 6.13. Dacă pentru acest deversor înălțimea lamei deversante în condiții de exploatare[1] variază, atunci variază și coeficientul de debit.

Cînd înălțimea $H < H_{pr}$, N. N. Pavlovski recomandă să se aplice:

pentru profilul A

$$m = 0{,}49\left(0{,}785 + 0{,}25\frac{H}{H_{pr}}\right) \quad \text{dacă } \frac{H}{H_{pr}} \leqslant 0{,}8$$

$$m = 0{,}49\left(0{,}88 + 0{,}12\frac{H}{H_{pr}}\right) \quad \text{dacă } 0{,}8 < \frac{H}{H_{pr}} < 1{,}0 \qquad (6.16)$$

pentru profilul B

$$m = 0{,}48\left(0{,}805 + 0{,}31\frac{H}{H_{pr}}\right) \quad \text{dacă } \frac{H}{H_{pr}} = 0{,}1 - 0{,}5$$

$$m = 0{,}48\sqrt[20]{\frac{H}{H_{pr}}} \quad \text{dacă } \frac{H}{H_{pr}} > 0{,}5. \qquad (6.17)$$

Pentru înălțimi $H > H_{pr}$ deversorul devine cu vacuum și coeficientul lui de debit crește. Pentru estimarea corectă a influenței vacuumului, coeficientul de debit trebuie determinat prin experimentare în laborator.

Conform cercetărilor lui A. S. Ofițerov (VODGHEO) pentru sarcini hidraulice în limitele $0{,}2 < H/H_{pr} < 1{,}5$, coeficientul de debit se determină cu formula

$$m = m_{pr}\left[0{,}805 + 0{,}245\frac{H}{H_{pr}} - 0{,}05\left(\frac{H}{H_{pr}}\right)^2\right], \qquad (6.18)$$

în care: m_{pr} este coeficientul de debit pentru o sarcină hidraulică egală cu H_{pr}, adică pentru sarcina hidraulică pentru care este construit profilul dat (0,49 sau 0,48).

Conform cercetărilor lui N. P. Rozanov, pentru aceleași limite

$$m = m_{pr}\left[a + (1 - a)\sqrt{\frac{H}{H_{pr}}}\right], \qquad (6.19)$$

în care: $a = 0{,}778 - 0{,}00175\,\alpha$ (aici α este unghiul de înclinare a paramentului amonte al deversorului față de orizontală, în grade).

Pentru un parament vertical $\alpha = 90°$ și, prin urmare, $a = 0{,}62$ și

$$m = m_{pr}\left(0{,}62 + 0{,}38\sqrt[3]{\frac{H}{H_{pr}}}\right). \qquad (6.19')$$

Valorile coeficientului m sînt date în tabelul 6.15 și în fig. 6.18.

Tabelul 6.15

Valorile coeficientului de debit m pentru $H < H_{pr}$ la deversorul cu profil fără vacuum după formulele: N. N. Pavlovski (6.16), A. S. Ofițerov (6.18) și N. P. Rozanov ((6.19) (s-au considerat $m_{pr} = 0{,}49$ pentru profilul A și $m_{pr} = 0{,}48$ pentru profilul B)

H/H_{pr}	După formula lui N. N. Pavlovski		După formula lui A. S. Ofițerov	După formula lui N. P. Rozanov
	Profil A	Profil B	Profil A	
0,2	0,409	0,416	0,417	0,413
0,4	0,434	0,446	0,439	0,441
0,5	0,440	0,461	—	—
0,6	0,458	0,467	0,458	0,461
0,7	0,470	0,471	—	—
0,8	0,483	0,475	0,475	0,477
0,9	0,487	0,478	—	—
1,0	0,490	0,480	0,490	0,490

Conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice din U.R.S.S. din 1951, pentru profilul fără vacuum, construit după coordonatele Creager-Ofițerov, se recomandă determinarea coeficientului de debit după formula lui N.N. Pavlovski

$$m = \sigma_f \sigma_{av} m_{pr} \qquad (6.20)$$

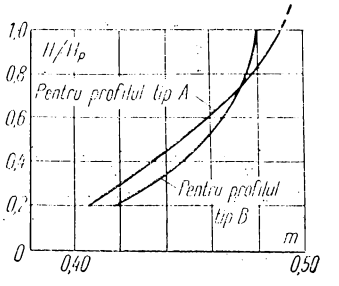


Fig. 6.18. Valorile coeficientului m funcție de sarcina deversorului $m = f(H/H_{pr})$.

[1] În condiții de exploatare a construcției, nivelul apei în bieful amonte variază uneori în limite foarte largi.

în care: coeficientul $m_{pr} = 0{,}504$; coeficientul σ_f (coeficientul de formă) se ia în funcție de unghiurile α_1 și α_2 și de valoarea c/p_{am} din tabelul 6.16,

Tabelul 6.16

Valorile coeficientului de formă σ_f în formula (6.20) pentru profilul fără vacuum (fig. 6.17) construit după coordonatele Creager — Ofițerov (conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice U.R.S.S., 1951)

α_1, grade	α_2, grade	c/p_{am} 0,0	0,3	0,6	0,9	1,0
15	15	0,880	0,878	0,855	0,850	0,933
	30	0,910	0,908	0,885	0,880	0,974
	45	0,924	0,922	0,899	0,892	0,993
	60	0,927	0,925	0,902	0,895	1,000
35	15	0,905	0,904	0,898	0,907	0,933
	30	0,940	0,939	0,932	0,940	0,974
	45	0,957	0,956	0,949	0,956	0,993
	60	0,961	0,960	0,954	0,962	1,000
55	15	0,925	0,933	0,922	0,927	0,933
	30	0,962	0,962	0,960	0,964	0,974
	45	0,981	0,981	0,980	0,983	0,993
	60	0,985	0,985	0,984	0,989	1,000
75	15	0,930	0,930	0,930	0,930	0,933
	30	0,972	0,972	0,972	0,972	0,974
	45	0,992	0,992	0,992	0,992	0,993
	60	0,998	0,998	0,998	0,999	1,000

Observație. Pentru unghiurile $\alpha_1 > 75°$ independent de valoarea raportului c/p_{am} se adoptă următoarele valori ale coeficientului de formă:

$\alpha_2 = 15°$ $\sigma_f = 0{,}933$; $\alpha_2 = 30°$ $\sigma_f = 0{,}974$
$\alpha_2 = 45$ $\sigma_f = 0{,}993$; $\alpha_2 = 60$ $\sigma_f = 1{,}000$.

iar coeficientul σ_{av} (coeficientul de variație a sarcinii hidraulice) — în funcție de unghiul α_1 și de raportul H/H_{pr} după datele din tabelul 6.17.

Tabelul 6.17

Valorile coeficientului de variație a sarcinii hidraulice σ_{av} din formula (6.20) pentru profilul fără vacuum (fig. 6.17) construit după coordonatele Creager — Ofițerov (conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice, U.R.S.S., 1951)

H/H_{pr}	α_1, grade 15	40	65	90
0,2	0,897	0,897	0,859	0,842
0,3	0,918	0,903	0,889	0,974
0,4	0,934	0,923	0,912	0,900
0,5	0,948	0,940	0,931	0,922
0,6	0,961	0,954	0,947	0,940
0,7	0,972	0,967	0,962	0,957
0,8	0,982	0,979	0,976	0,973
0,9	0,991	0,990	0,988	0,987
1,0	1,000	1,000	1,000	1,000
1,5	1,036	1,042	1,048	1,054
2,0	1,046	1,076	1,087	1,099

Observație. Valorile intermediare se pot adopta prin interpolare liniară.

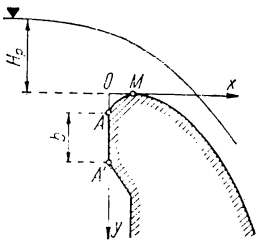


Fig. 6.19.

Pentru profilul cu cap (fig. 6.19), coeficientul de debit se ia

cînd $b > 3H$ — ca pentru profilul din fig. 6.11 ($\alpha_1 = 90°$);

cînd $b < 3H$ — cu aproximativ 2% mai mic.

În cazul unui palier orizontal MM' pe coronament (fig. 6.20) cu lățimea $\sim 0{,}5H$, coeficientul de debit m se micșorează cu aproximativ 3%. În acest caz, coeficientul de debit se poate determina, de asemenea, din formula lui A. P. Berezinski (6.12).

c) **Deversorul cu profil curbiliniu cu vacuum**

Cele mai bine studiate sînt profilele cu creastă circulară sau eliptică (fig. 6.21 și 6.22). Conform

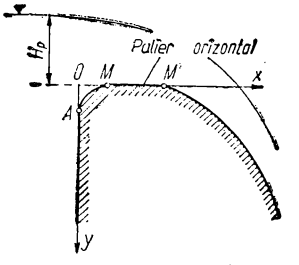


Fig. 6.20. Coronament cu palier.

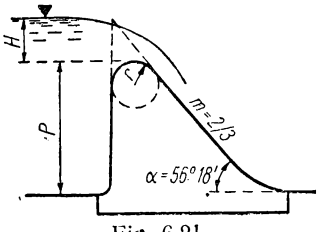


Fig. 6.21.

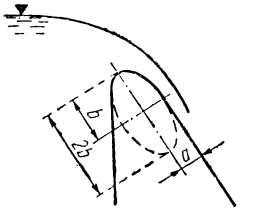


Fig. 6.22.

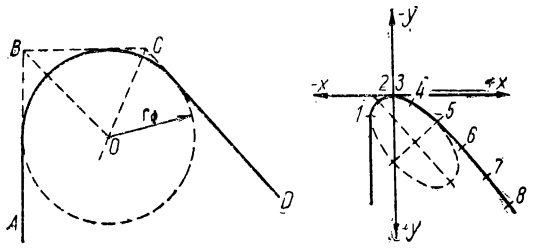


Fig. 6.23.

cercetărilor de laborator efectuate de N. P. Rozanov (VODGHEO), cel mai bun dintre profilurile curbilinii cu vacuum este profilul eliptic cînd $b/a = 2$ şi $b/a = 3$. În acest caz, cînd $p/r_f = 9{,}4$, coeficientul de debit m este egal cu

$$m = 0{,}552—0{,}554,$$

în care r_f este aşa-numita rază fictivă, care reprezintă raza cercului înscris în conturul trapezoidal $ABCD$ (fig. 6.23). Evident că pentru deversorul cu creastă circulară raza fictivă este egală cu raza reală.

Pentru construirea profilului deversorului se foloseşte tabelul 6.18. Amplasarea axelor de coordonate este indicată în fig. 6.23.

Tabelul 6.18

Coordonatele profilului cu vacuum al barajelor deversoare de formă circulară şi eliptică a coronamentului (figurile 6.21 şi 6.22) **(după datele lui N. P. Rozanov)**

Nr. punctului	$b/a = 1$ (coronament circular)		$b/a = 2$		$b/a = 3$	
	x	y	x	y	x	y
1	−1,000	1,000	−0,692	0,830	−0,472	0,629
2	−0,736	0,330	−0,560	0,248	−0,368	0,189
3	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4	0,585	0,208	0,629	0,226	0,541	0,173
5	1,377	1,302	1,242	0,730	1,022	0,503
6	2,434	2,896	1,682	1,278	1,456	0,800
7	3,670	4,717	2,327	2,246	1,855	1,320
8	5,462	7,424	2,956	3,789	2,240	1,792
9	—	—	4,450	5,430	2,580	2,270
10	—	—	5,299	6,704	3,193	3,214
11	—	—	6,195	8,048	4,685	5,453
12	—	—	7,767	10,405	5,561	6,767
13	—	—	8,994	12,246	6,422	8,088
14	—	—	10,208	14,067	7,998	10,442
15	—	—	11,724	16,370	9,222	12,258
16	—	—	13,365	18,803	10,438	14,082
17	—	—	—	—	11,591	16,352
18	—	—	—	—	13,587	18,805

Observaţie. Coordonatele x şi y sînt date pentru profilul cu raza fictivă $r'_f = 1$. Pentru obţinerea coordonatelor cu o altă rază fictivă r'_f toate valorile din tabel trebuie înmulţite cu valoarea dată pentru r'_f.

Coeficientul de debit pentru profilele cu vacuum este egal în medie cu

$$m = 0{,}55—0{,}57.$$

Valorile coeficientului m pentru crestele circulare şi eliptice sînt date în tabelul 6.19. Pentru crestele eliptice, m este mai mare decît pentru crestele circulare cu aproximativ 2—3%, iar valoarea vacuumului, dimpotrivă, este ceva mai mică.

Tabelul 6.19

Valoarea coeficientului de debit m pentru diferite valori ale raportului semiaxelor elipsei b/a pentru diferite valori H_0/r_f (după datele lui N. P. Rozanov)

H_0/r_f	m			H_0/r_f	m		
	$b/a=1$	$b/a=2$	$b/a=3$		$b/a=1$	$b/a=2$	$b/a=3$
1,0	0,486	0,487	0,495	2,2	0,533	0,548	0,551
1,2	0,497	0,509	0,509	2,4	0,538	0,554	0,557
1,4	0,506	0,512	0,520	2,6	0,543	0,560	0,562
1,6	0,513	0,521	0,530	2,8	0,549	0,565	0,566
1,8	0,521	0,531	0,537	3,0	0,553	0,569	0,570
2,0	0,526	0,540	0,544	3,2	0,557	0,573	0,575
				3,4	0,560	0,577	0,577

La proiectarea profilelor cu vacuum A. N. Ahutin a propus să nu se admită valoarea vacuumului mai mare de 6—7 m col. apă, iar valoarea raportului de calcul H_0/r_f mai mare decît 3,4—3,6; pentru construcţiile importante H_0/r_f să nu fie mai mare decît 3—3,3.

Valoarea maximă a vacuumului sub lamă reprezintă, conform cercetărilor lui N. P. Rozanov:

— pentru deversoarele cu creasta circulară

$$h_{vac} = (1{,}39 - 1{,}58)H_0;$$

— iar cu creastă eliptică

$$h_{vac} = (1{,}27 - 1{,}55)H_0 \text{ dacă } b/a = 2;$$

şi

$$h_{vac} = (1{,}34 - 1{,}63)H_0 \text{ dacă } b/a = 3.$$

Valorile vacuumului relativ (adică a mărimii h_{vac}/H_0) pentru deversorul cu creastă eliptică sînt date în tabelul 6.20.

Condiţiile de înecare a deversoarelor cu vacuum (fig. 6.24).

Prima condiţie

$$z \leqslant H + 0{,}15\,H$$

A doua condiţie

$$z/p < (z/p)_{cr}.$$

Tabelul 6.20

Valoarea vacuumului relativ h_{vac}/H_0 pentru deversoarele cu coronament eliptic (după datele VODGHEO)

H_0/r_f	$b/a = 1$ (cerc)	$b/a = 2$ (elipsă)	$b/a = 3$ (elipsă)
1,0	0,474	—	—
1,2	0,571	0,000	0,059
1,4	0,647	0,162	0,211
1,6	0,675	0,311	0,351
1,8	0,859	0,454	0,490
2,0	0,962	0,597	0,631
2,2	1,057	0,734	0,789
2,4	1,138	0,887	0,928
2,6	1,224	1,018	1,060
2,8	1,309	1,147	1,197
3,0	1,388	1,274	1,470

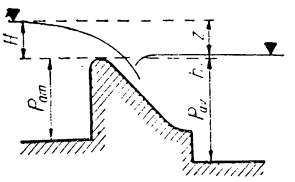


Fig. 6.24.

Valoarea coeficientului de înecare σ pentru deversoarele cu vacuum este dată în tabelul 6.21.

Tabelul 6.21

Valorile coeficientului de înecare σ pentru deversoarele cu vacuum (după datele lui N. P. Rozanov)

h_n/H	σ	h_n/H	σ	h_n/H	σ
−0,15	1,000	0,20	0,940	0,60	0,723
−0,10	0,999	0,30	0,895	0,70	0,642
0,00	0,990	0,40	0,845	0,80	0,538
0,10	0,971	0,50	0,788	0,90	0,390
				1,00	0,000

d) Deversoarele cu profil poligonal

Deversoarele cu profil poligonal se întîlnesc, mai des, de două tipuri:

— cu profil dreptunghiular;

— cu profil trapezoidal.

Pentru profilele dreptunghiulare, dacă deversorul nu este înecat și nu are loc o contracție laterală, N. N. Pavlovski recomandă să se considere coeficientul de debit (după Bazin) astfel

— cînd $H > 2c$

$$m = \left(0{,}405 + \frac{0{,}003}{H}\right)\left[1 + 0{,}55\left(\frac{H}{H+p}\right)^2\right],$$

— cînd $H < 2c$

$$m \approx 0{,}42(0{,}70 + 0{,}183\, H/c), \qquad (6.21)$$

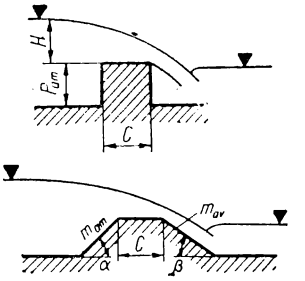


Fig. 6.25.

în care: H și p sînt sarcina hidraulică și înălțimea amonte a peretelui deversor; c — grosimea crestei deversorului (fig. 6.25).

Formula (6.21) se aplică cu condiția

$$H/c = 2{-}0{,}5.$$

Cînd $H/c > 2$, influența grosimii peretelui asupra debitului este foarte mică; cînd $H/c < 0{,}5$ deversorul trebuie considerat ca un deversor cu un prag lat. Cînd muchia de acces a deversorului este rotunjită, coeficientul de debit crește cu aproximativ 5%.

Pentru profilele trapezoidale, coeficientul de debit depinde de raportul dintre sarcina hidraulică H și grosimea crestei c, precum și de înclinarea paramenților amonte și aval, adică de coeficienții de taluz m_{am} și m_{av} (fig. 6.25), unde

$$m_{am} = \operatorname{ctg}\alpha \text{ și } m_{av} = \operatorname{ctg}\beta.$$

Coeficientul de debit pentru deversorul neînecat de profil trapezoidal se poate lua conform tabelului 6.22.

Tabelul 6.22

Valorile coeficientului de debit pentru deversorul neînecat de profil trapezoidal (după datele lui N. N. Pavlovski)

p/H	Coeficient de taluz		Coeficient de debit m		
	m_{am}	m_{av}	$H/c = 2$	$H/c = 2-1$	$H/c = 1-0{,}5$
3–5	0,5	0,5	0,43–0,42	0,40–0,38	0,36–0,35
	1,0	0	0,44	0,42	0,40
	2,0	0	0,43	0,41	0,39
2–3	0	1	0,42	0,40	0,38
	0	2	0,40	0,38	0,36
	3	0	0,42	0,40	0,38
	4	0	0,41	0,39	0,37
	5	0	0,40	0,38	0,36
1–2	−10	0	0,38	0,36	0,35
	0	3	0,39	0,37	0,35
	0	5	0,37	0,35	0,34
	0	10	0,35	0,34	0,33

6.5. DEVERSORUL CU PRAG LAT

Se numește deversor cu prag lat deversorul cu coronament orizontal pentru care $c > (2-3)H$ (fig. 6.26). În practică se adoptă, de obicei, valoarea c a pragului orizontal în limitele $c=(3-10)H$. Pentru valori foarte mari ale lui $c(c \gg H)$, curgerea în lungul pragului trebuie considerată ca o curgere într-un canal cu fund orizontal.

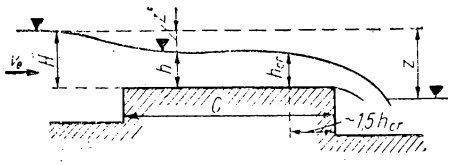


Fig. 6.26.

Conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice din U.R.S.S. din 1951, pentru $c < 2H$ la construcțiile din clasele III, V și pentru $c<15H$ la construcțiile din clasele I și II, calculul se efectuează după formulele deversorului cu prag lat.

Condițiile de înecare. De obicei, se consideră că deversorul este înecat cînd căderea $z < H - h_{cr}$, adică adîncimea de înecare $h_n > h_{cr}$ (fig. 6.27). În acest caz, adîncimea la prag se adoptă egală cu adîncimea de înecare h_n. Cînd $h_n < h_{cr}$, deversorul este neînecat.

Mai exact, se poate considera că înecarea deversorului are loc cînd $z < H_0 - (h_{cr} + z'')$, adică atunci cînd $h_n > (h_{cr} + z'')$, unde z'' este căderea de restabilire a sarcinii hidraulice (fig. 6.28), determinată cu formula lui P. G. Kiselev

$$z'' = \frac{v_{cr}v_{av} - v_{av}^2}{g}, \qquad (6.22)$$

în care: v_{cr} și v_{av} sînt, respectiv, viteza critică (adică viteza la adîncimea critică) și viteza în albie după deversor (în bieful aval).

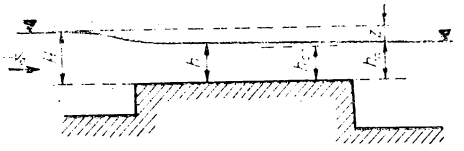


Fig. 6.27.

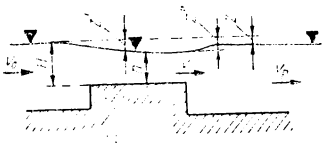


Fig. 6.28.

După P. G. Kiselev, drept criteriu de înecare a deversorului cu prag lat servește inegalitatea

$$h_n \gtrless 1{,}25\ h_{cr}.$$

Dacă $h_n > 1{,}25\ h_{cr}$, deversorul este înecat, dacă $h_n < 1{,}25\ h_{cr}$ deversorul nu este înecat.

Deversorul neînecat. Adîncimea la prag se ia, de obicei, egală cu adîncimea critică

$$h = h_{cr} = \frac{2\varphi^2}{1+2\varphi^2} H_0 = \sqrt[3]{2m^2}H_0 \approx 0{,}6H_0, \qquad (6.23)$$

în care: φ este coeficientul de viteză; m — coeficientul de debit.

Debitul, cu considerarea vitezei de acces, se determină cu formula

$$Q = mb\sqrt{2g}H_0^{3/2}, \qquad (6.24)$$

sau

$$Q = MbH_0^{3/2}, \qquad (6.25)$$

în care $M = m\sqrt{2g}$.

Valorile coeficienților φ, m și M sînt date în tabelul 6.23. Pentru calcule orientative, se poate adopta $\varphi = 0{,}92$ și $m = 0{,}35$.

Tabelul 6.23

Valorile coeficienților φ, m, M și $k = h_{cr}/H_0$ pentru deversorul cu prag lat (după N. N. Pavlovski)

Condițiile de curgere	φ	m	M	k
În lipsa rezistențelor hidraulice	1	0,385	1,70	0,667
Cînd forma de admisie este bine aleasă	0,95	0,365	1,62	0,645
Prag cu muchie de admisie rotunjită	0,92	0,350	1,55	0,630
Muchia de admisie teșită	0,88	0,335	1,48	0,610
Muchia de admisie nerotunjită (margine ascuțită)	0,85	0,320	1,42	0,590
În condiții hidraulice de admisie nefavorabile (muchia de admisie ascuțită și neuniformă)	0,80	0,300	1,33	0,560

Deversorul înecat. Adîncimea la prag se ia, în acest caz, egală cu adîncimea de înecare, adică $h = h_n$.

Debitul se determină cu formula

$$Q = \varphi bh_n\sqrt{2g(H_0 - h_n)} = \varphi bh_n\sqrt{2gz_0}, \qquad (6.26)$$

în care $z_0 = H_0 - h_n$ sau cu formula

$$Q = m\sigma b\sqrt{2g}H_0^{3/2}, \qquad (6.27)$$

în care: φ este coeficientul de viteză: σ — coeficientul de înecare care depinde de raportul h_n/H_0.

Valorile σ sînt date în tabelul 6.24 după datele lui N. N. Pavlovski.

Tabelul 6.24

Valoarea coeficientului de înecare σ pentru deversoare cu prag lat (după N. N. Pavlovski)

h_n/H_0	σ	h_n/H_0	σ	h_n/H_0	σ
0,70	1,000	0,90	0,739	0,980	0,360
0,75	0,974	0,92	0,676	0,990	0,257
0,80	0,928	0,94	0,598	0,995	0,183
0,83	0,889	0,95	0,552	0,997	0,142
0,85	0,855	0,96	0,499	0,998	0,116
0,87	0,815	0,97	0,436	0,999	0,082

Dacă viteza pe pragul deversorului înecat este v, atunci căderea z (remuul în fața construcției) va fi egală cu

$$z = \frac{1}{\varphi^2}\frac{v^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g}, \qquad (6.28)$$

sau, mai exact (cu considerarea restabilirii sarcinii hidraulice)

$$z = \frac{1}{\varphi^2}\frac{v^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g} - \frac{vv_{av} - v_0^2}{g}, \qquad (6.28')$$

în care v_0, v, v_{av} sînt, respectiv, viteza de acces (în bieful amonte), viteza pe pragul deversorului și viteza în albie după deversor (în bieful aval).

În cazul în care aria secțiunii transversale a curentului în fața deversorului este mare, se neglijează viteza de acces ($v_0 \approx 0$) și formula (6.28) devine

$$z = \frac{1}{\varphi^2}\frac{v^2}{2g}. \qquad (6.28'')$$

Conform cercetărilor lui A. R. Berezinski (VODGHEO, 1950), coeficientul de debit al deversorului cu prag lat pentru $2{,}5 < c/H \leqslant 10$ și $0 < p/H < 3$ poate fi calculat cu formulele:

— cînd muchia de acces este rotunjită

$$m = 0{,}36 + 0{,}01\frac{3 - \frac{p}{H}}{1{,}2 + 1{,}5\frac{p}{H}}; \qquad (6.29)$$

— cînd muchia de acces este dreptunghiulară

$$m = 0{,}32 + 0{,}01\frac{3 - \frac{p}{H}}{0{,}46 + 0{,}75\frac{p}{H}}. \qquad (6.29')$$

Pentru $p/H \geqslant 3$ urmează să se adopte $m = 0{,}36$ cînd muchia este rotunjită și $m = 0{,}32$ cînd muchia este ascuțită.

După A. R. Berezinski, deversorul cu prag lat devine înecat cînd $h_n/H_0 > 0{,}8$; coeficientul de înecare se determină din tabelul 6.25.

Tabelul 6.25

Valorile coeficientului de înecare σ pentru deversoare cu prag lat (după A. R. Berezinski)

h_n/H_0	0,80	0,82	0,84	0,86	0,88	0,90	0,92	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98
σ	1,0	0,99	0,97	0,95	0,90	0,84	0,72	0,70	0,65	0,59	0,50	0,40

Luarea în considerare a contracției laterale se face la fel ca și în cazul deversoarelor cu profil practic.

După A. R. Berezinski, atît pentru deversorul cu profil practic curbiliniu, cît și pentru deversorul cu prag lat, coeficientul de contracție laterală ε este egal cu

$$\varepsilon = 1 - \frac{\alpha}{\sqrt[3]{0{,}2 + \frac{p}{H}}}\sqrt[4]{\frac{b}{H}}\left(1 - \frac{b}{H}\right). \qquad (6.30)$$

Formula (6.30) este valabilă pentru $b/B > 0{,}2$ și $p/H < 3$. Cînd $b/B < 0{,}2$ se adoptă $b/B = 0{,}2$; iar cînd $p/H > 3$ se adoptă $p/H = 3$. Coeficientul α este 0,10 în cazul formei line a pilelor intermediare și a culeelor laterale și 0,19 pentru forme dreptunghiulare.

Conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice din U.R.S.S. din 1951, la calculul deversorului cu prag lat trebuie să se plece de la schemele de calcul din figurile 6.29 și 6.30; deversorul trebuie considerat înecat (fig. 6.30) dacă

$$h_n \geqslant nH_0, \qquad (6.31)$$

în care n este un coeficient: $0{,}75 \leqslant n \leqslant 0{,}83$–$0{,}87$.

Coeficientul n se ia din diagrama întocmită după formula lui R. R. Ciugaev (fig. 6.31), conform căreia

$$n = f(\nu, m),$$

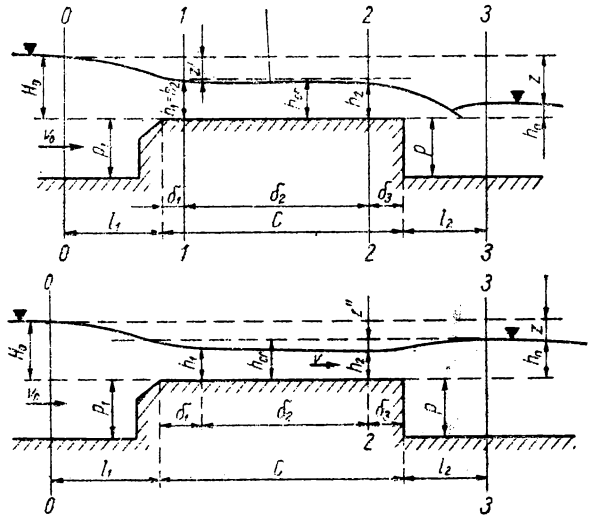


Fig. 6.29. Scheme de calcul pentru deversorul neînecat cu prag lat.

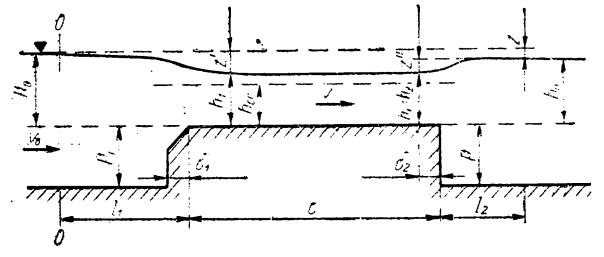


Fig. 6.30. Schema de calcul pentru deversorul înecat.

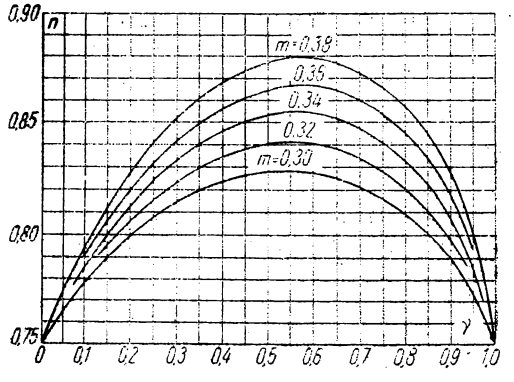


Fig. 6.31. Diagramă pentru determinarea coeficientului n din formula (6.31).

în care: m este coeficientul de debit, iar mărimea

$$\nu = \frac{bh_n}{\Omega_{av}},$$

unde: b este lățimea deversorului (lungimea pragului); h_n și Ω_{av} sînt, respectiv, adîncimea de înecare și aria secțiunii de curgere în bieful aval.

Coeficientul de debit. Dacă deversorul nu este înecat, atunci conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice din U.R.S.S. din 1951, debitul se determină cu formula generală (6.24); coeficientul de debit se determină în acest caz în modul următor:

— La întocmirea temei de proiectare sau în prima aproximare la alcătuirea proiectului tehnic trebuie să se ia $m = 0{,}35$, dacă muchiile de acces ale deversorului sînt rotunjite sau boante și dacă muchiile amonte ale pilelor și ale peretelui deversor au o pantă în sensul biefului amonte. În toate celelalte cazuri, trebuie să se adopte $m = 0{,}32$;

— La precizarea calculelor în cadrul proiectului tehnic, coeficientul de debit se determină după metoda lui D. I. Kumin (VNIIG) și anume:

— dacă deversorul este fără contracție laterală $b = B$ sau fără prag (înălțimea peretelui deversor $p_{am} = 0$), coeficientul de debit se adoptă din tabelele 6.26, respectiv 6.27;

— dacă deversorul are contracție laterală $b < B$ și înălțimea pragului $p_{am} > 0$, coeficientul m se determină cu una din formulele următoare

$$m' = m_\eta + (m_\beta - m_\eta)F_\eta + (0{,}385 - m_\beta)F_\eta F_\beta \qquad (6.32)$$

sau

$$m = m_\beta + (m_\eta - m_\beta)F_\beta + (0{,}385 - m_\eta)F_\eta F_\beta, \qquad (6.32')$$

în care valoarea coeficientului m_η se ia din ultimul rînd al tabelului 6.26 (pentru $\eta = \infty$), corespunzător profilului deversorului, iar valoarea coeficientului m_β se ia din primul rînd al tabelului 6.27, corespunzător cu condițiile de contracție laterală.

Calculul se efectuează după formula (6.32) dacă se dovedește că $m_\beta > m_\eta$, sau după formula, (6.32'), dacă $m_\beta < m_\eta$.

Valorile F_η și F_β se calculează, respectiv, cu formulele

$$F_\eta = \frac{H}{H + 2p_{am}} \qquad (6.33)$$

$$F_\beta = \frac{b}{3{,}5B - 2{,}5b}. \qquad (6.34)$$

Exemplu. Fie $H = 1$ m; $p_{am} = 2$ m; $b = 10$ m; $B = 20$ m și, în afară de aceasta, fie $m_\eta = 0{,}32$; $m_\beta = 0{,}35$.

Deoarece aici $m_\beta > m_\eta$, din formula (6.32) rezultă $m = 0{,}32 + 0{,}03F_\eta + 0{,}035F_\eta F_\beta$.

În continuare se află

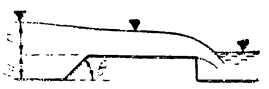
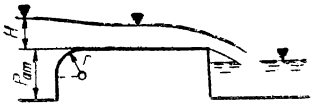
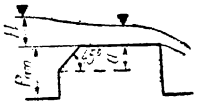
$$F_\eta = \frac{1}{1 + 2 \cdot 2} = 0{,}2; \quad F_\beta = \frac{10}{3{,}5 \cdot 20 - 2{,}5 \cdot 10} = 0{,}2$$

și, prin urmare

$$m = 0{,}32 + 0{,}006 + 0{,}0014 = 0{,}3274 \approx 0{,}327.$$

Tabelul 6.26

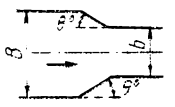
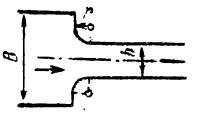
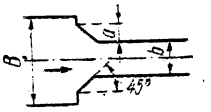
Valorile coeficientului m pentru deversoare cu prag lat în lipsa contracției laterale (după datele lui D. I. Kumin)

$\eta=\frac{p_{am}}{H}$												
	cotg θ				r/H					a/H		
	0	1	2	2,5	0,025	0,10	0,4	0,8	1	0,025	0,1	2
0,2	0,366	0,377	0,382	0,382	0,372	0,375	—	—	—	0,371	0,376	—
0,6	0,350	0,370	0,379	0,380	0,361	0,367	0,374	—		0,359	0,367	—
1,0	0,342	0,367	0,377	0,378	0,355	0,362	0,371	0,376	—	0,353	0,363	—
2,0	0,333	0,363	0,375	0,377	0,349	0,358	0,368	0,375	0,382	0,347	0,358	—
6,0	0,325	0,360	0,374	0,376	0,344	0,354	0,366	0,373	0,380	0,341	0,354	0,360
∞	0,320	0,358	0,373	0,375	0,340	0,351	0,364	0,372	0,375	0,337	0,352	0,358

Observație. La înălțimea peretelui deversor $p_{am}=0$, coeficientul de debit $m=0{,}385$.

Tabelul 6.27

Valorile coeficientului de debit m pentru deversoare fără prag (adică pentru $p_{am}=0$) la diferite condiții de contracție laterală (după datele lui D. I. Kumin)

$\beta=\frac{b}{H}$												
	cotg θ				r/b				a/b			
	0	1	2	3	0	0,1	0,3	0,5	0	0,050	0,1	0,2
0,0	0,32	0 35	0,353	0,350	0,320	0,342	0,354	0,360	0,320	0,340	0,345	0,350
0,2	0,324	0,352	0,355	0,352	0,324	0,345	0,356	0,362	0,324	0,343	0,348	0,352
0,4	0,330	0,356	0,358	0,356	0.330	0,349	0,359	0,364	0,330	0,347	0,351	0,356
0,6	0,340	0,361	0,363	0,361	0,340	0,354	0,363	0,368	0,340	0,354	0,357	0,361
0,8	0,355	0,369	0,370	0,369	0,355	0,365	0,371	0,373	0,355	0,364	0,366	0,369
1,0	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385

În cazul deversorului neînecat, adîncimea apei la prag h_1 (egală cu h_2) se determină conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice al U.R.S.S. din 1951, din formula

$$Q=\varphi h_1 b\sqrt{2g(H_0-h_1)} \qquad (6.35)$$

cînd se cunosc Q; b și H_0, adică prin rezolvarea ecuației de gradul trei

$$h_1^3-H_0h_1^2+\frac{m^2}{\varphi^2}H_0^3=0. \qquad (6.36)$$

În acest caz, coeficientul φ se ia în funcție de coeficientul de debit m, conform tabelului 6.28 (după D. I. Kumin).

Tabelul 6.28

Valorile φ funcție de m

m	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38
φ	0,943	0,950	0,956	0,963	0,970	0,976	0,983	0,990	0,996

Pentru determinarea rapidă a lui h_1 se poate folosi formula

$$h_1=kH_0, \qquad (6.37)$$

în care valoarea coeficientului k se obține din diagrama din fig. 6.32, în funcție de valoarea coeficientului de debit m.

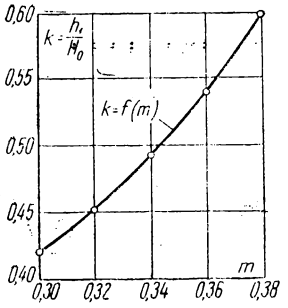


Fig. 6.32.

În cazul deversorului înecat, debitul se determină conform Normelor Ministerului Centralelor Electrice din U.R.S.S. cu formula (6.35), iar coeficientul de viteză se determină în funcție de coeficientul m din tabelul 6.29.

Tabelul 6.29

Valoarea coeficientului φ pentru deversorul înecat cu prag lat (după datele lui D. I. Kumin)

m	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38
φ	0,76 – 0,78	0,81	0,84	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	0,99

Adîncimea h_1 la prag (egală cu h_2) se determină cu diferența (fig. 6.30) $h_1 = h_2 = h_n - z''$; adîncimea de înecare h_n este cunoscută ca fiind prescrisă, iar mărimea z'' se află cu formula $z'' = \zeta h_{cr}$, unde coeficientul ζ se determină din graficul prezentat în fig. 6.33.

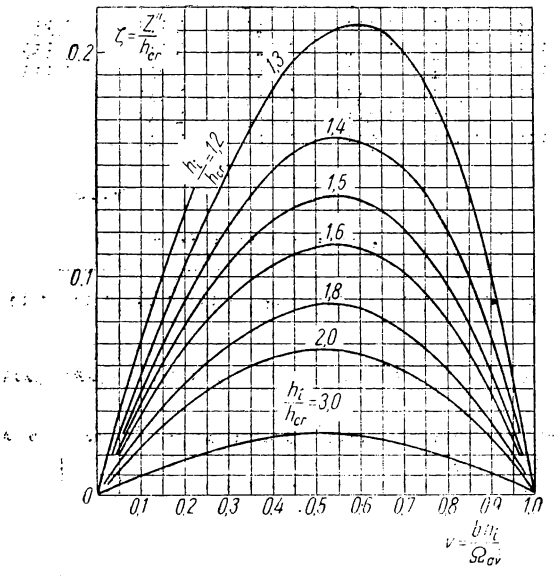


Fig. 6.33. Diagramă pentru determinarea ζ pentru deversorul cu prag lat după M. D. Certousov și R. R. Ciugaev).

6.6. DEVERSORUL OBLIC ȘI DEVERSORUL CURBILINIU ÎN PLAN

Deversorul oblic (fig. 6.34). Debitul se determină cu formula

$$Q = kmb\sqrt{2g}H^{3/2}, \qquad (6.38)$$

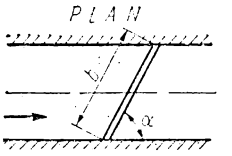


Fig. 6.34.

în care: m este coeficientul de debit pentru deversorul frontal; k — coeficient de corecție < 1; b — lungimea pragului deversorului în plan.

Valoarea coeficientului k pentru calculele aproximative se poate lua din tabelul 6.30.

Tabelul 6.30

Valorile k din formula (6.38) (după datele lui V. S. Istomina)

α, grade	15	30	45	60	90
k	0,86	0,91	0,94	0,96	1

La acces oblic al debitului spre deversor se micșorează capacitatea de trecere a construcției.

După cercetările lui A. S. Anțiferov, coeficientul de debit al deversorului poate fi determinat în acest caz cu formula

$$m = \frac{m_0}{(1+\alpha^2\beta^2 m_0^2)^{3/2}},$$

unde coeficientul

$$m_0 = 0{,}5\sqrt{\frac{\psi(1-\psi^2)}{1-\alpha\beta\psi\cos\theta}}.$$

Aici $\alpha = \dfrac{H}{H+p}$; $\beta = b/B$, unde b și B sînt lățimea curentului înainte și după construcție; $\psi = h_c/H_c$, unde h_c și H_c sînt adîncimea apei în secțiunea contractată și sarcina hidraulică pe deversor; θ — unghiul dintre axele curentului incident și curentului după deversor.

Deversorul curbiliniu (fig. 6.35). Coeficientul de debit trebuie determinat prin cercetări de laborator.

Debitul se determină aproximativ cu formula

$$Q = k'mb\sqrt{2g}H^{3/2}, \qquad (6.39)$$

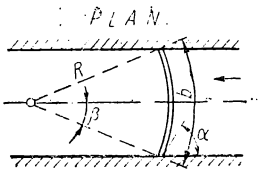


Fig. 6.35.

în care: m este coeficientul de debit pentru deversorul drept; k' — coeficient de corecție; b — lungimea pragului deversorului în plan (măsurată pe arc).

Pentru calcule foarte aproximative se poate lua

$$k' = 1 - n\frac{H}{p}, \qquad (6.39')$$

în care: H și p sînt respectiv sarcina hidraulică pe deversor și înălțimea peretelui deversor; n — coeficient, dat în tabelul 6.31.

Tabelul 6.31

Valorile coeficientului n din formula (6.39') funcție de unghiul α (fig. 6.35)

Forma albiei	α, grade					
	15	30	45	60	75	90
Albia largă	0,71	0,35	0,20	0,11	0,04	0
Albia îngustă	0,83	0,48	0,28	0,13	0,04	0

6.7. DEVERSOARELE TRIUNGHIULARE ȘI TRAPEZOIDALE

Deversoarele triunghiulare cu perete subțire (fig. 6.36). Debitul deversorului de formă triunghiulară se determină cu formula

$$Q = MH^n. \qquad (6.40)$$

Dacă unghiul $\alpha = 90°$, debitul se poate calcula cu formula Thomson

$$Q = 1{,}4\ H^2\sqrt{H}\ \ [m^3/s] \qquad (6.41)$$

sau, ceva mai exact

$$Q = 1{,}343\ H^{2{,}47}\ \ [m^3/s] \qquad (6.42)$$

în care H este sarcina hidraulică, în m.

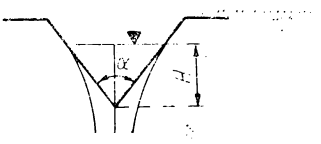


Fig. 6.36.

Valorile debitului deversat, calculate cu formula (6.41) sînt date în tabelul 6.32, iar cele calculate cu formula (6.42) — în tabelul 6.33; a se vedea, de asemenea, graficul din fig. 6.37.

Tabelul 6.32

Valorile debitului deversorului triunghiular (unghiul $\alpha = 90°$) din formula $Q = 1{,}4\ H^2\sqrt{H}$

H, m	Q, l/s	H, m	Q, l/s	H, m	Q, l/s
0,02	0,140	0,16	14,35	0,30	69,1
0,04	0,42	0,18	19,20	0,40	141,6
0,06	1,24	0,20	25,10	0,50	247,5
0,08	2,53	0,22	31,8	0,60	390,8
0,10	4,43	0,24	39,5	0,70	575,0
0,12	7,00	0,26	48,3	0,80	802,0
0,14	10,22	0,28	58,2	0,90	1 117,0
				1,0	1 400,0

Tabelul 6.33

Valorile debitului deversorului triunghiular (pentru $\alpha = 90°$) din formula $Q = 1{,}343H^{2{,}47}$

H, m	Q, l/s	H, m	Q, l/s	H, m	Q, l/s
0,03	0,23	0,12	7,14	0,35	100,4
0,04	0,47	0,14	10,45	0,40	139,9
0,05	0,81	0,16	14,54	0,45	186,9
0,06	1,29	0,18	19,43	0,50	242,7
0,07	1,88	0,20	25,29	0,55	306,0
0,08	2,62	0,25	43,82	0,60	380,1
0,09	3,50	0,30	68,67	0,65	463,2
0,10	4,55				

Pentru ușurarea calculelor cu formula $Q = 1{,}4\ H^2\sqrt{H}$ se poate folosi, de asemenea, tabelul auxiliar 6.34 al valorilor $N = H^2\sqrt{H}$.

Formula $Q = 1{,}343\ H^{2{,}47}$, în m³/s, dă rezultate exacte pentru $H + p_{am} > 3\ H$; $B > 5\ H$ și $H = 0{,}06$—$0{,}65$ m, unde B este lățimea albiei dreptunghiulare; $H + p_{am}$ — adîncimea totală a albiei înainte de deversor.

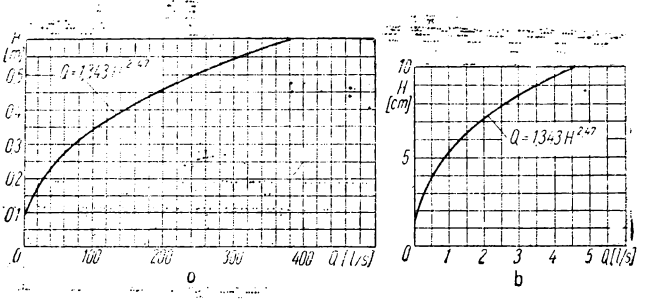


Fig. 6.37. Grafic pentru determinarea debitului peste deversorul triunghiular cu $\alpha = 90°$; *a* — pentru sarcini medii; *b* — pentru sarcini mici.

Tabelul 6.34

Valorile $N = H^{2,5}$

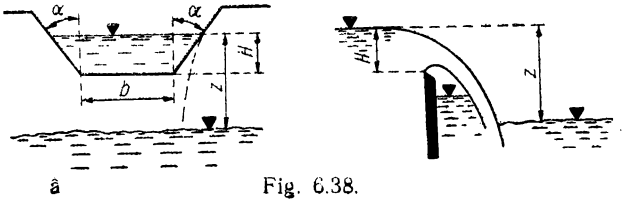
H	N	H	N
0,00	0,0000	0,50	0,1768
0,02	0,0001	0,52	0,1950
0,04	0,0003	0,54	0,2143
0,06	0,0009	0,56	0,2347
0,08	0,0018	0,58	0,2562
0,10	0,0032	0,60	0,2789
0,12	0,0050	0,62	0,3027
0,14	0,0073	0,64	0,3277
0,16	0,0102	0,66	0,3539
0,18	0,0137	0,68	0,3813
0,20	0,0179	0,70	0,4150
0,22	0,0227	0,72	0,4399
0,24	0,0282	0,74	0,4711
0,26	0,0345	0,76	0,5035
0,28	0,0415	0,78	0,5357
0,30	0,0493	0,80	0,5724
0,32	0,0579	0,82	0,6089
0,34	0,0674	0,84	0,6467
0,36	0,0778	0,86	0,6854
0,38	0,0890	0,88	0,7265
0,40	0,1012	0,90	0,7684
0,42	0,1143	0,92	0,8118
0,44	0,1284	0,94	0,8567
0,46	0,1435	0,96	0,9080
0,48	0,1596	0,98	0,9507
		1,00	1,0000

Deversoare trapezoidale. Formula principală a debitului deversorului trapezoidal poate fi considerată

$$Q = m(b + 0{,}8 \operatorname{tg} \alpha)H \sqrt{2gH}. \qquad (6.43)$$

Pentru deversorul trapezoidal cu perete subțire (fig. 6.38) cînd unghiul $\alpha = 14°$ (sau mai exact la un coeficient de taluz al muchiei lui laterale egal cu $m = 0{,}25$) și cînd lungimea pragului $b \geqslant 4\ H$, debitul se poate determina cu formula

$$Q = mbH\sqrt{2gH}. \qquad (6.44)$$



â Fig. 6.38.

Totodată, coeficientul de debit $m = 0{,}42$ se ia constant, independent de înălțimea H. Un astfel de deversor este folosit drept debitmetru.

Valorile debitelor calculate cu formula (6.44) pentru diferite valori H sînt date în tabelul 6.35.

Tabelul 6.35

Valoarea debitului $Q = mH\sqrt{2gH}$, în m³/s, pentru deversorul trapezoidal cu $\alpha = 14°$ (fig. 6.38) și $b = 1$ m

H	Q	H	Q	H	Q	H	Q
0,05	0,021	0,14	0,097	0,26	0,247	0,44	0,542
0,06	0,027	0,15	0,108	0,28	0,276	0,46	0,580
0,07	0,034	0,16	0,119	0,30	0,306	0,48	0,617
0,08	0,042	0,17	0,134	0,32	0,337	0,50	0,659
0,09	0,050	0,18	0,142	0,34	0,369	0,60	0,865
0,10	0,059	0,19	0,154	0,36	0,402	0,70	0,880
0,11	0,068	0,20	0,162	0,38	0,436	0,80	1,331
0,12	0,077	0,22	0,192	0,40	0,475	0,90	1,588
0,13	0,087	0,24	0,219	0,42	0,508	1,00	1,860

Pentru obținerea debitului cînd lățimea $b \neq 1$, valorile din tabel trebuie înmulțite cu b.

Deversoare fantă multiplă. Deversorul fantă multiplă este alcătuit din mai multe deschideri deversoare trapezoidale. Asemenea deversoare se amenajează, de obicei, pe treptele de cădere ale canalului, cu ajutorul unui șir de pile intermediare, care reduc secțiunea de curgerea canalului (fig.6.39).

Debitul deversorului fantă multiplă în cazul unui număr de n deschideri, se determină cu formula

$$Q = m(b + 0{,}8H \operatorname{tg} \alpha)n\sqrt{2gH}, \qquad (6.45)$$

în care: b este lățimea în partea inferioară a fiecărei fante; α — unghiul de înclinare a peretelui lateral față de verticală; n — numărul de fante; m — coeficientul de debit al deversorului.

După E. A. Zamarin, în cazul pilelor cu profil hidraulic (folosite de obicei în practică), pentru coeficientul de debit se pot lua valorile:

$H = 1$ m	$m = 0{,}475$
$H = 1{-}1{,}5$ m	$m = 0{,}485$
$H = 1{,}5{-}2$ m	$m = 0{,}495$
$H = 2{-}2{,}5$ m	$m = 0{,}510$

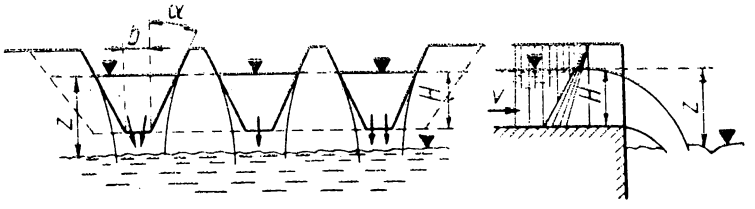


Fig. 6.39.

CAPITOLUL 7

CONDUCTE SUB PRESIUNE

7.1. FORMULE ȘI RELAȚII DE BAZĂ

La proiectarea unei conducte de lungime mare, cînd rezistențele locale pot fi neglijate, pierderea de sarcină distribuită h_d se determină cu formula Darcy-Weisbach

$$h_d = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} \tag{7.1}$$

care se poate transforma într-una din expresiile următoare

$$h_d = \frac{Q^2}{K^2} l = il \tag{7.2}$$

$$h_d = AlQ^2 \tag{7.3}$$

$$h_d = SQ^2, \tag{7.4}$$

în care: K este caracteristica (modulul) de debit

$$K = \omega C \sqrt{R} = \sqrt{\frac{g\pi^2 d^5}{8\lambda}}, \tag{7.5}$$

$\lambda = 8g/C^2$ este coeficientul de rezistență al conductei; A — rezistența specifică a conductei

$$A = \frac{8\lambda}{g\pi^2 d^5} = \frac{1}{K^2}, \tag{7.5'}$$

S — rezistența totală a conductei

$$S = Al = \frac{8\lambda l}{g\pi^2 d^5} = \frac{l}{K^2}. \tag{7.6}$$

În formulele prezentate: Q este debitul; v — viteza medie; R — raza hidraulică; d — diametrul conductei; l — lungimea tronsonului de calcul al conductei; i — panta hidraulică; C — coeficientul din formula Chézy

$$C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}. \tag{7.7}$$

Valoarea coeficientului de rezistență λ, pentru calculul K, A și S se poate afla cu una din formulele prezentate în capitolul 4. Totodată, trebuie să se aibă în vedere că formulele lui N. N. Pavlovski și Manning se pot aplica pentru calcule numai în zona rezistențelor pătratice, cînd $\lambda \neq f(\mathrm{Re})$. Pentru aceasta, este necesară respectarea condiției (4.19)

$$\mathrm{Re}\frac{k_e}{d} = \frac{vk_e}{\nu} \geqslant 500, \tag{7.8}$$

care, în unele cazuri, corespunde cu regimul de funcționare a conductelor sub presiune ale CHE, la care vitezele de calcul se adoptă (din considerente economice) de ordinul $v \geqslant 2$ m/s.

În acest caz, coeficientul λ (sau coeficientul C) se poate determina cu formula lui Pavlovski sau (pentru calcule preliminare aproximative) cu formula lui Manning.

Pentru calculul conductelor sub presiune, în toate celelalte cazuri (cînd $\mathrm{Re} > \mathrm{Re}_{cr}$) trebuie să se folosească formulele lui Colbrook și Altschul.

La calculul conductelor sub presiune din lemn ale centralelor hidroelectrice, mărimea h_d poate fi, de asemenea, calculată cu formula lui Scobey

$$h_d = 0{,}196 \frac{v^{1.8}}{d^{1.17}} l, \tag{7.9}$$

în care: v este în m/s și d în cm.

Valoarea vitezei poate fi determinată în acest caz din diagrama din fig. 7.1, construită pentru expresia

$$v = 49{,}7 \cdot d^{0.65} \cdot i^{0.555},$$

în care: d este dat în m, iar i în procente la mie.

Din formula pierderilor de sarcină distribuită (7.2) se poate determina panta hidraulică

$$i = \frac{h_d}{l} = M \frac{Q^2}{d^5}, \tag{7.10}$$

în care $M = \frac{16\lambda}{2g\pi^2}$.

Pentru calcule aplicative, considerînd $\lambda = 0{,}03$, obținem

$$M = 0{,}0025 \text{ și } i = 0{,}0025\, Q^2/d^5. \tag{7.11}$$

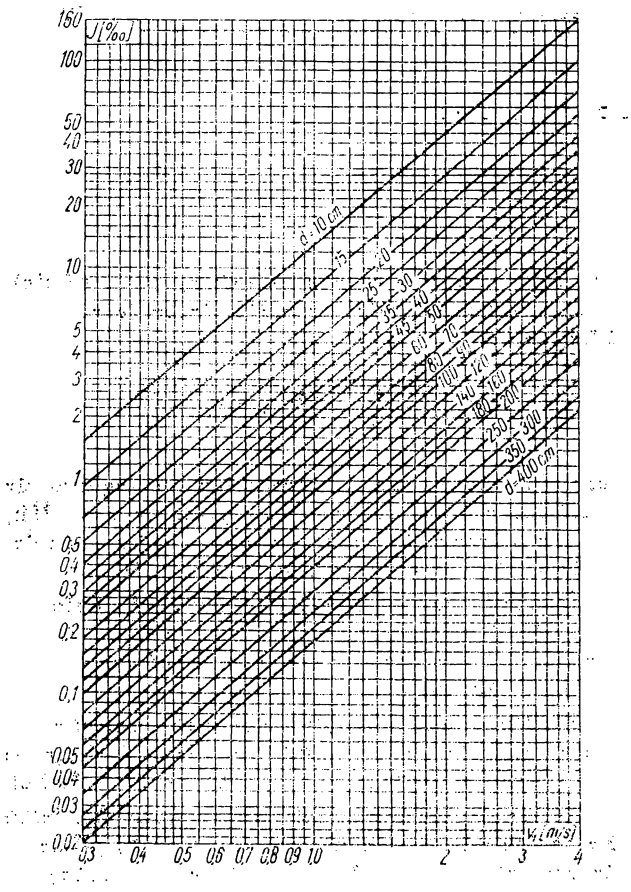


Fig. 7.1. Diagramă pentru calculul hidraulic al conductelor din lemn.

Astfel, se poate considera, cu aproximație, că panta hidraulică și, prin urmare, și pierderea de sarcină sînt invers proporționale cu puterea a cincea a diametrului conductelor

$$\frac{i_1}{i_2} \approx \left(\frac{d_2}{d_1}\right)^5. \qquad (7.12)$$

7.2. ALEGEREA COEFICIENTULUI DE RUGOZITATE LA PROIECTAREA CONDUCTELOR SUB PRESIUNE

Valoarea rugozității absolute echivalente k_e (sau a coeficientului de rugozitate n) se alege în funcție de materialul din care este confecționată conducta, de caracterul prelucrării suprafeței interioare a conductei și de metodele folosite, precum și de condițiile de exploatare.

În calcule orientative și în cazul diametrelor mari (presupunînd o execuție de bună calitate a lucrărilor) se pot adopta următoarele valori ale coeficientului de rugozitate

- pentru conducte de beton și beton armat $n = 0{,}0125$
- pentru conducte metalice nituite $n = 0{,}013$
- pentru conducte metalice sudate $n = 0{,}012$
- pentru conducte din lemn de diametru mare $n = 0{,}011$.

În calculele de precizie trebuie să se folosească datele din tabelele 4.1 și 7.1.

Tabelul 7.1

Valorile coeficientului de rugozitate n corespunzătoare rugozității absolute echivalente k_e

Caracteristica suprafeței conductei forțate	n			k_e		
	medie	*max*	*min*	medie	*max*	*min*
1	2	3	4	5	6	7
Rocă necăptușită :						
a. În condiții medii — pereții sînt neteziți prin teșirea colțurilor	0,030	0,033	0,025	180	320	60
b. În condiții nefavorabile — suprafața foarte neuniformă, abateri mici față de profilul proiectat	0,040	0,045	—	1 000	—	—
Rocă parțial căptușită : torcret, mortar sau căptușeală pe o parte din perimetrul conductei	0,030	—	0,022	180	—	30
Tunele și conducte din beton și beton armat (fără mortar) :						
a. În condiții obișnuite de executare a lucrărilor cu folosirea cofrajului din lemn	0,013	0,014	—	1,2	1,8	—
b. În condiții de execuție de calitate slabă : urme de rosturi datorită deplasării scîndurilor cofrajului etc.	0,016	0,017	—	4,0	6,0	—
c. Cu forme foarte netede (cofraj metalic)	0,012	—	—	0,7	—	—
Tunele și conducte de beton și beton armat cu mortar sclivisit și netezit	0,012	0,014	0,010	0,7	1,8	0,25

Tabelul 7.1 (continuare)

1	2	3	4	5	6	7
Tunele de beton armat cu strat de torcret :						
a. În condițiile unei neteziri minuțioase cu o perie de oțel și a unei sclivisiri îngrijite	0,013	0,015	0,012	1,2	2,8	0,7
b. În condițiile unei neteziri cu o perie din sîrmă de oțel, dar fără completarea bucăților sărite de torcret de pe căptușeală	0,018	—	0,016	8	—	4
c. În condițiile unui strat de torcret aplicat cu grijă, însă nesclivisit și nenetezit	0,019	0,023	—	11,0	36,0	—
Conducte metalice :						
a. Cu îmbinări longitudinale și transversale prin sudură fără nici o reducere a secțiunii de curgere	0,012	0,0125	0,011	0,7	1,0	0,3
b. Cu îmbinări longitudinale prin sudură și îmbinări transversale prin nituire, cu un singur rînd de nituri (prin suprapunere)	0,013	0,014	0,115	1,2	1,8	—
c. Cu îmbinări longitudinale prin sudură și îmbinări transversale prin nituire, cu două sau mai multe rînduri de nituri (prin suprapunere)	0,014	0,015	0,013	1,8	2,8	1,2
d. Conducte cu îmbinări longitudinale și transversale prin nituire prin suprapunere cu un număr mic de nituri ; tablă subțire cu grosimea pînă la 11 mm	0,0135	0,015	0,0125	1,4	2,8	0,9
e. Conducte cu îmbinări transversale și longitudinale prin nituire cu un număr mare de nituri (două rînduri și mai multe), tablă groasă de peste 12 mm	0,015	0,017	0,014	2,8	5,8	1,8
Conducte din doage de lemn	0,011	0,012	0,010	0,3	0,7	0,2

7.3. CALCULUL CONDUCTELOR

a) În zona pătratică a rezistențelor hidraulice

La calculul conductelor, dacă rezistențele hidraulice sînt în zona pătratică, adică $\lambda \neq f(\mathrm{Re})$, parametrii hidraullici generalizați K, A și S, care intră în formulele (7.2)—(7.7), depind numai de diametrul conductei și de rugozitatea suprafeței peretelui și se notează K_p, A_p și S_p. În tabelul 7.2.

Tabelul 7.2

Valorile caracteristicii (modulului) de debit K_p pentru conductele de secțiune circulară calculate cu formula lui Pavlovski

Diametrul, d, mm	Aria secțiunii transversale, ω, m²	K_p, în m³/s, pentru diferiți coeficienți de rugozitate n			
		0,011	0,020	0,030	0,040
1,00	0,7854	29,806	14,707	8,934	6,185
1,50	1,7672	86,664	44,307	27,638	19,716
2,00	3,1416	184,573	96,618	61,747	44,644
2,50	4,9087	328,123	174,196	112,663	82,338
3,00	7,069	535,31	288,90	188,636	140,02
3,50	9,621	801,70	436,92	288,762	215,18
4,00	12,566	1 140,00	628,32	418,67	314,16
5,00	19,653	2 049,87	1 142,71	707,21	528,86
6,00	28,274	3 311,98	1 865,37	1 270,11	969,02
7,00	38,484	4 961,79	2 813,88	1 926,76	1 479,33
8,00	50,266	7 052,81	4 025,73	2 766,80	2 133,78
9,00	63,617	9 609,39	5 501,31	3 795,18	2 935,30
10,00	78,540	12 702,26	7 302,86	5 051,05	3 918,91
12,00	113,097	20 427,94	11 798,90	8 198,57	6 359,27
14,00	153,938	30 628,30	17 703,39	12 320,40	9 585,74
16,00	201,062	43 469,17	25 132,50	17 532,43	13 632,00

sînt date valorile K_p pentru conductele de secțiune circulară, calculate cu formula lui Pavlovski, iar în tabelul 7.3 valorile K_p cu formula Manning,

Tabelul 7.3

Valorile caracteristicii (modulului) de debit pentru conductele de apă calculate cu formula lui Manning

d, mm	ω, m²	K_p, în l/s		
		Conducte noi ($n = 0{,}11$)	Condiții normale (de calcul) ($n = 0{,}0125$)	Conducte uzate ($n = 0{,}0143$)
1	2	3	4	5
50	0,00196	9,624	8,460	7,403
75	0,00442	28,37	24,94	21,83
100	0,00785	61,11	53,72	47,01
125	0,01227	110,80	97,40	85,23
150	0,01767	180,20	158,40	138,60
175	0,02405	271,80	238,90	209,00
200	0,03142	388,0	341,00	298,50
225	0,03976	531,20	467,00	408,60
250	0,04909	703,50	418,50	541,20
300	0,07068	$1{,}144 \cdot 10^3$	$1{,}006 \cdot 10^3$	880,00
350	0,09621	$1{,}726 \cdot 10^3$	$1{,}517 \cdot 10^3$	$1{,}327 \cdot 10^3$
400	0,12566	$2{,}464 \cdot 10^3$	$2{,}166 \cdot 10^3$	$1{,}895 \cdot 10^3$
450	0,15904	$3{,}373 \cdot 10^3$	$2{,}965 \cdot 10^3$	$2{,}594 \cdot 10^3$
500	0,19635	$4{,}467 \cdot 10^3$	$3{,}927 \cdot 10^3$	$3{,}436 \cdot 10^3$
600	0,28274	$7{,}274 \cdot 10^3$	$6{,}386 \cdot 10^3$	$5{,}587 \cdot 10^3$
700	0,38485	$10{,}96 \cdot 10^3$	$9{,}632 \cdot 10^3$	$8{,}428 \cdot 10^3$
750	0,44179	$13{,}17 \cdot 10^3$	$11{,}58 \cdot 10^3$	$10{,}13 \cdot 10^3$
800	0,50266	$15{,}64 \cdot 10^3$	$13{,}75 \cdot 10^3$	$12{,}03 \cdot 10^3$
900	0,63617	$21{,}42 \cdot 10^3$	$13{,}83 \cdot 10^3$	$16{,}47 \cdot 10^3$
1 000	0,78540	$28{,}36 \cdot 10^3$	$24{,}93 \cdot 10^3$	$21{,}82 \cdot 10^3$

Tabelul 7.3 (continuare)

1	2	2	4	5
1 200	1,1309	$46{,}12 \cdot 10^3$	$40{,}55 \cdot 10^3$	$35{,}48 \cdot 10^3$
1 400	1,5394	$69{,}57 \cdot 10^3$	$61{,}16 \cdot 10^3$	$53{,}52 \cdot 10^3$
1 600	2,0106	$99{,}33 \cdot 10^3$	$87{,}32 \cdot 10^3$	$76{,}41 \cdot 10^3$
1 800	2,5447	$136{,}00 \cdot 10^3$	$119{,}50 \cdot 10^3$	$104{,}60 \cdot 10^3$
2 000	3,1416	$180{,}10 \cdot 10^3$	$158{,}30 \cdot 10^3$	$138{,}50 \cdot 10^3$

în tabelul 7.5 valorile K_p calculate cu formula lui Schifrinson (4.21) (cînd $k_e = 0{,}2$ mm), iar în tabelul 7.6 sînt date valorile A_p cu formula Schifrinson (cînd $k_e = 0{,}1$ mm).

Observaţie. Valorile caracteristicii (modulului) de debit K pentru alţi coeficienţi de rugozitate n (neindicaţi în tabele) se pot obţine cu o suficientă precizie din cea mai apropiată valoare tabelară K, înmulţită cu raportul dintre valoarea tabelară a coeficientului de rugozitate şi cea dată.

Exemplu. Să se afle caracteristica (modulul) de debit pentru conducta cu diametrul $d = 3$ m la un coeficient de rugozitate $n = 0{,}017$.

Rezolvare. Din tabelul 7.2, cînd $n' = 0{,}020$ pentru $d = 3$ m aflăm $K'_p = 289$ m³/s. Atunci, valoarea căutată a caracteristicii (modulului) de debit cînd $n = 0{,}017$ va fi egală cu

$$K_p = K'_p \frac{n'}{n} = 289 \frac{0{,}020}{0{,}017} = 340 \text{ m}^3/\text{s}.$$

În graficul din fig. 7.2 şi în tabelul 7.4 sînt date valorile caracteristicii (modulului) de debit pentru coeficientul de rugozitate $n = 1$ (cînd $C' = R^{1/6}$), adică sînt date $K' = \omega C' \sqrt{R} (K' = Kn)$.

Tabelul 7.4

Valorile ariei secţiunii transversale, razei hidraulice şi caracteristicii (modulului) de debit $K' = \omega C' \sqrt{R}$ la un coeficient de rugozitate $n = 1$ pentru conductele de secţiune circulară

Diametrul d, m	Aria secţiunii transversale ω, m²	Raza hidraulică R, m	Caracteristica (modulul) de debit K', m³/s
0,5	0,1964	0,125	0,0492
0,6	0,2827	0,150	0,0798
0,7	0,3849	0,175	0,123
0,8	0,5027	0,200	0,172
0,9	0,6362	0,225	0,236
1,0	0,7854	0,250	0,311
1,5	1,7672	0,375	0,918
2,0	3,1416	0,500	1,975
2,5	4,9087	0,625	3,582
3,0	7,0687	0,750	5,822
3,5	9,6211	0,875	8,789
4,0	12,5664	1,000	12,556
5,0	19,6350	1,250	22,750
6,0	28,2743	1,500	36,96
7,0	38,4845	1,750	55,81
8,0	50,2655	2,000	79,69
9,0	63,6173	2,250	109,10
10,0	78,5398	2,500	144,50
12,0	113,097	3,000	235,00
14,0	153,936	3,500	357,50
16,0	301,062	4,000	505,90

Observaţie. Valorile indicate în tabel pentru K' sînt determinate cu $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ şi $n = 1$, adică folosind formula $K' = \omega R^{2/3}$ sau

$$K' = \frac{\pi r^2}{4} \left(\frac{d}{4}\right)^{1/6} \sqrt{\frac{d}{4}} = 0{,}313 d^2 \sqrt[3]{d^2}$$

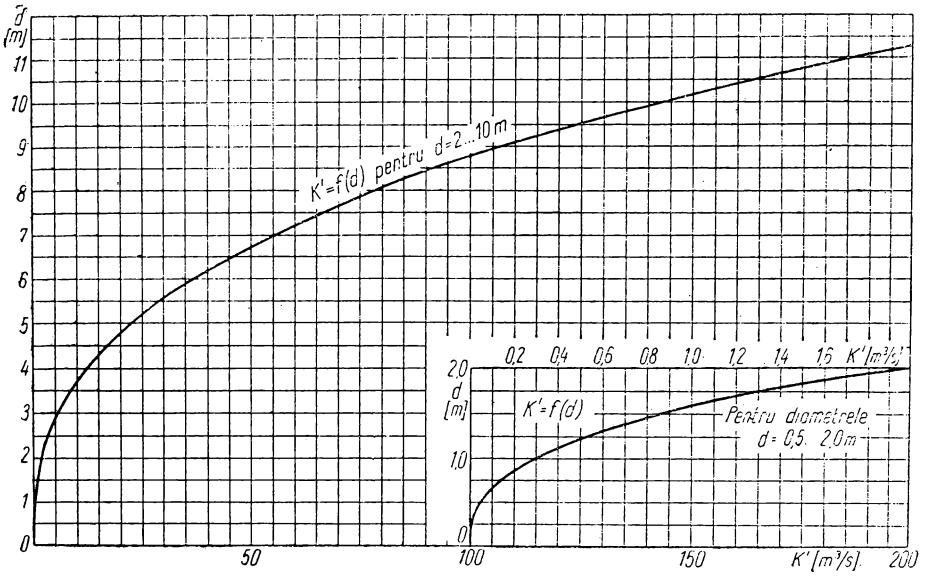


Fig. 7.2. Grafic pentru determinarea caracteristicii (modulului) de debit a conductelor de secţiune circulară pentru coeficientul de rugozitate $n = 1$; $C' = R^{1/6}$.

Tabelul 7.5

Valorile caracteristicii (modulul) de debit K_p pentru conducte din oțel, calculate cu formula lui Schifrinson (pentru $k_e = 0{,}2$ mm)

d, mm	40	50	75	100	125	150	175	200	225	250
K_p, l/s	6,16	11,1	32	68,5	128	204	303	421	581	780

Tabelul 7.5 (continuare)

d, mm	300	350	400	450	500	600	700	800	900
K_p, l/s	1 235	1 890	2 630	3 980	4 720	7 550	11 350	16 200	22 300

Tabelul 7.6

Valorile rezistenței specifice A_p pentru conducte noi din oțel, calculate cu formula Schifrinson (pentru $k_e = 0{,}1$ mm)

d, mm	ω, m²	ω^2	λ	A_p
0,1	0,00785	0,0000615	0,0192	158,6
0,15	0,0177	0,000314	0,0177	19,15
0,20	0,0314	0,00099	0,0164	4,21
0,25	0,0491	0,00241	0,0155	1,32
0,30	0,0707	0,005	0,0148	0,504
0,40	0,1257	0,0158	0,0138	1,111
0,50	0,196	0,0384	0,013	0,346
0,60	0,283	0,08	0,0124	0,0131
0,70	0,385	0,148	0,012	0,00591
0,80	0,503	0,244	0,0116	0,00303
0,90	0,636	0,405	0,0113	0,00158
1,00	0,785	0,615	0,011	0,00091

Rezolvarea principalelor trei tipuri de probleme la calculul conductelor în domeniul pătratic al rezistențelor se face în succesiunea următoare (în continuare prin K se are în vedere K_p):

Problema I. Să se afle Q; se dau h_d, d, l și n.

Rezolvare. 1. Din graficul din fig. 7.2, pentru d dat se află K';

2. Se calculează valoarea efectivă a caracteristicii (modulului) de debit (la coeficientul de rugozitate n dat) din formula

$$K = K'/n;$$

3. Debitul căutat este

$$Q = K\sqrt{\frac{h_d}{l}}.$$

Exemplu. Fiind date $d = 1{,}5$ m; $l = 500$ m; $h_d = 0{,}75$ m; $n = 0{,}015$, să se determine Q.

1. Pentru $n = 1$ și pentru $d = 1{,}5$ m din graficul din fig. 7.2 se determină caracteristica (modulul) de debit $K' = 0{,}85$;

2. Caracteristica (modulul) de debit efectiv pentru $n = 0{,}015$ are valoarea

$$K = \frac{K'}{n} = \frac{0{,}85}{0{,}015} = 56{,}6 \text{ m}^2/\text{s};$$

3. Debitul căutat

$$Q = K\sqrt{\frac{h_d}{l}} = 56{,}6\sqrt{\frac{0{,}75}{500}} = 2{,}2 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Problema II. Se dau Q, d, l, n.

Să se afle h_d.

Rezolvare. 1. Din graficul din fig. 7.2 se află K' pentru d dat;

2. Se calculează $K = K'/n$;

3. Se calculează $h_d = \frac{Q^2}{K^2} l$.

Problema III. Se dau: Q, h_d, l, n.

Să se afle d.

Rezolvare. 1. Se calculează

$$K = Q\sqrt{\frac{l}{h_d}} \text{ sau } K = \frac{Q}{\sqrt{i}};$$

2. Se calculează $K' = Kn$;

3. Din graficul din fig. 7.2 se determină valoarea d pentru valoarea calculată a caracteristicii (modulului) de debit K'.

b) **În zona prepătratică a rezistențelor hidraulice**

La calculul conductelor sub presiune ale CHE nu se respectă totdeauna legea rezistenței pătratice. Astfel, de exemplu, cînd $v = 2$ m/s, $k_e = 0{,}1$ mm și $\nu = 0{,}01$ cm²/s, criteriul (7.8) nu este satisfăcut

$$\text{Re}\frac{k_e}{d} = \frac{vk_e}{\nu} = \frac{200 \cdot 0{,}01}{0{,}01} = 200 < 500.$$

Dacă conductele funcționează în zona prepătratică a rezistenței hidraulice, pierderile de sarcină uniform distribuite se determină cu formulele

$$h_d = \psi \frac{Q^2}{K_p^2} l \qquad (7.13)$$

$$h_d = \psi A_p l Q^2 = \psi S_p Q^2 \qquad (7.14)$$

în care K_p, A_p, S_p sînt valorile caracteristicii (modulului) de debit, ale rezistenței specifice și rezistenței conductei pentru zona pătratică, iar ψ — un coeficient de corecție

$$\psi = \frac{\lambda}{\lambda_p}, \qquad (7.15)$$

în care: λ este coeficientul pierderilor de sarcină ale conductei considerate; λ_p — coeficientul pierderilor de sarcină ale aceleiași conducte în zona pătratică a rezistențelor pentru

$$\frac{vk_e}{\nu} > 500.$$

Adoptînd λ din formula (4.18), se obține expresia coeficientului de corecție[1]

$$\psi = \left(1 + \frac{68\nu}{vk_e}\right)^{0,25}. \qquad (7.16)$$

Valorile coeficientului ψ în funcție de viteza apei ($\nu = 0{,}01$ cm²/s) în conducte cu rugozitatea absolută $k_e = 0{,}1$ mm și $k_e = 1$ mm sînt date în tabelul 7.7.

În tabelul 7.8 sînt date valorile coeficientului ψ pentru conductele de apă potabilă după datele lui F. A. Șevelev[2].

Problemele principale ale calculului hidraulic al conductelor sub presiune[3] sînt:

Problema I. Să se determine debitul Q dacă sînt date d, l, h_d, n (sau k_e).

Rezolvare. 1. Din tabelul 7.2 (sau 7.3—7.5) se află valoarea caracteristicii (modulului) de debit K_p pentru valorile date d, n (sau k_e).

Tabelul 7.7

Valorile corecției ψ din formula lui Altschul (7.16)

v, cm/s	1	10	20	30	40	50	100	150	200	300	400	500
Pentru $k_e = 0{,}1$ mm	2,88	1,67	1,45	1,35	1,28	1,24	1,14	1,10	1,08	1,05	1,04	1,03
Pentru $k_e = 1$ mm	1,67	1,14	1,08	1,05	1,04	1,03	1,015	1,01	1,01	1,0	1,0	1,0

Tabelul 7.8

Valorile corecției ψ pentru conductele de apă (după Șevelev)

Conductele	Viteza v, m/s												
	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0
Normale	1,19	1,14	1,11	1,08	1,06	1,03	1,01	1	1	1	1	1	1
Din fontă, noi	1,51	1,42	1,36	1,32	1,28	1,22	1,18	1,15	1,12	1,10	1,08	1,05	1,03
Din oțel, noi	1,22	1,18	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,07	1,06	1,05	1,04	1,03	1,02

2. Se determină debitul conductei pentru legea pătratică a rezistenței

$$Q_p = K_p \sqrt{\frac{h_d}{l}};$$

3. Din tabelul 7.7 (sau 7.8) se determină valoarea ψ pentru viteza $v = \frac{4Q_p}{\pi d^2}$;

4. Se calculează valoarea debitului căutat $Q = K_p \sqrt{\psi \frac{h_d}{l}}$.

Problema II. Să se determine h_d (sau i) fiind date Q, d, n (sau k_e).

Rezolvare. 1. Din unul dintre tabelele 7.2—7.5 se află K_p pentru diametrul dat și rugozitatea dată a pereților;

2. Din tabelul 7.7 (sau 7.8) se află valoarea ψ pentru viteza dată $v = \frac{4Q}{\pi d^2}$;

3. Se calculează $h_d = \psi \frac{Q^2}{K_p^2} l$ și $i = \psi \frac{Q^2}{K_p^2}$.

Problema III. Să se determine diametrul d al conductei cînd se dau Q, h_d, l (sau Q și i) și n (k_e).

Rezolvare. 1. Se calculează valoarea necesară K_p din formula

$$K_p = Q \sqrt{\frac{l}{h_d}} \text{ sau } K_p = \frac{Q}{\sqrt{i}}$$

presupunînd $\psi = 1$;

2. Dintr-unul din tabelele 7.2—7.5 se calculează pentru această valoare K_p diametrul d_1, prin interpolare;

3. Se determină viteza $v_1 = \frac{4Q}{\pi d_1^2}$ și valoarea corecției, după care se calculează valoarea caracteristicii (modulului) K cu formula

$$K = Q \sqrt{\frac{\psi}{i}} = Q \sqrt{\frac{\psi l}{h_d}};$$

4. Din tabelele 7.2—7.4 se determină diametrul d corespunzător valorii calculate K.

[1] Altschul, A. D., Ghidravliceskie soprotivleniia, M., Nedra, 1970.

[2] Șevelev, F. A., Issledovanie osnovnîh ghidravliceskih zakonomernostei turbulentnogo dvijeniia v trubah, M., Gosstroizdat, 1953.

[3] Mai jos se examinează calculul conductelor în zona rezistențelor prepătratice; în zona rezistențelor pătratice se adoptă peste tot $\psi = 1$.

Exemplu. Să se determine pierderile liniare de sarcină în conducta sub presiune nouă din oțel cu diametrul $d = 200$ mm și lungimea $l = 1\,000$ m la curgerea unui debit de apă $Q = 50$ l/s.

Rezolvare. 1. Din tabelul 4.1 se determină rugozitatea absolută echivalentă pentru conducte din oțel, noi, $k_e = 0{,}1$ mm;

2. Cu rugozitatea obținută k_e și diametrul dat $d = 200$ mm se determină din tabelul 7.6 valoarea rezistenței specifice a conductei la funcționarea ei în zona pătratică a rezistențelor hidraulice: $A_p = 4{,}21$;

3. Se determină pierderile liniare de sarcină în condițiile funcționării conductei în aceeași zonă pătratică a rezistențelor

$$h_{dp} = A_p l Q^2 = 4{,}21 \cdot 1\,000 \cdot 0{,}05^2 = 10{,}5 \text{ m};$$

4. Se află viteza de curgere a apei în conductă și se determină din tabelul 7.7 coeficientul de corecție ψ

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 0{,}05}{3{,}14 \cdot 0{,}2^2} = 1{,}6 \text{ m/s};$$

5. Se află valoarea pierderilor liniare de sarcină

$$h_d = \psi h_{dp} = 1{,}10 \cdot 10{,}5 = 11{,}6 \text{ m}.$$

7.4. VITEZE MAXIME ADMISIBILE ȚINÎND SEAMA DE REZISTENȚA MATERIALULUI DIN CARE ESTE CONFECȚIONATĂ CONDUCTA

Valorile limită ale vitezelor medii admisibile ținînd seama de rezistența materialului din care sînt confecționate conductele, în cazul conținutului neînsemnat de aluviuni și săruri în apă sînt indicate în tabelul 7.9.

Vitezele din tabel sînt folosibile în cazul descărcărilor de ape mari. În conductele de derivație, valorile vitezelor medii sînt determinate printr-un calcul economic și din considerente constructive; de obicei, ele sînt considerabil mai mici decît vitezele limită admisibile, indicate în tabelul 7.9.

7.5. VARIAȚIA ÎN EXPLOATARE A CAPACITĂȚII DE TRANSPORT A CONDUCTELOR SUB PRESIUNE

La proiectarea conductelor sub presiune trebuie să se ia în considerare faptul că în timp, în procesul exploatării, capacitatea lor de transport se modifică, reducîndu-se în unele cazuri (de exemplu la conductele de alimentare cu apă) pînă la 50% și chiar mai mult din valoarea inițială. Rugozitatea conductelor crește datorită procesului de coroziune și de formare a unei cruste (depuneri), ceea ce, în primă aproximație, se poate estima cu formula

$$k_t = k_0 + \alpha t, \qquad (7.17)$$

Tabelul 7.9

Vitezele limită admisibile în conductele sub presiune (derivații, aducțiuni, evacuatori), m/s

Denumirea construcțiilor	Diametrul conductei, m					
	1	2	3	4	5	6 și peste
Tunele executate fără căptușeală în roci cristaline cu rezistența la spargere 700–1600 kgf/cm² și cu suprafață netedă a rocii excavate	26	30	32	34	36	37
Idem cu suprafața brută a rocii excavate	17	20	22	23	24	25
Tunele executate fără căptușeală în roci cristaline cu rezistența la spargere de 1 600–2200 kgf/cm² și peste, cu suprafața netedă a rocii excavate	35	40	43	46	48	50
Idem cu suprafața brută a rocii excavate	23	26	28	30	31	32
Conducte și tunele din beton armat cu cămășuială din beton cu mortar din ciment sau torcret, cu executare îngrijită a lucrărilor (în funcție de marca betonului)	32–17	37–20	40–22	42–23	44–24	46–25
Conducte din lemn	26	30	32	34	36	37
Conducte metalice (din oțel)	Conform condiției de rezistență, se admite pratic orice viteză, alegerea ei depinzînd de calitatea metalului și este determinată de construcția conductei și de factorii economici (sînt posibile deteriorări datorită uzurii prin frecare, cavitației și coroziunii)					

Observație. În cazul în care apa conține aluviuni și săruri agresive, valorile vitezei indicate în tabel urmează a fi reduse funcție de durata admisă între reparații, cantitatea și compoziția aluviunilor și a sărurilor active.

în care: k_0 este rugozitatea absolută, în mm, pentru conductele noi (la începutul exploatării); k_t — rugozitatea absolută după t ani de exploatare; α — coeficient care caracterizează viteza de creştere a rugozităţii, în mm/an.

Valoarea coeficientului α depinde de materialul conductelor şi de proprietăţile lichidului. Pentru circulaţia apei reci în conducte din oţel sînt date valorile α în tabelul 7.10, în funcţie de proprietăţile fizico-chimice ale apei transportate.

Tabelul 7.10

Valorile parametrului α în formula (7.17) pentru conducte metalice care transportă apă[1]

Categoria de ape naturale	α, mm/an
Ape slab mineralizate, necorosive: ape cu conţinut neînsemnat de substanţe organice şi fier dizolvat	0,005–0,055 Valoarea medie 0,025
Ape slab mineralizate, corosive; ape conţinînd substanţe organice şi fier dizolvat sub 3 mg/l	0,055–0,18 Valoarea medie 0,07
Ape foarte corosive, dar cu conţinut mic de cloruri şi sulfaţi; ape cu conţinut de fier de peste 32 mg/l	0,18–0,40 Valoarea medie 0,20
Ape corosive cu conţinut mare de cloruri şi sulfaţi (peste 500–700 mg/l); ape netratate cu conţinut mare de substanţe organice	0,40–0,60 Valoarea medie 0,51
Ape puternic mineralizate şi corosive cu duritate carbonatică mare şi cu duritate permanentă redusă, cu reziduu fix mineral peste 2 000 mg/l	De la 0,6 pînă la 1 şi mai mult

[1] Altschul, A. D., Ghidravliceskie poteri na trenie v truboprovodah, M., Gosenergoizdat, 1964.

Exemplu. Conducta nouă din oţel cu diametrul $d = 250$ mm, cu rugozitatea absolută echivalentă $k_0 = 0{,}1$ mm este dimensionată pentru un debit $Q_0 = 52{,}8$ l/s. Este necesar să se determine debitul Q_t al acestei conducte după 15 ani de exploatare. Apa este slab mineralizată, necorosivă. Cercetările efectuate după doi ani de la începerea exploatării au arătat că rugozitatea absolută a conductei a crescut pînă la $k_2 = 0{,}2$ mm.

Rezolvare. 1. Din tabelul 7.10 rezultă că apa face parte din grupa 1, pentru care coeficientul $\alpha = 0{,}005–0{,}055$ mm/an;

2. Din formula (7.17) obţinem

$$k_t = k_0 + \alpha t; \quad 0{,}2 = 0{,}1 + \alpha \cdot 2; \quad \alpha = 0{,}05 \text{ mm/an}.$$

Se adoptă valoarea $\alpha = 0{,}05$ mm/an;

3. Se determină valoarea de calcul a rugozităţii absolute a conductei după 15 ani de exploatare

$$k_{15} = k_0 + \alpha \cdot 15; \quad k_{15} = 0{,}1 + 0{,}05 \cdot 15 = 0{,}85 \text{ mm};$$

4. În ipoteza pierderilor de sarcină pătratice se obţine valoarea coeficientului de rezistenţă hidraulică uniform distribuită după 15 ani de exploatare

$$\frac{\lambda_{15}}{\lambda_0} = \frac{0{,}11\left(\frac{k_{15}}{d}\right)^{0{,}25}}{0{,}11\left(\frac{k_0}{d}\right)^{0{,}25}} = \left(\frac{k_{15}}{k_0}\right)^{0{,}25};$$

$$\lambda_{15} = \lambda_0\left(\frac{k_{15}}{k_0}\right)^{0{,}25} = \lambda_0\left(\frac{0{,}85}{0{,}10}\right)^{0{,}25} = 1{,}71\lambda_0;$$

$$\frac{Q_{15}}{Q_0} = \frac{C_{15}\sqrt{Ri}}{C_0\sqrt{Ri}} = \sqrt{\frac{\lambda_0}{\lambda_{15}}} = \sqrt{\frac{\lambda_0}{1{,}71\lambda_0}} = 0{,}766;$$

$$Q_{15} = 0{,}766 Q_0 = 52{,}8 \cdot 0{,}766 = 40{,}5 \text{ l/s},$$

deci capacitatea de transport a conductei scade cu

$$\frac{52{,}8 - 40{,}5}{52{,}8} \cdot 100 = 23\,\%.$$

7.6. CÎTEVA APLICAŢII PRIVIND CALCULUL HIDRAULIC AL CONDUCTELOR

a) Conductă de aspiraţie a unei pompe

Valoarea vacuumului în punctul A (la axa pompei) (fig. 7.3)

$$h_v = h + \frac{v^2}{2g} + \Sigma h_l = h + \frac{v^2}{2g}\left(1 + \Sigma\zeta + \lambda\frac{l}{d}\right) =$$

$$= h + \frac{16Q^2}{2g\pi^2 d^4}\left(1 + \Sigma\zeta + \lambda\frac{l}{d}\right),$$

unde: h este înălţimea axei pompei deasupra nivelului suprafeţei libere (înălţimea de aspiraţie); v şi Q — viteza medie şi debitul în conducta de aspiraţie; l şi d — lungimea conductei de aspiraţie şi diametrul ei; λ şi ζ — coeficienţii de rezistenţă (liniară şi locală).

Debitul maxim Q_{max} la înălţimea de aspiraţie dată şi pentru elementele constructive date ale conductei de aspiraţie (d, l etc.) este egal cu

$$Q_{max} = \frac{\pi d^2}{4}\sqrt{\frac{2g(h_{v\,adm} - h)}{1 + \Sigma\zeta + \lambda\frac{l}{d}}}, \qquad (7.18)$$

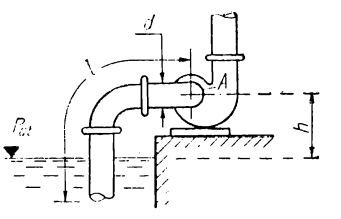


Fig. 7.3. Schema conductei de aspiraţie a pompei.

în care : $h_{v\ adm}$ este valoarea maximă admisibilă a vacuumului pentru pompa de construcție dată ; în calcule orientative se poate adopta $h_{v\ adm} = 7-7{,}5$ m.

Dacă se adoptă orientativ $h_{v\ adm} = 7{,}5$ m, pentru $\sum\zeta = 0{,}30$, $\lambda = 0{,}02$ și $l/d = 100$ se obține

$$Q_{max} = 1{,}92d^2\sqrt{7{,}5 - h}\ [\text{m}^3/\text{s}],$$

în care d și h sînt în m.

Exemplu. Axul pompei centrifuge este situat la înălțimea $h = 5$ m; vacuumul admisibil $h_{v\ adm} = 7{,}5$ m; diametrul conductei de aspirație $d = 0{,}5$ m.

Debitul maxim admisibil este aproximativ egal cu

$$Q_{max} \approx 1{,}92d^2\sqrt{7{,}5 - h} = 1{,}92 \cdot 0{,}5^2\sqrt{7{,}5 - 5{,}0} = 0{,}75\ \text{m}^3/\text{s}.$$

Observație. Prin mărirea turației pompei centrifuge în scopul creșterii debitului, se produce o discontinuitate a curgerii și pompa poate înceta să funcționeze. Nu se poate mări debitul instalației de pompare peste Q_{max} prin creșterea turației pompei, chiar dacă electromotorul, din punct de vedere constructiv și al puterii, permite acest lucru.

b) **Fîntînă arteziană** (fig. 7.4)

Înălțimea de ridicare a jetului vertical este egală cu

$$h_j = \frac{v^2}{2g} - h_t = \frac{v^2}{2g}(1 - \zeta_j)$$

sau

$$h_j = \frac{16Q^2}{2g\pi^2d^4}(1 - \zeta_j),$$

în care : v și Q sînt viteza medie și debitul în secțiunea de ieșire ; h_t — pierderea de sarcină produsă de rezistența aerului ; d — diametrul secțiunii de ieșire ; ζ_j — coeficientul de rezistență al jetului.

Pentru coeficientul de rezistență ζ_j al jetului liber există diferite formule empirice.

După Lüger

$$\zeta_j = \frac{kH}{1 + kH},$$

în care : H este presiunea totală la orificiul de ieșire, $H = v^2/2g$; k — coeficient avînd expresia

$$k = \frac{0{,}00025}{d + 1000d^3},$$

d — diametrul orificiului de ieșire, în m.

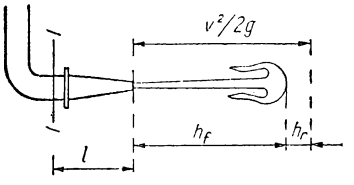


Fig. 7.4. Calculul înălțimii de ridicare a jetului.

Exemplu. Pentru $H = 100$ m și $d = 0{,}05$ m, coeficientul de rezistență al jetului are valoarea

$$\zeta_j = \frac{kH}{1+kH} = \frac{\dfrac{0{,}00025}{0{,}05 + 1\,000 \cdot 0{,}05^3} \cdot 100}{1 + \dfrac{0{,}00025}{0{,}05+1\,000 \cdot 0{,}05^3} \cdot 100} = 0{,}125.$$

Înălțimea de ridicare a jetului

$$h_j = H(1 - \zeta_j) = 100(1 - 0{,}125) = 87{,}5\ \text{m}.$$

Observație. Pentru calcule orientative, presupunînd $\zeta_j = 0{,}1$, se obține

$$h_j \approx 0{,}074\left(\frac{Q}{d^2}\right)^2 \quad [\text{m}],$$

pentru Q în m³/s și d în m.

Dacă Q este exprimat în l/s, iar d în cm, atunci

$$h_j = 7{,}4\frac{Q^2}{d^4} \quad [\text{m}].$$

Presiunea manometrică. În secțiunea $I-I$ înainte de ajutaj (fig. 7.4), valoarea presiunii manometrice (înălțimea piezometrică p/γ), m H_2O, se determină (neglijînd înălțimea cinetică $v^2/2g$ în secțiunea $I-I$, precum și lungimea ajutajului) cu formula

$$\frac{p}{\gamma} = \frac{v^2}{2g}(1 + \zeta_{aj}) = h_j\frac{1 + \zeta_{aj}}{1 - \zeta_j}.$$

Valorile numerice ale coeficientului de rezistență ale ajutajului se prezintă în tabelul 5.7.

c) **Conductă sifon** (fig.7.5.)

Diferența dintre nivelul apei în bieful amonte și nivelul apei în bieful aval H este egală cu suma tuturor rezistențelor hidraulice ale conductei sifon

$$H = \sum h_t = \sum\lambda\frac{l}{d}\frac{v^2}{2g} + \sum\zeta\frac{v^2}{2g}.$$

Aici, $\sum\zeta$ reprezintă suma coeficienților tuturor rezistențelor locale, inclusiv a rezistențelor la ieșirea din conducta sifon în rezervorul inferior.

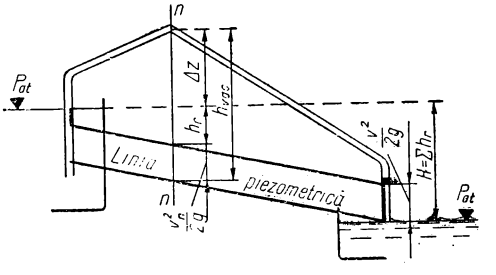


Fig. 7.5. Schema conductei sifon.

Dacă diametrul este același, atunci viteza v este aceeași pe toată lungimea conductei și, în consecință

$$H = \frac{v^2}{2g}\left(\lambda\frac{l}{d} + \Sigma\zeta\right) = \frac{Q^2}{2g\omega^2}\left(\lambda\frac{l}{d} + \Sigma\zeta\right).$$

Diferența dintre cotele biefurilor amonte și aval H poate fi și mai mare de 10 m.

Valoarea vacuumului în secțiunea $n-n$ (fig. 7.5) se determină cu formula

$$h_v = \Delta z + \frac{v_n^2}{2g} + \Sigma h_l.$$

Dacă diametrul conductei este constant

$$h_v = \Delta z + \frac{16Q^2}{2g\pi^2 d^4}\left(1 + \gamma\frac{l}{d} + \Sigma\zeta\right).$$

Observație. Conducta sifon poate să funcționeze doar cu condiția amorsării, adică umplerii prealabile cu lichid.

Dacă diferența dintre niveluri $H > 10$ m, amorsarea sifonului este posibilă numai cînd este închis orificiul inferior.

d) Aducțiuni sub presiune

La proiectarea aducțiunilor sub presiune se întîlnesc frecvent următoarele probleme:

— Să se determine debitul Q cînd se cunoaște diametrul aducțiunii și diferența între nivelul apei H în lacul de alimentare și cota H_1 a liniei piezometrice la capătul aval al conductei, adică $(H-H_1)$;

— Să se determine diametrul necesar d pentru debitul dat Q.

Calculul trebuie să se efectueze cu luarea în considerare a rezistențelor locale și a înălțimii cinetice. Numai în cazul unor conducte foarte lungi și a diametrului lor mic sau la calcule preliminare se pot neglija aceste mărimi.

Dacă pe toată lungimea conducta are același diametru d, debitul Q se determină cu formula

$$Q = \frac{\pi d^2}{4}\sqrt{\frac{2g(H - H_1)}{1 + \Sigma\zeta + \lambda\frac{l}{d}}} \qquad (7.19)$$

sau

$$Q = \frac{\pi d^2}{4}\sqrt{\frac{2g(H - H_1)}{1 + \Sigma\zeta + 2g\left(\frac{\pi d^2}{4}\right)^2\frac{l}{K^2}}}, \qquad (7.20)$$

în care: $Q = f(d)$ pentru $(H - H_1)$ dat; d, l și K — diametrul conductei, lungimea ei și modulul de debit; $K = \omega C\sqrt{R}$; $\Sigma\zeta$ — suma tuturor coeficienților de rezistențe locale; H și H_1 — cota suprafeței libere a apei în lacul de alimentare și cota liniei piezometrice la capătul aval al conductei sub presiune $(H_1 = p/\gamma + z)$.

Adesea, conductele sub presiune se termină prin diferite tipuri de ajutaje (de exemplu la turbinele Pelton ale CHE) cu presiunea, în secțiunea de ieșire, egală cu presiunea atmosferică. Atunci, H_1 este egal cu cota centrului de greutate al secțiunii de ieșire. În acest caz, formula debitului capătă forma

$$Q = \frac{\pi d_c^2}{4}\sqrt{\frac{2g(H - z)}{1 + \zeta_0 + \left(\Sigma\zeta + \lambda\frac{l}{d}\right)\left(\frac{d_c}{d}\right)^4}}, \qquad (7.21)$$

în care: d_c este diametrul orificiului de ieșire al ajutajului; d — diametrul conductei.

Pentru debitul dat Q, diametrul d se determină din aceleași formule prin calcule succesive sau grafo-analitice.

Exemplu. Să se determine diametrul d al conductei din beton armat, dacă se cunoaște cota biefului amonte $\blacktriangledown BA = 100$ m, cota liniei piezometrice la capătul aval al conductei $\blacktriangledown P = p/\gamma + z = 98{,}5$ m, lungimea conductei $l = 200$ m debitul $Q = 10$ m³/s și suma tuturor coeficienților rezistențelor locale $\Sigma\zeta = 0{,}3$. Se presupune că mișcarea apei are loc în zona pătratică a rezistențelor hidraulice.

Folosind formula (7.20) se obține

$$Q = \frac{4{,}25d^2}{\sqrt{1{,}3 + 2{,}42\frac{d^4}{K^2}}}.$$

Pentru determinarea modulului de debit $K = K'/n$ se adoptă coeficientul de rugozitate $n = 0{,}013$ (din tabelul 7.1) și, preliminînd diametrul din diagrama din fig. 7.2, se află K'.

În continuare, calculul se face sub formă tabelară, dînd lui d diferite valori.

$$A = 1{,}3 + 2{,}42\frac{d^4}{K^2}$$

d	$4{,}25d^2$	K' $(n = 1{,}0)$	$K = \frac{K'}{n}$ $(n = 0{,}013)$	$2{,}42\left(\frac{d^4}{K^2}\right)$	$\sqrt{A}$	$Q = \frac{4{,}25d^2}{\sqrt{A}}$
1	4,25	0,311	23,9	5,56	2,62	1,62
1,5	9,52	0,918	70,6	2,47	1,94	4,90
2,0	17,00	1,975	152,0	1,69	1,73	9,80
2,5	26,50	3,582	276,0	1,24	1,54	16,70

Diametrul necesar al conductei se stabilește cu ajutorul diagramei din fig. 7.6, $d = 2$ m.

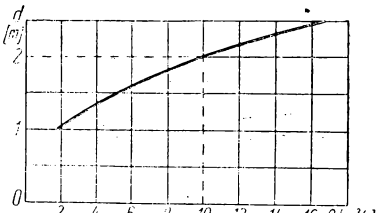


Fig. 7.6. Grafic pentru calculul diametrului conductei.

Observație. Dacă se neglijează rezistențele locale și valoarea înălțimii cinetice, modulul de debit are valoarea

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{Q}{\sqrt{\frac{\Delta H}{l}}} = Q\sqrt{\frac{l}{\Delta H}} = 10\sqrt{\frac{200}{1,5}} = 115,2 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$K' = Kn = 115,2 \cdot 0,013 = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Acestei valori K' în diagrama din fig. 7.2 îi corespunde diametrul $d' = 1,85$ m, mai mic decît cel obținut prin calculul precedent ($d = 2$ m),; în acest caz, debitul ar fi egal cu aproximativ 8,5 m³/s în loc de 10 m³/s cît reprezintă debitul necesar.

CAPITOLUL 8

MIȘCAREA UNIFORMĂ ÎN ALBII DESCHISE (CALCULUL CANALELOR)

8.1. RELAȚII ȘI FORMULE PRINCIPALE DE CALCUL

Debitul se determină cu formula Chézy

$$Q = \omega C\sqrt{Ri} \text{ [m}^3/\text{s]}. \qquad (8.1)$$

Panta și căderea de nivel pe lungimea l (pierderea de sarcină hidraulică) se determină cu formulele

$$i = \frac{v^2}{C^2R} = \frac{Q^2}{\omega^2C^2R} = \frac{Q^2}{K^2}; \qquad (8.2)$$

$$\Delta z = il = \frac{Q^2}{\omega^2C^2R}l = \frac{Q^2}{K^2}l. \qquad (8.3)$$

Caracteristica (modulul) de debit

$$K = \omega C\sqrt{R} = \frac{Q}{\sqrt{i}} \text{ [m}^3/\text{s]}. \qquad (8.4)$$

Caracteristica (modulul) de viteză

$$W = C\sqrt{R} = \frac{v}{\sqrt{i}} \text{ [m/s]}. \qquad (8.5)$$

Formule pentru determinarea coeficientului C. După Normele TU-24-108-48 ale Glavghidroenergostroi, la calculul canalelor de derivație ale CHE în toate cazurile se poate aplica formula lui N. N. Pavlovski

$$C = \frac{1}{n}R^y, \text{ unde } y = f(n, R).$$

În calculele preliminare se poate considera $y = 1/6$ (după Manning) și respectiv $C = \frac{1}{n}R^{1/6}$ sau $y = 1/5$ (după Forchheimer), respectiv $C = \frac{1}{n}R^{0,2}$.

În calculele de precizie ale aducțiunilor mari deschise sau altor aducțiuni artificiale (tuneluri cu nivel liber ale centralelor hidroelectrice) se recomandă folosirea formulei complete a lui N. N. Pavlovski (tabelul 4.7).

8.2. FORMA SECȚIUNII TRANSVERSALE A CANALULUI

Forma secțiunii transversale a canalului se alege funcție de dimensiunile lui, de destinația tehnică și de condițiile de construcție (de exemplu, caracteristicile terenului de fundație ș.a.).

Secțiunea transversală a canalelor de derivație ale centralelor hidroelectrice are, în principiu, o formă trapezoidală și, mai rar, dreptunghiulară. Secțiuni speciale se aplică la tuneluri, precum și la unele elemente ale construcțiilor hidrotehnice.

Secțiunea trapezoidală se caracterizează prin coeficientul taluzului m și lățimea relativă a canalului, adică raportul $\beta = b/h$ (mărime care se adoptă în funcție de destinația canalului) (fig. 8.1).

Pentru canale căptușite, forma preferențială este secțiunea hidraulic optimă ca fiind cea mai economică.

Nu se recomandă profiluri puțin adînci și foarte largi. Se recomandă să se adopte β în funcție

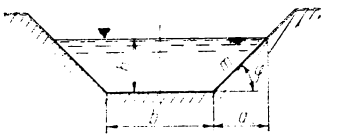


Fig. 8.1.

de adîncimea canalului : cînd $h \leqslant 2$ m, $\beta < 10-12$; cînd $h = 2-3$ m, $\beta \leqslant 12-15$; cînd $h > 3$ m, $\beta \leqslant 20$.

Coeficientul de taluz m se alege din condiţiile de stabilitate a taluzului în funcţie de caracteristicile pămîntului în care este amenajat canalul, precum şi în funcţie de soluţia de consolidare a taluzurilor (modul de căptuşire a albiei). Conform Normelor TU-24-108-48 ale Glavghidroenergostroi pentru canale cu înălţimea taluzurilor sub 10 m, în calcule prealabile (de exemplu, în calculele de alegere a traseului canalului) valorile coeficientului de taluz se pot adopta din tabelul 8.1.

Tabelul 8.1

Valorile coeficientului de taluz m la înălţimea taluzului $H \leqslant 10$ m (conform TU-24-108-48 ale Glavghidroenergostroi)

Categoria terenului sau felul căptuşelii	Coeficientul de taluz, m
Pămînturi nisipoase cu granulaţie mică	3–3,5
Pămînt nisipos-lutos sau slab consolidat	2–2,5
Pămînt nisipos-lutos compact şi pămînt argilo-nisipos uşor	1,5–2
Pietriş şi nisip-pietriş	1,5
Pămînturi argilo-nisipoase grele, loessuri compacte şi argile obişnuite	1–1,5
Argile grele compacte	1
Diferite roci stîncoase funcţie de gradul de degradare	0,5–0,10

Observaţii. 1. Taluzurile de deasupra apei se adoptă cu pantă mai mare. În cazul căptuşelii din beton, de ciment şi beton de asfalt, $m \approx 1{,}25$. În cazul umpluturii din pietriş şi anrocamente, $m \approx 1{,}50$. În cazul căptuşelii din pămînturi cu plasticitate mare, (argiloase, argilo-nisipoase), $m \approx 2{,}5$;

2. Conform § 88 TU-24-108-48 stabilitatea taluzului se verifică prin calcule speciale la înălţimea > 5 m: în faza proiectului tehnic[1] pentru canalele din toate cele trei clase de importanţă, iar în faza sarcinii de proiect are[2] numai pentru canalele din clasa I.

[1] Echivalent faza proiect de execuţie în R.S.R. (N.T.)
[2] Echivalent faza notă de comandă în R.S.R. (N.T.)

Dacă nu se dispune de informaţii privind caracteristicile geotehnice ale pămînturilor, în elaborările prealabile se vor adopta valori m de cel puţin :

La înălţimea taluzului	Pentru taluzurile neconsolidate	Pentru îmbrăcăminţi din beton ale taluzurilor
	m	m
$H \leqslant 3$ m	1,5	1,25
$H = 3-5$ m	2,0	1,75

La înălţimi $H > 5{,}0$ stabilitatea taluzurilor trebuie verificată prin calcule speciale.

8.3. ALEGEREA COEFICIENTULUI DE RUGOZITATE

La proiectarea canalelor deschise de lungime mare, alegerea corectă a coeficientului de rugozitate are o mare importanţă[1]. Dacă canalul există şi se află în exploatare, atunci estimarea stării fundului şi taluzurilor canalului este dificilă şi pentru calcule mai precise, coeficientul de rugozitate trebuie determinat prin cercetări speciale pe teren.

La proiectarea canalelor alegerea coeficientului de rugozitate se efectuează în conformitate cu tabelul de valori n, recomandat prin Normele tehnice ale Glavghidroenergostroi (tabelul 8.2).

Tabelul 8.2

Valorile coeficientului de rugozitate n în formula lui N. N. Pavlovski conform TU-24-108-48 ale Glavghidroenergostroi

Caracterizarea suprafeţei	Valoarea n		
	minimă	medie	maximă
1	2	3	4
Rocă necăptuşită:			
Condiţii foarte bune: canale tăiate îngrijit în stîncă, canale largi în strate de teren orizontale	0,20	—	0,025
Condiţii medii: pereţi neteziţi prin teşirea colţurilor	0,025	0,033	0,033
Suprafaţă foarte neuniformă (canale tăiate brut în stîncă)	—	0,040	0,045
Rocă parţial căptuşită:			
În cazul torcretizării sau tencuirii rocii fără amenajarea secţiunii de curgere în partea inferioară a canalului cu nivel liber	0,022	—	0,030
În cazul amenajării secţiunii de curgere şi în partea inferioară a canalului în cazul tencuirii parţiale a rocii la tunele funcţionînd sub presiune	0,019	0,023	—
Canale în pămînt:			
Canale în terenuri loessoide, în pămînturi compacte, acoperite cu o peliculă de mîl fără aluviuni	—	0,020	—

[1] Deoarece $Q = \omega \frac{1}{n_1} R^y \sqrt{Ri_1} = \omega \frac{1}{n_2} R^y \sqrt{Ri_2}$ şi prin urmare $i_1 = i_2(n_1/n_2)^2$, pentru conducerea debitului dat Q în condiţii de variaţie a coeficientului de rugozitate, este necesar să se modifice corespunzător panta fundului canalului cu valoarea raportului dintre coeficienţii de rugozitate. De exemplu, dacă în loc de $n_2 = 0{,}0225$ se adoptă $n = 0{,}025$, atunci panta canalului i va fi mărită de $(0{,}025/0{,}0225)^2 = 1{,}24$ ori.

Tabelul 8.2 (continuare)

1	2	3	4
Canale mari şi medii, aflate în condiţii bune de exploatare şi întreţinere	—	0,0225	—
Canale mari în condiţii medii	—	0,025	—
Canale în condiţii proaste de întreţinere		0,025	—
Idem, în prezenţa algelor cu prăbuşire locală a taluzurilor	—	0,030	—
Canale cu profil neregulat, cu vegetaţie foarte dezvoltată neîntreţinute	—	0,035	—
Observaţii. La efectuarea necanizată a excavaţiilor, fără curăţirea ulterioară a suprafeţei canalelor, coeficientul de rugozitate creşte:			
pentru cele mai bune condiţii cu 0,10;			
pentru condiţii medii cu 0,20;			
pentru cele mai proaste condiţii cu 0,30;			
La executarea mecanizată a excavaţiilor cu curăţirea ulterioară a suprafeţei canalelor, coeficientul de rugozitate creşte:			
pentru cele mai bune condiţii cu 0,05;			
pentru condiţii medii cu 0,10;			
pentru cele mai proaste condiţii cu 0,15.			
Jgheaburi din lemn:			
Scînduri sau grinzi geluite, aşezate în lungul curentului	0,011	0,013	0,014
Scînduri sau grinzi negeluite, aşezate în lungul curentului	0,012	0,015	0,013
Jgheaburi din doage	0,011	0,012	0,014
Observaţie. În cazul pozării transversale a scîndurilor, coeficientul de rugozitate creşte cu 0,001—0,002 funcţie de păsuirea scîndurilor			

1	2	3	4
Căptuşeala simplă din beton sau beton armat fără tencuire şi sclivisire:			
Beton neted turnat în cofraje bine îmbinate, fără ieşituri şi adînciturі, cu racordări în plan în condiţii medii fără nisip şi pietriş pe fund	0,013	0,014	0,015
Beton rugos cu urme de cofraj datorită aşezării distanţate a scîndurilor cofrajului, precum şi cu racordări bruşte în plan; depuneri de pietriş şi nisip pe fund	0,015	0,015	0,018
Căptuşeala din beton şi beton armat prelucrată, tencuită sau sclivisită:			
În cazul lucrărilor de calitate înaltă cu tencuială de ciment curată şi suprafaţă netezită ireproşabil	—	0,011	—
Lucrări de calitate bună cu suprafaţă netezită şi uniformizată, cu rosturi netezite şi cu un număr mic de racordări pe traseu, avînd raze mari; lipsesc depuneri de aluviuni pe fund	0,011	0,012	0,013
Suprafaţa torcretată:			
— în cazul curăţirii ulterioare cu peria din sîrmă de oţel	0,016	0,018	—
— fără adoptarea măsurilor speciale	—	0,019	0,021
Căptuşeli din piatră			
Pavaj (zidărie de piatră brută) pe mortar	0,017	0,0225	0,030
Gabioane	0,025	0,027	0,032
Anrocamente	0,027	0,030	0,035
Pavaj de bolovani	0,020	0,025	0,027
Umplutură din pietriş şi piatră de rîu	De la 0,020		pînă la 0,025[1]
[1] Observaţie. Valoarea mai mică corespunde la $d_{med} = 10$ mm şi cea mare la $d_{med} = 50$ mm			
Căptuşeala din materiale cu asfalt sau bitum (beton asfaltic sau mortar asfaltic; căptuşeala cu îmbinare profundă de bitum)	0,013	0,014	0,015

Calculul trebuie să se efectueze conform indicațiilor lui N. N. Pavlovski pentru trei valori ale coeficientului n, și anume, calculul principal trebuie să se execute la valoarea aleasă cea mai probabilă a coeficientului de rugozitate; celelalte două calcule (de verificare) trebuie să se efectueze: unul cu valoarea imediat superioară, iar celălalt cu valoarea imediat inferioară acestui coeficient.

Atît pentru comparație, cît și pentru o mai bună orientare la alegerea coeficienților de rugozitate, se dau suplimentar în tabelele 8.3—8.6 recomandările lui N. N. Pavlovski.

Canale cu rugozitate neomogenă. Dacă albia canalului este neomogenă, o parte a perimetrului udat P_1 avînd coeficientul de rugozitate n_1, iar cealaltă parte P_2 — coeficientul de rugozitate n_2

Tabelul 8.3

Coeficienții de rugozitate pentru canale de pămînt (după N. N. Pavlovski)

Caracterizarea canalului	Valorile n la canale executate mecanizat în condiții:		
	optime	medii	proaste
Canale în loess, pămînt compact etc. (în stare normală)	0,0220	0,0240	0,026
Canale mari de pămînt în condiții de întreținere și reparație de calitate mai mult decît medie	0,0250	0,0270	0,029
Canale mari de pămînt în condiții medii de întreținere și canale mici în condiții bune de întreținere	0,0275	0,0300	0,0325
Canale mari de pămînt în condiții de întreținere submediocre și canale mici în condiții medii	0,0300	0,0330	0,0358
Canale în condiții relativ proaste	0,0330	0,0360	0,0390

Observație. Trebuie să se aibă în vedere că în procesul de exploatare, neuniformitățile fundului și pereților canalului care apar la executarea mecanizată a lucrărilor se netezesc treptat.

Tabelul 8.4

Coeficienții de rugozitate pentru canale tăiate în roci stîncoase (după N. N. Pavlovski)

Caracterizarea canalului	Coeficient de rugozitate n
Canale tăiate îngrijit în stîncă	0,020—0,025
Canale în condiții medii de executare a lucrărilor în stîncă, fără o „netezire" minuțioasă a suprafeței	0,030—0,035
Canale tăiate brut în stîncă	0,040—0,045

Tabelul 8.5

Coeficienții de rugozitate pentru canalele cu pereu din piatră (după de N. N. Pavlovski)

Caracterizarea pereului	Valoarea coeficientului n în condiții de execuție		
	optime	probabile	proaste
Pereu din piatră cioplită	0,013	0,015	0,017
Zidărie de cărămidă acoperită cu glazură	0,011	0,013	0,015
Zidărie de cărămidă cu mortar de ciment	0,012	0,015	0,017
Zidărie de piatră brută cu mortar de ciment	0,017	0,020—0,025	0,030
Zidărie uscată	0,025	0,030	0,035
Macadam	—	0,020—0,025	—

Tabelul 8.6

Coeficienții de rugozitate pentru canalele betonate (după N. N. Pavlovski)

Caracterizarea suprafeței	Coeficientul de rugozitate n, funcție de condițiile de execuție		
	optime	medii	bune
Suprafețele cele mai netede întîlnite în practică, cu o finisare foarte îngrijită a taluzurilor și fundului, cu rosturi bine amenajate, fără nisip și pietriș pe fund, cu puține racordări pe traseu, avînd raze mari de curbură	0,011	0,012	0,013
Fără finisare specială și foarte netedă a suprafeței (fără tencuială îngrijită) sau cu suprafață sclivisită neuniform, cu rosturi satisfăcător amenajate, cu racordări cu rază medie de curbură, fără nisip și pietriș pe fund	0,013	0,014	0,015
Cazurile precedente în prezența nisipului și pietrișului pe fund, suprafețe de beton rugoase, cu rosturi prost amenajate, racordări cu rază mică de curbură	0,015	0,016	0,018
Betonarea executată prin torcretare:			
a) În condiții optime, cu folosirea periilor de sîrmă la netezirea suprafețelor	0,016	—	—
b) În condiții medii de executare a lucrărilor, fără netezirea suprafeței torcretate cu perii de sîrmă	—	0,019	—
c) În condiții de execuție proastă a lucrărilor	—	—	0,021

Observație. Dacă pe beton se dezvoltă vegetație de tip mușchi, valorile indicate trebuie majorate cu aproximativ 0,002.

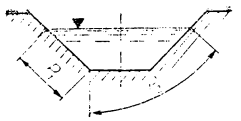


Fig. 8.2.

(fig. 8.2), coeficientul de rugozitate pentru întregul perimetru udat poate fi calculat cu formula (aproximativă)

$$n = \frac{n_1P_1 + n_2P_2}{P_1 + P_2}. \qquad (8.6)$$

N. N. Pavlovski recomandă să se determine acest coeficient mediu cu formula

$$n = \sqrt{\frac{P_1n_1^2 + P_2n_2^2}{P_1 + P_2}}. \qquad (8.7)$$

Exemplu. Se proiectează un canal cu taluzuri betonate şi fund neconsolidat de secţiune trapezoidală. Lungimea măsurată pe taluzurile betonate $P_1 = 6$ m, coeficientul de rugozitate $n_1 = 0{,}012$, iar lungimea măsurată pe fundul neconsolidat $P_2 = 5$ m, coeficientul de rugozitate $n_2 = 0{,}025$. Să se determine valoarea coeficientului de rugozitate.

Rezolvare. Aplicînd formula (8.6) se obţine

$$n = \frac{n_1P_1 + n_2P_2}{P_1 + P_2} = \frac{0{,}012 \cdot 6 + 0{,}025 \cdot 5}{6 + 5} = 0{,}018.$$

Aplicînd formula (8.7) se obţine

$$n = \sqrt{\frac{P_1n_1^2 + P_2n_2^2}{P_1 + P_2}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0{,}012^2 + 5 \cdot 0{,}025^2}{6 + 5}} = 0{,}019.$$

La calculul canalelor sub pod de gheaţă, coeficientul de rugozitate se determină cu formula (8.7), coeficientul de rugozitate al suprafeţei inferioare a gheţii adoptîndu-se conform tabelului 8.7.

Tabelul 8.7

Coeficientul de rugozitate pentru suprafaţa inferioară a gheţii conform TU-24-108-48

Viteza medie de curgere în momentul formării gheţii, v, în m/s	Coeficientul de rugozitate, n	
	în lipsa zaiului	în prezenţa zaiului
0,4–0 6	0,010 –0,012	–
>0 6	0,0140–0,017	0,017–0,02

8.4. CALCULUL HIDRAULIC AL CANALELOR DE SECŢIUNE TRAPEZOIDALĂ

Se dau indicaţii numai asupra acelor probleme care se referă la determinarea dimensiunilor secţiunii transversale a canalului. Rezolvarea celorlalte probleme, şi anume determinarea debitului Q şi a pantei i se reduce la calculul lor direct cu formula Chézy $Q = \omega C\sqrt{Ri}$.

Calculul hidraulic al canalelor de secţiune trapezoidală, cînd sînt date coeficientul de taluz m şi coeficientul de rugozitate n, se reduce la determinarea uneia din următoarele mărimi:

a — adîncimea apei în canal h, fiind date Q, b, i;
b — lăţimea canalului la fund b, fiind date Q, h, i;
c — h şi b, fiind date Q, i şi $\beta = b/h$;
d — h şi b, fiind date Q, i şi v.

Observaţie. Problemele „b" şi „d" pot să nu aibă soluţie în unele cazuri, datorită incompatibilităţii datelor iniţiale. Condiţiile de incompatibilitate sînt expuse mai jos.

PROBLEMELE PRINCIPALE[1]

a) Determinarea adîncimii h cînd sînd date Q, i şi b şi a lăţimii b cînd sînt date Q, h şi i

Metoda aproximaţiilor succesive permite să se obţină cu formula Chézy soluţia cu orice grad de precizie, dar necesită calcule laborioase.

Observaţie. Pentru profilul triunghiular (precum şi pentru profilele dreptunghiular şi trapezoidal în cazul lăţimii mari pe fund, $b \gg h$), adîncimea canalului poate fi aflată prin calcul direct, fără aproximări succesive, cu formula Chézy, adusă la forma logaritmică:

— pentru profilul triunghiular

$$Q = A\frac{\sqrt{i}}{n}h^{2,5+y} \qquad (8.8)$$

şi

$$\log h = \frac{\log\left(\frac{Qn}{A\sqrt{i}}\right)}{2,5 + y}, \qquad (8.9)$$

în care

$$A = \frac{m^{1,5+y}}{(2\sqrt{1+m^2})^{0,5+y}} \qquad (8.10)$$

pentru $y = 0{,}2$ valorile A sînt date în tabelul 8.8;

Tabelul 8.8

Valorile $\frac{m^{1,7}}{(2\sqrt{1+m^2})^{0,7}}$ funcţie de m

m	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,6	3,0
$\frac{m^{1,7}}{(2\sqrt{1+m^2})^{0,7}}$	0,0	0,176	0,482	0,81	1,14	1,46	1,78

— pentru profilele dreptunghiular şi trapezoidal (cu $b \geqslant h$) cînd se poate adopta $R \approx h^2$ şi $y = 1/6$ (formula lui Manning), se obţine

$$h = \left(\frac{Qn}{b\sqrt{i}}\right)^{0,6} \qquad (8.11)$$

[1] În prezent, majoritatea acestor probleme se rezolvă cu metode numerice, folosind calculatoare electronice (N.T).
[2] Practic, cînd $b > (20–25)h$.

Exemplu. Se dau: $Q = 24$ m³/s, $b = 25$ m; albia este dreptunghiulară, coeficientul de rugozitate $n = 0{,}025$ și panta $i = 0{,}0004$. Să se afle adîncimea canalului h.

Rezolvare. Cu formula (8.11) se obține

$$h = \left(\frac{Qn}{b\sqrt{i}}\right)^{0.6} = \left(\frac{24 \cdot 0{,}025}{25\sqrt{0{,}0004}}\right)^{0.6} = 1{,}2^{0.6}.$$

Prin logaritmare se obține

$\lg h = 0{,}60 \cdot 0{,}08 = 0{,}048$, de unde $h = 1{,}115$ m.

Metoda grafo-analitică. Cu această metodă, adîncimea h se determină din graficul funcției $Q = f(h)$ sau $K = f_1(h)$, unde K este modulul de debit. Calculele se efectuează în succesiunea următoare. Fiind date Q_0, b, i, m și n se calculează debitele Q_1, Q_2... [sau caracteristicile (modulele) de debit K_1, K_2...] pentru valori h_1, h_2... alese arbitrar și pe baza lor se construiește graficul funcției $Q = F(h)$ (fig. 8.3) sau al funcției $K = F_1(h)$. La valoarea debitului Q_0 [sau la valoarea caracteristicii (modulului) de debit necesare] $K_0 = Q_0/\sqrt{i}$ pe graficul construit corespunde adîncimea căutată h.

Determinarea lățimii canalului la fund b cînd sînt date Q, h și i. În acest caz se construiește curba $Q = F(b)$ sau $K = F_1(b)$ (în loc de $Q = F(h)$ și $K = F_1(h)$). În continuare, succesiunea calculelor rămîne aceeași și lățimea căutată a canalului b se află, de asemenea, din graficul din fig. 8.4.

Observație. În grafic (fig. 8.4) curbele nu pleacă din originea axelor de coordonate, ci dintr-un punct situat pe axa OQ. Aceasta se explică prin faptul că pentru $b = 0$, secțiunea trapezoidală se transformă în cea triunghiulară și debitul canalului devine egal cu debitul în cazul profilului triunghiular.

Metoda lui N. N. Pavlovski (după nomogramele lui Pavlovski, fig. 8.5). Se dau Q, i și b, să se afle h. Succesiunea calculelor este următoarea:

— Se determină caracteristica (modulul) de debit necesară

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}};$$

— Prin citirea directă pe nomograma lui N. N. Pavlovski (fig. 8.5) se află adîncimea h corespunzătoare modulului de debit calculat K și lățimii date la fund b.

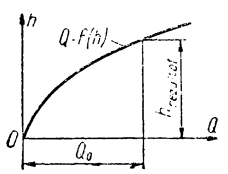


Fig. 8.3.

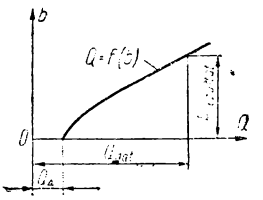


Fig. 8.4.

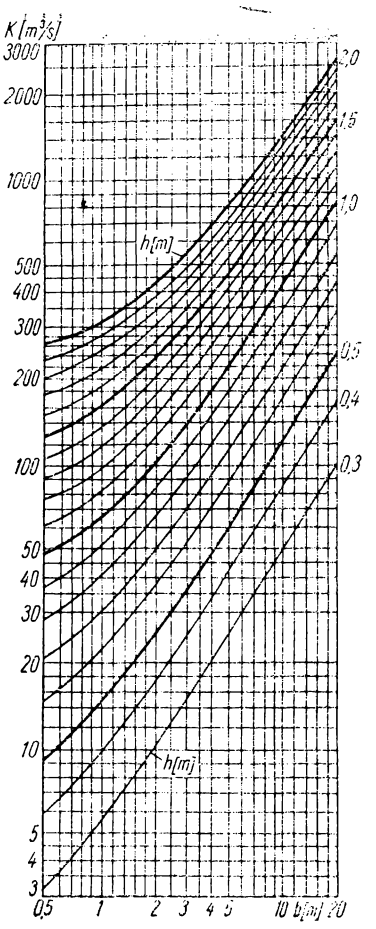


Fig. 8.5. Grafic pentru calculul canalelor (după procedeul lui N. N. Pavlovski); $C = \frac{1}{n} R^y$; $n = 0{,}025$ și $m = 1{,}5$.

Analog se rezolvă problema de determinare a lățimii b.

Exemplu. Se dau: $Q = 20$ m³/s; panta $i = 0{,}0004$; lățimea la fund $b = 10$ m și coeficientul de rugozitate $n = 0{,}025$. Să se determine adîncinea h a apei în canal.

Rezolvare. Se calculează modulul de debit $K_0 = \frac{20}{\sqrt{0{,}0004}} = 1\,000$ m³/s și pe nomogramă se determină $h = 1{,}65$ m (pentru $b = 10$ m) (fig. 8.5).

Observație. S-a prezentat numai o singură nomogramă, pentru cazul cel mai des întîlnit și anume pentru $m = 1{,}5$ și $n = 0{,}025$.

Metoda lui V. D. Jurin. Folosind formula lui Manning pentru calculul coeficientului Chézy C $\left(C = \frac{1}{n} R^{1/6}\right)$, caracteristica (modulul) de debit $K = \omega C \sqrt{R}$ se exprimă cu relația

$$K = \frac{(\beta + m)^{1.67}}{(\beta + 2\sqrt{1 + m^2})^{0.67}} \cdot \frac{1}{n} \cdot h^{2.67}, \qquad (8.12)$$

în care $\beta = b/h$; m — coeficient de taluz; n — coeficient de rugozitate.

După metoda lui V. D. Jurin se poate scrie

$$K_r = \frac{Qn}{\sqrt{i}} = K_{r\,u} h^{2.67}, \qquad (8.13)$$

unde: K_r este caracteristica (modulul) de debit pentru rugozitatea unitară (după Jurin), iar K_{ru} (pentru $h = 1{,}0$ m, $K_r = K_{ru}$) are expresia

$$K_{r\,u} = \frac{(\beta + m)^{1.67}}{(\beta + 2\sqrt{1 + m^2})^{0.67}} = f(\beta, m); \qquad (8.14)$$

$$K_r = f(\beta, m, h).$$

Ecuația (8.14) se reprezintă printr-un sistem de grafice pentru diferite valori m. Pe fiecare grafic se trasează familia de linii $K_r = \frac{Qn}{\sqrt{i}} = F(h)$ pentru diferite valori $\beta_1, \beta_2 \ldots, \beta_n$.

Se prezintă trei grafice propuse de V. D. Jurin pentru $m_1 = 1{,}5$; $m_2 = 1{,}0$ și $m_3 = 0{,}0$ (fig. 8.6—8.8). Pentru comoditate, graficele sînt alcătuite în coordonate logaritmice. Cu ajutorul acestor grafice se rezolvă cu ușurință toate problemele privind calculul hidraulic al canalelor deschise.

Exemplul 1. Să se determine adîncimea canalului h și lățimea lui la fund b în următoarele condiții: debitul $Q = 200$ m³/s; panta $i = 0{,}0004$; coeficientul de taluz $m = 1{,}5$; coeficientul de rugozitate $n = 0{,}02$ și raportul $\beta = b/n = 10$.

Rezolvare. 1. Se calculează valoarea necesară K_r

$$K_r = \frac{Qn}{\sqrt{i}} = \frac{200 \cdot 0{,}02}{\sqrt{0{,}0004}} = 200 \text{ m}^3/\text{s};$$

2. Din grafic (fig. 8.6) pentru $K_r = 200$ m³/s și $\beta = 10$ rezultă adîncimea canalului $h = 3$ m.

3. Lățimea canalului se obține $b = \beta h = 10 \cdot 3 = 30$ m.

Exemplul 2. Să se determine adîncimea h cînd sînt date $Q = 20$ m³/s; $b = 10$ m; $m = 1{,}5$; $i = 0{,}0004$ și $n = 0{,}03$.

Rezolvare. 1. Se calculează

$$K_r = \frac{20 \cdot 0{,}03}{\sqrt{0{,}0004}} = 30 \text{ m}^3/\text{s};$$

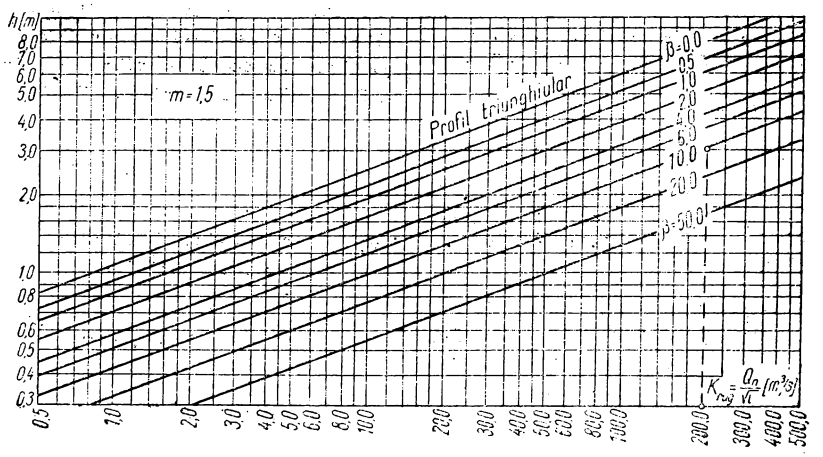


Fig. 8.6. Diagrama pentru calculul canalelor de secțiune trapezoidală (după procedeul lui V. D. Jurin) $m = 1{,}5$.

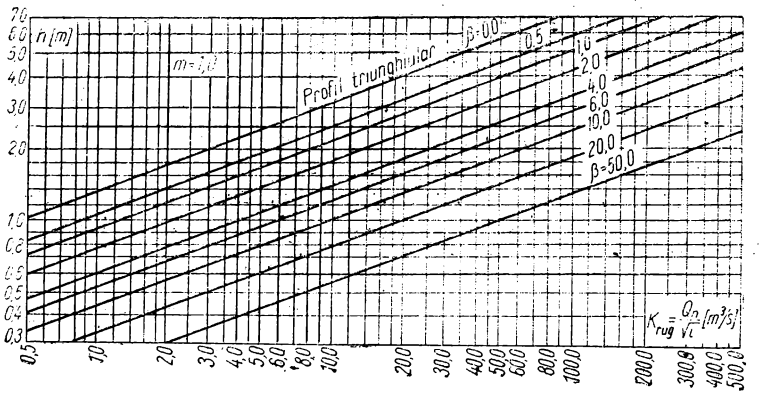


Fig. 8.7. Diagrama pentru calculul canalelor de secțiune trapezoidală (după procedeul lui V. D. Jurin) $m = 1{,}0$.

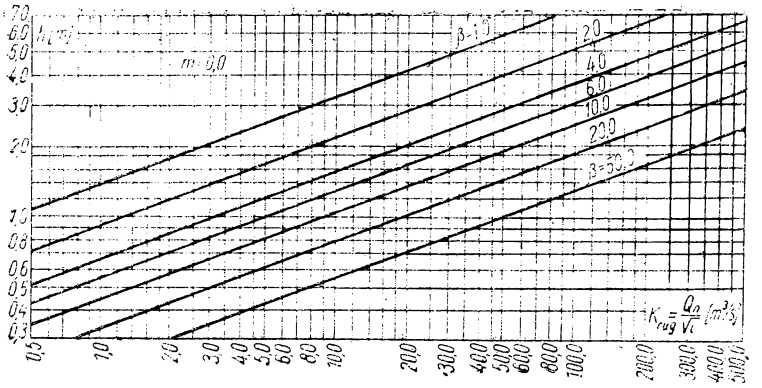


Fig. 8.8. Diagrama pentru calculul canalelor de secțiune dreptunghiulară (după procedeul lui V. D. Jurin) $m = 0{,}00$.

2. La valoarea $K_r = 30$ m³/s, pe grafic (fig. 8.6) găsim: pentru $h = 2$ m, raportul $\beta = 4{,}5$ și, prin urmare, $b = \beta h = 4{,}5 \cdot 2 = 9$ m; pentru $h = 1{,}8$ m, raportul $\beta = 6$ și, prin urmare, $b = 6 \cdot 1{,}8 = 10{,}8$ m; pentru $h = 1{,}85$ m, raportul $\beta = 5{,}5$ și, prin urmare, $b = 5{,}5 \cdot 1{,}85 = 10{,}2$ m.

Deoarece $b = 10{,}2$ m ≈ 10 m, se poate considera adîncimea căutată $h = 1{,}85$ m.

Exemplul 3. Să se determine lățimea canalului la fund b cînd sînt date: $Q = 100$ m³/s; $i = 0{,}0004$; $n = 0{,}02$, $m = 1{,}5$ și $h = 3$ m.

Rezolvare. 1. Se calculează

$$K_r = \frac{Qn}{\sqrt{i}} = 100 \text{ m}^3/\text{s};$$

2. La valoarea $K_r = 100$ m³/s și $h = 3$ m pe grafic (fig. 8.6) se citește $\beta = b/h = 5$. Prin urmare, lățimea căutată $b = \beta h = 5 \cdot 3 = 15$ m.

Metoda lui I. I. Agroskin (metoda modelului abstract). Modelul abstract se numește un canal, geometric asemenea celui dat, însă avînd panta $i = 1{,}0$, coeficientul de rugozitate $n = 1{,}0$ și, în afară de aceasta, sau lățimea la fund $b_{mod} = 1$ m (dacă prin calcul trebuie să se determine adîncimea canalului h) sau, dimpotrivă, adîncimea canalului $h_{mod} = 1$ m (dacă este căutată lățimea canalului la fund b).

Scara modelului este totdeauna cunoscută, ea este $\lambda = b$ (în prima problemă cînd nu se cunoaște h) sau $\lambda = h$ (în problema a doua cînd se determină b).

Evident, dorind să se determine adîncimea canalului h (cînd sînt date Q, i și b), se calculează canalul model și aflînd pentru el adîncimea h_{mod}, se determină adîncimea canalului real cu formula

$$h = \lambda h_{mod}, \tag{8.15}$$

în care

$$\lambda = \frac{b}{b_{mod}} = \frac{b}{1} = b. \tag{8.16}$$

Analog, se poate determina și lățimea canalului

$$b = \lambda b_{mod}$$

în care

$$\lambda = \frac{h}{h_{mod}} = \frac{h}{1} = h. \tag{8.17}$$

Pentru calculul modelului trebuie să se afle debitul de calcul al modelului. După I. I. Agroskin, la rezolvarea problemei de determinare a adîncimii canalului, debitul modelului are expresia

$$Q_{mod} = \frac{Qn}{\sqrt{i}\, b^{2.7}}, \tag{8.18}$$

iar la rezolvarea problemei de determinare a lățimii canalului, debitul modelului are expresia

$$Q_{mod} = \frac{Qn}{\sqrt{i}\, h^{2.7}}. \tag{8.19}$$

Formulele (8.18) și (8.19) sînt date pentru $C = \frac{1}{n} R^{0.2}$. Ulterior, I.I. Agroskin a propus pentru C o nouă formulă și coeficientul suplimentar σ

$$Q = \omega \frac{1}{\sigma} \frac{1}{n} R^y \sqrt{Ri}, \tag{8.20}$$

unde coeficientul σ depinde de y și R.

Succesiunea calculelor este diferită pentru cele două probleme menționate.

Problema I. Să se determine adîncimea apei h în canal pentru debitul Q cînd sînt date m, i, h și lățimea la fund b.

Rezolvare. Adoptînd $C = \frac{1}{\sigma} \frac{1}{n} R^y$ și notînd $\eta_1 = h/b$, din formula (8.20) se obține

$$\frac{\sigma Qn}{\sqrt{i}\, b^{2.7}} = \frac{(\eta_1 + m\eta_1^2)^{1.7}}{(1 + \eta_1 \sqrt{1 + m^2})^{0.7}}, \tag{8.21}$$

Tabelul 8.9

Valorile $M_b = log\ b^{-2,7}$ sau $M_h = log\ h^{-2,7}$ funcție de mărimea b sau mărimea h

b, m (sau h, m)	log $b^{-2,7}$ (sau log $h^{-2,7}$)	b, m (sau h, m)	log $b^{-2,7}$ (sau log $h^{-2,7}$)	b, m (sau h, m)	log $b^{-2,7}$ (sau log $h^{-2,7}$)
0,10	2,7000	0,80	0,2617	2,50	$\bar{2}$,9256
0,12	2,4862	0,90	0,1236	2,60	8796
0,14	2,3053	1,00	0,0000	2,70	8353
0,16	2,1489	1,10	$\bar{1}$,8883	2,80	7927
0,18	2,0108	1,20	7862	2,90	7515
0,20	1,8872	1,30	6924	3,00	$\bar{2}$,7118
0,22	1,7755	1,40	6050	3,10	6733
0,24	1,6734	1,50	$\bar{1}$,5246	3,20	6361
0,26	1,5796	1,60	4489	3,30	6000
0,28	1,4927	1,70	3778	3,40	5650
0,30	1,4118	1,80	3100	3,50	$\bar{2}$,5310
0,35	1,2316	1,90	2474	3,60	4980
0,45	1,0744	2,00	$\bar{1}$,1872	3,70	4659
0,45	0,9366	2,10	1300	3,80	4346
0,50	0,8128	2,20	0755	3,90	4041
0,60	0,5990	2,30	0233	4,00	$\bar{2}$,3744
0,70	0,4183	2,40	$\bar{2}$,0734		

sau, logaritmînd

$$\log Q + \log b^{-2,7} + \log \frac{n}{\sqrt{i}} + \log \sigma = \log \frac{(\eta + m\eta^2)^{1,7}}{(1 + \eta\sqrt{1 + m^2})^{0,7}} \cdot \qquad (8.21, a)$$

Introducînd notațiile

$$\log b^{-2,7} = M_b\ ;\ \log n/\sqrt{i} = N\ ;$$

$$\log \frac{(\eta + m\eta^2)^{1,7}}{(1 + \eta\sqrt{1 + m^2})^{0,7}} = -\psi(\eta)^1$$

și efectuînd substituirile în (8.21, a), se obține formula de calcul

$$\psi(\eta) = -(\log Q + M_b + N + \log \sigma) \qquad (8.22)$$

Valorile M_b și N se află, respectiv, din tabelele 8.9 și 8.10 iar log Q — prin logaritmarea valorii debitului.

[1] Semnul minus a fost introdus de I. I. Agroskin în legătură cu faptul că în tabelele lui, întocmite anterior, sînt date valorile pentru

$$\log \frac{(1 + \eta\sqrt{1 + m^2})^{0,7}}{(\eta + m\eta^2)^{1,7}}$$

Tabelul 8.10

Valoarea $N = \log \frac{n}{\sqrt{i}}$ funcție de valoarea coeficientului de rugozitate n și panta i

i	n								
	0,010	0,012	0,014	0,017	0,020	0,0225	0,025	0,0275	0.030
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,00002	0,3495	0,4287	0,4956	0,5799	0,6505	0,7017	0,7474	0,7888	0,8266
4	1990	2781	3451	4294	5000	5511	5969	6383	6761
6	1109	1901	2570	3414	4119	4631	5089	5503	5880
8	0484	1276	1946	2789	3495	4006	4464	4878	5256
0,00010	0000	0,0792	1461	2304	3010	3522	3979	4393	4771
0,00012	$\bar{1}$,9604	0,0396	0,1065	0,1909	0,2614	0,3126	0,3583	0,3997	0,4375
14	9269	0061	0731	1574	2280	2781	3248	3663	4041
16	8972	$\bar{1}$,9771	0441	1284	1990	2501	2850	3373	3751
18	8724	9515	0185	1028	1734	2245	2703	3117	3495
20	8497	9229	$\bar{1}$,9956	0799	1505	2017	2474	2888	3266
0,00022	$\bar{1}$,8288	$\bar{1}$,9080	$\bar{1}$,9749	0,0592	0,1298	0,1810	0,2267	0 2621	0.3059
24	8099	8891	9560	0403	1109	1621	2073	2492	2870
26	7925	8717	9386	0230	0935	1447	1904	2313	2696
28	7764	9556	9225	0069	0774	1286	1744	2157	2535
30	7614	8406	9076	$\bar{1}$,9918	0625	1036	1594	2008	2396
0,00032	$\bar{1}$,7474	$\bar{1}$,8266	$\bar{1}$,8935	$\bar{1}$,9779	0,0485	0,0996	0,1454	0,1868	0,2245
34	7343	8134	8804	9647	0353	0864	1322	1736	2114
36	7218	8010	8680	9523	0229	0714	1198	1612	1990
38	7101	7893	8562	9405	0111	0623	1080	1494	1872
40	6990	7781	8451	9294	0000	0511	0969	1383	1761
0,00042	$\bar{1}$,6884	$\bar{1}$,7676	$\bar{1}$,8345	$\bar{1}$,9188	$\bar{1}$,9894	0,0406	0,0863	0,1277	0,1655
44	6783	7574	8244	9087	9793	0305	0762	1176	1554
46	6686	7478	8147	8991	9696	0208	0666	1079	1457
48	6593	7385	8055	8878	9604	0115	0573	0987	1364
50	6505	7297	7966	8810	9515	0027	0484	0898	1276

Tabelul 8.10 (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,00052	$\bar{1}$,6420	$\bar{1}$,7212	$\bar{1}$,7881	$\bar{1}$,8724	$\bar{1}$,9430	$\bar{1}$,9942	0,0399	0,0819	0,1191
54	6338	7130	7799	8642	9348	9860	0317	0731	1108
56	6259	7051	7720	8563	9269	9781	0237	0652	1030
58	6183	6975	7644	8487	9193	9705	0162	0576	0954
60	6109	6901	7570	8414	9119	9631	0089	0503	0880
0,00062	$\bar{1}$,6038	$\bar{1}$,6830	$\bar{1}$,7499	$\bar{1}$,8342	$\bar{1}$,9048	$\bar{1}$,9560	0,0017	0,0431	0,0809
64	5969	6761	7430	8274	8979	9491	$\bar{1}$,9948	0362	0740
66	5902	6694	7364	8207	8913	9424	9882	0296	0674
68	5837	6629	7299	8142	8848	9359	9817	0231	0609
70	5774	6566	7236	8079	8785	9296	9754	0168	0546
0,00072	$\bar{1}$,5713	$\bar{1}$,6505	$\bar{1}$,7175	$\bar{1}$,8018	$\bar{1}$,8724	$\bar{1}$,9235	$\bar{1}$,9693	0,0017	0,0484
74	5654	6446	7115	7958	8664	9176	9633	0947	0425
76	5596	6388	7057	7900	8606	9118	9575	$\bar{1}$,9989	0367
78	5540	6331	7001	7844	8550	9061	9519	9933	0311
80	5484	6276	6945	7788	8494	9006	9463	9877	0255
0,00082	$\bar{1}$,5431	$\bar{1}$,6223	$\bar{1}$,6892	$\bar{1}$,7735	$\bar{1}$,8444	$\bar{1}$,8953	$\bar{1}$,9410	$\bar{1}$,9824	0,0202
84	5379	6170	6840	7683	8389	8900	9358	9772	0150
86	5328	6120	6789	7632	8338	8850	9307	9721	0099
88	5278	6069	6739	7582	8288	8699	9257	9671	0049
90	5229	6220	6690	7533	8239	8751	9208	9622	0000
0,00092	$\bar{1}$,5181	$\bar{1}$,5973	$\bar{1}$,6642	$\bar{1}$,7485	$\bar{1}$,8191	$\bar{1}$,8703	$\bar{1}$,9160	$\bar{1}$,9574	$\bar{1}$,9952
94	5134	5926	6596	7439	8145	8656	9114	9528	9906
96	5089	5880	6550	7393	8099	8610	9068	9482	9860
98	5044	5836	6505	7348	8054	8566	9023	9437	9815
0,00100	5000	5792	6461	7304	8010	8522	8979	9393	9771
0,0015	$\bar{1}$,4119	$\bar{1}$,4911	$\bar{1}$,5581	$\bar{1}$,6424	$\bar{1}$,7130	$\bar{1}$,7641	$\bar{1}$,8099	$\bar{1}$,8513	$\bar{1}$,8891
20	3495	4287	4956	5499	6505	7017	7474	7888	8266
25	3010	3802	4471	5315	6021	6532	6990	7404	7781
30	2614	3406	4076	4919	5625	6136	6594	7007	7386
35	2250	3071	3741	4514	5290	5801	6259	6573	7051
0,0040	$\bar{1}$,1990	$\bar{1}$,2781	$\bar{1}$,3451	$\bar{1}$,4294	$\bar{1}$,5000	$\bar{1}$,5511	$\bar{1}$,5868	$\bar{1}$,6383	$\bar{1}$,6761
45	1734	2526	3195	4038	4744	5256	5713	6127	6505
50	1505	2297	2966	3810	4515	5027	5484	5898	6170
55	1298	2090	2759	3603	4308	4820	5278	5691	6069
60	1109	1901	2570	3414	4120	4631	5088	5503	5880
0,0065	$\bar{1}$,0935	$\bar{1}$,1727	$\bar{1}$,2397	$\bar{1}$,3240	$\bar{1}$,3946	$\bar{1}$,4457	$\bar{1}$,4815	$\bar{1}$,5329	$\bar{1}$,5707
70	0774	1566	2236	3079	3785	4296	4754	5168	5546
75	0625	1416	2086	2929	3635	4146	4604	5018	5396
80	0484	1276	1946	2789	3495	4006	4464	4878	5256
90	0229	1021	1690	2533	3239	3751	4208	4622	5000
0,0100	$\bar{1}$,0000	$\bar{1}$,0792	$\bar{1}$,1461	$\bar{1}$,2304	$\bar{1}$,3010	$\bar{1}$,3522	$\bar{1}$,3979	$\bar{1}$,4393	$\bar{1}$,4771
200	$\bar{2}$,8495	$\bar{2}$,9287	$\bar{2}$,9956	0799	1505	2014	2474	2888	3266
400	6990	7781	8451	$\bar{2}$,9294	$\bar{1}$,0000	0511	0969	1083	1761
600	6109	6901	7570	8414	$\bar{2}$,9119	$\bar{2}$,9631	0089	0503	0880
800	5484	6276	6946	7789	8495	9009	$\bar{2}$,9464	$\bar{2}$,9878	0256
0,1000	$\bar{2}$,5000	$\bar{2}$,5792	$\bar{2}$,6461	$\bar{2}$,7304	$\bar{2}$,8010	$\bar{2}$,8522	$\bar{2}$,8979	$\bar{2}$,9393	$\bar{2}$,9773

Logaritmul coeficientului de corecție σ se poate determina cunoscînd raza hidraulică, din tabelul 8.11

Tabelul 8.11

Tabelul valorilor log σ funcție de valoarea razei hidraulice R pentru determinarea adîncimii canalului (sau lățimii b) după metoda lui I. I. Agroskin pentru diferiți coeficienți de rugozitate n [sau K în formula (4.33)]

R, m	n=0,012	n=0,020	n=0,025	n=0,030
	K=4,7	K=2,8	K=2,25	K=1,90
0,10	−0,096	−0,010	0,054	0,129
0,50	−0,032	−0,011	0,002	0,016
1,00	0,000	0,000	0,000	0,000
1,50	0,019	0,009	0,003	−0,004
2,00	0,033	0,016	0,006	−0,004
2,50	0,044	0,022	0,009	−0,004
3,00	0,053	0,028	0,012	−0,003
3,50	0,061	0,032	0,015	−0,002
4,0	0,068	0,036	0,018	−0,001
4,5	0,074	0,040	0,020	0,001
5,0	0,080	0,044	0,023	0,003
6,0	0,089	0,050	0,027	0,005
7,0	0,097	0,055	0,031	0,008
8,0	0,104	0,060	0,034	0,010
9,0	0,114	0,064	0,038	0,013
10,0	0,116	0,068	0,041	0,015

Aflînd astfel valorile funcției $\psi(\eta)$, din tabelul 8.12 se citește mărimea $\eta = h/b$, după care adîncimea căutată a canalului se determină cu formula $h = \eta b$.

În practică, calculele se efectuează în două reprize. Presupunînd log $\sigma = 0$, se determină valoarea funcției $\psi(\eta)$ cu formula (8.22), iar după aceea și valoarea η (din tabelul 8.12) în prima aproximație. Apoi, de asemenea, în prima aproximație, se află și adîncimea căutată a canalului $h = \eta b$. Cunoscînd h, se află raza hidraulică R din tabelul 8.13 sau prin calcul direct

$$R = \frac{(b + mh)h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}},$$

iar după aceea și log σ funcție de R (din tabelul 8.11). Aceasta permite să se determine valoarea precizată a funcției $\psi(\eta)$ și, prin urmare, valoarea precizată a adîncimii căutate a canalului.

Exemplu[1]. Să se determine adîncimea h în canalul de secțiune trapezoidală cu lățimea la fund $b = 2$ m; coeficientul de taluz $m = 1$; panta $i = 0{,}0008$ și coeficientul de rugozitate $n = 0{,}014$ ($K = 4$); debitul $Q = 3$ m³/s.

Rezolvare. 1. Folosind tabelele 8.9 și 8.10 se citesc

$$M_0 = \overline{1},1872 \quad \text{și} \quad N = \overline{1},6945.$$

[1] Preluat din lucrarea: Agroskin, I. I., Dmitriev, G. T. Pikalov, F. I., Ghidravlika, M., Gosenergoizdat, 1950.

Tabelul 8.12

Valorile funcției $\varphi(\eta)$ pentru diferiți coeficienți m de pantă a taluzului

$\eta = \frac{h}{b}$	m					
	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
0,00	—	—	—	—	—	—
0,02	+2,900	+4,894	+2,891	+2,888	+2,885	+2,881
0,04	400	388	380	373	370	361
0,06	112	091	082	073	066	053
0,08	+1,910	+1,887	+1,870	+1,857	+1,843	+1,830
0,10	+1,755	+1,725	+1,705	+1,690	+1,678	+1,655
15	480	436	405	382	363	329
20	290	230	190	159	134	090
30	032	0,965	0,882	0,837	0,800	0,738
40	0,855	736	652	602	554	478
0,50	0,722	0,575	0,480	0,413	0,357	0,269
60	617	442	332	254	191	094
70	529	328	203	117	048	−0,058
80	455	228	090	−0,004	−0,078	191
90	391	139	−0,011	113	192	310
1,00	0,334	+0,057	−0,104	−0,210	−0,295	−0,419
1,10	283	−0,017	188	300	400	517
1,20	237	026	207	384	473	608
1,30	198	150	340	461	553	692
1,40	157	210	408	534	626	770
1,50	0,122	−0,266	−0,472	−0,602	−0,698	−0,844

Tabelul 8.13

Tabelul valorilor $\eta_R = h/R$; $\beta_R = \frac{b}{\tau}$ $\eta = \frac{h}{b}$ funcție de mărimea $\beta = b/h$ pentru coeficientul de pantă a taluzului $m = 1$ și $m = 0$

$\beta = \frac{b}{h}$	$m=1$			$m=0$		
	$\eta_R = \frac{h}{R}$	$\beta_R = \frac{b}{R}$	$\eta = \frac{h}{b}$	$\eta_R = \frac{h}{R}$	$\eta_R = \frac{h}{m}$	$\beta = \frac{h}{b}$
0,10	2,662	0,266	10,00	—	—	—
0,20	2,524	0,505	5,00	—	—	—
0,30	2,406	0,722	3,33	—	—	—
0,40	2,306	0,922	2,50	—	—	—
0,50	2,219	1,109	2,00	—	—	—
0,60	2,143	1,286	1,667	—		—
0,70	2,076	1,453	1,429	—	—	—
0,80	2,016	1,413	1,250	—	—	—
0,90	1,962	1,766	1,110	—	—	—
1,00	1,914	1,914	1,000	3,00	3,00	1,00
1,50	1,731	2,597	0,667	2,333	3,50	0,667
2,0	1,610	3,219	0,500	2,000	4,00	0,500
2,50	1,522	3,806	0,400	1,800	4,50	0,400
3,00	1,457	4,371	0,333	1,667	5,00	0,333
3,50	1,406	4,922	0,286	1,571	5,50	0,286
4,00	1,366	5,463	0,25	1,500	6,00	0,250
5,00	1,306	6,524	0,20	1,400	7,00	0,200
6,00	1,261	7,567	0,167	1,333	8,00	0,167
7,00	1,229	8,600	0,143	1,286	9,00	0,193
8,00	1,203	9,626	0,125	1,125	10,00	0,125
9,00	1,183	10,645	0,111	1,222	10,00	0,111
10,00	1,166	11,662	0,100	1,200	12,00	0,100
12,00	1,141	13,637	0,0834	1,167	14,00	0,0834
15,00	1,114	16,716	0,0666	1,133	17,00	0,0666
20,00	1,087	21,742	0,0500	1,100	22,00	0,0500

Prin logaritmare se obține $\log Q = 0{,}477$;

$$\psi(\eta) = -(0{,}477 + \overline{1},1872 + \overline{1},6945) = 0{,}641.$$

Pentru valoarea $\psi(\eta)$, în tabelul 8.12, prin interpolare, se află $\eta = h/b = 0{,}42$;

2. Adîncimea în canal, în primă aproximație, este egală cu

$$h = \eta b = 0{,}42 \cdot 2 = 0{,}84 \text{ m};$$

3. O rezolvare mai exactă se obține calculînd valoarea razei hidraulice. Din tabelul 8.13 se află $\beta_R = b/R$; deci $R = \frac{b}{\beta_R} = \frac{2}{3{,}68} = 0{,}545$ m. Cunoscînd R, din tabelul 8.11 se citește $\log \sigma = -0{,}023$;

4. Ținînd seama de această corecție, se obține valoarea mai exactă $\psi(\eta)$ și anume

$$\psi(\eta) = 0{,}641 + 0{,}023 = 0{,}664,$$

în continuare (conform tabelului 8.12) se obține mai exact $\eta \approx 0{,}40$;

5. Prin urmare, valoarea precizată a adîncimii căutate de umplere a canalului este

$$h = \eta b = 0{,}40 \cdot 2{,}0 = 0{,}80 \text{ m}.$$

Problema 2. Să se determine lățimea b la fund a canalului trapezoidal pentru debitul Q, cînd sînt date m, i, n și adîncimea h.

Rezolvare. Adoptînd $y = 0{,}2$ se obține din formula (8.20)

$$\frac{\sigma Q n}{\sqrt{i}\, h^{2,7}} = \frac{(\beta + m)^{1,7}}{(\beta + 2\sqrt{1 + m^2})^{0,7}} = f(\beta), \quad (8.23)$$

în care: $\beta = b/h$; σ este, ca și mai înainte, coeficientul de corecție pentru C din formula lui I. I. Agroskin.

Logaritmînd se obține

$$\log \sigma + \log Q + \log h^{-2,7} + \log \frac{n}{\sqrt{i}} = \log \frac{(\beta + m)^{1,7}}{(\beta + 2\sqrt{1 + m^2})^{0,7}}.$$

Notînd pentru prescurtare

$$\log h^{-2,7} = M_h; \quad \log \frac{n}{\sqrt{i}} = N$$

și

$$\log \frac{(\beta + m)^{1,7}}{(\beta + 2\sqrt{1 + m^2})^{0,7}} = F(\beta),$$

se obține formula de calcul

$$F(\beta) = \log Q + M_h + N + \log \sigma. \quad (8.24)$$

Valorile M_h, N și $F(\beta)$ sînt date, respectiv, în tabelele 8.9; 8.10 și 8.14.

Tabelul 8.14

Valorile funcției $F(\beta)$ pentru diferiți coeficienți m de pantă a taluzului

$\beta = \frac{b}{h}$	m					
	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
1	2	3	4	5	6	7
0,00		1,2436	1,6840	1,9094	0,0564	0,2504
20	2,5721	4760	7978	9854	1135	2886
40	1,0675	6275	8922	0,0520	1650	3241
60	3324	7535	9725	1111	2118	3574
80	5223	8561	0,0422	1641	2548	3887
1,00	6660	9423	1037	0,2122	2944	4181
20	7810	0,0165	1586	2561	3311	4460
40	8764	0815	2197	2964	3654	4723
60	9576	1391	2531	3338	3974	4974
80	0,0281	1908	2944	3685	4275	5212
2,00	0903	2376	3325	4009	4558	5440
20	1458	2804	3678	4312	4825	5657
40	1959	3198	4007	4598	5079	5865
60	2410	3562	4315	4868	5320	6065
80	2833	3900	4604	5123	5550	6257

Tabelul 8.14 (continuare)

1	2	3	4	5	6	7
3,00	3218	4216	4876	5365	5768	6441
20	3576	4522	5132	5596	5978	6619
40	3909	4791	5378	5815	6178	6790
60	4220	5055	5610	6025	6370	6955
80	4518	5304	5831	6226	6555	7115
4,00	4788	5540	6042	6418	6733	7270
20	5049	5765	6244	6603	6904	7419
40	5295	5980	6480	6781	7069	7564
60	5530	6185	6623	6952	7228	7705
80	5754	6382	6801	7117	7382	7842
5,00	0,5967	0,6570	0,6973	0,7276	0,7532	0,7974
20	6171	6750	6138	7430	7676	8103
40	6366	6924	7298	7579	7816	8229
60	6554	7092	7452	7723	7952	8351
80	6732	7254	7601	7863	8084	8470
6,00	6907	7410	7746	7998	8212	8587
20	7074	7560	7886	8130	8337	8700
40	7235	7706	8021	8258	8459	8811
60	7391	7848	8153	8382	8577	8919
80	7541	7985	8281	8503	8692	9024
7,00	7687	8118	8405	8621	8805	9127
20	7828	8247	8526	8736	8914	9228
40	7965	8372	8644	8848	9022	9327
60	8098	8495	8759	8958	9026	9424
80	8227	8616	8871	9064	9228	9518
8,00	8352	8729	8980	9169	9328	9611
20	8476	8842	9087	9270	9426	9702
40	8593	8962	9191	9370	9522	9791
60	8610	9060	9293	9468	9616	9878
80	8822	9165	9392	9563	9708	9964
9,00	8932	9267	9490	9656	9798	1,0048
20	9040	9367	9585	9748	9886	0131
40	9145	9465	9678	9837	9972	0212
60	9249	9561	9769	9925	1,0057	0292
80	9348	9655	9859	1,0011	0141	0370
10,00	0,9446	0,9742	0,9947	1,0096	1 0222	1,0447
50	9682	9968	1,0159	0300	0513	0634
11,00	9906	1,0180	0361	0498	0792	0814
50	1,0120	0381	0554	0683	1061	0986
12,00	0323	0574	0739	0863	1319	1152
50	0518	0758	0917	1035	1567	1313
13,00	0704	0936	1088	1201	1908	1467
50	0883	1106	1253	1362	2039	1617
14,00	1055	1270	1411	1516	2263	1761
50	1221	1428	1564	1665	2480	1902
15,00	1380	1581	1712	1810	2691	2037
50	1534	1723	1855	1949	2895	2169
16,00	1683	1871	1994	2085	3092	2297
50	1327	2009	2128	2216	3285	2422
17,00	1966	2143	2259	2344	3472	2543
50	2102	2273	2385	2468	3653	2661
18,00	2232	2399	2508	2589	3830	2775
50	2360	2522	2628	2706	4003	2887
19,00	2483	2641	2744	2820	4171	2996
50	2603	2851	2858	2932	4333	3103
20,00	2721	2870	2968	3040	4494	3207

Valorile $F(\beta)$ (asemănător cu prima problemă) se află în două etape. Presupunînd $\log \sigma = 0$, se află valoarea $F(\beta)$ din formula

$$F(\beta) = \log Q + M_h + N.$$

Această mărime determină valoarea lăţimii căutate a canalului b în primă aproximare $b = \beta h$. După aceea, pentru o rezolvare mai exactă, se află valoarea razei hidraulice R, folosind tabelul 8.13 sau calculînd după formulele obişnuite, iar în funcţie de raza hidraulică se află valoarea $\log \sigma$ (din tabelul 8.11). Cu valoarea precizată

$$F(\beta) = \log Q + M_h + N + \log \sigma,$$

folosind tabelul 8.14, se află valoarea precizată β şi, în sfîrşit, valoarea precizată a lăţimii căutate a canalului $b = \beta h$.

Exemplu. Să se determine lăţimea canalului b la adîncimea $h = 1{,}2$ m pentru debitul $Q = 5$ m³/s, $i = 0{,}0006$, $n = 0{,}025$ ($K = 2{,}25$).

Rezolvare. 1. În primă aproximaţie aflăm

$$F(\beta) = \log 5 + \log 1{,}2^{-2{,}7} + \log \frac{0{,}025}{\sqrt{0{,}0006}} = 0{,}699 +$$

$$+ \bar{1}{,}7862 + 0{,}0089 = 0{,}494.$$

În continuare, din tabelul 8.14 se află, prin interpolare, pentru $F(\beta) = 0{,}494$ valoarea $\beta = 3{,}06$;

2. Lăţimea la fund a canalului b va fi egală în primă aproximaţie

$$b = \beta h = 3{,}06 \cdot 1{,}2 = 3{,}67 = 3{,}7 \text{ m}.$$

Pentru precizarea mărimii b se află raza hidraulică R (din tabelul 8.13), după care din tabelul 8.11 se citeşte $\log \sigma$[1];

3. În continuare, cu formula (8.24) se calculează valoarea precizată a funcţiei $F(\beta)$, cu care, folosind tabelul (8.14) se determină β şi, după cum s-a indicat mai sus pentru prima aproximaţie, $b = \beta h$.

Observaţie. În multe cazuri ne putem limita la prima aproximaţie, atît la prima cît şi la cea de a doua problemă.

Propunerea lui P. G. Kiselev. Determinarea adîncimii canalului h şi a lăţimii lui la fund b se face cu ajutorul a două grafice ale caracteristicii (modulului) de debit al canalului model şi anume:

— graficul $K'_{mod} = f_1(h_{mod})$ (fig. 8.9) pentru canalul model, avînd lăţimea la fund $b_{mod} = 1{,}0$ m şi destinat pentru determinarea adîncimii canalului h_{mod};

— graficul $K'_{mod} = f_2(b_{mod})$ (fig. 8.10) pentru canalul model, avînd adîncimea $h_{mod} = 1$ m şi destinat pentru determinarea lăţimii canalului la fund b_{mod}.

[1] În exemplul de faţă, $R = 0{,}69$ m şi $\log \sigma = 0{,}000$.

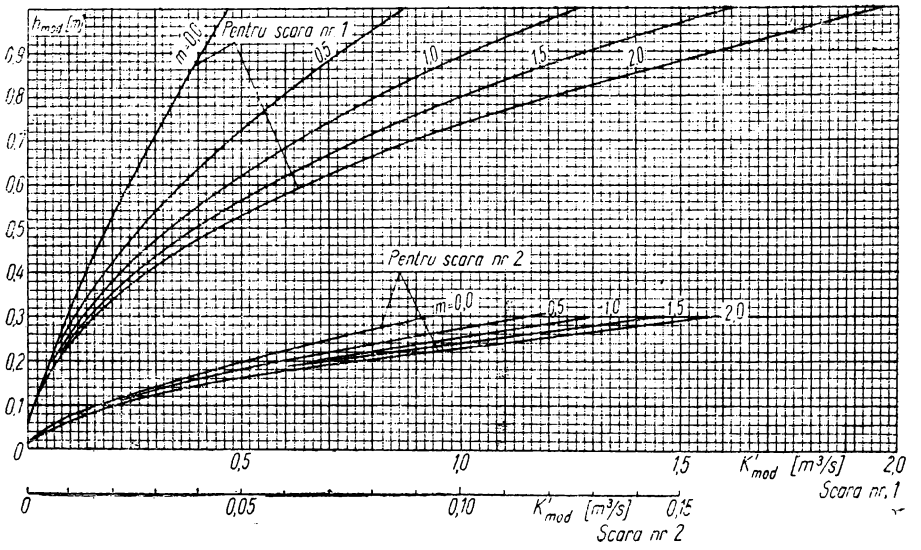


Fig. 8.9. Diagrama pentru determinarea adîncimii h_{mod} a canalului trapezoidal pentru lățimea la fund $b = 1$ m;

$$K'_{mod} = \frac{Kn}{l^{2,7}} = \frac{Qn}{b^{2,7}\sqrt{i}}.$$

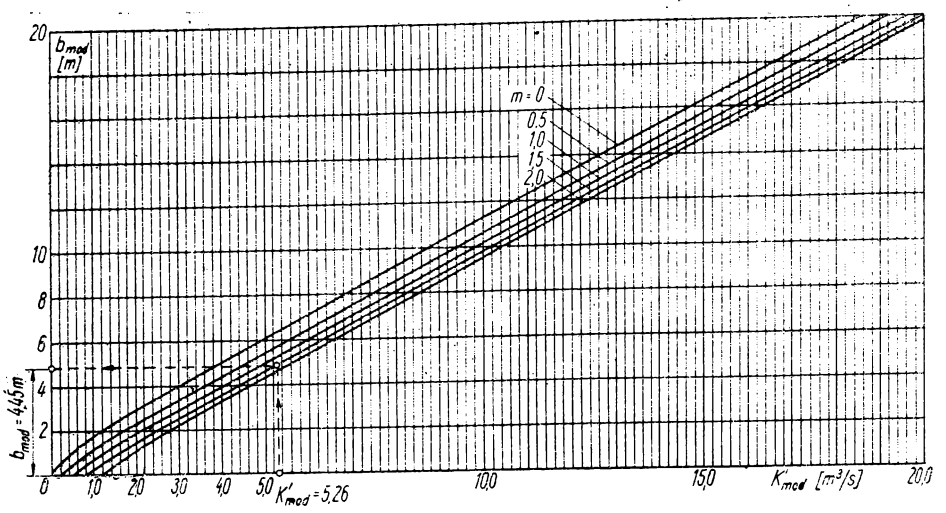


Fig. 8.10. Diagramă pentru determinarea lățimii canalului la fund b_{mod} pentru adîncimea $h = 1$ m

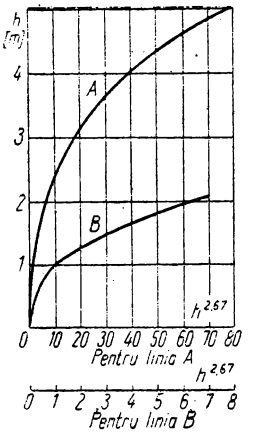


Fig. 8.10, *a*

$$K'_{mod} = \frac{Kn}{h^{2,67}} = \frac{Qn}{h^{2,67}\sqrt{i}}.$$

Coeficientul de rugozitate al canalului model se ia egal cu unitatea, $n = 1$.

Problema 1. Să se determine adîncimea canalului h cunoscînd: debitul Q, lățimea la fund b, coeficientul de taluz m, rugozitatea n și panta i.

Rezolvare. Se calculează caracteristica (modulul) de debit pentru canalul model (adică pentru canalul geometric asemenea cu cel proiectat, dar avînd lățimea la fund $b_{mod} = 1$ și coeficientul de rugozitate $n = 1$) cu formula

$$K_{mod} = \frac{Kn}{b^{2,67}} = \frac{Qn}{\sqrt{i}\, b^{2,67}}. \qquad (8.25)$$

Cunoscînd K_{mod}, se află din grafic (fig. 8.9) $K_{mod} = f(h_{mod})$, adîncimea canalului model h_{mod}, folosind din acest grafic curba pentru valoarea dată a coeficientului de taluz.

Determinăm în continuare adîncimea căutată a canalului proiectat h cu formula (8.26) (în conformitate cu condiția asemănării geometrice)

$$h = h_{mod} b, \qquad (8.26)$$

în care b este lățimea canalului la fund, cunoscută.

Exemplu. Se cunosc debitul canalului $Q = 20$ m³/s; panta $i = 0{,}0004$; coeficientul de taluz $m = 1$; coeficientul de rugozitate $n = 0{,}025$ și lățimea canalului la fund $b = 5$ m. Să se determine adîncimea canalului h.

Rezolvare. 1. Determinăm pentru canalul model caracteristica (modulul) de debit, folosind formula (8.25)

$$K_{mod} = \frac{Qn}{\sqrt{i}\, b^{2.67}} = \frac{20 \cdot 0{,}025}{\sqrt{0{,}0004} \cdot 5^{2.67}} = 0{,}342;$$

2. Din figura 8.9 pentru $K_{mod} = 0{,}342$ pe curba coeficientului de taluz $m = 1$ rezultă adîncimea canalului model egală cu $h_{mod} = 0{,}505$ m $= 0{,}50$ m;

3. Adîncimea căutată a canalului este $h = h_{mod} b = 0{,}5 \cdot 5 = 2{,}5$ m.

Problema 2. Să se determine lățimea b la fund a canalului cînd sînt cunoscute Q, i și h. În acest caz, trebuie să se folosească graficul pentru $K_{mod} = f_2(b_{mod})$ din fig. 8.10. Succesiunea calculelor rămîne aceeași ca și la prima problemă.

Rezolvare. Se calculează caracteristica (modulul) de debit pentru canalul model (la fel ca în primul caz, geometric asemenea cu cel proiectat, dar avînd coeficientul de rugozitate $n = 1$ și adîncimea $h_{mod} = 1$ m)

$$K_{mod} = \frac{Qn}{\sqrt{i}\, h^{2.67}}. \qquad (8.27)$$

După aceea, pe graficul din fig. 8.10 pentru coeficientul m de taluz se citește valoarea lățimii canalului model b_{mod}.

În fine, cunoscînd b_{mod}, se află lățimea căutată a canalului la fund b cu formula

$$b = b_{mod} h, \qquad (8.28)$$

în care h este adîncimea canalului cunoscută din enunț.

Exemplu. Se dau: debitul canalului $Q = 50$ m³/s, panta $i = 0{,}0004$, adîncimea $h = 2{,}5$ m, coeficientul de taluz $m = 1{,}5$, coeficientul de rugozitate $n = 0{,}025$. Să se determine lățimea canalului la fund b.

Rezolvare. 1. Se calculează pentru canalul model

$$K_{mod} = \frac{Qn}{\sqrt{i}\, h^{2.67}} = \frac{50 \cdot 0{,}025}{\sqrt{0{,}0004} \cdot 2{,}5^{2.67}} = 5{,}4;$$

2. Din fig. 8.10 pentru $m = 1{,}5$ și pentru caracteristica (modulul) de debit 5,4 se citește lățimea canalului model $b_{mod} = 5$ m;

3. Lățimea la fund a canalului va fi

$$b = b_{mod} h = 5 \cdot 2{,}5 = 12{,}5 \text{ m}.$$

b) **Determinarea adîncimii h și a lățimii la fund b cînd sînt date $\beta = b/h$, Q și i**

Problema se rezolvă prin calcul direct (fără aproximări succesive), dacă în formula $C = \frac{1}{n} R^y$, $y = \text{const}$. În acest caz, ecuația Chézy se aduce la o formă logaritmică. Dacă $y = 0{,}2$, pentru canalul trapezoidal se va obține

$$Q = \frac{(\beta + m)^{1.7}}{(\beta + 2\sqrt{1 + m^2})^{0.7}} \cdot \frac{\sqrt{i}}{n} h^{2.7} = A \frac{\sqrt{i}}{n} h^{2.7}, \qquad (8.29)$$

sau, dacă $y = 0{,}17$

$$Q = \frac{(\beta + m)^{1.67}}{(\beta + 2\sqrt{1 + m^2})^{0.67}} \cdot \frac{\sqrt{i}}{n} h^{2.67} = A \frac{\sqrt{i}}{n} h^{2.67}, \qquad (8.30)$$

de unde, logaritmînd, se află adîncimea h, după care lățimea canalului b se determină cu formula

$$b = \beta h. \qquad (8.31)$$

Observație. Cînd C este determinat cu formula completă a lui N. N. Pavlovski problema se rezolvă prin metoda aproximațiilor succesive sau grafo-analitică. În cazul calculelor orientative se poate folosi tabelul 8.15.

Tabelul 8.15

Valorile factorului $A = \frac{(\beta + m)^{1.67}}{(\beta + 2\sqrt{1 + m^2})^{0.67}}$

β	m					
	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
0,5	0,16	0,49	0,86	0,20	1,55	2,19
1,0	0,46	0,88	1,27	1,63	1,97	2,62
2,0	1,23	1,73	2,15	2,54	2,86	3,50
4,0	3,01	3,53	4,05	4,40	4,71	5,24
6,0	4,91	5,51	5,95	6,30	6,63	7,24
10,0	8,80	9,44	9,87	10,23	10,52	11,07

c) **Determinarea adîncimii h și lățimii la fund b cînd sînt date Q, i și viteza v**

Condițiile formulate (sînt date Q, v, i) se pot dovedi incompatibile și atunci problema nu are soluție.

Verificăm posibilitatea rezolvării.

Raza hidraulică maximă posibilă R pentru aria $\omega = Q/v$ este egală cu

$$R_{max} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{Q}{v(2\sqrt{1 + m^2} - m)}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{Q}{va}},$$

unde $a = 2\sqrt{1 + m^2} - m$.

Raza hidraulică necesară (din $v = C\sqrt{Ri}$) pentru v și i date este egală cu

$$R_{nec} = \left(\frac{vn}{\sqrt{i}}\right)^{\frac{1}{y+0,5}}.$$

Dacă $R_{nec} > R_{max}$ pentru aria $\omega = Q/v$, atunci soluția este imposibilă, în caz contrar se află h și b în succesiunea următoare:

— Se determină adîncimea căutată h din ecuația de gradul 2

$$h^2 - \frac{P}{a}h + \frac{\omega}{a} = 0,$$

în care

$$a = 2\sqrt{1+m^2} - m;\quad P = \frac{\omega}{R} = \frac{Q}{v\left(\frac{vn}{\sqrt{i}}\right)^{\frac{1}{y+0,5}}}.$$

Aici h are două soluții pozitive. Se alege cea mai bună din considerentele tehnologice — de obicei, valoarea mai mică h.

— Calculăm lățimea la fund b cu formula $b = \frac{\omega}{h} - mh$.

d) **Calculul canalului de secțiune hidraulic optimă**

Secțiunea hidraulic optimă este acea secțiune de curgere de arie ω dată, cu care canalul, la o pantă i cunoscută, transportă debitul Q maxim.

Pentru canalul trapezoidal cu secțiunea hidraulic optimă, valoarea $\beta_{op} = b/h$ se determină cu formula

$$\beta_{op} = 2\left(\sqrt{1+m^2} - m\right).$$

Valorile β_{op} în funcție de coefcientul de taluz m sînt date în tabelul 8.16.

Tabelul 8.16

Valorile $\beta = \frac{b}{h}$ pentru secțiunea hidraulic optimă a canalelor trapezoidale

m	β	m	β	m	β	m	β
0,00	2,00	0,25	1,562	1,00	0,828	2,00	0,472
0,10	1,81	0,50	1,236	1,25	0,702	2,50	0,385
0,20	1,64	0,75	1,000	1,50	0,606	3,00	0,325

Observație. Secțiunea hidraulic optimă nu este totdeauna economic optimă. Ea devine economic optimă în cazul în care căptușelile fundului și taluzurilor canalului sînt scumpe în raport cu excavațiile.

Proprietățile secțiunii hidraulic optime sînt:

— într-un canal cu secțiune hidraulic optimă, la valori date ale ariei secțiunii de curgere ω și ale pantei i a fundului, debitul Q și viteza v au valori maxime, raza hidraulică R are, de asemenea, valoare maximă, iar perimetrul udat P are valoare minimă. Raza hidraulică a unui canal trapezoidal, în acest caz, are valoarea $R_{op} = \frac{h}{2}$, adică jumătate din adîncimea apei în secțiune;

— canalul cu secțiune hidraulic optimă, la valori date ale debitului Q și vitezei v, are panta i minimă. Calculînd C cu formula lui Manning $C = \frac{1}{n}R^{1/6}$, formula Chézy poate fi scrisă sub forma

$$Q = (\beta + m)\frac{\sqrt{i}}{\sqrt[3]{2^2}n}h^{2\frac{2}{3}} = A\frac{\sqrt{i}}{n}h^{2\frac{2}{3}},$$

unde coeficientul $A = \frac{\beta + m}{1,587}$ este funcție de panta taluzului m și are următoarele valori:

m	0	0,5	1	1,5	2
A	1,26	1,095	1,150	1,33	1,56

Problema principală. Se dau: debitul Q, panta i, coeficientul de taluz m și coeficientul de rugozitate n. Să se determine dimensiunile canalului: adîncimea h și lățimea la fund b cu secțiunea hidraulic optimă.

Rezolvare. Folosind formula Chézy, se calculează mărimea

$$h^{2\frac{2}{3}} = \frac{Qn}{A\sqrt{i}},$$

în care, în partea din dreapta toate mărimile sînt cunoscute fiind prescrise. Se află adîncimea h, fie prin logaritmare, fie din graficul din fig. 8.10, *a*, apoi, cunoscînd h, se află lățimea fundului canalului din formula $b = \beta h$.

Exemplu. Se dă: $Q = 25,4$ m³/s; $i = 0,0004$; $m = 1,5$ și $n = 0,025$.

Rezolvare. 1. Pentru coeficientul de taluz $m = 1,5$, mărimea A se află din tabel [$A = 1,33$ (vezi mai sus)] sau din formula

$$A = \frac{\beta + m}{1,59};$$

2. Se calculează

$$h^{2,67} = \frac{Qn}{A\sqrt{i}} = \frac{25,4 \cdot 0,025}{1,33 \cdot 0,02} = 23,8;$$

3. Din graficul din figura 8.10, *a* se află adîncimea apei în canal $h = 3,27$ m;

4. Lățimea canalului la fund se află calculînd $b = \beta h = 0,615 \cdot 3,27 = 1,98$ m.

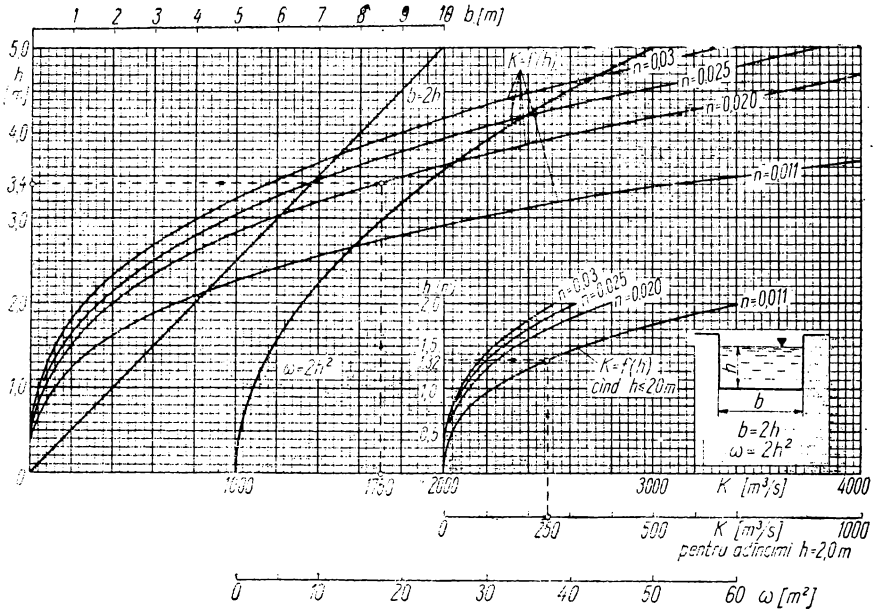


Fig. 8.11. Grafic pentru calculul canalului de secțiune hidraulic optimă: $C = \frac{1}{n} R^y$; $m = 0$.

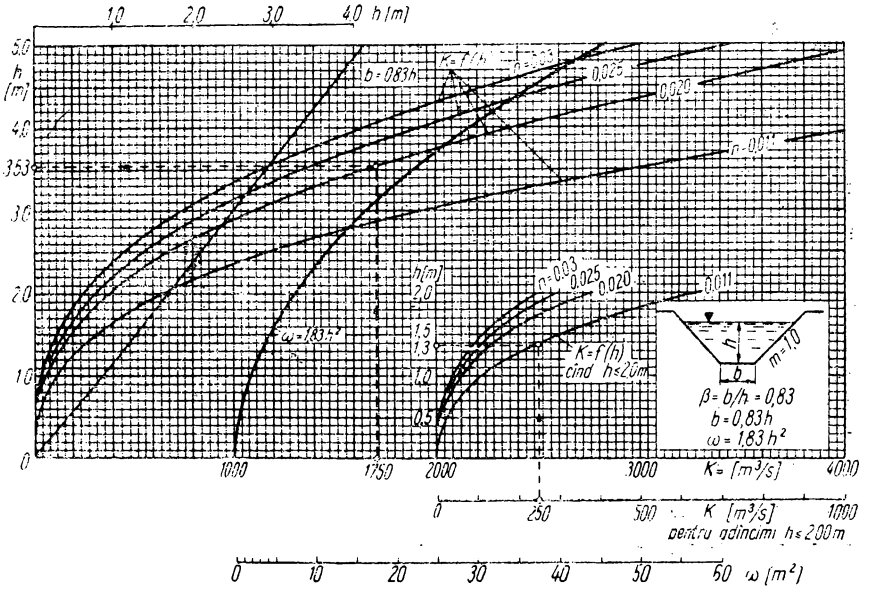


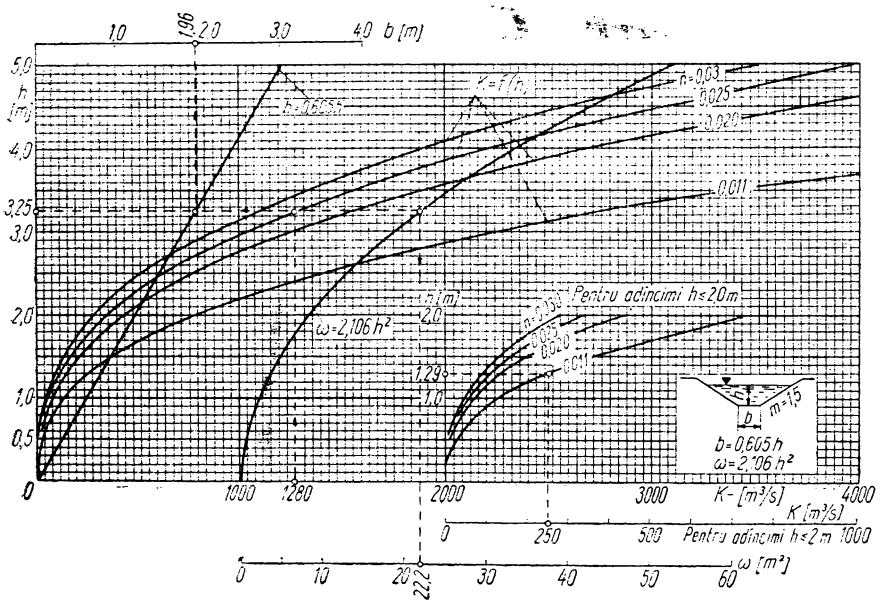
Fig. 8.12. Grafic pentru calculul canalului de secțiune hidraulic optimă; $C = \frac{1}{n} R^y$; $m = 1{,}0$.

În calculele aproximative ale canalelor cu secțiune hidraulic optimă de profil trapezoidal și dreptunghiular se pot folosi graficele din figurile 8.11–8.13. În grafice sînt date relațiile

$$K = \omega C \sqrt{Ri} = f(h);$$
$$\omega = (\beta + m)h^2 = f_1(h);$$
$$b = \beta h = f_2(h).$$

Modulul de debit K este calculat folosind formula lui N. N. Pavlovski și adoptînd pentru coeficienții de rugozitate valorile $n = 0{,}011$; $0{,}020$; $0{,}025$ și $0{,}030$.

Exemplu. Să se afle dimensiunile canalului h și b și viteza medie v avînd secțiunea hidraulic optimă, dacă de-



Fiig. 8.13. Diagramă pentru calculul canalului de secțiune hidraulic optimă; $C = \frac{1}{n} R^y$; $m = 1,5$.

bitul $Q = 25,4$ m³/s, panta $i = 0,0004$, coeficientul de taluz $m = 1,5$ și coeficientul de rugozitate $n = 0,025$.

Rezolvare. Se calculează

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{25,4}{\sqrt{0,0004}} = 1\,270 \text{ m}^3/\text{s}$$

și apoi, direct din graficul din fig. 8.13 se află (pentru $K = 1\,270$ m³/s): adîncimea apei în canal $h = 3,25$ m, lățimea la fund $b = 1,96$ m și aria secțiunii de curgere $\omega = 22,2$ m². (viteza medie se calculează $v = 25,4/22,2 = 1,14$ m/s)

La fel se efectuează calculul canalelor și cu alte date inițiale. Schema generală a graficului și procedeul utilizării lui se arată în fig. 8.14.

Observație. A. M. Latîșenkov arată că sub aspect practic se poate examina un domeniu oarecare al valorilor $\beta = b/h$ de la β_{op} pînă la $\beta_{ob\ max}$, în limitele căruia viteza de curgere diferă de viteza secțiunii hidraulic optime cu cel mult 5%. În acest caz, avem

$$v_{op} > v > 0,95 v_{op};$$

$$\beta_{op} < \beta < \beta_{op\ max}.$$

Valorile $\beta_{op\ ab}$ sînt date în tabelul 8.17.

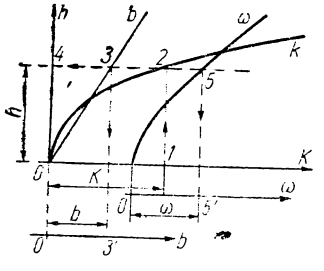


Fig. 8.14.

Tabelul 8.17

Valorile β_{max}

$\frac{v}{v_{op}}$	Coeficientul m de pantă a taluzului				
	1,0	1,5	2,0	3	4
0,99	1,76	1,68	1,73	2,01	2,40
0,95	3,58	3,78	4,20	5,33	6,66

8.5. CALCULUL HIDRAULIC AL CANALELOR DE SECȚIUNE ÎNCHISĂ. GALERII CU FORME SPECIALE ALE SECȚIUNII TRANSVERSALE

Calculul hidraulic al canalului de secțiune transversală închisă (circulară sau de altă formă) direct cu formulele principale $Q = \omega v$ și $v = C\sqrt{Ri}$ se dovedește foarte laborios și, de aceea, în practică se folosesc grafice sau tabele auxiliare, alcătuite pentru relațiile

$$\frac{K_u}{K};\ \frac{W_u}{W};\ \frac{\omega_u}{\omega} \text{ și } \frac{R_u}{R},$$

la diferite grade de umplere a canalului $a = h_u/H$, adică ținînd seama de funcțiile corespunzătoare de h_u/H. Aici, K_u este modulul de debit pentru o adîncime oarecare h_u, adică la umplere parțială, iar K este caracteristica (modulul) de debit la

adîncimea H, adică la o umplere maximă (completă), cînd canalul funcționează cu întreaga secțiune. Elementele geometrice pentru profilurile întîlnite cel mai des sînt prezentate în figurile 8.15—8.18. Analog cu W_u, ω_u, R_u s-au notat caracteristica (modulul) de viteză, aria secțiunii de curgere și raza hidraulică la adîncimea h_u, iar cu W, ω și R (fără indice) aceleași mărimi la adîncimea H.

Graficele și tabelele auxiliare exprimă relațiile funcționale

$$\frac{K_u}{K} = f_1\left(\frac{h_u}{H}\right) = f_1(a);$$

$$\frac{W_u}{W} = f_2\left(\frac{h_u}{H}\right) = f_2(a).$$

Mărimea a, egală cu raportul h_u/H se numește *gradul de umplere a canalului (conductei)*.

Pentru canalele cu secțiuni geometrice asemenea, funcțiile indicate $K_u/K = f_1(a)$ și $W_u/W = f_2(a)$ rămîn neschimbate, dacă la calculul caracteristicilor (modulelor) de debit și de viteză K și W se aplică formula $C = \frac{1}{n} R^y$ pentru y=const și variază într-o măsură neînsemnată dacă C se determină cu formula completă a lui N. N. Pavlovski. Practic, se poate considera că aceste funcții nu sînt legate, în general, de mărimea canalelor și, prin urmare, vor fi identice dacă secțiunile canalelor vor fi geometric asemenea. În figurile 8.19—8.22 sînt date curbele $K_u/K = f_1(a)$ și $W_u/W = f_2(a)$ pentru două secțiuni caracteristice. Folosind curbele indicate, se poate determina modulul de debit K_u sau modulul de viteză W_u la orice adîncime dată a canalului h_u, dacă se cunoaște modulul de debit K sau modulul de viteză W la umplerea maximă a secțiunii date.

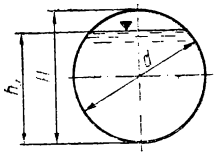


Fig. 8.15.

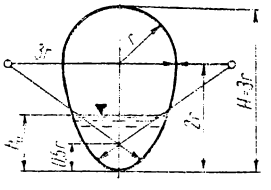


Fig. 8.16.

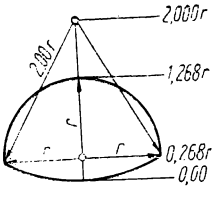


Fig. 8.17.

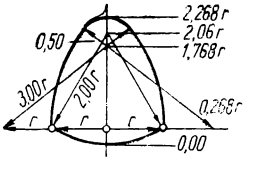


Fig. 8.18.

Modulul de debit la adîncimea dată h_u este egal cu

$$K_u = Kf_1\left(\frac{h_u}{H}\right). \qquad (8.32)$$

Modulul de viteză la adîncimea h_u este egal cu

$$W_u = Wf_2\left(\frac{h_u}{H}\right). \qquad (8.33)$$

Analog, se rezolvă și problema inversă

$$K = \frac{K_u}{f_1\left(\frac{h_u}{H}\right)} \quad \text{și} \quad W = \frac{W_u}{f_2\left(\frac{h_u}{H}\right)}. \qquad (8.34)$$

Aplicarea practică a celor de mai sus este arătată prin exemple numerice.

Exemplul 1. Să se determine debitul Q și viteza medie v în canalul-conductă de secțiune circulară cu următoarele date: diametrul conductei $D = 3$ m, adîncimea apei $h_u = 2{,}1$ m, coeficientul de rugozitate $n = 0{,}020$, panta conductei $i = 0{,}0009$.

Rezolvare. 1. Se află caracteristica (modulul) de debit și caracteristica (modulul) de viteză la umplere maximă, ca în cazul unei conducte sub presiune cu formulele $K = \omega C\sqrt{R}$, $W = C\sqrt{R}$ (sau din tabelele 7.2 sau 7.3).

Caracteristica (modulul) de debit

$$K = 288{,}9 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (din tabelul 7.2)};$$

Aria secțiunii de curgere

$$\omega = 7{,}069 \text{ m}^2;$$

Caracteristica (modulul) de viteză

$$W = \frac{288{,}9}{7{,}069} = 40{,}8 \text{ m/s};$$

2. Se determină gradul de umplere

$$a = \frac{h_u}{H} = \frac{2{,}1}{3} = 0{,}7;$$

3. În continuare, din graficul din fig. 8.19 pentru $a = 0{,}7$ se află raportul

$$\frac{K_u}{K} = 0{,}065; \qquad \frac{W_u}{W} = 1{,}13$$

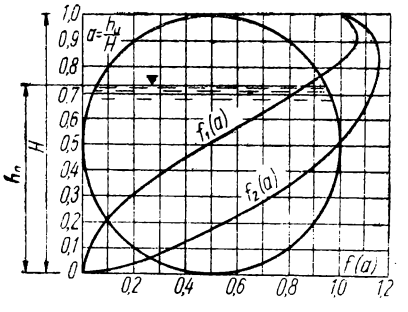


Fig. 8.19. $K_u/K = f_1(a)$; $W_u/W = f_2(a)$.

și, prin urmare,

$$K_u = 0{,}825K = 0{,}825 \cdot 291{,}1 = 240 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$W_u = 1{,}13 \cdot 41{,}2 = 46{,}5 \text{ m/s};$$

4. Astfel, valorile căutate Q și v sînt

$$Q = K_u\sqrt{i} = 240 \cdot 0{,}0009 = 7{,}2 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$v = W_u\sqrt{i} = 46{,}50 \cdot 0{,}0009 = 1{,}4 \text{ m/s}.$$

Exemplul 2. Să se determine la ce adîncime h_u curge debitul $Q = 5{,}0$ m³/s, dacă se dau: $D = 3{,}0$ m; $n = 0{,}020$ și $i = 0{,}0009$.

Rezolvare. 1. Pentru întreaga secțiune avem $K = 288{,}9$ m³/s (vezi exemplul I);

2. Se află caracteristica (modulul) de debit corespunzător debitului $Q = 5$ m³/s și pantei $i = 0{,}0009$

$$K_u = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{5}{\sqrt{0{,}0009}} = 167 \text{ m}^3/\text{s};$$

3. Se calculează raportul

$$\frac{K_u}{K} = \frac{167}{288{,}9} = 0{,}574$$

și din graficul din fig. 8.19, pentru $K_u/K = 0{,}574$ se obține raportul

$$\frac{h_u}{H} = 0{,}55;$$

4. În felul acesta, adîncimea de umplere este

$$h_u = 0{,}55H = 0{,}55D = 0{,}55 \cdot 3 = 1{,}65 \text{ m}.$$

Exemplul 3. Să se stabilească panta i a canalului-conductă de secțiune circulară, cunoscînd următoarele date: debitul $Q = 5$ m³/s, diametrul $D = 3$ m; $n = 0{,}02$, gradul de umplere $a = h_u/H = 0{,}4$.

Rezolvare. 1. Pentru întreaga secțiune avem $K = 288{,}9$ m³/s (vezi exemplul I);

2. Pentru umplerea dată $a = 0{,}4$, din graficul din fig 8.19 rezultă raportul

$$\frac{K_u}{K} = 0{,}35$$

și, prin urmare,

$$K_u = 0{,}35K = 0{,}35 \cdot 288{,}9 = 102 \text{ m}^3/\text{s};$$

3. Panta i a canalului are valoarea

$$i = \left(\frac{Q}{K_u}\right)^2 = \left(\frac{5}{102}\right)^2 = 0{,}0025.$$

Exemplul 4. Să se determine diametrul unei galerii de beton armat de secțiune circulară în următoarele condiții: panta $i = 0{,}0009$, coeficientul de rugozitate $n = 0{,}015$, debitul $Q = 24$ m³/s la umplerea $a = h_u/H = 0{,}7$.

Rezolvare. 1. Se află caracteristica (modulul) de debit K_u pentru umplerea dată $a = 0{,}7$

$$K_u = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{24}{\sqrt{0{,}0009}} = 800 \text{ cm}^3/\text{s};$$

2. Din graficul din fig. 8.19 pentru $a = 0{,}7$ se determină raportul

$$\frac{K_u}{K} = 0{,}825;$$

3. Caracteristica (modulul) de debit la umplerea întregii secțiuni rezultă

$$K = \frac{K_u}{f(a)} = \frac{800}{0{,}825} = 970 \text{ m}^3/\text{s};$$

4. Cu ajutorul caracteristicii (modulului) de debit calculat se determină diametrul corespunzător secțiunii pline cu $K = 970$ m³/s, așa cum se arată în capitolul 7.

În particular, caracteristica (modulul) de debit K' la un coeficient de rugozitate $m = 1$ ar fi, în cazul de față, egal cu $K' = K/n = 970 : 0{,}015 = 14{,}6$ m³/s. Din graficul din fig. 7.2, $K' = f(D)$, rezultă $D = 4{,}3$ m.

Valoarea caracteristicii (modulului) de debit K la umplerea completă a secțiunii pentru secțiunile circulare se determină ca pentru conductele sub presiune, folosind indicațiile din capitolul 7, iar pentru secțiunile din figurile 8.16 și 8.17 — folosind tabelele 8.18 și 8.19.

Tabelul 8.18

Valorile modulului de debit K[1] și ale modulului de viteză W pentru secțiunea ovoidală (fig. 8.16) pentru $n = 0{,}013$ și la umplerea completă a secțiunii

H, m	K, m³/s	W, m/s	H, m	K, m³/s	W, m/s
0,30	0,497	10,82	1,35	29,93	32,17
0,45	1,523	14,43	1,50	42,69	34,43
0,60	3,314	18,03	1,65	51,43	37,00
0,75	6,119	21,31	1,80	64,39	38,92
0,90	10,01	24,19	1,95	78,58	40,42
1,05	15,20	27,03	2,10	92,19	42,68
1,20	21,55	29,34	2,25	115,80	44,81

[1] Pavlovski, N. N. Ghidravliceskii spravocinik, ONTI, 1937.

Tabelul 8.19

Valorile modulului de debit K[1] și ale modulului de viteză W pentru secțiunea în formă de clopot (fig. 8.17) pentru $n = 0{,}013$, la umplerea completă a secțiunii

Lățimea profilului, $B=2r$, m	K, m³/s	W, m/s	Lățimea profilului $B=2r$, m	K, m³/s	W, m/s
1,00	12,28	25,4	2,40	128,0	46,2
1,20	20,12	28,9	2,80	193,0	50,9
1,40	30,40	32,1	3,20	276,0	55,7
1,60	43,60	35,1	3,60	375,0	59,8
1,80	59,6	38,0	4,00	495,0	63,9
2,00	78,8	40,7			

[1] Pavlovski, N. N. Ghidravliceskii spravocinik, ONTI, 1937.

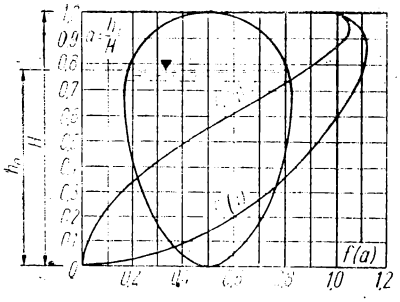


Fig. 8.20. $K_u/K = f_1(a)$; $W_u/W = f_2(a)$.

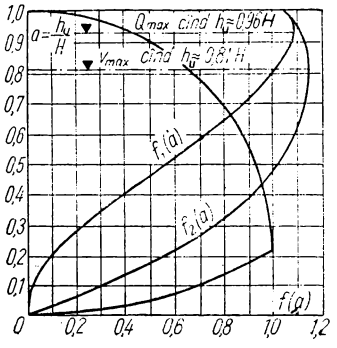


Fig. 8.21. $K_u/K = f_1(h_u/H) = f_1(A)$; $W_u/W = f_2(h_u/H) = f_2(a)$.

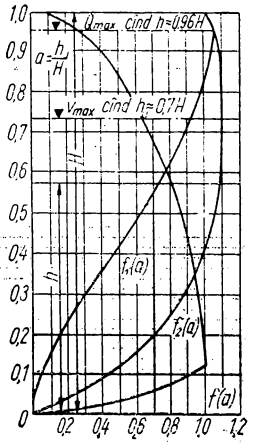


Fig. 8.22. $K_u/K = f_1(h_u/H) = f_1(a)$; $W_u/W = f_2(h_u/H) = f_2(a)$.

Caracteristica (modulul) de debit K pentru secțiunile din figurile 8.17 și 8.18 se calculează cu formula generală $K = \omega C\sqrt{R}$ considerînd:

pentru fig. 8.17 $\omega = 1{,}936\ r^2$ și $R = 0{,}370\ r$;

pentru fig. 8.18. $\omega = 3{,}388\ r^2$ și $R = 0{,}492\ r$.

Galerii de secțiune specială (fig. 8.23). Profilele I, II, III și IV sînt profile tipice ale galeriilor de derivație, conform Normelor TU-24-108-48 ale Glavghidroenergostroi.

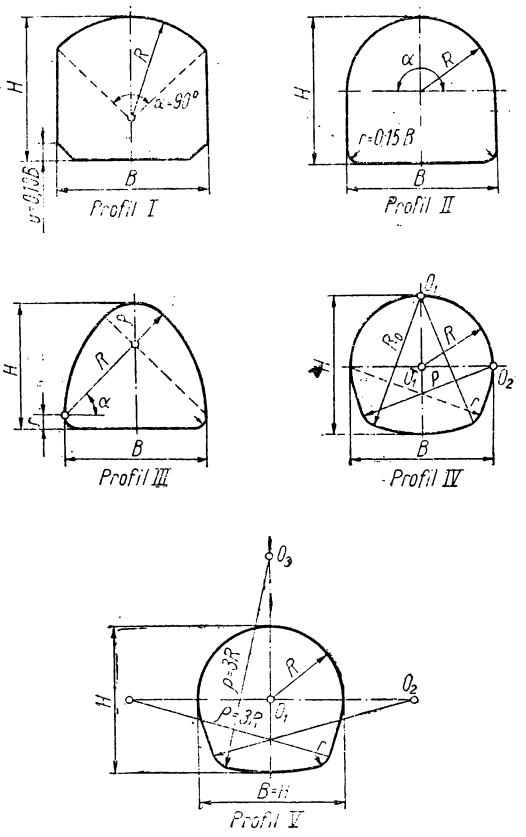


Fig. 8.23. Profilurile tip ale galeriilor de derivație.

Caracteristicile (modulele) de debit K, în m³/s, prin urmare și debitele, se determină cunoscînd caracteristicile (modulele) de debit ale galeriilor de secțiune circulară și rapoartele K_{prof}/K_{circ} prezentate în tabelul 8.20.

Tabelul 8.20

Tabelul valorilor $K_{profil}/K_{cond.\ circ}$ pentru profilele tip ale tunelelor (conform CT și N ale Glavghidroenergostroi)

La umplerea ariei secțiunii, %	Profilul I			Profilul II		
	$H=B$	$H=1{,}25B$	$H=1{,}5B$	$H=B$	$H=1{,}25B$	$H=1{,}5B$
100	0,97	0,96	0,845	0,98	0,970	0,96
80	0,97	0,945	0,925	0,97	0,945	0,925
	Profilul III			Profilul IV		
100	0,985	0,965	0,95	0,99	0,98	0,97
80	0,98	0,96	0,945	0,98	0,97	0,95

Pentru profilele II și V din fig. 8.23 în tabelele 8.21—8.23 sînt date valorile caracteristicilor (modulelor) de debit corespunzătoare coeficientului de rugozitate $n = 1{,}0$, atît în cazul umplerii totale

Tabelul 8.21

Tabelul caracteristicii (modulului) de debit la tunelele cu nivel liber pentru profilele II și V (fig. 8.23) la un coeficient de rugozitate $n = 1{,}0$; $K' = \omega R^{1/6}\sqrt{R}$, în m³/s și în condiții de umplere completă pentru diferite înălțimi ale tunelului H, în m

H, m	$H/2$, m	$\left(\frac{H}{2}\right)^{2.7}$	$K' = 2{,}2164\left(\frac{H}{2}\right)^{2.7}$
	Profilul II, conform fig. 8.23		
2	1,0	1,000	2,2169
3	1,5	2,988	6,64
4	2,0	6,498	14,40
5	2,5	11,870	26,30
6	3,0	19,420	43,10
7	3,5	29,440	66,20
8	4,0	42,230	93,50
	Profilul V, conform fig. 8.23		
2	1,0	1,000	2,097
3	1,5	2,988	6,30
4	2,0	6,498	13,67
5	2,5	11,870	24,70
6	3,0	19,420	40,80
7	3,5	29,440	61,80
8	4,0	42,230	88,70

Tabelul 8.22

Valorile caracteristicii (modulului) de debit $K' = \omega R^{1.6}\sqrt{R}$ la un coeficient de rugozitate $n = 1{,}0$ precum și valorile ariei secțiunii de curgere la diferite umpleri (h/H) pentru tunelele cu profilul II și V (fig. 8.23) (valorile din tabel se referă la profilul cu înălțimea $H = 2$ m)

h/H	K', m³/s	ω, m²	h/H	K', m³/s	ω, m²
	Profilul II				
0,05	0,0330	0,1780	0,55	0,4210	2,1728
0,10	0,1084	0,3738	0,60	1,5915	2,3705
0,15	0,2113	0,5732	0,65	1,7584	2,5640
0,20	0,3321	0,7732	0,70	1,9175	2,7513
0,25	0,4685	0,9732	0,75	2,0659	2,9298
0,30	0,6167	1,1732	0,80	2,1922	3,0967
0,35	0,7679	1,3732	0,85	2,2951	3,2485
0,40	0,9200	1,5732	0,90	2,3625	3,3805
0,45	1,0832	1,7262	0,95	2,3759	3,4852
0,50	1,2506	1,9732	1,00	2,2164	2,5440
	Priofilul V				
0,05	0,012	0,087	0,55	1,317	2,011
0,10	0,090	0,280	0,60	1,487	2,208
0,15	0,154	0,449	0,65	1,654	2,402
0,20	0,260	0,635	0,70	1,814	2,590
0,25	0,383	0,826	0,75	1,960	2,768
0,30	0,517	1,019	0,80	2,089	2,935
0,35	0,663	1,215	0,85	2,192	3,086
0,40	0,818	1,413	0,90	2,258	3,218
0,45	0,980	1,612	0,95	2,272	3,323
0,50	1,146	1,811	1,00	2,297	3,382

Tabelul 8.23

Pentru calculul tunelelor cu nivel liber având profilele II și V. Valorile $K'_{part}/K_{tot} = f(h/H)$ și $\omega_{part}/\omega_{tot} = f_1(h/H)$

$\frac{h}{H}$	$\frac{K'_{part}}{K'_{tot}}$	$\frac{\omega_{part}}{\omega_{tot}}$	$\frac{h}{H}$	$\frac{K'_{part}}{K'_{tot}}$	$\frac{\omega_{part}}{\omega_{tot}}$
	Profilul II				
0,10	0,049	0,105	0,70	0,866	0,775
0,20	0,150	0,218	0,80	0,990	0,870
0,30	0,278	0,330	0,90	1,065	0,955
0,40	0,415	0,443	0,95	1,075	0,985
0,50	0,565	0,557	1,00	1,00	1,00
0,60	0,720	0,670			
	Profilul V				
0,00	0	0	0,60	0,707	0,675
0,10	0,043	0,083	0,70	0,865	0,765
0,20	0,124	0,188	0,80	0,995	0,870
0,30	0,246	0,300	0,90	1,075	0,945
0,40	0,390	0,417	0,95	0,085	0,980
0,50	0,546	0,535	1,00	1,000	1,000

cît și în cazul umplerii parțiale a secțiunii. Pentru obținerea caracteristicilor (modulelor) de debit efective corespunzătoare coeficientului de rugozitate, valorile din tabel trebuie înmulțite cu $1/n$.

În completare sînt date curbele (fig. 8.24)

$$K' = \omega R^{0.7} = f(H)$$

și (fig. 8.25)

$$K'_u/K' = f(h_u/H).$$

Valorile K' și ω indicate în tabelul 8.22 se referă la secțiunea transversală a profilelor II și V (din fig. 8.23) cu înălțimea $H = 2$ m. Pentru

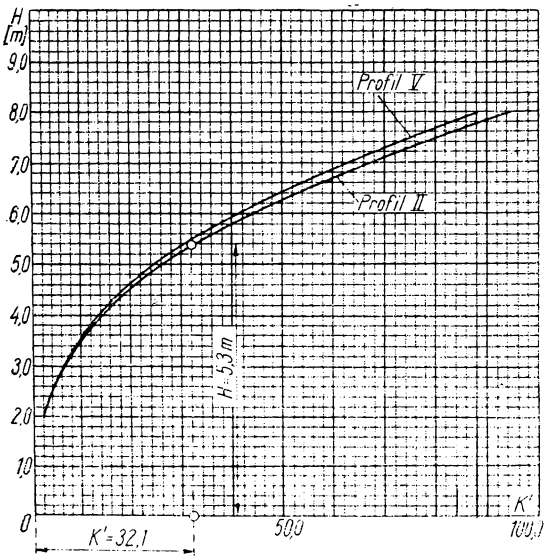


Fig. 8.24. Caracteristica (modulul) de debit $K' = (H)$ pentru coeficientul de rugozitate $n = 1{,}0$.

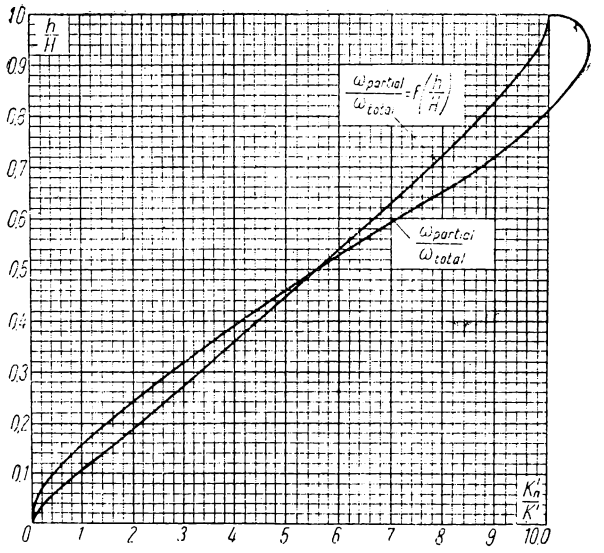


Fig. 8.25.

secțiunile transversale cu o altă înălțime, cînd $H \geqslant 2$ m, caracteristicile (modulele) de debit K' și ariile secțiunii de curgere ω (la umplerea completă) se pot determina cu formulele:

— pentru profilul II

$$K' = 2{,}2164\left(\frac{H}{2}\right)^{2.7}; \quad \omega = 3{,}544\left(\frac{H}{2}\right)^{2};$$

— pentru profilul V

$$K' = 2{,}097\left(\frac{H}{2}\right)^{2.7}; \quad \omega = 3{,}382\left(\frac{H}{2}\right)^{2}.$$

Pentru determinarea caracteristicilor (modulelor) de debit K_u și a ariilor ω_u ale secțiunilor de curgere la umplerea parțială, în tabelul 8.23. sînt date valorile raporturilor

$$\frac{K'_u}{K} \text{ și } \frac{\omega_u}{\omega}$$

pentru umplerile corespunzătoare.

Exemplu. Este dată înălțimea profilului $H = 4$ m (profilul II). Să se determine caracteristica (modulul) de debit K'_u (pentru coeficientul de rugozitate $n = 1$) și aria ω_u a secțiunii de curgere la adîncimea $h_u = 2{,}4$ m, adică pentru umplerea $h_u/H = 0{,}6$.

Rezolvare. 1. Se află caracteristica (modulul) de debit pentru umplerea totală

$$K' = 2{,}2164\left(\frac{H}{2}\right)^{2.7} = 2{,}216 \cdot 6{,}53 \approx 14{,}4 \text{ m}^3/\text{s},$$

aria secțiunii de curgere

$$\omega = 3{,}514\left(\frac{H}{2}\right)^{2} = 14{,}716 \text{ m}^2;$$

2. Pentru umplerea dată $(h_u/H) = 0{,}6$, adică la adîncimea apei $h = 0{,}6H = 0{,}6 \cdot 4 = 2{,}4$ m, se obține

$$K'_u = 14{,}4\frac{K_u}{K} = 14{,}4 \cdot 0{,}72 = 10{,}4 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$\omega_{0.6} = 14{,}176\frac{K_u}{K} = 14{,}176 \cdot 0{,}67 = 9{,}5 \text{ m}^2.$$

Valorile $K_u/K = 0{,}72$ și $\omega_u/\omega = 0{,}67$ sînt luate din tabelul 8.23 pentru profilul II cînd $h_u/H = 0{,}6$.

CAPITOLUL 9

MIȘCAREA NEUNIFORMĂ A APEI ÎN ALBII DESCHISE

9.1. ECUAȚIA FUNDAMENTALĂ

În cazul mișcării neuniforme a apei, viteza medie și panta suprafeței libere variază în lungul cursului. Dacă viteza crește, respectiv dacă $\partial v/\partial s > 0$, mișcarea va fi accelerată. Dacă $\partial v/\partial s < 0$, mișcarea va fi decelerată.

Pentru mișcarea permanentă, gradual variată a apei în albii deschise (fig. 9.1), ecuația fundamentală are forma

$$I = \frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}s}\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right) + \frac{v^2}{C^2R}, \qquad (9.1)$$

în care: $I = -\mathrm{d}H/\mathrm{d}s$ este panta suprafeței libere în secțiunea $(n-n)$ variabilă în lungul cursului

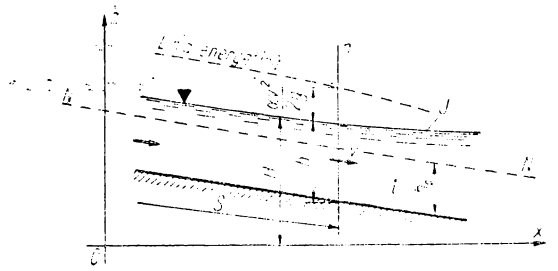


Fig. 9.1.

de apă; v, R și C — viteza medie, raza hidraulică și coeficientul Chézy pentru aceeași secțiune $(n—n)$ cu adîncimea h; α — coeficientul Coriolis, care ține seama de distribuția neuniformă a vitezei în secțiune și care, în condiții obișnuite, este considerat egal cu $\alpha = 1{,}1$ (vezi capitolul 3).

Ecuația fundamentală (9.1) poate fi scrisă și altfel:

— pentru albii neprismatice

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \dfrac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} + \dfrac{\alpha Q^2}{g\omega^3}\dfrac{\partial\omega}{\partial s}}{1 - \dfrac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B}; \qquad (9.2)$$

— pentru albii prismatice, adică pentru $\frac{\partial\omega}{\partial s} = 0$

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \dfrac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{1 - \dfrac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B}; \qquad (9.3)$$

— pentru albii dreptunghiulare foarte largi $(B \gg h)$

$$\frac{dh}{ds} = i\,\frac{h^3 - h_0^3}{h^3 - h_{cr}^3}, \qquad (9.4)$$

în care: Q este debitul; B — lățimea albiei la oglinda apei; h_0 — adîncimea apei în mișcare uniformă (adîncimea normală); i — panta albiei; h_{cr} — adîncimea critică.

La propunerea lui V. D. Jurin, mărimea $N = \omega^3/B$ se numește cifra de „control", iar mărimea $N_{cr} = \alpha Q^2/g$ valoarea ei „critică". Introducînd în formula (9.3) caracteristica (modulul) de debit K_0 corespunzător mișcării uniforme și caracteristica (modulul) de debit K pentru secțiunea examinată, precum și mărimile N și N_{cr}, se obține

$$\frac{dh}{ds} = i\,\frac{1 - \left(\dfrac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \dfrac{N_{cr}}{N}}. \qquad (9.5)$$

Raportul N_{cr}/N determină („controlează") starea cursului. Cînd $N_{cr}/N \lessgtr 1$, curentul se găsește respectiv în regim lent, regim critic și regim rapid.

a) **Formele principale ale suprafeței libere în albii prismatice**

Derivata $dh/ds = \operatorname{tg}\beta$, unde β este unghiul dintre tangenta la suprafața liberă și linia fundului albiei, caracterizează variația adîncimii curentului în sensul curgerii.

În funcție de condițiile $i \gtrless 0$ și $h \gtrless h_{cr}$ (sau $N_{cr}/N \lessgtr 1$) și $h \lessgtr h_0$ (dacă $h = h_0$ mișcarea este uniformă) suprafața liberă în albii prismatice capătă forma indicată în schemă:

la pantă pozitivă (directă) $i > 0$ (fig. 9.2);
la pantă nulă, $i = 0$ (fund orizontal) (fig. 9.3);
la pantă negativă (inversă), $i < 0$ (fig. 9.4).

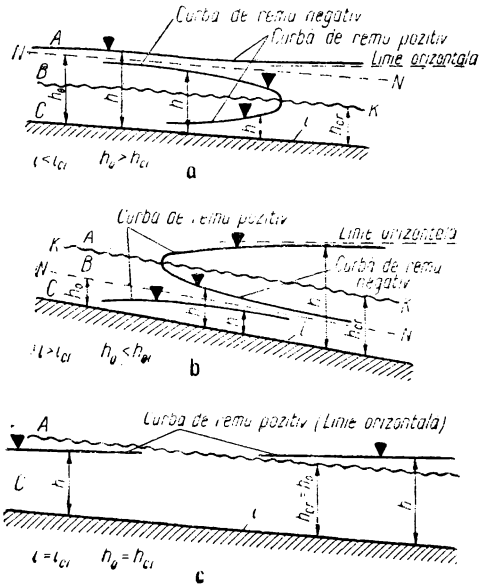


Fig. 9.2.

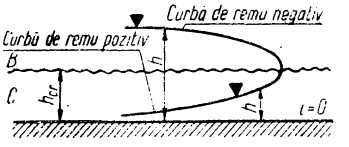


Fig. 9.3.

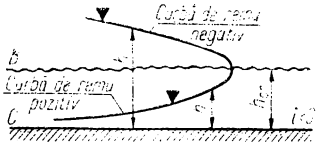


Fig. 9.4.

Observaţie. 1. În albii neprismatice, forma suprafeţei libere depinde nu numai de condiţiile $i \gtrless 0$, $h \gtrless h_{cr}$ şi $h \gtrless h_0$, ci, în special, de modul în care variază forma albiei în lungul curentului şi, din acest motiv, schemele din figurile 9.2–9.4 pot să nu mai fie aceleaşi.

2. În practică, pentru determinarea formei suprafeţei libere (profilului longitudinal al curentului), de fiecare dată trebuie să se determine adîncimea mişcării uniforme h_0 şi adîncimea critică h_{cr} în cazul $i > 0$ sau numai h_{cr} în cazurile $i = 0$ şi $i < 0$ (sau în toate cazurile, la recomandarea lui V. D. Jurin, să se calculeze $N_{cr} = \alpha Q^2/g$ şi $N = \omega^3/B$). În funcţie de raportul dintre adîncimea efectivă h şi adîncimile h_0 şi h_{cr}, problema formei suprafeţei libere se rezolvă conform schemelor din figurile 9.2–9.4 sau, după V. D. Jurin, cu ajutorul graficului $N = \varphi(h)$ şi $K = f(h)$ (fig. 9.5).

Toate curbele suprafeţei libere în condiţiile $dh/ds > 0$, deci cînd adîncimile curentului cresc în sensul curgerii, se numesc *curbe de remu pozitiv*, iar în condiţiile $dh/ds < 0$, deci cînd adîncimile descresc în sensul curgerii se numesc *curbe de remu negativ*.

Observaţie. În ambele cazuri, cînd $dh/ds > 0$, deci cînd mişcarea este decelerată şi cînd $dh/ds < 0$ — mişcare accelerată — vitezele de fund variază mai intens decît cele de suprafaţă. Se poate scrie $du = -g\,dH/u$, unde u este viteza locală, iar $H = (z + h)$ — presiunea hidrostatică; de aici reiese că variaţia vitezei locale du este invers proporţională cu valoarea vitezei însăşi u. Astfel, în prezenţa remuului negativ, vitezele de fund cresc într-o măsură mai mare decît cele de suprafaţă şi epura vitezelor se uniformizează.

b) Adîncimea critică

Se numeşte *adîncime critică* adîncimea la care, pentru debitul Q dat, energia specifică în secţiune

$$H = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} = f(h)$$

are valoarea minimă.

În ecuaţia energiei specifice în secţiune $H = f(h)$, h reprezintă adîncimea curentului, măsurată normal la linia fundului albiei. În cazul unor pante considerabile este necesară precizarea acestei notaţii, ecuaţia energiei specifice avînd forma

$$H = a + \frac{\alpha v^2}{2g} = h\cos\gamma + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} = f(h).$$

Mărimea $a = h\cos\gamma$ este înălţimea piezometrică, corespunzătoare presiunii pe patul albiei. Unghiul γ este egal cu unghiul de înclinare a fundului albiei faţă de orizontală.

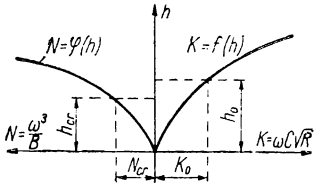


Fig. 9.5.

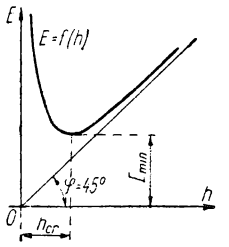


Fig. 9.6.

În cazul examinat, energia specifică în secţiune este, de asemenea, o funcţie de adîncime $H = f(h)$, unghiul γ fiind un parametru. Reprezentarea grafică a funcţiei $H = f(h)$ este dată în fig. 9.6. În cazul general, adică pentru profiluri transversale de orice formă şi cu considerarea pantei fundului albiei, adîncimea critică se află prin rezolvarea ecuaţiei

$$\cos\gamma - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B = 0 \quad \text{sau} \quad \frac{\omega^3 \cos\gamma}{B} = \frac{\alpha Q^2}{g}. \qquad (9.6)$$

Dacă se adoptă $\cos\gamma = 1{,}0$

$$1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B = 0,$$

sau

$$\frac{\omega^3}{B} = \frac{\alpha Q^2}{g}.$$

Rezolvarea acestor ecuaţii se poate face prin construirea graficului funcţiei

$$y = \frac{\omega^3 \cos\gamma}{B} = f(h),$$

sau

$$y = \frac{\omega^3}{B} = f(h).$$

Cu ajutorul acestui grafic (fig. 9.7)[1], adîncimea critică rezultă cunoscînd valoarea $\alpha Q^2/g$.

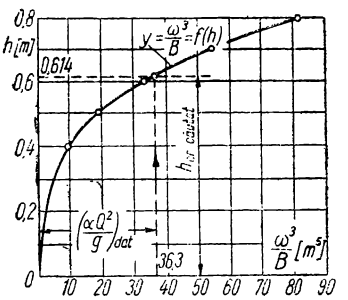


Fig. 9.7.

[1] După recomandarea lui V. D. Jurin, h_{cr} se determină din graficul $N = \omega^3/B = \varphi(h)$ (fig. 9.5) cînd se cunoaşte mărimea $N_{cr} = \alpha Q^2/g$.

Pentru o albie dreptunghiulară cu lățimea B, adîncimea critică se calculează cu formula (9.6, a) sau (9.6, b)

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gB^2 \cos\gamma}}, \qquad (9.6, a)$$

sau în cazul pantelor mici, cînd $\cos\gamma = 1{,}0$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}, \qquad (9.6, b)$$

unde q este debitul pe unitatea de lățime a albiei (denumit „debit specific"), egal cu $q = Q/B$.

In continuare, peste tot unde nu sînt făcute mențiuni corespunzătoare, se vor examina numai albiile cu pante mici, respectiv cu pantele $i \leqslant 0{,}10$, pentru care $\cos\gamma = \sqrt{1 - i^2} = \sqrt{0{,}99} \approx 1{,}00$, astfel că panta i poate fi eliminată din calcule.

Valorile h_{cr} pentru albia dreptunghiulară, cînd $\alpha = 1{,}10$ și $\alpha = 1{,}0$, sînt date în tabelul 9.1 și în graficul din fig. 9.8.

Tabelul 9.1

Valorile adîncimii critice h_{cr} funcție de debitul specific q, m³/s, pentru albii dreptunghiulare (pentru coeficienții $\alpha = 1{,}0$ și $\alpha = 1{,}1$)

q m³/s·m	h_{cr}, m		q m³/s·m	h_{cr}, m	
	$\alpha = 1{,}0$	$\alpha = 1{,}1$		$\alpha = 1{,}0$	$\alpha = 1{,}1$
0,05	0,064	0,066	2,40	0,837	0,864
0,10	0,100	0,104	2,60	0,883	0,912
0,20	0,160	0,165	2,80	0,928	0,958
0,30	0,209	0,216	3,00	0,972	1,003
0,40	0,254	0,262	3,20	1,014	1,047
0,50	0,295	0,304	3,40	1,056	1,090
0,60	0,332	0,343	3,60	1,096	1,130
0,70	0,368	0,380	3,80	1,137	1,174
0,80	0,402	0,415	4,00	1,176	1,214
0,90	0,435	0,449	4,20	1,216	1,255
1,00	0,467	0,482	4,40	1,255	1,294
1,10	0,497	0,513	4,60	1,292	1,333
1,20	0,527	0,544	4,80	1,330	1,372
1,30	0,556	0,574	5,00	1,366	1,410
1,40	0,584	0,604	5,50	1,455	1,502
1,50	0,612	0,632	6,00	1,543	1,593
1,60	0,639	0,660	7,00	1,710	1,765
1,70	0,665	0,687	8,00	1,868	1,928
1,80	0,692	0,714	9,00	2,020	2,085
1,90	0,716	0,740	10,00	2,168	2,237
2,00	0,742	0,765	11,00	2,310	2,384
2,20	0,790	0,815	12,00	2,448	2,529

In funcție de viteza critică $v_{cr} = q/h_{cr}$, adîncimea critică se calculează cu formula

$$h_{cr} = \frac{\alpha v_{cr}^2}{g}. \qquad (9.7)$$

În funcție de energia specifică minimă în secțiune, H_{min} — adîncimea critică, are expresia

$$h_{cr} = \frac{2}{3} H_{min} \qquad (9.8)$$

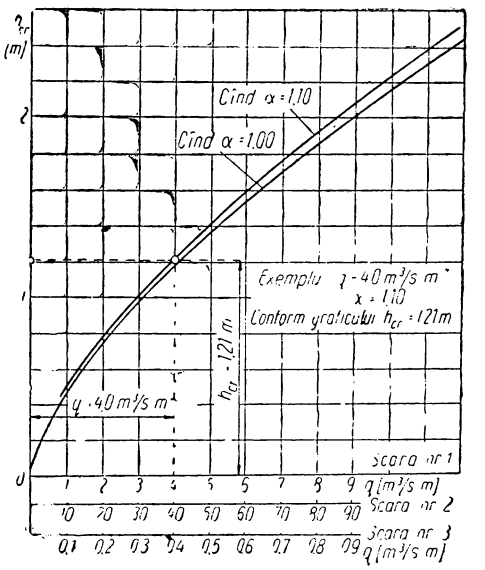


Fig. 9.8. Grafic pentru determinarea $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$ la albii dreptunghiulare (unități metrice).

Observație. Dacă pentru debite se folosește scara nr. 2, atunci valoarea h_{cr}, citită pe axa verticală, trebuie înmulțită cu 4,642, iar dacă se folosește scara nr. 3, valoarea h_{cr} trebuie împărțită la 4,642.

Exemplu. 1. Se dau $q = 40$ m³/s·m; $\alpha = 1{,}10$. Să se afle h_{cr}. Folosind scara nr. 2, rezultă din grafic $h'_{cr} = 1{,}215$ m și, prin urmare $h_{cr} = 1{,}215 \cdot 4{,}642 = 5{,}62$ m;

2. Se dau $q = 0{,}4$ m³/s·m; $\alpha = 1{,}0$. Să se afle h_{cr}. Folosind scara nr. 3, rezultă din grafic $h''_{cr} = 1{,}215$ m și, prin urmare,

$$h_{cr} = \frac{2{,}125}{4{,}642} = 0{,}262 \text{ m}.$$

Pentru albii triunghiulare (fig. 9.9)

$$h_{cr} = \sqrt[5]{\frac{2\alpha Q^2}{gm^2}}, \qquad (9.9)$$

unde m este coeficientul de taluz.

Pentru albia parabolică (fig. 9.10) de secțiune asimetrică

$$h_{cr} = \sqrt[4]{\frac{27}{64} \cdot \frac{\alpha Q^2}{gp}}, \qquad (9.10)$$

în care: p este parametrul parabolei corespunzătoare ecuației $x^2 = 2py (p = x^2/2y)$.

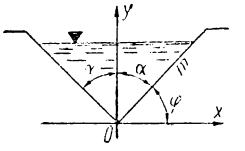


Fig. 9.9.

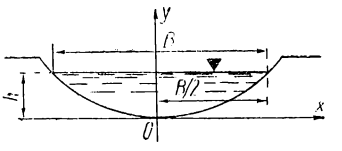


Fig. 9.10.

În calcule aproximative cînd $p = 15—20$, se pot adopta în locul formulei (9.10) următoarele relații (în măsuri metrice)

$$h_{cr} = 0{,}22\sqrt{Q} \text{ pentru } \alpha = 1{,}0; \quad (9.10, a)$$

$$h_{cr} = 0{,}225\sqrt{Q} \text{ pentru } \alpha = 1{,}10.$$

Exemplu. Se dau: $Q = 25$ m³/s; $p = 15$; $\alpha = 1{,}0$. Albia fiind parabolică, adîncimea critică calculată cu formula aproximativă (9.10, *a*) are valoarea

$$h_{cr} = 0{,}22\sqrt{25} = 1{,}10 \text{ m},$$

iar cu formula exactă (9.10) — valoarea

$$h_{cr} = \sqrt[4]{\frac{27}{64}\frac{\alpha Q^2}{gp}} = 1{,}15 \text{ m}.$$

Pentru $p = 20$ se obține $h_{cr} = 1{,}08$ m.

În albiile trapezoidale, adîncimea critică h_{cr} se determină fie cu ecuația (9.6) prin aproximații succesive, fie prin construirea curbei $y = \omega^3/B = f(h)$ (fig. 9.7), fie după una din următoarele metode:

Metoda lui P. G. Kiselev. Adîncimea critică h_{cr} se determină din graficul adîncimii critice a canalului model (geometric asemenea cu cel dat), avînd lățimea la fund $b = 1{,}0$ m. În conformitate cu legile similitudinii gravitaționale, debitul canalului model se calculează în funcție de debitul Q al canalului dat cu formula

$$q_{mod} = \frac{Q}{M^2\sqrt{M}}, \quad (9.11)$$

în care: M este scara liniară a modelului, egală cu $M = b/b_{mod}$ (dacă $b_{mod} = 1{,}0$ m atunci $M = b$); Q — debitul canalului dat (din natură).

Adîncimea critică căutată pentru canalul real rezultă în acest caz egală cu

$$h_{cr} = Mh_{cr\ mod}. \quad (9.12)$$

În fig. 9.11 este dat graficul adîncimii critice a canalului model $h_{cr\ mod}$ de secțiune trapezoidală cu lățimea la fund $b = 1{,}0$ m în funcție de debitul

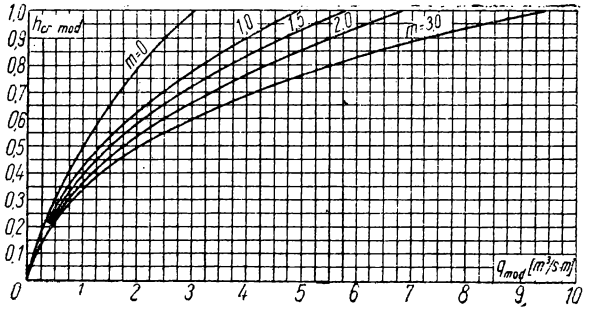


Fig. 9.11. Grafic pentru determinarea h_{cr} la canalele trapezoidale după metoda P. G. Kiselev.

q_{mod}, adică $h_{cr\ mod} = f(q_{mod})$, pentru diferite valori ale coeficientului de taluz m. Folosind acest grafic, se determină cu ușurință adîncimea critică h_{cr} pentru canalul dat cu lățimea la fund b, cînd este cunoscut debitul Q.

La debite ale canalului model $q_{mod} < 0{,}075$ m³/s·m, adîncimea critică a canalului trapezoidal se poate determina ca și în cazul canalului cu secțiune dreptunghiulară, cu formula

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}},$$

în care b este lățimea la fund.

Graficul din fig. 9.11 este construit pentru coeficientul $\alpha = 1{,}10$. Dacă adîncimea critică trebuie determinată la o altă valoare a coeficientului α', adică diferită de 1,10, debitul canalului model se calculează cu formula

$$q_{mod} = \frac{Q}{M^2\sqrt{M}}\sqrt{\frac{\alpha'}{1{,}10}},$$

iar în cazul particular, cînd $\alpha = 1{,}00$

$$q_{mod} = \frac{Q}{1{,}05\,M^2\sqrt{M}}.$$

Succesiunea calculelor este indicată în exemplul următor.

Exemplu. Să se determine adîncimea critică h_{cr} pentru canalul de secțiune trapezoidală cu lățimea la fund $b = 3{,}0$ m, coeficientul de taluz $m = 1{,}5$, la un debit $Q = 15$ m³/s.

Rezolvare. 1. Se calculează mai întîi scara modelului $M = b/1{,}0 = b$; după aceea, se calculează debitul canalului model, corespunzător debitului dat de 15 m³/s

$$q_{mod} = \frac{Q}{M^2\sqrt{M}} = \frac{15}{3^2\sqrt{3}} = 0{,}961 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m};$$

2. În continuare, din graficul din fig. 9.11 se determină adîncimea critică, a canalului model. În cazul de față, pentru $q_{mod} = 0{,}961$ m³/s·m s-a obținut $h_{cr\ mod} = 0{,}385$ m;

3. Adîncimea critică căutată pentru canalul dat cu debitul $Q = 15$ m³/s este egală cu

$$h_{cr} = Mh_{cr\ mod} = 3 \cdot 0{,}385 = 1{,}15 \text{ m}.$$

Metoda lui I. I. Agroskin[1]. În 1952, I. I. Agroskin a propus o metodă nouă, foarte eficace, de determinare a adîncimii critice în albiile de secțiune trapezoidală. Conform acestei metode, determinarea adîncimii critice se efectuează în modul următor.

Se calculează adîncimea critică h_{cr} pentru albia de secțiune dreptunghiulară convențională, cu lățimea b, egală cu lățimea la fund a canalului dat, folosind formula

$$h_{cr \cdot d} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}},$$

[1] O metodă analoagă a fost propusă independent de I. I. Agroskin și ceva mai devreme de G. K. Mihailev („Ghidravlika i meliorații", nr. 8, 1952).

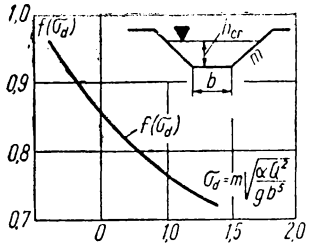


Fig. 9.12. Curbă penrru determinarea funcţiei $f(\sigma_d)$.

în care: Q este debitul canalului; b — lăţimea la fund a canalului dat.

Apoi se află valoarea mărimii σ_d

$$\sigma_d = \frac{mh_{cr.d}}{b}, \qquad (9.13)$$

în care m este coeficientul de taluz al canalului dat.

În continuare, folosind graficul din fig. 9.12 sau tabelul 9.2, se află valoarea funcţiei $f(\sigma_d)$, stabilită de I.I. Agroskin, după care se calculează adîncimea critică a canalului trapezoidal dat

$$h_{cr} = f(\sigma_d)h_{cr.d} = f(\sigma_d)\sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}}. \qquad (9.14)$$

Funcţia $f(\sigma_d)$ este determinată de prof. I. I. Agroskin cu formula

$$f(\sigma_d) = \frac{\sqrt[3]{1+2\sigma_d}}{1+\sigma_d},$$

în care

$$\sigma_d = \frac{mh_{cr}}{b}.$$

Exemplu. Lăţimea canalului la fund $b = 3{,}0$ m; coeficientul de taluz $m = 1{,}5$; $Q = 15$ m³/s. Să se determine h_{cr}.

Rezolvare. 1. Se calculează adîncimea critică a albiei dreptunghiulare convenţionale

$$h_{cr.d} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}10\cdot 15^2}{9{,}81\cdot 3^2}} = 1{,}41 \text{ m};$$

2. Se calculează apoi parametrul σ_d al albiei dreptunghiulare

$$\sigma_d = \frac{mh_{cr.d}}{b} = \frac{1{,}5\cdot 1{,}41}{3} = 0{,}705;$$

3. Din tabelul 9.2, pentru $\sigma_d = 0{,}705$ se află $f(\sigma_d) = 0{,}818$; adîncimea critică căutată va fi egală cu

$$h_{cr} = f(\sigma_d)h_{cr.d} = 0{,}818\cdot 1{,}41 = 1{,}15 \text{ m}.$$

Metoda lui B. T. Emţev[1]. Conform metodei lui B. T. Emţev, calculul se efectuează grafic. În fig. 9.13 sînt reprezentate curbele

$$\varepsilon_{cr} = f\left(\frac{m}{b}\sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}\right) = f[F(\varepsilon_{cr})]$$

pentru $F(\varepsilon_{cr}) > 1{,}0$ şi pentru $F(\varepsilon_{cr}) < 1{,}0$.

[1] Emţev, B. T., Metod rascèta neravnomernogo dvijeniia otkrîtîh potokov v prizmaticeskih kanalah, „Trudî MEI", vol. XVI, 1963.

Tabelul 9.2

Valorile numerice ale funcţiei $f(\sigma_d)$ pentru determinarea adîncimii critice a canalelor trapezoidale

σ_d	$f(\sigma_d)$	σ_d	$f(\sigma_d)$	σ_d	$f(\sigma_d)$
0,12	0,961	0,36	0,893	0,70	0,820
0,13	0,958	0,37	0,891	0,72	0,816
0,14	0,955	0,38	0,888	0,74	0,813
0,15	0,952	0,39	0,886	0,76	0,809
0,16	0,949	0,40	0,883	0,78	0,805
0,17	0,946	0,41	0,881	0,80	0,802
0,18	0,943	0,42	0,879	0,82	0,799
0,19	0,940	0,43	0,876	0,84	0,796
0,20	0,937	0,44	0,874	0,86	0,793
0,21	0,934	0,45	0,871	0,88	0,789
0,22	0,931	0,46	0,869	0,90	0,786
0,23	0,928	0,47	0,867	0,92	0,783
0,24	0,925	0,48	0,865	0,94	0,780
0,25	0,922	0,49	0,862	0,96	0,777
0,26	0,920	0,50	0,860	0,98	0,774
0,27	0,917	0,52	0,856	1,00	0,771
0,28	0,914	0,54	0,852	1,05	0,763
0,29	0,911	0,56	0,848	1,10	0,757
0,30	0,909	0,58	0,843	1,15	0,750
0,31	0,906	0,60	0,839	1,20	0,744
0,32	0,903	0,62	0,835	1,25	0,737
0,33	0,901	0,64	0,831	1,30	0,731
0,34	0,898	0,66	0,827	1,35	0,726
0,35	0,895	0,68	0,824	1,40	0,721

Sînt adoptate următoarele notaţii

$$\varepsilon_{cr} = \frac{m}{b}h_{cr} \quad \text{şi} \quad F(\varepsilon_{cr}) = \frac{m}{b}\sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}},$$

în care: Q, b, m, g şi h_{cr} sînt, respectiv, debitul dat, lăţimea canalului trapezoidal la fund, coeficientul de taluz, acceleraţia gravitaţiei şi adîncimea critică căutată. Succesiunea calculelor cu acest grafic este indicată în exemplul următor.

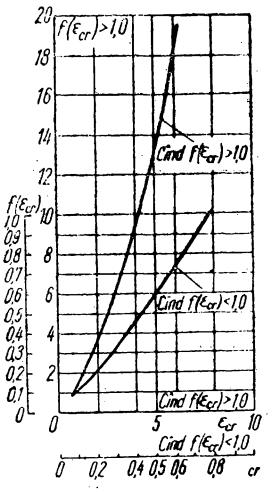


Fig. 9.13. Grafic pentru determinarea b_{cr}.

Exemplu. Se dau: debitul canalului trapezoidal $Q = 15$ m³/s, lățimea canalului la fund $b = 3$ m, coeficientul de taluz $m = 1{,}5$. Să se determine adîncimea critică corespunzătoare.

Rezolvare. 1. Se calculează funcția $F(\varepsilon_{cr})$

$$F(\varepsilon_{cr}) = \frac{m}{b}\sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \frac{1{,}5}{3}\sqrt[3]{\frac{15^2}{9{,}81\cdot 3^2}} = 0{,}685;$$

2. Folosind graficul din fig. 9.13 se află pentru $F(\varepsilon_{cr}) = 0{,}685$, mărimea $\varepsilon_{cr} = 0{,}58$. În cazul de față $F(\varepsilon_{cr}) < 1{,}0$;

3. Se calculează adîncimea critică

$$h_{cr} = \frac{\varepsilon_{cr} b}{m} = \frac{0{,}58\cdot 3}{1{,}5} = 1{,}16 \text{ m}.$$

Observație. În graficul din fig. 9.13, spre deosebire de graficul construit de B. T. Emțev, axa de coordonate $F'(\varepsilon_{cr})$ nu are o scară logaritmică, ci o scară naturală obișnuită.

Observație. Metoda lui B. T. Emțev este mai simplă decît metoda lui I. I. Agroskin. Folosind însă formulele lui I. I. Agroskin, se poate obține o formulă de calcul suficient de simplă și comodă, sub forma următoare

$$h_{cr\cdot t} = \frac{\sqrt[3]{1 + 2\frac{m}{b}h_{cr}}}{1 + \frac{m}{b}h_{cr}} h_{cr},$$

în care: h_{cr} este adîncimea critică a canalului dreptunghiular cu lățimea egală cu lățimea la fund a canalului trapezoidal; $h_{cr\cdot t}$ — adîncimea critică a canalului trapezoidal; m — coeficientul de taluz; b — lățimea canalului la fund.

Exemplu. În condițiile exemplului precedent se determină adîncimea critică cu formula lui I. I. Agroskin.

Se obține

$$h_{cr\cdot t} = \frac{\sqrt[3]{1 + 2\frac{1{,}5}{3{,}0}\cdot 1{,}37}}{1 + \frac{1{,}5}{3{,}0}\cdot 1{,}37}\cdot 1{,}37 \approx 1{,}08 \text{ m},$$

adică aproximativ același rezultat cu cele obținute prin alte metode.

c) Panta critică

Se numește pantă critică panta la care debitul dat Q curge în canal în condițiile mișcării uniforme cu adîncimea egală cu h_{cr}, prin urmare, cînd se respectă egalitatea

$$Q = \omega_{cr} C_{cr}\sqrt{R_{cr} i_{cr}}.$$

Panta critică poate fi determinată cu formula

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{\omega_{cr}^2 C_{cr}^2 R_{cr}}, \qquad (9.15)$$

în care: mărimile ω_{cr}, C_{cr} și R_{cr} se determină pentru adîncimea critică[1] h_{cr}, corespunzătoare albiei de formă dată, la debitul cunoscut Q, sau cu formula

$$i_{cr} = \frac{g}{\alpha C_{cr}^2}\cdot\frac{P_{cr}}{B_{cr}} \qquad (9.16)$$

sau, în cazul albiei dreptunghiulare de lățime mare $B \gg h$, pentru care $B \approx P$, cu formula

$$i_{cr} = \frac{g}{\alpha C_{cr}^2}. \qquad (9.17)$$

În calcule orientative, pentru panta critică pot fi folosite valorile din tabelul 9.2, a.

Tabelul 9.2, a

Valorile pantelor critice $i_{cr} = \frac{\alpha g}{C^2}$ pentru $C = \frac{1}{n}R^y$

R, m	n			
	0,011	0,020	0,030	0,040
0,6	0,0013	0,0047	0,0115	0,0220
1,0	0,0011	0,0036	0,0080	0,0142
2,0	0,0009	0,0028	0,0059	0,0099
5,0	0,0007	0,0022	0,0045	0,0074

d) Regimul „lent" și regimul „rapid"

Se numește regim „lent" regimul de curgere a apei în albii la care adîncimea $h > h_{cr}$. În acest caz, curgerea peste obstacolele de fund se face lin și nu este însoțită de formarea „saltului". Cînd $h < h_{cr}$ regimul se numește „rapid" (fig. 9.14)

e) Exponentul hidraulic al albiei

Exponentul hidraulic x al albiei rezultă din relația

$$\left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^2 = \left(\frac{K_1}{K_2}\right)^2 = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^x. \qquad (9.18)$$

Așadar, exponentul hidraulic al albiei, x, este puterea la care trebuie să se ridice raportul adîn-

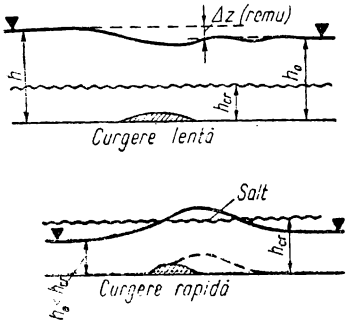


Fig. 9.14.

[1] Se află după una din metodele indicate mai sus.

cimilor (h_1/h_2) pentru a obține pătratul raportului modulelor de debit $(K_1/K_2)^2$ sau al debitelor $(Q_1/Q_2)^2$.

Calculul exponentului hidraulic, x, se efectuează logaritmînd formula (9.18), adică după relația

$$x = \frac{2 \log \frac{K_1}{K_2}}{\log \frac{h_1}{h_2}}, \qquad (9.19)$$

în care adîncimile h_1 și h_2 se iau arbitrar, iar

$$K_1 = \omega_1 C_1 \sqrt{R_1} \text{ pentru } h_1;$$

$$K_2 = \omega_2 C_2 \sqrt{R_2} \text{ pentru } h_2.$$

Exemplu. Se dau: lățimea canalului trapezoidal la fund $b = 5$ m; coeficientul de taluz $m = 1{,}5$; coeficientul de rugozitate $n = 0{,}025$. Să se determine exponentul hidraulic al albiei pentru adîncimi cuprinse în intervalul $h_1 = 2{,}0$ m și $h_2 = 1{,}0$ m.

Rezolvare. Se determină $K_1 = \omega_1 C_1 \sqrt{R_1}$ pentru $h_1 = 2$ m și $K_2 = \omega_2 C_2 \sqrt{R_2}$ pentru $h_2 = 1{,}0$ m. Calculul se efectuează sub formă tabelară.

h, m	ω, m²	P, m	R, m	C, m$^{1/2}$/s	K, m³/s
2	16	12,2	1,31	42,3	775
1	6,5	8,6	0,75	37,5	211

Folosind relația (9.18) obținem

$$x = \frac{2 \log \frac{775}{211}}{\log \frac{2}{1}} = \frac{1{,}128}{0{,}301} = 3{,}76.$$

Observații. 1. Pentru albiile dreptunghiulare foarte largi, exponentul hidraulic al albiei x poate fi considerat egal cu $x = 3{,}00$, iar pentru cele parabolice $x = 4{,}0$, ceea ce se și adoptă, de obicei, la calculul unor asemenea albii.

2. În formulele (9.18) și (9.19) se presupune $x = \text{const}$ pentru secțiunea transversală dată. Acest lucru nu este însă exact, deoarece x variază o dată cu variația adîncimii. Prin urmare, pentru canalele de secțiune trapezoidală, exponentul hidraulic al albiei depinde de $\beta = b/h$.

Un grafic foarte comod este alcătuit de A. N. Rahmanov (fig. 9.15) pentru determinări rapide ale lui x funcție de raportul h/b și valoarea coeficientului de taluz m (cînd $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$). În figura 9.15 acest grafic se prezintă pentru un diapazon redus de variație a variabilelor m și h/b.

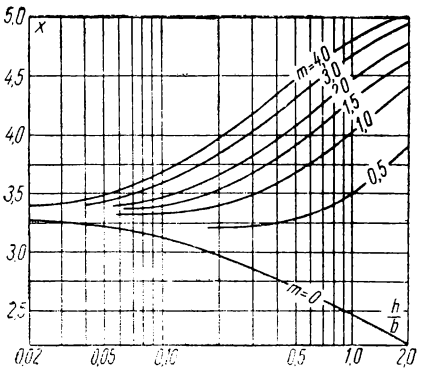


Fig. 9.15. Grafic pentru determinarea exponentului hidraulic al albiei x pentru canalele trapezoidale. Exponentul hidraulic al albiei x se determină din adîncimea dată h și lățimea la fund b. Curbele $x = \varphi\left(\frac{h}{b}\right)$ sînt construite pentru diferiți coeficienți de taluz m.

9.2. CALCULUL CURBELOR SUPRAFEȚEI LIBERE PENTRU ALBII PRISMATICE[1]

a) Metoda bazată pe funcția exponențială (9.18) (metoda lui B. A. Bahmeteev)

Canale (albii) cu pantă pozitivă $i > 0$. Ecuația de calcul are forma următoare

$$\frac{il}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - j_m)[\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)], \qquad (9.20)$$

în care: i este panta fundului; l — lungimea tronsonului de canal; h_0 — adîncimea de curgere uniformă pentru debitul dat Q (adîncimea normală); η_2 și η_1 — adîncimile „relative" $\eta_2 = h_2/h_0$ și $\eta_1 = h_1/h_0$ la sfîrșitul și la începutul tronsonului dat (fig. 9.16), adică în secțiunile *2—2* și, respectiv, *1—1*.

Observație. Conform limitelor adoptate la integrarea ecuației diferențiale de bază (9.3) secțiunea *2—2* se situează în aval de secțiunea *1—1* (fig. 9.16)

$$j_m = \left(\frac{\alpha C^2 i}{g} \cdot \frac{B}{P}\right)_m,$$

unde: α este coeficientul Coriolis (vezi capitolul 3); C, P și B — coeficientul din formula Chézy

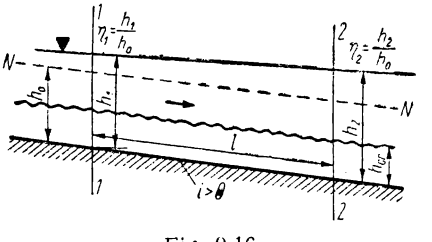


Fig. 9.16.

[1] Cu metode numerice, folosind calculatoare electronice, calculul poate fi efectuat rapid, pornind de la ecuația generală (9.1) scrisă în diferențe finite (N.T.).

$v = C\sqrt{Ri}$, perimetrul muiat și respectiv lățimea albiei la oglinda apei; i și g — panta fundului și accelerația gravitației.

Observație. Mărimea j poate fi $\gtrless 1{,}0$; cînd $i < i_{cr}$, $j < 1{,}0$; cînd $i > i_{cr}$, $j > 1{,}0$.

$\varphi(\eta_2)$ și $\varphi(\eta_1)$ sînt funcțiile adîncimii relative, reprezentînd valorile integralei

$$\varphi(\eta) = -\int \frac{d\eta}{\eta^x - 1} + C \text{ pentru } \eta_2 \text{ și } \eta_1.$$

Valorile funcției φ sînt date în tabelul 9.3.

Aplicarea ecuației (9.20) pentru construirea liniei suprafeței libere a curentului se reduce la: 1) determinarea lungimii l a tronsonului de canal între două secțiuni transversale, pentru care sînt date adîncimile h_2 și h_1 sau 2) determinarea adîncimii h_1 cînd sînt date h_2 și l (sau la determinarea h_2 cînd sînt date h_1 și l).

În primul caz, aceste calcule se dovedesc mai simple, deoarece, cînd sînt date adîncimile h_1 și h_2 și, prin urmare, se cunosc $\eta_2 = h_2/h_0$ și $\eta_1 = h_1/h_0$, valorile funcțiilor corespunzătoare $\varphi(\eta_2)$ și $\varphi(\eta_1)$ se află direct din tabele, iar valoarea expresiei $j_{med} = (\alpha C^2 i/g \cdot B/P)_{med}$ poate fi calculată direct din elementele cunoscute ale profilului transversal al albiei la sfîrșitul tronsonului la adîncimea h_2 și la începutul lui la adîncimea h_1, adică

$$j_{med} = \frac{j_2 + j_1}{2}.$$

În cazul al doilea, problema se dovedește mai complexă, deoarece dacă se cunoaște una din adîncimi h_2 sau h_1, necunoscută va fi η_1 sau η_2 și, de aceea, nu pot fi determinate direct din tabelele funcțiilor $\varphi(\eta_2)$ sau $\varphi(\eta_1)$. Nu poate fi calculată direct din formulă nici valoarea j_{med}. În acest caz, problema se rezolvă prin aproximații succesive sau grafo-analitic.

În ambele cazuri valoarea $\varphi(\eta)$ se alege din tabel pentru exponentul hidraulic corespunzător albiei, x. Succesiunea calculelor după ecuația (9.20) și tabelul 9.3 rămîne aceeași pentru toate curbele de remu, indicate în fig. 9.2, a; b pentru $i > 0$.

Observație. Calculul curbelor de remu pentru $i \approx i_{cr}$ conform fig. 9.2, c nu necesită folosirea ecuației (9.20).

Calculul mărimii $j_{med} = \alpha C^2 i/g \cdot B/P$ se efectuează în practică fie adoptînd C, B și P egale cu cele pentru adîncimea medie $h_{med} = (h_1 + h_2)/2$ pentru tronsonul dat, fie adoptînd $C = (C_1 + C_2)/2$; $B = (B_1 + B_2)/2$ și $P = (P_1 + P_2)/2$, fie, în sfîrșit, presupunînd $j_{med} = (j_1 + j_2)/2$.

Alegerea modului în care urmează să se determine j_{med} se face de la caz la caz, din considerente de simplitate a calculelor în condițiile concrete date. Dacă se determină adîncimea h_1 fiind date h_2 și l (sau h_2 cînd sînt date h_1 și l), j_{med} se calculează pentru h_{med} presupus și dacă după determinarea lui h_2 va rezulta că media $(h_1' + h_2)/2$ nu este egală cu h_{med} adoptat anterior, calculul trebuie repetat.

Determinarea funcțiilor $\varphi(\eta)$ din tabelul 9.3 trebuie efectuată pentru exponentul hidraulic de calcul al albiei x adoptat, care se ia cel mai apropiat x mai mare sau mai mic [în raport cu cel obținut din formula (9.19) sau graficul din fig. 9.15] dintre acelea pentru care în tabelul 9.3 sînt date valorile $\varphi(\eta)$. Trebuie să se recurgă la interpolarea funcției $\varphi(\eta)$ după valorile ei la două valori învecinate ale exponentului hidraulic al albiei, x (adică după valorile luate din două tabele învecinate), doar în cazuri extreme, adică la o precizie mărită a calculului.

La determinarea lungimii pe care se întinde remuul pozitiv (sau negativ) trebuie să se aibă în vedere că teoretic această lungime este infinită, și de aceea în calculele practice secțiunea de apariție a remuului se consideră acolo unde, în cazul concret dat, diferența $\Delta h = h - h_0$ are o valoare neglijabilă.

În acest caz, lungimea l trebuie determinată cu ecuația (9.20), presupunînd h_1 (sau h_2, în conformitate cu condițiile problemei) egal cu $h_1 = h_0 \pm \Delta h$ (semnul plus se ia pentru curba de remu pozitiv cînd $h > h_0$ și semnul minus pentru curba de remu negativ cînd $h < h_0$ din fig. 9.2).

Exemplu. Să se construiască curba de remu pozitiv pentru un canal de secțiune dreptunghiulară de lățime mare ($b \gg h$) în următoarele condiții: debitul specific $q = 6{,}22$ m³/s·m, panta fundului $i = 0{,}0004$; $n = 0{,}02$ (fig. 9.16, a).

În secțiunea $(a-a)$ se prevede o construcție de retenție cu adîncimea biefului amonte $H = 6$ m.

Rezolvare. 1. Se determină adîncimea normală h_0, folosind formula Chézy

$$q = h_0 C_0 \sqrt{R_0 i} = h_0 \frac{1}{n} h_0^{1/6} \sqrt{h_0 i}.$$

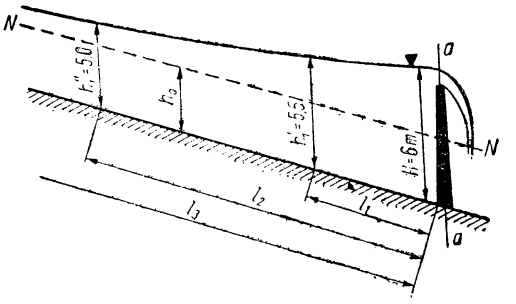


Fig. 9.16, a.

Rezultă

$$h_0 = \left(\frac{q \cdot n}{\sqrt{i}}\right)^{0,6} = \left(\frac{6,22 \cdot 0,02}{\sqrt{0,0004}}\right)^{0,6}.$$

Logaritmînd se află $h_0 = 3$ m;

2. Se determină distanțele l_1, l_2, ... de la construcția de retenție (secțiunea $a-a$), unde $h_2 = H$ pînă la secțiunile unde adîncimile vor fi egale respectiv cu $h_1^I = 5,5$ m; $h_1^{II} = 5$ m; $h_1^{III} = 4,5$ m; $h_1^{IV} = 4,0$ m, ... Calculele se efectuează cu formula

$$l = \frac{h_0}{i}\{\eta_{i2} - \eta_{i1} - (1 - j_{med})[\varphi(\eta_{i2}) - \varphi(\eta_{i1})]\}.$$

Se determină lungimea l_1 a primului tronson, adică distanța de la construcția de retenție pînă la secțiunea cea mai apropiată $1-1$, unde adîncimea $h_1 = 5,5$ m.

Se calculează succesiv:

— raportul $h_0/i = 3,00/0,0004 = 7\,500$ m;

— adîncimile relative

$$\eta_{i2} = \frac{h_2}{h_0} = \frac{6}{3} = 2; \quad \eta_{i1} = \frac{h_1}{h_0} = \frac{5,5}{3} = 1,83;$$

— se determină apoi din tabelul (9.3) valorile corespunzătoare ale funcțiilor $\varphi(\eta_{i2})$ și $\varphi(\eta_{i1})$, pentru care trebuie să se calculeze în prealabil valoarea exponentului hidraulic al albiei, $\varkappa$.

În cazul de față, pentru albia dreptunghiulară de lățime mare $b \gg h$, folosind pentru C formula lui Manning $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ și presupunînd $R = h$, exponentul hidraulic se află din relația

$$\left(\frac{K_2}{K_1}\right)^2 = \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^{\varkappa}.$$

Efectuînd calculul se obține: $\varkappa = 10/3 = 3,33$. Se adoptă valoarea cea mai apropiată din tabel $\varkappa = 3,30$ (vezi tabelul 9.3). În tabelul 9.3, pentru $\varkappa = 3,30$ se citește $\varphi(\eta_{i2}) = \varphi(2) = 0,092$;

$$\varphi(\eta_{i1}) = \varphi(1,83) = 0,12 - \frac{0,120 - 0,112}{2} \cdot 3 =$$

$$= 0,120 - 0,0048 = 0,1152;$$

— după aceea se calculează j_{med}

$$j_{med} = \frac{\alpha C_{med}^2 i}{g} = \frac{1,10 \cdot 0,0004}{9,81}\left(\frac{67,50 + 66,40}{2}\right)^2 =$$

$$= 0,0000445 \cdot 4\,480 = 0,199.$$

În final se găsește

$$l_1 = 7\,500[2,0 - 1,83 - (1 - 0,199) \cdot (0,092 - 0,1152)] =$$

$$= 1\,470 \text{ m}.$$

Tabelul 9.3

Valorile funcției $\varphi(\eta_i)$ pentru albiile cu panta directă a fundului ($i > 0$)

η_i	$\varphi(\eta_i)$	η_i	$\varphi(\eta_i)$	η_i	$\varphi(\eta_i)$	η_i	$\varphi(\eta_i)$
Pentru exponentul hidraulic $\varkappa = 2,00$							
0	0	0,85	1,256	1,07	1,693	1,44	0,856
0,05	0,050	0,86	1,293	1,08	1,629	1,45	0,847
0,10	0,100	0,87	1,333	1,09	1,573	1,46	0,838
0,15	0,151	0,88	1,375	1,10	1,522	1.47	0,829
0,20	0,203	0,89	1,421	1,11	1,477	1,48	0,821
0,25	0,309	0,90	1,472	1,12	1,436	1,49	0,813
0,30	0,309	0,905	1,499	1,13	1,398	1,50	0,805
0,35	0,365	0,910	1,527	1,14	1,363	1,55	0,767
0,40	0,424	0,915	1,557	1,15	1,331	1,60	0,733
0,45	0,485	0,920	1,589	1,16	1 301	1,65	0,703
0,50	0,549	0,925	1,622	1,17	1,273	1,70	0,675
0,55	0,619	0,930	1,658	1,18	1,247	1,75	0,650
0,60	0,693	0,935	1,696	1,19	1,222	1,80	0,626
0,61	0,709	0,940	1,738	1,20	1,199	1,85	0,605
0,62	0,727	0,945	1,782	1,21	1,177	1,90	0,585
0,63	0,741	0,950	1,831	1,22	1,156	1,95	0,566
0,64	0,758	0,955	1,885	1,23	1,136	2,0	0,549
0,65	0,775	0,960	1,945	1,24	1,117	2,1	0,518
0,66	0,792	0,965	2,013	1,25	1,098	2,2	0,490
0,67	0,810	0,970	2,092	1,26	1,081	2,3	0,466
0,68	0,829	0,975	2,184	1,27	1,065	2,4	0,444
0,69	0,848	0,980	2,297	1,28	1,049	2,5	0,424
0,70	0,867	0,985	2,442	1,29	1,033	2,6	0,405
0,71	0,887	0,990	2,646	1,30	1,018	2,7	0,389
0,72	0,907	0,995	3,000	1,31	1,004	2,8	0,374
0,73	0,928	1,000	∞	1,32	0,990	2,9	0,360
0,74	0,950	1,005	2,997	1,33	0,977	3,0	0,346
0,75	0,972	1,010	2,652	1,34	0,964	3,5	0,294
0,76	0,996	1,015	2,415	1,35	0,952	4,0	0,255
0,77	1,020	1,020	2,307	1,36	0,940	4,5	0,226
0,78	1,045	1,025	2,197	1,37	0,928	5,0	0,203
0,79	1,071	1,030	2,117	1,38	0,917	6,0	0,168
0,80	1,098	1,035	2,031	1,39	0,906	8,0	0,126
0,81	1,127	1,040	1,966	1,40	0,896	10,0	0,100
0,82	1,156	1,045	1,908	1,41	0,886		
0,83	1,178	1,05	1,857	1,42	0,876		
0,84	1,221	1,06	1,768	1,43	0,866		
Pentru exponentul hidraulic $\varkappa = 2,50$							
0	0	0,64	0,714	0,80	1,006	0,930	1,469
0,05	0,050	0,65	0,729	0,81	1,030	0,935	1,500
0,10	0,100	0,66	0,744	0,82	1,055	0,940	1,534
0,15	0,150	0,67	0,760	0,83	1,081	0,945	1,570
0,20	0,201	0,68	0,776	0,84	1,109	0,950	1,610
0,25	0,252	0,69	0,792	0,85	1,138	0,955	1,654
0,30	0,304	0,70	0,809	0,86	1,169	0,960	1,702
0,35	0,357	0,71	0,826	0,87	1,202	0,965	1,758
0,40	0,411	0,72	0,844	0,88	1,237	0,970	1,820
0,45	0,468	0,73	0,862	0,89	1,275	0,975	1,896
0,50	0,527	0,74	0,881	0,90	1,316	0,980	1,985
0,55	0,590	0,75	0,900	0,905	1,339	0,985	2,100
0,60	0,657	0,76	0,920	0,910	1,362	0,990	2,264
0,61	0,671	0,77	0,940	0,915	1,386	0,995	2,544
0,62	0,685	0,78	0,961	0,920	1,412	1,000	∞
0,63	0,699	0,79	0,983	0,925	1,440	1 005	2,139

Tabelul 9.3 (continuare)

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
1,010	1,865	1,18	0,756	1,39	0,500	2,0	0,253
1,015	1,704	1,19	0,737	1,40	0,492	2,1	0,233
1,020	1,591	1,20	0,719	1,41	0,484	2,2	0,216
1,025	1,504	1,21	0,702	1,42	0,477	2,3	0,201
1,030	1,432	1,22	0,686	1,43	0,470	2,4	0,188
1,035	1,372	1,23	0,671	1,44	0,463	2,5	0,176
1,040	1,320	1,24	0,657	1,45	0,456	2,6	0,165
1,045	1,274	1,25	0,643	1,46	0,450	2,7	0,155
1,050	1,234	1,26	0,630	1,47	0,444	2,8	0,146
1,06	1,164	1,27	0,618	1,48	0,438	2,9	0,138
1,07	1,105	1,28	0,606	1,49	0,432	3,0	0,131
1,08	1,053	1,29	0,594	1,50	0,426	3,5	0,103
1,09	1,009	1,30	0,582	1,55	0,399	4,0	0,084
1,10	0,969	1,31	0,571	1,60	0,376	4,5	0,070
1,11	0,933	1,32	0,561	1,65	0,355	5,0	0,060
1,12	0,901	1,33	0,551	1,70	0,336	6,0	0,046
1,13	0,872	1,34	0,542	1,75	0,318	8,0	0,029
1,14	0,846	1,35	0,533	1,80	0,303	10,0	0,021
1,15	0,821	1,36	0,524	1,85	0,289		
1,16	0,798	1,37	0,516	1,90	0,276		
1,17	0,776	1,38	0,508	1,95	0,264		

Pentru exponentul hidraulic $x = 3,00$

0	0	0,85	1,065	1,07	0,790	1,44	0,283
0,05	0,050	0,86	1,092	1,08	0,749	1,45	0,278
0,10	0,100	0,87	1,120	1,09	0,713	1,46	0,273
0,15	0,150	0,88	1,151	1,10	0,680	1,47	0,268
0,20	0,200	0,89	1,183	1,11	0,652	1,48	0,263
0,25	0,251	0,90	1,218	1,12	0,626	1,49	0,259
0,30	0,302	0,905	1,237	1,13	0,602	1,50	0,255
0,35	0,354	0,910	1,257	1,14	0,581	1,55	0,235
0,40	0,407	0,915	1,278	1,15	0,561	1,60	0,218
0,45	0,461	0,920	1,300	1,16	0,542	1,65	0,203
0,50	0,517	0,925	1,323	1,17	0,525	1,70	0,189
0,55	0,575	0,930	1,348	1,18	0,510	1,75	0,177
0,60	0,637	0,935	1,374	1,19	0,495	1,80	0,166
0,61	0,650	0,940	1,403	1,20	0,480	1,85	0,156
0,62	0,663	0,945	1,434	1,21	0,467	1,90	0,147
0,63	0,676	0,950	1,467	1,22	0,454	1,95	0,139
0,64	0,689	0,955	0,504	1,23	0,442	2,0	0,132
0,65	0,703	0,960	1,545	1,24	0,431	2,1	0,119
0,66	0,717	0,965	1,592	1,25	0,420	2,2	0,108
0,67	0,731	0,970	1,645	1,26	0,410	2,3	0,098
0,68	0,746	0,975	1,708	1,27	0,400	2,4	0,090
0,69	0,761	0,980	1,784	1,28	0,391	2,5	0,082
0,70	0,776	0,985	1,882	1,29	0,382	2,6	0,076
0,71	0,791	0,990	2,019	1,30	0,373	2,7	0,070
0,72	0,807	0,995	2,250	1,31	0,365	2,8	0,065
0,73	0,823	1,000	∞	1,32	0,357	2,9	0,060
0,74	0,840	1,005	1,647	1,33	0,349	3,0	0,056
0,75	0,857	1,010	1,419	1,34	0,341	3,5	0,041
0,76	0,874	1,015	1,291	1,35	0,334	4,0	0,031
0,77	0,892	1,020	1,193	1,36	0,328	4,5	0,025
0,78	0,911	1,025	1,119	1,37	0,322	5,0	0,020
0,79	0,930	1,030	1,061	1,38	0,316	6,0	0,014
0,80	0,950	1,035	1,010	1,39	0,310	8,0	0,009
0,81	0,971	1,040	0,967	1,40	0,304	10,0	0,005
0,82	0,993	1,045	0,929	1,41	0,298		
0,83	1,016	1,05	0,896	1,42	0,293		
0,84	1,040	1,06	0,838	1,43	0,288		

Tabelul 9.3 (continuare)

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$

Pentru exponentul hidraulic $x = 3,10$

0	0	0,85	1,054	1,07	1,743	1,44	0,260
0,05	0,050	0,86	1,080	1,08	1,704	1,45	0,255
0,10	0,100	0,87	1,108	1,09	0,669	1,46	0,250
0,15	0,150	0,88	1,138	1,10	0,638	1,47	0,245
0,20	0,200	0,89	1,169	1,11	0,610	1,48	0,240
0,25	0,250	0,90	1,204	1,12	0,584	1,49	0,236
0,30	0,301	0,905	1,222	1,13	0,562	1,50	0,232
0,35	0,353	0,910	1,241	1,14	0,542	1,55	0,213
0,40	0,406	0,915	1,261	1,15	0,523	1,60	0,197
0,45	0,460	0,920	1,282	1,16	0,505	1,65	0,183
0,50	0,515	0,925	1,305	1,17	0,489	1,70	0,170
0,55	0,573	0,930	1,329	1,18	0,474	1,75	0,159
0,60	0,634	0,935	1,335	1,19	0,459	1,80	0,148
0,61	0,647	0,940	1,383	1,20	0,445	1,85	0,139
0,62	0,660	0,945	1,412	1,21	0,432	1,90	0,130
0,63	0,673	0,950	1,443	1,22	0,820	1,95	0,123
0,64	0,686	0,955	1,479	1,23	0,409	2,0	0,117
0,65	0,700	0,960	1,519	1,24	0,399	2,1	0,104
0,66	0,714	0,965	1,564	1,25	0,389	2,2	0,094
0,67	0,728	0,970	1,616	1,26	0,379	2,3	0,085
0,68	0,742	0,975	1,677	1,27	0,370	2,4	0,077
0,69	0,756	0,980	1,750	1,28	0,362	2,5	0,070
0,70	0,771	0,985	1,845	1,29	0,354	2,6	0,065
0,71	0,786	0,990	1,977	1,30	0,346	2,7	0,060
0,72	0,801	0,995	2,203	1,31	0,338	2,8	0,056
0,73	0,817	1,000	∞	1,32	0,330	2,9	0,052
0,74	0,834	1,005	1,572	1,33	0,323	3,0	0,048
0,75	0,851	1,010	1,350	1,34	0,316	3,5	0,034
0,76	0,868	1,015	1,221	1,35	0,309	4,0	0,026
0,77	0,885	1,020	1,130	1,36	0,303	4,5	0,021
0,78	0,903	1,025	1,060	1,37	0,297	5,0	0,016
0,79	0,922	1,030	1,004	1,38	0,291	6,0	0,011
0,80	0,942	1,035	0,956	1,39	0,285	8,0	0,006
0,81	0,962	1,040	0,914	1,40	0,280	10,0	0,004
0,82	0,983	1,045	0,876	1,41	0,275		
0,83	1,005	1,050	0,844	1,42	0,270		
0,84	1,029	1,06	0,789	1,43	0,265		

Pentru exponentul hidraulic $x = 3,20$

0	0	0,64	0,683	0,80	0,934	0,930	1,311
0,05	0,050	0,65	0,696	0,81	0,954	0,935	1,336
0,10	0,100	0,66	0,709	0,82	0,975	0,940	1,363
0,15	0,150	0,67	0,723	0,83	0,986	0,945	1,392
0,20	0,200	0,68	0,737	0,84	1,019	0,950	1,423
0,25	0,250	0,69	0,751	0,85	1,043	0,955	1,458
0,30	0,301	0,70	0,766	0,86	1,068	0,960	1,497
0,35	0,353	0,71	0,781	0,87	1,095	0,965	1,540
0,40	0,405	0,72	0,796	0,88	1,124	0,970	1,590
0,45	0,459	0,73	0,812	0,89	1,155	0,975	1,649
0,50	0,514	0,74	0,828	0,90	1,189	0,980	1,720
0,55	0,571	0,75	0,844	0,905	1,206	0,985	1,812
0,60	0,631	0,76	0,861	0,910	1,225	0,990	1,940
0,61	0,644	0,77	0,878	0,915	1,245	0,995	2,159
0,62	0,657	0,78	0,896	0,920	1,266	1,000	∞
0,63	0,670	0,79	0,915	0,925	1,283	1,005	1,506

Tabelul 9.3 (continuare)

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
1,010	1,291	1,18	0,443	1,39	0,261	2,0	0,104
1,015	1,166	1,19	0,429	1,40	0,256	2,1	0,092
1,020	1,079	1,20	0,416	1,41	0,251	2,2	0,083
1,025	1,011	1,21	0,403	1,42	0,246	2,3	0,075
1,030	1,955	1,22	0.392	1,43	0,241	2,4	0,068
1,035	0,910	1,23	0,381	1,44	0,236	2,5	0,062
1,040	0,858	1,24	0,371	1,45	0,231	2,6	0,057
0,045	0,831	1,25	0,361	1,46	0,227	2,7	0,052
1,050	0,801	1,26	0,352	1,47	0,223	2,8	0,048
1,060	0,778	1,27	0,343	1,48	0,219	2,9	0,044
1,07	0,703	1,28	0,335	1,49	0,215	3,0	0,041
1,08	0,665	1,29	0,327	1,50	0,211	3,5	0,029
1,09	0,631	1,30	0,319	1,55	0,194	4,0	0,022
1,10	0,601	1,31	0,311	1,60	0,179	4,5	0,017
1,11	0,575	1,32	0,304	1,65	0,166	5,0	0,013
1,12	0,551	1,33	0,297	1,70	0,154	6,0	0,009
1,13	0,529	1,34	0,290	1,75	0,143	8,0	0,005
1,14	0,509	1,35	0,284	1,80	0,133	10,0	0,0025
1,15	0,490	1,36	0,278	1,85	0,126		
1,16	0,473	1,37	0,272	1,90	0,117		
1,17	0,458	1,38	0,266	1,95	0,110		

Pentru exponentul hidraulic $x = 3{,}25$

0	0	0,85	1,038	1,07	0,683	1,44	0,226
0,05	0,050	0,86	1,063	1,08	0,646	1,45	0,222
0,10	0,100	0,87	1,090	1,09	0,613	1,46	0 218
0,15	0,150	0,88	1,118	1,10	0,584	1,47	0,214
0,20	0,200	0,89	1,148	1,11	0,558	1,48	0,210
0,25	0,250	0,90	1,181	1,12	0,534	1,49	0,206
0,30	0,301	0,905	1,199	1,13	0,512	1,50	0,202
0,35	0,352	0,910	1,218	1,14	0,493	1,55	0,185
0,40	0,405	0,915	1,237	1,15	0,476	1,60	0,170
0,45	0,458	0,920	1,257	1,16	0,458	1,65	0,157
0,50	0,513	0,925	1,279	1,17	0,443	1,70	0,145
0,55	0,570	0,930	1,302	1,18	0,428	1,75	0,135
0,60	0,630	0,935	1,327	1,19	0,414	1,80	0,126
0,61	0,642	0,940	1,354	1,20	0,401	1,85	0,118
0,62	0,655	0,945	1,382	1,21	0,389	1,90	0,111
0,63	0,668	0,950	1,413	1,22	0,378	1,95	0,104
0,64	0,681	0,955	1,447	1,23	0,368	2,0	0,098
0,65	0,694	0,960	1,485	1,24	0,358	2,1	0,087
0,66	0,707	0,965	1,528	1,25	0,348	2,2	0,078
0,67	0,721	0,970	1,577	1,26	0,339	2,3	0,070
0,68	0,735	0,975	1,634	1,27	0,330	2,4	0,064
0,69	0,749	0,980	1,705	1,28	0,322	2,5	0,058
0,70	0,763	0,985	1,795	1,29	0,314	2,6	0,053
0,71	0,778	0,990	1,922	1,30	0,306	2,7	0,048
0,72	0,793	0,995	2,137	1,31	0,299	2,8	0,044
0,73	0,808	1,000	∞	1,32	0,292	2,9	0,041
0,74	0,824	1,005	1,477	1,33	0,285	3,0	0,038
0,75	0,841	1,010	1,265	1,34	0,279	3,5	0,027
0,76	0,757	1,015	1,140	1,35	0,273	4,0	0,020
0,77	0,874	1,020	1,053	1,36	0,267	4,5	0,015
0,78	0,892	1,025	0,986	1,37	0,261	5,0	0,012
0,79	0,911	1,030	0,932	1,38	0,255	6,0	0,008
0,80	0,930	1,035	0,886	1,39	0,250	7,0	0,005
0,81	0,949	1,040	0,846	1,40	0,245	8,0	0,004
0,82	0,970	1,045	0,811	1,41	0,240	9,0	0,003
0,83	0,992	1,05	0,780	1,42	0,235	10,0	0,002
0,84	1,014	1,06	0,727	1,43	0,231		

Tabelul 9.3 (continuare)

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$

Pentru exponentul hidraulic $x = 3{,}30$

0	0	0,85	1,032	1,07	0,666	1,44	0,218
0,50	0,050	0,86	1,056	1,08	0,628	1,45	0,214
0,10	0,100	0,87	1,082	1,09	0,596	1,46	0,210
0,15	0,150	0,88	1,111	1,10	0,568	1,47	0,206
0,20	0,200	0,89	1,141	1,11	0,542	1,48	0,202
0,25	0,250	0,90	1,174	1,12	0,519	1,49	0,198
0,30	0,301	0,905	1,191	1,13	0,498	1,50	0,194
0,35	0,352	0,910	1,209	1,14	0,479	1,55	0,178
0,40	0,404	0,915	1,229	1,15	0,461	1,60	0,164
0,45	0,458	0,920	1,250	1,16	0,445	1,65	0,151
0,50	0,512	0,925	1,272	1,17	0,430	1,70	0,139
0,55	0,569	0,930	1,295	1,18	0,416	1,75	0,129
0,60	0,629	0,935	1,319	1,19	0,402	1,80	0,120
0,61	0,641	0,940	1,345	1,20	0,389	1,85	0,112
0,62	0,653	0,945	1,374	1,21	0,376	1,90	0,105
0,63	0,666	0,950	1,404	1,22	0,365	1,95	0,098
0,64	0,679	0,955	1,438	1,23	0,354	2,0	0,092
0,65	0,692	0,960	1,476	1,24	0,344	2,1	0,082
0,66	0,705	0,965	1,518	1,25	0,335	2,2	0,073
0,67	0,719	0,970	1,566	1,26	0,326	2,3	0,066
0,68	0,733	0,975	1,623	1,27	0,318	2,4	0,059
0,69	0,747	0,980	1,692	1,28	0,310	2,5	0,054
0,70	0,761	0,985	1,782	1,29	0,302	2,6	0,049
0,71	0,776	0,990	1,906	1,30	0,295	2,7	0,045
0,72	0,791	0,995	2,118	1,31	0,288	2,8	0,041
0,73	0,806	1,000	∞	1,32	0,281	2,9	0,038
0,74	0,822	1,005	1,445	1,33	0,275	3,0	0,035
0,75	0,838	1,010	1,237	1,34	0,269	3,5	0,025
0,76	0,854	1,015	1,115	1,35	0,263	4,0	0,018
0,77	0,871	1,020	1,029	1,36	0,257	4,5	0,014
0,78	0,889	1,025	0,964	1,37	0,252	5,0	0,0107
0,79	0,907	1,030	0,910	1,38	0,247	6,0	0,0070
0,80	0,926	1,035	0,866	1,39	0,242	8,0	0,0035
0,81	0,945	1,040	0,826	1,40	0,237	10,0	0,0018
0,82	0,965	1,045	0,791	1,41	0,232		
0,83	0,986	1,050	0,762	1,42	0,227		
0,84	1,008	1,060	0,710	1,43	0,222		

Pentru exponentul hidraulic $x = 3{,}40$

1	0	0,64	0,677	0,80	0,921	0,930	1,280
0,05	0,050	0,65	0,690	0,81	0,940	0,935	1,303
0,10	0,100	0,66	0,703	0,82	0,960	0,940	1,328
0,15	0,150	0,67	0,716	0,83	0,980	0,945	1,356
0,20	0,200	0,68	0,729	0,84	1,001	0,950	1,385
0,25	0,250	0,69	0,743	0,85	1,024	0,955	1,418
0,30	0,301	0,70	0,757	0,86	1,048	0,960	1,455
0,35	0,352	0,71	0,772	0,87	1,074	0,965	1,496
0,40	0,404	0,72	0,787	0,88	1,102	0,970	1,542
0,45	0,457	0,73	0,802	0,89	1,132	0,975	1,597
0,50	0,511	0,74	0,817	0,90	1,163	0,980	1,664
0,55	0,567	0,75	0,833	0,905	1,180	0,985	1,752
0,60	0,627	0,76	0,849	0,910	1,198	0,990	1,873
0,61	0,639	0,77	0,866	0,915	1,217	0,995	2,079
0,62	0,651	0,78	0,884	0,920	1,237	1,000	∞
0,63	0,664	0,79	0,902	0,925	1,258	1,005	1,384

Tabelul 9.3 (continuare)

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
1,010	1,184	1,18	0,388	1,39	0,221	2,0	0,082
1,015	1,065	1,19	0,375	1,40	0,216	2,1	0,073
1,020	0,982	1,20	0,363	1,41	0,211	2,2	0,065
1,025	0,919	1,21	0,351	1,42	0,207	2,3	0,058
1,030	0,866	1,22	0,341	1,43	0,203	2,4	0,052
1,035	0,823	1,23	0,331	1,44	0,199	2,5	0,047
1,040	0,785	1,24	0,321	1,45	0,195	2,6	0,043
1,045	0,752	1,25	0,312	1,46	0,191	2,7	0,039
1,05	0,723	1,26	0,304	1,47	0,187	2,8	0,036
1,06	0,672	1,27	0,296	1,48	0,183	2,9	0,033
1,07	0,630	1,28	0,288	1,49	0,180	3,0	0,030
1,08	0,595	1,29	0,281	1,50	0,177	3,5	0,021
1,09	0,563	1,30	0,274	1,55	0,161	4,0	0,015
1,10	0,536	1,31	0,267	1,60	0,148	4,5	0,011
1,11	0,511	1,32	0,260	1,65	0,137	5,0	0,0086
1,12	0,488	1,33	0,254	1,70	0,125	6,0	0,0052
1,13	0,468	1,34	0,248	1,75	0,116	8,0	0,0027
1,14	0,449	1,35	0,242	1,80	0,107	10,0	0,0010
1,15	0,432	1,36	0,236	1,85	0,100		
1,16	0,416	1,37	0,231	1,90	0,094		
1,17	0,402	1,38	0,226	1,95	0,088		

Pentru exponentul hidraulic $x = 3{,}50$

0	0	0,85	1,016	1,07	0,599	1,44	0,184
0,05	0,050	0,86	1,039	1,08	0,564	1,45	0,180
0,10	0,100	0,87	1,064	1,09	0,534	1,46	0,176
0,15	0,150	0,88	1,091	1,10	0,507	1,47	0,173
0,20	0,200	0,89	1,120	1,11	0,488	1,48	0,169
0,25	0,250	0,90	1,151	1,12	0,461	1,49	0,166
0,30	0,301	0,905	1,168	1,13	0,442	1,50	0,163
0,35	0,352	0,910	1,185	1,14	0,424	1,55	0,148
0,40	0,404	0,915	1,204	1,15	0,407	1,60	0,135
0,45	0,456	0,920	1,223	1,16	0,391	1,65	0,124
0,50	0,510	0,925	1,243	1,17	0,377	1,70	0,114
0,55	0,566	0,930	1,265	1,18	0,364	1,75	0,105
0,60	0,625	0,935	1,288	1,19	0,352	1,80	0,097
0,61	0,637	0,940	1,313	1,20	0,341	1,85	0,090
0,62	0,649	0,945	1,339	1,21	0,330	1,90	0,084
0,63	0,661	0,950	1,368	1,22	0,320	1,95	0,079
0,64	0,674	0,955	1,400	1,23	0,310	2,0	0,074
0,65	0,687	0,960	1,446	1,24	0,301	2,1	0,065
0,66	0,700	0,965	1,476	1,25	0,292	2,2	0,057
0,67	0,713	0,970	1,522	1,26	0,284	2,3	0,051
0,68	0,726	0,975	1,576	1,27	0,276	2,4	0,046
0,69	0,740	0,980	1,642	1,28	0,269	2,5	0,041
0,70	0,754	0,985	1,726	1,29	0,262	2,6	0,037
0,71	0,768	0,990	1,844	1,30	0,255	2,7	0,034
0,72	0,782	0,995	2,043	1,31	0,248	2,8	0,031
0,73	0,797	1,000	∞	1,32	0,242	2,9	0,028
0,74	0,812	1,005	1,329	1,33	0,236	3,0	0,026
0,75	0,828	1,010	1,138	1,34	0,230	3,5	0,018
0,76	0,844	1,015	1,022	1,35	0,225	4,0	0,012
0,77	0,860	1,020	0,940	1,36	0,219	4,5	0,009
0,78	0,877	1,025	0,879	1,37	0,214	5,0	0,007
0,79	0,895	1,030	0,827	1,38	0,209	6,0	0,004
0,80	0,913	1,035	0,785	1,39	0,205	8,0	0,002
0,81	0,932	1,040	0,748	1,40	0,200	10,0	0,001
0,82	0,952	1,045	0,716	1,41	0,196		
0,83	0,972	1,050	0,688	1,42	0,192		
0,84	0,993	1,06	0,639	1,43	0 188		

Tabelul 9.3 (continuare)

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$

Pentru exponentul hidraulic $x = 3{,}60$

0	0	0,85	1,007	1,07	0,569	1,44	0,169
0,05	0,050	0,86	1,030	1,08	0,535	1,45	0,165
0,10	0,150	0,87	1,055	1,09	0,505	1,46	0,162
0,15	0,100	0,88	1,082	1,10	0,480	1,47	0,159
0,20	0,200	0,89	1,111	1,11	0,457	1,48	0,156
0,25	0,250	0,90	1,140	1,12	0,436	1,49	0,153
0,30	0,300	0,905	1,156	1,13	0,418	1,50	0,150
0,35	0,351	0,910	1,173	1,14	0,400	1,55	0,135
0,40	0,403	0,915	1,191	1,15	0,384	1,60	0,123
0,45	0,456	0,920	1,210	1,16	0,369	1,65	0,113
0,50	0,509	0,925	1,230	1,17	0,356	1,70	0,103
0,55	0,565	0,930	1,251	1,18	0,343	1,75	0,095
0,60	0,623	0,935	1,273	1,19	0,331	1,80	0,088
0,61	0,635	0,940	1,297	1,20	0,320	1,85	0,082
0,62	0,647	0,945	1,324	1,21	0,310	1,90	0,076
0,63	0,659	0,950	1,352	1,22	0,300	1,95	0,071
0,64	0,671	0,955	1,383	1,23	0,290	2,0	0,066
0,65	0,684	0,960	1,419	1,24	0,281	2,1	0,058
0,66	0,697	0,965	1,456	1,25	0,273	2,2	0,051
0,67	0,710	0,970	1,501	1,26	0,265	2,3	0,045
0,68	0,723	0,975	1,553	1,27	0,257	2,4	0,040
0,69	0,737	0,980	1,1616	1,28	0,250	2,5	0,036
0,70	0,751	0,985	1,699	1,29	0,243	2,6	0,033
0,71	0,765	0,990	1,814	1,30	0,237	2,7	0,030
0,72	0,779	0,995	2,008	1,31	0,231	2,8	0,027
0,73	0,793	1,000	∞	1,32	0,225	2,9	0,024
0,74	0,807	1,005	1,279	1,33	0,219	3,0	0,0224
0,75	0,822	1,010	1,089	1,34	0,214	3,5	0,0150
0,76	0,838	1,015	0,978	1,35	0,209	4,0	0,0100
0,77	0,855	1,020	0,900	1,36	0,204	4,5	0,0075
0,78	0,872	1,025	0,841	1,37	0,199	5,0	0,0057
0,79	0,889	1,030	0,790	1,38	0,194	6,0	0,0030
0,80	0,907	1,035	0,749	1,39	0,189	8,0	0,0016
0,81	0,926	1,040	0,714	1,40	0,185	10,0	0,0008
0,82	0,945	1,045	0,684	1,41	0,181		
0,83	0,965	1,050	0,656	1,42	0,177		
0,84	0,985	1,06	0,609	1,43	0,173		

Pentru exponentul hidraulic $x = 3{,}70$

0	0	0,64	0,669	0,80	0,902	0,930	1,238
0,05	0,050	0,65	0,682	0,81	0,920	0,935	1,259
0,10	0,100	0,66	0,695	0,82	0,939	0,940	1,282
0,15	0,150	0,67	0,708	0,83	0,959	0,945	1,308
0,20	0,200	0,68	0,721	0,84	0,979	0,950	1,336
0,25	0,250	0,69	0,734	0,85	1,000	0,955	1,365
0,30	0,300	0,70	0,748	0,86	1,022	0,960	1,400
0,35	0,351	0,71	0,762	0,87	1,047	0,965	1,437
0,40	0,403	0,72	0,776	0,88	1,073	0,970	0,482
0,45	0,455	0,73	0,790	0,89	1,101	0,975	1,533
0,50	0,508	0,74	0,804	0,90	1,130	0,980	1,595
0,55	0,563	0,75	0,819	0,905	1,146	0,985	1,676
0,60	0,621	0,76	0,834	0,910	1,163	0,990	1,788
0,61	0,633	0,77	0,850	0,915	1,181	0,995	1,975
0,62	0,645	0,78	0,867	0,920	1,199	1,000	∞
0,63	0,657	0,79	0,884	0,925	1,218	1,005	1,231

Tabelul 9.3 (continuare)

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
1,010	1,046	1,18	0,323	1,39	0,176	2,0	0,058
1,015	0,938	1,19	0,312	1,40	0,172	2,1	0,051
1,020	0,862	1,20	0,301	1,41	0,168	2,2	0,045
1,025	0,806	1,21	0,291	1,42	0,164	2,3	0,040
1,030	0,756	1,22	0,281	1,43	0,160	2,4	0,036
1,035	0,716	1,23	0,272	1,44	0,156	2,5	0,032
1,040	0,682	1,24	0,264	1,45	0,153	2,6	0,029
1,045	0,652	1,25	0,256	1,46	0,150	2,7	0,026
1,050	0,625	1,26	0,248	1,47	0,147	2,8	0,024
1,060	0,580	1,27	0,240	1,48	0,144	2,9	0,022
1,070	0,542	1,28	0,233	1,49	0,141	3,0	0,0193
1,08	0,510	1,29	0,227	1,50	0,138	3,5	0,0127
1,09	0,481	1,30	0,221	1,55	0,124	4,0	0 0086
1,10	0,456	1,31	0,215	1,60	0,113	4,5	0,0063
1,11	0,433	1,32	0,209	1,65	0,103	5,0	0,0047
1,12	0,412	1,33	0,204	1,70	0,094	6,0	0,0028
1,13	0,394	1,34	0,199	1,75	0,086	8,0	0,0013
1,14	0,377	1,35	0,194	1,80	0,079	10,0	0,0017
1,15	0,361	1,36	0,189	1,85	0,073		
1,16	0,348	1,37	0,184	1,90	0,068		
1,17	0,335	1,38	0,180	1,95	0,063		

Pentru exponentul hidraulic $\varkappa = 3{,}75$

0	0	0,85	0,997	1,07	0,529	1,44	0,151
0,05	0,050	0,86	1,020	1,08	0,497	1,45	0,147
0,10	0,100	0,87	1,044	1,09	0,469	1,46	0,144
0,15	0,150	0,88	1,069	1,10	0,444	1,47	0,141
0,20	0,200	0,89	1,096	1,11	0,422	1,48	0,138
0,25	0,250	0,90	1,126	1,12	0,402	1,49	0,135
0,30	0,300	0,905	1,142	1,13	0,384	1,50	0,132
0,35	0,351	0,910	1,158	1,14	0,368	1,55	0,119
0,40	0,403	0,915	1,175	1,15	0,353	1,60	0,108
0,45	0,456	0,920	1,193	1,16	0,339	1,65	0,098
0,50	0,508	0,925	1,212	1,17	0,326	1,70	0,090
0,55	0,563	0,930	1,232	1,18	0,314	1,75	0,083
0,60	0,620	0,935	1,254	1,19	0,302	1,80	0,076
0,61	0,632	0,940	1,278	1,20	0,292	1,85	0,070
0,62	0,644	0,945	1,304	1,21	0,282	1,90	0,065
0,63	0,656	0,950	1,331	1,22	0,272	1,95	0,060
0,64	0,668	0,955	1,361	1,23	0,263	2,0	0,056
0,65	0,681	0,960	1,394	1,24	0,255	2,1	0,048
0,66	0,693	0,965	1,431	1,25	0,247	2,2	0,042
0,67	0,706	0,970	1,474	1,26	0,240	2,3	0,037
0,68	0,719	0,975	1,524	1,27	0,233	2,4	0,033
0,69	0,732	0,980	1,586	1,28	0,226	2,5	0,030
0,70	0,746	0,985	1,665	1,29	0,220	2,6	0,027
0,71	0,759	0,990	1,776	1,30	0,214	2,7	0,024
0,72	0,773	0,995	1,965	1,31	0,208	2,8	0,022
0,73	0,787	1,000	∞	1,32	0,203	2,9	0,020
0,74	0,802	1,005	1,216	1,33	0,197	3,0	0,0178
0,75	0,817	1,010	1,031	1,34	0,192	3,5	0,0117
0,76	0,833	1,015	0,922	1,35	0,187	4,0	0,0080
0,77	0,849	1,020	0,847	1,36	0,183	4,5	0,0058
0,78	0,865	1,025	0,789	1,37	0,178	5,0	0,0043
0,79	0,882	1,030	0,742	1,38	0,174	6,0	0,0026
0,80	0,899	1,035	0,702	1,39	0,169	8,0	0,0012
0,81	0,917	1,040	0,668	1,40	0,165	10,0	0,0006
0,82	0,936	1,045	0,638	1,41	0,161		
0,83	0,955	1,050	0,612	1,42	0,158		
0,84	0,975	1,06	0,566	1,43	0,154		

Tabelul 9.3 (continuare)

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$

Pentru exponentul hidraulic $\varkappa = 3{,}80$

0	0	0,85	0,993	1,07	0,516	1,44	0,145
0,05	0,050	0,86	1,015	1,08	0,485	1,45	0,142
0,10	0,100	0,87	1,039	1,09	0,457	1,46	0,139
0,15	0,150	0,88	1,064	1,10	0,433	1,47	0,136
0,20	0,200	0,89	1,091	1,11	0,411	1,48	0,133
0,25	0,250	0,90	1,120	1,12	0,392	1,49	0,130
0,30	0,300	0,905	1,136	1,13	0,374	1,50	0,127
0,35	0,351	0,910	1,152	1,14	0,358	1,55	0,114
0,40	0,402	0,915	1,160	1,15	0,343	1,60	0,103
0,45	0,454	0,920	1,187	1,16	0,329	1,65	0,094
0,50	0,507	0,925	1,206	1,17	0,317	1,70	0,086
0,55	0,562	0,930	1,226	1,18	0,305	1,75	0,079
0,60	0,620	0,935	1,247	1,19	0,294	1,80	0,072
0,61	0,631	0,940	1,270	1,20	0,283	1,85	0,067
0,62	0,643	0,945	1,295	1,21	0,273	1,90	0,062
0,63	0,655	0,950	1,322	1,22	0,264	1,95	0,057
0,64	0,667	0,955	1,350	1,23	0,256	2,0	0,053
0,65	0,679	0,960	1,385	1,24	0,248	2.1	0,046
0,66	0,692	0,965	1,422	1,25	0,240	2,2	0,040
0,67	0,705	0,970	1,464	1,26	0,233	2,3	0,035
0,68	0,718	0,975	1,514	1,27	0,226	2,4	0,031
0,69	0,731	0,980	1,574	1,28	0,219	2,5	0,028
0,70	0,744	0,985	1,652	1,29	0,213	2,6	0,025
0,71	0,758	0,990	1,761	1,30	0,207	2,7	0,022
0,72	0,772	0,995	1,965	1,31	0,201	2,8	0,020
0,73	0,786	1,000	∞	1,32	0,196	2,9	0,018
0,74	0,800	1,005	1,188	1,33	0,191	3,0	0,012
0,75	0,815	1,010	1,007	1,34	0,186	3,5	0,0107
0 76	0,830	1,015	0,902	1,35	0,181	4,0	0,0072
0 77	0,846	1,020	0,828	1,36	0,176	4,5	0,0053
0 78	0,862	1,025	0,773	1,37	0,172	5,0	0,0040
0 79	0,789	1,030	0 725	1,38	0,168	6,0	0,0022
0,80	0,896	1,035	0,686	1,39	0,164	8,0	0,0011
0,81	0,914	1,040	0,653	1,40	0,160	10,0	0,0005
0,82	0,932	1,045	0,623	1,41	0,156		
0,83	0,952	1,05	0,597	1,42	0,152		
0,84	0,972	1,06	0,553	1,43	0,149		

Pentru exponentul hidraulic $\varkappa = 3{,}90$

0	0	0,64	0,666	0,80	0,891	0,930	1,215
0,05	0,050	0,65	0,678	0,81	0,908	0,935	1,236
0,10	0,100	0,66	0,690	0,82	0,926	0,940	1,258
0,15	0,150	0,67	0 703	0,83	0,945	0,945	1,282
0,20	0,200	0,68	0,716	0,84	0,965	0,950	1,309
0,25	0,250	0,69	0,729	0,85	0,985	0,955	1,337
0,30	0,300	0,70	0,742	0,86	1,007	0,960	1,370
0,35	0,351	0,71	0,756	0,87	1,030	0,965	1,406
0,40	0,402	0,72	0,770	0,88	1,065	0,970	1,447
0,45	0,454	0,73	0,784	0,89	1,082	0,975	1,496
0,50	0,507	0,74	0,798	0,90	1,111	0,980	1,555
0,55	0,562	0,75	0,812	0,905	1,126	0,985	1,631
0,60	0,619	0,76	0,827	0,910	1,142	0,990	1,737
0,61	0,630	0,77	0,842	0,915	1,159	0,995	1,916
0,62	0,642	0,78	0,858	0,920	1,177	1,000	∞
0,63	0,654	0,79	0,874	0,925	1,196	1,005	1,146

Tabelul 9.3 (continuare)

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
1,010	0,970	1,18	0,288	1,39	0,152	2,0	0,047
1,015	0,868	1,19	0,277	1,40	0,148	2,1	0,040
1,020	0 796	1,20	0,267	1,41	0,144	2,2	0,035
1,025	0,742	1,21	0,257	1,42	0,140	2,3	0,031
1,030	0,696	1,22	0,248	1,43	0,137	2,4	0,027
1,035	0,658	1,23	0,240	1,44	0,134	2,5	0,024
1,040	0,626	1,24	0,232	1,45	0,131	2,6	0,021
1,045	0,598	1,25	0,225	1,46	0,128	2,7	0,019
1,050	0,573	1,26	0,218	1,47	0,125	2,8	0,017
1,06	0,530	1,27	0,212	1,48	0,122	2,9	0,015
1,07	0,494	1 28	0,206	1,49	0,119	3,0	0,0143
1,08	0,463	1,29	0,200	1,50	0,117	3,5	0,0099
1,09	0,436	1,30	0,194	1,55	0,104	4,0	0,0060
1,10	0,412	1,31	0,189	1,60	0,094	4,5	0,0045
1,11	0,392	1,32	0,184	1,65	0,085	5,0	0,0033
1,12	0,373	1,33	0,179	1,70	0,077	6,0	0,0019
1,13	0,356	1,34	0,174	1,75	0,070	8,0	0,0009
1,14	0,340	1,35	0,169	1,80	0,064	10,0	0,0004
1,15	0,325	1.36	0,164	1,85	0,059		
1,16	0,312	1,37	0,160	1,90	0,054		
1,17	0,299	1,38	0,156	1,95	0,050		

Pentru exponentul hidraulic $\varkappa = 4{,}000$

0	0	0,85	0,980	1,07	0,471	1,44	0,125
0,05	0,050	0,86	1,002	1,08	0,441	1,45	0,122
0,10	0,100	0,87	1,025	1,09	0,415	1,46	0,119
0,15	0,150	0,88	1,049	1,10	0,392	1,47	0,116
0,20	0,200	0,89	1,075	1,11	0,372	1,48	0,113
0,25	0,250	0,90	1,103	1,12	0,354	1,49	0,111
0,30	0,300	0,905	1,118	1,13	0,337	1,50	0,109
0,35	0,351	0,910	1,134	1,14	0,322	1,55	0,097
0,40	0,402	0,915	1,150	1,15	0,308	1,60	0,087
0,45	0,454	0,920	1,167	1,16	0,295	1,65	0,079
0,50	0,507	0,925	1,185	1,17	0,283	1,70	0,072
0,55	0,561	0,930	1,204	1,18	0,272	1,75	0,066
0,60	0,617	0,935	1,225	1,19	0,262	1,80	0,060
0,61	0,628	0,940	1,247	1,20	0,252	1,85	0,055
0,62	0,640	0,945	1,271	1,21	0,243	1,90	0,050
0,63	0,652	0,950	1,297	1,22	0,235	1,95	0,046
0,64	0,664	0,955	1,325	1,23	0,227	2,00	0,043
0,65	0,678	0,960	1,356	1,24	0,219	2,1	0,037
0,66	0,688	0,965	1,391	1,25	0,212	2,2	0,032
0,67	0,700	0,970	1,431	1,26	0,205	2,3	0,0279
0,68	0,713	0,975	1,479	1,27	0,199	2,4	0,0246
0.69	0,726	0,980	1,537	1,28	0,193	2,5	0,0216
0,70	0,739	0,985	1,611	1,29	0,187	2,6	0,0192
0,71	0,752	0,990	1,714	1,30	0,182	2,7	0,0171
0,72	0,766	0,995	1,889	1,31	0,176	2,8	0,0153
0,73	0,780	1,000	∞	1,32	0,171	2,9	0,0137
0,74	0,794	1,005	1,107	1,33	0,167	3,0	0,0123
0,75	0,808	1,010	0,936	1,34	0,162	3,5	0,0077
0,76	0,823	1,015	0,836	1,35	0,158	4,0	0,0052
0,77	0,838	1,020	0,766	1,36	0,153	4,5	0,0037
0,78	0,854	1,025	0,712	1,37	0,149	5,0	0,0027
0,79	0,870	1,030	0,668	1,38	0,145	6,0	0,0015
0,80	0,887	1,035	0,632	1,39	0,142	8,0	0,0007
0,81	0,904	1,040	0,600	1,40	0,138	10,0	0,0003
0,82	0,922	1,045	0,572	1,41	0,135		
0,83	0,940	1,050	0,548	1,42	0,131		
0,84	0,960	1,06	0,506	1,43	0,128		

Tabelul 9.3 (continuare)

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$

Pentru exponentul hidraulic $\varkappa = 4{,}50$

0	0	0,85	0,954	1,07	0,381	1,44	0,087
0,05	0,050	0,86	0,974	1,08	0,355	1,45	0,085
0,10	0,100	0,87	0,995	1,09	0,332	1.46	0,083
0,15	0,150	0,88	1,017	1,10	0,312	1,47	0,081
0,20	0,200	0,89	1,040	1,11	0,294	1,48	0,079
0,25	0,250	0,90	1,066	1,12	0,279	1,49	0,077
0,30	0,300	0,905	1,080	1,13	0,265	1,50	0,075
0,35	0,350	0,910	1,094	1,14	0,252	1,55	0,066
0,40	0,401	0,915	1,109	1,15	0,240	1,60	0,058
0,45	0,452	0,920	1,124	1,16	0,229	1,65	0,052
0,50	0,534	0,925	1,141	1,17	0,218	1,70	0,047
0,55	0,556	0,930	1,158	1,18	0,209	1,75	0,042
0,60	0,611	0,935	1,177	1,19	0,200	1,80	0,038
0,61	0,622	0,940	1,197	1,20	0,192	1,85	0,034
0,62	0,634	0,945	1,218	1,21	0,182	1,90	0,031
0,63	0,645	0,950	1,241	1,22	0,178	1,95	0,028
0,64	0,657	0,955	1,267	1,23	0,171	2,00	0,026
0,65	0,668	0,960	1,295	1,24	0,164	2,1	0,0217
0,66	0,680	0,965	1,327	1,25	0,158	2,2	0,0184
0,67	0,692	0,970	1,363	1,26	0,153	2,3	0,0157
0,68	0,704	0,975	1,405	1,27	0,147	2,4	0,0135
0,69	0,716	0,980	1,457	1,28	0,142	2,5	0,0117
0,70	0,728	0,985	1,523	1,29	0,137	2,6	0,0102
0,71	0,741	0,990	1,615	1,30	0,133	2,7	0,0089
0,72	0,754	0,995	1,771	1,31	0,149	2,8	0,0078
0,73	0,767	1,000	∞	1,32	0,125	2,9	0,0069
0,74	0,780	1,005	0,954	1,33	0,121	3,0	0,0061
0,75	0,794	1,010	0,792	1,34	0,117	3,5	0,0036
0,76	0,808	1,015	0,703	1,35	0,113	4,0	0,0022
0,77	0,822	1,020	0,641	1,36	0,110	4,5	0,0015
0,78	0,837	1,025	0,594	1,37	0,107	5,0	0,0010
0,79	0,852	1,030	0,555	1,38	0,104	6,0	0,0005
0,80	0,867	1,035	0,522	1,39	0,101	8,0	0,0002
0,81	0,883	1,040	0,495	1,40	0,098	10,0	0,0001
0,82	0,900	1,045	0,470	1,41	0,095		
0,83	0,917	1,050	0,448	1,42	0,092		
0,84	0,935	1,06	0,411	1,43	0,090		

Pentru exponentul hidraulic $\varkappa = 5{,}00$

0	0	0 64	0 652	0,80	0,854	0,930	1,124
0,05	0,050	0,65	0,664	0,81	0,869	0,935	1,141
0,10	0,100	0,66	0,675	0,82	0,885	0,940	1,159
0,15	0,150	0,67	0,687	0,83	0,901	0,945	1,179
0,20	0,200	0,68	0,694	0,84	0,918	0,950	1,200
0,25	0,250	0,69	0,710	0,85	0,936	0,955	1,223
0,30	0,300	0,70	0,622	0,86	0,954	0,960	1,248
0,35	0,350	0,71	0,734	0,87	0,973	0,965	1,277
0,40	0,401	0,72	0,746	0,88	0,994	0,970	1,310
0,45	0,452	0,73	0,759	0,89	1,016	0,975	1,349
0,50	0,503	0,74	0,772	0,90	1,039	0,980	1,395
0,55	0,555	0,75	0,785	0,905	1,052	0,985	1,456
0,60	0,608	0,76	0,798	0,910	0,065	0,990	1,539
0,61	0,619	0,77	0,811	0,915	1,079	0,995	1,680
0,62	0,630	0,78	0,825	0,920	1,093	1,000	∞
0,63	0,641	0,79	0,839	0,925	1,108	1,005	0,826

Tabelul 9.3 (continuare)

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
1,010	0,681	1,18	0,165	1,39	0,074	2,00	0,0158
1,015	0,602	1,19	0,157	1,40	0,071	2,1	0,0130
1,020	0,547	1,20	0,150	1,41	0,069	2,2	0,0108
1,025	0,504	1,21	0,144	1,42	0,067	2,3	0,0090
1,030	0,469	1,22	0,138	1,43	0,065	2,4	0,0076
1,035	0,440	1,23	0,132	1,44	0,063	2,5	0,0064
1,040	0,415	1,24	0,127	1,45	0,061	2,6	0,0055
0,045	0,393	1,25	0,122	1,46	0,059	2,7	0,0047
1,05	0,374	1,26	0,117	1,47	0,057	2,8	0,0041
1,06	0,342	1,27	0,113	1,48	0,056		
1,07	0,315	1,28	0,108	1,49	0,054	2,9	0,0035
1,08	0,291	1,29	0,104	1,50	0,053	3,0	0,0031
1,09	0,272	1,30	0,100	1,55	0,046	3,5	0,0016
1,10	0,254	1,31	0,097	1,60	0,040	4,0	0,0010
1,11	0,239	1,32	0,094	1,65	0,035	4,5	0,0006
1,12	0,225	1,33	0,090	1,70	0,0309	5,0	0,0004
1,13	0,212	1,34	0,087	1,75	0,0274	6,0	0,0002
1,14	0,201	1,35	0,084	1,80	0,0244	8,0	0,0001
1,15	0,191	1,36	0,081	1,85	0,0218	10,0	0,0000
1,16	0,181	1,37	0,079	1,90	0,0195		
1,17	0,173	1,38	0,076	1,95	0,0175		

Calculele în continuare se sintetizează în tabel.

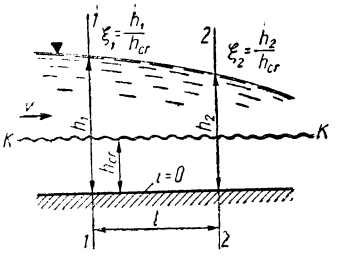


Fig. 9.17.

nile *2—2* și *1—1* (fig. 9.17); $\varkappa$ — exponentul hidraulic al albiei.

Cînd $j_{cr\ med} \approx 1{,}0$, ecuația (9.21) are o formă mai simplă

$$\frac{i_{cr}l}{h_{cr}} = \xi_2 - \xi_1 - \frac{\xi_2^{\varkappa+1} - \xi_1^{\varkappa+1}}{\varkappa + 1}, \qquad (9.22)$$

iar pentru albiile de lățime mare, pentru care exponentul hidraulic al albiei $\varkappa = 3{,}0$, aceeași ecuație capătă forma următoare

$$\frac{i_{cr}l}{h_{cr}} = \xi_2 - \xi_1 - 0{,}25(\xi_2^4 - \xi_1^4). \qquad (9.23)$$

Nr. secto-rului	h_0/i	h_1	η_2	η_1	$j_{med} = \frac{\alpha C^2_{med} i}{g} = 0{,}0000445$	C_{med}	$\varphi(\eta_2)$	$\varphi(\eta_1)$	l, m
I	7 500	5,5	2	$\frac{5{,}50}{3{,}0} = 1{,}83$	0,199	66,90	0,092	0,1152	1 470
II	7 500	5,0	2	$\frac{5{,}0}{3{,}0} = 1{,}67$	0,197	66,50	0,092	0,1558	2 860
III	7 500	4,5	2	$\frac{4{,}5}{3{,}0} = 1{,}50$	0,193	65,90	0,092	0,194	4 370
IV	7 500	4,0	2	$\frac{4{,}0}{3{,}0} = 1{,}33$	0,189	65,25	0,092	0,275	6 130
V	7 500	3,5	2	$\frac{3{,}5}{3{,}0} = 1{,}167$	0,185	64,50	0,092	0,430	8 300

Pentru valorile astfel găsite și indicate în tabel, l_1, l_2, l_3, ... corespunzătoare adîncimilor $h_1^I = 5{,}5$; $h_1^{II} = 5{,}0$, ... se construiește curba de remu.

Canale cu fund orizontal $i = 0$. Ecuația de calcul are forma

$$\frac{i_{cr}l}{h_{cr}} = j_{cr\ med}(\xi_2 - \xi_1) - \frac{\xi_2^{\varkappa+1} - \xi_1^{\varkappa+1}}{\varkappa + 1}, \qquad (9.21)$$

în care: i_{cr} este panta critică pentru albia dată la un debit dat; h_{cr} — adîncimea critică; $j_{cr\ med} = \alpha C^2 i_{cr} B/gP$ — ca și în ecuația (9.20), valoarea medie pentru tronsonul dat; ξ_2 și ξ_1 sînt egale corespunzător cu h_2/h_{cr} și h_1/h_{cr} pentru secțiu-

Calculele după ecuațiile de mai sus se pot efectua și fără folosirea tabelelor. În cazul ecuației (9.23), calculele sînt deosebit de simple. Pentru ușurarea calculelor, ecuația 9.21 poate fi scrisă sub forma

$$\frac{i_{cr}l}{j_{cr}} = j_{cr\ med}(\xi_2 - \xi_1) - [\varphi(\xi_2) - \varphi(\xi_1)], \qquad (9.24)$$

în care

$$\varphi(\xi) = \frac{\xi^{\varkappa+1}}{\varkappa + 1} + C$$

se determină folosind tabelul 9.4.

Tabelul 9.4

Valorile funcției φ(ξ) pentru albiile cu fund orizontal

ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)
Pentru exponentul hidraulic $x = 2{,}00$							
0	0	0,88	0,2272	1,28	0,699	1,86	2,145
0,05	0,0001	0,89	0,2350	1,29	0,716	1,88	2,215
0,10	0,0003	0,90	0,2430	1,30	0,732	1,90	2,286
0,15	0,0011	0,91	0,2512	1,31	0,749	1,92	2,359
0,20	0,0027	0,92	0,2596	1,32	0,767	1,94	2,434
0,25	0,0052	0,93	0,2681	1,33	0,784	1,96	2,510
0,30	0,0090	0,94	0,2769	1,34	0,802	1,98	2,587
0,35	0,0143	0,95	0,2858	1,35	0,820	2,00	2,667
0,40	0,0213	0,96	0,2949	1,36	0,839	2,05	2,872
0,45	0,0304	0,97	0,3042	1,37	0,857	2,10	3,087
0,50	0,0417	0,98	0,3137	1,38	0,876	2,15	3,313
0,55	0,0554	0,99	0,3234	1,39	0,895	2,20	3,459
0,60	0,0720	1,00	0,3333	1,40	0,915	2,25	3,797
0,61	0,0756	1,01	0,3434	1,41	0,934	2,30	4,056
0,62	0,0794	1,02	0,3537	1,42	0,954	2,35	4,326
0,63	0,0833	1,03	0,3643	1,43	0,975	2,40	4,608
0,64	0,0874	1,04	0,375	1,44	0,995	2,45	4,902
0,65	0,0915	1,05	0,386	1,45	1,016	2,50	5,208
0,66	0,0958	1,06	0,397	1,46	1,037	2,55	5,527
0,67	0,1003	1,07	0,408	1,47	1,059	2,60	5,859
0,68	0,1048	1,08	0,420	1,48	1,081	2,65	6,203
0,69	0,1095	1,09	0,432	1,49	1,103	2,70	6,561
0,70	0,1143	1,10	0,444	1,50	1,125	2,75	6,932
0,71	0,1193	1,11	0,456	1,52	1,170	2,80	7,317
0,72	0,1244	1,12	0,468	1,54	1,217	2,85	7,716
0,73	0,1297	1,13	0,481	1,56	1,265	2,90	8,130
0 74	0,1351	1,14	0,493	1,58	1,315	2,95	8,557
0,75	0,1406	1,15	0,507	1,60	1,365	3,0	9,000
0,76	0,1463	1,16	0,520	1,62	1,417	3,5	14,19
0,77	0,1522	1,17	0,534	1,64	1,470	4,0	21,33
0,78	0,1582	1,18	0,548	1,66	1,525	4,5	30,38
0,79	0,1643	1,19	0,562	1,68	1,581	5,0	41,67
0,80	0,1707	1,20	0,576	1,70	1,638	6,0	72,0
0,81	0,1772	1,21	0,591	1,72	1,696	7,0	114,3
0,82	0,1838	1,22	0,605	1,74	1,756	8,0	170,7
0,83	0,1906	1,23	0,620	1,76	1,817	9,0	242,0
0,84	0,1976	1,24	0,635	1,78	1,880	10,0	333,3
0,85	0,2047	1,25	0,651	1,80	1,944		
0,86	0,2120	1,26	0,667	1,82	2,009		
0,87	0,2195	1,27	0,683	1,84	2,076		
Pentru exponentul hidraulic $x = 2{,}50$							
0	0	0,64	0,0599	0,80	0,1309	0,96	0,2477
0,05	0,0	0,65	0,0632	0,81	0,1367	0,97	0,2568
0,10	0,0001	0,66	0,0667	0,82	0,1426	0,98	0,2662
0,15	0,0004	0,67	0,0703	0,83	0,1488	0,99	0,276
0,20	0,0010	0,68	0,0740	0,84	0,1552	1,00	0,286
0,25	0,0022	0,69	0,0779	0,85	0,1618	1,01	0,296
0,30	0,0042	0,70	0,0820	0,86	0,1685	1,02	0,306
0,35	0,0073	0,71	0,0861	0,87	0,1755	1,03	0,317
0,40	0,0116	0,72	0 0905	0,88	0,1826	1,04	0,328
0,45	0,0175	0,73	0,0950	0,89	0,1900	1,05	0,339
0,50	0 0252	0,74	0,0996	0,90	0,1976	1,06	0,350
0,55	0,0352	0,75	0,1044	0,91	0,2054	1,07	0,362
0,60	0,0478	0,76	0,1093	0,92	0,2134	1,08	0,474
0,61	0,0506	0,77	0,1144	0,93	0,2216	1,09	0,386
0,62	0,0506	0,78	0,1197	0,94	0 2301	1,10	0,399
0,63	0,0567	0,79	0,1252	0,95	0,2388	1,11	0,412

Tabelul 9.4 (continuare)

ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)
1,12	0,425	1,36	0,838	1,70	1,830	2,45	5,577
1,13	0,438	1,37	0,860	1,72	1,907	2,50	7,059
1,14	0,452	1,38	0,882	1,74	1,936	2,55	7,565
1,15	0,466	1,39	0,905	1,76	2,067	2,60	8,097
1,16	0,480	1,40	0,928	1,78	2,150	2,65	8,655
1,17	0,495	1,41	0,951	1,80	2.236	2,70	9,240
1,18	0,510	1,42	0,975	1,82	2,324	2,75	9,854
1,19	0,525	1,43	0,999	1,84	2,414	2,80	10,49
1,20	0,541	1,44	1,024	1,86	2,507	2,85	11,17
1,21	0,557	1,45	1,049	1,88	2,603	2,90	11,87
1,22	0,573	1,46	1,074	1,90	2,701	2,95	12,60
1,23	0,573	1,47	1,100	1,92	2,802	3,0	13,36
1,24	0,607	1,48	1,127	1,94	2,906	3,5	22,92
1,25	0,624	1,49	1,154	1,96	3,012	4,0	36,57
1,26	0,645	1,50	1,181	1,98	3,121	4,5	55,23
1,27	0,660	1,52	1,237	2,00	3,232	5,0	79,86
1,28	0,678	1,54	1,295	2,05	3,524	6,0	151,2
1,29	0,697	1,56	1,355	2,10	3.834	7,0	259,3
1,30	0,716	1,58	1,417	2,15	4,164	8,0	413,7
1,31	0,735	1,60	1,481	2,20	4,512	9,0	625,0
1,32	0,775	1,62	1,546	2,25	4,882	10,0	903,0
1,33	0,785	1,64	1,614	2,30	5,272		
1,34	0,796	1,66	1,684	2,35	5,684		
1,35	0,817	1,68	1,756	2,40	6,119		
Pentru exponentul hidraulic $x = 3{,}00$							
0	0	0,84	0,1245	1,20	0,518	1,62	1,722
0,05	0	0,85	0,1305	1,21	0,536	1,64	1,808
0,10	0	0,86	0,1368	1,22	0,554	1,66	1,898
0,15	0,0001	0,87	0,1432	1,23	0,572	1,68	1,992
0,20	0,0004	0,88	0,1499	1,24	0,591	1,70	2,088
0,25	0,0009	0,89	0,1569	1,25	0,610	1,72	2,188
0,30	0,0020	0,90	0,1640	1,26	0,630	1,74	2,292
0,35	0,0037	0,91	0,1714	1,27	0,650	1,76	2,399
0,40	0,0064	0,92	0,1791	1,28	0,671	1,78	2,510
0,45	0,0102	0,93	0,1870	1,29	0,692	1,80	2,624
0,50	0,0156	0,94	0,1952	1,30	0,714	1,82	2,743
0,55	0,0229	0,95	0,2036	1,31	0,736	1,84	2,866
0,60	0,0324	0,96	0,2123	1,32	0,759	1,86	2,992
0,61	0,0346	0,97	0,2213	1,33	0,782	1,88	3,123
0,62	0,0369	0,98	0,2306	1,34	0,806	1,90	3,258
0,63	0,0394	0,99	0,2402	1,35	0,830	1,92	3,397
0,64	0,0419	1,00	0,250	1,36	0,855	1,94	3,542
0,65	0,0446	1,01	0,260	1,37	0,881	1,96	3,690
0,66	0,0474	1,02	0,271	1,38	0,907	1,98	3,841
0,67	0,0504	1,03	0,281	1,39	0,933	2,00	4,000
0,68	0,0535	1,04	0,292	1,40	0,960	2,05	4,415
0,69	0,0564	1,05	0,304	1,41	0,988	2,10	4,862
0,70	0,0600	1,06	0,316	1,42	1,016	2,15	5,342
0,71	0,0635	1,07	0,328	1,43	1,045	2,20	5,856
0,72	0,0672	1,08	0,340	1,44	1,075	2,25	6,407
0,73	0,0710	1,09	0,353	1,45	1,105	2,30	6,996
0,74	0,0750	1,10	0,366	1,46	1,136	2,35	7,625
0,75	0,0791	1,11	0,380	1,47	1,167	2,40	8,294
0,76	0,0834	1,12	0,394	1,48	1,199	2,45	9,008
0,77	0,0879	1,13	0,408	1,49	1,232	2,50	9,766
0,78	0,0925	1,14	0,422	1,50	1,266	2,55	10,57
0,79	0,0974	1,15	0,437	1,52	1,335	2,60	11,42
0,80	0,1024	1,16	0,453	1,54	1,406	2,65	12,33
0,81	0,1075	1,17	0,469	1,56	1,480	2,70	13,29
0,82	0,1130	1,18	0,485	1,58	1,558	2,75	14,30
0 83	0,1186	1,19	0,501	1,60	1,638	2,80	15,37

Tabelul 9.4 (continuare)

ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)
2,85	16,49	3,5	37,52	6,0	324,0	10,0	2 500
2,90	17,68	4,0	64,0	7,0	600		
2,95	18,93	4,5	102,5	8,0	1 024		
3,0	20,25	5,0	156,0	9,0	1 640		

Pentru exponentul hidraulic $x = 3,25$

0	0	0,88	0,1367	1,28	0,672	1,86	3,288
0,05	0	0,89	0,1434	1,29	0,694	1,88	3,442
0,10	0	0,90	0,1504	1,30	0,717	1,90	3,600
0,15	0,0001	0,91	0,1576	1,31	0,741	1,92	3,764
0,20	0,0003	0,92	0,1651	1,32	0,766	1,94	3,933
0,25	0,0007	0,93	0,1729	1,33	0,791	1,96	4,109
0,30	0,0014	0,94	0,1809	1,34	0,816	1,98	4,290
0,35	0,0027	0,95	0,1892	1,35	0,842	2,00	4,477
0,40	0,0048	0,96	0,1973	1,36	0,869	2,05	4,972
0,45	0,0079	0,97	0,2067	1,37	0,897	2,10	5,508
0,50	0,0124	0,98	0,2159	1,38	0,925	2,15	6,088
0,55	0,0185	0,99	0,2255	1,39	0,954	2,20	6,720
0,60	0,0258	1,00	0,2353	1,40	0,983	2,25	7,386
0,61	0,0288	1,01	0,2455	1,41	1,013	2,30	8,109
0,62	0,0308	1,02	0,256	1,42	1,044	2,35	8,885
0,63	0,0330	1,03	0,267	1,43	1,076	2,40	9,716
0,64	0,0353	1,04	0,278	1,44	1,108	2,45	10,61
0,65	0,0387	1,05	0,289	1,45	1,141	2,50	11,56
0,66	0,0402	1,06	0,301	1,46	1,175	2,55	12,57
0,67	0,0429	1,07	0,314	1,47	1,210	2,60	13,65
0,68	0,0457	1,08	0,326	1,48	1,245	2,65	14,80
0,69	0,0486	1,09	0,339	1,49	1,281	2,70	16,03
0,70	0,0517	1,10	0,353	1,50	1,313	2,75	17,33
0,71	0,0549	1,11	0,367	1,52	1,395	2,80	18,71
0,72	0,0582	1,12	0,381	1,54	1,474	2,85	20,17
0,73	0,0617	1,13	0,396	1,56	1,557	2,90	21,72
0,74	0,0654	1,14	0,411	1,58	1,644	2,95	23,35
0,75	0,0693	1,15	0,426	1,60	1,734	3,0	25,08
0,76	0,0733	1,16	0,442	1,62	1,828	3,5	48,30
0,77	0,0775	1,17	0,458	1,64	1,926	4,0	85,18
0,78	0,0818	1,18	0,475	1,66	2,028	4,5	140,5
0,79	0,0864	1,19	0,493	1,68	3,134	5,0	219,9
0,80	0,0911	1,20	0,511	1,70	2,244	6,0	477,2
0,81	0,0961	1,21	0,529	1,72	2,358	7,0	918,9
0,82	0,1012	1,22	0,548	1,74	2,477	8,0	1 621
0,83	0,1066	1,23	0,567	1,76	2,600	9,0	2 674
0,84	0,1122	1,24	0,587	1,78	2,728	10,0	4 184
0,85	0,1179	1,25	0,607	1,80	2,861		
0,86	0,1239	1,26	0,628	1,82	2,999		
0,87	0,1302	1,27	0,640	1,84	3,141		

Pentru exponentul hidraulic $x = 3,50$

0	0	0,60	0,0223	0,72	0,0507	0,84	0,1014
0,05	0	0,61	0,0240	0,73	0,0539	0,85	0,1070
0,10	0	0,62	0,0259	0,74	0,0573	0,86	0,1127
0,15	0	0,63	0,0278	0,75	0,0609	0,87	0,1188
0,20	0,0002	0,64	0,0298	0,76	0,0646	0,88	0,1250
0,25	0,0004	0,65	0,0320	0,77	0,0685	0,89	0,1315
0,20	0,0010	0,66	0,0343	0,78	0,0726	0,90	0,1383
0,35	0,0020	0,67	0,0367	0,79	0,0769	0,91	0,1454
0,40	0,0036	0,68	0,0392	0,80	0,0814	0,92	0,1527
0,45	0,0061	0,69	0,0418	0,81	0,0861	0,93	0,1603
0,50	0,0098	0,70	0,0446	0,82	0,0910	0,94	0,1682
0,55	0,0151	0,71	0,0476	0,83	0,0961	0,95	0,1764

Tabelul 9.4 (continuare)

ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)
0,96	0,1849	1,24	0,585	1,54	1,551	2,25	8,543
0,97	0,1938	1,25	0,607	1,56	1,644	2,30	9,431
0,98	0,2029	1,26	0,629	1,58	1,741	2,35	10,39
0,99	0,2124	1,27	0,652	1,60	1,843	2,40	11,42
1,00	0,2222	1,28	0,675	1,62	1,948	2,45	12,53
1,01	0,2324	1,29	0,699	1,64	2,059	2,50	13,72
1,02	0,243	1,30	0,724	1,66	2,174	2,55	15,00
1,03	0,254	1,31	0,749	1,68	2,294	2,60	16,37
1,04	0,265	1,32	0,775	1,70	2,420	2,65	17,84
1,05	0,277	1,33	0,802	1,72	2,551	2,70	19,40
1,06	0,289	1,34	0,829	1,74	2,687	2,75	21,08
1,07	0,301	1,35	0,858	1,76	2,829	2,80	22,86
1,08	0,314	1,36	0,887	1,78	2,976	2,85	24,75
1,09	0,327	1,37	0,916	1,80	3,130	2,90	26,77
1,10	0,341	1,38	0,947	1,82	3,289	2,95	28,91
1,11	0,355	1,39	0,978	1,84	3,455	3,0	31,18
1,12	0,370	1,40	1,010	1,86	3,627	3,5	62,39
1,13	0,385	1,41	1,043	1,88	3,806	4,0	113,8
1,14	0,401	1,42	1,077	1,90	3,992	4,5	193,3
1,15	0,417	1,43	1,111	1,92	4,185	5,0	310,6
1,16	0,433	1,44	1,147	1,94	4,384	6,0	705,4
1,17	0,450	1,45	1,183	1,96	4,591	7,0	1 412
1,18	0,468	1,46	1,210	1,98	4,806	8,0	2 574
1,19	0,486	1,47	1,258	2,00	5,028	9,0	4 374
1,20	0,505	1,48	1,297	2,05	5,619	10,0	7 027
1,21	0,524	1,49	1,337	2,10	6,263		
1,22	0,544	1,50	1,378	2,15	6,962		
1,23	0,564	1,52	1,462	2,20	7,721		

Pentru exponentul hidraulic $x = 3,75$

0	0	0,76	0,0572	1,04	0,254	1,32	0,787
0,05	0	0,77	0,0608	1,05	0,265	1,33	0,816
0,10	0	0,78	0,0647	1,06	0,278	1,34	0,845
0,15	0	0,79	0,0687	1,07	0,290	1,35	0,876
0,20	0,0001	0,80	0,0729	1,08	0,303	1,36	0,907
0,25	0,0003	0,81	0,0774	1,09	0,317	1,37	0,939
0,30	0,0007	0,82	0,0820	1,10	0,331	1,38	0,972
0,35	0,0014	0,83	0,0869	1,11	0,346	1,39	1,006
0,40	0,0027	0,84	0,0920	1,12	0,361	1,40	1,041
0,45	0,0047	0,85	0,0973	1,13	0,376	1,41	1,077
0,50	0,0078	0,86	0,1028	1,14	0,392	1,42	1,114
0,55	0,0123	0,87	0,1087	1,15	0,409	1,43	1,151
0,60	0,0186	0,88	0,1147	1,16	0,426	1,44	1,190
0,61	0,0201	0,89	0,1210	1,17	0,444	1,45	1,230
0,62	0,0217	0,90	0,1276	1,18	0,462	1,46	1,270
0,63	0,0235	0,91	0,1345	1,19	0,481	1,47	1,321
0,64	0,0253	0,92	0,1417	1,20	0,501	1,48	1,355
0,65	0,0272	0,93	0,1491	1,21	0,521	1,49	1,399
0,66	0,0292	0,94	0,1569	1,22	0,541	1,50	1,445
0,67	0,0314	0,95	0,1650	1,23	0,563	1,52	1,538
0,68	0,0337	0,96	0,1734	1,24	0,585	1,53	1,637
0,69	0,0361	0,97	0,1822	1,25	0,608	1,56	1,740
0,70	0,0387	0,98	0,1913	1,26	0,631	1,58	1,849
0,71	0,0414	0,99	0,201	1,27	0,655	1,60	1,963
0,72	0,0442	1,00	0,211	1,28	0,680	1,62	2,082
0,73	0,0472	1,01	0,221	1,29	0,706	1,64	2,207
0,74	0,0504	1,02	0,231	1,30	0,732	1,66	2,338
0,75	0,0537	1,03	0,242	1,31	0,759	1,68	2,475

Tabelul 9.4 (continuare)

ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)
1,70	2,618	1,94	4,902	2,45	14,85	3,5	80,84
1,72	2,767	1,96	5,147	2,50	16,35	4,0	152,4
1,74	2,924	1,98	5,401	2,55	17,96	4,5	266,7
1,76	3,087	2,00	5,655	2,60	19,70	5,0	440,0
1,78	3,257	2,05	6,370	2,65	21,56	6,0	1 046
1,80	3,434	2,10	7,143	2,70	23,57	7,0	2 175
1,82	3,619	2,15	7,987	2,75	25,71	8,0	4 102
1,84	3,812	2,20	8,809	2,80	28,01	9,0	7 177
1,86	4,013	2,25	9,912	2,85	30,47	10,0	11 840
1,88	4,222	2,30	11,00	2,90	33,09		
1,90	4,440	2,35	12,18	2,95	35,89		
1,92	4,666	2,40	13,47	3,0	38,87		

Pentru exponentul hidraulic $x = 4{,}00$

0	0	0,88	0,1056	1,28	0,687	1,86	4,452
0,05	0	0,89	0,1117	1,29	0,714	1,88	4,697
0,10	0	0,90	0,1181	1,30	0,743	1,90	4,952
0,15	0	0,91	0,1248	1,31	0,772	1,92	5,218
0,20	0,0001	0,92	0,1318	1,32	0,820	1,94	4,496
0,25	0,0002	0,93	0,1391	1,33	0,832	1,96	5,785
0,30	0,0005	0,94	0,1468	1,34	0,864	1,98	6 086
0,35	0,0011	0,95	0,1548	1,35	0,897	2,00	6,400
0,40	0,0021	0,96	0,1631	1,36	0,930	2,05	7,241
0,45	0,0037	0,97	0,1717	1,37	0,965	2,10	8,168
0,50	0,0063	0,98	0,1808	1,38	1,001	2,15	9,188
0,55	0,0101	0,99	0,1902	1,39	1,038	2,20	10,31
0,60	0,0156	1,00	0,200	1,40	1,076	2,25	11,23
0,61	0,0169	1,01	0,210	1,41	1,115	2,30	12,87
0,62	0,0183	1,02	1,221	1,42	1,155	2,35	14,33
0,63	0,0198	1,03	0,232	1,43	1,196	2,40	15,93
0,64	0,0215	1,04	0,243	1,44	1,238	2,45	17,66
0,65	0,0232	1,05	0,255	1,45	1,282	2,50	19,53
0,66	0,0250	1,06	0,268	1,46	1,327	2,55	21,56
0,67	0,0270	1,07	0,281	1,47	1,373	2,60	23,76
0,68	0,0291	1,08	0,294	1,48	1,420	2,65	26,14
0,69	0,0313	1,09	0,308	1,49	1,469	2,70	28,70
0,70	0,0336	1,10	0,322	1,50	1,519	2,75	31,46
0,71	0,0361	1,11	0,337	1,52	1,623	2,80	34,42
0,72	0,0387	1,12	0,352	1,54	1,732	2,85	37,61
0,73	0,0415	1,13	0,368	1,56	1,847	2,90	41,02
0,74	0,0444	1,14	0,385	1,58	1,969	2,95	44,68
0,75	0,0475	1,15	0,402	1,60	2,097	3,0	48,60
0,76	0,0507	1,16	0,420	1,62	2,232	3,5	105,1
0,77	0,0541	1,17	0,438	1,64	2,373	4,0	200,1
0,78	0,0577	1,18	0,457	1,66	2,521	4,5	369,0
0,79	0,0615	1,19	0,477	1,68	2,677	5,0	625
0,80	0,0655	1,20	0,498	1,70	2,840	6,0	1 555
0,81	0,0697	1,21	0,519	1,72	3,011	7,0	3,361
0,82	0,0741	1,22	0,541	1,74	3,190	8,0	6 554
0,83	0,0788	1,23	0,563	1,76	3,378	9,0	11 810
0,84	0,0836	1,24	0,586	1,78	3,574	10,0	20 000
0,85	0,0887	1,25	0,610	1,80	3,779		
0,86	0,0941	1,26	0,635	1,82	3,994		
0,87	0,0997	1,27	0,661	1,84	4,218		

Pentru exponentul hidraulic $x = 4{,}50$

0,20	0,0000	0,40	0,0012	0,60	0,0109	0,64	0,0156
0,25	0,0001	0,45	0,0023	0,61	0,0120	0,65	0,0170
0,30	0,0002	0,50	0,0040	0,62	0,0131	0,66	0,0185
0,35	0,0006	0,55	0,0068	0,63	0,0143	0,67	0,0201

Tabelul 9.4 (continuare)

ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)	ξ	φ(ξ)
0,68	0,0218	1,04	0,226	1,40	1,157	2,05	9,425
0,69	0,0236	1,05	0,238	1,41	2,203	2,10	10,76
0,70	0,0256	1,06	0,250	1,42	1,251	2,15	12,25
0,71	0,0276	1,07	0,264	1,43	1,300	2,20	13,90
0,72	0,0298	1,08	0,278	1,44	1,351	2,25	15,73
0,73	0,0322	1,09	2,929	1,45	1,403	2,30	17,75
0,74	0,0347	1,10	0,307	1,46	1,457	2,35	19,98
0,75	0,0374	1,11	0,323	1,47	1,513	2,40	22,43
0,76	0,0402	1,12	0,339	1,48	1,571	2,45	25,12
0,77	0,0432	1,13	0,356	1,49	1,680	2,50	28,08
0,78	0,0464	1,14	0,374	1,50	1,691	2,55	31,30
0,79	0,0497	1,15	0,392	1,52	1,819	2,60	34,83
0,80	0,0533	1,16	0,411	1,54	1,954	2,65	38,68
0,81	0,0571	1,17	0,431	1,56	2,098	2,70	42,87
0,82	0,0610	1,18	0,452	1,58	2,250	2,75	47,42
0,83	0,0652	1,19	0,473	1,60	2,412	2,80	52,36
0,84	0,0697	1,20	0,496	1,62	2,582	2,85	57,71
0,85	0,0744	1,21	0,519	1,64	2,762	2,90	63,51
0,86	â,0793	1,22	0,548	1,66	2,953	2,95	69,77
0,87	0,0845	1,23	0,568	1,68	3,154	3,0	76,53
0,88	0,0900	1,24	0,594	1,70	3,366	3,5	178,8
0,89	0,0958	1,25	0,620	1,72	3,590	4,0	372,4
0,90	0,1018	1,26	0,648	1,74	3,825	4,5	711,7
0,91	0,1082	1,27	0,677	1,76	4,073	5,0	1 371
0,92	0,1140	1,28	0,707	1,78	4,335	6,0	3 463
0,93	0,1220	1,29	0,738	1,80	3,609	7,0	8 085
0,94	0,1294	1,30	0,770	1,82	4,898	8,0	16 850
0,95	0,1371	1,31	0,808	1,84	5,202	9,0	32 210
0,96	0,1453	1,32	0,837	1,86	5,520	10,0	57 500
0,97	0,1538	1,33	0,873	1,88	5,885		
0,98	0,1627	1,34	0,909	1,90	6,205		
0,99	0,1721	1,35	0,947	1,92	6,573		
1,00	0,182	1,36	0,986	1,94	6,959		
1,01	0,192	1,37	1,027	1,96	7,363		
1,02	0,203	1,38	1,059	1,98	7,786		
1,03	0,214	1,39	1,112	2,00	8,228		

Metoda lui B. T. Emțev pentru calculul curbei suprafeței libere în canale cu fund orizontal ($i = 0$). La propunerea lui B. T. Emțev, calculul curbei suprafeței libere (atît remu pozitiv cît și remu negativ) în albiile cu pantă nulă se efectuează cu ajutorul ecuației generale, avînd forma (în transcrierea lui B. T. Emțev)

$$\bar{\zeta}\frac{l}{h_{cr}} = \eta_1\left[\frac{m}{2(2m+1)}\cdot\eta_1^{\frac{3m+2}{m}} - 1\right] - \eta_2\left[\frac{m}{2m+1}\,\eta_2^{\frac{3m+2}{m}} - 1\right].$$

Această ecuație poate fi scrisă și altfel

$$\bar{\zeta}\frac{l}{h_{cr}} = \frac{m}{4m+2}\left(\eta_1^{\frac{4m+2}{2}} - \eta_2^{\frac{4m+2}{m}}\right) - (\eta_1 - \eta_2).$$

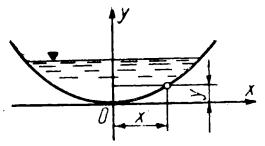


Fig. 9.17, *a*.

La stabilirea ecuației de mai sus s-a considerat că forma secțiunii transversale a albiei poate fi descrisă cu ecuația $y = ax^m$, în care x și y sînt coordonatele conturului secțiunii transversale (fig. 9.17, *a*), iar coeficientul a și exponentul m sînt parametrii corespunzători.

În aceste formule s-au adoptat următoarele notații: $\bar{\zeta} = gP/C^2B$, unde g, P, C și B sînt, respectiv, accelerația gravitației, perimetrul udat, coeficientul Chézy $C = \frac{1}{n}R^y$ și lățimea secțiunii de curgere la oglinda apei; l — distanța dintre prima și a doua secțiune a tronsonului de calcul; h_{cr} — adîncimea critică; m — exponentul din ecuația $y = ax^m$, care descrie forma secțiunii transversale; η_1 și η_2 — raportul dintre adîncimea efectivă a curentului h și secțiunea dată (*1* și *2*) și adîncimea critică h_{cr}.

Pentru albia dreptunghiulară $m = 0{,}0$ și ecuația de bază capătă forma

$$\bar{\zeta}\frac{l}{h_{cr}} = \frac{1}{4}(\eta_1^4 - \eta_2^4) - (\eta_1 - \eta_2).$$

Pentru albia parabolică $m = 2$ și ecuația devine

$$\bar{\zeta}\frac{l}{h_{cr}} = \frac{1}{5}(\eta_1^5 - \eta_2^5) - (\eta_1 - \eta_2).$$

Pentru profilul triunghiular $m = 1$ și ecuația de bază are expresia

$$\bar{\zeta}\frac{l}{h_{cr}} = \frac{1}{6}(\eta_1^6 - \eta_2^6) - (\eta_1 - \eta_2).$$

Pentru profilul trapezoidal ecuația de bază este mai complicată. În acest caz se introduce parametrul adimensional $\varepsilon = m_0h/b$ (aici m_0 este coeficientul de taluz, h și b — adîncimea și lățimea la fund a canalului). Astfel, pentru profilul trapezoidal rezultă următoarea ecuație de bază

$$\frac{A_t m_0}{b}\bar{\zeta}_t l = A_t\left[2{,}3\log\frac{1+\varepsilon_1}{1+\varepsilon_2} - 2(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)\right] + f_t(\varepsilon_1) - f(\varepsilon_2),$$

în care

$$A_t = \frac{Q^2m_0^3}{gb^5};\quad \bar{\zeta}_t = \frac{gP}{C^2B}\quad \text{și}\quad f(\varepsilon) = \frac{15 + 24\varepsilon + 10\varepsilon^2}{60}\varepsilon^4.$$

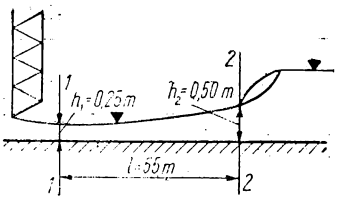


Fig. 9.17, *b*.

În ecuațiile prezentate parametrii $\bar{\zeta}$ și $\bar{\zeta}_t$ pot fi calculați cu adîncimile medii între cea corespunzătoare secțiunii inițiale a tronsonului de calcul și cea critică.

Folosirea ecuațiilor lui B. T. Emțev pentru profilele dreptunghiular, parabolic și triunghiular nu necesită tabele auxiliare și de aceea prezintă un mare interes sub aspect practic.

Exemplu. Să se determine distanța la care se formează saltul hidraulic (fig. 9.17, *b*) în albia dreptunghiulară cînd $B \gg h$, dacă adîncimea în secțiunea inițială este $h_1 = 0{,}25$ m, adîncimea în secțiunea finală $h_2 = 0{,}5$ m (înainte de salt) și adîncimea critică $h_{cr} = 0{,}75$ m. Albia este betonată ($n = 0{,}02$).

Rezolvare. Cînd $B \gg h$, $P = B$.

1. Se determină

$$\bar{\zeta} = \frac{g}{C_{cr}^2} = \frac{9{,}81}{47{,}5^2} = 0{,}0045;$$

2. Se calculează

$$\eta_1 = \frac{0{,}25}{0{,}75} = \frac{1}{3}\quad \text{și}\quad \eta_2 = \frac{0{,}50}{0{,}75} = \frac{2}{3}$$

$$\eta_1^4 = 1/81\quad \text{și}\quad \eta_2^4 = 16/81;$$

3. Distanța la care se formează saltul hidraulic

$$l = \frac{h_{cr}}{\zeta}\left[\frac{1}{4}(\eta_1^4 - \eta_2^4) - (\eta_1 - \eta_2)\right] =$$

$$= \frac{0{,}75}{0{,}0045}\left[\frac{1}{4}\left(\frac{1}{81} - \frac{16}{81}\right) - \left(\frac{1}{3} - \frac{2}{3}\right)\right] \approx$$

$$\approx 166\left[-\frac{1}{320} + \frac{1}{3}\right] \approx 55 \text{ m};$$

4. Construirea curbelor de remu pozitiv sau negativ după ecuația de bază se efectuează în aceeași succesiune de calcul și cu alte metode și anume, se dau valori η_1', η_2'', ..., η_n pentru η_2 cunoscut și se calculează distanțele corespunzătoare l_1, l_2, ..., l_n.

Apoi, pentru șirul de adîncimi $h' = \eta_1'h_{cr}$, $h'' = \eta_1''h_{cr}$, ..., $h_n = \eta_nh_{cr}$ și distanțele corespunzătoare l_1, l_2, ..., l_n se construiește curba suprafeței libere a curentului.

Observație. Ecuația lui B. T. Emțev pentru albii dreptunghiulare

$$\bar{\zeta}\frac{l}{h_{cr}} = \frac{1}{4}(\eta_1^4 - \eta_2^4) - (\eta_1 - \eta_2)$$

poate fi scrisă sub forma următoare

$$\bar{\zeta}\frac{l}{h_{cr}} = \eta_2 - \eta_1 - 0{,}25(\eta_2^4 - \eta_1^4)$$

și deoarece $\overline{\zeta} = \frac{gP}{C^2B}$ reprezintă panta critică $\overline{\zeta} = i_{cr}$, ecuația capătă forma următoare

$$i_{cr}\frac{l}{h_{cr}} = \eta_2 - \eta_1 - 0{,}25(\eta_2^4 - \eta_1^4),$$

care coincide cu ecuația Bahmeteev pentru albia cu pantă nulă la un exponent hidraulic al albiei egal cu $x = 3{,}0$ (vezi formula (9.23)).

Canal cu pantă negativă ($i < 0$). În acest caz, ecuația de bază, ca rezultat al integrării după metoda lui Bahmeteev capătă forma

$$\frac{i'l}{h_0'} = -\zeta_2 + \zeta_1 + (1 + j_{med})[\varphi(\zeta_2) - \varphi(\zeta_1)] \quad (9.25)$$

unde: i este panta fundului (valoarea ei absolută, adică cu semnul plus); h_0' — adîncimea mișcării uniforme pentru debitul dat în ipoteza că albia are o pantă pozitivă, egală numeric cu panta negativă efectivă; ζ_2 și ζ_1 — adîncimile „relative" $\zeta_2 = h_2/h_0'$ și respectiv, $\zeta_1 = h_1/h_0'$ pentru secțiunile finală și inițială ale tronsonului dat cu lungimea l (fig. 9.18); j_{med}, ca și pentru $i > 0$, este egal cu $\left(\frac{\alpha C^2 i}{g}\frac{B}{P}\right)_{med}$; $\varphi(\zeta_2)$ și $\varphi(\zeta_1)$ — funcțiile care reprezintă

$$\int \frac{d\zeta}{1 + \zeta^x} + C.$$

Valorile $\varphi(\zeta)$ sînt prezentate în tabelul 9.5.

b) **Metoda lui N. N. Pavlovski**

Pentru integrarea ecuației diferențiale de bază a mișcării neuniforme, N. N. Pavlovski a adoptat drept variabilă independentă raportul $x = \frac{K}{K_0}$, care reprezintă caracteristica (modulul) de debit relativ, obținînd în cazul albiilor cu pantă pozitivă, $i > 0$, ecuația

$$ail = x_2 - x_1 - (1 - j_{med})[\pi(x_2) - \pi(x_1)], \quad (9.26)$$

în care: i este panta fundului; l — lungimea sectorului dat; x_1 și x_2 sînt egale cu K_2/K_0 și respectiv, K_1/K_0, adică modulii (caracteristicile)

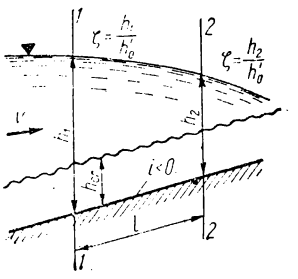


Fig. 9.18.

Tabelul 9.5

Valorile funcției $\varphi(\zeta)$ pentru albia cu panta inversă a fundului ($i < 0$)

ζ	$\varphi(\zeta)$	ζ	$\varphi(\zeta)$	ζ	$\varphi(\zeta)$	ζ	$\varphi(\zeta)$
Pentru exponentul hidraulic $x = 2{,}00$							
0	0	0,81	0,680	1,14	0,851	1,47	0,973
0,05	0,050	0,82	0,686	1,15	0,855	1,48	0,977
0,10	0,099	0,83	0,692	1,16	0,859	1,49	0,980
0,15	0,148	0,84	0,698	1,17	0,864	1,50	0,983
0,20	0,196	0,85	0,704	1,18	0,868	1,55	0,997
0,25	0,244	0,86	0,710	1,19	0,872	1,60	1,012
0,30	0,291	0,87	0,715	1,20	0,876	1,65	1,026
0,35	0,336	0,88	0,721	1,21	0,880	1,70	1,039
0,40	0,380	0,89	0,727	1,22	0,884	1,75	1,052
0,45	0,422	0,90	0,732	1,23	0,888	1,80	1,064
0,50	0,463	0,91	0,738	1,24	0,892	1,85	1,075
0,55	0,502	0,92	0,743	1,25	0,896	1,90	1,086
0,60	0,540	0,93	0,749	1,26	0,900	1,95	1,097
0,61	0,547	0,94	0,754	1,27	0,904	2,00	1,107
0,62	0,554	0,95	0,759	1,28	0,908	2,10	1,128
0,63	0,562	0,96	0,764	1,29	0,911	2,20	1,144
0,64	0,569	0,97	0,770	1,30	0,915	2,30	1,161
0,65	0,576	0,98	0,775	1,31	0,919	2,40	1,176
0,66	0,583	0,99	0,780	1,32	0,922	2,50	1,190
0,67	0,590	1,00	0,785	1,33	0,926	2,60	1,204
0,68	0,597	1,01	0,790	1,34	0,930	2,70	1,216
0,69	0,603	1,02	0,795	1,35	0,933	2,80	1,228
0,70	0,610	1,03	0,800	1,36	0,737	2,90	1,239
0,71	0,617	1,04	0,805	1,37	0,940	3,00	1,249
0,72	0,624	1,05	0,810	1,38	0,944	3,5	1,293
0,73	0,630	1,06	0,815	1,39	0,947	4,0	1,324
0,74	0,637	1,07	0,819	1,40	0,951	4,5	1,351
0,75	0,643	1,08	0,824	1,41	0,954	5,0	1,373
0,76	0,649	1,09	0,828	1,42	0,957	6,0	1,405
0,77	0,656	1,10	0,833	1,43	0,960	8,0	1,447
0,78	0,662	1,11	0,837	1,44	0,964	10,0	1,471
0,79	0,668	1,12	0,842	1,45	0,967		
0,80	0,674	1,13	0,846	1,46	0,970		
Pentru exponentul hidraulic $x = 2{,}50$							
0	0	0,69	0,626	0,90	0,760	1,11	0,864
0,05	0,050	0,70	0,638	0,91	0,766	1,12	0,868
0,10	0,100	0,71	0,640	0,92	0,771	1,13	0,872
0,15	0,150	0,72	0,648	0,93	0,777	1,14	0,876
0,20	0,198	0,73	0,655	0,94	0,782	1,15	0,880
0,25	0,246	0,74	0,662	0,95	0,787	1,16	0,884
0,30	0,295	0,75	0,668	0,96	0,793	1,17	0,888
0,35	0,342	0,76	0,675	0,97	0,798	1,18	0,892
0,40	0,389	0,77	0,681	0,98	0,803	1,19	0,896
0,45	0,434	0,78	0,688	0,99	0,809	1,20	0,900
0,50	0,477	0,79	0,694	1,00	0,813	1,21	0,904
0,55	0,518	0,80	0,700	1,01	0,817	1,22	0,908
0,60	0,558	0,81	0,706	1,02	0,823	1,23	0,912
0,61	0,566	0,82	0,712	1,03	0,827	1,24	0,916
0,62	0,574	0,83	0,718	1,04	0,831	1,25	0,919
0,63	0,581	0,84	0,724	1,05	0,836	1,26	0,923
0,64	0,589	0,85	0,730	1,06	0,841	1,27	0,927
0,65	0,596	0,86	0,736	1,07	0,846	1,28	0,930
0,66	0,604	0,87	0,742	1,08	0,851	1,20	0,934
0,67	0,611	0,88	0,748	1,09	0,856	1,30	0,937
0,68	0,619	0,89	0,754	1,10	0,860	1,31	0,940

Tabelul 9.5 (continuare)

ζ	φ(ζ)	ζ	φ(ζ)	ζ	φ(ζ)	ζ	φ(ζ)
1,32	0,943	1,44	0,980	1,80	1,064	2,70	0,174
1,33	1,947	1,45	0,983			2,80	1,181
1,34	0,951	1,46	0,986	1,85	1,073	2,90	1,188
1,35	0,954	1,47	0,989	1,90	1,082	3,00	1,194
1,36	0,957	1,48	0,991	1,95	1,090	3,50	1,218
1,37	0,960	1,49	0,994	2,00	1,098	4,00	1.237
1,38	0,963	1,50	0,997	2,10	1,112	4,50	1,251
1,39	0,966	1,55	1,010	2,20	1,125	5,00	1,260
1,40	0,969	1,60	1,022	2,30	1,137	6,00	1,272
1,41	0,972	1,65	1,033	2,40	1,148	8,00	1,290
1,42	0,975	1,70	1,044	2,50	1,157	10,00	1,298
1,43	0,978	1,75	1,054	2,60	1,166		

Pentru exponentul hidraulic $\varkappa = 3{,}00$

0		0,81	0,727	1,14	0,899	1,47	1,003
0,05	0,050	0,82	0,733	1,15	0,903	1,48	1,005
0,10	0,100	0,83	0,740	1,16	0,907	1,49	1,007
0,15	0,150	0.84	0,746	1,17	0,911	1,50	1,009
0,20	0,199	0,85	0,752	1,18	0,915	1,55	1,020
0,25	0,248	0,86	0,758	1,19	0,918	1,60	1,030
0,30	0,297	0,87	0,764	1,20	0,921	1,65	1,039
0,35	0,346	0,88	0,770	1,21	0,925	1,70	1,048
0,40	0,393	0,89	0,776	1,22	0,929	1,75	1,057
0,45	0,440	0,90	0,781	1,23	0,932	1,80	1,065
0,50	0,485	0,91	0,787	1,24	0,935	1,85	1,072
0,55	0,528	0,92	0,793	1,25	0,938	1,90	1,079
0,60	0,571	0,93	0,799	1,26	0,942	1,95	1,085
0,61	0,579	0,94	0,804	1,27	0,945	2,00	1,090
0,62	0,587	0,95	0,809	1,28	0,948	2,10	1,100
0,63	0,595	0,96	0,815	1,29	0,952	2,20	1,109
0,64	0,602	0,97	0,820	1,30	0,955	2,30	1,117
0,65	0,610	0,98	0,825	1,31	0,958	2,40	1,124
0,66	0,618	0,99	0,830	1,32	0,961	2,50	1,131
0,67	0,826	1,00	0,834	1,33	0,964	2,60	1,137
0,68	0,634	1,01	0,840	1,34	0,967	2,70	1,142
0,69	0,641	1,02	0,845	1,35	0,970	2,80	1,146
0,70	0,649	1,03	0,850	1,36	0,973	2,90	1,150
0,71	0,657	1,04	0,855	1,37	0,976	3,00	1,154
0,72	0,664	1,05	0,859	1,38	0,979	3,50	1,165
0,73	0,672	1,06	0,864	1,39	0,981	4,00	1,176
0,74	0,679	1,07	0,869	1,40	0,984	4,50	1,183
0,75	0,686	1,08	0,873	1,41	0,986	5,00	1,188
0,76	0,693	1,09	0,877	1,42	0,989	6,00	1,195
0,77	0,700	1,10	0,881	1,43	0,992	8,00	1,201
0,78	0,707	1,11	0,886	1,44	0,995	10,00	1,203
0,79	0,713	1,12	0,891	1,45	0,997		
0,80	0,720	1,13	0,895	1,46	1,000		

Pentru exponentul hidraulic $\varkappa = 3{,}50$

0	0	0,40	0,396	0,64	0,613	0,72	0,676
0,05	0,050	0,45	0,444	0,65	0,621	0,73	0,683
0,10	0,100	0,50	0,490	0,66	0,630	0,74	0,691
0,15	0,150	0,55	0,534	0,67	0,638	0,75	0,698
0,20	0,200	0,60	0,579	0,68	0,646	0,76	0,705
0,25	0,250	0,61	0,588	0,69	0,653	0,77	0,712
0,30	0,299	0,62	0,596	0,70	0,661	0,78	0,720
0,35	0,348	0,63	0,605	0,71	0,668	0,79	0,727

Tabelul 9.5 (continuare)

ζ	φ(ζ)	ζ	φ(ζ)	ζ	φ(ζ)	ζ	φ(ζ)
0,80	0,734	1,05	0,875	1,30	0,966	1,75	1,053
0,81	0,714	1,06	0,879	1,31	0,969	1,80	1,059
0,82	0,748	1,07	0,884	1,32	0,972	1,85	1,065
0,83	0,755	1,08	0,888	1,33	0,974	1,90	1,070
0,84	0,761	1,09	0,892	1,34	0,977	1,95	1,074
0,85	0,767	1,10	0,897	1,35	0,980	2,00	1,078
0,86	0,774	1,11	0,901	1,36	0,983	2,10	1,085
0,87	0,778	1,12	0,905	1,37	0,986	2,20	1,092
0,88	0,780	1,13	0,909	1,38	0,989	2,30	1,097
0,89	0,792	1,14	0,913	1,39	0,991	2,40	1,102
0,90	0,798	1,15	0,917	1,40	0,993	2,50	1,106
0,91	0,804	1,16	0,921	1,41	0,995	2,60	1,110
0,92	0,810	1,17	0,925	1,42	0,998	2,70	1,113
0,93	0,815	1,18	0,928	1,43	1,001	2,80	1,116
0,94	0,820	1,19	0,931	1,44	1,003	2,90	1,119
0,95	0,826	1,20	0,935	1,45	1,005	3,00	1,121
0,96	0,831	1,21	0,939	1,46	1,007	3,50	1,129
0,97	0,837	1,22	0,943	1,47	1,009	4,00	1,134
0,98	0,842	1,23	0,946	1,48	1,010	4,50	1,137
0,99	0,847	1,24	0,949	1,49	1,012	5,00	1,139
1,00	0,851	1,25	0,952	1,50	1,014	6,00	1,142
1,01	0,856	1,26	0,925	1,55	1,023	8,00	1,144
1,02	0,862	1,27	0,958	1,60	1,042	10,0	1,145
1,03	0,866	1,28	0,961	1,65	1,040		
1,04	0,871	1,29	0,964	1,70	1,047		

Pentru exponentul hidraulic $\varkappa = 4{,}00$

0	0	0,81	0,753	1,14	0,927	1,47	1,013
0,05	0,050	0,82	0,760	1,15	0,930	1,48	1,014
0,10	0,100	0,83	0,766	1,16	0,935	1,49	1,015
0,15	0,150	0,84	0,773	1,17	0,938	1,50	1,019
0,20	0,200	0,85	0,780	1,18	0,942	1,55	1,028
0,25	0,250	0,86	0,786	1,19	0,946	1,60	1,034
0,30	0,300	0,87	0,792	1,20	0,949	1,65	1,040
0,35	0,349	0,88	0,799	1,21	0,952	1,70	1,046
0,40	0,397	0,89	0,805	1,22	0,955	1,75	1,051
0,45	0,446	0,90	0,811	1,23	0,958	1,80	1,056
0,50	0,493	0,91	0,817	1,24	0,961	1,85	1,060
0,55	0,539	0,92	0,823	1,25	0,964	1,90	1,064
0,60	0,585	0,93	0,829	1,26	0,967	1,95	1,067
0,61	0,594	0,94	0,835	1,27	0,970	2,00	1,070
0,62	0,603	0,95	0,840	1,28	0,973	2,10	1,075
0,63	0,612	0,96	0,846	1,29	0,975	2,20	1,079
0,64	0,620	0,97	0,851	1,30	0,978	2,30	1,083
0,65	0,629	0,98	0,857	1,31	0,981	2,40	1,086
0,66	0,638	0,99	0,861	1,32	0,984	2,50	1,089
0,67	0,646	1,00	0,867	1,33	0,986	2,60	1,091
0,68	0,654	1,01	0,872	1,34	0,989	2,70	1,093
0,69	0,662	1,02	0,876	1,35	0,991	2,80	1,095
0,70	0,670	1,03	0,881	1,36	0,993	2,90	1,097
0,71	0,678	1,04	0,887	1,37	0,995	3,00	1,098
0,72	0,686	1,05	0,891	1,38	0,997	3,50	1,102
0,73	0,694	1,06	0,895	1,39	0,998	4,00	1,105
0,74	0,702	1,07	0,900	1,40	1,000	4,50	1,107
0,75	0,709	1,08	0,904	1,41	1,002	5,00	1,109
0,76	0,717	1,09	0,908	1,42	1,004	6,00	1,110
0,77	0,724	1,10	0,912	1,43	1,006	8,00	1,110
0,78	0,731	1,11	0,916	1,44	1,008	10,00	1,110
0,79	0,738	1,12	0,920	1,45	1,010		
0,80	0,746	1,13	0,924	1,46	1,012		

de debit relativi pentru secțiunile finală și inițială, K_2 fiind caracteristica (modulul) de debit la adîncimea h_2 iar K_1 — la adîncimea h_1, K_0' la adîncimea h_0' a mișcării uniforme; $\pi(\varkappa_2)$ și $\pi(\varkappa_1)$ — funcțiile Pavlovski

$$\pi(\varkappa) = \int \frac{d\varkappa}{\varkappa^2 - 1} + C;$$

$$j_{med} = \left(\frac{\alpha C^2 i}{g}\frac{P}{B}\right)_{med}; \quad a = \frac{\varkappa_2 - \varkappa_1}{h_2 - h_1}.$$

Mărimea a se consideră constantă și egală cu valoarea ei medie în limitele întregii curbe de remu. În calculele de precizie, de exemplu, la construirea curbei de remu negativ în cazul $i < i_{cr}$ și $h_{cr} < h < h_0$ și la construirea curbei suprafeței libere pe canale rapide, mărimea a se consideră constantă numai în limitele unui singur sector.

Valorile funcției $\pi(\varkappa)$ sînt identice cu valorile funcției $\varphi(\eta)$ pentru exponentul hidraulic al albiei $\varkappa = 2{,}0$. De aceea, cînd se efectuează calcule cu ecuația N. N. Pavlovski (9.26) se folosește tabelul 9.2 al valorilor funcțiilor $\varphi(\eta)$ pentru $\varkappa = 2{,}0$.

Ecuația (9.26) a academicianului N. N. Pavlovski este la fel de generală ca și ecuația (9.20) și este aplicabilă pentru albiile cu orice formă a profilului transversal la construirea suprafeței libere de orice tip.

Exemplu. Să se calculeze curba de remu pentru canalul de secțiune dreptunghiulară cunoscînd următoarele date: debitul specific $q = 6{,}22$ m³/s·m; panta fundului $i = 0{,}0004$; coeficientul de rugozitate $n = 0{,}02$; adîncimea normală $h_0 = 3$ m. În secțiunea a–a construcția de retenție crează adîncimea $H = 6{,}0$ m (vezi exemplul anterior).

Rezolvare. Pentru construirea curbei de remu se calculează distanțele de la secțiunea a–a pînă la secțiunile în care adîncimile vor fi egale respectiv cu $h_1' = 5{,}0$ m; $h_1'' = 4$ m și $h_1''' = 3{,}5$ m.

Calculele se efectuează cu formula N. N. Pavlovski (9.26)

$$l = \frac{1}{ai}\{\varkappa_2 - \varkappa_1 - (1 - j_{med})[\varphi(\varkappa_2) - \varphi(\varkappa_1)]\}.$$

Se prezintă calculul amănunțit pentru sectorul *I*; pentru celelalte sectoare, calculele se dau sub formă tabelară.

Se calculează succesiv

1. $\varkappa_2 = \dfrac{K_2}{K_0}$ și $\varkappa_1 = \dfrac{K_1}{K_0}$.

Caracteristica (modulul) de debit K_0 la adîncimea $h_0 = 3$ m va fi egal cu

$$K_0 = \omega_0 C_0 \sqrt{R_0} = h_0 B \frac{1}{n} h_0^{2/3} = 3B \frac{1}{0{,}02} \cdot 3^{2/3} = 312B \text{ m}^3/\text{s},$$

analog

$$K_1 = \frac{5\sqrt{5}}{0{,}02} B = 730 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$K_2 = \frac{6\sqrt{6}}{0{,}02} B = 990B \text{ m}^3/\text{s}.$$

Rezultă

$$\varkappa_2 = \frac{990}{312} = 3{,}17 \quad \text{și} \quad \varkappa_1 = \frac{730}{312} = 2{,}34;$$

2. În continuare se determină

$$a = \frac{\varkappa_2 - \varkappa_1}{h_2 - h_1} = \frac{3{,}17 - 2{,}34}{6 - 5} = 0{,}83.$$

3. Se calculează j_{med} pentru $B \approx P$ cu formula

$$j_{med} = \frac{\alpha C_{med}^2 i}{g},$$

în care

$$C_{med} = \frac{C_1 + C_2}{2},$$

$$C_1 = \frac{1}{n} R^{1/6} = \frac{\sqrt[3]{\sqrt{6}}}{0{,}02} = 67{,}3;$$

$$C_2 = \frac{\sqrt[3]{\sqrt{5}}}{0{,}02} = 65{,}2;$$

$$C_{med} = \frac{67{,}3 + 65{,}2}{2} = 66{,}22.$$

Prin urmare,

$$j_{med} = \frac{1{,}10 \cdot 66{,}22^2 \cdot 0{,}0004}{9{,}81} = 0{,}197;$$

4. Din tabelul 9.3, pentru $\varkappa = 2{,}0$, se află $\varphi(\varkappa_2) = \varphi(3{,}17) = 0{,}328$; $\varphi(\varkappa_1) = \varphi(2{,}34) = 0{,}457$.

Rezultă

$$l_1 = \frac{1}{0{,}83 \cdot 0{,}0004}[3{,}17 - 2{,}34 - (1 - 0{,}197)(0{,}328 - 0{,}457)] = 2\,820 \text{ m}.$$

Nr. sectorului	h_1, m	h_2, m	K_1/B	K_2/B	$\varkappa_1$	$\varkappa_2$	a
I	5	6	990	730	3,17	2,34	0,83
II	4	6	900	604	3,17	1,61	0,78
III	3,5	6	900	402	3,17	1,29	0,74

Nr. sectorului	C_1	C_2	C_{med}	$j_{med} = \dfrac{\alpha C^2 i}{g}$	$\varphi(\varkappa_1)$	$\varphi(\varkappa_2)$	l, m
I	65,2	67,3	66,22	0,197	0,457	0,328	2 820
II	63,0	67,3	65,15	0,191	0,727	0,328	5 060
III	61,5	67,3	64,40	0,186	1,033	1,328	8 290

c) Metode simple de calcul al curbelor de remu pozitiv

Cînd este necesar să se construiască rapid curbe de remu în albii cu pante mici, $i < i_{cr}$, se poate folosi una din următoarele metode aproximative de calcul:

Metoda I. Curba de remu se consideră o dreaptă orizontală AB (fig. 9.19).

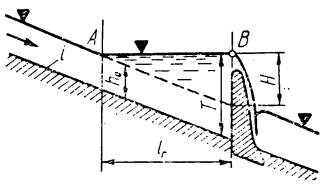


Fig. 9.19.

Lungimea curbei de remu rezultă

$$l_r = \frac{H}{i}, \tag{9.27}$$

unde: $H = T - h_0$.

Această metodă se folosește în practică la determinarea în primă aproximație a lungimii lacurilor de acumulare de mare cădere.

Metoda a 2-a. Curba de remu AB se consideră arc de cerc (fig. 9.20). Lungimea curbei de remu rezultă

$$l_r \approx 2\,l = \frac{2H}{i}\cdot \tag{9.28}$$

Metoda a 3-a. Curba de remu se consideră o parabolă (în loc de circumferință) cu vîrful în punctul B (la baraj). Racordarea are loc în punctul A, iar lungimea curbei de remu este egală cu

$$l_r \approx 2l = \frac{2H}{i}\cdot \tag{9.29}$$

Metoda a 4-a. Curba de remu se consideră o parabolă. Racordarea curbei de remu la linia nivelului apei în amonte se consideră în secțiunea A (fig. 9.20, *a*), adică în secțiunea de intersecție a dreptei orizontale care trece prin punctul B (la baraj) și fundul albiei. Lungimea curbei de remu rezultă

$$l_r = \frac{h_0 + H}{i}\cdot \tag{9.30}$$

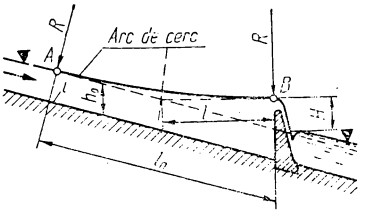


Fig. 9.20.

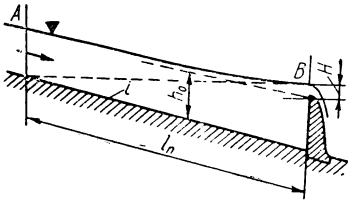


Fig. 9.20, *a*.

Calculul punctelor intermediare în lungul curbei AB se poate efectua cu orice metodă cunoscută de construcție a parabolei.

Metodele simple prezentate pot servi doar în calculele orientative în cazul examinării acumulărilor pe cursurile de apă naturale.

9.3. MIȘCAREA NEUNIFORMĂ A APEI ÎN CANALE CU ADÎNCIME CONSTANTĂ ȘI LĂȚIME VARIABILĂ (METODA LUI V. D. JURIN)

O soluție completă și definitivă a problemei privind mișcarea apei în canale cu adîncime constantă a fost dată de V. D. Jurin în anul 1947.

Ecuația de bază are forma

$$\mu \frac{db}{ds} = 1 - i\frac{K^2}{Q^2}$$

sau

$$\mu \frac{db}{ds} = 1 - \eta^2, \tag{9.31}$$

în care: $\mu = \frac{\alpha}{g}\frac{hC^2}{P}$ [pentru $C \approx \text{const}$; $\mu = \varphi(b)$], iar $\eta = \frac{K}{K_0}$.

Formele posibile ale canalului sînt sintetizate de V. D. Jurin în tabelul 9.6.

Stabilirea formei în plan a canalului poate fi făcută folosind diverse metode de integrare a ecuației de bază. Se prezintă metoda „mărimilor unitare și reduse".

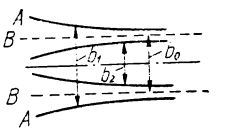
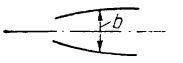
Pentru canale orizontale ($i = 0$). Distanța dintre secțiunile cu lățimea la fund b și b_1 se determină direct din ecuația Jurin (9.32), fără nici un fel de aproximări succesive

$$L_{1-2} = s_2 - s_1 = \frac{a}{g} hC_n^2 \sqrt[3]{n}(\sigma_2 - \sigma_1)_{n=const} \tag{9.32}$$

în care: $C_n = 1/n$ este coeficientul Chézy (calculat cu formula lui Pavlovski: $C = \frac{1}{n}R^y$ cînd $R = 1{,}0$ m); σ_2 și σ_1 — funcțiile „lățimii relative" a canalului la fund

$$\sigma = f(\beta) = \int \psi(\beta)\,d\beta + C.$$

Configurația în plan a canalului pentru mișcare neuniformă și adîncime constantă *Tabelul 9.6*

Panta	Formula	Zona	Variabilele b	Variabilele $\eta = \frac{K}{K_0}$	Semnul derivatei $\frac{db}{ds}$	Forma albiei	Schema în plan
$i > 0$	$\mu\frac{db}{ds} = 1 - \eta^2$	A	$b > b_0$	$\eta > 1$	(−)	Se îngustează	
		B	$b = b_0$	$\eta = 1$	0	Constantă	
			$b < b_0$	$\eta < 1$	(+)	Se lărgește	
$i = 0$	$\mu\frac{db}{ds} = 1{,}0$	—	Mișcarea uniformă este imposibilă		(+)	Se lărgește	
$i < 0$	$\mu\frac{db}{ds} = 1 + \eta^2$	—			(+)	Se lărgește	

Valorile funcțiilor σ_2 și σ_1 sînt date în tabelul 9.7, unde $\beta = b/h$.

Succesiunea calculelor. Fiind dată adîncimea constantă h a canalului și lățimile b_2 și b_1 pentru cele două secțiuni examinate, se calculează $\beta_2 = b_2/h$ și $\beta_1 = b_1/h$. Cu valorile β_2 și β_1, folosind tabelul 9.7, se determină valorile funcțiilor σ_2 și σ_1 corespunzătoare coeficientului de taluz m. Apoi, cu valoarea coeficientului $C_n = 1/n$, se calculează direct cu ecuația (9.32) distanța între cele două secțiuni.

Tabelul 9.7

Valorile K^2_{pu} $\psi(\beta)$ și σ pentru calculul canalelor cu adîncime constantă și lățime variabilă funcție de lățimea relativă $\beta = b/h$ după metoda lui V. D. Jurin

β	K^2_{pu}	$\psi(\beta)$	σ	β	K^2_{pu}	$\psi(\beta)$	σ
pentru $m = 0{,}0$				pentru $m = 1{,}0$			
0,5	0,029	0,234	0,093	0,5	0,772	0,230	0,108
1,0	0,230	0,2310	0,211	1,0	1,683	0,210	0,212
2,0	1,584	0,198	0,426	2,0	4,765	0,177	0,412
3,0	4,510	0,169	0,607	3,0	9,682	0,151	0,574
4,0	9,250	0,146	0,764	4,0	16,476	0,132	0,715
5,0	16,000	0,128	0,900	5,0	25,233	0,117	0,840
6,0	24,700	0,114	1,021	6,0	36,022	0,105	0,960
7,0	35,200	0,102	1,128	7,0	48,698	0,095	1,050
8,0	48,00	0,093	1,226	8,0	63,241	0,087	1,141
10,0	78,90	0,078	1,396	10,0	98,552	0,074	1,301
15,0	198,00	0,056	1,727	15,0	221,98	0,054	1,617
20,0	352,00	0,044	1,975	20,0	393,57	0,043	1,856
pentru $m = 1{,}5$				pentru $m = 2{,}0$			
0,5	1,534	0,192	0,089	0,5	2,496	0,161	0,074
1,0	2,770	0,177	0,181	1,0	4,029	0,150	0,152
2,0	6,515	0,152	0,346	2,0	8,481	0,132	0,292
3,0	12,144	0,133	0,488	3,0	14,654	0,118	0,416
4,0	19,671	0,118	0,614	4,0	22,684	0,141	0,532
5,0	29,095	0,106	0,723	5,0	32,723	0,095	0,633
6,0	40,466	0,096	0,824	6,0	44,654	0,087	0,724
7,0	53,810	0,088	0,915	7,0	58,522	0,080	0,807
8,0	69,256	0,081	0,999	8,0	74,81	0,075	0,884
10,0	105,463	0,069	1,150	10,0	111,94	0,065	1,023
15,0	232,19	0,052	1,448	15,0	241,38	0,049	1,304
20,0	407,49	0,041	1,677	20,0	419,69	0,040	1,526

Exemplu. Pe sub o stavilă apa curge într-un jgheab orizontal de secțiune dreptunghiulară. Să se stabilească forma în plan a jgheabului, considerînd curentul cu adîncimea constantă $h = 1{,}0$ m. Lățimea jgheabului în secțiunea inițială (contractată) $b = 5$ m, coeficientul de rugozitate a albiei $n = 0{,}02$.

Rezolvare. Pentru construirea formei în plan a jgheabului se determină, cu formula lui V. D. Jurin, distanțele l_1 și l_2 de la secțiunea inițială (contractată) pînă la secțiunile în care lățimea este egală cu 6 și, respectiv, cu 7 m.

1. Cu formula (9.32) se obține (introducînd $h = 1{,}0$ m și $n = 0{,}02$)

$$l = \frac{a}{g} h \frac{1}{n^2} \sqrt[3]{h}(\sigma_2 - \sigma_1) = \frac{1{,}10}{9{,}81} \cdot \frac{1}{0{,}02^2}(\sigma_2 - \sigma_1) =$$

$$= 280(\sigma_2 - \sigma_1);$$

2. Folosind tabelul 9.7, se află valorile $\sigma = f(\beta)$ pentru $m = 0$;

Nr. secțiunii	$\beta = b/h$	$\sigma = f(\beta)$ (din tabelul 9.7)
I — I	$\beta = b/h = 5$	0,900
II — II	$\beta = b/h = 6$	1,021
III — III	$\beta = 7$	1,128

3. Rezultă

$$l_1 = 280(1{,}021 - 0{,}9) = 33{,}9 \text{ m}$$

$$l_2 = 280(1{,}128 - 0{,}9) = 63{,}8 \text{ m}.$$

Forma în plan a jgheabului este arătată în fig. 9.21.

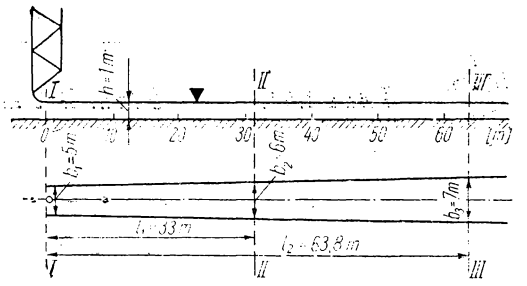


Fig. 9.21.

Pentru canale înclinate ($i \gtrless 0$). La canale în pantă, distanța L dintre două secțiuni se determină cu metoda însumării după ecuația (9.33)

$$\Delta s = haP\frac{\psi(\beta)}{P - K_{pu}^2}\Delta\beta = \frac{\alpha Q^2}{gih^4}\frac{\psi(\beta)}{P - K_{pu}^2}\Delta\beta, \quad (9.33)$$

în care: $P = \dfrac{Q^2}{ih^{5,34}C_n^2}$ este o mărime constantă pentru canalul dat $a = \dfrac{\alpha}{g}C_n^2\sqrt[3]{h}$; valorile $\psi(\beta)$ și K_{pu}^2 se iau din tabelul 9.7.

Calculele de însumare fiind laborioase, V. D. Jurin a propus o metodă de calcul aproximativă. În cele ce urmează se prezintă această metodă numai pentru canale cu pantă pozitivă.

Pentru $i > 0$ ecuația de calcul are forma

$$L_{1-2} = s_2 - s_1 = \frac{\mu_m}{2k}\ln\frac{(1+\eta_2)(1-\eta_1)}{(1-\eta_2)(1+\eta_1)}, \quad (9.34)$$

în care: $\mu_m = \left(\dfrac{\alpha C^2}{gP}h\right)_m$ reprezintă valoarea medie pentru două secțiuni date și se poate calcula fie ca $\mu_m = \dfrac{\mu_1 + \mu_2}{2}$ și unde $\mu_1 = \dfrac{\alpha C_1^2}{gP_1}h$ pentru b_1 și $\mu_2 = \dfrac{\alpha C_2^2}{gP_2}h$ pentru b_2, fie ca $\mu_m = \dfrac{\alpha C^2}{gP}h$, unde C și P se calculează pentru $b_{med} = (b_2 + b_1)/2$; η_2 și η_1 — modulii de debit relativi egali cu $\eta_2 = K_2/K_0$ și respectiv $\eta_1 = K_1/K_0$ (K_2 și K_1 — modulii de debit în secțiunile II și I); k — coeficient determinat cu formula $k = \dfrac{\eta_1 - \eta_2}{b_1 - b_2}$.

Ecuația (9.34) poate fi scrisă și altfel

$$L_{1-2} = s_2 - s_1 = \mu_m\frac{b_1 - b_2}{\eta_1 - \eta_2}[\Phi(\eta_2) - \Phi(\eta_1)], \quad (9.34')$$

în care $\Phi(\eta_1)$ și $\Phi(\eta_2)$ se iau din tabele pentru $\varphi(\eta)$ și pentru exponentul hidraulic al albiei $x = 2$ (tabelul 9.3).

Exemplu. Să se determine distanța dintre secțiunile *I*; *II*; *III* ale canalului rapid de secțiune dreptunghiulară cu adîncime constantă h în următoarele condiții: debitul $Q = 20$ m³/s, panta $i = 0,04$, adîncimea $h = 0,75$ m, lățimea $b_1 = 10$ m; $b_2 = 8$ m, coeficientul de rugozitate $n = 0,02$.

Rezolvare. 1. Cu ajutorul formulei (9.34) se calculează pe rînd

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{20}{\sqrt{0,04}} = 100 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$K_1 = \frac{bh}{n}\left(\frac{bh}{b+2h}\right)^{2/3} = \frac{10\cdot 0,75}{0,02}\left(\frac{10\cdot 0,75}{10 + 2\cdot 0,75}\right)^{2/3} =$$

$$= 283 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$K_2 = \frac{8\cdot 0,75}{0,02}\left(\frac{8\cdot 0,75}{8 + 2\cdot 0,75}\right)^{2/3} = 221 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$\eta_2 = \frac{K_2}{K_0} = \frac{221}{100} = 2,21; \qquad \eta_1 = \frac{K_1}{K_0} = \frac{283}{100} = 2,83;$$

$$k = \frac{\eta_1 - \eta_2}{b_1 - b_2} = \frac{2,83 - 2,21}{10 - 8} = 0,31;$$

$$\mu_m = \frac{\alpha C_m^2}{gP_m}h = \frac{\alpha}{gP_m}\frac{1}{n^2}\left(\frac{\omega}{P_m}\right)^{1/3}\cdot h = 15,75;$$

$$\ln\frac{(1+\eta_2)(1-\eta_1)}{(1-\eta_2)(1+\eta_1)} = \ln\frac{3,21(-1,83)}{(-1,21)(3,83)} = 0,2384;$$

2. Deci, distanța dintre secțiunile *I* și *II* se obține cu

$$L_1 = \frac{\mu_m}{2k}\ln\frac{(1+\eta_2)(1-\eta_1)}{(1-\eta_2)(1+\eta_1)} = \frac{15,75}{2\cdot 0,31}0,2384 = 6,07 \text{ m};$$

3. Se determină apoi lungimea L_2 a celui de al doilea sector pentru $b_3 = 6$ m:

$$K_3 = \frac{\omega}{n}\left(\frac{\omega}{P}\right)^{2/3} = 159,2 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$\eta_3 = \frac{K_3}{K_0} = \frac{159,5}{100} = 1,595; \quad \eta_1 = \frac{221}{100} = 2,21;$$

$$k = \frac{2,21 - 1,595}{8 - 6} = 0,3075;$$

$$\mu_m = \frac{\alpha C_m^2}{gP_m}h = \frac{1,10\cdot 45,9^2}{9,81\cdot 7,5}0,75 = 23,5;$$

$$\ln\frac{(1+\eta_2)(1-\eta_1)}{(1-\eta_2)(1+\eta_1)} = 0,4945;$$

4. Deci, distanța dintre secțiunile *II* și *III* rezultă

$$L_2 = \frac{23,5}{2\cdot 0,3075}0,4945 = 11,4 \text{ m}.$$

9.4. MIȘCAREA NEUNIFORMĂ ÎN CANALE DE SECȚIUNE DREPTUNGHIULARĂ CU LĂȚIME VARIABILĂ. MIȘCAREA RADIALĂ (METODA LUI O. F. VASILIEV)

Pentru cazul particular al albiei neprismatice (de secțiune dreptunghiulară) O. F. Vasiliev a propus următoarea soluție[1], care poate fi aplicată, de asemenea, și mișcărilor radiale, inelare. Ecuația diferențială de bază a mișcării neuniforme pentru această albie poate fi scrisă sub forma

$$\frac{dh}{dr} = \frac{\pm i + \left(\frac{Q}{0^2}\right)^2 \frac{1}{(rh)^3}\left(\frac{\alpha}{g}h \mp \frac{r}{C^2}\right)}{1 - \mathrm{Fr}}, \qquad (9.35)$$

unde: C este coeficientul Chézy (rugozitatea pereților laterali se neglijează); panta fundului i se ia după direcția radială în sensul curentului, semnul superior se referă la curentul divergent, cel inferior la cel convergent; numărul Froude

$$\mathrm{Fr} = \frac{\alpha}{g}\left(\frac{Q}{0}\right)^2 \frac{1}{r^2h^3},$$

iar 0 este unghiul dintre pereții laterali, în rad; r — raza secțiunii cu adîncimea h, măsurată în plan din punctul de intersecție al prelungirii pereților laterali (fig. 9.22).

Pentru integrarea ecuației (9.35) cu considerarea rugozității fundului se pot aplica metodele integrării grafice și numerice a ecuațiilor diferențiale obișnuite de ordinul întîi. Neglijînd forțele de frecare, ecuația se integrează prin cuadratură. În acest caz, pentru $i = 0$, s-a obținut ecuația

$$r = \frac{1}{h}\sqrt{\frac{A}{\frac{A}{(r_1h_1)^2} + h_1 - h}} \qquad (9.35')$$

în care: $A = \frac{\alpha}{2g}\left(\frac{Q}{0}\right)^2$; r_1 — raza în planul acelei secțiuni în care se dă adîncimea h_1; r și h — raza și adîncimea pentru oricare altă secțiune.

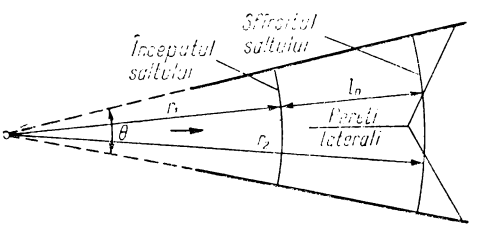


Fig. 9.22 .

[1] Cercetările s-au efectuat la MISI în 1954. Sînt publicate în revista „Dokladî AN SSSR", 106, nr. 5, 1956.

Pentru $i \neq 0$ se poate folosi ecuația[2]

$$h \mp ir + \frac{A}{(rh)^2} = h_1 \mp ir + \frac{A}{(r_1h_1)^2}. \qquad (9.35'')$$

După cum arată calculele și experiențele, prin neglijarea rugozității fundului [termenului r/C^2 în ecuația (9.35)] erorile la calculul curbelor de remu negativ în regimul rapid (cînd saltul hidraulic este îndepărtat) nu sînt esențiale (eroare de circa 5%).

9.5. CALCULUL CURBELOR DE REMU ÎN ALBIILE NATURALE

Calculul curbelor de remu în rîuri poate fi efectuat cu diferite metode[4]. În toate cazurile, calculul se efectuează pe sectoare, trecînd succesiv de la sectorul din aval la sectorul din amonte[3]. Împărțirea rîului în sectoare de calcul se face astfel încît în limitele fiecărui sector curgerea să fie cît mai apropiată de cea uniformă. Lungimea tronsonului poate fi, în acest caz, de la cîteva sute de metri și pînă la zeci de kilometri. Cea mai bună divizare este aceea în care se ține seama de uniformitatea pantei suprafeței libere (fig. 9.23). Este util să se corecteze apoi împărțirea pe sectoare, luîndu-se în considerare variația în lungul albiei a tuturor celorlalte elemente hidraulice (secțiune de curgere, lățimea la orglinda apei, raza hidraulică etc.).

Succesul calculelor depinde în mare măsură de volumul datelor hidrometrice referitoare la rîu și, în particular, de informațiile asupra pantei, formei albiei și coeficientului de rugozitate.

Alegerea metodei de calcul depinde de natura și volumul datelor inițiale. În toate cazurile are o mare importanță determinarea corectă a coeficientului de rugozitate. Rezultate sigure la calculul

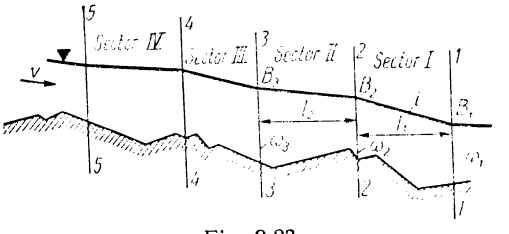


Fig. 9.23.

[2] Semnele sînt ca în ecuația (9.35): semnul superior se referă la curentul divergent, cel inferior la cel convergent, iar panta fundului se consideră după direcția radială în sensul curentului.

[3] În regim lent de mișcare a apei. În regim rapid, calculul se face din amonte spre aval (N.R.).

[4] Astăzi se preferă metodele numerice, folosind calculatoarele electronice, pornind de la ecuația (9.36)(N.T.)

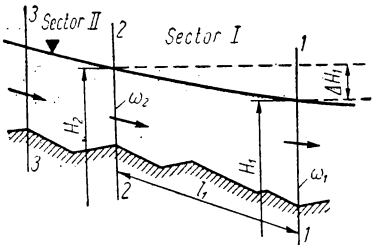


Fig. 9.23, *a*.

curbei de remu se pot obține cînd coeficientul de rugozitate este determinat direct prin cercetări pe teren pentru rîul respectiv, pe fiecare sector de calcul. În practică, acest lucru poate fi rareori realizat și sîntem nevoiți să folosim datele și observațiile efectuate pe alte rîuri.

a) **Calculul curbei de remu prin însumarea succesivă a diferențelor de nivel ΔH pe diferite sectoare**

Diferența de nivel pe orice sector al rîului, de exemplu, pe primul sector (fig. 9.23, *a*), conform ecuației lui Bernoulli are expresia

$$\Delta H_1 = \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{\omega_1^2} - \frac{1}{\omega_2^2}\right) + \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} l_1, \quad (9.36)$$

sau

$$\Delta H_1 = \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{\omega_1^2} - \frac{1}{\omega_2^2}\right) + \frac{Q^2}{K^2} l_1, \quad (9.36')$$

în care: ω, C, R, K și Q sînt valori medii pentru sectorul dat ale ariei secțiunii de curgere, coeficientului din formula Chézy, razei hidraulice, modulului de debit și debitului[1].

Determinînd din ecuația (9.36) diferența de nivel ΔH pe sectorul dat (calculul se face prin metoda aproximațiilor succesive), se trece la calculul ΔH pe sectorul următor, din amonte etc.

Succesiunea calculelor. Avînd cota curbei de remu H_1 (în prima secțiune), se prelimină diferența de nivel pentru primul sector ΔH_1, ceea ce ne permite să determinăm nivelul apei în secțiunea a doua $H_2 = H_1 + \Delta H_1$ (aceasta este prima aproximație).

Apoi, cu datele pentru secțiunile transversale *1-1* și *2-2* se calculează

$$\omega = \frac{\omega_1 + \omega_2}{2}; \quad R = \frac{R_1 + R_2}{2} \text{ și } C = \frac{C_1 + C_2}{2}$$

sau

$$K = \frac{K_1 + K_2}{2} = \frac{\omega_1 C_1 \sqrt{R_1} + \omega_2 C_2 \sqrt{R_2}}{2}$$

și se obține partea din dreapta a ecuației (9.36), pe care o notăm $\Delta H_1'$. Dacă $\Delta H_1'$ rezultă egală cu diferența de nivel preliminată ΔH_1, calculul primului sector se consideră încheiat; în caz contrar, se repetă calculul pentru o nouă valoare ΔH_1. După încheierea calculului pe primul sector, se trece la cel de al doilea, situat în amonte etc.

Dacă $\omega_1 > \omega_2$, primul termen din partea dreaptă a ecuației (9.36) va fi negativ și se neglijează.

Calculele urmează să fie efectuate sub formă tabelară (vezi tabelul 9.8); pentru a accelera mersul calculelor se întocmesc, în prealabil, pentru fiecare secțiune graficele ω, C și R ca $f(H)$ sau, dacă se utilizează ecuația (9.36'), numai graficele pentru $\omega = f_1(H)$ și $K = f_2(H)$. În aceste grafice se adoptă aceleași cote, adică se construiesc în raport cu același plan de referință.

Metoda V. I. Ciarnomski—Hested. În mod asemănător se calculează curba de remu și după metoda lui V. V. Ciarnomski[2].

Ecuația lui Bernoulli, scrisă pentru secțiunile *1-1* și *2-2*, în ipoteza că axa *Ox* trece prin punctul cel mai de jos al secțiunii *2-2* (fig. 9.24) are forma

$$il + h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + i_f l \quad (9.37)$$

sau

$$il + H_1 = i_f l + H_2$$

[1] Pe rîuri (albii naturale) debitul Q se modifică, de obicei, pe parcurs.

[2] Certousov, M. D., Speţialnîi kurs ghidravliki, M.-L., Gosenergoizdat, 1949.

Tabelul 9.8

Construirea curbei de remu

Nr. secțiunii	H	ΔH	ω_1	ω_2	$\frac{1}{\omega_1^2} - \frac{1}{\omega_2^2}$	K_1	K_2	$K = \frac{K_1+K_2}{2}$	$\Delta H' = \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{\omega_1^2} - \frac{1}{\omega_2^2}\right) + \frac{Q^2}{K^2} l$	Observații

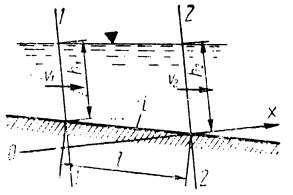


Fig. 9.24.

S-a notat $i_f = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}$ panta hidraulică în care ω, C și R au valori medii pe sectorul dat; de aici

$$l = \frac{H_2 - H_1}{i - i_f}, \qquad (9.37')$$

în care: H_2 și H_1 sînt energiile specifice în secțiune ale secțiunilor *2-2* și respectiv *1-1*.

Ecuația (9.37') servește pentru calculul curbei de remu. Evident că pentru aplicarea în practică a acestei ecuații, ca și în cazul precedent, este util să se alcătuiască în prealabil graficele auxiliare pentru fiecare secțiune, pentru mărimile $\omega = f_1(h)$, $H = f_2(h)$ și $K = f_3(h)$. În cazul de față este mai comod să se construiască graficele funcție de adîncime.

Succesiunea calculelor pentru calculul curbei de remu este analoagă cu cea indicată mai sus. Calculele trebuie prezentate, de asemenea, sub formă tabelară.

b) **Metoda lui N. N. Pavlovski**

Neglijînd primul termen, în ecuația (9.36) se obține următoarea ecuație

$$\Delta z = Q^2 \frac{l}{K^2} = Q^2 F. \qquad (9.38)$$

Mărimea $l/K^2 = F$ este numită de N. N. Pavlovski modul de rezistență al albiei (pentru sectorul cu lungimea l). Modulul de debit K se consideră avînd valoarea medie pe sectorul l.

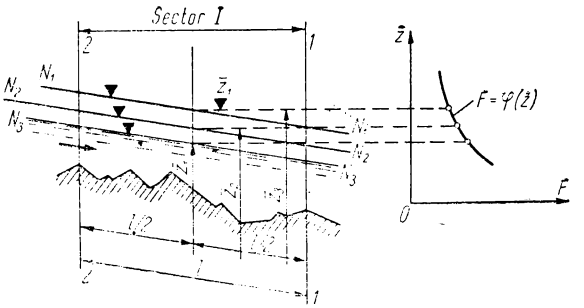


Fig. 9.25.

Presupunînd că F depinde numai de cota medie a apei pe sectorul dat (fig. 9.25)[1] și nu depinde de pantă[2], se poate construi, folosind datele observațiilor hidrometrice, pentru fiecare sector curba corespunzătoare $F = \varphi(\bar{z})$ ca funcție de cota medie (fig. 9.26). Dacă asemenea curbe se reprezintă pe același desen (în fig. 9.26 în dreapta), se pot găsi foarte ușor, pe cale grafică, cotele curbelor de remu în fiecare secțiune și, prin urmare, se poate construi întrega curbă de remu.

Schema generală de calcul grafic este reprezentată în fig. 9.26. Cota punctului A în prima secțiune este dată prin proiect (de exemplu, cota nivelului normal de retenție). Din punctul A se află punctul A' pe graficul $F = \varphi(\bar{z})$ (fig. 9.26 în dreapta). Din punctul A' se duce o dreaptă sub unghiul α față de axa F pînă la intersecția cu curba F a primului sector în punctul C, iar de la ea, sub același unghi α în sens invers, pînă la punctul B'. Prin aceasta se determină punctul B al curbei de remu în secțiunea a doua. Procedînd astfel pentru sectoarele al doilea, al treilea etc., se calculează întreaga curbă de remu.

[1] Prin cota „medie" se înțelege cota apei pentru debitul dat, la mijlocul sectorului, de exemplu, egală cu $\bar{z}_1$, după cum se arată în fig. 9.25.

[2] În aceasta constă postulatul lui N. N. Pavlovski asupra invarianței modulului de rezistență a albiei, F.

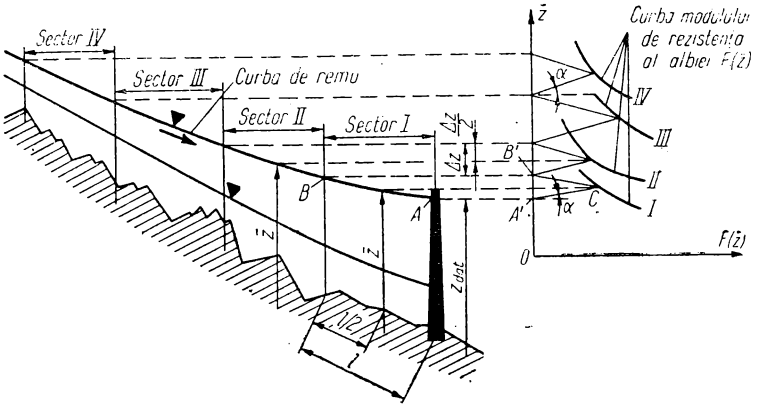


Fig. 9.26.

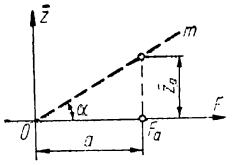


Fig. 9.27.

Se dau în continuare cîteva explicații suplimentare :

Construirea unghiului α. Pe axa F se desenează un segment oarecare a și la scara adoptată pentru grafic se citesc valorile modulului de rezistență al albiei F_a (fig. 9.27). Înmulțind F_a cu jumătatea pătratului debitului de calcul Q_c^2, se obține $z_a = (Q_c^2/2)F_a$. Apoi, așezînd z_a la scara axei $\bar{z}$ și ducînd linia Om se găsește unghiul căutat. Tangenta acestui unghi este egală, evident, cu

$$\frac{Q_c^2}{2} = \frac{z_a}{F_a} = \frac{z_a}{a} = \operatorname{tg} \alpha.$$

În acest caz, segmentul $A'B'$ (fig. 9.26) determină, într-adevăr, valoarea diferenței de nivel pe primul sector, deoarece

$$\Delta z = Q^2 F = 2 \frac{Q^2}{2} F = 2F \operatorname{tg} \alpha = A'B',$$

ceea ce se vede direct pe desen (fig. 9.26). Aici, F corespunde cu cota medie $\bar{z}_1$ a primului sector.

Același lucru și pentru toate celelalte sectoare.

Construirea curbei $F = \varphi(z)$. Dacă există date din observații hidrometrice directe asupra poziției suprafeței libere a apei în rîu la niveluri diferite, atunci F se determină ca $F = \Delta\bar{z}/Q^2$ pentru un șir de cote $\bar{z}_1, \bar{z}_2, \bar{z}_3, \ldots, \bar{z}_n$ la mijlocul fiecărui sector corespunzător debitelor $Q_1, Q_2, \ldots, Q_n$. Folosind aceste date se alcătuiesc tabele cu valori $\bar{z}$ și F separat pentru fiecare sector, ceea ce servește drept bază pentru construirea curbelor $F = \varphi(\bar{z})$.

Dacă nu există asemenea date hidrometrice, valoarea F pentru fiecare sector se determină pentru un șir de cote $\bar{z}$, calculînd valorile caracteristicii (modulului) de debit ca medie a caracteristicilor (modulelor) de debit: K_1 și K_2 în secțiunile din amonte și aval ale sectorului dat $[K = (K_1 + K_2)/2]$; apoi se calculează $F = l/K^2$. În acest din urmă caz calculul curbei de remu va fi mai puțin exact.

c) Metoda lui N. V. Mastițki

Pentru calculul curbei de remu, N. V. Mastițki consideră că diferența de nivel Δz pe sectorul dat al rîului, în condițiile unui remu la cota z, va fi egală (la un debit de calcul Q_c) cu

$$\Delta z = \Delta z_{ob} \left(\frac{Q_c}{Q_{ob}}\right)^2 \qquad (9.39)$$

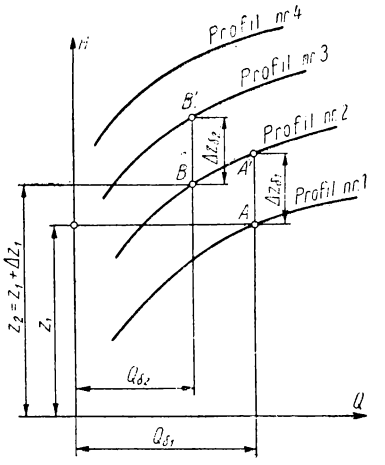


Fig. 9.28.

unde : Δz_{ob} este diferența de nivel pe acest sector în condițiile naturale obișnuite (fără construcția de retenție), însă la un debit Q_{ob}, care corespunde cu cota de remu z.

Ordinea de calcul al curbei de remu este următoarea : mai întîi se construiește graficul suprapus al curbelor $Q = f(H)$, obținute pe baza datelor hidrometrice pentru toate secțiunile, curbele așezîndu-se una deasupra celeilalte (la aceeași scară) (fig. 9.28). Apoi, avînd cota de remu z_1 dată (cota de retenție) pentru prima secțiune, se găsește pe grafic că la această cotă, în condiții naturale obișnuite, ar curge debitul Q_{ob1}, care ar conduce pe primul sector (de la secțiunea *2* pînă la secțiunea *1*) la diferența de nivel $\Delta z_{ob\,1}$ (segmentul AA'). Căderea de nivel pe primul sector z_1 în cazul remuului la cota z_1 (în prima secțiune), dar pentru debitul de calcul Q_c se va determina cu formula (9.39)

$$\Delta z_1 = \Delta z_{ob1} \left(\frac{Q_c}{Q_{ob\,1}}\right)^2$$

și, prin urmare, cota remuului în secțiunea *2* va fi

$$z_2 = z_1 + \Delta z_1.$$

După calculul primului sector se trece la calculul sectorului al doilea, repetînd toate operațiile indicate. Pentru sectorul al doilea, prin urmare, vom avea căderi în condiții obișnuite $\Delta z_{ob\,2}$ (segmentul BB') ; debitul în condiții obișnuite $Q_{ob\,2}$; căderea de nivel $\Delta z_2 = \Delta z_{ob\,2}(Q_c/Q_{ob\,2})^2$ și cota remuului în secțiunea *3*, egală cu $z_3 = z_2 + \Delta z_2$. Se continuă astfel calculul pînă la racordarea curbei de remu la un sector n oarecare.

d) Metoda lui N. M. Bernadski

Calculul curbelor de remu în albiile naturale cu metoda lui N. M. Bernadski se bazează pe

utilizarea așa-numitelor „curbe de sprijin"[1]. Neglijînd variația energiei cinetice, cum se face de obicei la construirea curbelor de remu pentru albii cu panta mai mică decît cea critică $i < i_{cr}$, avem

$$\Delta H = \frac{Q^2}{K^2} l,$$

sau

$$Q^2 = \frac{K^2}{l} \Delta H. \qquad (9.40)$$

Caracteristica (modulul) de debit pentru o albie dată este funcție numai de adîncimea de umplere a albiei, adică $K = f(\bar{z})$, iar căderea suprafeței libere ΔH (diferența de nivel) pe sectorul dat cu lungimea l, în virtutea postulatului invarianței K^2/l (adică a independenței acestui raport de pantă) depinde numai de debit. Astfel,

$$Q^2 = \frac{K^2}{l} \Delta H = \varphi(\bar{z},\ \Delta H).$$

Prin urmare, în cazul de față debitul Q (precum și Q^2) este funcție de două variabile independente $\bar{z}$ și ΔH [sau K și ΔH, deoarece $K = f(\bar{z})$].

Considerînd K [sau $f(\bar{z})$] drept parametru, se poate scrie

$$\mathrm{d}(Q^2) = \varphi(\bar{z})\mathrm{d}(\Delta H),$$

dar $\Delta H = \bar{z} - \bar{z}_0$ și, pentru $\bar{z}_0$ dat, adică pentru $\bar{z}_0 = \text{const}$

$$\mathrm{d}(\Delta H) = \mathrm{d}\bar{z}$$

și, prin urmare,

$$\mathrm{d}(Q)^2 = F(\bar{z}) \cdot \mathrm{d}\bar{z}$$

și

$$Q^2 = \int \mathrm{d}(Q^2) = \int F(\bar{z})\mathrm{d}\bar{z} + C = \Phi(\bar{z}) + C. \qquad (9.41)$$

Funcția $F(\bar{z}) = (K^2/l)$ poate fi reprezentată printr-o curbă (fig. 9.29). Aria hașurată $\mathrm{d}\omega$ reprezintă mărimea $\mathrm{d}(Q)^2$. Integrala (9.41) poate fi deci exprimată sub forma

$$Q^2 = \int_{Q_1^2}^{Q_2^2} \mathrm{d}(Q^2) = \int_{\omega_1}^{\omega_2} \mathrm{d}\omega = \omega_2 - \omega_1 = \int_{\bar{z}_1}^{\bar{z}_2} F(\bar{z})\mathrm{d}\bar{z} =$$

$$= \Phi(\bar{z}_2) - \Phi(\bar{z}_1).$$

Funcția $\Phi(\bar{z}_1)$ reprezintă aria ω_1 (în figura 9.29, aria *abcd*), iar $\Phi(\bar{z}_2) - \omega_2$ (aria *efcd*). Evident că mărimea $\omega = \omega_2 - \omega_1$ (adică Q^2) la cota dată $\bar{z}_1$ depinde de limita superioară $\bar{z}_2$, adică de mărimea $\Delta\bar{z}$ (sau de mărimea ΔH); pe de altă parte, la aceeași valoare ω, mărimea Δz (sau ΔH) depinde de cota inițială $\bar{z}$.

[1] Vezi fig. 9.31.

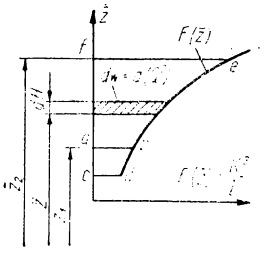


Fig. 9.29.

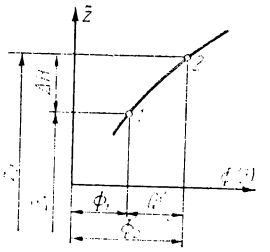


Fig. 9.30.

Astfel, cînd sînt date cota $\bar{z}_1$ și valoarea debitului sau Q^2 se poate afla cota $\bar{z}_2$ sau $\Delta H = \bar{z}_2 - \bar{z}_1$, adică se poate afla diferența de nivel pe sectorul dat.

ΔH se poate determina mai simplu, prin construirea curbei [1] $\Phi(z)$ (fig. 9.30). Curba $\Phi(\bar{z})$ se numește „curba de sprijin". Dacă o asemenea curbă este construită pentru secțiunea mijlocie a unui sector de calcul al rîului, atunci diferența de nivel pe firul apei pe acest sector, pentru orice debit Q, se determină cu ușurință pentru orice cotă $\bar{z}$ la secțiunea medie. Pentru aceasta, la valoarea dată $\bar{z}_1$ se găsește pe curba de sprijin punctul *1* și așternînd în lungul axei $\Phi(\bar{z})$ segmentul Q^2, se află pe curbă punctul *2* (fig. 9.30), ceea ce și determină mărimea

$$H = z_2 - \bar{z}_1.^2$$

Practic, curbele de sprijin $\Phi(\bar{z})$ se construiesc pentru secțiunile finale ale unui șir de sectoare de calcul pe rîu, respectiv din aval spre amonte (fig. 9.31) în cote unice z_1. Pornind de la cota dată z_1 a secțiunii din aval, lîngă construcția de retenție, se determină grafic cotele în toate secțiunile situate în amonte (punctele *2; 3; 4* etc.) cum se arată în fig. 9.31, obținîndu-se cu ușurință întreaga curbă de remu.

În practică, curbele de sprijin se construiesc în modul următor[3]. Utilizînd datele din măsurători de la posturile hidrometrice succesive pe rîu, pentru fiecare din ele se alege un șir propriu de niveluri observate $z_1, z_2, \ldots, z_n$ un șir propriu de debite corespunzătoare $Q_1, Q_2, \ldots, Q_n$ și căderi ale suprafeței libere pe sectorul dintre secțiunea dată și cele situate în amonte $\Delta z_1, \Delta z_2, \ldots, \Delta z_n$. Nivelurile se aleg astfel încît cota suprafeței libere la secțiunea din aval a sectorului dat să fie

[1] $\Phi(\bar{z}) = \omega$, adică egală cu aria indicată în fig. 9.29 și totodată $\omega = Q^2$.

[2] Aici, mărimea z_2, vorbind riguros, nu este cota secțiunii medii, situată în amonte de sector, deoarece $\Delta H = z_2 - z_1$ definește căderea suprafeței libere pe sectorul de calcul dat.

[3] Agroskin, I. I., Dmitriev, G. T., Pikalov, F. I., Ghidravlika, M.-L., Gosenergoizdat, 1950.

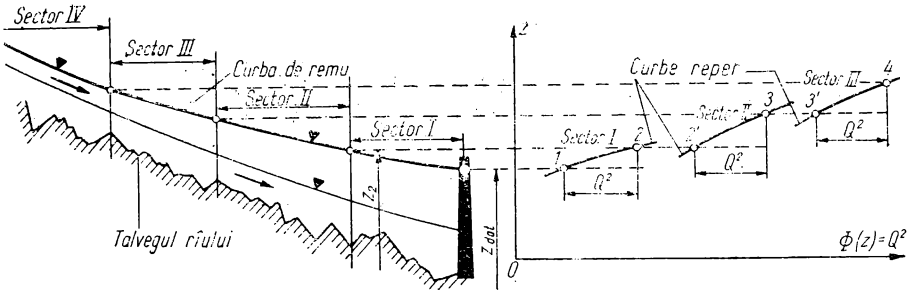


Fig. 9.31.

egală cu cota suprafeței libere în secțiunea din amonte a sectorului din aval, adică dacă cota suprafeței libere în secțiunea dată este z_1, iar căderea de nivel pe sectorul respectiv este Δz_1, atunci nivelul următor situat mai sus, pe aceeași secțiune, trebuie să aibă cota $z_2 = z_1 + \Delta z$.

Pe axa z se trec succesiv valorile șirului Δz_1, $\Delta z_2, \ldots, \Delta z_n$, iar pe axa $\Phi(z) = Q^2$ un șir de valori corespunzătoare Q_1^2, $Q_2^2, \ldots, Q_n^2$, începînd de la punctul A ales arbitrar. Prin aceasta se determină coordonatele curbei de sprijin $\Phi(z)$ (fig. 9.32). Analog se construiesc curbele de sprijin pentru fiecare secțiune.

Observație. Metodele lui N. N. Pavlovski și N. M. Bernadski sînt cele mai exacte, dacă pentru cursul de apă respectiv curbele de remu se construiesc în limitele nivelurilor maxime observate, iar curbele privind modulul de rezistență al albiei (în metodica lui N. N. Pavlovski) sau curbele de sprijin (în metodica lui N. M. Bernadski) sînt construite pe baza datelor din măsurători.

e) **Metoda albiilor echivalente**

Înlocuirea albiei reale cu o albie prismatică (procedeul principal). După cum s-a arătat mai sus, pentru fiecare dintre sectoarele de calcul în care se împarte întregul curs de apă, se determină valorile „medii" ale elementelor hidraulice ω, B, h etc., iar apoi, cu elementele hidraulice obținute, albia reală se înlocuiește cu o albie prismatică echivalentă. Panta acestei albii se consideră egală cu panta suprafeței libere a apei (diferită pe diferite sectoare), iar adîncimea curentului se consideră egală în acest caz cu adîncimea în mișcare uniformă h_0 (fig. 9.33).

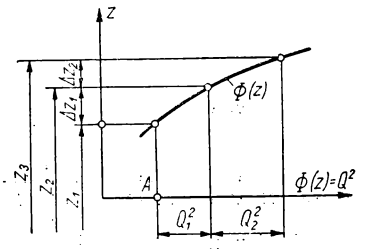


Fig. 9.32.

Valorile medii ale elementelor hidraulice ale albiei se calculează cu formula[1]

$$x_m = \frac{x_{in} + x_{fin}}{2}, \tag{9.42}$$

sau, în cazul unor secțiuni transversale intermediare, cu formula

$$x_m = \frac{\Sigma x}{n} \tag{9.42'}$$

sau, mai exact, ca medie ponderată, cu formula

$$x_m = \frac{x'l' + x''l'' + \ldots + x^n l^n}{\Sigma l}. \tag{9.42''}$$

Lățimea medie în sectorul dat se determină cu formula

$$B_m = \frac{\Omega}{l},$$

în care: Ω și l sînt, respectiv, aria oglinzii apei, măsurată pe plan și lungimea sectorului.

Adîncimea medie, considerată adîncime h_0 în mișcare uniformă, se determină cu formulele prezentate mai sus ca medie a adîncimilor profilului longitudinal, adică media adîncimilor „maxime" din fiecare secțiune transversală.

Adîncimea medie mai poate fi determinată și cu formula

$$h_m = \frac{\omega_m}{B_m},$$

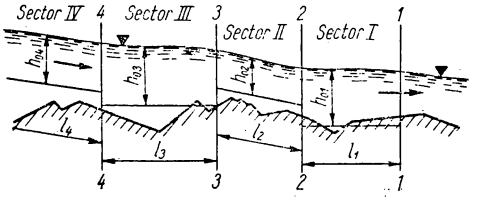


Fig. 9.33.

[1] Jurin, V., D., Ghidravlika, 1925.

transformînd astfel albia reală în albie de formă dreptunghiulară.

Observaţie. Dacă studiile şi cercetările de teren permit să se efectueze o prelucrare a parametrilor albiei, după metodica de mai sus şi dacă, în plus, se cunoaşte debitul corespunzător în albie, se poate determina şi coeficientul de rugozitate „mediat" pe sectorul dat. Dacă valoarea coeficientului de rugozitate adoptată în calcule nu corespunde celei reale, construcţia curbei de remu poate fi mult eronată.

Calculul curbelor de remu se efectuează după ecuaţiile (9.20) pentru fiecare sector în parte.

Albia reală se înlocuieşte cu o albie de secţiune dreptunghiulară, echivalentă (metoda Tolman). În acest caz, adoptînd coeficientul de rugozitate pe baza datelor din natură şi lăţimea albiei echivalente, egală cu media B_0 a lăţimii sectorului dat în condiţiile de remu pozitiv, se calculează acea adîncime h_0 (conform fig. 9.34), la care panta i corespunzătoare debitului Q este egală cu panta reală pe sectorul respectiv în condiţii naturale. Astfel, h_0 se află din formula

$$Q = B_0 h_0 C_0 \sqrt{h_0 i}, \qquad (9.43)$$

în care: Q şi i sînt date, iar B_0 se determină după cum s-a arătat mai sus.

Albia reală se înlocuieşte cu o albie parabolică echivalentă (metoda Tolman). În acest caz se calculează atît lăţimea la oglinda apei B cît şi adîncimea în mişcarea uniformă h_0. Se pune condiţia ca debitul dat Q să corespundă pantei naturale i şi, în acelaşi timp, pentru remu pozitiv, lăţimea la oglinda apei B[1] determinată pentru mişcarea uniformă (la adîncimea h_0) să fie mărită pînă la valoarea „medie" B_0 de remu (fig. 9.35), adică pînă la valoarea corespunzătoare adîncimii egale cu $(h_0 + y)$.

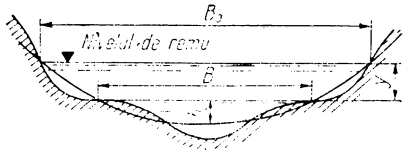


Fig. 9.34.

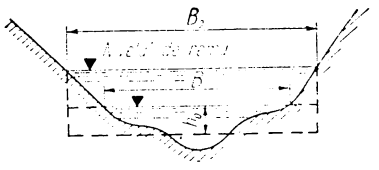


Fig. 9.35.

[1] Aici B nu este egal cu lăţimea oglinzii apei în condiţiile naturale la u debit Q.

Calculul mărimilor B şi h_0 se efectuează cu formulele

$$Q = \frac{2}{3} h_0 B C_0 \sqrt{2/3\, h_0 i} \approx 0{,}55\, B C_0 \sqrt{h_0 i}\cdot h_0;$$
$$B = B_0 \sqrt{\frac{h_0}{h_0 + y}} \qquad (9.44)$$

Rezolvarea acestor ecuaţii[2], ca în toate cazurile asemănătoare, se face fie prin metoda aproximaţiilor succesive, fie grafo-analitic.

9.6. SALTUL HIDRAULIC

Saltul hidraulic apare de fiecare dată cînd curentul cu nivel liber aflat în regim rapid, adică avînd adîncimea mai mică decît cea critică $h_1 < h_{cr}$, trece în regim lent, adică la o curgere cu adîncimea $h_2 > h_{cr}$ (fig. 9.36).

a) Elementele saltului

Adîncimile h_1 — înainte de salt şi h_2 — după salt se numesc adîncimi conjugate. Diferenţa dintre aceste adîncimi, $a = h_2 - h_1$, se numeşte înălţimea saltului. Zona de salt deasupra curentului principal, cu mişcări turbionare, de vîrtej (fig. 9.36), se numeşte vîrtej de suprafaţă. Punctul O, de la care curenţii de suprafaţă sînt îndreptaţi în direcţii diferite, se numeşte punct de separaţie. Lungimea proiecţiei pe orizontală a vîrtejului de suprafaţă se numeşte lungimea saltului l_s[3].

Formele principale ale saltului. Saltul perfect (fig. 9.36) are loc cînd înălţimea saltului $a = h_2 - h_1$ este relativ mare. După datele multor cercetători se poate considera, cu aproximaţie, că saltul perfect apare cînd adîncimea de după salt este mai mare decît cea critică cu aproximativ 30—40%. În caz contrar, apare aşa-numitul salt ondulat (fig. 9.37), care nu are vîrtejul de suprafaţă, prezentat în fig. 9.36.

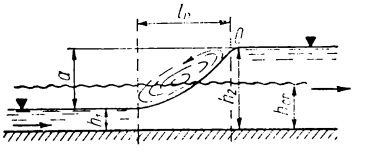


Fig. 9.36.

[2] Aici B_0 şi y se cunosc, sînt căutate B şi h_0.

[3] Unii cercetători determină lungimea saltului altfel (vezi de exemplu: Agroskin, I. I., Dmitriev, G. T., Pikalov, F. I., Ghidravlika, M.-L., Gosenergoizdat, 1954).

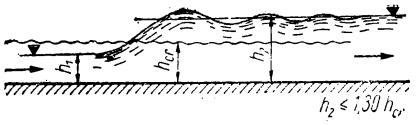


Fig. 9.37.

Datele cu privire la adîncimile conjugate etc., expuse mai jos, se referă la saltul hidraulic perfect.

b) **Saltul hidraulic în albii prismatice**

Adîncimile conjugate. *Cazul general.* Pentru albiile prismatice de orice formă, adîncimile conjugate se determină una cu ajutorul celeilalte din ecuația de bază a saltului

$$\frac{Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1 = \frac{Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2 \qquad (9.45)$$

în care: ω_1 și ω_2 sînt suprafețele secțiunilor de curgere înainte și după salt; y_1 și y_2 — adîncimile centrelor de greutate ale suprafețelor ω_1 și ω_2 (fig. 9.38).

Expresia $\left(\frac{Q^2}{g\omega} + y\omega\right)$ depinde de adîncimea curentului și la propunerea lui V. D. Jurin se numește funcția saltului hidraulic $\mathcal{J}(h)$[1]. În conformitate cu (9.45)

$$\mathcal{J}(h_1) = \mathcal{J}(h_2). \qquad (9.45')$$

Cînd sînt date debitul și una din adîncimile conjugate (de exemplu h_1), valoarea funcției saltului se calculează cu ușurință și devine cunoscută în problema respectivă. Cea de a doua adîncime conjugată se determină din ecuația

$$\frac{Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2 = \mathcal{J}(h_1).$$

Problema se rezolvă, de obicei, prin încercări sau prin construirea graficului funcției $\mathcal{J}(h)$ pentru o valoare Q cunoscută (fig. 9.39).

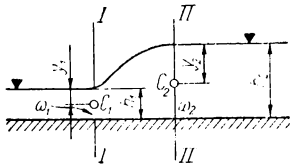


Fig. 9.38.

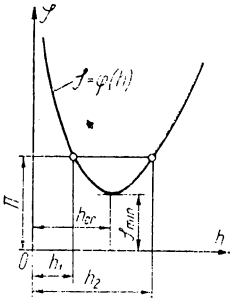


Fig. 9.39.

[1] Jurin, V. D., Ghidravlika, 1925.

Observație. După cum rezultă din analiza ecuației (9.45), funcția saltului are un minim la adîncimea $h \approx h_{cr}$. Prin urmare, dacă se adoptă $h_1 \approx h_{cr}$, rezultă $h_2 \approx h_{cr}$, adică adîncimile conjugate sînt egale între ele.

Canale de secțiune dreptunghiulară. În acest caz, adîncimile conjugate se determină cu formulele

$$\begin{aligned} h_2 &= \frac{h_1}{2}\left(\sqrt{1 + 8\frac{q^2}{g h_1^3}} - 1\right); \\ h_1 &= \frac{h_2}{2}\left(\sqrt{1 + 8\frac{q^2}{8 h_2^3}} - 1\right); \end{aligned} \qquad (9.46)$$

$$\begin{aligned} h_2 &= \frac{h_1}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_{cr}}{h_1}\right)^3} - 1\right]; \\ h_1 &= \frac{h_2}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_{cr}}{h_2}\right)^3} - 1\right]. \end{aligned} \qquad (9.46')$$

Pentru salturile cu înălțime mare se poate determina cu aproximație

$$h_2 = \frac{h_1}{2}\left[2{,}83\left(\frac{h_{cr}}{h_1}\right)^{3/2} - 1\right]. \qquad (9.47)$$

Pentru determinări foarte rapide, cînd $h_{cr} \geqslant 4h_1$, adîncimea după salt poate fi și mai simplu determinată

$$h_2 = 1{,}40\, h_{cr}\sqrt{\frac{h_{cr}}{h_1}}; \qquad (9.48)$$

în acest caz eroarea este de circa 6%.

Dacă în formula (9.46) se introduc rapoartele $\xi_1 = h_1/h_{cr}$ și $\xi_2 = h_2/h_{cr}$, se obține relația

$$\xi_2 = f(\xi_1), \qquad (9.49)$$

ceea ce permite să se construiască un grafic comod pentru calcule (fig. 9.40).

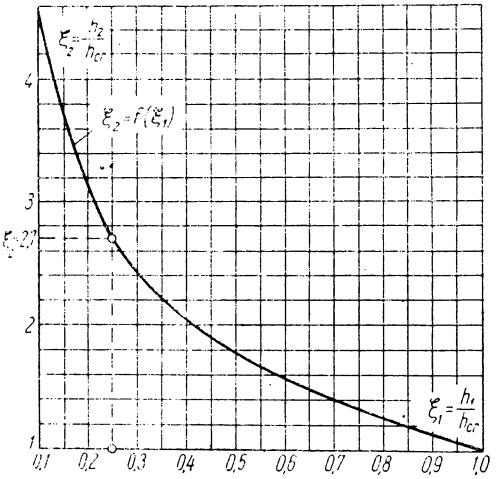


Fig. 9.40. Grafic pentru determinarea adîncimilor conjugate la canalele dreptunghiulare.

Exemplu. Fie adîncimea critică $h_{cr} = 0{,}8$ m și adîncimea înainte de salt $h_1 = 0{,}2$ m. Să se determine adîncimea după salt, adică adîncimea h_2, conjugată cu adîncimea h_1.

Rezolvare. 1. Se calculează raportul

$$\xi_1 = \frac{h_1}{h_{cr}} = \frac{0{,}2}{0{,}8} = 0{,}25;$$

2. În continuare, pe curba din figura 9.40 pentru $\xi_1 = 0{,}25$ se citește valoarea $\xi_2 = 2{,}7$. Adîncimea căutată h_2 se află cu formula

$$h_2 = \xi_2 h_{cr} = 2{,}7 \cdot 0{,}8 = 2{,}16 \text{ m};$$

3. Din formula (9.48) se obține

$$h_2 = 1{,}40 h_{cr} \sqrt{\frac{h_{cr}}{h_1}} = 1{,}40 \cdot 0{,}8 \sqrt{\frac{0{,}8}{0{,}2}} = 2{,}16 \text{ m}.$$

Canale de secțiune trapezoidală. Adîncimile conjugate se determină în acest caz din ecuația de bază a saltului (9.45) și anume

$$\frac{Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1 = \frac{Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2.$$

În calcule aproximative, în condițiile în care $h_2 \geqslant 5h_{cr}$, adîncimile conjugate pot fi determinate cu formulele lui Rahmanov

$$h_2 = \frac{1{,}2h_{cr}^2}{h_1 + 0{,}2h_{cr}}; \qquad (9.50)$$

$$h_1 = 1{,}2\frac{h_{cr}^2}{h_2} - 0{,}2\,h_{cr}. \qquad (9.51)$$

În alte cazuri, este comodă folosirea graficului lui Rahmanov, care este dat în fig. 9.41 (sub o formă întrucîtva redusă și modificată). În grafic,

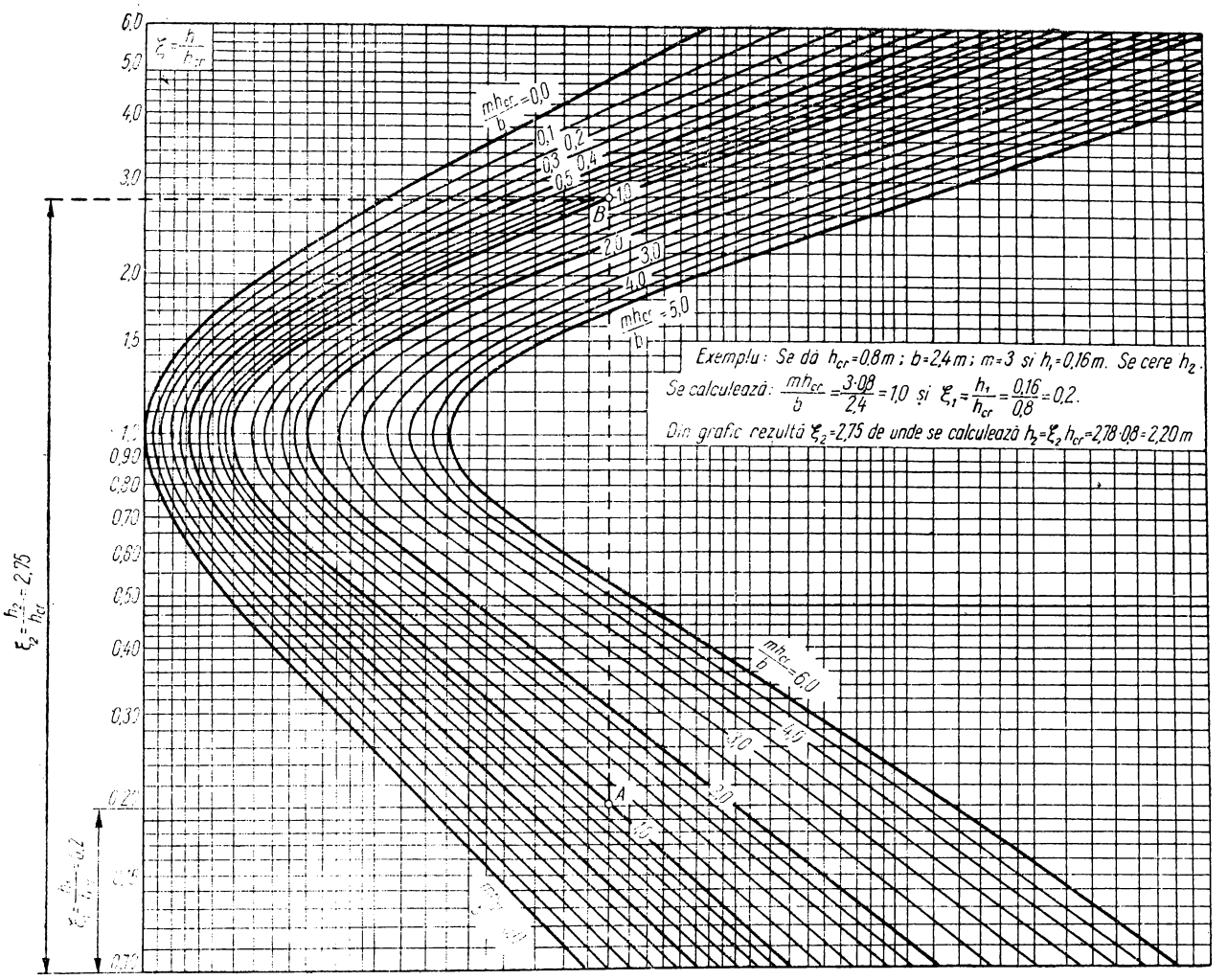


Fig. 9.41. Grafic pentru determinarea adîncimilor conjugate la canalele trapezoidale.

la scară logaritmică sînt trasate curbele funcție mh_{cr}/b. Fiecare pereche de puncte ale acestor curbe, situată pe aceeași dreaptă verticală, aparține adîncimilor conjugate corespunzătoare și se exprimă funcție de $\xi = h/h_{cr}$. Curba din extrema stîngă (cînd $mh_{cr}/b = 0$) poate fi folosită pentru albia dreptunghiulară de lățime foarte mare.

Astfel, cunoscînd lățimea la fund b, coeficientul de taluz m, adîncimea critică h_{cr} și una din adîncimile conjugate, de exemplu h_1, se poate afla cea de a doua adîncime conjugată h_2; se calculează mai întîi mărimea $m h_{cr}/b$, apoi raportul $\xi_1 = h_1/h_{cr}$ și pe curba din grafic corespunzătoare valorii găsite $m h_{cr}/b$, se citește $\xi_2 = h_2/h_{cr}$. Adîncimea h_2, conjugată cu adîncimea h_1, se determină cu formula

$$h_2 = \xi_2 h_{cr}.$$

Utilizarea în practică a acestui grafic este ilustrată cu un exemplu numeric dat în fig. 9.41.

Lungimea saltului hidraulic. Lungimea saltului hidraulic poate fi determinată doar cu o aproximație foarte mare. Conform datelor experimentale, lungimea saltului este egală cu

$$l_s = (4 \ldots 5)(h_2 - h_1). \qquad (9.52)$$

N. N. Pavlovski determină lungimea saltului cu formula

$$l_s = 2{,}5(1{,}90\ h_2 - h_1). \qquad (9.53)$$

Formula lui V. I. Aravin

$$l_s = \left[0{,}18\left(\frac{h_{cr}}{h_1}\right)^{4{,}35} + 25\right]\frac{(h_2 - h_1)^3 h_1^2}{h_{cr}^3 h_2}. \qquad (9.54)$$

Formula lui V. A. Șaumian

$$l_s = 3{,}6(h_2 - h_1)\left(1 + \frac{h_1}{h_2}\right)^2. \qquad (9.55)$$

M. D. Certousov a propus formula

$$l_s = 10{,}3\, h_1\left[\sqrt{\left(\frac{h_{cr}}{h_1}\right)^3} - 1\right]^{0{,}81}. \qquad (9.56)$$

Pentru simplificarea calculelor după formula (9.56), M. D. Certousov a întocmit un grafic (fig. 9.42), în care în coordonatele l_s/h_1 și λ este reprezentată funcția

$$\frac{l_s}{h_1} = f(\lambda) \qquad (9.56')$$

unde

$$\lambda = \sqrt{\left(\frac{h_{cr}}{h_1}\right)^3}.$$

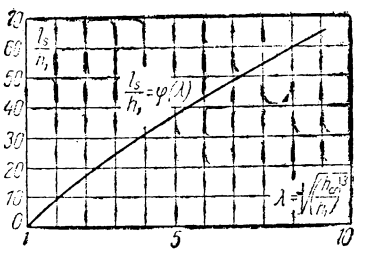


Fig. 9.42. Grafic pentru determinarea lungimii saltului hidraulic cu formula lui M. D. Certousov $l_{salt} = 10{,}3h_1(\lambda - 1)^{0{,}81}$.

Folosirea în practică a graficului nu necesită explicații. Formula lui M. D. Certousov poate fi reprezentată sub forma

$$l_s = 10{,}3\, h_1(\sqrt{\mathrm{Fr}} - 1)^{0{,}81} = f(\mathrm{Fr}_1)h_1 \qquad (9.57)$$

unde numărul Froude Fr_1 se determină cu formula

$$\mathrm{Fr}_1 = \frac{\alpha v_1^2}{g h_1} = \left(\frac{h_{cr}}{h_1}\right)^3. \qquad (9.58)$$

Pentru ușurarea calculelor cu formula (9.57) se poate folosi tabelul 9.9, în care se dau valorile

$$f(\mathrm{Fr}_1) = 10{,}3\left[\sqrt{\mathrm{Fr}_1} - 1\right]^{0{,}81},$$

funcție de valoarea numărului Froude Fr_1.

Tabelul 9.9

Valorile funcției $f(\mathrm{Fr}_1) = 10{,}3\ (\sqrt{\mathrm{Fr}_1} - 1)^{0{,}81}$

Fr_1	$f(\mathrm{Fr}_1)$	Fr_1	$f(\mathrm{Fr}_1)$	Fr_1	$f(\mathrm{Fr}_1)$	Fr_1	$f(\mathrm{Fr}_1)$
3,00	8,00	5,75	13,51	14,0	23,3	44,0	41,8
3,10	8,25	6,00	13,92	15,0	24,2	46,0	42,7
3,20	8,50	6,25	14,31	16,0	25,1	48,0	43,5
3,30	8,74	6,50	14,69	17,0	25,9	50,0	44,4
3,40	8,98	6,75	15,06	18,0	26,6	52,0	45,2
3,50	9,21	7,00	15,42	19,0	27,5	54,0	46,0
3,60	9,43	7,25	15,78	20,0	28,2	56,0	46,8
3,70	9,66	7,50	16,12	22,0	29,7	58,0	47,6
3,80	9,88	7,75	16,46	24,0	31,0	60,0	48,4
3,90	10,09	8,00	16,79	26,0	32,3	65,0	50,2
4,00	10,30	8,50	17,43	28,0	33,5	70,0	51,9
4,20	10,71	9,00	18,06	30,0	34,7	75,0	53,6
4,40	11,10	9,50	18,65	32,0	35,8	80,0	55,2
4,60	11,50	10,00	19,23	34,0	36,9	85,0	56,7
4,80	11,87	10,50	19,80	36,0	37,9	90,0	58,2
5,00	12,23	11,00	20,3	38,0	38,9	95,0	59,7
5,25	12,66	12,00	21,4	40,0	39,9	100,0	61,1
5,50	13,10	13,00	22,4	42,0	40,9		

Una dintre formulele recente este formula lui O. M. Aivazean

$$l_s = kh_t, \qquad (9.59)$$

în care $h_t = \frac{a^3}{4h_1h_2}$ este pierderea de sarcină în salt; $k = f(\mathrm{Fr}_1)$ — coeficient care depinde de numărul Froude

$$k = 8\frac{10 + \sqrt{\mathrm{Fr}_1}}{\mathrm{Fr}_1}.$$

Formula lui O. M. Aivazean a fost obținută în urma unor ample cercetări și este fundamentată teoretic. Rezultatele calculelor obținute cu formula lui Aivazean coincid practic cu cele obținute cu formula lui Certousov pentru numere Froude mari.

Deși formulele prezentate conduc la rezultate apropiate, totuși, cele mai sigure par a fi formulele lui M. D. Certousov și O. M. Aivazean.

Exemplu. Se dau: $v = 15$ m/s; $h_1 = 0{,}5$ m. Să se determine lungimea saltului cu formula lui Certousov și cu formula lui Aivazean.

Rezolvare. 1. Se calculează numărul Froude

$$\mathrm{Fr}_1 = \frac{\alpha v_1^2}{gh_1} = \frac{1{,}10 \cdot 15^2}{9{,}81 \cdot 0{,}5} = 50{,}5;$$

2. Cu această valoare a numărului Froude din tabelul 9.9 se află

$$f(\mathrm{Fr}_1) = 44{,}6;$$

3. Lungimea saltului (după Certousov) rezultă

$$l_s = h_1 f(\mathrm{Fr}_1) = 0{,}5 \cdot 44{,}6 = 22{,}3 \text{ m};$$

4. Cu formula (9.46) se obține

$$h_2 = \frac{h_1}{2}\left[\sqrt{1 + 8\,\mathrm{Fr}_1} - 1\right] = \frac{0{,}5}{2}\left[\sqrt{1 + 50{,}5} - 1\right] =$$

$$= 4{,}8 \text{ m};$$

5. Pierderea de sarcină în salt este

$$h_t = \frac{(h_2 - h_1)}{4h_1h_2} = \frac{(4{,}8 - 0{,}5)^3}{4 \cdot 4{,}8 \cdot 0{,}5} = 8{,}35 \text{ m};$$

6. Coeficientul k se află cu formula

$$k = 8\frac{10 + \sqrt{\mathrm{Fr}_1}}{\mathrm{Fr}_1} = 8\,\frac{10 + \sqrt{50{,}5}}{50{,}5} = 2{,}72;$$

7. Lungimea saltului cu formula lui O. M. Aivazean rezultă

$$l_s = kh_t = 2{,}72 \cdot 8{,}35 = 22{,}7 \text{ m}.$$

Mai sus, cu formula lui Certousov s-a obținut

$$l_s = 22{,}3 \text{ m}.$$

Pierderile de sarcină în saltul hidraulic. Pierderile de sarcină în saltul hidraulic se determină cu formula

$$h_t = \left(h_1 + \frac{v_1^2}{2g}\right) - \left(h_2 + \frac{v_2^2}{2g}\right), \qquad (9.60)$$

în care h_1 și h_2 sînt adîncimile conjugate; v_1 și v_2 — vitezele medii în secțiunile înainte și după salt, corespunzătoare adîncimilor h_1 și h_2.

Pentru albiile de secțiune dreptunghiulară, această formulă devine

$$h_t = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1h_2}, \qquad (9.61)$$

sau

$$h_t = \frac{a^3}{4h_1h_2}, \qquad (9.62)$$

în care $a = (h_2 - h_1)$ — înălțimea saltului.

Observație. Pierderile de sarcină în saltul hidraulic, determinate cu formula (9.60), sînt mai mici decît pierderile de sarcină la lărgirea bruscă de secțiune în conducte sub presiune, calculate cu formula

$$h_l = \frac{(v_1 - v_0)^2}{2g} \qquad (9.63)$$

Așadar, este greșit să se determine pierderea de sarcină în saltul hidraulic cu această ultimă formulă.

Procentual, valoarea pierderilor de sarcină în saltul hidraulic, raportată la energia specifică inițială a curentului în secțiunea dinaintea saltului, atinge, conform cercetărilor lui A. N. Ahutin, aproximativ 50–60% și chiar mai mult.

9.7. SCHIMBAREA DE PANTĂ

La o singură schimbare de pantă, în funcție de raportul pantelor i și i_{cr} sînt posibile patru cazuri de racordare a suprafeței libere a curentului pe două sectoare cu diferite pante, indicate în fig. 9.43. Schemele suprafeței libere, reprezentate în fig. 9.43, sînt fundamentale.

Observație. Aici și în continuare, pe desene și în text, sînt adoptate următoarele notații: h_{cr} — adîncimea critică; h_0 — adîncimea „normală", adică adîncimea în mișcarea uniformă; $h_{01}, h_{02}, \ldots, h_{0n}$ — adîncimea „normală" (corespunzător cu indicele de jos) în secțiunile *1–1*, *2–2* etc. sau în sectoarele primul, al doilea etc. ale canalului; h_0^c, h_{01}^c, ..., și h_1^c, h_2^c, ... (adică cu exponentul *c*) — adîncimea „conjugată" cu adîncimea indicată prin indicele de jos; $i_1, i_2, \ldots, i_n$; i_{cr} — pantele fundului canalului pentru sectoarele I, II etc. și panta critică.

În primele trei cazuri (fig. 9.43), racordarea suprafeței libere a sectorului din amonte cu suprafața liberă a sectorului din aval este fără salt, deoarece adîncimile sectoarelor din amonte și aval ale canalului h_{01} și h_{02} sînt ambele sau mai mari, sau mai mici decît h_{cr}; în cazul al treilea, adîncimea sectorului din amonte $h_{01} > h_{cr}$, iar adîncimea sectorului din aval $h_{02} < h_{cr}$. Saltul hidraulic se formează numai la trecerea de la adîncimea $h_1 < h_{cr}$ la adîncimea $h_2 > h_{cr}$. În cazul al

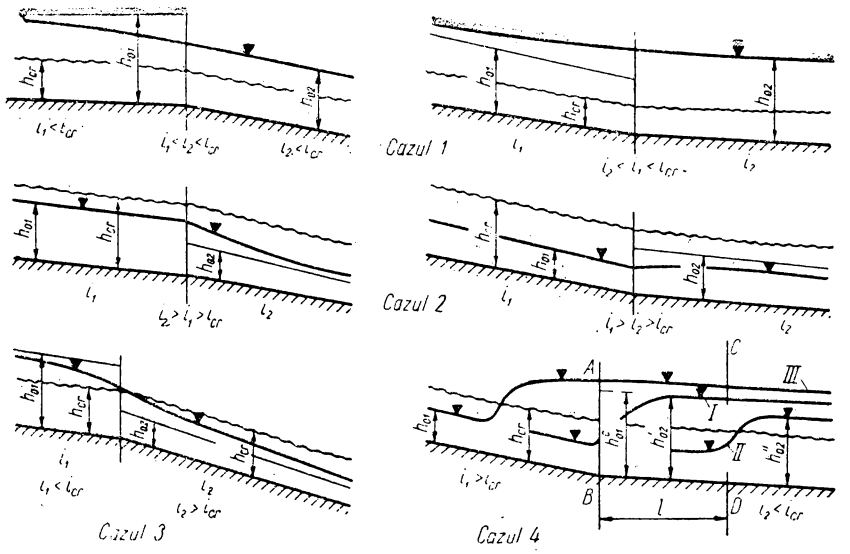


Fig. 9.43. *I* — salt hidraulic în poziția critică; *II* — salt hidraulic îndepărtat; *III* — salt hidraulic apropiat (înecat)

patrulea (fig. 9.43), racordarea are loc cu formarea saltului și sînt posibile trei forme diferite ale acestei racordări: salt îndepărtat, salt în poziția critică și salt apropiat.

Saltul hidraulic se formează în poziția critică, adică în secțiunea AB (fig. 9.43), dacă adîncimea h_{01}^{c}[1], conjugată cu adîncimea h_{01} la finele primului sector este egală cu adîncimea normală a celui de al doilea sector, adică dacă $h_{01}^{c} = h_{02}$.

Saltul hidraulic este îndepărtat dacă $h_{01}^{c} > h_{02}$ și este apropiat dacă $h_{01}^{c} < h_{02}$.

Pentru albia prismatică dreptunghiulară, adîncimea conjugată h_{01}^{c} se calculează cu formula

$$h_{01}^{c} = \frac{h_{01}}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_{cr}}{h_1}\right)^3} - 1\right], \qquad (9.64)$$

iar pentru albiile prismatice cu alt profil transversal calculul se face cu formula generală a funcției saltului (formula (9.45))

$$\frac{Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1 = \frac{Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2.$$

În cazul saltului îndepărtat, distanța l de la secțiunea AB pînă la secțiunea CD (fig. 9.43) se numește distanța de îndepărtare a saltului. Valoarea distanței de îndepărtare se determină cu ajutorul ecuațiilor (9.20)—(9.26) cunoscînd adîncimile în secțiunile AB și CD. În acest caz, adîncimea în secțiunea AB se consideră egală cu adîncimea normală (adică adîncimea mișcării uniforme) a primului sector (unde $i_1 > i_{cr}$), iar adîncimea în secțiunea CD se calculează ca fiind adîncimea conjugată cu adîncimea normală a sectorului al doilea (unde $i_2 < i_{cr}$).

Exemplu. Să se determine caracterul racordării suprafeței libere a apei în canalul de formă prismatică, cu secțiunea dreptunghiulară pentru schema indicată în fig. 9.43, *a*. Se dau: $h_{01} = 0{,}2$ m; $h_{02} = 1{,}2$ m și $h_{cr} = 0{,}6$ m.

Rezolvare. 1. Se determină adîncimea conjugată cu adîncimea mișcării uniforme din sectorul superior al canalului (pînă la secțiunea în care are loc schimbarea pantei)

$$h_{01}^{c} = \frac{h_{01}}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_{cr}}{h_{01}}\right)^3} - 1\right] =$$

$$= \frac{0{,}2}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{0{,}6}{0{,}2}\right)^3} - 1\right] = 1{,}37 \text{ m};$$

2. Se compară această adîncime $h_{01}^{c} = 1{,}37$ m cu adîncimea $h_{02} = 1{,}2$ m a curentului pe sectorul din aval. Deoarece în cazul de față

$$h_{01}^{c} > h_{02} \ (1{,}37 \text{ m} > 1{,}20 \text{ m}),$$

rezultă că racordarea va avea loc cu salt hidraulic îndepărtat, după schema (fig. 9.43, *b*);

3. Distanța de îndepărtare a saltului, adică distanța l de la secțiunea de separare pînă la salt (fig. 9.43, *b*) în cazul pantei pozitive a albiei din bieful aval se determină cu formula

$$l = \frac{h_{02}}{i}\{\eta_2 - \eta_1 - (1 - j)[\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)]\},$$

în care $\eta_1 = h_1/h_0$ (în cazul de față $h_1/h_0 = h_{01}/h_{02} = 0{,}2/1{,}2$) $\eta_2 = h_2/h_0$.

[1] Adîncimea h_{01}^{c} se numește „adîncimea de separare", vezi § 9.9 „Conjugarea biefurilor".

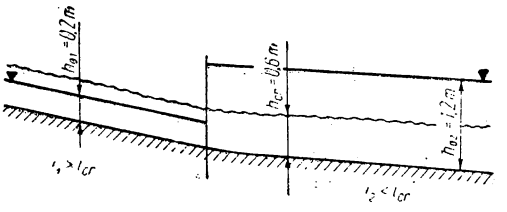


Fig. 9.43, *a*.

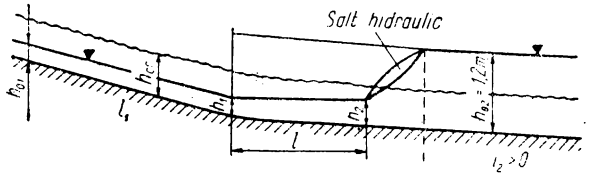


Fig. 9.43, *b*.

Adîncimea h_2 (adîncimea înainte de salt) conjugată cu adîncimea h_{02}, se determină cu formula

$$h_2 = \frac{h_{02}}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_{cr}}{h_{02}}\right)^3} - 1\right].$$

Calculele ulterioare nu necesită explicații.

La o schimbare repetată a pantei, numărul de variații posibile a formei suprafeței libere se mărește. Se dau schemele principale.

— Canalul are pe toată lungimea lui pante mai mici decît cea critică $i < i_{cr}$ (fig. 9.44). În acest caz, racordarea suprafeței libere între sectoare are loc totdeauna fără salt. Pe ultimul sector (din aval) se stabilește o mișcare uniformă, pe cele din amonte (funcție de raportul dintre pante și de lungimea sectoarelor) se stabilesc curbe de remu pozitiv și negativ. De exemplu, în cazul $i_2 < i_1 < i_3$ (fig. 9.44), pe sectorul doi se va stabili numai remu negativ și, în funcție de lungimea l, adîncimea în secțiunea AB poate fi $h_{AB} \gtrless h_{01}$.

Condiția $h_{AB} \gtrless h_{01}$ determină caracterul curgerii pe primul sector (în amonte), unde pot exista remu pozitiv sau remu negativ sau se poate stabili o mișcare uniformă. Această schemă se păstrează și atunci cînd pe sectorul al doilea panta $i_2 \leqslant 0$.

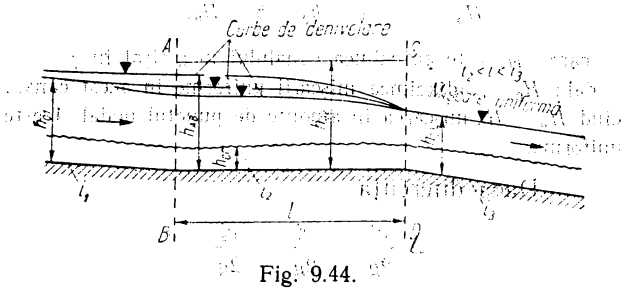


Fig. 9.44.

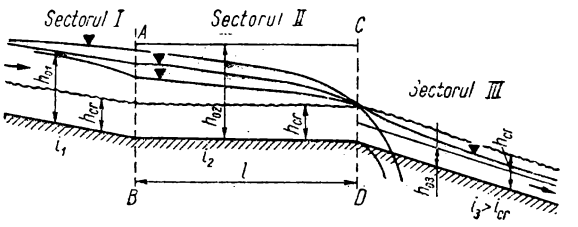


Fig. 9.45.

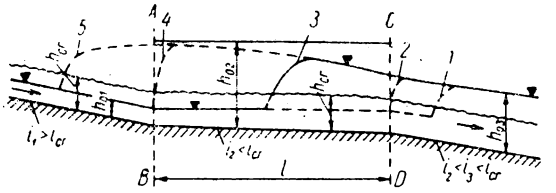


Fig. 9.46. Prin cifrele *1—5* se arată diferite poziții ale saltului hidraulic, funcție de lungimea l și raportul dintre i și i_{cr}.

— Canal cu panta mai mică decît cea critică ($i < i_{cr}$), dar terminat cu canal rapid sau cu o cădere (fig. 9.45). În acest caz, schema generală a curgerii pe primul și al doilea sector se păstrează, cu singura diferență că în secțiunea *CD* se stabilește adîncimea critică.

Dacă în aval de secțiunea *CD* canalul continuă cu un canal rapid ($i_3 > i_{cr}$), atunci pe acest canal rapid remuul este negativ.

— Canal cu panta pe primul sector (amonte) mai mare decît cea critică ($i_1 > i_{cr}$), iar pe sectorul *3* (aval) cu panta mai mică decît cea critică ($i_3 < i_{cr}$) (fig. 9.46). Racordarea suprafeței libere este însoțită de formarea saltului hidraulic, care funcție de lungimea l a sectorului mijlociu și raportul dintre i_2 și i_3, poate să aibă diferite poziții, după cum se arată în figura 9.46. Saltul hidraulic poate să treacă de pe sectorul II pe cel de al treilea (aval), numai dacă „lungimea critică" este mai mare decît lungimea sectorului II. În acest caz, lungimea critică l_{cr} se determină cu formulele (9.20) și (9.21), considerînd $h_1 = h_{01}$ și $h_2 = h_{cr}$.

Observație. Lungimea critică este distanța de la secțiunea dată cu adîncimea h pînă la secțiunea cu adîncimea h_{cr} și pentru curbele de remu pozitiv din zona *C* (vezi § 9.1 și fig. 9.2) este maximă cînd $i < i_{cr}$ sau $i \leqslant 0$.

— Canal cu pante mai mari decît cea critică ($i > i_{cr}$), dar cu un sector intermediar cu panta $i < i_{cr}$ (sau $i \leqslant 0$) (fig. 9.47). Racordarea suprafeței libere poate avea loc atît cu salt hidraulic cît și fără salt hidraulic. În primul caz, saltul hidraulic se poate forma numai în limitele sectoarelor I și II și nu se poate forma pe sector III (aval).

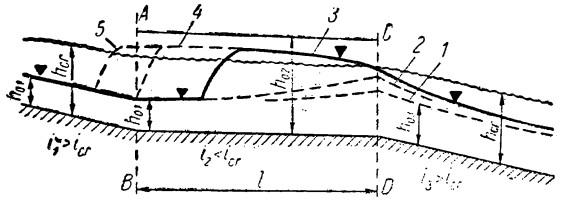


Fig. 9.47. Prin cifrele *1–5* se arată diferite poziții ale saltului hidraulic.

Racordarea fără salt hidraulic (după tipul *1* și *2*, fig. 9.47) are loc dacă sectorul intermediar cu panta $i < i_{cr}$ are o lungime mică $l < l_{cr}$, unde l_{cr} este lungimea critică, care, ca și anterior, se determină cu formula (9.20) pentru $h_1 = h_{01}$ și $h_2 = h_{cr}$.

9.8. ÎMPĂRȚIREA DEBITULUI

a) Ramificarea canalului

Rezolvarea problemei divizării debitului Q în părțile $Q_1, Q_2, \ldots, Q_n$ la ramificarea canalului, se indică mai jos pentru cazul împărțirii canalului magistral în două ramuri. În cazul unui număr mai mare de ramificații, rezolvarea ca metodă este aceeași.

Cazul 1. Cele trei canale: principal (de aducțiune) și cele două de evacuare au forma prismatică. Secțiunile transversale pot fi diferite, ca și cotele fundului lor în punctul nodal A (fig. 9.48), iar pantele, chiar dacă nu sînt identice, sînt mai mici decît cele critice. În acest caz, mișcarea neuniformă poate avea loc numai în canalul principal (în amonte de punctul nodal A); în canalele de evacuare mișcarea va fi uniformă.

Debitele Q_1 și Q_2 în canalele de evacuare și adîncimile corespunzătoare lor h_1 și h_2 se află prin rezolvarea următorului sistem de ecuații

$$Q = Q_1 + Q_2 = K_1\sqrt{i_1} + K_2\sqrt{i_2}$$
$$H_a + \frac{v_a^2}{2g} = h_1 + c + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + b + \frac{v_2^2}{2g}, \qquad (9.65)$$

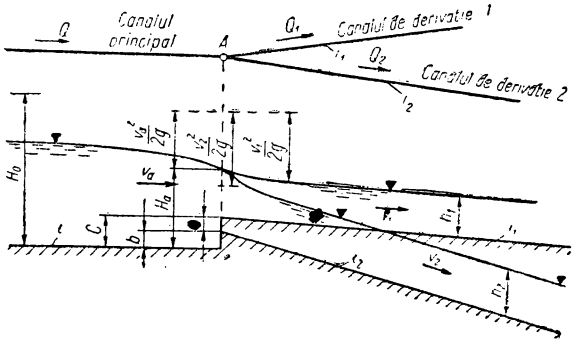


Fig. 9.48.

în care: K_1, i_1, h_1, c și v_1, precum și K_2, i_2 h_2, b și v_2 sînt: modulul de debit ($K = \omega C\sqrt{R}$), panta fundului, adîncimea mișcării uniforme, înălțimea pragului în punctul nodal și viteza medie de curgere, respectiv, pentru primul și pentru al doilea canal de evacuare; Q, H_a și v_a — debitul, adîncimea și viteza medie în canalul magistral (de aducțiune).

Soluția se obține cel mai bine grafo-analitic.

— Dacă v_1 și v_2 sînt mici și diferența

$$\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g}$$

poate fi neglijată, atunci

$$h_2 = h_1 + a \qquad (9.66)$$

sau cînd $a = 0$ (fig. 9.48)

$$h_2 = h_1.$$

În acest caz, debitele canalelor de evacuare pot fi exprimate în funcție de aceeași adîncime h_1 (sau h_2), și anume

$$Q_1 = K_1\sqrt{i_1} = F(h_1)$$
$$Q_2 = K_2\sqrt{i_2} = F(h_1 + a) \qquad (9.67)$$

Trasînd curbele $F_1(h_1)$ și $F_2(h_1 + a)$ și curba sumei $\Phi(h_1) = F_1(h_1) + F_2(h_1 + a)$ (fig. 9.49) (prin calcularea unei serii de valori F_1 și F_2 cu formula $F = \omega C\sqrt{Ri}$ pentru o serie de valori h), se află direct din grafic adîncimile necunoscute h_1 și h_2 corespunzătoare debitului dat al canalului principal

$$Q = \Phi(h_1). \qquad (9.68)$$

Cu adîncimile h_1 și $h_2 = h_1 + a$, aflate astfel, se găsesc debitele corespunzătoare Q_1 și Q_2.

Observație. Adîncimile h_1 și h_2, aflate prin procedeul indicat, definesc cota nivelului apei în punctul nodal A și, prin urmare, și adîncimea în canalul magistral în acest punct. Condiția (9.69) determină caracterul curgerii în canalul magistral, în amonte de punctul nodal A, respectiv remuul pozitiv sau negativ în canalul de aducțiune

$$H_a = h_1 + c = h_2 + b = H_0, \qquad (9.69)$$

în care: H_a este adîncimea canalului magistral în punctul nodal; H_0 — adîncimea mișcării uniforme în acest canal; cînd $H_a = H_0$ mișcarea în amonte de punctul nodal A este uniformă.

— Dacă diferența

$$\Delta\frac{v^2}{2g} = \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g}$$

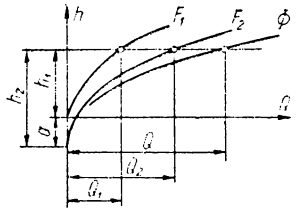


Fig. 9.49.

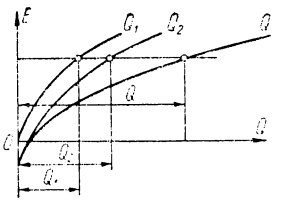


Fig. 9.50.

nu poate fi neglijată, construirea curbei $\Phi = F_1 + F_2$ trebuie realizată funcție de $\left(h + \frac{v^2}{2g}\right)$. Ca aspect, această curbă nu diferă de cea precedentă, cu deosebirea că acum pe axa ordonatelor se trec nu adîncimile, ci energiile specifice $E = h + v^2/2g$ (fig. 9.50).

Construirea curbei $Q = \Phi\left(h + \frac{v^2}{2g}\right)$ se realizează în modul următor. Calculînd pentru un șir de adînciini debitele Q_1 și Q_2 cu formulele $Q_1 = K_1\sqrt{i_1} = F_1(h_1)$ și $Q_2 = K_2\sqrt{i_2} = F_2(h_2)$, separat pentru fiecare canal de evacuare, se determină concomitent și vitezele $v = Q/\omega$, precum și înălțimile cinetice $\frac{v^2}{2g}$. Cu aceste date se alcătuiesc tabelele de forma dată mai jos și pe baza lor se construiesc curbele de debit pentru fiecare canal de evacuare: $Q_1 = F_1(E)$ și $Q_2 = F_2(E)$.

Formularul de tabel (pentru primul canal)		*Formularul de tabel (pentru al doilea canal)*	
$Q_1 = K_1\sqrt{i_1}$	$E = h + \frac{v^2}{2g}$	$Q_2 = K_2\sqrt{i_2}$	$E = h + \frac{v^2}{2g}$

Însumînd grafic Q_1 și Q_2, se construiește pe același grafic curba $Q = \Phi(h + v^2/2g)$, după care, pentru debitul total, se află și valorile energiei specifice E.

Adîncimile h_1 și h_2 se determină cu debitele aflate Q_1 și Q_2.

Cazul 2. Unul din canalele de derivație are panta $i > i_{cr}$ (canal rapid) (fig. 9.51). În acest caz, pe canalul de evacuare cu panta $i > i_{cr}$ se stabilește remuul negativ. Pe canalul magistral va avea loc, de asemenea, remuul negativ.

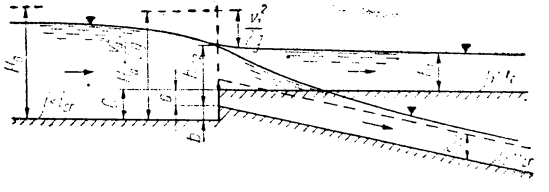


Fig. 9.51.

Problema divizării debitului se rezolvă după aceeași metodă, dar ecuația (9.65) se înlocuiește prin ecuația

$$H_a + \frac{v_a^2}{2g} = h_1 + c + \frac{v_1^2}{2g} = h_{cr} + b + \frac{v_{cr}^2}{2g},$$

sau

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + a = h_{cr} + \frac{v_{cr}^2}{2g}. \qquad (9.70)$$

Observație. Pantele transversale, atît în primul cît și în al doilea caz, au fost neglijate.

b) **Albie cu două brațe**

Dacă în secțiunea A albia se împarte în două ramuri, iar în secțiunea B aceste ramuri se unesc din nou într-o albie comună, atunci în aval de secțiunea B curgerea va fi uniformă cu adîncimea normală H_{0B}, iar în amonte de această secțiune, atît pe sectorul AB, cît și în amonte de secțiunea A, mișcarea va fi în cazul general neuniformă (fig. 9.52). Forma suprafeței libere (curba de remu pozitiv sau negativ) este condiționată de rezistențele hidraulice ale ramurilor ACB și ADB între secțiunile A și B.

Calculul debitelor Q_1 și Q_2, precum și construirea curbelor suprafeței libere (profilul longitudinal) pe porțiunile cu mișcare neuniformă sînt posibile dacă se cunoaște cota z_B a suprafeței libere în secțiunea B și se cunosc sau pot fi calculate funcțiile $K_A = F(H_A)$, $K_1 = F(h_1)$ și $K_2 = F_2(h_2)$ pentru albia principală în amonte de secțiunea A și pentru fiecare ramură în parte între secțiunile A și B, unde K_A, K_1 și K_2 sînt modulii de debit, iar H_A, h_1 și h_2 sînt adîncimile în albia principală în amonte de secțiunea A și în ambele ramuri.

Problema se rezolvă foarte simplu grafo-analitic, în modul următor:

— Pentru debitele Q_1', Q_1'', Q_1''', ... $(< Q)$, prin unul din procedele cunoscute de construire

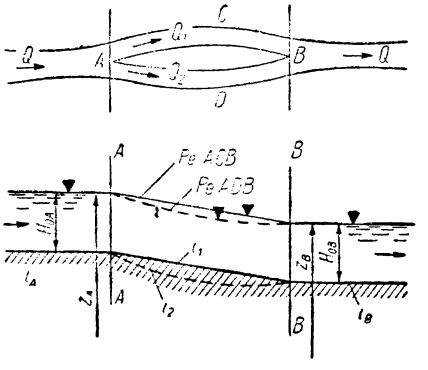


Fig. 9.52.

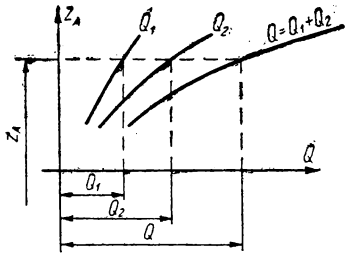


Fig. 9.52, *a*.

a curbei de remu pozitiv (sau negativ) se determină cotele nivelului apei în secțiunea A pe prima ramură z'_{A1}, z''_{A1}, z'''_{A1}, ... la o cotă constantă z_B în secțiunea B. Cu rezultatele necesare acestor calcule se construiește curba $Q_1 = F_1(z_A)$ (fig. 9.52, *a*) unde Q_1 este debitul pe prima ramură.

— Se repetă aceste operații pentru brațul al doilea al albiei și pe același desen se construiește curba $Q_2 = F_2(z_A)$.

— Construind apoi curba $Q = Q_1 + Q_2 = F(z_A)$ (efectuînd însumarea grafic), la un debit total Q cunoscut (fig. 9.52, *a*), se află direct pe grafic atît debitele Q_1 și Q_2, cît și cota z_A în secțiunea A.

— Calculul curbei suprafeței libere pe albia principală în amonte de secțiunea A (cunoscînd cota z_A) se efectuează după regulile generale ale mișcării neuniforme.

Observații: 1. Dacă se cunoaște curba $Q = f(z_B)$ pentru albia principală în secțiunea B, prin procesul de calcul indicat mai sus se pot determina debitele brațelor pentru diferite debite ale albiei principale și se pot construi curbele $Q_1 = f_1(z_B)$ și $Q_2 = f_2(z_B)$ pentru fiecare braț;

2. Dacă pe unul din brațe se amplasează o construcție de reținere, problema debitului care trece prin construcție poate fi rezolvată cu același procedeu.

c) Captarea apei din rîu

Dacă din rîu se preia debitul Q_c cu ajutorul unui canal de derivație, în rîu, în aval de secțiunea A (fig. 9.53) se stabilește o mișcare uniformă cu debitul $Q' = Q - Q_c$, iar cota z_{av} a nivelului apei în secțiunea A se determină pe cheia limnimetrică $Q = f(H)$ a rîului pentru debitul Q'. În amonte de secțiunea A se stabilește remuul negativ cu debitul Q. Calculul canalului de derivație trebuie să fie efectuat, în acest caz, considerînd cota nivelului apei în rîu egală cu z_{av}.

Conform Normelor TU-24-109-49 se recomandă ca unghiul de derivare α, adică unghiul dintre axa canalului de derivație și direcția de mișcare a apei pe rîu (fig. 9.53, *a*) să fie

$$\alpha = \arccos \frac{v_0}{v_1},$$

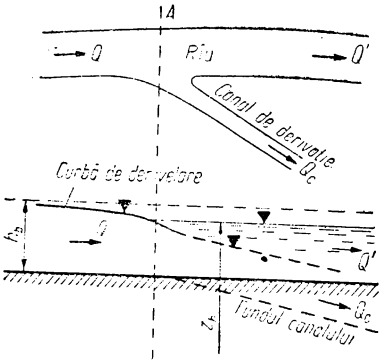


Fig. 9.53.

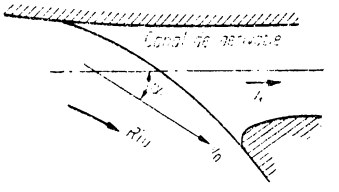


Fig. 9.53, *a*.

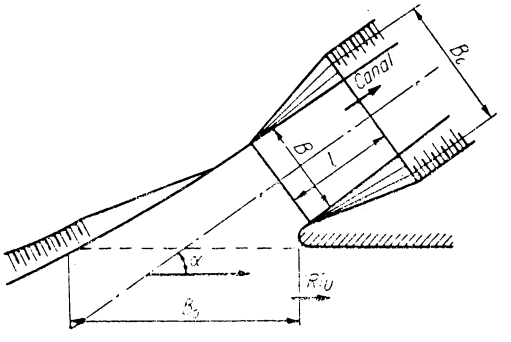


Fig. 9.53, *b*.

cu condiția obligatorie $v_1 > v_0$ și, în plus, numai în cazul în care canalul de derivație în sectorul lui inițial funcționează ca un deversor înecat cu o cădere de nivel foarte mică.

Racordarea canalului de priză la rîu trebuie să fie suficient de lină. Lățimea în zona de acces B_0 trebuie stabilită funcție de unghiul α și de lățimea B a secțiunii de intrare în canalul de priză (fig. 9.53, *b*). folosind datele din tabelul următor:

v_0/v_1	0,05	0,10	0,20	0,40	0,70
α	87	84	78,5	66,5	45,5
B/B_0	0,58	0,57	0,57	0,5	0,29

Dacă $v_1 \approx v_0$, unghiul de derivare α se recomandă să se adopte de cel mult 15—30°.

Viteza v_1 se determină în toate cazurile cu formula $v_1 = Q/B(H - z)$, în care B, H și z sînt, respectiv, lățimea secțiunii de intrare (fig. 9.53, *b*), sarcina la intrare și căderea, egală cu diferența dintre cotele suprafeței libere în rîu și la pragul prizei de apă.

La preluarea apei dintr-un rîu care transportă aluviuni, configurația părții de acces se determină pe baza cercetărilor de laborator pe model hidraulic.

Lungimea sectorului de trecere l de la secțiunea dreptunghiulară, la intrarea în canal, pînă la secțiunea trapezoidală a canalului se recomandă să se determine cu formula

$$l = (2{,}5\ldots3{,}0)\frac{B_c - B}{2} \quad \text{sau} \quad l = (2{,}5\ldots3)p,$$

în care B_c este lățimea canalului la oglinda apei; B — lățimea canalului în secțiunea de intrare (fig. 9.53, *b*); p — adîncimea fundului sub creasta pragului.

Dintre valorile l obținute cu aceste formule, se adoptă valoarea maximă.

9.9. RACORDAREA BIEFURILOR

a) Racordarea biefurilor la curgerea peste un deversor

Racordarea este fără salt hidraulic în toate cazurile în care în bieful aval albia are panta $i > i_{cr}$ iar adîncimea curentului $t \leqslant h_{cr}$. În celelalte cazuri, cînd adîncimea $t > h_{cr}$, se formează saltul hidraulic. În fig. 9.54 sînt reprezentate trei forme posibile de racordare:

— cu salt hidraulic îndepărtat;
— cu salt hidraulic în poziția critică;
— cu salt hidraulic înecat.

Determinarea formei de racordare, adică rezolvarea problemei care dintre aceste trei forme de salt hidraulic are loc în cazul de față, se face în modul următor[1]: se calculează sarcina la deversor $H_0 = H + v_0^2/2g$ cu formula

$$H_0 = \sqrt[3]{\frac{q^2}{2gm^2}}. \qquad (9.71)$$

Se determină apoi adîncimea „secțiunii contractate", adică adîncimea h_c în bieful aval la piciorul barajului în secțiunea n-n (fig. 9.54) cu ecuația

$$q = \varphi h_c\sqrt{2p(p + H_0 - h_c)}. \qquad (9.72)$$

În continuare se calculează „adîncimea de separare"[2], egală cu adîncimea h_c'', adică adîncimea conjugată cu adîncimea h_c din secțiunea contractată. Pentru albia dreptunghiulară, adîncimea de separare se determină cu formula

$$h_s = \frac{h_c}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_{cr}}{h_c}\right)^3} - 1\right], \qquad (9.73)$$

după care din condiția

$$h_s \gtrless t \qquad (9.74)$$

se rezolvă problema formei de racordare și anume: dacă adîncimea de separare este mai mare decît adîncimea biefului aval $h_s > t$, are loc prima formă — cu salt hidraulic îndepărtat (fig. 9.54); dacă $h_s = t$, are loc forma a doua — cu salt hidraulic în poziția critică; dacă $h_s < t$, are loc forma a treia — cu salt hidraulic înecat.

b) Calculul adîncimii h_c în secțiunea contractată

Ecuația (9.72) se aduce la ecuația de gradul trei

$$(p + H_0)h_c^2 - h_c^3 = \frac{q^2}{2g\varphi^2}, \qquad (9.75)$$

în care φ este coeficientul de viteză (vezi tabelul 9.10).

Ecuația se rezolvă, de obicei, fie prin metoda aproximațiilor succesive, fie prin construirea grafo-analitică a curbei[3]:

$$y = (p + H_0)h_c^2 - h_c^3, \qquad (9.76)$$

în care h_c este mărimea căutată, iar toate celelalte mărimi sînt cunoscute.

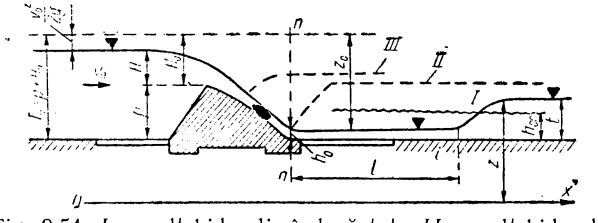


Fig. 9.54. *I* — salt hidraulic îndepărtat; *II* — salt hidraulic în poziția critică; *III* — salt hidraulic apropiat (înecat).

Exemplu. Se dau: înălțimea barajului deversor $p = 20$ m, sarcina la deversor $H_0 = 4$ m, debitul pentru 1 m lungime de prag $q = 16$ m³/s·m și coeficientul de viteză

[1] Aici se presupune că debitul pentru 1 m de lungime a barajului deversor q, coeficientul de debit m, înălțimea barajului p, precum și profilul barajului deversor sînt cunoscute.

[2] Noțiunea de „adîncime de separare" a fost introdusă de V. D. Jurin, în legătură cu faptul că această adîncime definește domeniul adîncimilor obișnuite t ale biefului aval, la care are loc îndepărtarea saltului (cînd $h_s > t$), spre diferență de domeniul adîncimilor cu formarea unui salt înecat (cînd $h_s < t$).

[3] Curba se construiește în coordonatele h_c și y. Pentru $y = q^2/\varphi^2 2g$, se află valoarea căutată h_c.

Tabelul 9.10

Valorile coeficientului de viteză φ pentru determinarea adîncimii în secțiunea contractată după N. N. Pavlovski

Condițiile de curgere	Coeficientul φ
Curgerea în atmosferă, lamă cu cădere liberă	1,00—097
Curgerea peste deversoare cu profil cu paramentul deversant rectiliniu și suprafață netedă :	
a) parament deversant de lungime mică	1,00
b) parament deversant de lungime medie	0,95
c) parament deversant de lungime mare	0,90
Curgerea pe sub stavilă situată pe deversoare cu profil practic cu paramentul deversant curbiliniu	0,95—0,85
Curgerea peste deversorul cu prag lat	0,95—0,85
Curgerea peste deversorul cu profil practic cu contur poligonal	0,90—0,80
Curgerea din goliri de fund	1,00—0,97
Trepte fără stavile	1,00
Trepte cu stavile	1,00—0,97

$\varphi = 0{,}95$ (din tabelul 9.10 pentru profilul curbiliniu cu o lungime medie a liniei de deversare). Să se determine adîncimea secțiunii contractate h_c.

Rezolvare. 1. Se calculează partea dreaptă a egalității (9.75)

$$\frac{q^2}{2g\varphi^2} = \frac{16^2}{0{,}95^2 \cdot 2 \cdot 9{,}81} = 14{,}45;$$

1. Se calculează șirul de valori y din formula (9.76) pentru construirea curbei $y = \varphi(h_c)$:

— pentru $h_c = 0{,}6$ m

$$y = (p + H)h_c^2 - h_c^3 = (20 + 4)0{,}6^2 - 0{,}6^3 = 8{,}38$$

— pentru $h_c = 0{,}7$ m

$$y = (20 + 4)0{,}7^2 - 0{,}7^3 = 11{,}46;$$

— pentru $h_c = 0{,}8$ m

$$y = (20 + 4)0{,}8^2 - 0{,}8^3 = 14{,}81;$$

3. Cu valorile obținute pentru y se construiește curba $y = \varphi(h_c)$ (fig. 9.54, *a*), apoi pentru $y = q^2/\varphi^2 2g = 14{,}45$, se determină adîncimea în secțiunea contractată $h_c = 0{,}79$ m.

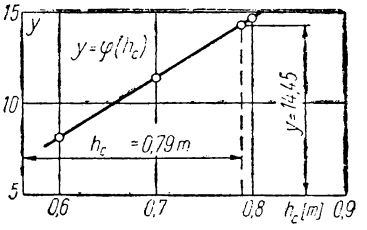


Fig. 9.54, *a*.

Secțiunea dreptunghiulară. Procedeu simplificat de rezolvare (prin aproximații succesive).

P r i m a a p r o x i m a ț i e. Neglijînd sub radicalul părții din dreapta a ecuației (9.72) mărimea h_c, se află prima valoare aproximativă h_c, notată cu h_c' :

$$h_c' = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(p + H_0)}} \cdot \qquad (9.77)$$

A d o u a a p r o x i m a ț i e. Considerînd sub radicalul ecuației (9.72) $h_c = h_c'$, cu ecuația (9.77) se află a doua valoare aproximativă h_c''

$$h_c'' = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(p + H_0 - h_c')}} \cdot \qquad (9.77, a)$$

A t r e i a a p r o x i m a ț i e. Considerînd sub radicalul ecuației (9.72) $h_c = h_c''$, rezultă

$$h_c''' = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(p + H_0 - h_c'')}} \cdot \qquad (9.77, b)$$

În numeroase cazuri, $h_c'' \approx h_c'''$, astfel încît calculul pentru a treia aproximație practic nu se mai justifică.

Exemplu : Se dau : debitul specific $q = 2{,}0$ m³/s·m ; $H_0 = 1{,}12$ m, înălțimea barajului $p = 10{,}6$ m și coeficientul de viteză $\varphi = 0{,}95$. Să se determine h_c.

Rezolvare. 1. Se află în prima aproximație

$$h_c' = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(p + H_0)}} = \frac{2{,}0}{0{,}95\sqrt{2 \cdot 9{,}81(10{,}6 + 1{,}12)}} =$$

$$= 0{,}139 \text{ m};$$

2. În a doua aproximație

$$h_c'' = \frac{2}{0{,}95\sqrt{2 \cdot 9{,}81(10{,}6 + 1{,}12 - 0{,}139)}} = 0{,}14 \text{ m};$$

3. În sfîrșit, în a treia aproximație

$$h_c''' = 0{,}14 \text{ m}.$$

Evident, în cazul de față calculele pentru a treia aproximație se dovedesc de prisos.

Secțiune trapezoidală. Pentru o albie trapezoidală calculul adîncimii h_c se efectuează în succesiunea următoare

P r i m a a p r o x i m a ț i e. — Se determină viteza în secțiunea contractată

$$v' = \varphi\sqrt{2g(p + H_0)}; \qquad (9.78)$$

— Se află adîncimea h_c' pentru v', folosind relațiile

$$\omega = \frac{Q}{v}; \qquad \omega = (b + mh)h$$

$$h_c' = -\frac{b}{2m} + \sqrt{\left(\frac{b}{2m}\right)^2 + \frac{Q}{mv'}} \cdot \qquad (9.79)$$

A doua aproximaţie. — Viteza

$$v'' = \varphi\sqrt{2g(p + H_0 - h_c')};$$

— Adîncimea

$$h_c'' = -\frac{b}{2m} + \sqrt{\left(\frac{b}{2m}\right)^2 + \frac{Q}{mv''}}.$$

Şi aici, calculul pentru a treia aproximaţie este adesea inutil.

Exemplu. Se dau: $Q = 10$ m³/s, albie trapezoidală cu coeficient de taluz $m = 1{,}0$ m, lăţimea canalului la fund $b = 4$ m, înălţimea barajului $p = 10{,}6$ m, sarcina $H_0 = 1{,}12$ m şi coeficientul de viteză $\varphi = 0{,}95$. Să se determine adîncimea secţiunii contractate h_c.

Rezolvare. 1. În prima aproximaţie

$$v' = \varphi\sqrt{2g(p + H_0)} = 0{,}95\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 11{,}72} = 14{,}4 \text{ m/s};$$

$$h_c' = -\frac{4}{2 \cdot 1{,}0} + \sqrt{\left(\frac{4}{2 \cdot 1{,}0}\right)^2 + \frac{10}{1 \cdot 14{,}4}} =$$

$$= -2 + 2{,}17 = 0{,}17 \text{ m};$$

2. În a doua aproximaţie

$$v'' = 0{,}95\sqrt{2 \cdot 9{,}81(11{,}72 - 0{,}17)} = 14{,}2 \text{ m/s};$$

$$h_c'' = -2 + \sqrt{2^2 + \frac{10}{1 \cdot 14{,}2}} = -2 + 2{,}17 = 0{,}17 \text{ m}.$$

Calculul în a treia aproximaţie se dovedeşte de prisos.

Coeficientul de viteză φ la determinarea adîncimii h_c în secţiunea contractată se adoptă din tabelul academicianului N. N. Pavlovski (vezi tabelul 9.10).

Pentru calcule aproximative şi operative pot fi folosite valorile h_c din tabelul 9.11, obţinute pentru debitul specific $q = 1{,}0$ m³/s·m.

Calculul adîncimii h_c cu ajutorul graficului profesorului M. D. Certousov. Pentru albia dreptunghiulară profesorul M. D. Certousov a propus un grafic foarte comod[1] (fig. 9.55) al funcţiei

$$\xi_c = f(\xi_{T_0}), \qquad (9.80)$$

în care $\xi_c = h_c/h_{cr}$ este raportul dintre adîncimea în secţiunea contractată şi adîncimea critică; ξ_{T_0} — raportul dintre înălţimea liniei de sarcină în amonte de baraj şi adîncimea critică (vezi fig. 9.54)[2]

$$\xi_{T_0} = \frac{T_0}{h_{cr}} = \frac{p + H_0}{h_{cr}}.$$

[1] Preluat din lucrarea lui M. D. Certousov „Speţialnîi kurs ghidravliki", M.-L., Gosenergoizdat, 1949. (Traducere în l. română, Editura Tehnică, 1966).

Tabelul 9.11

Valorile adîncimii h_c în secţiunea contractată pentru debitul specific $q = 1{,}0$ m³/s·m funcţie de valoarea căderii $z_0 = p + H_0 - h_c$ la diferiţi coeficienţi de viteză φ, obţinute din formula $h_c = \frac{q}{\varphi\sqrt{2gz_0}}$, m

z_0, m	φ				
	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80
1	0,226	0,237	0,251	0,266	0,282
2	0,160	0,168	0,177	0,188	0,200
3	0,130	0,137	0,145	0,153	0,163
4	0,113	0,120	0,126	0,133	0,141
5	0,101	0,106	0,112	0,119	0,125
6	0,092	0,097	0,102	0,109	0,115
7	0,085	0,090	0,095	0,100	0,107
8	0,080	0,084	0,089	0,094	0,100
9	0,075	0,079	0,084	0,089	0,094
10	0,0713	0,0751	0,079	0,0840	0,0891
15	0,0583	0,0614	0,0648	0,0685	0,0728
20	0,0505	0,0532	0,0540	0,0595	0,0630
25	0,0452	0,0467	0,0501	0,0532	0,0565
30	0,0412	0,0435	0,0458	0,0485	0,0515
40	0,0357	0,0376	0,0396	0,0420	0,0446
50	0,0319	0,0336	0,0354	0,0375	0,0399
60	0,0292	0,0307	0,0324	0,0343	0,0364
70	0,0270	0,0284	0,0300	0,0328	0,0337
80	0,0252	0,0266	0,0280	0,0297	0,0316
90	0,0238	0,0251	0,0264	0,0280	0,0293
100	0,0226	0,0237	0,0251	0,0266	0,0282

Observaţie. Pentru valorile debitului specific $q \neq 1{,}0$ m³/s·m, datele din tabel trebuie înmulţite cu valoarea corespunzătoare q. De exemplu, debitul specific $q = 5{,}0$ m³/s·m; căderea $z_0 = p + H_0 - h_c = 20$ m şi $\varphi = 0{,}90$. Se obţine $h_c = h_c \cdot {}_{tab}q = 0{,}054 \cdot 5 = 0{,}27$ m.

Această funcţie (9.80) este reprezentată grafic (fig. 9.55) pentru diferite valori ale coeficientului de viteză. Graficul se foloseşte în felul următor. Cunoscînd debitul specific q se calculează mai întîi adîncimea critică

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}.$$

Apoi, cu înălţimea barajului p şi sarcina la deversor $H_0 (H_0 = H + v_0^2/2g)$ se determină raportul

$$\xi_{T_0} = \frac{T_0}{h_{cr}} = \frac{p + H_0}{h_{cr}},$$

iar din graficul din fig. 9.55 se obţine (pe ordonată) ξ_c corespunzătoare valorii ξ_{T_0} pentru o valoare dată coeficientului φ. Cunoscînd ξ_c, se calculează adîncimea curentului în secţiunea contractată $h_c = \xi_c h_{cr}$.

[2] În numeroase cazuri practice se poate considera $T_0 = T$, adică să se neglijeze înălţimea cinetică $v_0^2/2g$ corespunzătoare vitezei de acces.

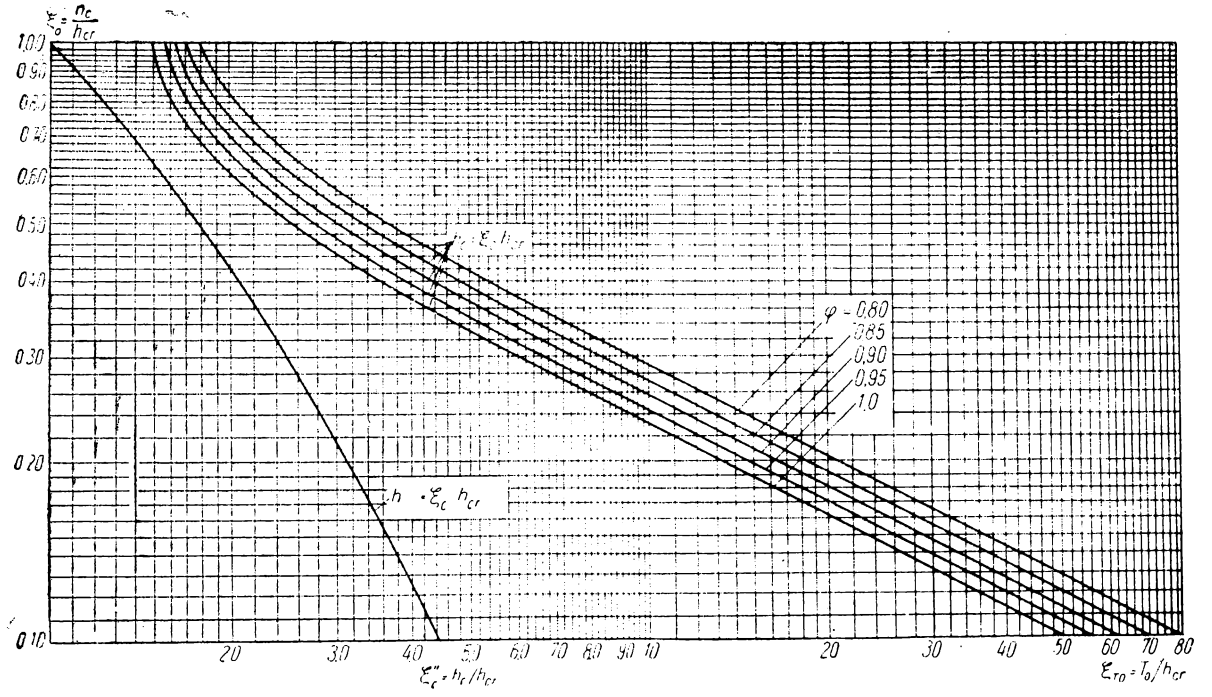


Fig. 9.55. Grafic pentru determinarea adîncimii în secțiunea contractată și adîncimile conjugate cu ea.

Exemplu. Se dau: debitul specific $q = 2$ m³/s·m; $H_0 = 1{,}12$ m; $p = 10{,}6$ m și coeficientul de viteză $\varphi = 0{,}95$ m. Să se determine h_c (fig. 9.55, *a*).

Rezolvare. 1. Se află

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}10 \cdot 2^2}{9{,}81}} = 0{,}765 \text{ m};$$

2. Apoi se calculează

$$\xi_{T_0} = \frac{p + H_0}{h_{cr}} = \frac{10{,}6 + 1{,}12}{0{,}765} = 15{,}3;$$

3. În continuare, pe graficul din figura 9.55 pentru $\xi_{T_0} = 15{,}3$ și $\varphi = 0{,}95$ se află $\xi_c = 0{,}191$; adîncimea h_c în secțiunea contractată rezultă

$$h_c = \xi_c h_{cr} = 0{,}191 \cdot 0{,}765 = 0{,}146 \text{ m}.$$

c) **Calculul distanței de îndepărtare a saltului hidraulic** adică a distanței l (fig. 9.54), se efectuează ca și în cazul saltului care se formează la schimbarea pantei, de exemplu, pentru $i > 0$; se folosește formula

$$\frac{il}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - j)[\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)],$$

în care h_0 este adîncimea apei în mișcare uniformă la panta i; $\eta_1 = h_1/h_0$, h_1 fiind egală cu adîncimea în secțiunea contractată, adică $h_1 = h_c$; $\eta_2 = h_2/h_0$, h_2 fiind adîncimea conjugată cu adîncimea t a apei în bief și se calculează cu formula

$$h_2 = \frac{t}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_{cr}}{t}\right)^3} - 1\right]$$

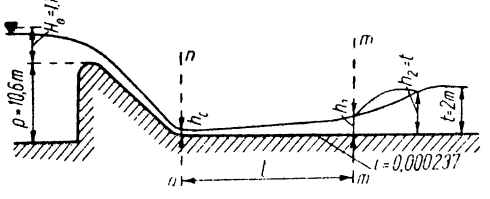


Fig. 9.55, *a*.

Observație. Adîncimea t poate să nu fie egală cu h_0; ea este determinată de condițiile de curgere în bieful aval $Q = f(H)$. Pentru rîuri $Q = f(H)$ se dă sub formă de cheie limnimetrică, de obicei pe baza observațiilor hidrometrice.

Exemplu. Să se determine distanța de îndepărtare a saltului hidraulic în aval de un baraj deversor. Se dau: albia de lățime mare $b \gg h$; debitul specific $q = 2$ m³/s·m; înălțimea barajului $p = 10{,}6$ m, sarcina $H_0 = 1{,}12$ m, coeficientul de viteză $\varphi = 0{,}95$, panta albiei în bieful aval $i = 0{,}000237$, coeficientul de rugozitate $n = 0{,}024$, adîncimea apei în albie $t = 2$ m (fig. 9.55, *a*).

Rezolvare. 1. Se determină adîncimea în secțiunea contractată (vezi exemplul din pagina precedentă)

$$h_c = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(p + H_0 - h_c)}} = \frac{2}{0{,}95\sqrt{2 \cdot 9{,}81(10{,}6 + 1{,}12 - h_c)}} =$$

$$= 0{,}14 \text{ m};$$

2. Adîncimea critică

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1{,}10 \cdot 2^2}{9{,}81}} = 0{,}765 \text{ m};$$

3. Adîncimea de separare

$$h_s = \frac{h_c}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_{cr}}{h_c}\right)^2} - 1\right] =$$

$$= \frac{0{,}14}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{0{,}765}{0{,}14}\right)^2} - 1\right] = 2{,}46 \text{ m};$$

4. Deoarece $h_s > t$ (2,46 > 2), racordarea are loc cu salt hidraulic îndepărtat;

5. Pentru determinarea distanței de îndepărtare l a saltului hidraulic se folosește formula

$$\frac{il}{h_0} = \eta_{i2} - \eta_1 - (1 - j)[\varphi(\eta_{i2}) - \varphi(\eta_{i1})],$$

calculînd în prealabil adîncimea în mișcare uniformă h_0[1], adîncimea în secțiunea $m-m$ ca fiind conjugată cu t și exponentul hidraulic al albiei $\varkappa$; h_0 se află cu formula $Q = \omega C\sqrt{Ri}$, presupunînd că pentru albia dreptunghiulară de lățime mare $R = h_0$ și adoptînd $y = 1/6$.

$$h_0 = \left(\frac{q_n}{\sqrt{i}}\right)^{1/1.6} = \left(\frac{2 \cdot 0{,}025}{\sqrt{0{,}000237}}\right)^{1/1.6} = 2{,}02 \text{ m};$$

$$h_1 = t'' = \frac{2}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{0{,}765}{2}\right)^3} - 1\right] = 0{,}22 \text{ m},$$

exponentul hidraulic al albiei $\varkappa$ se consideră aproximativ $\varkappa = 3{,}0$ (cînd $B \gg h$ pentru albia dreptunghiulară);

6. În continuare, se determină succesiv

$$\eta_{i2} = \frac{h_1}{h_0} = \frac{0{,}22}{2{,}02} = 0{,}109$$

și din tabelul 9.3 $\varphi(\eta_{i2}) = \varphi(0{,}109) = 0{,}109$

$$\eta_{i1} = \frac{h_c}{h_0} = \frac{0{,}14}{2{,}02} = 0{,}069$$

și din tabelul 9.3 $\varphi(\eta_{i1}) = \varphi(0{,}069) = 0{,}069$

$$j = \frac{\alpha C^2 i}{g} \cdot \frac{B}{P} = \frac{1{,}10 \cdot 26{,}2^2 \cdot 0{,}000237}{9{,}81} = 0{,}0183;$$

7. Se calculează distanța de îndepărtare a saltului hidraulic

$$l = \frac{h_0}{i}[\eta_i^2 - \eta_{i1} - (1 - j)[\varphi(\eta_{i2}) - \varphi(\eta_{i1})]$$

$$l = \frac{2{,}02}{0{,}000237}[0{,}109 - 0{,}069 - (1 - 0{,}0183)(0{,}109 -$$

$$- 0{,}069)] = 62 \text{ m}.$$

[1] Adîncimea t a apei în bieful aval poate să nu fie egală cu adîncimea mișcării uniforme h_0 (în exemplul de față este $t = 2$ m și, prin urmare, $t < h_0 = 2{,}02$ m).

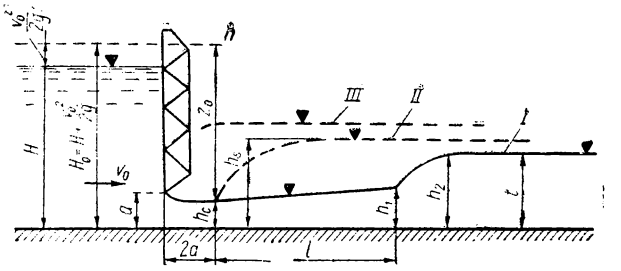


Fig. 9.56. *I* — salt hidraulic îndepărtat; *II* — salt hidraulic în poziția critică; *III* — salt hidraulic apropiat (înecat).

d) **Racordarea la curgerea pe sub stavilă**

În fig. 9.56 sînt reprezentate trei forme posibile de racordare, asemănătoare cu cele trei forme posibile de racordare la curgerea peste un deversor indicate mai sus. Care din aceste forme are loc în fiecare caz concret în parte — este o problemă care se rezolvă pe baza aceluiași criteriu (9.74) comparînd adîncimea de separare cu adîncimea curentului în bieful aval. În cazul albiei dreptunghiulare

$$h_s = \frac{h_0}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_{cr}}{h_c}\right)^3} - 1\right] \gtrless t.$$

Calculul adîncimii h_c în secțiunea contractată se poate efectua în cazul de față:

1) cu formula

$$h_c = \varepsilon a, \qquad (9.81)$$

în care ε este coeficientul de contracție (vezi capitolul 4); a — deschiderea stavilei (fig. 9.56);

2) cu formula

$$q = \varphi h_c\sqrt{2gz_0} = \varphi h_c\sqrt{2g(H_0 - h_c)}, \qquad (9.82)$$

în care φ este coeficient de viteză la curgerea prin orificiu.

Valorile coeficienților ε și φ sînt indicate în capitolul 4 „Curgerea prin orificii". Ei depind total de tipul orificiilor și de condițiile de intrare (vezi, de asemenea, tabelul 9.10). De obicei, la curgerea prin golirile de fund cu stavile plane în practică se adoptă:

— coeficientul de contracție $\varepsilon = 0{,}63-0{,}65$;

— coeficientul de viteză $\varphi = 0{,}95-0{,}97$.

După datele lui N. E. Jukovski $\varepsilon = f(a/H)$ și are valorile indicate în tabelul 9.12.

Tabelul 9.12

Coeficientul de contracție la curgerea pe sub stavile plane

a/H	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60
ε	0,615	0,620	0,625	0,630	0,645	0,660

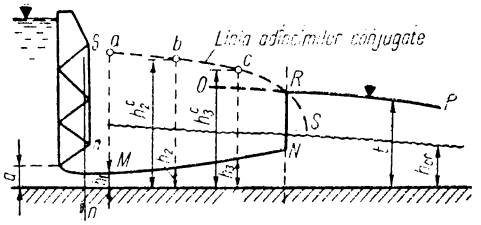


Fig. 9.57.

Distanța de îndepărtare a saltului se determină așa cum s-a indicat mai sus.

Observație. Dacă adîncimea de separare este mai mică decît adîncimea t, adică $h_s < t$, orificiul va fi „înecat" și debitul se va determina cu formula orificiului înecat și anume

$$Q = m\omega\sqrt{2g(H_0 - t)}.$$

e) Calculul distanței de îndepărtare a saltului într-o albie neprismatică

Cea mai simplă metodă de calcul este metoda grafică. Pe profilul longitudinal al curentului (fig. 9.57) se construiesc mai întîi două curbe independente: curba MN — curba de remu și curba OP — curba suprafeței libere de adîncime dată t (fig. 9.57). Apoi se construiește curba SS — a adîncimilor conjugate cu adîncimile corespunzătoare cu curba de remu MN. În acest scop, pentru secțiunile alese arbitrar cu adîncimile h_1, h_2, h_3,... se calculează adîncimile conjugate și astfel se află punctele curbei SS. Intersecția curbei OP cu curba SS (punctul R) va determina poziția saltului, deoarece în acest caz adîncimile determinate de curba de remu (curba MN) și surba suprafeței libere de adîncime t a biefului aval, vor fi conjugate.

Observație. Acest procedeu de calcul este aplicabil și pentru cazurile de curgere peste deversor.

f) Calculul disipatorului de energie cu bazin și al disipatorului de energie cu prag

Aproape în toate cazurile, cînd racordarea biefurilor are loc cu formarea saltului hidraulic îndepărtat, se amenajează un disipator de energie cu bazin, înlocuit uneori cu alte construcții (de exemplu, prag deversor), care mărește adîncimea curentului pînă la limite la care saltul hidraulic este înecat, evitîndu-se posibilitatea desprinderii și îndepărtării lui. Calculul disipatorului cu bazin se reduce la determinarea adîncimii și lungimii lui.

Determinarea adîncimii disipatorului de energie cu bazin. Adîncimea bazinului se determină din condițiile obținerii în bieful aval, după construcție, a adîncimii t', egală sau mai mare decît adîncimea

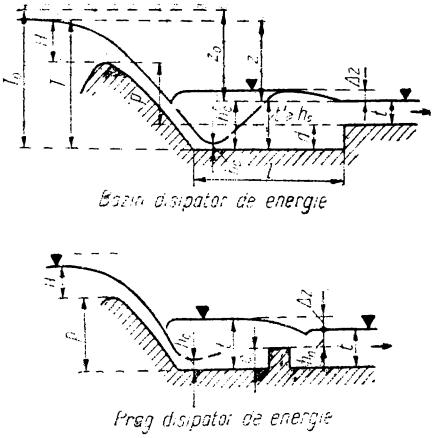


Fig. 9.58.

de separare h_s (conjugată cu adîncimea contractată h_c) de la fundul bazinului (fig. 9.58), adică după formula

$$t' = d + t + \Delta z \geqslant h_c'' = h_s. \qquad (9.83)$$

Pentru bazinul cu secțiune transversală dreptunghiulară rezultă

$$h_s = \frac{h_c}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_{cr}}{h_c}\right)^3} - 1\right]. \qquad (9.84)$$

În formula (9.83) sînt folosite următoarele notații: d — adîncimea bazinului disipator; t — adîncimea curentului în bieful aval; Δz — căderea de nivel care se formează la ieșirea curentului din bazinul disipator în albia biefului aval și care are expresia

$$\Delta z = \frac{v^2}{\varphi^2 2g} - \frac{v_0^2}{2g}, \qquad (9.85)$$

unde φ este coeficient de viteză, care, ca și în cazul deversorului înecat cu prag lat, depinde de forma muchiei de intrare; $\varphi = 0{,}80-0{,}95$ (vezi deversor cu prag lat); v — viteza medie în bieful aval, corespunzătoare cu adîncimea t; v_0 — viteza medie în bazinul disipator, egală cu q/t'.

În practică, în mod acoperitor se neglijează mărimea Δz, adică se mărește cu 5—10% adîncimea minim necesară t', calculată cu formula (9.84); în conformitate cu aceasta, adîncimea bazinului disipator se determină cu formula

$$d = (1{,}05-1{,}10)\frac{h_c}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_{cr}}{h_c}\right)^3} - 1\right] - t. \qquad (9.86)$$

Ecuația (9.86) se rezolvă prin metoda aproximațiilor succesive. Se consideră un șir de valori arbitrare d_1, d_2,..., și se calculează pentru fiecare

dintre ele valorile corespunzătoare ale adîncimii secțiunii contractate $h_{c1}, h_{c2}, \ldots$ și un șir de valori $d_1', d_2', \ldots$ din formula (9.86). Calculele se continuă pînă la satisfacerea egalității $d_n = d_n'$. Este comod să se efectueze calculele sub formă tabelară.

Determinarea lungimii bazinului disipator. Lungimea bazinului disipator l_b la curgerea peste un deversor cînd curentul nu se desprinde de parament, se determină cu formula lui M. D. Certousov și după propunerea lui N. N. Pavlovski

$$l_b \approx 0{,}8\, l_s, \tag{9.87}$$

unde l_s este lungimea saltului hidraulic, care se calculează cu formulele (9.52)—(9.59).

Lungimea bazinului disipator, cînd deversorul se termină cu o cădere, deci în condițiile desprinderii și căderii libere a lamei de apă deversante, se mărește cu distanța de bătaie a lamei

$$l_b = l_l + 0{,}8\, l_s. \tag{9.87, a}$$

Distanța de bătaie a lamei de apă se determină cu formula căderii libere a corpurilor

$$l_l = x = u\sqrt{\frac{2y}{g}}\,. \tag{9.88}$$

În acest caz, viteza u se consideră egală cu viteza medie în secțiunea de început (în secțiunea de desprindere a lamei), iar y este egal cu înălțimea de cădere corespunzătoare firului de curent din mijlocul lamei. Rezultă

— pentru deversorul cu prag lat

$$u = v_{cr} = \sqrt{g h_{cr}}\,; \qquad y = p + \frac{h_{cr}}{2}\,; \tag{9.89}$$

— pentru deversorul cu muchie ascuțită

$$u = 0{,}7\sqrt{2gH}\,; \qquad y = p + 0{,}33H. \tag{9.90}$$

Determinarea înălțimii pragului disipator de energie (fig. 9.58). Înălțimea pragului disipator de energie se determină punînd aceeași condiție de a obține în bieful aval, imediat după salt, adîncimea t' egală sau mai mare decît adîncimea h_s (conjugata adîncimii contractate de la fundul bazinului din bieful aval), folosind formula

$$t' = h_s = \frac{h_c}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_{cr}}{h_c}\right)^3} - 1\right],$$

sau acoperitor $t' = (1{,}05 - 1{,}10)h_s$.

Înălțimea c a pragului disipator se stabilește ca fiind înălțimea necesară a deversorului care să determine căderea de nivel $\Delta z = t' - t$ (fig. 9.58), adică după formula

$$c = t' - \sqrt[3]{\frac{q^2}{2gm^2\sigma^2}}\,. \tag{9.91}$$

În cazul deversorului neînecat $\sigma = 1$ și

$$c = t' - \sqrt[3]{\frac{q^2}{2gm^2}}\,,$$

unde coeficientul m se adoptă în funcție de profilul pragului disipator (ca la orice deversor).

Deoarece coeficientul de înecare σ depinde de înălțimea pragului c, rezolvarea ecuației (9.91) urmează să se efectueze grafo-analitic. Din (9.91) rezultă

$$q = m\sigma(t' - c)\sqrt{2g(t' - c)}. \tag{9.92}$$

Dînd o serie de valori $c_1, c_2, c_3, \ldots$ și calculînd pentru ele cu formula (9.92) valorile q, construim curba $q = f(c)$, cu care, pentru debitul cunoscut q se determină înălțimea pragului disipator c.

Observație. Poziția pragului disipator se stabilește cu metoda indicată mai sus de determinare a lungimii bazinului disipator de energie.

g) Determinarea lățimii secțiunii de intrare la căderile de apă

La amenajarea căderilor de apă și a canalelor rapide, uneori este necesar să se mențină mișcarea uniformă pe sectorul de acces al canalului. În acest caz, lățimea secțiunii de intrare trebuie să aibă valoarea B_0. Dacă lățimea adoptată este $B > B_0$, în canal apare un remu negativ și, dimpotrivă, dacă $B < B_0$ — remuul este pozitiv.

Determinarea lățimii B_0. Ecuația lui Bernoulli scrisă într-o secțiune amonte în canal și în secțiunea la prag are expresia

$$h_0 + \frac{\alpha v_0^2}{2g} = h_{cr} + \frac{\alpha v_{cr}^2}{2g} + \zeta\,\frac{v_{cr}^2}{2g}\,.$$

Notînd

$$h_0 + \frac{\alpha v_0^2}{2g} = H_0 \quad \text{și} \quad \frac{\alpha v_{cr}^2}{g} = h_{cr}$$

se obține

$$H_0 = h_{cr}\left(1 + \frac{1}{2} + \frac{\zeta}{2\alpha}\right) = m h_{cr} = m\sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gB^2}}\,,$$

de unde se află lățimea necesară a secțiunii de intrare la căderile de apă.

$$B_0 = \sqrt{\frac{\alpha Q^2}{g}\left(\frac{m}{H_0}\right)^3} = \sqrt{\frac{\alpha m^3}{g}}\cdot\frac{Q}{\sqrt{H_0^3}}\,,$$

în care

$$m = 1{,}5 + \frac{\zeta}{2\alpha}\cdot$$

Presupunînd $\zeta = 0{,}05$ și $\alpha = 1{,}10$ se obține

$$m = 1{,}525$$

și atunci

$$\sqrt{\frac{\alpha m^3}{g}} = 0{,}63 \text{ și } B_0 = 0{,}63\frac{Q}{\sqrt{H_0^3}}\cdot$$

Exemplu. Se dau: $Q = 10$ m³/s și $H_0 = 1$ m; să se determine lățimea necesară B_0.

Se calculează

$$B_0 = \sqrt{\frac{\alpha m^3}{g}}\cdot\frac{Q}{\sqrt{H_0^3}} = 0{,}63\frac{10}{\sqrt{1}} = 6{,}3 \text{ m}.$$

Observație. În gama de variație a coeficienților ζ de la 0,05 pînă la 0,15 și α de la 1,0 pînă la 1,10, pentru expresia $\sqrt{\alpha m^3/g}$ rezultă valori 0,6–0,66, în medie 0,63.

CAPITOLUL 10

HIDRAULICA CONSTRUCȚIILOR

A. CAZURI PARTICULARE ALE SALTULUI HIDRAULIC

10.1. SALTUL HIDRAULIC ÎN ALBIE DREPTUNGHIULARĂ ÎNCLINATĂ

a) Albie cu panta pozitivă a fundului

Cea de a doua adîncime conjugată h_2^c (pe verticală) și lungimea saltului l_s (pe orizontală) se determină în funcție de prima adîncime conjugată h_1^c, debitul specific q și panta albiei i. Pentru cea de a doua adîncime conjugată (fig. 10.1, *a*), există ecuația

$$h_2^c = a + h_1^c + l_s \operatorname{tg}\theta, \qquad (10.1)$$

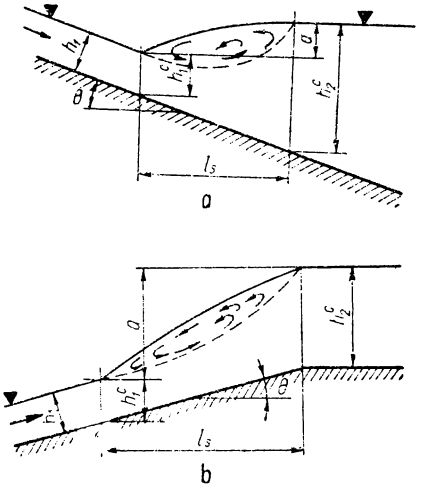


Fig. 10.1.

care, la propunerea lui G. K. Ilcev[1], se rezolvă cu ajutorul graficului $\eta = f(i, \sqrt{\mathrm{Fr}})$ (fig. 10.2), unde $\sqrt{\mathrm{Fr}} = q/h_1^c\sqrt{gh_1^c}$ și $\eta = h_2^c/h_1^c$, iar pentru lungimea saltului — formula

$$l_s = 10{,}3\,(\sqrt{\mathrm{Fr}} - 1)^{0{,}81}(1 + 3{,}75\,i)h_1 = \\ = l'_s\,(1 + 3{,}75\,i). \qquad (10.2)$$

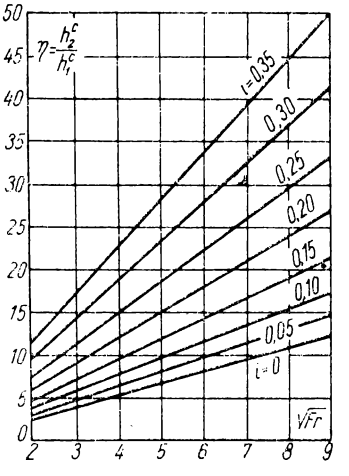


Fig. 10.2.

[1] Ilcev, G. K., Ghidravliceski skok v leglo s goleami na dălnoto, Izvestiia. Injenerno-stroitelnî institut, Sofia, „Tehnika", III, 1961.

Aici, l'_s este lungimea saltului hidraulic pentru $i = 0$

$$l'_s = 10{,}3\,(\sqrt{\mathrm{Fr}} - 1)^{0{,}81}\, h_1.$$

Înălțimea saltului hidraulic

$$a = h_2^c - h_1^c - l_s \operatorname{tg} \theta. \qquad (10.3)$$

Exemplu. Se dau: $q = 3{,}45$ m³/s pe 1 m de lățime a albiei; panta $i = 0{,}2$ (unghiul de înclinare a fundului albiei în raport cu orizontul $\theta = 11°32'$); prima adîncime conjugată $h_1^c = 0{,}6$ m[1]. Se cere să se determine a doua adîncime conjugată h_2^c și lungimea saltului l_s.

Rezolvare. 1. Se determină

$$\sqrt{\mathrm{Fr}} = \frac{q}{h_1^c \sqrt{g h_1^c}} = \frac{3{,}45}{0{,}6\sqrt{9{,}81 \cdot 0{,}6}} = 2{,}37;$$

2. Din grafic (fig. 10.2), pentru $i = 0{,}2$ și $\sqrt{\mathrm{Fr}} = 2{,}37$ se determină $\eta = h_2^c/h_1^c = 7$, de unde rezultă $h_2^c = 7 \cdot 0{,}6 = 4{,}2$ m;

3. Se află lungimea saltului l'_s cînd $i = 0$ din formula (9.57)

$$l'_s = 13{,}3 \cdot 0{,}6 = 8 \text{ m};$$

4. Se determină lungimea saltului hidraulic pentru panta dată $i = 0{,}2$

$$l_s = l'_s(1 + 3{,}75i) = 8(1 + 3{,}75 \cdot 0{,}2) = 13{,}9 \text{ m}.$$

b) **Albia cu panta negativă**

După I. A. Sneghirev[2] înălțimea saltului hidraulic în albie cu panta inversă (fig. 10.1, *b*) (pentru $i = \sin\theta \leqslant 0{,}20$ și $l_s/h_{cr} < 30$) se determină din formula

$$a = a_0(1 - 2\sin\theta), \qquad (10.4)$$

în care a_0 este înălțimea saltului hidraulic pentru $i = 0$, iar lungimea saltului cu formula

$$l_s = l'_s(1 - 2\sin\theta). \qquad (10.5)$$

Cînd se cunosc a și l_s, adîncimea conjugată cu adîncimea în secțiunea inițială se calculează cu formula

$$h_2^c = a + h_1^c - l_s \operatorname{tg} \theta. \qquad (10.6)$$

10.2. SALTUL HIDRAULIC ÎN APEDUCTE DE SECȚIUNE CIRCULARĂ

a) **Saltul hidraulic într-un apeduct cu diametru constant**

În apeductele cu profil închis, în particular de secțiune circulară, sînt posibile două feluri de salt hidraulic (fig. 10.3, *a*; *b*).

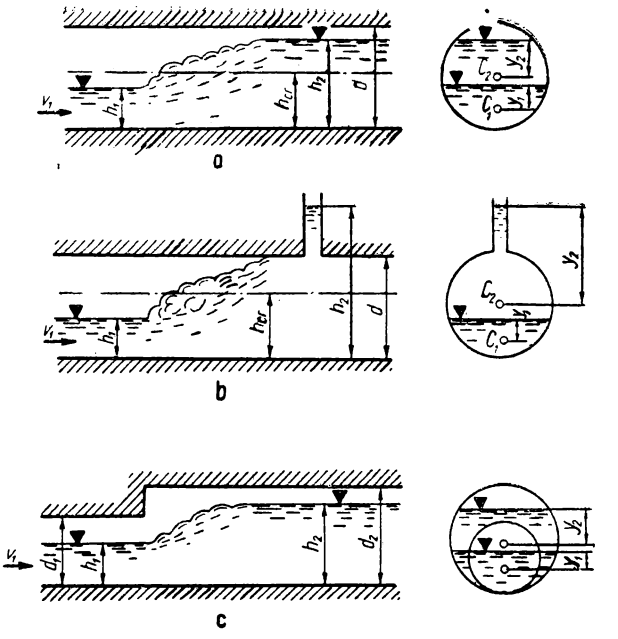


Fig. 10.3.

Dacă diametrul apeductului $d > h_2$, saltul are forma obișnuită pentru canalul deschis și adîncimile conjugate $h_1^c = h_1$ și $h_2^c = h_2$ se determină din ecuația funcției saltului

$$\mathcal{J}(h_1) = \mathcal{J}(h_2),$$

în care

$$\mathcal{J}(h) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega} + y\omega \quad \text{(vezi § 9.6)}$$

Dacă $d < h_2$, adîncimile conjugate se determină, de asemenea, din ecuația funcției saltului (9.45)

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2,$$

dar aici $y_2 = (h_2 - d_2/2)$, iar $\omega_2 = \pi d_2^2/4$ și de aceea a doua adîncime conjugată h_2 se calculează (fără aproximări succesive) cu formula

$$h_2 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_1} \cdot \frac{\omega_2 - \omega_1}{\omega_2^2} + y_1 \frac{\omega_1}{\omega_2} + \frac{d}{2}, \qquad (10.7)$$

în care în partea din dreapta se cunosc toate mărimile (Q — debitul, $\omega_2 = \pi d_2^2/4$, d_2 fiind cunoscut; ω_1 — aria segmentului de cerc cu săgeată h_1; y_1 — adîncimea centrului de greutate al suprafeței ω_1 — se calculează după regulile obișnuite).

[1] În acest exemplu s-a adoptat $h_1^c \approx h_1$ (fig. 10.1, *a*), presupunînd $\cos\theta = 1{,}0$.

[2] Sneghirev, I. A., Ghidravliceskii prîjok v rusle s obratnîm uklonom dna, „Ghidrotehniceskoe stroitelstvo", nr. 4, 1960.

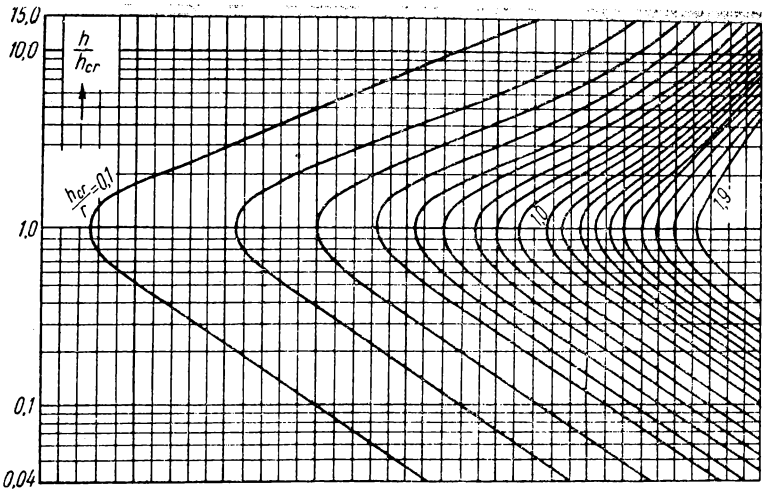


Fig. 10.4. Grafic pentru determinarea adîncimilor conjugate la salt hidraulic în aducţiuni de secţiune circulară pentru $h_2 < d$.

Lungimea saltului în primul caz (adică pentru $d > h_2$) se determină cu formula lui V. S. Kalfa[1]

$$l_s = 6\frac{\omega_2 - \omega_1}{B_1}, \qquad (10.8)$$

în care B_1 este lăţimea suprafeţei libere în prima secţiune.

Pentru simplificarea calculelor se pot folosi graficele[2] din figurile 10.4 şi 10.5.

b) Saltul hidraulic într-un apeduct cu diametrul variabil

Pentru cazul în care secţiunea apeductului se modifică de la un diametru mai mic (amonte) la un diametru mai mare (aval) (fig. 10.3, *c*) ecuaţia saltului capătă forma următoare:

— pentru $h_2^c < d$

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_1} + y_1'\omega_1' = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2 = \mathcal{J}^c(h); \qquad (10.9)$$

— pentru $h_2^c > d$

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_1} + y_1'\omega_1' = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\Omega} + \left(h_2^c - \frac{d_2}{2}\right)\Omega. \qquad (10.10)$$

În aceste ecuaţii, în afară de notaţiile anterioare, ω_1' este aria secţiunii de curgere a apeductului de diametru mai mare, umplut cu apă pînă la nivelul de umplere a apeductului de diametru mai mic; y_1' — adîncimea centrului de greutate al ariei ω_1', sub nivelul suprafeţei libere a apeductului de diametru mai mic; d_2, Ω — diametrul şi aria secţiunii apeductului mai mare.

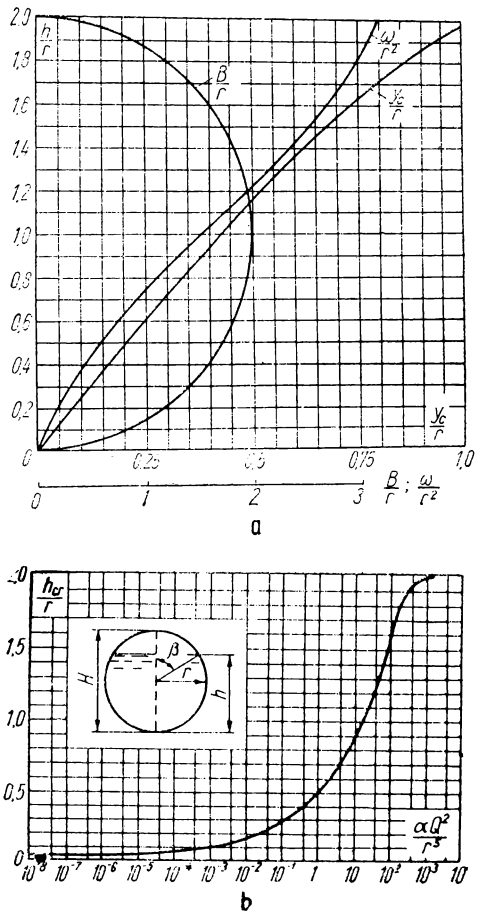


Fig. 10.5. Grafice pentru determinări în aducţiunile de secţiune circulară:

a — a ariei secţiunii de curgere, a poziţiei centrului ei de greutate şi a lăţimii la nivelul suprafeţei libere; *b* — a adîncimii critice.

[1] Kalfa, V. S., Culegerea „Ghidravlika i ghidrotehnika", Kiev, „Tehnika", nr. 5, 1967.

[2] Graficele sînt întocmite de Faktorovici, M. E., „Izvestiia", VNIIG, 32, 1947.

În formulele (10.7)—(10.10) se neglijează influența aerării curentului de apă și nu se ține seama de scăderea posibilă a presiunii aerului în spațiul de deasupra suprafeței libere a apei[1].

Exemplul 1. Să se determine parametrii saltului hidraulic (h_2^c, l_s) în apeductul de secțiune circulară. Diametrul apeductului $d = 2{,}2$ m; secțiunea apeductului $\Omega = 3{,}80$ m²; adîncimea de umplere în amonte de salt $h_1 = h_1^c = 0{,}90$ m; $h_1/r = 0{,}90/1{,}10 = 0{,}82$; viteza medie a curentului în amonte de salt $v_1 = 5$ m/s.

Coeficientul lui Coriolis α se consideră egal cu 1,1; coeficientul de neuniformitate a cantității de mișcare (§ 3.3) $\alpha_{01} = 1{,}03$. Se adoptă $\alpha_{01} = \alpha_{02}$.

Rezolvare. 1. Aria secțiunii de curgere în amonte de salt se determină din tabelul 3.1 sau din graficul din fig. 10.5, *a*. Pentru $h_1/r = 0{,}82$, rezultă din grafic $\omega_1/r^2 = 1{,}22$, adică $\omega_1 = 1{,}22r^2 = 1{,}22 \cdot 1{,}1^2 = 1{,}48$ m²; $B_1/r = 1{,}95$; $B_1 = 2{,}16$ m.

Pentru $v = 5$ m/s rezultă debitul $Q = \omega_1 v_1 = 1{,}48 \cdot 5{,}0 = 7{,}4$ m³/s;

2. Adîncimea critică în fiecare dintre cazurile examinate se află din graficul din fig. 10.5, *b*, $\alpha Q^2/r^5 = 1{,}1 \cdot 7{,}4^2/1 \cdot 1^5 = 37{,}4$ m/s²; $h_{cr} = 1{,}12r = 1{,}12 \cdot 1{,}1 = 1{,}23$ m;

3. A doua adîncime conjugată se află din graficul fig. 10.4: $h_1^c/h_{cr} = 0{,}90/1{,}23 = 0{,}7$, prin urmare, pentru $h_{cr}/r = 1{,}12$ rezultă $h_2^c/h_{cr} = 1{,}4$ și $h_2^c = 1{,}4h_{cr} = 1{,}4 \cdot 1{,}23 = 1{,}72$ m $< d$.

Aria secțiunii de curgere ω_2 și lățimea secțiunii la suprafața liberă se află din graficul fig. 10.5, *a*. Pentru $h_2^c/r = 1{,}72/1{,}1 = 1{,}56$ rezultă $\omega_2/r^2 = 2{,}6$; $\omega_2 = 2{,}6 \cdot 1{,}1^2 = 3{,}14$ m²;

4. Lungimea saltului în cazul apeductului parțial umplut se obține cu formula (10.8)

$$l_s = 6\frac{\omega_2 - \omega_1}{B_1} = 6\frac{3{,}14 - 1{,}48}{2{,}16} = 4{,}6 \text{ m}.$$

Exemplul 2. Să se determine adîncimea h_2^c în aval de saltul hidraulic, la o variație a diametrului apeductului de la $d_1 = 2{,}2$ m la $d_2 = 8{,}0$ m. În apeductul de diametru mic, adîncimea apei $h_1 = 1{,}28$ m, viteza apei $v_1 = 10$ m/s.

Rezolvare. 1. Aria secțiunii de curgere a apeductului de diametru mic se determină folosind graficul din fig. 10.5, *a*

$$h_1/r_1 = 1{,}28/1{,}1 = 1{,}16;\ \omega_1/r_1^2 = 1{,}89;$$

$$\omega_1 = 1{,}89 \cdot 1{,}1^2 = 2{,}29 \text{ m}^2;$$

2. Aria secțiunii de curgere a apeductului de diametru mai mare, umplut cu apă pe adîncimea $h_1 = 1{,}28$ m, se determină, de asemenea, cu ajutorul graficului din fig. 10.5, *a*, $h_1/r_2 = 1{,}28/4{,}0 = 0{,}32$

$$\frac{\omega_1'}{r_2^2} = 0{,}33;\ \omega_1' = 0{,}33 \cdot 4{,}0^2 = 5{,}35 \text{ m};$$

3. Se determină adîncimea sub nivelul apei a centrului de greutate a ariei ω_1'. Pentru $h_1/r_2 = 1{,}28/4{,}0 = 0{,}32$, din graficul din fig. 10.5, *a* rezultă $y_1'/r_2 = 0{,}13$ și, prin urmare, $y_1' = 0{,}13 r_2 = 0{,}13 \cdot 4{,}0 = 0{,}52$ m;

4. Dacă se cunoaște viteza $v_1 = 10$ m/s, se determină debitul $Q = \omega_1 v_1 = 2{,}29 \cdot 10{,}0 = 22{,}9$ m³/s;

5. Presupunînd că $h_2^c < d_2$, se calculează $\mathcal{J}(h_1)$, adică se află valoarea părții din stînga a ecuației (10.9), adoptînd $\alpha_0 = 1{,}03$.

$$\mathcal{J}(h_1) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_1} + y_1'\omega_1' = \frac{1{,}03 \cdot 22{,}9^2}{9{,}81 \cdot 2{,}29} + 0{,}52 \cdot 5{,}35 =$$

$$= 24{,}1 + 2{,}8 = 26{,}9;$$

[1] Svainstein, A. M., „Izvestiia VNIIG", vol. 77; 80; 82; 1985—1966.

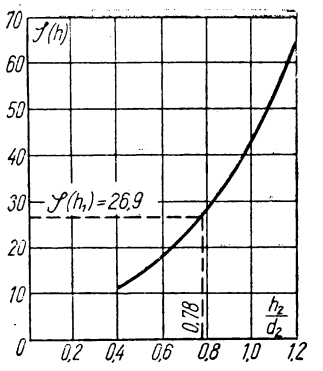


Fig. 10.6.

6. Se determină h_2^c. Pentru aceasta, se prelimină un șir de valori h_2/d_2, se calculează analog cu cele precedente valorile ω_2 și y_2 și apoi, determinînd cu formula (10.9) $\mathcal{J}(h_2)$, se construiește curba $\mathcal{J}(h_2) = f(h_2/d_2)$ (fig. 10.6). Pentru $\mathcal{J}(h_2) = \mathcal{J}(h_1) = 26{,}9$ se determină din figura 10.6 $h_2^c/d_2 = 0{,}78$, de unde $h_2^c = 0{,}78 d_2 = 0{,}78 \cdot 8{,}0 = 6{,}25$ m, ceea ce este mai puțin decît $d_2 = 8{,}0$ m, adică după salt, în apeduct curgerea se realizează cu nivel liber.

Dacă ar fi rezultat $h_2^c > d_2$, calculul ar fi trebuit să fie efectuat din nou, determinînd h_2 direct din ecuația (10.10).

10.3. SALTUL HIDRAULIC PARȚIAL ÎN ALBIE PRISMATICĂ

Dacă albia în bieful aval este mai largă decît în secțiunea inițială, prin care debitul are acces în bieful aval, în funcție de parametrii curgerii (debit, viteză, adîncimi relative și lățimea biefului aval) se stabilizează una din formele jeturilor indicate în fig. 10.7. În aceste cazuri, saltul hidraulic se formează în condiții spațiale.

Din punct de vedere practic, cel mai mare interes îl prezintă problema stabilirii condițiilor în care curentul se menține sub formă de jet concentrat (fig. 10.7, *c*), iar apoi, o dată cu creșterea nivelului în aval, se produce înecarea sa parțială (fig. 10.7, *d*) sau totală (fig. 10.7, *e*). În unele cazuri, prezintă interes calculul adîncimilor și vitezelor în zona difuzării libere a curentului aflat în regim rapid (fig. 10.7, *a*; *b*).

a) Condițiile de înecare a curentului în regim rapid

Înecarea curentului rapid în condițiile concentrației sale bilaterale (fig. 10.7, *d*) se produce atunci cînd adîncimea biefului aval t depășește adîncimea h_c^c, conjugată cu adîncimea curentului rapid în secțiunea de intrare în bief. Adîncinea h_c^c

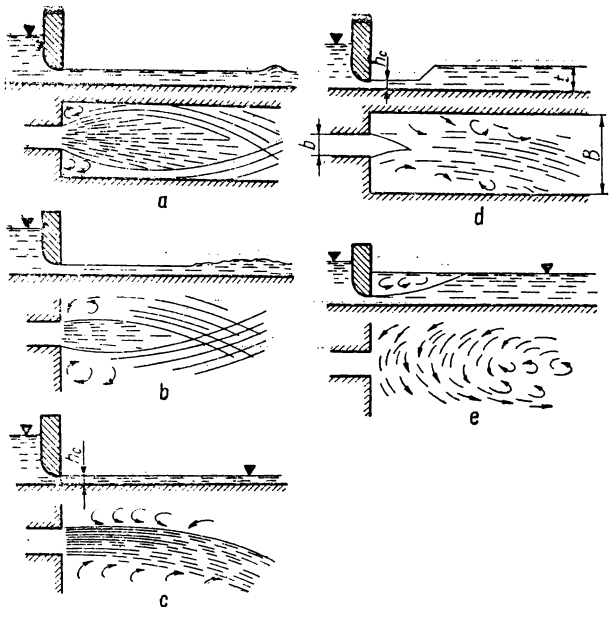


Fig. 10.7. *a* — curgere limitată de pereți laterali; *b* — curgere fără limitare laterală; *c* — jet nedifuzat; *d* — jet parțial înecat; *e* — jet complet înecat.

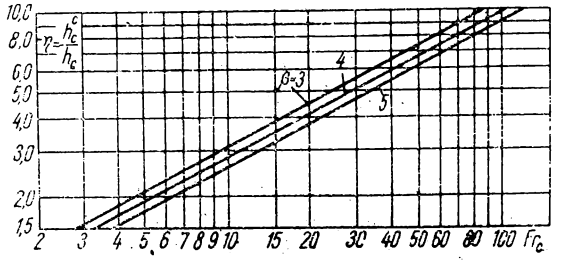


Fig. 10.8.

poate fi determinată din graficul lui M. Z. Abramov[1] (fig. 10.8), construit pentru $\beta = B/b = 1-5$, unde B este lățimea albiei în bieful aval; b — lățimea orificiului.

Graficul este construit în coordonatele $\mathrm{Fr}_c = v_c^2/gh_c$ și $\eta = h_c''/h_c$, unde h_c este adîncimea în secțiunea inițială.

Exemplu. Se dau: $Q = 10$ m³/s; $b = 2$ m; $h_c = 0{,}5$ m și $B = 6$ m. Să se determine adîncimea biefului aval t, necesară pentru înecarea saltului.

Rezolvare. 1. Se determină numărul Froude

$$\mathrm{Fr} = \frac{Q^2}{(bh_c)^2 g h_c} = \frac{10^2}{(2\cdot 0{,}5)^2\cdot 9{,}81\cdot 0{,}5} = 20{,}5;$$

2. Din graficul din fig. 10.8 pentru $\beta = 6/2 = 3$ și $\mathrm{Fr} = 20{,}5$, se află raportul $\eta = h_c''/h_c = 4{,}5$. Adîncimea căutată rezultă $h_c'' = 4{,}5\cdot 0{,}5 = 2{,}25$ m.

La adîncimea t mai mare de 2,25 m, saltul va fi înecat.

[1] Abramov, M. Z., „Izvestiia VNIIG", M., 26, 1940.

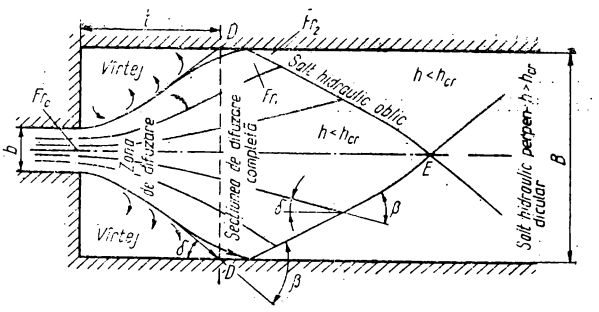


Fig. 10.9.

b) Difuzarea curentului rapid cu formarea salturilor hidraulice oblice

La difuzarea curentului rapid într-o albie de lățime limitată se disting trei zone caracteristice (fig. 10.9). Prima — zona pînă la secțiunea de difuzare completă (DD); a doua — zona salturilor oblice (de la secțiunea de difuzare completă pînă la punctul E de intersecție a liniilor salturilor oblice pe axa curentului); a treia — pînă la frontul saltului perpendicular, care se formează la o adîncime suficient de mare a biefului aval.

O dată cu creșterea adîncimii biefului aval, are loc apropierea saltului perpendicular de secțiunea difuzării complete și modificarea configurației lui în plan. La o anumită adîncime, apa acoperă părțile laterale ale curentului rapid, pătrunzînd în zona vîrtejurilor de capăt (fig. 10.9) și se stabilizează forma de difuzare restrînsă a jetului, nelimitată de pereții laterali (fig. 10.7, *b*) sau jet concentrat (fig. 10.7, *c*) (de obicei instabil).

Pentru calculul adîncimilor și vitezelor curentului rapid care se difuzează în plan, I. A. Serenkov[2] a propus graficul din fig. 10.10 în coordonatele

$$\bar{y} = \frac{y}{b}; \quad \bar{x} = \frac{x}{b\sqrt{\mathrm{Fr}_0}} \qquad (10.11)$$

și tabelul 10.1, corespunzător acestui grafic.

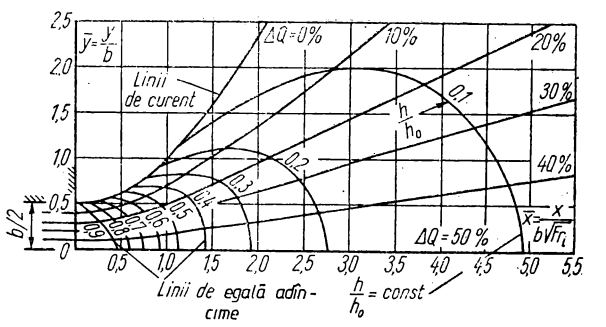


Fig. 10.10.

[2] Serenkov, I. A., „Trudî obedinennogo seminara po ghidroenergheticeskomu stroitelstvu", Harkov, 1958, nr. 1, 1961, nr. III.

Tabelul 10.1

Coordonatele liniilor de egală adîncime şi ale liniilor de curent în domeniul curgerii în regim rapid

ΔQ, %	Coordonate	Curbe de egală adîncime h/h_0 = const									
		0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,05
0	$\bar{x}$	0,050	0,150	0,280	0,400	0,500	0,600	0,730	0,860	1,100	—
	$\bar{y}$	0,503	0,510	0,530	0,565	0,620	0,675	0,760	0,870	1,100	—
10	$\bar{x}$	0,165	0,305	0,460	0,610	0,790	1,000	1,210	1,660	2,770	4,470
	$\bar{y}$	0,405	0,420	0,450	0,500	0,575	0,690	0,820	1,110	1,980	3,380
20	$\bar{x}$	0,270	0,430	0,610	0,780	0,970	1,220	1,590	2,140	3,790	6,920
	$\bar{y}$	0,310	0,330	0,360	0,410	0,480	0,580	0,750	1,020	1,840	3,360
30	$\bar{x}$	0,370	0,520	0,710	0,880	1,060	1,360	1,800	2,460	4,370	8,140
	$\bar{y}$	0,210	0,230	0,250	0,290	0,350	0,440	0,560	0,770	1,360	2,520
40	$\bar{x}$	0,450	0,590	0,750	0,920	1,120	1,430	1,910	2,690	4,770	9,250
	$\bar{y}$	0,115	0,125	0,140	0,160	0,190	0,230	0,300	0,410	0,760	1,350
50	$\bar{x}$	0,480	0,610	0,770	0,940	1,130	1,450	1,950	2,760	4,940	9,950
	$\bar{y}$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Aici, b este lăţimea jetului în secţiunea iniţială; $\mathrm{Fr}_0 = v_c^2/gh_0$ — numărul Froude pentru secţiune iniţială ($h_0 = h_c$).

Pentru $\bar{y} \geqslant 1{,}1$, adîncimea relativă pe linia laterală limită a curentului rapid ($\Delta Q = 0$) poate fi aflată cu formula propusă de S. M. Slisski, care aproximează soluţia teoretică pentru $\bar{y} > 1{,}1$

$$\frac{h}{h_0} = \frac{0{,}1}{(\bar{y} - 0{,}1)^{3/2}}. \qquad (10.12)$$

Pentru $\bar{y} > 1{,}7$ trebuie să se adopte $h/h_0 = 0{,}05$.

Cînd este cunoscută forma de curgere în plan a curentului rapid care se difuzează, calculul salturilor oblice (poziţia frontului, adîncimile şi vitezele după salt) poate fi efectuat cu ajutorul nomogramelor lui I. A. Şerenkov (pentru determinarea unghiului δ dintre direcţiile liniei limită de curent şi axa curentului, fig. 10.11) şi ale lui B. T. Emţev[1] (pentru determinarea unghiului β dintre direcţia vectorului de viteză şi frontul saltului oblic, a valorilor $\sqrt{\mathrm{Fr}_2}$, corespunzătoare stării curentului după saltul oblic şi a raportului $\eta = h_2/h_1$ al adîncimilor după şi înainte de saltul oblic; fig. 10.12).

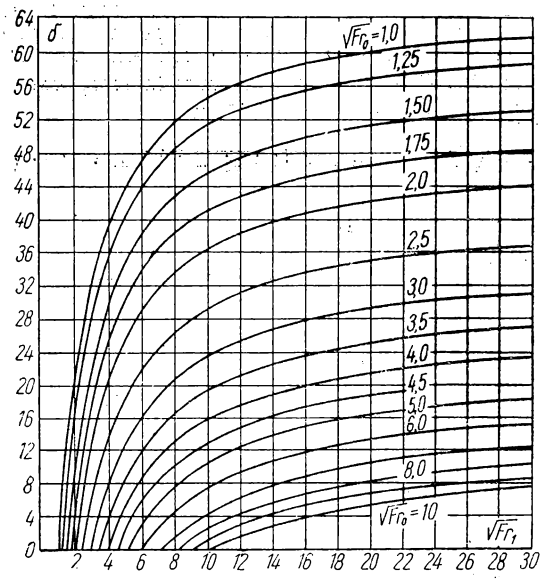


Fig. 10.11. δ — unghiul dintre linia de curent şi axa curentului; β — unghiul dintre linia de curent şi frontul saltului oblic în punctele de reflexie.

În cazul folosirii nomogramei din fig. 10.12 trebuie să se aibă în vedere că la valori $\sqrt{\mathrm{Fr}_2} > 1$, curentul rămîne rapid după salturile oblice şi doar aproximativ la valori $0{,}8 < \sqrt{\mathrm{Fr}_2} < 1$ curentul devine lent; la reducerea în continuare a numărului $\sqrt{\mathrm{Fr}_2}$, se formează saltul hidraulic perpendicular pe liniile de curent. În realitate, unghiul de împrăştiere δ pentru linia de curent limită $\Delta Q = 0$ are o valoare ceva mai mare, iar secţiunea difuzării complete este situată mai aproape de secţiunea iniţială decît reiese din calculul graficului din fig. 10.10.

Distanţa l pînă la secţiunea de difuzare completă se poate afla cu formula obţinută de S. M. Slisski prin prelucrarea datelor experimentale ale lui G. A. Lilităki[2]

— pentru $\mathrm{Fr}_0 = 3{,}7$, $i_0 = 0$

$$\lambda = \frac{l}{b} = \lambda_0 + [0{,}047(\beta - 3) + 0{,}032],$$

în care

$$\lambda_0 = 0{,}415(\beta - 3) + 1{,}26; \quad \beta = \frac{B}{b}$$

— pentru $\mathrm{Fr}_0 \leqslant 3{,}7$

$$\lambda = \lambda_0.$$

Formula s-a verificat experimental pentru $\mathrm{Fr}_0 \leqslant 16{,}8$.

[1] Emţev, B. T., Dvuhmernîe burnîe potoko, M., Energhiia, 1968.

[2] Lilităki, G. A., În culegerea „Ghidravlika i ghidrotehnika", Kiev, „Tehnika", nr. 3, 1966.

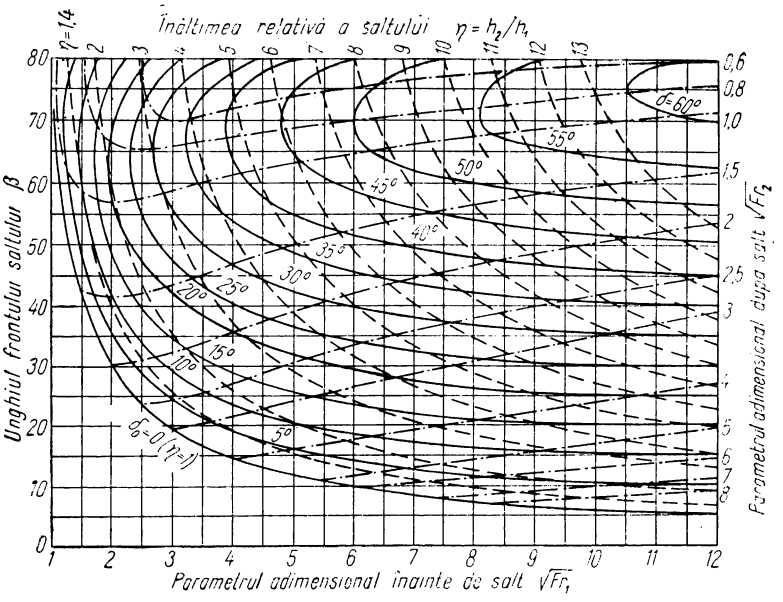


Fig. 10.12. _____ $\delta = \text{const}$; _ _ _ _ _ $\eta = \text{const}$; _____ $N_2 = \text{const}$.

Exemplu. Să se determine vitezele și adîncimile unui curent rapid cu difuzare liberă, care debușează într-o albie dreptunghiulară dintr-o conductă dreptunghiulară. Lățimea albiei $B = 10{,}0$ m, lățimea conductei $b = 3{,}0$ m, panta fundului albiei $i = 0$. Debitul $Q = 27{,}6$ m³/s, adîncimea în secțiunea de ieșire a conductei $h_0 = 1{,}46$ m (fig. 10.13). Viteza în secțiunea de ieșire

$$v_0 = \frac{Q}{bh_0} = \frac{27{,}6}{3{,}0 \cdot 1{,}46} = 6{,}3 \text{ m/s};$$

$$\sqrt{Fr_0} = \frac{6{,}3}{\sqrt{9{,}81 \cdot 1{,}46}} = 1{,}67;$$

$$T_0 = h_0 + \frac{v_0^2}{2g} = 1{,}46 + \frac{6{,}3^2}{19{,}62} = 3{,}48 \text{ m}.$$

Rezolvare. 1. Pentru valorile cunoscute b și Fr_0 se determină din tabelul 10.1 și formulele (10.11) coordonatele liniilor de curent și liniilor de adîncimi egale (tabelul *A*) și după ele se construiește planul curgerii (fig. 10.13).

Coordonata relativă $\bar{y}$ a punctului de întîlnire a liniei de curent limită cu peretele (punctul *D*) este $\bar{y} = y/b = 5{,}0/3{,}0 = 1{,}67$. Deoarece valoarea $\bar{y}$ este mai mare de 1,1, adîncimea $h = h_1$ în punctul *D* se determină cu formula (10.12)

$$\frac{h}{h_0} = \frac{0{,}1}{(\bar{y} - 0{,}1)^{3/2}} = \frac{0{,}1}{(1{,}67 - 0{,}1)^{3/2}} = 0{,}051$$

de unde $h_1 = 0{,}051 \cdot 1{,}46 = 0{,}07$ m;

2. Vitezele care corespund liniilor de adîncimi egale se determină din ecuația Bernoulli, scrisă pe liniile de curent. În prima aproximație se neglijează pierderile de sarcină. La fel se determină viteza la linia limită în apropierea peretelui (punctul *D*), unde $h_1 = 0{,}07$ m:

$$v = \sqrt{2g(T_0 - h_1)} = \sqrt{19{,}62(3{,}48 - 0{,}07)} = 8{,}17 \text{ m/s}.$$

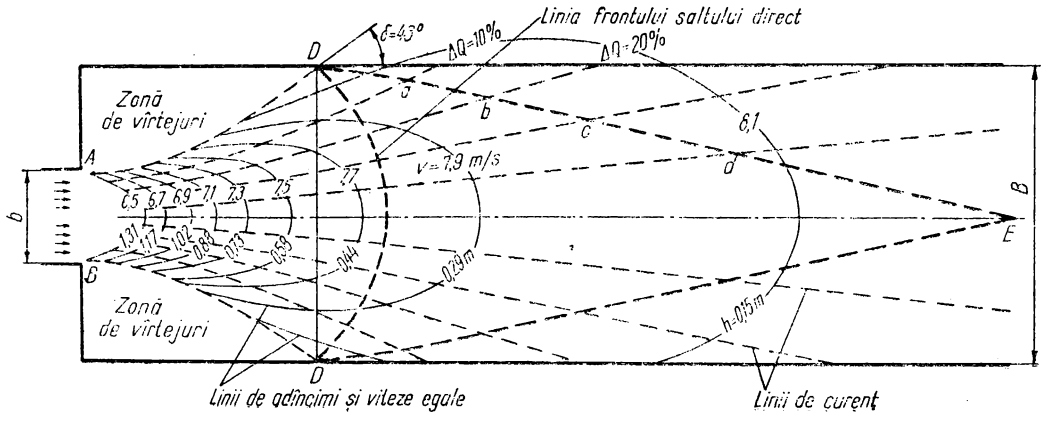


Fig. 10.13.

Tabelul A

Coordonatele liniilor de curent şi a liniilor de egală adîncime pentru $\sqrt{Fr_0} = 1{,}67$;
$h_0 = 1{,}46$ m; $v_0 = 6{,}3$ m/s; $T_0 = 3{,}48$ m

Liniile de egală adîncime, h/h_0	Adîncimea h, m	Viteza v, m/s	Coordonatele liniilor de curent şi a liniilor de egală adîncime											
			$\Delta Q = 0\%$		$\Delta Q = 10\%$		$\Delta Q = 20\%$		$\Delta Q = 30\%$		$\Delta Q = 40\%$		$\Delta Q = 50\%$	
			x, m	y, m	x, m	y, m	x, m	y, m	x, m	y, m	x, m	y, m	x, m	y, m
0,9	1,31	6,52	6,25	1,51	0,83	1,22	1,35	0,93	1,95	0,63	2,26	0,34	2,40	0,00
0,8	1,17	6,73	0,75	1,53	1,53	1,26	2,15	0,99	2,66	0,69	2,96	0,38	3,06	0,00
0,7	1,02	6,95	1,40	1,59	2,30	1,35	3,06	1,08	3,56	0,75	3,76	0,42	3,86	0,00
0,6	0,88	7,15	2,01	1,70	3,06	1,50	3,91	1,23	4,41	0,81	4,61	0,48	4,71	0,00
0,5	0,73	7,35	2,51	1,86	3,96	1,72	4,87	1,44	5,31	1,05	5,62	0,57	5,67	0,00
0,4	0,58	7,53	3,01	2,02	5,01	2,07	6,12	1,74	6,82	1,32	7,18	0,69	7,27	0,00
0,3	0,44	7,72	3,66	2,28	6,07	2,46	7,98	2,25	9,04	1,68	9,60	0,90	9,78	0,00
0,2	0,29	7,90	4,31	2,61	8,33	3,33	10,75	3,06	12,30	2,31	13,50	1,23	13,82	0,00
0,1	0,15	8,07	5,50	3,30	13,90	5,94	19,00	5,52	21,90	4,08	23,90	2,28	24,75	0,00

Numărul Froude, corespunzător acestei viteze şi adîncimii h_1 rezultă

$$Fr_1 = \frac{v^2}{gh_1} = \frac{8{,}17^2}{9{,}81 \cdot 0{,}07} = 97{,}2; \quad \sqrt{Fr_1} = 9{,}86;$$

3. Din graficul din fig. 10.11, *a*, pentru $\sqrt{Fr_0} = 1{,}67$ şi $\sqrt{Fr_1} = 9{,}86$ se determină unghiul de abatere a liniei de curent de la axa curentului (în cazul de faţă unghiul dintre linia de curent şi perete) $\delta = 43°$;

4. Din graficul din fig. 10.12, pentru $\delta = 43°$ şi $\sqrt{Fr_1} = 9{,}86$, se determină unghiul dintre direcţia vectorului de viteză în punctul *D* şi frontul saltului oblic $\beta = 50°$ şi valoarea $\sqrt{Fr_2} = 2{,}0$, corespunzătoare curentului lîngă perete după saltul oblic;

5. Din punctul *D* sub unghiul β la linia de curent $\Delta Q = 0\%$ se duce linia frontului saltului hidraulic oblic pînă la intersecţia în punctul *a* cu linia de curent $\Delta Q = 10\%$. În acest punct se găseşte în planul curgerii unghiul $\delta = 27°$. Adîncimea h_1 în punctul *a* se află interpolînd valorile h între punctele de intersecţie a liniei de curent $\Delta Q = 10\%$ şi liniile de adîncimi egale $h/h_0 = 0{,}1$ şi $0{,}2$. Viteza în punctul *a* se află din ecuaţia Bernoulli pentru linia de curent $\Delta Q = 10\%$ sau prin interpolare; $h_1 = 0{,}22$ m, $v = 8{,}0$ m/s (vezi tabelul *B*). Prin urmare $\sqrt{Fr_1} = 8{,}0/\sqrt{9{,}81 \cdot 0{,}22} = 5{,}45$;

6. Din graficul din fig. 10.12 pentru $\delta = 27°$ şi $\sqrt{Fr_1} = 5{,}45$ se află unghiul $\beta = 37°$; $\eta = h_2/h_1 = 4{,}1$; $\sqrt{Fr_2} = 2{,}2$; $Fr_2 = 4{,}84$. Prin urmare, adîncimea după saltul oblic în punctul *a* este $h_2 = 4{,}1 \times 0{,}22 = 0{,}9$ m. Din formula (9.46) se află adîncimea, conjugată cu adîncimea $h_2 = 0{,}9$ m. Se obţine $h_2'' = 2{,}4$ m;

7. Continuînd calculul în mod analog, se află parametrii saltului hidraulic oblic în punctele *b*, *c*, *d*, *E* (tabelul *B*).

Din calcul reiese că, pe axa curentului înainte de intersecţia cu linia salturilor oblice, adîncimea $h_1 = 0{,}11$ m, iar după intersecţie adîncimea $h_2 = 0{,}15$ m; adîncimea curentului lent, conjugată cu adîncimea care se stabileşte după intersecţia salturilor oblice rezultă $h_2'' = 1{,}5$ m. Aceasta înseamnă că pentru adîncimi ale apei în bieful aval, mai mici de 1,5 m, curentul rămîne rapid cu formarea de salturi oblice în aval. La creşterea adîncimii, saltul perpendicular pe axa curentului se va deplasa peste zona salturilor oblice.

Parametrii saltului hidraulic perpendicular, deplasat peste zona salturilor oblice pînă la secţiunea de difuzare completă şi formele sale în plan pot fi calculate în succesiunea expusă în exemplul următor.

Exemplu. Pentru datele iniţiale şi planul de curgere al curentului rapid din exemplul precedent, să se construiască linia frontului saltului perpendicular după secţiunea difuzării complete şi să se afle adîncimea curentului după salt.

Rezolvare. 1. Pentru construirea frontului saltului hidraulic perpendicular, din punctul *D* se duce o linie normală la linia de curent $\Delta Q = 0$, pînă la intersecţia ei cu linia de curent $\Delta Q = 10\%$. Continuînd această operaţie, se construieşte în prima aproximaţie linia frontului saltului perpendicular pe toată lăţimea albiei, între punctele *D* – *D*. Unind mijloacele sectoarelor dintre liniile de curent învecinate, se va obţine linia căutată a frontului saltului hidraulic perpendicular (saltului direct) (fig. 10.13);

Tabelul B

Calculul saltului hidraulic oblic

Punctele	Liniile de curent ΔQ, %	δ, grade	h_1, m	v, m/s	$\sqrt{Fr_1}$	β, grade	$\sqrt{Fr_2}$	η	h_2, m	Fr_2	h_2'', m
a	10	27	0,22	8,02	5,45	37	2,2	4,1	0,90	4,84	2,4
b	20	18	0,24	7,98	5,37	29	2,7	3,2	0,77	7,29	2,5
c	30	12	0,22	8,02	5,45	22	3,3	2,3	0,50	10.89	2,1
d	40	9	0,18	8,06	6,07	18	4,0	2,0	0,36	16,00	1,9
E	50	0	0,11	8,15	7,85	7	7,2	1,4	0,15	51,84	1,5

Observaţii. 1. Calculul adîncimii după salt în punctul *D* nu se mai efectuează, deoarece ca rezultat al incidenţei debitului pe perete, adîncimea reală este mai mare decît cea calculată.

2. Valoarea η în punctul *E* se află direct din formula adîncimilor conjugate pentru saltul oblic: $\eta = (\sqrt{1 + 8Fr \sin^2\beta} - 1)$.

2. În punctul de intersecție a liniei de curent $\Delta Q = 50\%$ cu frontul saltului, prin interpolare între curbele de adîncimi egale (înainte și după acest punct) se determină adîncimea h_1 a curentului înainte de salt, $h_1 = 0{,}39$ m;

3. Din ecuația Bernoulli, scrisă pe linia de curent $\Delta Q = 50\%$, se determină viteza înainte de salt v și $\sqrt{\mathrm{Fr}_1}$:

$$v = \sqrt{2g(T_0 - h_1)} = \sqrt{19{,}62(3{,}48 - 0{,}39)} = 7{,}8 \text{ m/s};$$

$$\sqrt{\mathrm{Fr}_1} = v/\sqrt{gh_1} = 7{,}8/\sqrt{9{,}81 \cdot 0{,}39} = 4{,}0;$$

4. Cu formula adîncimilor conjugate (9.46), se determină adîncimea curentului lent, conjugată cu adîncimea h_1 înainte de salt: $h_2'' = 1{,}9$ m. Din calcule analoge pentru alte linii de curent, reiese că pe tot frontul saltului adîncimea h_2'' rămîne aproximativ de aceeași valoare, ca și pentru linia de curent $\Delta Q = 50\%$.

Astfel, la adîncimea apei în bief aval $h_n = h_2'' = 1{,}9$ m, saltul perpendicular se va situa în secțiunea difuzării complete a curentului rapid. Cînd $h_n < 1{,}9$ m se va produce o îndepărtare a saltului și totodată, cînd $h_n < 1{,}5$ m, este de așteptat îndepărtarea saltului în afara limitelor sectorului salturilor oblice (vezi exemplul precedent). Cînd $h_n > 1{,}9$ m, apa va pătrunde în zonele peste liniile limită ale curentului $\Delta Q = 0$, unde sînt vîrtejurile laterale; apare o curgere instabilă sau difuzarea curentului rapid fără ca prezența pereților să aibă vreun efect.

Cînd $1{,}5 < h_n < 1{,}9$ m, saltul perpendicular va fi situat în limitele sectorului cu salturi hidraulice oblice.

Dacă la construirea planului curgerii se iau în considerare și pierderile de sarcină, viteza în lungul liniei de curent se determină cu ecuația Bernoulli, ținînd cont de panta i_0 a albiei și panta de frecare i_f, determinată după Chézy

$$h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} + i_0 \Delta s = h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + i_f \Delta s, \qquad (10.13)$$

în care Δs este distanța în lungul liniei de curent între secțiunile inițială și finală alese.

Cunoscînd planul curgerii, se poate alege o configurație a albiei divergente, în care să lipsească salturile oblice și desprinderile curentului de pereți. Conform datelor experimentale, configurații satisfăcătoare ale unei asemenea albii se pot obține folosind ecuația[1]

$$\frac{y}{b} = 0{,}5\left[\left(\frac{x}{b\sqrt{\mathrm{Fr}_0}}\right)^{3/2} + 1\right]. \qquad (10.14)$$

O asemenea configurație a albiei divergente corespunde aproximativ cu linia de curent $\Delta Q = 5\%$, construită prin calcul cu neglijarea pierderilor de sarcină.

Albia trasată conform ecuației (10.14) se lărgește la infinit. De obicei, pereții divergenți se racordează la pereții paraleli și, datorită acestui fapt, este posibilă apariția în albie a unor unde de perturbație. Undele de perturbație pot fi evitate fie prin crearea condițiilor de salt hidraulic în secțiunea aval a divergentului, fie prin coborîrea în treaptă a fundului canalului în aceeași secțiune

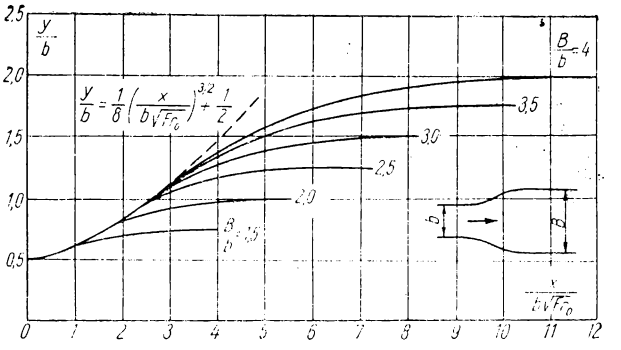


Fig. 10.14.

finală a divergentului, fie printr-o racordare corectă a pereților la trecerea din sectorul divergent la cel rectiliniu al albiei (fig. 10.14). În ultimul caz, pentru realizarea gradului impus de lărgirea albiei este necesar un sector de lungime mai mare.

10.4. SALTUL HIDRAULIC ÎNTR-O ALBIE LIN DIVERGENTĂ

Calculul adîncimilor conjugate într-o albie divergentă cu linii de curent radiale (fig. 10.14, *a*) la curgerea pe sub o stavilă sau printr-un orificiu, dispuse într-un perete cilindric normal la liniile de curent, se poate efectua cu formula lui O. F. Vasiliev[2]. În calcule aproximative, formulele se pot aplica și dacă secțiunea inițială este plană.

Lungimea saltului

$$l_s = \frac{10{,}3h_1(\sqrt{\mathrm{Fr}_1} - 1)^{0{,}81}}{1 + 0{,}51\dfrac{h_1}{r_1}(\sqrt{\mathrm{Fr}_1} - 1)^{0{,}81}}, \qquad (10.15)$$

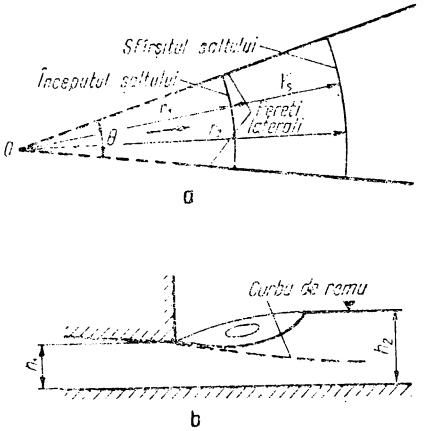


Fig. 10.14, *a*.

[1] Chow, W. T., „Ghidravlika otkrîtîh potokov", M., Stroiizdat, 1960, p. 331–332.

[2] Vasiliev, O. F., „Dokladî AN SSSR", 106, 1956, nr. 5.

unde r_1 este raza corespunzătoare primei adîncimi conjugate; Fr_1 — numărul Froude pentru secțiunea inițială a saltului

$$\mathrm{Fr}_1 = \left(\frac{h_{cr\,1}}{h_1}\right)^3 = \frac{\alpha}{g}\left(\frac{Q}{0}\right)^2 \frac{1}{r_1^2 h_1^3}, \qquad (10.16)$$

$h_{cr\,1}$ — adîncimea critică pentru secțiunea inițială a saltului

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha}{g}\left(\frac{Q}{0r_1}\right)^2} \qquad (10.17)$$

α — coeficientul de corecție al factorului cinetic ($\alpha \approx 1$) (vezi § 3.3); g — accelerația gravitației; Q — debitul; 0 — unghiul de divergență a canalului în plan, în rad

$$0 = \frac{\pi}{180}\,0^0 = \frac{0^\circ}{57{,}3}. \qquad (10.18)$$

Formula (10.15) poate fi scrisă sub forma

$$l_s = \frac{f}{1 + 0{,}052 f \frac{h_1}{r_1}} h_1, \qquad (10.19)$$

în care $f = 10{,}3(\sqrt{\mathrm{Fr}_1} - 1)^{0{,}81}$ se poate afla din tabelul 9.9.

Adîncimile conjugate ale saltului în albia divergentă se pot determina din ecuația

$$\frac{2\alpha'}{g}\left(\frac{Q}{0}\right)^2 \frac{1}{r_1 h_1^c} + r_1 (h_1^c)^2 = \frac{2\alpha'}{g}\left(\frac{Q}{0}\right)^2 \frac{1}{r_2 h_2^c} + r_2 (h_2^c)^2 - \beta \frac{(h_1^c)^2 + h_1^c h_2^c + (h_2^c)^2}{3} l_s, \qquad (10.20)$$

în care α' este coeficientul cantității de mișcare ($\alpha' \approx 1$); β — coeficient egal cu 0,9; r_2 — raza corespunzătoare celei de a doua adîncimi conjugate $h_2^c = h$ (fig. 10.14, *a*)

$$r_2 = r_1 + l_s. \qquad (10.21)$$

Raportul $Q/0$ reprezintă debitul specific al curentului pe un radian.

La adîncimea albiei $t > h$, saltul va fi înecat în secțiunea inițială. Dacă adîncimea albiei $t < h$, va avea loc îndepărtarea saltului.

A doua adîncime conjugată și lungimea saltului spațial în albia divergentă sînt mai mici decît pentru saltul în albia prismatică pentru condiții identice în secțiunea inițială. Verificarea experimentală a formulelor s-a efectuat pentru $0 = 19$; 26 și 31°.

Exemplu. Jetul evacuat din golirea de fund de secțiune dreptunghiulară, divergentă în plan (fig. 10.4, *a*), intră într-o albie care se lărgește sub unghiul $0 = 20°$. Lățimea orificiului în secțiunea de ieșire $b = 5{,}0$ m, înălțimea $h_1 = 1{,}0$ m, debitul $Q = 80$ m³/s. Să se determine lungimea saltului și adîncimea conjugată h_2^c.

Rezolvare. 1. Raza corespunzătoare secți unii inițiale

$$r_1 = \frac{b}{2\sin\frac{0}{2}} = \frac{5{,}0}{2 \cdot 0{,}174} = 14{,}4 \text{ m};$$

2. Adîncimea critică și numărul Froude în secțiunea inițială

$$h_{cr\,1} = \sqrt[3]{\frac{\alpha}{g}\left(\frac{Q}{0r_1}\right)^2} = \sqrt[3]{\frac{1{,}0}{9{,}81}\left(\frac{80}{0{,}349 \cdot 14{,}4}\right)^2} = \sqrt[3]{25{,}6} = 2{,}95 \text{ m}.$$

Aici

$$0 = \frac{0^\circ}{57{,}3} = \frac{20^\circ}{57{,}3} = 0{,}349 \text{ rad};$$

$$\mathrm{Fr}_1 = \left(\frac{h_{cr\,1}}{h_1}\right)^3 = \left(\frac{2{,}95}{1}\right)^3 = 25{,}6;$$

3. Lungimea saltului se determină cu formula (10.19)

$$l_s = \frac{f}{1 + 0{,}052 f \frac{h_1}{r_1}} h_1 = \frac{32}{1 + 0{,}052 \cdot 32 \cdot \frac{1{,}0}{14{,}4}} \cdot 1{,}0 = 28{,}0 \text{ m}.$$

Raza corespunzătoare celei de a doua adîncimi conjugate $r_2 = r_1 + l_s = 14{,}4 + 28{,}0 = 42{,}4$ m.

Valoarea $f = 32$ se află din tabelul 9.9 pentru $\mathrm{Fr}_1 = 25{,}6$;

4. Din ecuația (10.20) se determină mărimea căutată h_2^c. Se calculează partea din stînga a ecuației, adoptînd $h_1 = h_1^c$

$$\frac{2\alpha'}{g}\left(\frac{Q}{0}\right)^2 \frac{1}{r_1 h_1^c} + r_1 (h_1^c)^2 = \frac{2 \cdot 1{,}0}{9{,}81}\left(\frac{80}{0{,}349}\right)^2 \frac{1}{14{,}4 \cdot 1{,}0} + 14{,}4 \cdot 1{,}0^2 = 759.$$

În partea dreaptă a ecuației (10.20), necunoscuta este mărimea h_2^c

$$\frac{2\alpha'}{g}\left(\frac{Q}{0}\right)^2 \frac{1}{r_2 h_2^c} + r_2 (h_2^c)^2 - \beta \frac{(h_1^c)^2 + h_1^c h_2^c + (h_2^c)^2}{3} l_s = \frac{2 \cdot 1{,}0}{9{,}81}\left(\frac{80}{0{,}349}\right)^2 \frac{1}{42{,}4 h_2^c} + 42{,}4 (h_2^c)^2 - 0{,}9 \frac{1{,}0 + 1{,}0 h_2^c + (h_2^c)^2}{3} \cdot 28{,}0.$$

Plecînd de la cîteva valori h_2^c, se construiește curba $0(h) = f(h_2^c)$ (fig. 10.15) și se determină $h_2^c = 4{,}7$ m.

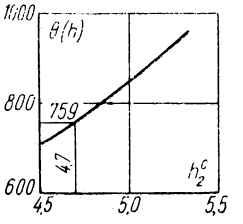


Fig. 10.15.

10.5. SALTUL HIDRAULIC ÎN ALBIE CONVERGENTĂ

Saltul hidraulic în albie convergentă dreptunghiulară, după care urmează o albie dreptunghiulară cu panta supracritică (fig. 10.16) sau o treaptă, se poate calcula cu formulele lui A. V Sevcenko[1]. În limitele sectorului convergent poate apare o curgere rapidă sau lentă.

Debitul la care are loc trecerea de la curentul rapid la cel lent se determină cu formula

$$Q_{cr} = \mu_{cr} b \sqrt{2g}\, E_1^{3/2}, \qquad (10.22)$$

în care E_1 este energia specifică în secțiune la începutul sectorului convergent.

Coeficientul de debit μ_{cr}, cînd curentul este în stare critică, se determină cu expresia

$$\mu_{cr} = 0{,}366 - 0{,}016\left(0{,}2\,\mathrm{Fr} + \frac{\psi - 1}{2\,\mathrm{tg}\,\frac{\theta}{2}}\right), \qquad (10.23)$$

în care Fr_1 este numărul Froude în secțiunea inițială $1-1$; $\psi = b/B$ — gradul de îngustare a albiei.

Formula (10.23) este valabilă pentru $b/B = 0{,}935 - 1{,}87$; $\theta = 17 - 46°$, $\mathrm{Fr}_1 = 9-40$. Pentru aceste condiții, μ_{cr} variază în limitele 0,25—0,37.

Trecerea curentului de la regimul lent la cel rapid are loc la debitul

$$Q'_{cr} = \mu'_{cr} b \sqrt{2g}\, E_2^{3/2}, \qquad (10.24)$$

în care E_2 este energia specifică în secțiunea de la sfîrșitul saltului (în secțiunea $2-2$, fig. 10.16)

$$\mu'_{cr} = \varphi' K' \sqrt{1 - \beta' K'}, \qquad (10.25)$$

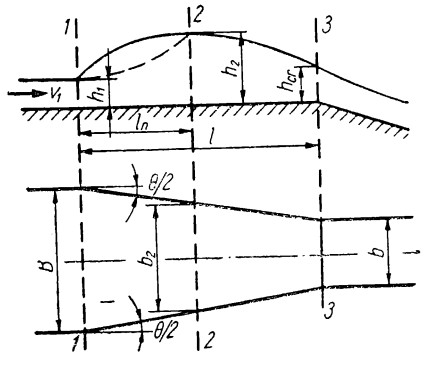


Fig. 10.16.

în care φ' este coeficientul de viteză în zona de ieșire în condițiile regimului lent, $\varphi' = 0{,}95$; β' — coeficient care exprimă influența curburii jeturilor în secțiunea $3-3$ asupra valorii energiei potențiale; $K' = h_3/E_2$ — adîncimea relativă a curentului în secțiunea de ieșire $3-3$.

Dacă după sectorul convergent se continuă cu un canal rapid cu panta i_0, atunci

$$K' = \frac{1{,}08}{i_0 + 1{,}41} + 0{,}15\left(\frac{E_2}{b} - 0{,}20\right); \qquad (10.26)$$

$$\beta_1 = 0{,}96 - 0{,}51\, i_0. \qquad (10.27)$$

În prezența unei trepte de cădere după sectorul convergent

$$K' = 0{,}565 + 0{,}22\left(\frac{E_2}{h} - 0{,}20\right) \qquad (10.28)$$

și

$$\beta' = 0{,}73.$$

Formulele (10.25), (10.26) și (10.28) sînt aplicabile cînd $\theta = 22-35°$, $i_0 = 0{,}050-0{,}565$, $E_2/b = 0{,}20-1{,}20$, $l/h_1 = 3-10$.

Cînd curentul este în regim lent și $E_2/b > 0{,}3$, coeficientul de debit al sectorului convergent înaintea căderii sau a canalului rapid cu panta $i_0 > 0{,}05$ este totdeauna mai mare de 0,385 și poate atinge valoarea 0,48.

Ecuația de bază a saltului hidraulic în albia convergentă sub formă adimensională are expresia

$$(1 + 2\psi_2)\eta^3 + (1 - \psi_2)\eta^2 - (2 + \psi_2 + 6\mathrm{Fr}_1)\eta + \frac{6\,\mathrm{Fr}_1}{\psi_2} = 0, \qquad (10.29)$$

în care $\psi_2 = b_2/B$ este gradul de îngustare a albiei în secțiunea saltului; $\eta = h_2/h_1$ — adîncimea relativă; $\mathrm{Fr}_1 = Q^2/gb^2h_1^3$ — numărul Froude în secțiunea $1-1$.

La utilizarea ecuației (10.29) se calculează în prealabil îngustarea relativă

$$\psi_2 = 1 - \frac{2l_s\,\mathrm{tg}\frac{\theta}{2}}{B}, \qquad (10.30)$$

în care: l_s este lungimea saltului hidraulic în albia convergentă, care poate fi determinată cu formula lui M. D. Certousov, cu introducerea în ea a corecției, obținută de S. M. Slisski pe baza experiențelor lui A. V. Sevcenko, efectuate la $\mathrm{Fr} = 10-60$, $\theta/2 = 7{,}5-19{,}8°$ și $B/b = 4-1{,}9$.

$$l_s = \left(1 + 0{,}145\sqrt{\mathrm{Fr}_1\,\mathrm{tg}\frac{\theta}{2}}\right) f h_1, \qquad (10.31)$$

în care: $f = 10{,}3(\mathrm{Fr}_1 - 1)^{0.81}$ poate fi aflat din tabelul 9.9.

[1] Sevcenko, A. V., Issledovanie dvijeniia vodî na sujivaiuşcimsea vhodnom uceastke bîstrotoka — Autoreferatul dizertației pentru titlul de candidat în științe tehnice — Kiev, 1968 (Kievskii avtodorojnîi institut); Ghidravliceskii prîjok v sujivaiuşcemsea rusle — Culegerea „Ghidravlika i ghidrotehnika", Kiev, „Tehnika", nr. 6, 1968.

Formula propusă a fost verificată experimental pentru $0 \leqslant 40°$, $Fr_1 = 10 - 70$, $E_1/B = 0{,}21 - 0{,}46$.

Calculul se poate efectua pentru curgerea în albia convergentă peste deversor, prin orificiu și pe sub stavilă.

Cînd $Q < Q_{cr}$, curgerea în albia convergentă se realizează totdeauna în regim rapid; cînd $Q > Q'_{cr}$ — regim lent. În limitele debitelor $Q_{cr} \leqslant Q \leqslant Q'_{cr}$ curgerea se poate realiza în oricare dintre cele două regimuri posibile.

Debitul Q_{cr} se află din formulele (10.22) și (10.23), iar Q'_{cr} din formulele (10.24) și (10.29).

Exemplu. Să se calculeze regimurile posibile în albia convergentă cu prag la curgerea pe sub stavilă sau printr-un orificiu de golire. Lățimea albiei în secțiunea de început $B = 72{,}0$ m, în secțiunea de capăt $b = 35{,}0$. m Unghiul de îngustare a albiei $0 = 30°$, radierul confuzorului este orizontal. Adîncimea în secțiunea îngustată $h_1 = 1{,}88$ m; $\psi = b/B = 35{,}0/72{,}0 = 0{,}486$.

Rezolvare. 1. Debitul critic Q_{cr}, corespunzător trecerii curentului de la regimul rapid la cel lent, se determină prin rezolvarea ecuațiilor (10.22) și (10.23)

$$Q_{cr} = \mu_{cr} b \sqrt{2g} E_1^{3/2} = \mu_{cr} \cdot 35 \cdot 4{,}43\, E_1^{3/2} = 155\, \mu_{cr} E_1^{3/2};$$

$$\mu_{cr} = 0{,}366 - 0{,}016 \left(0{,}2\ Fr_1 + \frac{\psi - 1}{2 \operatorname{tg} \frac{0}{2}} \right) = 0{,}366 - 0{,}16(0{,}2\ Fr_1 - 0{,}96);$$

$$q = \frac{Q}{B};\quad E_1 = h_1 + \frac{q^2}{2gh_1^2};\quad Fr_1 = \frac{q^2}{gh_1^3}.$$

Dînd valori arbitrare debitului Q_i, se determină q, E_1, Fr_1 și $\mu_{cr\,i}$ și se calculează $Q_{cr\,i}$. Valoarea Q_{cr} căutată se obține pentru $Q_{cr\,i} = Q_i$. Calculul este redat în tabelul *A*; se construiește graficul (fig. 10.17, *a*); pentru $Q_{cr\,i} = Q_i$ se obține $Q_{cr} = 1\,690$ m³/s;

Tabelul A

Q_i, m³/s	$q = Q_i/72{,}0$, m³/s·m	E_1, m	$E_1^{3/2}$	Fr_1	$\mu_{cr\,i}$	$Q_{cr\,i}$, m³/s
1 600	22,2	9,08	27,36	7,70	0,357	1 530
1 700	23,6	9,88	30,9	8,45	0,356	1 720
1 800	25,0	10,88	35,51	9,60	0,351	1 940
1 850	25,7	11,35	38,23	10,15	0,349	2 065

2. Debitul critic Q'_{cr}, corespunzător trecerii curentului de la regimul lent la cel rapid, se determină rezolvînd ecuațiile (10.24) și (10.29). În prealabil, pentru valori oarecare ale debitului (numărul Froude) se află din (10.31) lungimea saltului și din (10.30) îngustarea relativă a albiei ψ_2 la finele saltului și lățimea ei $b_2 = \psi_2 B$

$$l_s = \left(1 + 0{,}145 \sqrt{Fr_1 \operatorname{tg} \frac{0}{2}} \right) f h_1 =$$

$$= (1 + 0{,}145 \sqrt{0{,}268 Fr_1}) \cdot f \cdot 1{,}88;$$

$$\psi_2 = 1 - \frac{2 l_s\, 0{,}268}{72{,}0} = 1 - \frac{0{,}536 l_s}{72}.$$

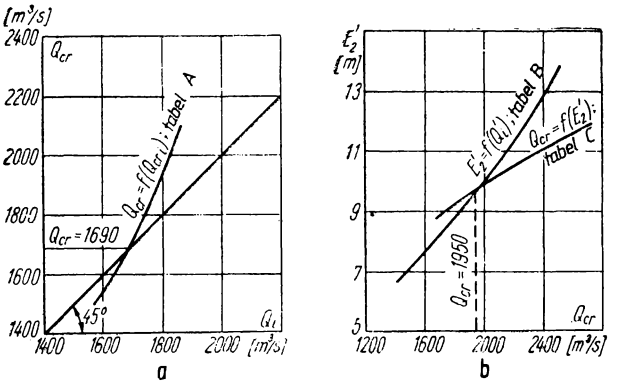


Fig. 10.17.

Calculul l_s, ψ_2 și b_2 este redat în tabelul *B*.

Tabelul B

Q'_i, m³/s	q_i, m³/s·m	$Fr_1 = \frac{q^2}{gh_1^3}$	f	l_s, m	ψ_2	b_2, m
1 440	20,0	6,15	14,0	31,2	0,788	56,8
2 000	27,8	11,90	21,0	50,2	0,627	45,2
2 520	35,0	18,80	27,3	67,8	0,495	35,6

Din formula (10.29) pentru valorile ψ_2 și Fr_1, luate din tabelul *B*, se calculează $\eta = h_2/h_1$, adîncimea $h_2 = \eta h_1$ și energia specifică a secțiunii *2—2* la finele saltului $E_2 = h_2 + (Q'h_2b_2)^2 \frac{1}{2g}$. Calculul este redat în tabelul *C*.

Tabelul C

Q'_i, m³/s	ψ_2	η	h_2, m	E_2, m
1 440	0,768	3,0	5,64	6,72
2 000	0,627	4,6	8,64	9,99
2 520	0,495	6,44	12,10	13,85

Din datele tabelului *C* se construiește curba $E_2 = f(Q'_i)$ (fig. 10.17, *b*).

Cu formula (10.24) pentru valori arbitrare E'_2 se calculează șirul de valori Q'_{cr}, determinînd K' din (10.28) și μ'_{cr} din (10.25).

Rezultatele calculului sînt redate în tabelul *D*.

Tabelul D

E'_2, m	E'_2/b	K'	μ'_{cr}	Q'_{cr}, m³/s
9,16	0,262	0,579	0,418	1 770
10,00	0,286	0,584	0,420	2 060
12,52	0,358	0,620	0,436	3 010

În fig. 10.17, *b* se construiește după datele tabelului *D* curba $Q'_{cr} = f(E'_2)$, intersecția căreia cu curba $E_2 = f(Q'_i)$ dă debitul căutat Q'_{cr}, pentru care curgerea lentă trece în cea rapidă $Q'_{cr} = 1\,950$ m³/s;

3. Drept rezultate ale calculului s-au obținut: pentru debitul $Q < Q_{cr} = 1\,690$ m³/s curgerea se realizează în regim rapid; pentru $Q > Q'_{cr} = 1\,950$ m³/s curgerea se realizează în regim lent (saltul este înecat); pentru $1\,690 \leqslant Q \leqslant 1\,950$ m³/s poate exista atît regimul rapid, cît și cel lent de curgere a apei.

10.6. SALTUL HIDRAULIC DE SUPRAFAȚĂ ÎNTR-UN DISIPATOR DE ENERGIE DRENOR, CU RADIER ÎN PANTĂ

Într-un disipator de energie drenor, în trepte, cu panta generală 1 : 5—1 : 12 se formează un regim de suprafață stabil cu salt neînecat[1]. Disipatorul constă dintr-un șir de trepte (fig. 10.18), cu față orizontală sau în pantă inversă. Orificiile de drenaj sub formă de fante, orientate în sensul curentului, ocupă 3—5% din aria fiecărei trepte.

La înclinarea inversă a treptelor $i = 0{,}05—0{,}08$, înălțimea saltului

$$a'_1 = (0{,}6\,\mathrm{Fr}^{2/3} - 0{,}03\,\mathrm{Fr} + 0{,}2)h_r. \qquad (10.32)$$

Lungimea saltului (distanța de la începutul saltului pînă la prima adîncitură a suprafeței libere)

$$l_s = (7{,}3 - 0{,}04\,\mathrm{Fr}^{3/2})a'_1. \qquad (10.33)$$

În cazul treptelor orizontale ($i = 0$)

$$a'_1 = (0{,}6\,\mathrm{Fr}^{2/3} - 0{,}05\,\mathrm{Fr} + 0{,}2)h_r; \qquad (10.34)$$

$$l_s = (7{,}8 - 1{,}03\,\mathrm{Fr}^{3/2})a'_1. \qquad (10.35)$$

În aceste formule

$$\mathrm{Fr} = \frac{\alpha v_r^2}{g h_r \cos\theta}, \qquad (10.36)$$

iar v_r, h_r sînt viteza medie și adîncimea de calcul a curentului în canalul rapid în secțiunea de început a saltului; α — coeficientul Coriolis pentru secțiunea de început a saltului; θ — unghiul de înclinare a radierului.

[1] Gordienko, P. I., Plotinî i vodosbrosî, Trudî MISI, 2, 1970, nr. 61.

Formulele sînt aplicabile pentru $\mathrm{Fr} = 3—15$, $\mathrm{tg}\,\theta = 1—8$, raporturi dintre lungimea saltului și lungimea treptei $l_s/l_t = 2—8$.

Nivelul apei în bieful aval este deasupra treptei disipatorului în secțiunea inițială cu $h'_1 = h_r + a'_1$. Adîncimea curentului în secțiunea de început a saltului

$$h_1 = (1{,}08 - 1{,}24)h_r. \qquad (10.37)$$

La variația debitului și nivelului biefului aval se menține regimul de suprafață, însă se modifică poziția secțiunii inițiale a saltului hidraulic.

Nivelul apei în bieful aval este deasupra suprafeței libere a apei la sfîrșitul saltului (prima adîncitură a undei), cu aproximativ

$$a'_2 = i_0 l_s, \qquad (10.38)$$

unde i_0 este panta radierului disipatorului.

Pentru $\mathrm{Fr} \geqslant 5$, undele care se formează după prima undă se amortizează pe lungimea $(1—1{,}5)l_s$.

B. CANALE RAPIDE. CĂDERI ÎN TREPTE

Canale rapide se numesc canalele deschise și jgheaburile care asigură evacuarea apei din bieful amonte în bieful aval printr-o albie rigidă cu pantă mai mare decît panta critică.

Zona de intrare a canalului rapid constituie o albie scurtă de lățime variabilă, prin care se efectuează accesul apei în canalul rapid propriu-zis. Zona de ieșire a canalului rapid se execută, de obicei, sub formă de difuzor care se racordează cu bazinul de disipare. Forma difuzorului, corespunzătoare unei curgeri fără desprinderea curentului de pereți se poate determina din figurile 10.10 și 10.14. La un unghi de divergență a pereților difuzorului, care depășește unghiul de difuzare liberă, pentru asigurarea curgerii fără desprindere se folosesc diferite elemente constructive de dirijare (la viteze mari ale curentului, acestea pot fi periclitate de fenomenul de cavitație).

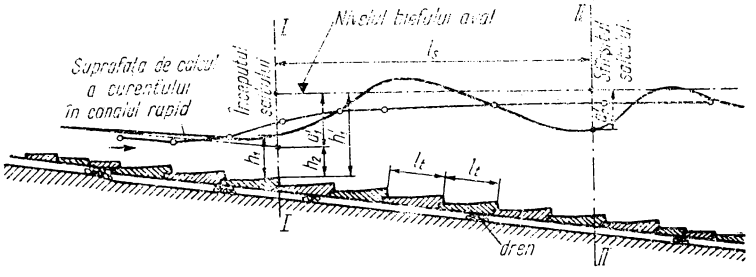


Fig. 10.18. ——— — suprafața liberă a curentului; —o—o—o— linia piezometrică pentru limita inferioară a drenului.

10.7. CANALE RAPIDE DE LĂȚIME CONSTANTĂ

În canale rapide, în funcție de adîncimea în secțiunea inițială, se stabilește curba de remu pozitiv sau negativ (fig. 10.19).

Pentru construirea curbei suprafeței libere se folosește ecuația mișcării neuniforme (9.20).

În zona coborîrii bruște a terenului, profilul longitudinal al canalului rapid poate fi realizat de formă parabolică cu coordonatele (fig. 10.20)

$$x = 0{,}45\, v\sqrt{y}\ [\text{m}], \qquad (10.39)$$

în care v este viteza medie în secțiunea dinainte de sectorul curbiliniu, în m/s.

În cazul curbării canalului rapid în planul curgerii este necesar să se ia în considerare dinamica curentului rapid bidimensional[1].

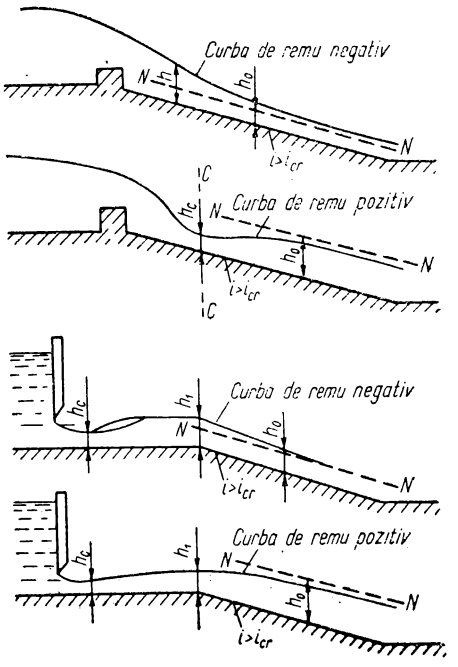


Fig. 10.19.

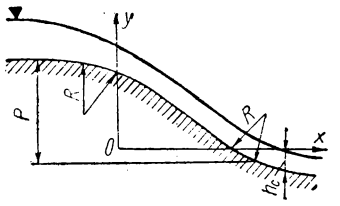


Fig. 10.20.

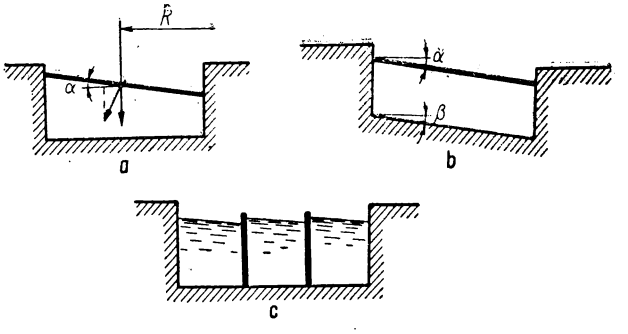


Fig. 10.21.

În prima aproximare, calculul canalului rapid curbiliniu de lățime constantă, curbat după un arc de cerc, se efectuează după aceleași formule ca și pentru canalul rectiliniu. Panta transversală a suprafeței libere a curentului într-un astfel de canal rapid cu lățimea pînă la 3m (fig. 10.21, *a*) se poate considera

$$\operatorname{tg}\alpha = v^2/gR, \qquad (10.40)$$

unde: v este viteza medie a apei în curbă; R — raza de curbură a axei.

Radierul canalelor rapide largi se realizează cu pantă transversală (fig. 10.21, *b*) sau se divizează în mai multe canale prin pereți longitudinali (fig. 10.21, *c*).

10.8. CANALE RAPIDE DE LĂȚIME VARIABILĂ

La calculul canalelor rapide de secțiune variabilă se rezolvă una din problemele următoare:

— fiind date forma și parametrii albiei, să se calculeze curba suprafeței libere;

— fiind dați parametrii hidraulici ai curentului, să se determine caracteristicile hidraulice ale albiei (problema inversă).

Trebuie să se aibă în vedere că în cazul curenților rapizi în albii cu pereți poligonali sau curbilinii se pot forma unde oblice de perturbație, reflectate de pereți. Pentru calculul parametrilor undelor oblice (salturilor oblice) sau a configurației fără unde în plan a albiilor se utilizează teoria curenților rapizi bidimensionali[2]. În prima aproximație, neglijînd posibilitățile de formare a undelor de perturbație, calculul poate fi efectuat după ecuația (9.36) prin împărțirea curentului pe lungime în

[1] Chaw, W. T., Ghidravlika otkrîtîh kanalov, M., Stroizdat, 1969, p. 314, Emțev, B. T., Dvuhmernîe burnîe potoki, M., „Energhiia", 1967.

[2] Idem

sectoare. Deoarece variația secțiunii transversale are loc mai intens în partea inițială a canalului rapid, distanțele dintre secțiunile de calcul trebuie luate mai mici la începutul canalului rapid și mai mari pentru sectoarele situate în aval.

Pentru canalele rapide cu adîncime constantă este comodă efectuarea calculului după formula propusă de V. D. Jurin

$$\Delta s = \left(\frac{\alpha C^2}{gP}\right)_m \frac{b_1 - b_2}{\eta_1 - \eta_2} [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)], \quad (10.41)$$

în care $\eta = K/K_0$ este raportul dintre modulul de debit al secțiunii date și modulul de debit corespunzător mișcării uniforme

$$K = \omega C\sqrt{R}; \quad K_0 = Q/\sqrt{i},$$

$\varphi(\eta)$ este funcția determinată din tabelele pentru construirea curbelor de remu pozitiv și negativ la un exponent hidraulic al albiei $\varkappa = 2{,}0$ (tabelul 9.3).

În cazul legii de variație liniară a adîncimii canalului rapid (măsurată pe normala la fund) rezultă

$$h(s) = as + h_c,$$

unde $a = \frac{h_1 - h_c}{L}$; h_1 și h_c sînt adîncimile în secțiunea inițială și la sfîrșitul canalului rapid, iar L este lungimea canalului.

Aria secțiunii de curgere ω la o distanță oarecare s de la începutul canalului rapid se poate determina cu ecuația propusă de B. T. Emțev[1].

$$\omega = \frac{\omega_1 e^{\bar{\sigma}\bar{s}}}{\sqrt{1 + \frac{pg}{\bar{\sigma}v_1^2}[e^{2\bar{\sigma}\bar{s}} - 1]}}, \quad (10.42)$$

în care s-au adoptat următoarele notații

$$p = i - a\sqrt{1 - i^2};$$

$$\bar{\sigma} = \frac{g}{\alpha \bar{C}^2 \bar{R}},$$

[1] Emțev, B. T., Rascet beznapornîh vodovodov po zadannomu izmeneniiu ghidravliceskih parametrov, „Ghidrotehniceskoe stroitelstvo", nr. 3, 1963.

$\bar{\sigma}$ fiind valoarea medie a acestui parametru pe sectorul s, avînd pentru acest sector coeficientul Chézy $\bar{C}$ și raza hidraulică $\bar{R}$ medii; v_1 și ω_1 — viteza medie și, respectiv, aria secțiunii de curgere în secțiunea inițială a canalului rapid; α — coeficient de corecție (Coriolis).

La o variație liniară a înălțimii cinetice rezultă $v^2/2g = ms + k$, în care

$$m = \frac{v_c^2 - v_1^2}{2g}; \quad k = \frac{v_1^2}{2g}.$$

Adîncimea curentului la o distanță oarecare s de la începutul canalului rapid se determină din formula următoare a lui B. T. Emțev

$$h\cos\mu = h_1\cos\mu + (i - m - 2\bar{\sigma}k)s - \bar{\sigma}ms^2, \quad (10.43)$$

în care μ este unghiul de înclinare a radierului canalului rapid față de orizontală.

Cunoscînd adîncimea h și viteza $v = \sqrt{2g(ms + k)}$, se determină secțiunile de curgere ω_i și, prin urmare, lățimea căutată a canalului rapid.

În cazul vitezei constante, calculul se efectuează după ecuația (10.43), adoptînd $m = 0$.

În albia cu viteză constantă, suprafața liberă este totdeauna rectilinie.

Exemplu. Să se stabilească configurația în plan a unui canal rapid de secțiune trapezoidală, cu albia betonată (beton tehnic neted). Debitul $Q = 5{,}6$ m³/s; adîncimea constantă $h = 0{,}8$ m; panta $i = 0{,}143$, coeficientul de taluz $m = 1{,}0$; coeficientul de rugozitate $n = 0{,}017$ și lățimea la fund în secțiunea inițială $b = 1{,}6$ m.

Rezolvare. Se află $K_0 = Q/\sqrt{i} = 5{,}6/\sqrt{0{,}143} = 14{,}8$ m³/s. În continuare, pentru stabilirea configurației în plan a canalului rapid, se determină lățimea la fund pentru un șir de secțiuni și se calculează cu formula (10.41) distanțele dintre secțiunile de calcul (tabelul *A*). După datele primei și ultimei coloane ale tabelului, rezultă configurația canalului rapid în planul curgerii.

Tabelul A

Lățimea la fund b_i, m	P, m	C^2	$\frac{\alpha C^2}{gP}$	$\left[\frac{\alpha C^2}{gP}\right]_{med}$	K_i, m³/s	$\eta = \frac{K}{K_0}$	$b_i - b_{i+1}$, m	$\eta_i - \eta_{i+1}$	$\varphi(\eta_i)$	$\varphi(\eta_i) - \varphi(\eta_{i+1})$	$\Delta s = s_i - s_{i+1}$, m	s_i, m
1,6	3,86	2 740	78,7		71,0	4,80			0,2122			0,0
1,4	3,66	2 710	82,1	80,4	63,5	4,28	0,20	0,525	0,2382	0,026	0,80	0,80
1,2	3,46	2 680	86,1	84,0	56,0	3,78	0,20	0,505	0,2722	0,034	1,14	1,94
1,0	3,26	2 640	90,0	88,0	49,1	3,31	0,20	0,415	0,3138	0,0416	1,79	3,73
0,8	3,06	2 600	94,2	92,1	42,0	2,84	0,20	0,475	0,3684	0,0546	2,12	5,85
0,6	2,86	2 540	98,5	96,3	35,2	2,38	0,20	0,465	0,4484	0,0800	3,30	9,15
0,4	2,66	2 470	103,0	100,7	28,6	1,89	0,20	0,495	0,5900	0,1416	6,23	15,38

Observație. Valorile C și K sînt preluate din exemplul dat în lucrarea lui Certousov M. D., „Speţialnîi kurs hidravliki", M–L., Gosenergoizdat, 1962. (În românește „Curs special de hidraulică" Editura Tehnică, 1966).

10.9. CANALE RAPIDE CU RUGOZITATE MĂRITĂ

Pentru micșorarea și stabilizarea vitezei în canalele rapide se utilizează rugozitatea artificială. Se disting două forme principale ale curgerii într-un canal rapid cu rugozitate artificială: *de cădere*, în care apa curge peste barele-nervuri ca peste deversoare, cu formarea între ele a salturilor și *de curgere rapidă*, în care între bare se formează vîrtejuri de fund, astfel încît lama curge deasupra coronamentului barelor și a stratului de vîrtejuri de fund. P. I. Gordienko menționează încă o formă, *de trecere*: jetul de tranzit ondulat, rapid, atinge fundul albiei între barele-nervuri (fără formarea salturilor); înaintea fiecărei bare și după ea se formează zone cu vîrtejuri de fund.

Pentru alegerea tipurilor și dimensiunilor elementelor de rugozitate mărită se dispune de procedee propuse de diferiți cercetători. În cele ce urmează, se expun procedeele de calcul propuse de E. A. Zamarin[1] și de P. I. Gordienko[2].

Dacă se caracterizează rugozitatea albiei prin mărimea $1/C$, atunci, după Zamarin, $1/C = k$ este rugozitatea specifică, depinde de panta canalului rapid și de adîncimea relativă a curentului, iar pupă Gordienko $1/C = n$, unde n este coeficientul de rugozitate, care nu depinde în cazul curgerii rapide de adîncimea relativă a curentului, iar la anumite viteze nu depinde nici de panta canalului rapid. Gordienko a propus o scară de determinare a coeficientului n.

a) Calculul rugozității mărite după E. A. Zamarin

Rugozitatea specifică $k = f(\alpha, \beta)$ se determină cu formule empirice, elaborate pentru fiecare tip de rugozitate. S-au notat: $\alpha = h/\Delta$; $\beta = b/h$; h — adîncimea apei deasupra barei-nervuri de rugozitate; Δ — înălțimea barei-rugozitate; b — lățimea canalului rapid considerat de secțiune dreptunghiulară.

Ca exemplu, se dă formula pentru calculul rugozității de tipul barelor dreptunghiulare transversale, așezate pe radierul canalului rapid cu pereții laterali netezi, avînd panta $i = 15\%$.

$$1\,000k = 47{,}5 - 1{,}2\alpha + 0{,}1\beta$$

(pentru $8 \geqslant \alpha \geqslant 3$; $1 \leqslant \beta \leqslant 12$ și distanța optimă dintre bare $l = 8\Delta$).

Relații analoage sînt date și pentru alte tipuri de rugozitate artificială. Cînd $i \neq 15\%$, valoarea k se înmulțește cu un coeficient de corecție: de exemplu, cînd $i = 4\%$, $k = 0{,}9$; cînd $i = 10\%$, $k = 1{,}06$.

Succesiunea calculelor. Cînd se cunosc debitul Q, lățimea b a canalului și viteza admisibilă v a curentului, se determină

$$\text{adîncimea } h = \frac{Q}{vb} \text{ și } \beta = \frac{b}{n}.$$

Apoi se determină valoarea necesară a coeficientului

$$k = \frac{1}{C} = \frac{\sqrt{Ri}}{v}$$

și, în sfîrșit, cunoscînd k și $\beta = b/h$, se află Δ din formula $k = f(\alpha, \beta)$.

b) Calculul rugozității mărite după P. I. Gordienko

Forma de curgere rapidă în canal este considerată de P. I. Gordienko ca fiind cea mai stabilă; din acest motiv, el recomandă să se proiecteze canalele rapide cu rugozitate mărită, astfel încît curentul să păstreze forma de curgere rapidă într-o gamă cît mai largă de adîncimi, începînd cu cea minimă. Forma de curgere rapidă în canal se caracterizează prin faptul că deasupra barelor de rugozitate și deasupra stratului de vîrtejuri de fund curentul poate fi considerat în regim uniform.

În acest caz, calculul se face după formula Chézy $v = C\sqrt{Ri}$, iar coeficientul Chézy C se determină cu formula $C = \frac{1}{n}\alpha^m$, în care n — coeficientul de rugozitate se adoptă pe scara alcătuită de Gordienko, care diferă de scara adoptată pentru determinarea coeficientului C cu formulele lui Pavlovski, Manning etc.; valoarea exponentului m pentru forma de curgere rapidă în canal este egală cu zero, iar pentru alte forme de curgere $m > 0$; $\alpha = h_1/\Delta$ este raportul dintre adîncimea de calcul în canalul rapid și înălțimea elementelor de rugozitate Δ. Pentru rugozitatea cu bare transversale, se folosește în calcul adîncimea deasupra elementelor de rugozitate $h_1 = h$; pentru rugozitate tip trepte de scară de profil dreptunghiular, în calcul se folosește adîncimea deasupra muchiilor inferioare ale treptelor; pentru cuburi amplasate în șah, cînd $l/\Delta > \sqrt{2}$, $h_1 = h + \Delta - 2\Delta^3/l^2$; la așezarea compactă a pietrelor rotunjite $h_1 = h + 0{,}13d$. Pentru curgerea rapidă, raportul α trebuie să fie mai mare decît valoarea α_0, indicată în tabelul 10.2. Tot în acest tabel sînt date valorile C.

[1] Zamarin, E. A. ș.a., Kurs ghidrotehniceskih soorujenii, M., Selhozghiz, 1940; Kiselev, P. G., Spravocinik po ghidravliceskim rascetam, M., Gosenergoizdat, 1961, p. 216.

[2] Gordienko, P. I., Trudî koordinaționnîh soveșceanii po ghidrotehnike, M., Energhiia, nr. 52, 1969.

Exemplu. Se cunoaște: debitul $Q = 18{,}5$ m³/s, lățimea canalului rapid $b = 4{,}6$ m, panta fundului $i = 0{,}115$ și viteza maximă admisibilă $v_{max} = 6{,}0$ m/s. Să se determine tipul și dimensiunile rugozității artificiale, astfel ca în condițiile curgerii rapide viteza medie a curentului să nu depășească pe cea admisibilă.

Rezolvare. 1. Adîncimea curentului rezultă

$$h = \frac{Q}{bv_{max}} = \frac{18{,}5}{4{,}6 \cdot 6{,}0} = 0{,}67 \text{ m};$$

2. Valoarea coeficientului Chézy

$$C = \frac{v}{\sqrt{hi}} = \frac{6{,}0}{\sqrt{0{,}67 \cdot 0{,}115}} = 21{,}6.$$

În continuare, calculul se efectuează după P. I. Gordienko;

3. Din tabelul 10.2 rezultă că valorii $C = 21{,}6$ îi corespunde rugozitatea sub forma barelor transversale de secțiune pătrată cu $\alpha_0 = h/\Delta = 2{,}5$ și $l/\Delta = 5$;

Tabelul 10.2

Valorile C și α_0 ale canalului rapid pentru $\beta = b/h \geqslant 3$ (după P. I. Gordienko)

Felul rugozității fundului	l/Δ	α_0	C
Bare transversale:			
secțiune pătrată	10	3,3	18,5
secțiune pătrată	5	2,5	21,1
secțiune dreptunghiulară $\Delta \times 2{,}7\Delta$	7,7	—	17,0
secțiune dreptunghiulară $\Delta \times 2{,}7\Delta$	3,7	2,4	40,3
Trepte de profil dreptunghiular, pline	8	1,2	29,5
	6	1,5	22,7
	4	1,1	23,0
Cuburi amplasate în șah	4,5	3,8	29,6
	1,5	3,0	24,2
Piatră rotunjită	—	2,4	21,4

4. Înălțimea barelor $\Delta = h/\alpha_0 \leqslant 0{,}67/2{,}5 = 0{,}27$ m.

Pentru a asigura $\alpha > \alpha_0$ și forma de curgere rapidă la o gamă mare de adîncimi se adoptă $\Delta = 10$ cm;

5. Distanța dintre bare $l = 5\Delta = 50$ cm.

Observație. La calculul înălțimii barelor, după E. A. Zamarin, se obține înălțimea barei de 0,45 m. În acest caz, $h/\Delta = 0{,}67/0{,}45 = 1{,}5$, ceea ce este mai puțin de $\alpha_0 = 2{,}5$. Aceasta înseamnă că după P. I. Gordienko, la $\Delta = 0{,}45$ m va avea loc o formă de curgere de cădere sau tranzitorie și nu rapidă.

10.10. STABILITATEA ȘI AERAREA CURENTULUI ÎN CANALE RAPIDE

Pierderea stabilității curentului într-un canal rapid se manifestă prin formarea undelor de translație. Valurile care se formează în partea de început a canalului rapid se ajung unele pe altele, se compun și cresc, iar în cazul unei lungimi suficient de mari a canalului rapid, profilul lor devine constant. În secțiunile de sub crestele valurilor, viteza medie și debitul sînt maxime, iar la talpa valurilor sînt minime. Valurile acționează dinamic asupra căptușelilor, provoacă variații bruște de nivel în bazinul de disipare și creează un regim nepermanent în canalul de evacuare din aval.

Pentru estimarea stabilității curentului uniform în canalul rapid se poate folosi criteriul lui T. G. Voinici-Seanojențki[1]. Curgerea este stabilă în canalul rapid atunci cînd

$$\frac{1}{\text{Fr}} > \left(\frac{\varkappa\omega}{2Bh}\right)^2 - 2(2\alpha_0 - 1)\frac{\varkappa\omega}{2Bh} + 2\alpha_0 - 1. \tag{10.44}$$

Aici: Fr, ω, B, h sînt, respectiv, numărul lui Froude, aria secțiunii de curgere, lățimea canalului la suprafața liberă a apei și adîncimea curentului în canalul rapid înainte de zona de formare a valurilor; $\varkappa$ — exponentul hidraulic al albiei după B. A. Bahmeteev; α_0 — coeficientul cantității de mișcare determinat cu formula lui A. S. Obrazovski

$$\alpha_0 = \frac{(1 + k_1)^2(1 + k_2)^2}{(1 + 2k_1)^2(1 + 2k_2)}, \tag{10.45}$$

în care: $k_1 = \sqrt{g}/\varkappa C$ și $k_2 = 2k_1(1 - b/P)$; C — coeficientul Chézy din formula lui N. N. Pavlovski; $k = 0{,}36$ — constanta lui Karman; P, b — perimetrul udat al albiei și lățimea canalului la fund.

Pentru canalele rapide fără valuri, $\alpha_0 = 1{,}037$ — — 1,15, iar pentru canalele rapide în care apare mișcarea ondulatorie, $\alpha_0 = 1{,}01$ — 1,039. La creșterea coeficientului α_0, partea din dreapta a inegalității (10.44) se micșorează rapid și, de aceea, în calculele preliminare trebuie să se folosească valori mai mici pentru α_0.

La viteze mari are loc antrenarea de aer, și prin urmare, adîncimea curentului în canalul rapid se mărește. Gradul de saturație cu aer a curentului aerat poate fi determinat cu formula lui N. B. Isacenko[2]

$$\alpha = \frac{W_{aer}}{W_{apă}} = \left(0{,}035 + 0{,}83\frac{\Delta}{R}\right)\sqrt{\text{Fr} - 45\left(1 - \frac{\Delta}{R}\right)^{14}}, \tag{10.46}$$

în care: $W_{aer}/W_{apă}$ este raportul dintre volumul de aer și volumul de apă al curentului; Δ/R — rugozitatea relativă a canalului rapid; $\text{Fr} = v^2/gR$ — numărul Froude calculat cu raza hidraulică a curentului, neglijînd aerul închis[3].

[1] Voinici-Seanojențki, T. G., Feodorov, E. P., Trudî koordinaționnîh soveșceanii po ghidrotehnike, 1963, nr. 7, p. 266, 279.

[2] Isacenko, N. B., Izvestiia VNIIG, 68, 1961.

[3] După cercetări mai recente (Aivazian, O. M., Ghidrotehniceskoe Stroitelstvo 12/1986) $\alpha = 0{,}17 + 0{,}73I$, unde I este panta canalului (Nota red.).

În cazul rugozității mici a albiei canalelor rapide din beton, se adoptă $\Delta/R = 0{,}02 - 0{,}04$; în cazul rugozității naturale mărite $\Delta/R = 0{,}05 - 0{,}1$.

Numărul critic Froude la care începe aerarea

$$\mathrm{Fr}_{cr} = 45\left(1 - \frac{\Delta}{R}\right)^{14}$$

La o adîncime h a curentului neaerat, adîncimea sa în stare aerată poate fi calculată cu relația

$$h_a = (1 + \alpha)h \qquad (10.47)$$

10.11. RACORDAREA BIEFURILOR ÎN AVAL DE CANALUL RAPID

Pe traseul canalului rapid sau imediat în aval poate fi amenajat un bazin disipator fără treaptă de cădere (fig. 10.22, *a*) sau cu treaptă de cădere (fig. 10.22, *b*). Adîncimea bazinului se determină în ambele cazuri cu formula

$$d = h_2 - t - z \qquad (10.48)$$

sau, neglijînd căderea de nivel z

$$d = h_2 - t. \qquad (10.48')$$

În calcule preliminare, adîncimea în secțiunea contractată poate fi considerată egală cu adîncimea h_0 în canalul rapid.

Adîncimea apei în bazin h_2, ca și în alte cazuri de amenajare a bazinelor disipatoare, se ia cu 5—10% mai mare decît adîncimea conjugată, calculată cu formula (9.46) sau (9.46').

Lungimea l a bazinului (fig. 10.22) se ia egală cu 0,8 din lungimea saltului l_s. În prezența treptei $l = l_1 + 0{,}8l_s$, unde l_1 este lungimea de bătaie a jetului. La pante ale canalului rapid în amonte de bazin $i < 1/10$, viteza v în secțiunea căderii poate fi considerată orizontală. În acest caz

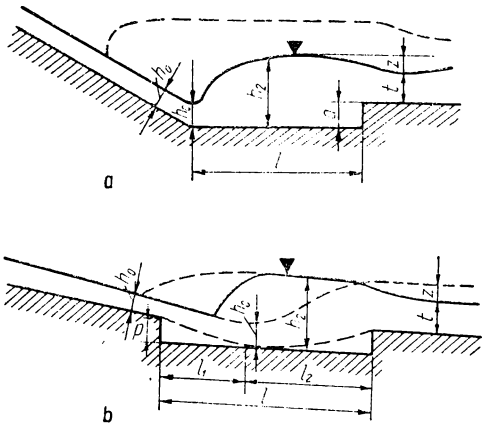


Fig. 10.22.

$$l_1 = v\sqrt{\frac{2y}{g}}, \qquad (10.49)$$

în care $y = p + h_0/2$.

Dacă adîncimea apei în aval de canalul rapid $t > h_2 - d$, atunci saltul se va deplasa în amonte pe canalul rapid. Saltul se poate deplasa în amonte și în lipsa bazinului disipator dacă $t > h_2$. Poziția saltului deplasat în amonte pe canalul rapid și înălțimea lui se pot calcula cu formulele din § 10.1.

În aval de canalul rapid se poate obține un regim de suprafață, ceea ce se realizează prin amenajarea unui prag de înălțime corespunzătoare sau a unui radier permeabil drenat (§ 10.6). Este posibilă, de asemenea, amenajarea la capătul canalului rapid a unei trambuline, care aruncă apa la o distanță suficient de mare pentru siguranța construcției (vezi § 10.20) sau amenajarea unor trambuline evazate în plan[1], care exclud posibilitatea subspălării construcției. În unele cazuri, este indicată folosirea proprietății curentului rapid de a se difuza uniform, fără amenajarea unor construcții de difuzare (v. § 10.3).

10.12. CĂDERE ÎN MAI MULTE TREPTE

Numărul treptelor de cădere și înălțimea de cădere a fiecărei trepte se stabilesc în funcție de înălțimea căderii totale și de profilul longitudinal al terenului. Bazinele din aval de fiecare treaptă se calculează independent.

Dacă se adoptă n trepte de înălțime egală, căderea pe o treaptă rezultă

$$z_1 = (z - z')/n, \qquad (10.50)$$

în care z este căderea totală; z' — diferența dintre nivelurile suprafeței libere a apei în bazinul disipator ultim din aval și în secțiunea de început a canalului de evacuare. Dacă $z' \approx 0$, atunci $z_1 \approx z/n$.

Căderile de lățime mare se divizează, uneori, prin pereți longitudinali, care preîntîmpină apariția unei curgeri instabile; distanța dintre pereți se ia de la 2 pînă la 4 m.

[1] Tursunov, A. A., Izvestiia VNIIG, 69, 1969. Vîsoțki, L. I., Osnovî teorii upravleniia burnîmi potokami, Izdanie Saratovskogo gosudarstvennogo universiteta, 1968.

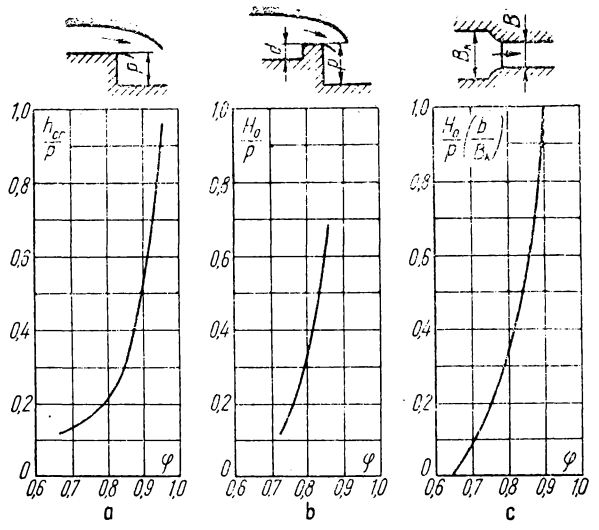


Fig. 10.23.

La calculul adîncimii pe treaptă în secţiunea contractată, coeficientul de viteză se poate afla din graficele din fig. 10.23[1] (cu accesul aerului sub jet ; *a*, *b* — fără contracţie laterală ; *c* — cu contracţie laterală).

Exemplu. Să se efectueze calculul căderii de secţiune dreptunghiulară cu lăţime constantă $b = 4{,}0$ m, debitul $Q = 14$ m³/s. Canalul dinaintea căderii este trapezoidal, lăţimea lui medie $B_c = 6{,}0$ m ; adîncimea de curgere uniformă $h_0 = 1{,}66$ m ; viteza medie $v_0 = 14/6 \cdot 1{,}66 = 1{,}4$ m/s ; $v_0^2/2g = 0{,}1$ m ; $H_0 = 1{,}76$ m. Cotele radierului pentru sectoarele din amonte şi aval ale canalului sînt egale cu 20,0 şi, respectiv, 10,0 m (fig. 10.24). Lăţimea deschiderii dreptunghiulare în secţiunea de intrare a căderii este egală cu lăţimea căderii : $b = 4{,}0$ m. Debitul specific $q = 14{,}0/4{,}0 = 3{,}5$ m³/s·m.

Rezolvare. 1. Se adoptă numărul de trepte $n = 4$ şi se stabileşte, în prealabil, adîncimea bazinelor $d = 0{,}75$ m. La această adîncime a bazinelor, înălţimea fiecărei trepte va fi egală cu

$$p = \frac{20{,}0 - 10{,}0}{4} + 0{,}75 = 3{,}25 \text{ m};$$

2. *Prima treaptă.* Adîncimea h_{c1} în secţiunea contractată la fundul bazinului se află din formula

$$\frac{q^2}{2g\varphi^2} = h_c^2(p + H_0 - h_c),$$

în care coeficientul de viteză $\varphi = 0{,}77$ se determină din graficul din fig. 10.23, *c*, pentru

$$\frac{H_0}{p}\left(\frac{b}{B_c}\right)^2 = \frac{1{,}76}{3{,}25}\left(\frac{4{,}0}{6{,}0}\right)^2 = 0{,}24\varphi = 0{,}77;$$

$$h_c = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(p + H_0 - h_c)}} =$$

$$= \frac{2{,}5}{0{,}77\sqrt{19{,}62(3{,}25 + 1{,}76 - h_c)}} = 0{,}483 \text{ m}.$$

Adîncimea conjugată

$$h_c'' = 0{,}5h_c\left[\sqrt{1 + \frac{8}{gh_c}\left(\frac{q}{h_c}\right)^2} - 1\right] =$$

$$= 0{,}5 \cdot 0{,}483\left[\sqrt{1 + \frac{8}{9{,}81 \cdot 0{,}483}\left(\frac{3{,}5}{0{,}483}\right)^2} - 1\right] =$$

$$= 2{,}03 \text{ m}.$$

Sarcina pe pragul deversor (la sfîrşitul treptei) se determină cu relaţia

$$H_0 = \left(\frac{q}{M}\right)^{2/3} = \left(\frac{3{,}5}{1{,}86}\right)^{2/3} = 1{,}52 \text{ m},$$

în care coeficientul de debit $M = 1{,}86$ s-a adoptat ca pentru un prag deversor cu muchie ascuţită. Adîncimea apei pe pragul primului bazin

$$H = H_0 - \frac{v^2}{2g} = 1{,}52 - \frac{1}{19{,}62}\left(\frac{3{,}5}{2{,}03}\right)^2 =$$

$$= 1{,}52 - 0{,}15 = 1{,}37 \text{ m}.$$

Adîncimea bazinului (înălţimea primului prag)

$$d = h_c'' - H = 2{,}03 - 1{,}37 = 0{,}66 \text{ m},$$

[1] Alekseev, Iu. S., Nekotorîe voprosî ghidravliki perepadov v ruslah preamougolnogo seceniia, Autoreferatul dizertaţiei pentru titlul de candidat în ştiinţe tehnice, 1967 (Institutul de construcţii din Odesa).

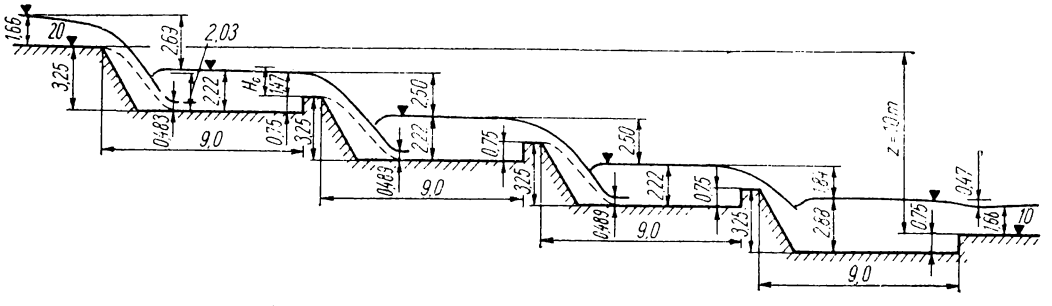


Fig. 10.24. Schema căderii cu mai multe trepte.

care este ceva mai mică decît adîncimea bazinului, adoptată la începutul calculului.

Se adoptă cu oarecare acoperire $d_1 = 0{,}75$ m. Adîncimea apei în bazin

$$t = d_1 + H = 0{,}75 + 1{,}37 = 2{,}12 \text{ m}.$$

Coeficientul de siguranță pentru adîncimea bazinului

$$\frac{t}{h_c^c} = \frac{2{,}12}{2{,}03} = 1{,}04;$$

3. *Treptele a doua și următoarele.* Și pentru acestea $H_0 = 1{,}52$ m. Conform graficului din fig. 10.23, *b* cînd $H_0/p = 1{,}52/3{,}25 = 0{,}46$, rezultă $\varphi = 0{,}82$. Analog cu cele precedente, $h_c = 0{,}489$ m; $h_c^c = 2{,}04$ m; $d = 0{,}66$ m pentru treapta a doua. Se adoptă $d_2 = 0{,}75$ m; $t = 2{,}12$ m.

Viteza medie pe prag

$$v = \frac{q}{H} = \frac{3{,}5}{1{,}37} = 2{,}55 \text{ m/s}.$$

Lungimea l_b a treptelor se determină însumînd lungimea de bătaie a jetului și 0,8 din lungimea saltului [formulele (10.49) și, de exemplu, (9.53)]

$$l_b = v\sqrt{\frac{2y}{g}} + 0{,}80 \cdot 2{,}5(1{,}9h_c^c - h_c) =$$

$$= 2{,}55\sqrt{\frac{2}{9{,}81}\left(3{,}2 + \frac{1{,}37}{2}\right)} + 0{,}8 \cdot 2{,}5(1{,}9 \cdot 2{,}04 - 0{,}49) =$$

$$= 2{,}26 + 6{,}78 = 9{,}04 \text{ m}.$$

Se adoptă $l_b = 9{,}0$ m;

4. *Ultima treaptă (bazinul disipator ultim din aval).* Bazinul se amenajează sub formă evazată în plan, de la lățimea $b = 4{,}0$ m pînă la $B = 8{,}0$ m. Se determină căderea z la ieșirea din bazin, adîncimea în canalul de evacuare din aval fiind $h = 1{,}66$ m

$$\sqrt{z_0} = \frac{Q}{\varphi bh\sqrt{2g}} = \frac{1{,}4}{0{,}95 \cdot 8 \cdot 1{,}66 \cdot 4{,}43} = 0{,}25;$$

$$z_0 = 0{,}5 \text{ m}.$$

Viteza de acces la secțiunea de ieșire a bazinului

$$v_0 \approx \frac{Q}{B(d+h)} = \frac{14}{8{,}0(0{,}75 + 1{,}66)} = 0{,}73 \text{ m/s};$$

$$v_0^2/2g \approx 0{,}03 \text{ m}; \quad z = z_0 - v_0^2/2g = 0{,}47 \text{ m}.$$

Adîncimea apei în bazin

$$t = d + h + z = 0{,}75 + 1{,}66 + 0{,}47 = 2{,}88 \text{ m}.$$

Coeficientul de siguranță pentru adîncimea bazinului

$$t/h_c^c = 2{,}88/2{,}04 = 1{,}4.$$

Deoarece rezerva este destul de mare, adîncimea bazinului din aval poate fi micșorată.

C. DEVERSORUL PÎLNIE

Deversorul pîlnie este format dintr-un front deversor de formă circulară în plan, conținînd o circumferință completă sau numai o parte a acesteia; un puț vertical sau înclinat și o galerie de evacuare sub presiune sau curgere liberă. În puț, de asemenea, curgerea poate fi sub presiune sau cu cădere liberă.

10.13. DEVERSOR PÎLNIE CU PUȚ VERTICAL

În componența construcției intră (fig. 10.25):

— pîlnia deversantă (uneori cu palier orizontal);

— sectorul de racord — puț cu diametrul descrescător pe lungime;

— puț vertical cu diametru constant;

— cotul de legătură a puțului cu galeria de evacuare.

a) Capacitatea de evacuare a deversorului circular

La curgerea apei prin deversorul pîlnie, avînd profilul corespunzător pînzei inferioare a lamei deversante peste un perete subțire circular (fig. 10.26), în condițiile neînecării de elemente ale sistemului de evacuare (puț-cot-galerie) sînt posibile următoarele regimuri de funcționare a pîlniei:

$H/R < 0{,}46$ — deversor neînecat;

$H/R = 0{,}46-1{,}0$ — deversor înecat (datorită autoînecării, capacitatea de evacuare a deversorului se reduce; cînd $H/R = 0{,}8-1{,}0$, deasupra pîlniei se formează o suprafață liberă plană);

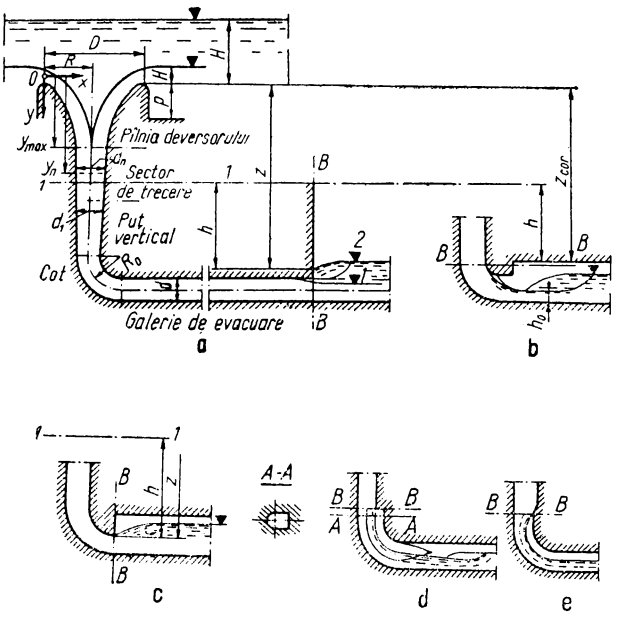


Fig. 10.25.

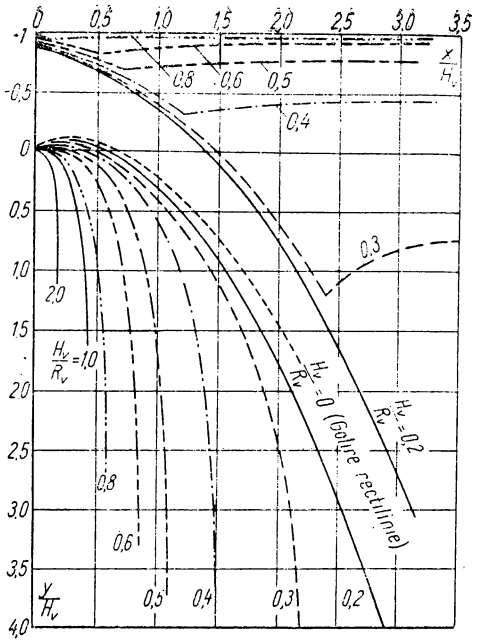


Fig. 10.26.

$H/R = 1{,}0—1{,}6$ — pîlnie înecată (regimul este apropiat de curgerea prin orificiul de fund);

$H/R > 1{,}6$ (cu aproximație) — pîlnia considerabil înecată.

Autoînecarea pîlniei are loc la $R < 2{,}2H$ și, de aceea, nu este indicat să se adopte raza deversorului inelar (cu profil curbiliniu) sub $2{,}2H$. Înecarea poate fi provocată și de capacitatea redusă de evacuare a celorlalte elemente ale sistemului care urmează după deversorul pîlniei.

La evacuarea debitului de calcul (de asigurare dată), coronamentul pîlniei nu trebuie să fie înecat. La creșterea debitului peste cel de calcul se produce înecarea coronamentului pîlniei, după aceea și înecarea pîlniei și, drept urmare, capacitatea de evacuare a întregului sistem va fi limitată la valoarea debitului în regim de funcționare a construcției submersată în ansamblu.

Debitul evacuat prin deversorul pîlnie se determină după cum urmează:

— Cînd $H/R \leqslant 1$ și curgerea nu este înecată dinspre aval

$$Q = \varepsilon m(2\pi R - n_0 s)\sqrt{2g}H^{3/2}, \qquad (10.51)$$

în care: m, R și H sînt, corespunzător, coeficientul de debit, raza pîlniei și sarcina pe creastă; n_0, s și ε — numărul de pile, lățimea lor la nivelul crestei pîlniei, coeficientul de contracție, egal în medie cu 0,9; în lipsa pilelor $\varepsilon = 1$.

În prezența amenajărilor anti-vortex, cînd $H/R = 0{,}20—0{,}38$ și $p/R = 0—1$, coeficientul de debit se determină cu formula lui N. I. Romanko[1]

$$m = \left[0{,}490 - 0{,}068\left(\frac{H}{R}\right)^{1/2}\right] - 0{,}03\left[1 - \left(\frac{p}{R}\right)^{2/3}\right] \qquad (10.52)$$

în care H este sarcina de calcul pentru care se construiește profilul pîlniei.

În lipsa amenajărilor anti-vortox, coeficientul de debit determinat cu formula (10.52) se reduce cu 6%.

Pentru deversorul circular cu creasta și profilul pîlniei construite după coordonatele din tabelul 10.3, coeficientul de debit m poate fi determinat din graficul din fig. 10.27.

— Cînd pîlnia este considerabil înecată, adică pentru $H/R > 1{,}6$

$$Q = \mu\omega\sqrt{2g(H + z_{cor})}, \qquad (10.53)$$

în care: μ este coeficientul de debit determinat de suma rezistențelor de la intrarea în pîlnie pînă la secțiunea de ieșire $c — c$ (fig. 10.25); ω — aria secțiunii de ieșire în galeria de evacuare; z_{cor} — diferența dintre cota la coronament a pîlniei și cota suprafeței libere a apei în secțiunea de ieșire din galeria de evacuare.

b) Pîlnie cu coronament normal (deversor cu profil curbiliniu în secțiune verticală)

Pîlnia cu coronament normal se folosește pentru $2{,}2\ H < R < 5\ H$. Cînd $R < 2{,}2\ H$ are loc autoîncărcarea; cînd $R > 5\ H$ dimensiunile cresc exagerat.

Raza pîlniei cînd sînt date Q, H, n_0 și s se determină din formula (10.54).

La costruirea profilului pîlniei după A. N. Ahutin cu metoda de calcul al liniei de curent centrale,

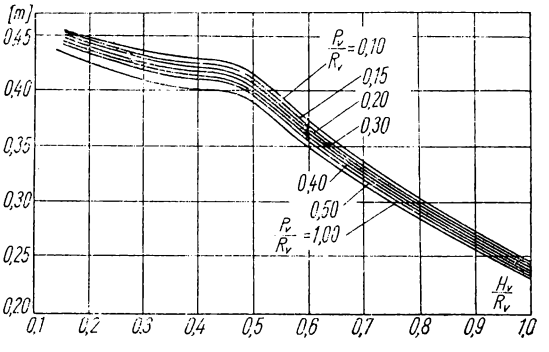


Fig. 10.27.

[1] Romanko, N. I., Culegerea „Ghidravlika", Kiev Tehnika, nr. 2, 1966.

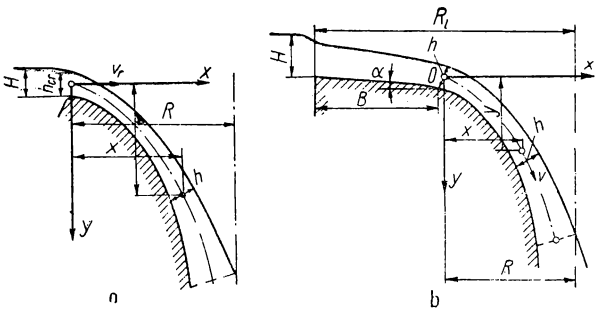


Fig. 10.28.

originea axelor de coordonate se adoptă pe axa curentului în secțiunea crestei deversante unde adîncimea este egală cu 0,75 H (fig. 10.28, *a*).

Viteza medie pe coronament

$$v_{cor} = \frac{Q}{2\pi R\, 0{,}75H} \cdot \qquad (10.54)$$

Ecuația liniei de curent centrale

$$y = g\frac{x^2}{2v_{cor}^2} \cdot \qquad (10.55)$$

Viteza medie și grosimea lamei în orice secțiune

$$v = \sqrt{v_{cor}^2 + 2gy}; \qquad (10.56)$$

$$h = \frac{Q}{2\pi(R - x)v} \cdot \qquad (10.57)$$

Profilurile pîlniei și a suprafeței libere a lamei[1] se construiesc punînd în diferite secțiuni, pe normală la linia de curent centrală, valorile segmentelor 0,5 h și unindu-le vîrfurile. Pîlnia și suprafața liberă a curentului pot fi construite după coordonatele din tabelele 10.3 și 10.4. Originea axelor de cordonate O_v este situată pe muchia deversată a deversorului circular cu perete subțire (fig. 10.26). Deoarece coordonatele din acest tabel și valorile m sînt date pentru deversorul circular cu perete subțire, trebuie să se adopte

$$H_v = H + y_0; \; R_v = R + x_0,$$

în care: H este sarcina pe creasta deversorului circular cu profil curbiliniu; R — raza curburii acestui deversor; y_0 și x_0 — coordonatele punctului celui mai ridicat al limitei inferioare a lamei, respectiv coordonatele punctului celui mai ridicat al pînzei inferioare a lamei deversante în cazul deversorului circular cu perete subțire, care se determină din tabelul 10.3. De exemplu, cînd $p_v/R_v = 1{,}00$ și $H_v/R_v = 0{,}20$ avem $y_0 = 0{,}095\, H_v$; $x_0 = 0{,}225\, H_v$ (*v* indică deversorul cu perete subțire).

Observație. Pentru H/R adoptat, după coordonatele din tabelul 10.3 se construiește pîlnia cu profil fără vacuum. Prin reducerea sarcinii ($H/R < 1$), acest profil devine vacuumat. Vacuumul poate atinge 20% din valoarea sarcinii de calcul. La construirea profilului pîlniei prin metoda liniei de curent centrale, vacuumul poate să ajungă pînă la 50% din sarcina de calcul. Pentru micșorarea timpului de funcționare a pîlniei în regim vacuumat, construirea profilului trebuie efectuată la sarcina $H = H_{prof}$, care corespunde debitului de repetabilitate maximă și nu debitului maxim de asigurare dată.

c) Pîlnia cu deversor cu prag lat (profil de deversor cu prag lat în secțiune verticală)

Dacă pentru debitul și sarcina pe creastă date se obține raza pîlniei mai mare de (5—7)H, atunci este indicat ca deversorul circular să fie executat cu prag lat (fig. 10.28, *b*)

$$R_{pl} = (5\text{—}7)H. \qquad (10.58)$$

Adîncimea curentului în secțiunea aval a pragului, la intrarea în pîlnie, conform datelor experimentale, cînd $\alpha = 6\text{—}9°$

$$h \approx 0{,}65\, H. \qquad (10.59)$$

Pentru a evita autoîncărcarea pîlniei trebuie să se adopte

$$R > 2{,}2\, h,$$

unde $R = R_{pl} - B$, adică să se ia $R > 1{,}4\, H$.

De obicei, pentru $R_{pl} = (5\text{—}7)H$ se ia lățimea la coronament plan

$$B = (3\text{—}4)H \text{ sau } B = (0{,}4\text{—}0{,}5)R_{pl}. \qquad (10.60)$$

La construirea profilului pîlniei, viteza medie în secțiunea aval a coronamentului se poate determina cu formula

$$v_{cor} = \frac{Q_{calc}}{2\pi R \cdot 0{,}65H}, \qquad (10.61)$$

în care $R = R_{pl} - B - 0{,}325H \sin\alpha$ (fig. 10.28, *b*).

Pentru construirea liniei de curent medii a curentului pe porțiunea parabolică a pîlniei în aval de pragul lat se folosește ecuația (10.62) (sistemul de coordonate este indicat în fig. 10.28, *b*)

$$y = \frac{gx^2}{2v_{cor}^2\cos^2\alpha} + x\,\mathrm{tg}\,\alpha, \qquad (10.62)$$

în care x variază în limitele de la 0 pînă la R, iar $R = R_{pl} - B - 0{,}5\, h \sin\alpha$.

[1] Skreaga, V. G., Sbornik trudov HISI, nr. 10, 1958 (Profilele pîlniilor după V. G. Skreaga și W. E. Wagner practic coincid: W. E. Wagner, Proceedings ASCE, 80, nr. 432, 1954).

Tabelul 10.3

Coordonatele x_v/H_v și y_v/H_v ale suprafeței inferioare funcție de H_v/R_v și p_v/R_v a lamei deversate

x_v/H_v	y_v/H_v															
	pentru $p_v/R_v = 1{,}00$ și H_v/R_v								pentru $p_v/R_v = 0{,}50$ și H_v/R_v							
	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	1,00	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	1,00
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,025	−0,030	−0,029	−0,029	−0,028	−0,027	−0,026	−0,025	−0,018	−0,028	−0,027	−0,026	−0,026	−0,025	−0,025	−0,024	−0,018
0,050	−0,052	−0,050	−0,048	−0,046	−0,044	−0,042	−0,040	−0,025	−0,044	−0,043	−0,042	−0,041	−0,040	−0,039	−0,038	−0,021
0,075	−0,065	−0,061	−0,058	−0,057	−0,055	−0,052	−0,050	−0,020	−0,057	−0,056	−0,055	−0,053	−0,051	−0,049	−0,047	−0,017
0,100	−0,076	−0,072	−0,070	−0,066	−0,063	−0,060	−0,056	−0,008	−0,067	−0,065	−0,063	−0,061	−0,058	−0,056	−0,053	−0,005
0,125	−0,084	−0,080	−0,076	−0,072	−0,067	−0,064	−0,058	0,008	−0,076	−0,072	−0,069	−0,066	−0,063	−0,060	−0,056	0,011
0,150	−0,089	−0,084	−0,079	−0,075	−0,070	−0,064	−0,058	0,030	−0,080	−0,077	−0,073	−0,069	−0,065	−0,061	−0,077	0,030
0,175	−0,092	−0,087	−0,082	−0,076	−0,070	−0,063	−0,057	0,058	−0,083	−0,079	−0,075	−0,070	−0,066	−0,060	−0,054	0,055
0,200	−0,094	−0,087	−0,082	−0,075	−0,067	−0,060	−0,052	0,089	−0,085	−0,080	−0,076	−0,072	−0,066	−0,060	−0,050	0,087
0,225	−0,095	−0,081	−0,075	−0,073	−0,065	−0,055	−0,046	0,129	−0,085	−0,081	−0,075	−0,070	−0,063	−0,055	−0,043	0,125
0,250	−0,094	−0,084	−0,077	−0,069	−0,060	−0,050	−0,037	0,177	−0,084	−0,080	−0,074	−0,067	−0,058	−0,048	−0,035	0,175
0,275	−0,092	−0,081	−0,073	−0,063	−0,054	−0,042	−0,028	0,237	−0,082	−0,077	−0,070	−0,062	−0,053	−0,040	−0,025	0,240
0,300	−0,087	−0,076	−0,067	−0,057	−0,046	−0,033	−0,017	0,313	−0,078	−0,072	−0,065	−0,055	−0,045	−0,030	−0,015	0,320
0,325	−0,082	−0,071	−0,060	−0,050	−0,037	−0,022	−0,003	0,402	−0,074	−0,067	−0,058	−0,048	−0,036	−0,020	0,000	0,412
0,350	−0,077	−0,065	−0,053	−0,041	−0,028	−0,012	0,011	0,560	−0,069	−0,060	−0,051	−0,040	−0,026	−0,010	0,014	0,525
0,375	−0,070	−0,057	−0,046	−0,032	−0,017	0,000	0,025	0,720	−0,063	−0,053	−0,043	−0,031	−0,015	0,002	0,028	0,660
0,400	−0,063	−0,049	−0,036	−0,021	−0,004	0,013	0,042	1,040	−0,056	−0,044	−0,034	−0,021	−0,003	0,017	0,047	0,920
0,425	−0,054	−0,040	−0,026	−0,010	0,008	0,027	0,060	1,520	−0,048	−0,035	−0,023	−0,011	0,010	0,031	0,067	1,380
0,450	−0,044	−0,030	−0,016	0,002	0,022	0,043	0,078	2,210	−0,038	−0,025	−0,012	0,002	0,024	0,048	0,087	
0,475	−0,034	−0,019	−0,004	0,014	0,036	0,060	0,099		−0,029	−0,013	0,001	0,015	0,038	0,065	0,109	
0,500	−0,025	−0,008	0,009	0,028	0,052	0,078	0,122		−0,018	−0,001	0,014	0,028	0,053	0,083	0,131	
0,550	−0,003	0,017	0,036	0,057	0,077	0,117	0,174		0,006	0,025	0,040	0,058	0,085	0,120	0,183	
0,600	0,023	0,044	0,066	0,089	0,118	0,162	0,233		0,032	0,052	0,070	0,092	0,122	0,165	0,243	
0,650	0,052	0,074	0,097	0,125	0,159	0,212	0,305		0,058	0,084	0,102	0,127	0,161	0,218	0,312	
0,700	0,084	0,107	0,132	0,164	0,203	0,272	0,389		0,090	0,116	0,136	0,166	0,207	0,280	0,400	
0,750	0,118	0,142	0,170	0,207	0,252	0,338	0,489		0,125	0,152	0,175	0,208	0,255	0,350	0,493	
0,800	0,154	0,180	0,211	0,250	0,307	0,415	0,635		0,162	0,188	0,215	0,252	0,307	0,427	0,610	
0,850	0,192	0,221	0,256	0,299	0,364	0,500	0,790		0,202	0,230	0,257	0,300	0,365	0,520	0,740	
0,900	0,233	0,264	0,301	0,352	0,428	0,610	1,080		0,246	0,272	0,302	0,352	0,427	0,625	0,960	
0,950	0,276	0,310	0,349	0,406	0,498	0,730			0,290	0,320	0,350	0,405	0,490	0,750	0,430	
1,000	0,319	0,357	0,398	0,463	0,590	0,910			0,340	0,370	0,402	0,460	0,575	0,900		
1,250	0,590	0,648	0,711	0,832	1,205				0,595	0,645	0,700	0,835	1,235			
1,500	0,898	0,995	1,115	1,460					0,920	0,998	1,100	1,430				
1,750	1,280	1,400	1,633	3,200					1,310	1,398	1,638	3,145				
2,000	1,748	1,800	2,400						1,760	1,875	2,410					
2,250	2,290	2,468							2,270	2,465						
2,500	2,865	3,290							2,866	3,315						
2,750	3,520	5,035							3,530	5,250						
3,000	4,285								4,300							
3,250	5,230								5,250							

x_v/H_v	u_v/H_v pentru $p_v/H_v = 0{,}30$ şi H_v/R_v								u_v/H_v pentru $p_v/R_v = 0{,}10$ şi H_v/R_v							
	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	1,00	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	1,00
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,025	−0,026	−0,025	−0,024	−0,023	−0,022	−0,021	−0,020	−0,016	−0,020	−0,019	−0,018	−0,017	−0,015	−0,014	−0,013	−0,007
0,050	−0,042	−0,040	−0,039	−0,038	−0,037	−0,036	−0,035	−0,018	−0,033	−0,031	−0,029	−0,027	−0,025	−0,023	−0,021	−0,010
0,075	−0,056	−0,055	−0,053	−0,051	−0,049	−0,047	−0,045	−0,012	−0,044	−0,040	−0,037	−0,034	−0,031	−0,028	−0,025	−0,007
0,100	−0,066	−0,064	−0,062	−0,059	−0,056	−0,054	−0,051	0,000	−0,051	−0,046	−0,043	−0,040	−0,036	−0,031	−0,026	0,002
0,125	−0,074	−0,071	−0,067	−0,064	−0,060	−0,058	−0,053	0,017	−0,055	−0,050	−0,046	−0,042	−0,035	−0,030	−0,025	0,020
0,150	−0,077	−0,075	−0,073	−0,069	−0,061	−0,058	−0,053	0,037	−0,056	−0,051	−0,048	−0,042	−0,032	−0,026	−0,020	0,042
0,175	−0,080	−0,077	−0,073	−0,069	−0,063	−0,056	−0,050	0,061	−0,056	−0,050	−0,047	−0,041	−0,028	−0,021	−0,014	0,070
0,200	−0,081	−0,077	−0,072	−0,067	−0,060	−0,052	−0,043	0,092	−0,055	−0,048	−0,045	−0,038	−0,025	−0,012	−0,004	0,102
0,225	−0,081	−0,076	−0,071	−0,064	−0,055	−0,046	−0,036	0,134	−0,052	−0,045	−0,040	−0,034	−0,016	−0,062	0,007	0,137
0,250	−0,080	−0,075	−0,068	−0,060	−0,050	−0,038	−0,027	0,185	−0,046	−0,040	−0,035	−0,027	−0,008	0,009	0,020	0,185
0,275	−0,077	−0,072	−0,064	−0,055	−0,043	−0,032	−0,017	0,245	−0,041	−0,035	−0,028	−0,020	0,000	0,020	0,032	0,242
0,300	−0,073	−0,067	−0,058	−0,046	−0,035	−0,022	−0,005	0,322	−0,034	−0,027	−0,020	−0,012	0,012	0,033	0,047	0,325
0,325	−0,070	−0,060	−0,052	−0,040	−0,026	−0,012	0,009	0,417	−0,027	−0,020	−0,012	0,002	0,022	0,046	0,063	0,445
0,350	−0,064	−0,054	−0,044	−0,030	−0,015	0,000	0,024	0,542	−0,019	−0,012	−0,002	0,010	0,034	0,060	0,077	0,555
0,375	−0,057	−0,045	−0,035	−0,020	−0,005	0,012	0,040	0,690	−0,010	−0,002	0,008	0,021	0,047	0,074	0,096	0,700
0,400	−0,050	−0,037	−0,025	−0,010	0,006	0,027	0,058	0,950	−0,001	0,007	0,018	0,033	0,061	0,089	0,116	0,910
0,425	−0,041	−0,026	−0,015	−0,002	0,020	0,042	0,076	1,530	0,009	0,018	0,030	0,046	0,075	0,106	0,134	1,550
0,450	−0,032	−0,016	−0,004	0,015	0,034	0,057	0,097		0,019	0,030	0,042	0,059	0,090	0,123	0,156	
0,475	−0,022	−0,004	0,008	0,028	0,050	0,073	0,119		0,030	0,041	0,056	0,074	0,107	0,142	0,180	
0,500	−0,011	0,008	0,021	0,043	0,065	0,092	0,142		0,040	0,052	0,068	0,087	0,123	0,162	0,204	
0,550	0,014	0,034	0,048	0,074	0,098	0,132	0,193		0,065	0,079	0,096	0,117	0,161	0,205	0,260	
0,600	0,042	0,063	0,077	0,107	0,135	0,175	0,252		0,090	0,107	0,125	0,152	0,200	0,253	0,330	
0,650	0,071	0,094	0,109	0,142	0,174	0,230	0,324		0,118	0,137	0,157	0,190	0,243	0,303	0,414	
0,700	0,102	0,127	0,143	0,182	0,220	0,293	0,408		0,148	0,172	0,193	0,232	0,291	0,362	0,508	
0,750	0,138	0,165	0,180	0,222	0,272	0,362	0,515		0,182	0,207	0,233	0,277	0,341	0,424	0,612	
0,800	0,176	0,202	0,222	0,267	0,326	0,444	0,635		0,219	0,247	0,278	0,327	0,394	0,490	0,745	
0,850	0,217	0,245	0,265	0,316	0,385	0,520	0,790		0,258	0,287	0,326	0,377	0,452	0,590	0,915	
0,900	0,261	0,289	0,313	0,369	0,452	0,630	1,030		0,299	0,333	0,377	0,430	0,520	0,695	1,120	
0,950	0,305	0,336	0,365	0,425	0,530	0,750	1,600		0,342	0,380	0,430	0,485	0,590	0,812	1,640	
1,000	0,350	0,384	0,420	0,482	0,610	0,910			0,385	0,428	0,482	0,535	0,665	0,965		
1,250	0,605	0,675	0,730	0,855	1,230				0,655	0,715	0,785	0,918	1,285			
1,500	0,910	1,050	1,138	1,480					0,980	1,060	1,180	1,550				
1,750	1,320	1,410	1,640	3,500					1,365	1,450	1,725					
2,000	1,780	1,895	2,450						1,810	1,930	2,530					
2,250	2,290	2,470							2,310	2,570						
2,500	2,860	3,300							2,880	3,500						
2,750	3,530	6,100							3,560							
3,000	4,300								4,340							
3,250	5,260								5,520							

O b s e r v a ţ i e Coordonatele suprafeţei inferioare a lamei deversate pentru $p_v/R_v = 0{,}4$ şi 0,2 (vezi „Sbornik trudov HISI" nr. 10, 1958.

Coordonatele x_v/H_v și y_v/H_v ale suprafeței superioare a lamei deversate funcție de H_v/R_v și p_v/R_v

x_v/H_v	y_v/H_v													
	pentru $p_v/H_v = 1{,}00$ și H_v/R_v							pentru $p_v/H_v = 0{,}50$ și H_v/R_v						
	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
0,000	−0,881	−0,885	−0,888	−0,893	−0,900	−0,906	−0,919	−0,870	−0,873	−0,876	−0,879	−0,883	−0,887	−0,915
0,200	−0,812	−0,826	−0,832	−0,842	−0,852	−0,862	−0,873	−0,830	−0,838	−0,847	−0,856	−0,864	−0,870	−0,875
0,400	−0,730	−0,751	−0,761	−0,770	−0,783	−0,800	−0,815	−0,750	−0,760	−0,770	−0,785	−0,800	−0,810	−0,820
0,600	−0,634	−0,656	−0,670	−0,685	−0,702	−0,724	−0,749	−0,650	−0,660	−0,670	−0,680	−0,710	−0,735	−0,755
0,800	−0,520	−0,543	−0,562	−0,586	−0,600	−0,632	−0,725	−0,525	−0,540	−0,550	−0,565	−0,620	−0,655	−0,680
1,000	−0,386	−0,419	−0,447	−0,468	−0,480	−0,650	−0,777	−0,370	−0,390	−0,410	−0,445	−0,508	−0,660	−0,728
1,250	−0,192	−0,226	−0,250	−0,280	−0,335	−0,665	−0,800	−0,200	−0,220	−0,245	−0,290	−0,390	−0,720	−0,780
1,500	0,058	0,022	−0,007	−0,042	−0,400	−0,670	−0,800	−0,010	−0,040	−0,060	−0,110	−0,137	−0,740	−0,790
1,750	0,380	0,330	0,291	0,155	−0,430	−0,680	−0,800	0,225	0,180	0,140	0,080	−0,430	−0,750	−0,800
2,000	0,765	0,678	0,620	0,065	−0,435	−0,680	−0,800	0,490	0,410	0,370	0,110	−0,480	−0,760	−0,850
2,250	1,180	1,050	0,920	0,000	−0,440			0,780	0,680	0,630	0,020	−0,510	−0,760	−0,805
2,500	1,650	1,450	0,860	−0,038	−0,440			1,090	0,960	0,910	−0,030	−0,530	−0,760	
2,750	2,150	1,880	0,830	−0,060				1,440	1,290	0,880	−0,040	−0,540		
3,000	2,720	2,340	0,800					1,840	2,670	0,840	−0,060	−0,550		
3,250	3,350	2,830						2,260	2,100	0,820	−0,060			
3,500	4,080							2,740	2,580	0,810				
3,750	4,880							2,230	3,100	0,800				
4,000	5,730							3,770	3,640					
4,250	6,690							4,300	4,200					
4,500								4,860	4,480					
4,750								5,400	4,450					
	pentru $p_v/H_v = 0{,}30$							pentru $p_v/H_v = 0{,}10$						
0,000	−0,871	−0,875	−0,882	−0,890	−0,898	−0,906	−0,914	−0,870	−0,875	−0,884	−0,892	−0,900	−0,909	−0,916
0,200	−0,830	−0,837	−0,847	−0,855	−0,864	−0,870	−0,875	−0,810	−0,820	−0,830	−0,841	−0,851	−0,861	−0,871
0,400	−0,730	−0,740	−0,750	−0,760	−0,770	−0,800	−0,819	−0,525	−0,740	−0,755	−0,772	−0,787	−0,803	−0,814
0,600	−0,630	−0,645	−0,660	−0,680	−0,690	−0,720	−0,750	−0,616	−0,635	−0,648	−0,663	−0,680	−0,720	−0,740
0,800	−0,500	−0,520	−0,535	−0,555	−0,580	−0,630	−0,670	−0,485	−0,505	−0,520	−0,540	−0,565	−0,635	−0,655
1,000	−0,355	−0,375	−0,400	−0,430	−0,475	−0,620	−0,740	−0,330	−0,350	−0,370	−0,405	−0,435	−0,650	−0,735
1,200	−0,195	−0,230	−0,250	−0,280	−0,350	−0,680	−0,780	−0,150	−0,180	−0,220	−0,250	−0,295	−0,720	−0,790
1,400	0,000	−0,030	−0,070	−0,110	−0,330	−0,720	−0,800	0,050	0,015	−0,030	−0,090	−0,310	−0,740	−0,805
1,600	0,210	0,180	0,130	0,090	−0,400	−0,750	−0,810	0,270	0,230	0,160	0,090	−0,390	−0,750	−0,810
1,800	0,470	0,430	0,370	0,110	−0,440	−0,760	−0,810	0,515	0,475	0,390	0,120	−0,440	−0,760	−0,820
2,000	0,750	0,700	0,630	0,000	−0,450	−0,760	−0,800	0,790	0,740	0,650	0,005	−0,475	−0,765	−0,820
2,200	1,050	1,000	0,950	−0,040	−0,450	−0,760		1,095	1,030	0,940	−0,050	−0,490	−0,765	
2,400	1,400	1,320	0,870	−0,070	−0,450			1,440	1,360	0,900	−0,090	−0,505		
2,600	1,770	1,700	0,820	−0,080				1,800	1,720	0,805	−0,110			
2,800	2,180	2,100	0,790	−0,090				2,215	2,125	0,740	−0,120			
3,000	2,660	2,560	0,770					2,700	2,600	0,700				
3,200	3,200	3,080	0,770					3,220	3,140	0,680				
3,400	3,750	3,640						3,800	3,710					
3,600	4,330	4,240						4,390	4,320					
3,800	4,960	4,520						5,100	4,470					
4,000	5,500	4,460						5,700	4,380					

Observație. Coordonatele suprafeței supericare a lamei deversate pentru $p_v/R_v = 0{,}4$ și 0,2 (vezi Sbornik trudov HISI, nr. 10, 1958).

Viteza, în orice punct de pe traseul liniei de curent medii, se determină cu formula

$$v = \sqrt{v_{cor}^2 + 2gy + 2v \sin \alpha \sqrt{2gy}}. \quad (10.63)$$

Construirea profilului pîlniei și suprafeței libere se efectuează cu metoda liniei de curent centrale, în mod analog cu cazul pîlniei cu deversor cu prag lat.

d) **Sectorul de racord**

Drept secțiune inițială a sectorului de racord se adoptă secțiunea de curgere care conține punctul de intersecție a liniilor de curent de suprafață a curentului deversat la debitul de calcul. Sectorul de racord poate fi conturat după coordonatele din tabelul 10.3 sau determinat prin calcul. Ordonata punctului de intersecție a liniilor de curent de suprafață y_{max}, aflată prin construirea profilului suprafeței libere, determină viteza în secțiunea inițială a sectorului de racord

$$v_y = 0{,}98\sqrt{2gy_{max}}. \quad (10.64)$$

Diametrul pîlniei în secțiunea inițială a sectorului de racord

$$d_i = \sqrt{4Q/\pi v_y}. \quad (10.65)$$

Determinarea diametrelor în secțiunile următoare ale sectorului de racord se efectuează cu viteza în fiecare secțiune $v = 0{,}93\sqrt{2gy}$.

Sectorul de racord se termină, de obicei, în secțiunea în care căderea liberă a vînei trece în mișcare sub presiune. Din această condiție, înălțimea h a secțiunii finale a sectorului de racord față de suprafața liberă a apei în secțiunea B-B (fig. 10.25) are expresia

$$h = \sum h_l - \frac{v_1^2 - v_e^2}{2g}, \quad (10.66)$$

în care: v_1 și v_e sînt vitezele medii în secțiunea aval a sectorului de racord și în secțiuncea de ieșire $B-B$.

Lungimea sectorului de racord pentru toate valorile de calcul posibile (de la maximă pînă la minimă) ale pierderilor de sarcină $\sum h_l$ trebuie să asigure situarea secțiunii $1-1$ (de intrare a curentului în mișcare sub presiune) în limitele sectorului de racord (fig. 10.25). Dacă secțiunea $1-1$ va fi situată mai jos de sectorul de racord, în puțul vertical apare vacuumul și se produc discontinuități în masa curentului; dacă această secțiune este mai sus, se poate produce o înecare parțială sau totală a pîlniei deversante.

e) **Puțul vertical, cotul de legătură și galeria**

Puțul vertical al evacuatorului poate fi cilindric sau conic. Forma conică a puțului este indicată în cazul în care, la debitele de calcul, secțiunea $1-1$ de trecere la regimul de curgere sub presiune se află în limitele puțului (sau în aval, conform condițiilor de racordare a sectorului de racord cu galeria). În acest caz, dimensiunile secțiunilor puțului se determină din ecuația Bernoulli, scrisă pentru o secțiune curentă și secțiunea $1-1$ de trecere a curentului în regim sub presiune, în care $p/\gamma = p_{at}/\gamma$, cu luarea în considerare a pierderilor de sarcină.

Diametrul cotului de legătură cînd galeria funcționează sub presiune este, de obicei, egal cu diametrul galeriei (fig. 10.25, *a*). În regim de curgere liberă, cotul poate avea diametrul egal cu diametrul galeriei (fig. 10.25, *d*; *e*) sau mai mic (fig. 10.25, *b*; *c*).

Raza de curbură a axului cotului trebuie luată de cel puțin $R_0 = (2-5)d$.

Pentru eliminarea vacuumului la tavanul cotului, care duce la eroziune prin cavitație, se asigură aerarea acestei zone, de exemplu, prin desprinderea curgerii de tavan prin amenajarea unei decupări anti-vacuum (fig. 10.25, *d*) sau a unei console aruncătoare care deviază curgerea spre generatoarea exterioară a cotului (fig. 10.25, *e*). Vacuumul de o valoare inadmisibilă poate fi lichidat și prin micșorarea ariei secțiunii de ieșire a cotului (fig. 10.25, *c*) sau prin mărirea razei lui de curbură. Calculul presiunii la tavanul cotului se poate efectua după formulele din § 10.15 și 10.19.

În cazul curgerii libere în galeria de evacuare (fig. 10.25, *b*), adîncimea apei în secțiunea imediat aval de cot se determină cu formulele obișnuite ale adîncimii în secțiunea contractată (§ 9.9), coeficientul de viteză calculîndu-se cu coeficientul de rezistență cunoscut al evacuatorului pînă la secțiunea $B-B$. Coeficientul de rezistență al cotului se determină cu formulele din § 4.4. În funcție de înălțimea (diametrul) și panta galeriei de evacuare, de debitul evacuat, precum și de nivelul suprafeței libere în bieful aval, galeria poate să funcționeze cu curgere liberă sau sub presiune. În galeria cu curgere liberă, în cazul unei pante mai mici decît cea critică, după secțiunea contractată se formează saltul hidraulic (vezi § 10.2).

f) **Accesul apei la pîlnie**

Geometria zonei de acces la pîlnie trebuie să asigure uniformitatea curgerii pe întreg perimetrul pîlniei. În plus, este necesar să se elimine mișcarea de rotație a apei care intră în pîlnie, întrucît aceasta reduce coeficientul de debit al evacuatorului. Mișcarea de rotație a apei nu se

formează cînd $H/R < (0{,}2—0{,}4)$ (după P. P. Mois[1]) și cînd $p/R \geqslant 1$ (după N. I. Romanko[2]), unde p este înălțimea pragului deversorului. Există o serie de procedee care asigură accesul uniform al apei la pîlnie, fără mișcare de rotație. Unul din aceste procedee este amenajarea pe partea versantului a unui perete despărțitor curb al cărui contur este dat de ecuația[3]

$$\beta - \alpha = C', \qquad (10.67)$$

în care: β și α sînt unghiurile care determină poziția în plan a unui punct curent al peretelui separator (fig. 10.29, *a*); C' — constanta adoptată (în practică, valoarea C' se adoptă de la 5° pînă la 15°).

Adoptînd C' și preliminînd diferite valori ale unghiului α de la 0 pînă la 70°, se află din ecuația (10.67) unghiurile β. Intersecția razelor duse din punctele *2* și *1* la diferite unghiuri β și α dă șirul de puncte care determină configurația peretelui separator sau limita excavației în versant (fig. 10.29, *a*).

În cazul amplasării pîlniei în apropierea unui perete avînd un traseu rectiliniu pe axa y (fig. 10.29, *b*), vitezele pe coronament în punctele diametral opuse se determină cu formulele

$$v_f = \frac{Q}{2\pi R \cdot 0{,}75H} \cdot \frac{2K_1}{K_1 + K_2}; \qquad (10.68)$$

$$v_e = \frac{Q}{2\pi R \cdot 0{,}75H} \cdot \frac{2K_2}{K_1 + K_2}, \qquad (10.69)$$

în care: v_f și v_e sînt vitezele pe coronament în punctul n pe partea lacului de acumulare și în punctul e pe partea versantului (fig. 10.29, *b*); R — raza pîlniei; K_1, K_2 — coeficienți care se determină din graficul din fig. 10.30 în funcție de raza pîlniei, exprimată în părți din distanța a.

Viteza în alte puncte pe coronament se poate determina în funcție de unghiul φ

$$v_i = v_e + \frac{\pi - \varphi}{\pi}(v_f - v_e), \qquad (10.70)$$

în care φ variază în limitele de la 0 pînă la π.

Observație. Dacă vitezele pe coronamentul pîlniei nu sînt identice, atunci pîlnia și sectorul de trecere pot fi asimetrice, în conformitate cu distribuția în plan a vitezelor pe creastă.

P. P. Mois recomandă să se traseze limitele excavației în versant după o parabolă (fig. 10.31, *a*)

$$y = \frac{4x(l - x)f}{l^2}, \qquad (10.71)$$

adoptînd $l = (6{,}5—7{,}0)\,D$; $f = 2\,D$.

După N. I. Romanko, excavația în zona de acces poate avea în plan o formă poligonală (fig. 10.31, *b*). În acest caz, lungimea peretelui de dirijare

$$l_p = (2{,}5 - 3{,}0)H.$$

A. R. Skue recomandă în cazul excavațiilor adînci configurația parabolică[4] (fig. 10.31, *c*)

$$y = 0{,}8\,D\left(\frac{x}{D}\right)^{5/2}, \qquad (10.72)$$

[1] Mois, P. P., Trudî kafedrî ghidrotehniceskih sooruzenii MISI, Culegerea 24, fasc. 2, M., 1958.

[2] Romanko, N. I., Ghidrotehniceskoe stroitelstvo, nr. 4, 1963.

[3] Sevko, A. I., K rascetu șahtnîh vodosbrosov, Ed. Voenno-injenernoi akademii RKKA, M., 1938.

[4] Skue, A. R., Trudî LPI, nr. 274, 1696.

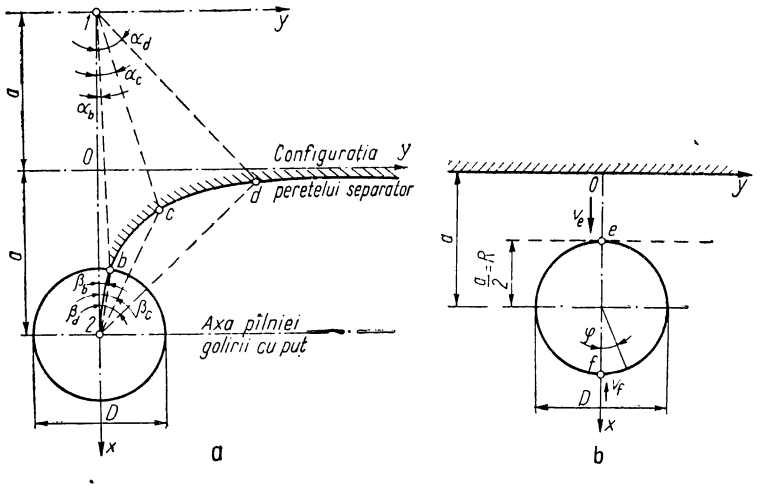


Fig. 10.29.

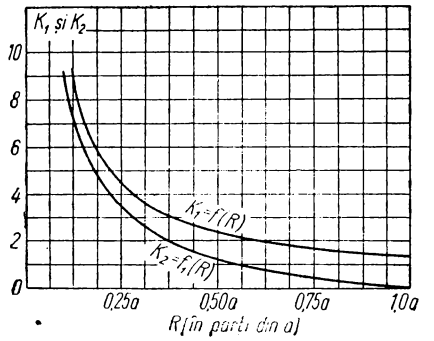


Fig. 10.30.

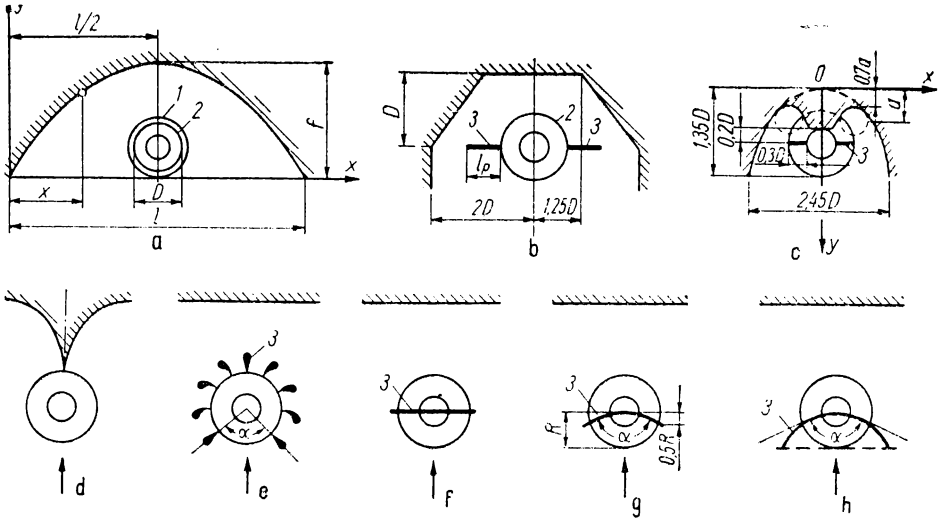


Fig. 10.31. *1* — limita exterioară a pragului; *2* — coronamentul pîlniei; *3* — perete director.

cu pilă separatoare avînd unghiul la centru de 70° şi dimensiunile relative $p/H = 2$; $H/R = 0{,}14$. În acest caz, lungimea deversorului pe coronament se micşorează pînă la $0{,}8\pi R$, ceea ce trebuie să se aibă în vedere la efectuarea calculelor cu formula (10.51).

Ca elemente antivortex se recomandă[1] o serie de construcţii (fig. 10.31). În afară de peretele separator curbiliniu (fig. 10.31, *d*) se pot folosi pile curbilinii în plan (fig. 10.31, *e*) şi, totodată, trebuie menţionat că în limitele unghiului $\alpha = 152°$ nu sînt necesare pile sau, dacă se prevăd, pot fi radiale. Eliminarea formării vîrtejurilor se realizează prin amenajarea pe coronament a unui perete de dirijare drept (fig. 10.31, *f*) sau curb (fig. 10.31, *g*; *h*). Peretele curb este mai eficace, prin adîncirea părţii lui inferioare în pîlnie cu aproximativ $0{,}5\,R$.

g) Trecerea de la funcţionarea pîlniei deversante cu coronament neînecat la funcţionare cu coronament înecat

În fig. 10.32 se arată în coordonatele (Q, z_i) variaţia capacităţii de evacuare a descărcătorului pîlnie în funcţie de sarcina pe creasta deversorului cînd $H/R < 0{,}46$ (adică fără autoînecarea pîlniei). Atîta timp cît deversorul funcţionează fără înecare (porţiunea *O'* a curbei *1* din fig. 10.32), calculul capacităţii de evacuare a descărcătorului se face cu formula (10.51).

Mărimea z_i determină poziţia secţiunii,în aval de care, în puţ se stabileşte mişcarea sub presiune.

Cînd $z_i > z_{lim}$ şi $H > 1{,}6\,R$ (cu aproximaţie) pîlnia funcţionează ca un orificiu puternic înecat. Capacitatea de evacuare a descărcătorului se determină cu formula (10.53) (sectorul *bc* al cubei *2*), cu introducerea în calcul a coeficientului de rezistenţă a pîlniei ca orificiu cu intrare rotunjită ($\zeta_{in} = 0{,}05$).

La sarcini corespunzătoare sectorului *ab* între curbele *1* şi *2* (fig. 10.32) are loc trecerea de la funcţionarea pîlniei ca un deversor neînecat la funcţionarea ca un orificiu puternic înecat.

h) Calculul galeriei de evacuare a deversorului pîlnie

Galeria cu curgere liberă poate fi proiectată cu pantă (calculul se efectuează cu formula Chézy) sau orizontală (suprafaţa liberă se construieşte folosind formula lui B. T. Emţev pentru mişcarea neuniformă a apei într-o albie cu fund orizontal, § 9.2.). În acest caz, înălţimea galeriei trebuie să fie mai mare decît adîncimea de curgere în galerie, cu o rezervă care să ţină seama de aerare, iar poziţia secţiunii iniţiale, de la care se efectuează calculul suprafeţei libere, se determină luînd în considerare lungimea saltului hidraulic

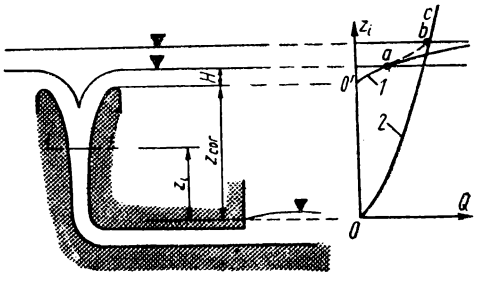


Fig. 10.32.

[1] Mois, P. P., Şahtnîe vodosbrosî, M., Energhiia, 1970.

(§ 10.2). Dacă panta galeriei este mai mare decît cea critică, în galerie nu se formează saltul hidraulic.

În cazul galeriei sub presiune, pentru calculul hidraulic al descărcătorului trebuie să se cunoască nivelul suprafeței libere a apei în secțiunea de ieșire din galerie. Cînd nivelul suprafeței libere a biefului aval este sub marginea superioară a secțiunii de ieșire a galeriei, poate avea loc desprinderea curentului de la tavanul galeriei (nivelul *1* din fig. 10.25, *a*). Dacă nivelul suprafeței libere în bieful aval este mai sus de marginea superioară a orificiului de ieșire (nivelul *2* din fig. 10.25, *a*), atunci trebuie să se ia în considerare formarea căderii de restabilire, calculul efectuîndu-se conform § 10.24. Căderea de restabilire poate să atingă o valoare destul de importantă, ceea ce mărește sarcina de funcționare a descărcătorului în comparație cu sarcina determinată static, adică diferența dintre nivelurile biefurilor. Creșterea considerabilă a căderii de restabilire poate fi realizată prin măsuri constructive speciale (§ 10.16).

D. DEVERSORUL SIFON

10.14. CALCULUL CAPACITĂȚII DE EVACUARE A SIFONULUI

Deversoarele sifon intră automat în funcțiune la o mică creștere a nivelului apei în bieful amonte (fig. 10.33), peste cota crestei deversorului. Coeficientul de debit al sifonului $\mu = 0{,}70—0{,}85$. Pentru mărirea stabilității în funcționare a sifonului în zona de intrare se amenajează un regulator de debit special.

La curgerea printr-un sifon înecat aval sub nivel constant, cota cea mai de jos a plafonului în secțiunea de ieșire trebuie să fie cu cel mult 0,5 m și cel puțin 0,25 m sub nivelul apei din bieful aval. Cînd nivelul apei este variabil, după sifon este necesară amenajarea unui bazin care să asigure înecarea punctului celui mai de jos al plafonului sifonului în limitele indicate mai sus.

Pentru amorsarea sifonului se amenajează un nas-trambulină, care aruncă apa de pe suprafața inferioară a sifonului spre plafon (fig. 10.34). Pentru intrarea obligată în funcțiune a sifonului (amorsare forțată) se prevede montarea unei conducte (cu vană), prin care se poate aspira aerul. Sifonul funcționează, de obicei, stabil la debite care variază în limitele de la $Q_{min} = 0{,}25\,Q_{max}$ pînă la Q_{max}.

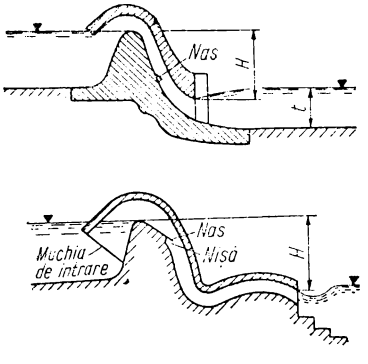


Fig. 10.33.

Debitul sifonului se determină cu formula

$$Q = \mu\omega_e\sqrt{2gH_0}, \qquad (10.73)$$

în care: $\mu = 1/\sqrt{1 + \Sigma\zeta}$ este coeficientul de debit al sifonului; ω_e — aria secțiunii de ieșire; $H_0 = H + v^2/2g$ — sarcina — căderea de nivel, egală cu diferența dintre nivelurile apei la intrarea și la ieșirea din sifon, luînd în considerare viteza de acces în bieful amonte.

Pierderile totale de sarcină se compun din pierderile: în orificiul de intrare; la schimbările de secțiune a conductei sifonului; în zonele de curbură; la nasul de amorsare; datorită frecării pe lungime.

Coeficientul de rezistență al orificiului de intrare are aproximativ valoarea $\zeta_{in} = 0{,}1—0{,}2$. Pierderile la îngustarea de secțiune în zonele de curbură, în zona de lărgire de secțiune se pot determina conform capitolului 4. Rezistența în zona nasului de amorsare amplasat pe porțiunea rectilinie a sifonului se poate considera egală cu rezistența la îngustare $\zeta_{nas} = \zeta_{ing}$. Coeficientul de rezistență pe lungime se determină cu formulele din § 4.3; în cazul secțiunii variabile a sifonului, calculul rezistenței se efectuează pentru fiecare sector de sifon, cu valorile medii ale razei hidraulice și coeficientului C.

Marginea superioară a orificiului de intrare al sifonului trebuie să fie coborîtă sub nivelul apei în bieful amonte. Coborîrea nivelului apei înainte de sifon, după intrarea lui în funcțiune

$$\delta_z = \frac{v_i^2 - v_0^2}{2g}, \qquad (10.74)$$

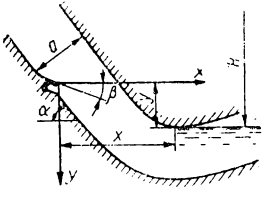


Fig. 10.34.

în care : v_i și v_0 sînt, respectiv, viteza în secțiunea de intrare a sifonului și viteza de acces a apei la sifon.

Nasul aruncător destinat amorsării sifonului se recomandă să fie amplasat cu mărimea y deasupra punctului celui mai de jos al plafonului[1]

$$y = (0{,}6—0{,}7)a, \qquad (10.74, \text{a})$$

unde a este înălțimea secțiunii sifonului înainte de nas.

Unghiul de înclinare a nasului aruncător β se determină din ecuația traiectoriei jetului

$$y = x \operatorname{tg} \beta + \frac{g}{2v^2}(1 + \operatorname{tg}^2 \beta)x^2, \qquad (10.75)$$

în care : $x = y \operatorname{ctg} \alpha + a/\sin \alpha$; α — unghiul de înclinare a conductei sifonului față de orizontală ; $v = \varphi\sqrt{2g(H - y)}$ — viteza jetului la ieșirea de pe nasul-trambulină ; φ — coeficient de viteză egal cu 0,6—0,7.

10.15. CALCULUL PRESIUNII ÎN ZONA COTURILOR

Presiunea în secțiunile cotului unui sifon sau unui alt gen de descărcător sub presiune se calculează pentru estimarea valorii vacuumului în acele secțiuni ; vacuumul nu trebuie să depășească valoarea limită la care se produce ruperea continuității curgerii și începe cavitația. Presiunea în orice punct al unei secțiuni a cotului sifonului poate fi calculată cu formula

$$\left(\frac{p}{\gamma}\right)_i = \left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_m - z_i + \frac{p^*}{\gamma}, \qquad (10.76)$$

în care : $(z + p/\gamma)_m$ este înălțimea piezometrică în secțiunea examinată, aflată fără luarea în considerare a influenței curburii liniilor de curent ; z_i — cota punctului examinat ; p^*/γ — înălțimea cinetică condiționată de curbarea curentului.

Valoarea $(z + p/\gamma)_m$ se determină din ecuația lui Bernoulli. La scrierea ecuației lui Bernoulli, coeficientul energiei cinetice la cotul sifonului de secțiune dreptunghiulară se calculează cu formula[2]

$$\alpha = \frac{\left(\frac{1}{r_1^2} - \frac{1}{r_2^2}\right)(r_2 - r_1)^2}{2\left(\ln \frac{r_2}{r_1}\right)^3}, \qquad (10.77)$$

[1] Keberle, S. I., Avtomaticeskie sifonnîe vodosbrosî, Autoreferatul dizertației pentru titlul de candidat în științe tehnice Taşkent, 1954 (Institutul Politehnic din Asia Centrală).

[2] Slisski, S. M., Ghidravlika zdanii GES, M., Energhiia, 1970.

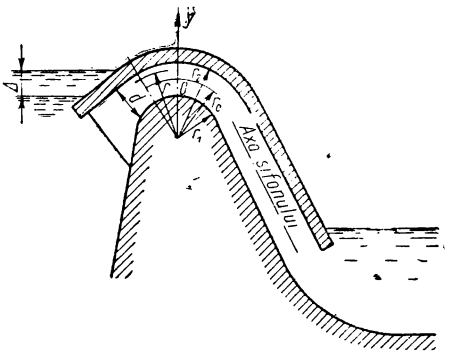


Fig. 10.35.

în care : r_1 și r_2 sînt razele de curbură ale patului și plafonului sifonului (fig. 10.35).

Înălțimea cinetică, în cazul centrului de curbură comun al patului și plafonului sifonului, se determină cu formula

$$\frac{p^*}{\gamma} = \frac{u_0^2}{2g}\left[1 - \left(\frac{r_0}{r_0 + y}\right)^2\right], \qquad (10.78)$$

în care : r_0 este raza de curbură a axei sifonului ; y — distanța de la axa sifonului pînă la punctul examinat ; u_0 — viteza pe axa sifonului în secțiunea crestei deversorului

$$u_0 = \frac{q}{r_0 \ln \frac{r_2}{r_1}}. \qquad (10.79)$$

În cazul în care centrele de curbură ale patului și plafonului sifonului nu coincid, înălțimea cinetică poate fi determinată cu formulele (10.101) și (10.102).

La valori date ale razelor de curbură ale patului și plafonului sifonului, vacuumul maxim poate să apară la plafon, la pat sau la peretele sifonului. În secțiunea care trece prin creasta sifonului, punctele de apariție a vacuumului maxim pot fi determinate cu formulele lui G. V. Simakov[3].

Exemplu. Să se determine presiunea în secțiunea crestei sifonului (fig. 10.36). Debitul $Q = 19{,}58$ m³/s, înălțimea gurii $d = 0{,}85$ m, lățimea conductei $b = 2{,}65$ m, raza de

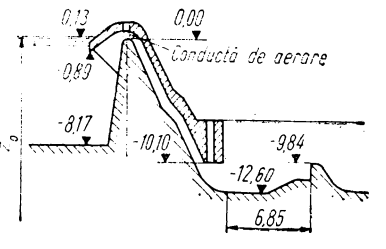


Fig. 10.36.

[3] Simakov, G. V., O sifonnîh vodosbrosah s maksimalnoi propusknoi sposobnostiu, Trudî LPI, nr. 289, 1968.

curbură a crestei sifonului $r_1 = 0{,}92$ m, raza de curbură a plafonului $r_2 = 1{,}77$ m, raza axei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = 1{,}345 \text{ m}.$$

Aria secțiunii de curgere a sifonului după îngustarea sectorului de intrare $\omega_{ing} = \omega_{cor} = 0{,}85 \cdot 2{,}65 = 2{,}25$ m²; aria orificiului de intrare $\omega_i = 9{,}06$ m²; $\omega_i/\omega_{ing} = 4$; unghiul de conicitate a sectorului de intrare $\alpha = 28°$; unghiul la centrul de curbură a conductei sifonului la creastă este 64°. Cota biefului amonte depășește cota crestei sifonului cu $\Delta = 0{,}13$ m. Cota absolută a crestei $\blacktriangledown = 1\,224{,}7$ m (cota convențională 0,0).

Rezolvare. 1. Neglijînd viteza de acces în biefuł amonte, cu ecuația Bernoulli se determină înălțimea piezometrică $(z + p/\gamma)_m$ în secțiunea care trece prin creasta sifonului

$$\left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_m = z_0 - \frac{\alpha v^2}{2g} - \Sigma h_t.$$

La cota convențională a crestei sifonului $z_{cr} = 0{,}0$ m avem $z_0 = \blacktriangledown B_{am} = 0{,}13$ m. Înălțimea cinetică în secțiunea care trece prin creasta sifonului

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{1}{2 \cdot 9{,}81}\left(\frac{19{,}58}{2{,}25}\right)^2 = 3{,}86 \text{ m}.$$

Coeficientul energiei cinetice în secțiunea din cot rezultă din formula (10.77)

$$\alpha = \frac{\left(\frac{1}{r_1^2} - \frac{1}{r_2^2}\right)(r_2 - r_1)^2}{2\left(\ln\frac{r_2}{r_1}\right)^3} =$$

$$= \frac{\left(\frac{1}{0{,}92^2} - \frac{1}{1{,}77^2}\right)(1{,}77 - 0{,}92)^2}{2\left(\ln\frac{1{,}77}{0{,}92}\right)^3} = 1{,}11.$$

Pierderile de sarcină la intrare

$$h_i = 0{,}2\frac{1}{2 \cdot 9{,}81}\left(\frac{19{,}58}{9{,}06}\right)^2 = 0{,}39 \text{ m}.$$

Pierderile de sarcină pe sectorul de îngustare

$$h_t = 0{,}1 \cdot \frac{1}{2 \cdot 9{,}81}\left(\frac{19{,}58}{2{,}25}\right)^2 = 0{,}05 \text{ m},$$

în care 0,1 este coeficientul de rezistență al îngustării treptate la un unghi de conicitate $\alpha = 28°$ [1].

Pierderile de sarcină în cot

$$h_t = 0{,}13\frac{1}{2 \cdot 9{,}81}\left(\frac{19{,}58}{2{,}25}\right)^2 = 0{,}50 \text{ m},$$

în care 0,13 este coeficientul de rezistență a cotului conductei de secțiune dreptunghiulară pentru un unghi de curbură a cotului de 32° (capitolul 4).

Pierderile de sarcină pe sectorul de la intrare pînă la creasta sifonului sînt incluse în pierderile de sarcină locale calculate mai sus. Pierderile de sarcină totale

$$\Sigma h_t = 0{,}05 + 0{,}39 + 0{,}50 = 0{,}94 \text{ m}.$$

Cota convențională a liniei piezometrice în secțiunea de creastă

$$\left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_m = 0{,}13 - 1{,}11 \cdot 3{,}86 - 0{,}94 = -5{,}09 \text{ m};$$

2. Viteza și înălțimea cinetică în axa sifonului în cot

$$u_0 = \frac{Q}{r_0 b \ln\frac{r_2}{r_1}} = \frac{19{,}58}{1{,}345 \cdot 2{,}65 \ln\frac{1{,}77}{0{,}92}} = 8{,}89 \text{ m};$$

$$\frac{u_0^2}{2g} = 4{,}00 \text{ m};$$

3. Presiunea dinamică la plafon ($y = 0{,}425$ m), calculată cu formula (10.78)

$$\left(\frac{p^*}{\gamma}\right)_{pl} = 4{,}00\left[1 - \left(\frac{1{,}345}{1{,}345 + 0{,}425}\right)^2\right] = 1{,}68 \text{ m};$$

4. Presiunea dinamică la creastă ($y = -0{,}425$ m)

$$\left(\frac{p^*}{\gamma}\right)_{cr} = 4{,}00\left[1 - \left(\frac{1{,}345}{1{,}345 - 0{,}425}\right)^2\right] = -4{,}56 \text{ m};$$

5. Din formula (10.76) la cota relativă a plafonului $z_{pl} = z_{cr} + d = 0{,}0 + 0{,}85 = 0{,}85$ m se obține presiunea suplimentară la plafon $(p/\gamma)_{pl} = -5{,}09 - 0{,}85 + 1{,}68 = -4{,}26$ m, adică $p_{vac}/\gamma = 4{,}26$ m.

Presiunea la coronament $(p/\gamma)_{cr}$ este

$$\left(\frac{p}{\gamma}\right)_{cr} = -5{,}09 - 0{,}0 - 4{,}56 = -9{,}65 \text{ m},$$

deci $p_{vac}/\gamma = 9{,}65$ m.

La temperatura apei de 20°C, presiunea vaporilor de apă saturați $p_s/\gamma = 0{,}24$ m H_2O. Vacuumul critic calculat cu formula (10.104)

$$\left(\frac{p_{vac}}{\gamma}\right)_{cr} = 9{,}94 - \frac{\blacktriangledown}{900} - \frac{p_s}{\gamma} = 9{,}94 - \frac{1\,224{,}7}{900} - 0{,}24 = 8{,}34 \text{ m}.$$

În cazul de față, pentru $(p_{vac}/\gamma)_{cr} = 9{,}65 > (p_{vac}/\gamma)_{cr} = 8{,}4$ m este de așteptat ruperea continuității curgerii în cot la creasta sifonului, ceea ce este inadmisibil. Este necesar fie să se micșoreze curbura crestei sifonului (axei sifonului), fie să se reducă capacitatea sa de evacuare prin introducerea unei rezistențe sau prin micșorarea ariei secțiunii sifonului pe porțiunea de după coronament.

[1] Idelcik, I. E., Spravocinik po ghidravliceskim soprotivleniiam, M., Gosenergoizdat, 1960.

E. CAPACITATEA DE EVACUARE A DESCĂRCĂTORILOR SUB PRESIUNE ȘI GOLIRILOR DE FUND. CALCULUL PRESIUNILOR ȘI VITEZELOR ÎN COTURI

10.16. SARCINA EFECTIVĂ

La determinarea sarcinii efective H_{ef} (diferența dintre energia specifică totală în biefuł amonte și energia potențială în secțiunea de ieșire a descărcătorilor) se disting următoarele cazuri:

— curgerea în atmosferă (orificiul de evacuare situat deasupra nivelului apei în biefuł aval), radierul orificiului de evacuare nu este prelungit

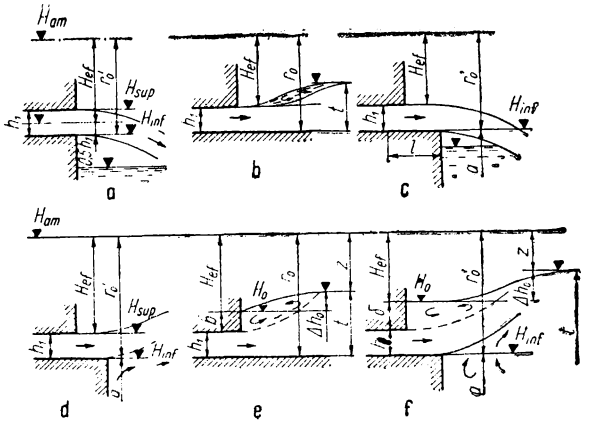


Fig. 10.37.

în aval, există accesul liber al aerului sub jet (fig. 10.37, *a*). În acest caz

$$H_{ef} = \blacktriangledown B_{am} - \blacktriangledown_{ax\ av.} = T_0' - 0{,}5\,h_1, \quad (10.80)$$

în care: $\blacktriangledown_{ax\ av.}$ este cota centrului orificiului;

— orificiu de fund neînecat (fig. 10.37, *b*) sau orificiu neînecat cu radier prelungit $l \geqslant 0{,}7\,h_1$ cu căderea liberă a jetului (fig. 10.37, *c*) și cu jet semiînecat (sprijinit pe saltea de apă (fig. 10.37, *d*)

$$H_{ef} = \blacktriangledown B_{am} - \blacktriangledown B_{sup} = T_0' - h_1, \quad (10.81)$$

în care: $\blacktriangledown B_{sup}$ este cota marginii superioare a orificiului.

În lipsa treptei de cădere (radier prelungit) (fig. 10.37, *b*; *e*) $T_0' = T$;

— orificiu înecat cu radier prelungit sau cu treaptă (fig. 10.3, *e*; *f*)

$$H_{ef} = \blacktriangledown B_{am} - \blacktriangledown O = T_0' - (h_1 + \delta) = z + \Delta h_0, \quad (10.82)$$

în care: δ este adîncimea de înecare a marginii superioare a orificiului, $\blacktriangledown O$ — nivelul apei imediat în aval de orificiul de ieșire.

În lipsa treptei $T_0' = T_0$.

Dacă se cunoaște sarcina efectivă, debitul în toate cazurile examinate mai sus (fig. 10.37) se determină cu formula

$$Q = \mu\omega_1\sqrt{2gH_{ef}}, \quad (10.83)$$

în care: ω_1 este aria orificiului de ieșire.

Dacă jetul evacuat în bieful aval din orificiul fără radier prelungit (fig. 10.37, *a*) va fi semiînecat, atunci debitul trebuie determinat cu formula[1]

$$Q = \sigma_r\mu\omega_1\sqrt{2gH_{ef}}, \quad (10.83')$$

în care H_{ef} este sarcina calculată cu formula (10.81); σ_r — coeficient care ia în considerare influența înălțimii piezometrice h_0 sub jet, măsurată de la marginea inferioară a orificiului, asupra capacității de evacuare

$$\sigma_r = \frac{\ln\eta}{\eta - 1}; \qquad \eta = \sqrt{\frac{T - h_1}{T - h_0}}.$$

Cînd $h_0 = 0$ (curgere liberă din orificiu în atmosferă, fig. 10.37, *a*) cu formula (10.83') se obțin rezultate mai exacte decît cu formula (10.83).

10.17. CĂDEREA DE RESTABILIRE. ADÎNCIMEA DE ÎNECARE A ORIFICIULUI DE FUND

a) Adîncimea de înecare a orificiilor de fund și calculul capacității de evacuare cu considerarea influenței căderii de restabilire

Orificiul de fund este înecat dacă adîncimea apei în bieful aval t este mai mare decît adîncimea conjugată cu adîncimea din secțiunea de ieșire, egală cu înălțimea orificiului. În acest caz, nivelul apei în secțiunea de ieșire din orificiu va fi sub nivelul apei în bieful aval cu căderea de restabilire Δh_0 (fig. 10.38).

Adîncimea de înecare δ a orificiului de fund (a marginii lui superioare) poate fi determinată, cînd $\beta = b/B < 0{,}7$, după I. I. Levi[2]. Cînd sînt date Q, T_0, t, B, μ și coeficienții Boussinesq α_1 și α_t, cu ecuația cantității de mișcare se determină Δh_0 și după aceea se calculează deschiderea stavilei sau înălțimea orificiului h_1, corespunzătoare debitului specific dat q

$$\frac{2Q}{g}\left[\alpha_1\varphi\sqrt{2g(T_0 - t + \Delta h_0)} - \frac{\alpha_t Q}{tB}\right] = \Delta h_0(2t - \Delta h_0)B. \quad (10.84)$$

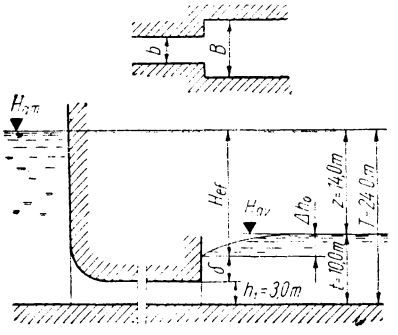


Fig. 10.38.

[1] Slisski, S. M., Naucinîe dokladî vîsșei școlî. Stroitelstvo, nr. 1, 1959, p. 271.

[2] Levi, I. I., Izvestiia VNIIG, 6, 1932.

În calcul se poate adopta $\alpha_1 = 1{,}02$; $\alpha_t = 1{,}04$.

Dacă se cere să se calculeze capacitatea de evacuare a galeriei cînd se cunosc nivelurile apei în bieful amonte și în bieful aval, precum și înălțimea h_1 a galeriei, se folosește ecuația

$$4\mu^2 h_1 b(T_0 - t + \Delta h_0)(\alpha_1 t - \alpha_t h_1) = \\ = t\Delta h_0(2t - \Delta h_0)B, \qquad (10.85)$$

din care se determină Δh_0.

Cînd se cunoaște Δh_0, adîncimea de înecare a orificiului este egală cu

$$\delta = t - h_1 - \Delta h_0. \qquad (10.86)$$

Avînd δ sau Δh_0 calculate cu formula (10.82), se determină sarcina efectivă și după aceea debitul.

Exemplu. Să se calculeze capacitatea de evacuare a conductei (fig. 10.38) de secțiune dreptunghiulară $h_1 \times b = 3{,}0 \times 3{,}0$ m. Coeficientul de debit $\mu = 0{,}6$; diferența dintre nivelurile biefurilor $z = T - t = 14{,}0$ m ; adîncimea apei în bieful aval $t = 10$ m ; $\alpha_1 = 1{,}02$; $\alpha_t = 1{,}04$; $B = 3{,}0$ m.

Rezolvare. 1. Din ecuația (10.85) se determină căderea Δh_0

$$4 \cdot 0{,}36 \cdot 3 \cdot 3(14 + \Delta h_0)(1{,}02 \cdot 10 - 1{,}04 \cdot 3) = \\ = 10\Delta h_0(2 \cdot 10 - \Delta h_0)3$$

$$\Delta h_0 = 3{,}1 \text{ m};$$

2. Sarcina efectivă

$$H_{ef} = z + \Delta h_0 = 14{,}0 + 3{,}1 = 17{,}1 \text{ m};$$

3. Debitul calculat cu formula (10.83)

$$Q = 0{,}6 \cdot 9{,}0 \cdot 4{,}43\sqrt{17{,}1} = 99 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Neglijînd căderea de restabilire $Q = 90$ m³/s.

b) Creșterea capacității de evacuare a golirilor de fund

Pentru utilizarea căderii de restabilire[1], o măsură eficace este amenajarea în albie în aval de golirea de fund, a unei zone cu pantă inversă sau a unui prag cu taluz lin (fig. 10.39).

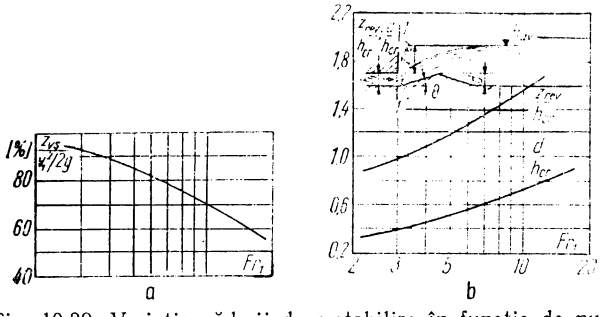


Fig. 10.39. Variația căderii de restabilire în funcție de numărul Froude: *a* — raportată la înălțimea cinetică ; *b* — raportată la adîncimea critică.

[1] Popov, A. M., Vosstanovlenie energhii kak sredstvo uveliceniia propusknoi sposobnosti stroitelnîh tunelei. Autoreferat pentru titlul de candidat în științe tehnice, 1969 (LPI M. I. Kalinin).

La amenajarea unui prag cu taluz lin, înălțimea pragului și valoarea căderii de restabilire $\Delta h_0 = z_{res}$ se pot determina în funcție de numărul Froude din graficele luii A. M. Popov $d/h_{cr} = f(\text{Fr}_1)$; $z_{res}/(v^2/2g) = f(\text{Fr}_1)$ și $z_{res}/h_{cr} = f(\text{Fr}_1)$ din fig. 10.39. Sectorul pe care este amplasat pragul trebuie să aibă lățimea egală cu lățimea orificiului (pereți laterali verticali) ; panta pragului 1 : 3. Pentru numere Froude mai mici de 3, taluzul poate să înceapă imediat după orificiul de ieșire ; la numere Froude în gama $3 < \text{Fr}_1 < 9$, distanța de la orificiu pînă la piciorul taluzului trebuie să constituie de la 0,25 pînă la 0,5 din adîncimea critică h_{cr}.

Exemplu. Evacuarea debitului în perioada de execuție a unei construcții se realizează printr-o conductă cu parametrii dați în exemplul precedent. Lățimea biefului în aval de conductă este egală cu lățimea conductei (datorită amenajării pereților din aval). Să se determine cu cît se poate reduce înălțimea batardoului din amonte, ca urmare a căderii de restabilire.

Rezolvare. Viteza în secțiunea de ieșire

$$v = \mu\sqrt{2gH_{ef}} = 0{,}6 \cdot 4{,}43\sqrt{17{,}1} = 11 \text{ m/s}.$$

Numărul Foude

$$\text{Fr} = \frac{v^2}{gh_1} = \frac{11^2}{9{,}81 \cdot 3} = 4{,}1.$$

Adîncimea critică pentru $\alpha = 1{,}1$; $h_{cr} = 4{,}92$ m.

Din graficul din fig. 10.39, cînd $h_{cr} = 4{,}1$ m avem $d/h_{cr} = 0{,}46$; $z_{res}/h_{cr} = 1{,}1$. Prin urmare $d = 0{,}46h_{cr} = 0{,}46 \cdot 4{,}92 = 2{,}26$ m ; $z_{res} = 1{,}1 \cdot 4{,}92 = 5{,}4$ m.

Amplasînd conducta astfel încît marginea superioară a orificiului ei de ieșire să se găsească sub nivelul biefului aval cu $z_{res} = 5{,}4$ m, marginea superioară a orificiilor va fi neînecată. În acest caz, nivelul apei în bieful amonte va fi mai sus decît nivelul apei în bieful aval cu $H_{ef} - z_{res} = 17{,}1 - 5{,}4 = 11{,}7$ m. Prin ridicarea poziției conductei și fără amenajarea pragului cu înălțimea d, diferența dintre $\blacktriangledown B_{am}$ și $\blacktriangledown B_{av}$ va fi $z = 14{,}0$ m. Astfel, cota nivelului apei în bieful amonte a scăzut cu $14{,}0 - 11{,}7 = 2{,}3$ m, ceea ce permite să se reducă corespunzător înălțimea batardoului.

La calculul capacității de evacuare a orificiului de ieșire în perioada de execuție a construcției, fără luarea în considerare a căderii de restabilire (considerînd doar diferența de nivel dintre biefuri) batardoul ar fi mai înalt cu 5,4 m.

10.18. CALCULUL CAPACITĂȚII DE EVACUARE A DESCĂRCĂTORILOR SUB PRESIUNE PREVĂZUȚI CU TREAPTĂ

Dacă în aval de descărcătorii sub presiune se prevăd pile de limitare a difuzării curentului în planul curgerii (vezi fig. 10.40 și 10.41), marginea superioară a orificiilor de golire rămîne neînecată, chiar atunci cînd nivelul apei în bieful aval depășește considerabil cota superioară a golirii.

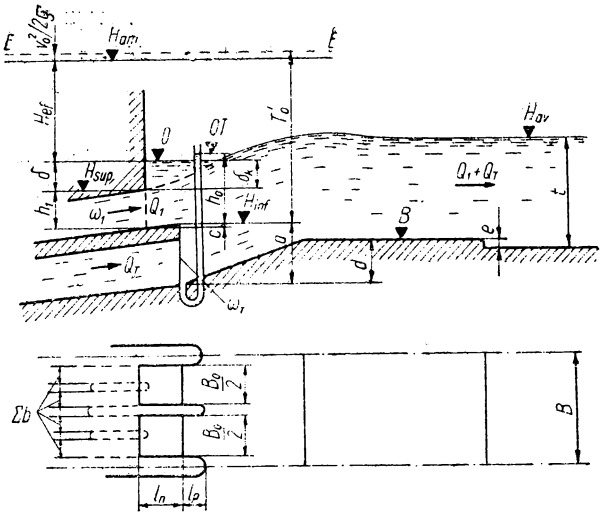


Fig. 10.40

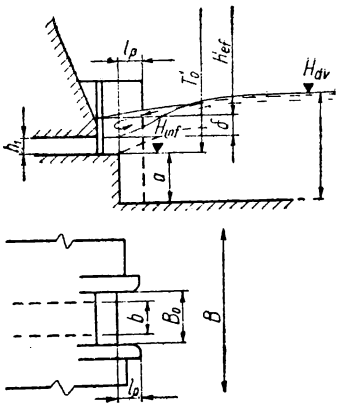


Fig. 10.41.

a) **Calculul nivelului apei de înecare a descărcătorilor sub presiune prevăzuți cu treaptă**

Referindu-ne la schemele construcțiilor din figurile 10.40 și 10.41, adîncimea biefului aval t (măsurată de la nivelul rizbermei), la care are loc înecarea marginii superioare a orificiilor de golire se calculează cu formulele:

— cînd $\beta = b/B > 0{,}65 - 0{,}7$ și $l_p \geqslant h_{0\,cr}$

$$t_{cr} = e + \sqrt{(a-d)^2 + 2(a-d)h_{0\,cr} + \beta_0 h_1^2 + (1-\beta_0)h_{0\,cr}^2 + A}\,; \qquad (10.87)$$

— cînd $\beta = b/B > 0{,}65 - 0{,}7$ și $l_p < h_{0\,cr}$

$$t_{cr} = e + \sqrt{(a-d)^2 + 2(a-d)h_{0\,cr} + h_1^2 + A}\,; \qquad (10.88)$$

— cînd $\beta < 0{,}65$ și $l_p \geqslant h_{0\,cr}$ sau $l_p = 0$

$$t_{cr} = a - d + e + h_{0\,cr}, \qquad (10.89)$$

dacă $l_p = 0$, atunci calculul după formula (10.89) este posibil cînd $b \geqslant 4(h_{0\,cr} - h_1)$, cu o abatere de calcul $[(t_{cal} - t_{exp})/t_{exp}] \cdot 100$ de aproximativ $\pm 10\%$.

În formulele expuse mai sus, $h_{0\,cr}$ este înălțimea piezometrică în secțiunea de capăt a treptei, măsurată de la cota treptei, corespunzătoare nivelului apei limită în bief care îneacă marginea superioară a orificilor (înălțimea piezometrică critică)

$$h_{0\,cr} = 0{,}58\,h_1\sqrt{2\beta' \mathrm{Fr}_1 + 1}\,, \qquad (10.90)$$

în care pentru $l_p > h_1$;

$$\beta' = \beta_0 = \frac{b}{B_0}\,;$$

pentru $l_p < h_1$

$$\beta' = \beta = \frac{b}{B}\,; \quad \mathrm{Fr}_1 = \frac{q^2}{gh_1^3}\,; \quad q = \frac{Q}{b}\,,$$

h_1 — înălțimea orificiilor golirii pe verticală; B_0 — lățimea netă a golirilor între pile și B — distanța dintre axele pilelor principale (cînd $b = B_0$, $\beta_0 = 1$); l_p — lungimea capătului pilelor care iese în bieful aval, măsurată de la marginea treptei.

La calculul înecării golirilor sub presiune ale centralelor hidroelectrice combinate, valoarea termenului A din formulele (10.87) și (10.88) se determină cu formula

$$A = \frac{2}{gB}\left[\frac{\alpha_1 Q_g^2}{\omega_1} + \frac{\alpha_t Q_t^2}{\omega_t} - \frac{\alpha_0 (Q_g + Q_t)^2}{\omega_0}\right], \qquad (10.91)$$

în care: Q_g, Q_t sînt debitele golirii și turbinei; ω_1, ω_t, ω_0 — ariile orificiilor golirii, conductei de aspirație și secțiunii de curgere în bieful aval pe lățimea B; α_1, α_t, α_0 — coeficienții cantității de mișcare avînd următoarele valori aproximative: $\alpha_1 = 1{,}0$ pentru jetul în secțiunea treptei; $\alpha_t = 1{,}37$ pentru conducta de aspirație; $\alpha_t = 1{,}0$ — pentru golirea de fund; $\alpha_0 = 1{,}03$ — pentru bieful aval.

În cazul schemei din fig. 10.41, în formulele prezentate mai sus $e = 0$; $d = 0$; $\omega_t = 0$; $Q_T = 0$. Rezultă pentru acest caz

$$A = \frac{2Q_g^2}{gB}\left(\frac{\alpha_1}{\omega_1} - \frac{\alpha_0}{\omega_0}\right), \qquad (10.91')$$

sau

$$A = 2\,\mathrm{Fr}_1 h_1^3 \beta\left(\frac{\alpha_1}{h_1} - \frac{\alpha_0 \beta}{t}\right), \qquad (10.92)$$

în care $\mathrm{Fr}_1 = q^2/gh_1^3$; h_1 și t — înălțimile secțiunilor de curgere pe treaptă și în bieful aval (în afara limitei bazinului disipator, dacă acesta există).

b) **Calculul adîncimii de înecare a marginii superioare a orificiilor de golire prevăzute cu treaptă**[1]

Pentru calculul adîncimii de înecare δ_k a orificiilor de golire (marginii lor superioare) în cazul general al unui curent suplimentar sub nivelul treptei (cazul centralelor electrice combinate sau al golirilor de fund etajate), sau în lipsa acestui curent suplimentar, în funcție de condițiile de înecare pot fi folosite următoarele formule:

Cînd $\beta = b/B > 0{,}65$—$0{,}7$ sînt posibile următoarele situații de calcul:

— dacă înecarea orificiilor este considerabilă, astfel încît $\blacktriangledown B_{av} - \blacktriangledown Cr > (3\,h_{0\,cr} - h_1)$, atunci $\delta_k = h_0 - h_1 + c$, în care

$$h_0 = \frac{-(2a-d) + \sqrt{(2a-d)^2 - 4[a^2 - (a-d)d - dt - (t-e)^2 + A]}}{2}; \tag{10.93}$$

A se calculează cu formulele (10.91) sau (10.92); h_0 — înălțimea piezometrică sub jet în secțiunea treptei, măsurată la cota treptei. Celelalte mărimi din formulă reprezintă dimensiuni ale construcției și sînt indicate în figurile 10.40 și 10.41;

— dacă $\blacktriangledown B_{av} - \blacktriangledown Cr \leqslant 3(h_{0\,cr} - h_1)$, adică în situația înecării relativ neînsemnate a orificiilor, trebuie să se rezolve sistemul de ecuații

$$\begin{aligned} h_0 &= f_1(\delta_k); \\ \delta_k &= f_2(h_0,\ r_0), \end{aligned} \tag{10.94}$$

în care, suplimentar la notațiile adoptate mai sus, r_0 reprezintă raza de curbură a suprafeței jetului în secțiunea treptei în momentul înecării orificiilor.

Prima ecuație are forma

$$h_0 = \frac{-(2a-d) + \sqrt{(2a-d)^2 - 4(1-\beta_0)\,[a^2 - (a-d)d - dt - (t-e)^2 + \beta_0(h_1 + \delta_k) + A]}}{2(1-\beta_0)}. \tag{10.95}$$

A doua ecuație

$$\delta_k = h_0 - h_1 - \mu^2 (T_0' + c - h_1 - \delta) \left\{ 1 - \left[\frac{\left[1 - 1{,}1 \ln\left(1 - \dfrac{\delta_k}{h_0 - h_1}\right)\right] r_0}{\left[1 - 1{,}1 \ln\left(1 - \dfrac{\delta_k}{h_0 - h_1}\right)\right] r_0 + h_1} \right]^2 \right\}, \tag{10.96}$$

în care

$$r_0 = \frac{h_1 \sqrt{1 - \dfrac{h_{0\,cr} - h_1}{\mu^2 (T_0' + c - h_1)}}}{1 - \sqrt{1 - \dfrac{h_{0\,cr} - h_1}{\mu^2 (T_0 + c - h_0)}}}, \tag{10.97}$$

iar μ este coeficientul de debit al golirilor.

Prin rezolvarea ecuațiilor (10.95) și (10.96) se construiesc curbele f_1 și f_2, ale căror puncte de intersecție determină valorile δ_k și h_0. Dacă se cunoaște δ_k, înecarea marginii superioare a orificiului este egală cu: $\delta \approx \delta_k + c$, iar în cazul treptei orizontale $\delta \approx \delta_k$. Pentru construirea graficului $\delta_k = f(h_0,\ r)$ cu formula 10.96 se poate folosi nomograma din fig. 10.42.

Cînd $\beta = b/B < 0{,}65$ sînt posibile următoarele situații de calcul:

— pilele nu se prelungesc în bieful aval sau se prelungesc cu o lungime neînsemnată ($l_p \approx 0$). Dacă orificiile alăturate nu funcționează, nivelul apei din secțiunea orificiului este determinat de nivelul din secțiunea aval a disipatorului. Atunci (fig. 10.40)

$$\delta = t - e + d - a - h_1; \tag{10.98}$$

— funcționează unul sau două orificii alăturate. Există pile care ies în bieful aval. Orificiul este puțin înecat, adică $\blacktriangledown B_{av} - \blacktriangledown Cr \leqslant 3(h_{0\,cr} - h_1)$. Presiunea sub jet poate fi determinată de nivelul apei în zonele laterale cu vîrtejuri, rezultînd

$$h_0 = t - e + d - a. \tag{10.99}$$

Avînd h_0, calculul se face cu relația (10.96), utilizînd nomograma din fig. 10.42.

Calculul capacității de evacuare a golirilor sub presiune ale CHE combinate se efectuează concomitent cu calculul ejecției (10.26).

Exemplu. Să se calculeze capacitatea de evacuare a golirii sub presiune prevăzută cu treaptă (fig. 10.41) a unui baraj de greutate. Se dau: $T_0' = 26{,}88$ m; $t = 17$ m; $a = 8{,}0$ m; $h_1 = 2{,}40$ m; $b = 6{,}0$ m; $\omega_1 = 14{,}4$ m^2; $B_0 = 8{,}0$ m; $\beta_0 = b/B_0 = 0{,}75$; $l_p = 7{,}0$ m; $\mu = 0{,}88$. Treapta este orizontală. Lățimea biefului aval $B \gg b$ ($\beta < 0{,}65$).

[1] Slisski, S. M., Ghidravlika zdanii elektrostanții, M., Energhiia, 1970.

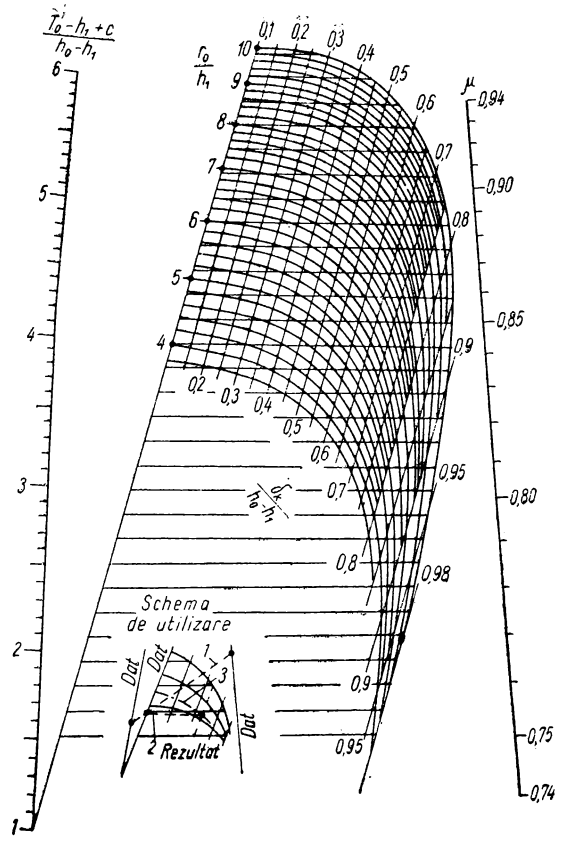


Fig. 10.42.

Rezolvare. 1. Debitul specific în secţiunea orificiilor cînd marginea superioară este neînecată

$$q = \mu h_1 \sqrt{2g(T_0' - h_1)} = 0{,}88 \cdot 2{,}40 \sqrt{2 \cdot 9{,}81(26{,}88 - 2{,}40)} =$$

$$= 46{,}2 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m};$$

$$\text{Fr}_1 = \frac{q^2}{gh_1^3} = \frac{46{,}2^2}{9{,}81 \cdot 2{,}40^3} = 15{,}75;$$

2. Se stabileşte dacă orificiile golirii sînt înecate. Cu formula (10.90) se determină înălţimea piezometrică critică, la care are loc înecarea orificiilor. În cazul de faţă $l_p > h_1(7{,}0 > 2{,}40)$ de aceea $\beta' = \beta_0 = 0{,}75$

$$h_{0\,cr} = 0{,}58 h_1 \sqrt{2\beta' \text{ Fr} + 1} =$$

$$= 0{,}58 \cdot 2{,}40 \sqrt{2 \cdot 0{,}75 \cdot 15{,}75 + 1} = 6{,}9 \text{ m}.$$

Întrucît, conform datelor de bază $\beta < 0{,}65$, adîncimea biefului aval, corespunzătoare momentului de înecare a orificiilor se determină cu formula (10.89) în care $d = 0$; $e = 0$)

$$t_{cr} = a + h_{0\,cr} = 8{,}0 + 6{,}9 = 14{,}9 \text{ m}.$$

Adîncimea în bieful aval $t = 17{,}0 > t_{cr} = 14{,}9$ m şi, prin urmare, marginea superioară a orificiilor este înecată;

3. Se determină adîncimea de înecare a marginii superioare a orificiului δ

$$\blacktriangledown B_{av} - \blacktriangledown Cr = t - a = 17{,}0 - 8{,}0 = 9{,}0 \text{ m}.$$

$3(h_{0\,cr} - h_1) = 3(6{,}9 - 2{,}40) = 13{,}50$ m; $9{,}0 < 13{,}5$. În acest caz $\beta < 0{,}65$ şi, prin urmare, calculul trebuie efectuat cu formulele (10.99) şi (10.96). Din formula (10.99), cînd $d = 0$ şi $e = 0$

$$h_0 = t - a = 17{,}0 - 8{,}0 = 9{,}0 \text{ m}.$$

Trecînd la determinarea δ, în locul calculului direct cu formula (10.96) se foloseşte nomograma din fig. 10.42 Pentru $c = 0$ avem

$$\frac{T_0' - h_1 + c}{h_0 - h_1} = \frac{26{,}88 - 2{,}40}{9{,}00 - 2{,}40} = 3{,}81;$$

$$\frac{r_0}{h_1} = \frac{\sqrt{1 - \dfrac{6{,}90 - 2{,}40}{0{,}88^2(26{,}88 - 2{,}40)}}}{1 - \sqrt{1 - \dfrac{6{,}90 - 2{,}40}{0{,}88^2(26{,}88 - 2{,}40)}}} = 6{,}8.$$

Din nomogramă se determină

$$\frac{\delta_k}{h_0 - h_1} = 0{,}74,$$

de unde $\delta_k = 0{,}74(9{,}0 - 2{,}4) = 4{,}7$ m.

Deoarece $c = 0$ (treapta este orizontală) $\delta = \delta_k = 4{,}7$ m;

4. Sarcina efectivă a golirii se determină cu formula (10.82)

$$H_{ef} = T_0' - (h_1 + \delta) = 26{,}88 - (2{,}40 + 4{,}70) = 19{,}78 \text{ m}$$

(dacă nu se ia în considerare adîncimea de înecare a orificiului, la diferenţa între nivelurile biefurilor de 17,88 m se obţine pentru sarcina efectivă o valoare cu 1,9 m mai mică).

Debitul

$$Q = 0{,}88 \cdot 14{,}4 \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 19{,}78} = 250 \text{ m}^3/\text{s}.$$

10.19. CALCULUL PRESIUNILOR ŞI VITEZELOR ÎN COTURILE CONDUCTELOR SUB PRESIUNE

Presiunile şi vitezele locale în coturile conductelor sub presiune (descărcătorilor la baraje) se determină cu scopul stabilirii razelor de curbură ale suprafeţelor interioare, respectînd condiţia de limitare a vacuumului şi cavitaţiei.

a) Presiunea în secţiunea din zona de curbură şi calculul ei

Presiunea asupra peretelui din cot poate fi examinată ca sumă a două componente: presiunea hidrostatică şi presiunea cinetică. Aceasta din urmă este condiţionată de acţiunea acceleraţiilor normale.

Cînd este dată cota z_M a punctului M pe suprafaţa curbă a conductei, presiunea în acest punct rezultă din relaţia (fig. 10.43, *a*)

$$\left(\frac{p}{\gamma}\right)_M = \left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_m - z_M \pm \frac{p^*}{\gamma}. \quad (10.100)$$

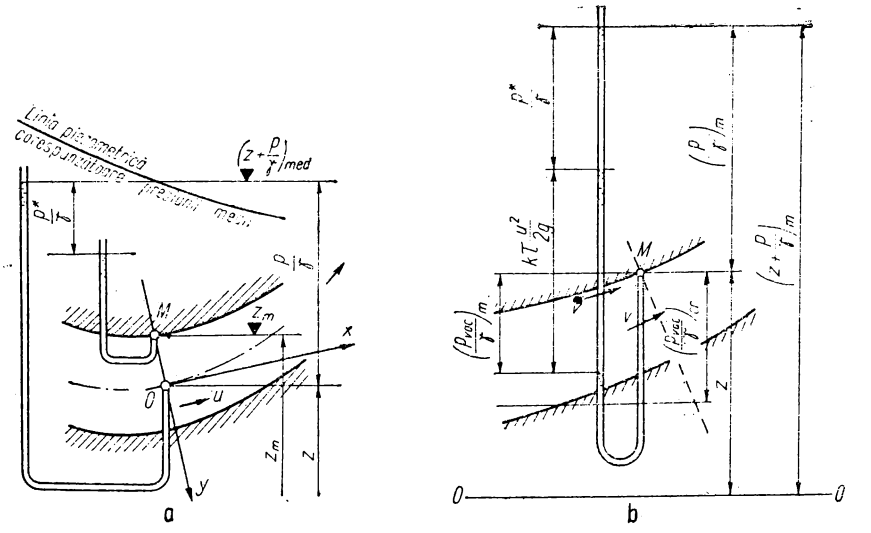


Fig. 10.43.

Înălțimea piezometrică medie în secțiunea dată se calculează cu ecuația Bernoulli cu viteza medie în secțiune. Semnul din fața termenului p^*/γ este determinat de sensul accelerațiilor normale. Înălțimea cinetică, în cazul suprapunerii centrelor de curbură ai pereților conductei, poate fi determinată din formula (10.78). În cazul în care centrele de curbură ale suprafețelor interioare ale conductei nu coincid, valoarea p^*/γ la peretele cu raza $R_2(y = h/2)$ se determină cu formula

$$\frac{p^*}{\gamma} = \frac{v^2}{g\left[1+\left(\frac{1}{R_1}-\frac{1}{R_2}\right)\frac{h}{24}\right]^2}\left[\left(\frac{3}{R_1}+\frac{1}{R_2}\right)\frac{h}{8}-\left(\frac{1}{R_1^2}+\frac{1}{R_2^2}\right)\frac{5h^2}{64}-\frac{3h^2}{32R_1R_2}+\left(\frac{1}{R_1^2}-\frac{1}{R_2^2}\right)\frac{h^2}{16}\right]. \quad (10.101)$$

Presiunea dinamică (sau înălțimea cinetică) asupra peretelui cu raza $R_1(y = -h/2)$ rezultă din formula

$$\frac{p^*}{\gamma} = \frac{-v^2}{g\left[1+\left(\frac{1}{R_1}-\frac{1}{R_2}\right)\frac{h}{24}\right]^2}\left[\left(\frac{3}{R_1}+\frac{1}{R_2}\right)\frac{h}{8}+\left(\frac{1}{R_1^2}+\frac{1}{R_2^2}\right)\frac{5h^2}{64}+\frac{3h^2}{32\,R_1R_2}+\left(\frac{1}{R_1^2}-\frac{1}{R_2^2}\right)\frac{h^2}{16}\right]. \quad (10.102)$$

În aceste formule, v este viteza medie în secțiunea examinată; h — distanța dintre suprafețele curbe ale secțiunii; R_1, R_2 — razele de curbură ale celor doi pereți.

b) Calculul vitezelor locale într-un cot de secțiune dreptunghiulară

Vitezele mediate într-un punct oarecare al secțiunii cotului se pot calcula cu următoarea formulă semiempirică

$$u = A\,\frac{v\exp\left[\left(\frac{1}{R_1}-\frac{1}{R_2}\right)\frac{y^2}{2h}-\left(\frac{1}{R_1}+\frac{1}{R_2}\right)\frac{y}{2}\right]}{1+\left(\frac{1}{R_1}-\frac{1}{R_2}\right)\frac{h}{24}}\cdot\left[1-\left(\frac{2y}{h}\right)^2\right]^B, \quad (10.103)$$

în care: v este viteza medie în secțiunea examinată; y — distanța de la axă pînă la punctul examinat (fig. 10.43, *b*)

$$A = 1+\frac{0{,}125}{1+10h/R_0};$$

$$B = 0{,}125 - 0{,}0833\,(h/R_0)^{0{,}113},$$

R_0 fiind raza de curbură a axei conductei.

Valorile coeficienlui A și a exponentului B sînt date în tabelul 10.5.

Formula (10.103) neglijează influența înălțimii relative a conductei și a coeficientului de frecare asupra distribuției vitezelor.

Tabelul 10.5

Valorile coeficientului A şi ale exponentului B în formula (10.103)

h/R_0	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
A	1,125	1,062	1,042	1,031	1,025	1,021	1,018	1,016	1,014	1,012	1,011
B	0,125	0,060	0,056	0,052	0,050	0,048	0,046	0,045	0,044	0,043	0,042

Observaţie. Dacă raza uneia din suprafaţe este infinită, în calcul se introduce valoarea medie a razei de curbură $1/R_0 = (1/R + 0)/2$.

c) Vacuumul admisibil, sub aspectul limitării cavitaţiei, la descărcătorii sub presiune

Cavitaţia apare la scăderea presiunii sub presiunea vaporilor de apă saturaţi $(p/\gamma)_{sat}$. Ţinînd seama de scăderea presiunii atmosferice funcţie de cota absolută a regiunii cu $\blacktriangledown$/900 şi scăderea ei posibilă cu 0,39 m funcţie de condiţiile meteorologice, valoarea critică a vacuumului, corespunzătoare presiunii vaporilor de apă saturaţi, se poate determina cu formula

$$\frac{p_v}{\gamma} = 10{,}33 - \frac{\blacktriangledown}{900} - 0{,}39 - \left(\frac{p}{\gamma}\right)_{sat} = 9{,}94 - \frac{\blacktriangledown}{900} - \left(\frac{p}{\gamma}\right)_{sat} \quad [\text{m}], \qquad (10.104)$$

în care: 10,33 m este presiunea atmosferică la cota absolută zero; p_v — presiunea vacuummetrică.

Cavitaţia nu apare dacă vacuumul este mai mic decît valoarea lui critică sau, cu alte cuvinte, suprapresiunea este mai mare decît presiunea critică

$$\frac{p_v}{\gamma} < \left(\frac{p_v}{\gamma}\right)_{cr}; \qquad (10.105)$$

$$\frac{p}{\gamma} > \left(\frac{p}{\gamma}\right)_{cr}. \qquad (10.105')$$

În secţiunea de cot a unei conducte, presiunea instantanee într-un punct oarecare M de pe plafon, perete sau fund poate fi determinată din formula (fig. 10.43, *b*)

$$\left(\frac{p}{\gamma}\right)_M = \left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_m - z_M \pm \frac{p^*}{\gamma} - K\tau\frac{u^2}{2g} \pm \delta\frac{v^2}{2g}, \qquad (10.106)$$

în care: $\left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_m$ este înălţimea piezometrică corespunzătoare presiunii medii în secţiune (se determină din ecuaţia Bernoulli); K, τ — coeficienţi care iau în considerare scăderea presiunii la ocolirea de către curent a neuniformităţilor; δ — componenta pulsatorie a presiunii, exprimată în părţi din înălţimea cinetică; u — viteza locală (viteza curentului la ocolirea neuniformităţilor pe pereţii conductei); v — viteza medie.

Valorile coeficienţilor K şi τ pot fi găsite în lucrările de specialitate[1]; valoarea coeficientului δ poate fi considerată egală cu 0,1—0,2 în cazul curgerii fără desprindere şi δ = 0,3—0,6 în cazul curgerii cu desprindere. Înălţimea cinetică p^*/γ şi viteza u de ocolire a neuniformităţilor pot fi determinate cu formulele (10.78); (10.10)—(10.103).

Calculul este aproximativ, de orientare.

Exemplu. Să se estimeze posibilitatea apariţiei cavitaţiei în secţiunea cheie $(k-k)$ a golirii sub presiune cu difuzor (fig. 10.44) a unei CHE mixte combinate. Datele de bază: ariile secţiunilor transversale $\omega_i = 200$ m²; $\omega_{ch} = 78{,}1$ m²; $\omega_r = 135$ m²; $R_1 = 8{,}8$ m; $R_2 = \infty$; distanţa dintre pereţi în secţiunea cheie $b = 7{,}20$ m.

Cotele plafonului golirii $\blacktriangledown P = 43{,}6$ m, biefului amonte $\blacktriangledown B_{am} = 68.0$ m, nivelului suprafeţei libere a apei în secţiunea orificiilor $\blacktriangledown O = 55{,}80$ m (se calculează după § 10.18, *b*), înălţimea efectivă $H_{ef} = \blacktriangledown B_{am} - \blacktriangledown O = 12{,}20$ m.

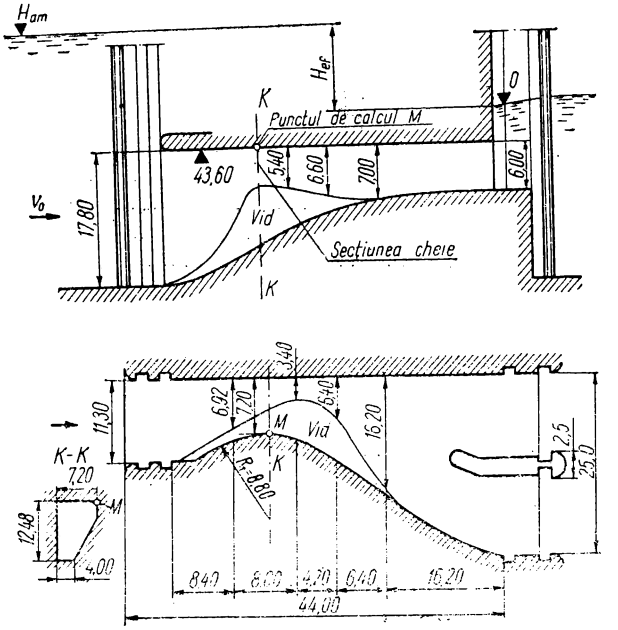


Fig. 10.44.

[1] Rozanov, N. P., Şalnev, K. K. ş.a. Vorobiev, G. A. „Izvestia", VNIIG, 1965, t. 76, Siisski S.M. Ghidravlika zdanii elektrostanţii, M., „Energhia", 1970, pag. 131.

Debitul evacuat prin golire $Q_g = 1\,360$ m³/s, viteza de acces în bieful amonte $v_0 = 0{,}4$ m/s; $v_i = 6{,}8$ m/s.

Rezolvare. 1. Se determină înălțimea piezometrică medie în secțiunea cheie (neglijînd influența curburii conductei), pentru care se calculează pierderile totale de sarcină pe sectorul de la intrare pînă la secțiunea cheie.

Coeficientul de rezistență la intrare, raportat la înălțimea cinetică în secțiunea de intrare $\zeta_i = 0{,}9$[1]. Pierderile de sarcină la intrare $h_i = 0{,}9 \cdot 6{,}8^2/19{,}62 = 2{,}1$ m. Coeficientul de rezistență al sectorului de la intrare pînă la secțiunea cheie, a cărui lungime $l_i = 12{,}4$ m, se determină introducînd în calcul conul echivalent cu unghiul la vîrf

$$\operatorname{tg}\frac{\beta}{2} = \frac{\sqrt{\omega_i} - \sqrt{\omega_{ch}}}{l_i\sqrt{\pi}} = \frac{\sqrt{200} - \sqrt{78{,}1}}{12{,}4\sqrt{3{,}14}} = 0{,}241;$$

$$\beta = 27°.$$

Coeficientul de rezistență al conurilor (conductă cu îngustare continuă de secțiune) (§ 4.4), cînd $\beta = 27°$ este $\zeta_{con} = 0{,}23$. Pierderile de sarcină pe sectorul examinat

$$h_{con} = \zeta_{con}\frac{v_{ch}^2}{2g} = 0{,}23\,\frac{17{,}40^2}{19{,}62} = 3{,}5 \text{ m}.$$

Pierderile totale de la bieful amonte pînă la secțiunea cheie

$$\Sigma h = h_i + h_{con} = 2{,}1 + 3{,}5 = 5{,}6 \text{ m}.$$

Din ecuația Bernoulli pentru secțiunile din bieful amonte și cheie se determină înălțimea piezometrică medie în secțiunea cheie

$$\left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_0 + \frac{v_0^2}{2g} = \left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_m + \frac{v_{ch}^2}{2g} + \Sigma h;$$

$$68{,}00 + 0{,}01 = \left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_m + 15{,}40 + 5{,}60,$$

de unde $(z + p/\gamma)_m = 47{,}0$ m;

2. Presiunea dinamică (respectiv înălțimea cinetică) în secțiunea cheie, în punctul M lîngă plafon se determină din formula (10.102) (peretele cu raza de curbură mai mică). Prin substituirea în această formulă a valorilor vitezei medii $v_{ch} = 1\,360/78{,}1 = 17{,}4$ m/s, a distanței dintre pereți $b = 7{,}20$ m și a valorilor $1/R_1 = 1/8{,}8 = 0{,}113$ m^{-1} și $1/R_2 = 1/\infty = 0$, se obține

$$\left(\frac{p^*}{\gamma}\right)_M = -0{,}0382 v_{ch}^2 = -0{,}0382(1\,360/78{,}1)^2 = -11{,}6 \text{ m};$$

3. Presiunea în punctul M ($z = \blacktriangledown P = 43{,}6$ m)

$$\left(\frac{p}{\gamma}\right)_M = \left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_m - z + \left(\frac{p^*}{\gamma}\right)_M = 47{,}0 - 43{,}6 - 11{,}6 = -8{,}2 \text{ m};$$

4. Pentru estimarea posibilității apariției cavitației se folosește formula (10.106), comparînd presiunea obținută cu valoarea ei critică, calculată din formula (10.105′). Viteza u din formula (10.106) se determină din formula (10.103) pentru $y = h/2 = 3{,}60$ m.

F. RACORDAREA BIEFURILOR CU JET ARUNCAT

10.20. LUNGIMEA DE BĂTAIE A JETULUI (A LAMEI DE APĂ DEVERSANTE)

a) Calculul traiectoriei jetului și adîncimii biefului aval (neglijînd aerarea jetului)

Lungimea de bătaie a jetului $L = L_0$; $L = L_f$; $L = L_{tg \cdot a}$ (pînă la întîlnirea cu suprafața liberă, cu patul albiei înainte de afuiere sau cu fundul gropii de afuiere), aruncat de pe trambulina deversorului, canalului rapid sau galeriei evacuatorului sub presiune se poate determina cu formula (fig. 10.45, *a*)

$$L = \frac{v_1^2 \cos\alpha_j}{g}\left(\sin\alpha_j + \sqrt{\sin^2\alpha_j + \frac{2gy}{v_1^2}}\right). \tag{10.107}$$

Cînd unghiul de înclinare a jetului în secțiunea de desprindere este egal cu zero, formula lungimii de bătaie capătă forma

$$L = \frac{v_1^2}{g}\sqrt{\frac{2gy}{v_1^2}} = v_1\sqrt{\frac{2y}{g}}. \tag{10.107′}$$

În aceste formule v_1 este viteza medie a jetului în secțiunea de desprindere; α_j — unghiul de înclinare a axei jetului față de orizontală în secțiunea de desprindere (§ 10.21). În cazul general $\alpha_j \neq \alpha_v$, în care α_v este unghiul de înclinare a trambulinei în secțiunea de desprindere; y — suprafața centrului secțiunii jetului în secțiunea de desprindere deasupra locului de cădere a jetului. În cazul căderii jetului pe suprafața liberă $y = \delta_c$; pe fund, înainte de afuiere $y = t + \delta_c$; în groapa de afuiere $y = t_a + \delta_c$.

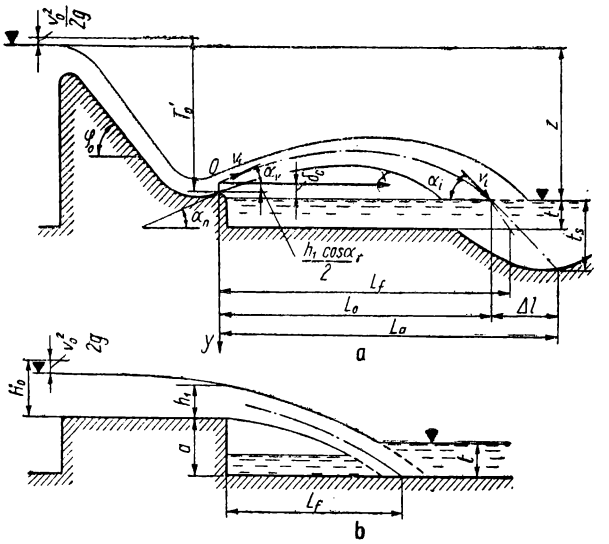


Fig. 10.45.

[1] Idelcik, I. E., Spravocinik po ghidravliceskim soprotivleniiam M., Gosenergoizdat, 1960 (diagrama 3—12, p. 90).

Viteza v_1 a jetului neînecat se determină cu formula

$$v_1 = \varphi \sqrt{2g(T_0' - 0{,}5\, h_1 \cos \alpha_j)}, \qquad (10.108)$$

în care: T_0' este înălțimea nivelului apei în bieful amonte plus $\frac{v_0^2}{2g}$ (deci cu considerarea vitezei de acces) față de cota trambulinei în secțiunea de desprindere; h_1 — adîncimea jetului în secțiunea de desprindere; φ — coeficientul de viteză.

Lungimea de bătaie a lamei deversante libere de pe deversorul cu prag lat (fig. 10.45, *b*) (pînă la punctul de intersecție a axei lamei cu patul albi i) se poate calcula cu relația (10.107) sau cu formula

$$L = 4{,}26\, m \sqrt{H_0(a + 0{,}24\, H_0)}\ \text{[m]}, \qquad (10.109)$$

care, pentru valoarea $m = 0{,}385$ a coeficientului de debit se transformă în formula lui D. M. Certousov

$$L = 1{,}64 \sqrt{H_0(a + 0{,}24\, H_0)}\ \text{[m]}, \qquad (10.110)$$

în care a este înălțimea pragului față de locul de cădere a jetului (în cazul de față înălțimea pragului).

Lungimea de bătaie a lamei deversante depinde substanțial de valoarea coeficientului de viteză și de unghiul de înclinare a jetului în secțiunea de desprindere.

Coeficientul de viteză φ la deversorul cu profil practic poate fi determinat în calcule orientative cu formula lui G. P. Skrebkov

$$\varphi = 1 - 0{,}0155 \frac{T' - H}{H}, \qquad (10.111)$$

în care: T' este înălțimea nivelului biefului amonte față de cota deversorului în secțiunea de desprindere a lamei; H — sarcina deversorului.

În cazul evacuatorilor cu galerii sub presiune se poate adopta $\varphi = \mu$.

Unghiul de divergență a lamei (de o parte a planului de simetrie) în planul curgerii se poate calcula din formula[1]

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{h_1 \sqrt{1 + \frac{v_c^2}{gR}}}{v_0}. \qquad (10.112)$$

Lățimea lamei în locul de cădere

$$B_j = b + 2L_0 \operatorname{tg} \beta, \qquad (10.113)$$

în care b este lățimea lamei în secțiunea de desprindere.

[1] Burakov, A. F., Izvestiia VNIIG, 22, 1963.

Dacă adîncimea apei în bieful aval este mai mică decît adîncimea conjugată celei contractate, se formează saltul hidraulic îndepărtat.

b) Calculul lungimii de bătaie a jetului (lamei de apă) cu luarea în considerare a influenței adîncimii biefului aval

Lama de apă pătrunzînd sub nivelul apei din bieful aval are traiectoria după o dreaptă tangentă în punctul de concurență a axei jetului cu suprafața liberă. Datorită acestui fapt, la o adîncime a biefului aval $t > \delta_c$, devine esențială creșterea lungimii de bătaie a lamei de apă.

Lungimea de bătaie a lamei pînă la fundul gropii de afuiere, cu considerarea curgerii ei pe o dreaptă sub nivelul apei în aval (fig. 10.45, *a*) este egală cu[2]

$$L_{ga} = L_0 + \Delta l, \qquad (10.114)$$

$$\Delta l = \frac{t_s}{\operatorname{tg} \alpha_i}. \qquad (10.115)$$

Tangenta unghiului α_i de intrare a jetului sub nivelul apei se determină cu formula

$$\operatorname{tg} \alpha_i = \sqrt{\operatorname{tg}^2 \alpha_j + \frac{2g\, \delta_c}{v_1^2 \cos^2 \alpha_j}}, \qquad (10.116)$$

care, cînd $\alpha_j = 0$ (direcție orizontală a jetului în secțiunea de desprindere), capătă forma

$$\operatorname{tg} \alpha_i = \frac{\sqrt{2g\delta_c}}{v_1}. \qquad (10.117)$$

La calculul L_{ga} se determină mai întîi din (10.119) t_s, după care pentru $y = \delta_c$ se calculează L_0, din (10.115) se află Δl și, în continuare, din (10.114) se calculează $L = L_{ga}$.

La calculul $L = L_f$ (nu se produc afuieri) în formula (10.115) se adoptă $t_s = t$.

Cînd $\alpha_j = 0$, influența înecării din aval a lamei de apă asupra lungimii de bătaie se poate lua în considerare cu ajutorul graficului din fig. 10.46 unde L_{in} este lungimea de bătaie (la întîlnirea cu patul albiei cînd afuierile lipsesc sau cînd afuierile s-au produs), cu considerarea influenței înecării; L — idem, neglijînd influența înecării.

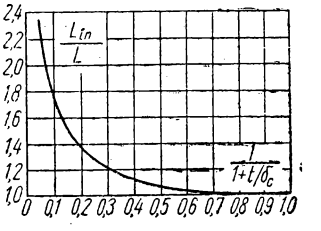


Fig. 10.46.

[2] Eliasberg, S. Ia., Ghidrotehniceskoe stroitelstvo, nr. 3, 1967.

La calculul adîncimii de afuiere cu formula (10.119), viteza în secţiunea de contact a lamei cu nivelul apei din bieful aval are expresia

$$u_i = \varphi\sqrt{2gz}. \qquad (10.118)$$

c) **Influenţa aeraţiei şi descompunerii jetului (lamei de apă) asupra lungimii de bătaie**

Pe parcurs, jetul se saturează cu aer şi se descompune cu atît mai mult cu cît viteza sa este mai mare, cu cît grosimea în secţiunea iniţială este mai mică şi cu cît este mai îndepărtată secţiunea examinată de secţiunea de desprindere. După datele lui N. B. Isacenko, A. G. Canişvili şi I. A. Kamenev, concentraţia de aer în jet $S = 1 - \gamma_{am}/\gamma_{apă}$ atinge la distanţa $x/h_1 = 20$ valoarea de circa 0,8.

Pentru considerarea influenţei aeraţiei şi descompunerii jetului asupra lungimii de bătaie, valoarea L, aflată cu formulele din paragraful precedent, trebuie înmulţită cu coeficientul de corecţie $k < 1$, a cărui valoare este determinată funcţie de numărul Froude, stabilit pentru secţiunea jetului în verticala de desprindere (fig. 10.47)[2].

d) **Adîncimea de afuiere a albiei produsă de jetul liber**

În cazul terenurilor fără coeziune, T. E. Mirţhulava a propus formula următoare pentru determinarea adîncimii gropii de afuiere, care se formează în locul de cădere a jetului aruncat[3]

$$t_p = 2{,}4\,q\left(\frac{\eta}{w} - \frac{2{,}5}{u_i}\right)\frac{\sin\alpha_i}{1 - 0{,}175\operatorname{ctg}\alpha_i} + 0{,}25t. \qquad (10.119)$$

Aici u_i este viteza jetului la intrarea lui sub nivelul apei din bieful aval (se determină cu formula (10.118)); α_i — unghiul de incidenţă a jetului cu nivelul apei (se determină cu formula (10.116)); t — adîncimea apei în bieful aval dincolo de groapa de afuiere; η — coeficient de trecere de la viteza medie pînă la viteza reală: $\eta = 1{,}5 - 2$; w — mărimea hidraulică a particulelor terenului

$$w = \sqrt{\frac{2g(\gamma_m - \gamma_0)d}{1{,}75\gamma_0}}, \qquad (10.120)$$

în care: d este diametrul particulelor de teren, care corespund ochiurilor sitei ce lasă să treacă 90% din probă la cernere; γ_m, γ_0 — greutăţile specifice (relative) ale materialului şi apei cu considerarea conţinutului de aer în apă; $\gamma_0 = (1 - S)$, unde concentraţia de aer în jet S este aproximativ egală cu 0,8.

Cu o oarecare aproximaţie, formula (10.119) poate fi aplicată pentru calculul adîncimii apei în groapa de afuiere în rocă stîncoasă (plecînd de la ipoteza că roca stîncoasă constă din elemente separate, caracterizate prin dimensiunea d, legătura dintre ele fiind distrusă datorită acţiunii jetului).

Pentru construirea profilului pîlniei de afuiere în terenurile necoezive, M. A. Mihalev recomandă[4] ca pe axa jetului, sub nivelul apei, să se ducă cu raza

$$R = 0{,}215\,t_p a\operatorname{ctg}\alpha_i, \qquad (10.121)$$

un cerc în planul orizontal al punctului cu afuiere maximă, iar după aceea, să se ducă sub unghiul taluzului natural tangente la această circumferinţă, care determină conturul gropii de afuiere (fig. 10.48, *a*).

Conform lui G. A. Iudiţki, lungimea pîlniei în rocile stîncoase poate să atingă în sensul curentului

$$l = 4{,}5\,t_p + 2\,h_{cr}. \qquad (10.122)$$

Taluzul amonte al gropii de afuiere se propune (de către Iudiţki) să se adopte 1 : 3, cel aval 1 : 1,5 (fig. 10.48, *b*); h_{cr} — adîncimea critică.

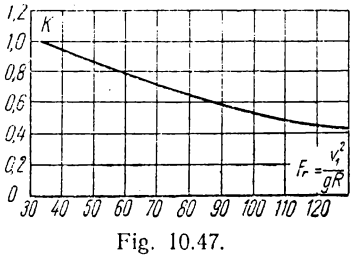


Fig. 10.47.

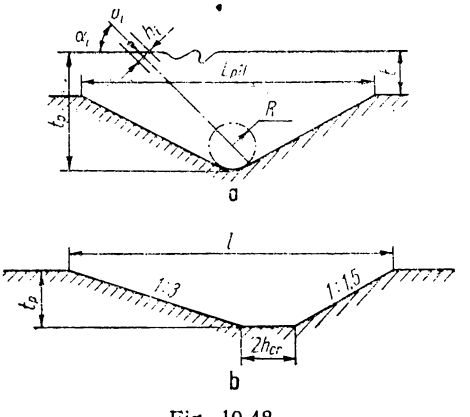


Fig. 10.48.

[1] Isacenko, N. B., Ceanişvili, A. G., Izvestiia VNIIG, 87, 1968; Kamenev, I. A., Ghidravliceskoe stroitelstvo, nr. 3, 1966, nr. 8, 1964.

[2] Vremennîe ukazaniia pe ghidravliceskomu rascetu poverhnostnîh vodosbrosov vîsokih gravitaţionnîh plotin s noskom-tramplinom, VSN, L., Energhiia, 1965 (VNIIG).

[3] Mirţhulava, T. E., Razmîv rusl i metodika oţenki ih ustoicivosti, M., Kolos, 1967, p. 152.

[4] Mihalev, M. A., Ghidrotehniceskoe stroitelstvo, nr. 9, 1960.

10.21. UNGHIUL DE ÎNCLINARE A JETULUI NEÎNECAT ÎN SECȚIUNEA DE DESPRINDERE

Unghiul de înclinare a jetului față de orizontală, în secțiunea de desprindere, influențează substanțial lungimea de bătaie. Valoarea acestui unghi se poate determina grafic[1] (fig. 10.49, *a*). În grafic, β este unghiul dintre planul paramentului aval al deversorului și tangenta la fața trambulinei în secțiunea de desprindere; α — unghiul dintre același plan al paramentului aval al deversorului și direcția axei jetului.

Pentru $\beta = \varphi_v + \alpha_n$ și R/h date, unghiul α_v se determină cu relația

$$\alpha_v = \alpha_n - (\beta - \alpha).$$

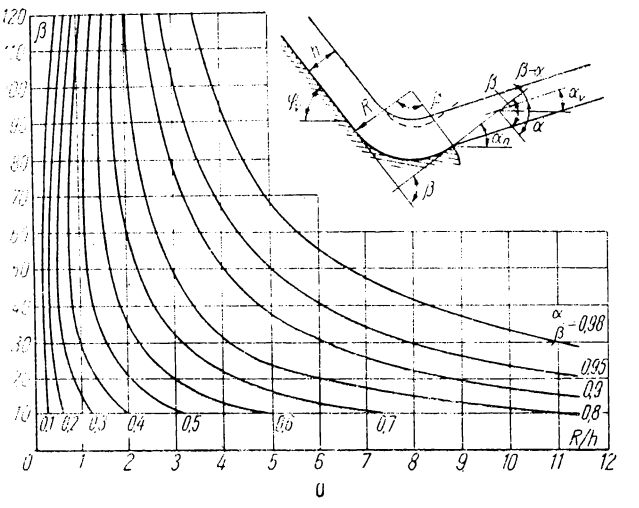
În cazul de față, unghiurile α_n și α_v se consideră cu semnul „plus" în sus (panta inversă) și cu semnul „minus" în jos (panta directă).

În fig. 10.49, *b* este dat graficul pentru determinarea unghiului α_v de înclinare a jetului față de orizontală, ca urmare a devierii lui de către planul înclinat față de orizontală cu unghiul β (abaterea jetului de către un perete terminal înclinat sau de către construcții de disipare, de exemplu dinți amplasați la capătul trambulinei sau la piciorul aval al barajului).

Graficele permit să se stabilească asemenea dimensiuni ale peretelui înclinat care asigură în secțiunea de desprindere unghiul dat de înclinare față de orizontală a axei jetului α_v.

Exemplu. Să se determine unghiul de înclinare față de orizontală a axei lamei de apă deversate care se desprinde la capătul unei trambuline. Unghiul de înclinare față de orizontală a planului paramentului aval al deversorului este $\varphi_v = 40°$; a feței trambulinei în secțiunea de desprindere $\alpha_n = 0°$; $R/h = 6$, unde h este adîncimea lamei pe paramentul aval al deversorului înainte de schimbarea de direcție (de cot).

Rezolvare. $\beta = \varphi_v + \alpha_n = 40 + 0 = 40°$. Din graficul din figura 10.49, *a* pentru $R/h = 6$ și $\beta = 40°$ se determină $\alpha/\beta = 0{,}95$. Prin urmare, $\alpha = 0{,}95$; $\beta = 38°$. Unghiul căutat $\alpha_v = \alpha_n - \beta + \alpha = 0 - 40 + 38 = -2°$. Jetul este înclinat în jos.



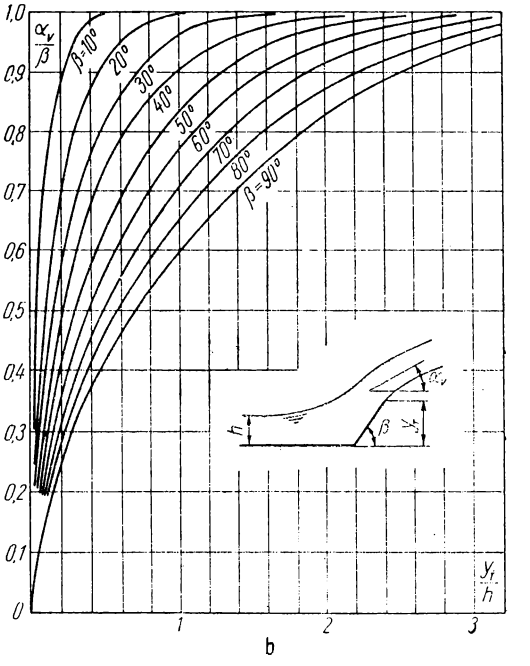


Fig. 10.49

G. RACORDAREA BIEFURILOR CU JET PARȚIAL ÎNECAT DE LA DEVERSOARE CU TREAPTĂ ȘI DE LA EVACUATORI AI C.H.E.

10.22. REGIMURILE CRITICE ȘI CALCULUL LOR

a) Regimurile biefului aval

La evacuarea debitului de apă prin descărcători prevăzuți cu treaptă, în funcție de înălțimea treptei, de nivelul apei în bieful aval, de valoarea debitului, de viteza și unghiul de înclinare a jetului în secțiunea de desprindere, se poate stabili un regim de fund sau de suprafață.

Trecerea de la un regim la altul are loc prin regimuri critice. Regimurile critice cele mai importante sînt (fig. 10.50) următoarele:

Primul regim critic (I) delimitează regimul de fund (fig. 10.50, *a*) de regimul de suprafață

[1] Orlov, V. T., Izvestiia VNIIG, 87, 1968; Izvestiia vîșșih ucebnîh zavedenii, Energhetika, nr. 12, 1968.

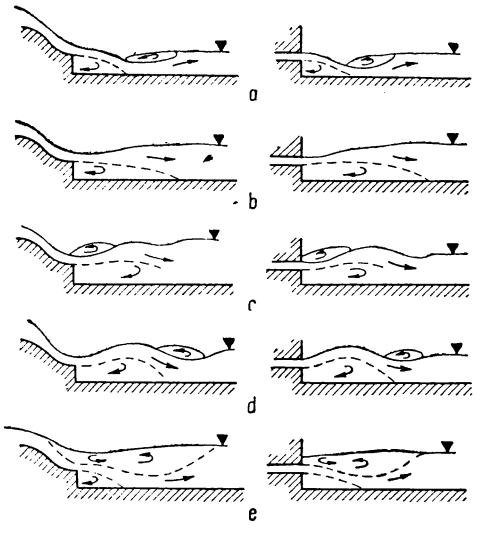


Fig. 10.50.

(fig. 10.50, *b*), cu salt hidraulic neînecat. Se disting limitele inferioară și superioară a primului regim critic, corespunzătoare trecerii de la saltul hidraulic de fund spre cel de suprafață (limita inferioară, adîncimea în bieful aval $t'_{cr\,1}$) și de saltul hidraulic de suprafață la cel de fund (limita superioară $t''_{cr\,1} > t'_{cr\,1}$).

Primul regim critic se caracterizează prin schimbarea periodică a regimurilor de fund și de suprafață.

Al doilea regim critic (II) delimitează regimurile de suprafață cu jet neînecat (fig. 10.50, *b*) și jet înecat (fig. 10.50, *c*). Regimul se determină practic univoc, atît la creșterea cît și la scăderea nivelului apei din aval. La curgerea din galerii sub presiune prevăzute cu treaptă, al doilea regim critic corespunde practic cu momentul înecării orificiilor de golire (marginii lor superioare).

Al treilea regim critic (III) delimitează regimul de suprafață cu jet neînecat de cel mixt, de suprafață și de fund (fig. 10.50, *d*). Limitele inferioară și superioară ale regimului, de obicei, coincid.

Al patrulea regim critic (IV) se caracterizează prin trecerea regimului de suprafață în regim de fund, stabil, jetul fiind înecat pe toată lungimea lui, inclusiv în secțiunea treptei (fig. 10.50, *e*) sau invers, prin trecerea regimului restabilit de fund stabil în cel de suprafață.

În cazul evacuatorilor CHE — galerii sub presiune deasupra aspiratorului turbinei — la calculul adîncimilor critice, care determină trecerea unui regim în altul, influența debitului turbinelor în formulele din tabelul 10.6 se ia în considerare prin termenul A.

Calculul regimurilor critice constă în determinarea (la adîncimea dată în bieful aval și la debitul evacuat) a adîncimilor t_{cr}, la care are loc schimbarea regimurilor. Ținînd seama de instabilitatea în condiții reale a debitului și nivelului apei în bieful aval, este indicat să se construiască prin calcul graficele $a_i = f(q)$, unde a_i este înălțimea treptei, corespunzătoare regimului examinat de conjugare a biefurilor și $t_{cr} = f(q)$, care dau o imagine completă a regimurilor hidraulice în aval de evacuatorii cu treaptă.

b) Calculul înălțimii treptei care asigură regimul prescris[1]

Cînd sînt date adîncimea apei în bieful aval și debitul, pentru asigurarea regimului de suprafață cu salt neînecat (fig. 10.51, *a*), înălțimea treptei trebuie să fie mai mică cu 7—10% decît mărimea

$$a_1 = h_{0\,cr} - 2h_1 - t + 2\sqrt{t^2 - A}. \quad (10.123)$$

Ca să se stabilească regimul de suprafață cu salt înecat, înălțimea treptei trebuie să fie mai mică cu 5% decît

$$a_2 = -h_{0\,cr} + \sqrt{(h_{0\,cr} - h_1)h_{0\,cr} + t^2 - A}. \quad (10.124)$$

La înălțimea treptei a_1 se constată schimbarea regimurilor de la cel de fund la cel de suprafață și invers (fig. 10.50, *a*; *b*). La înălțimea treptei a_2 are loc regimul reprezentat în figura 10.51, *b*. La înălțimea treptei mai mică de a_2, jetul va fi înecat (fig. 10.50, *c*).

În formulele date mai sus

$$h_{0\,cr} = \frac{1}{3}\left(1 + \sqrt{6\,\mathrm{Fr} + 1}\right)h_1; \quad (10.125)$$

$$A = 2\,\mathrm{Fr}\,h_1^3\beta\left(\frac{\alpha_1}{h_1} - \frac{\alpha_t\beta}{t_2}\right); \quad (10.126)$$

$\beta = b/B$ (fig. 10.51, *c*);

$$\mathrm{Fr} = \frac{q^2}{gh_1^3} = \left(\frac{h_{cr}}{h_1}\right)^3,$$

în care: h_1 este adîncimea jetului pe treaptă, calculată după graficele sau formulele adîncimii în secțiunea contractată. La curgerea din galeriile sub presiune h_1 este înălțimea orificiilor de golire;

[1] Slisski, S. M., Trudî MEI, seria GE, nr. 2, 1961.

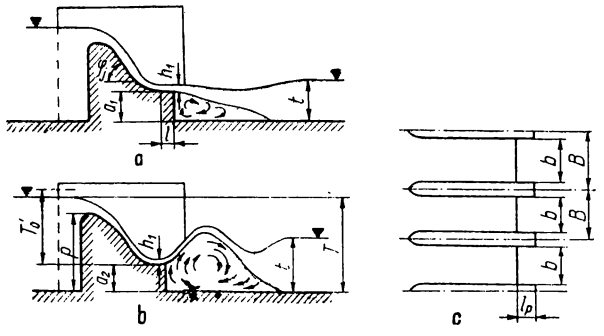


Fig. 10.51.

α_1, α_t — coeficienții cantității de mișcare; $\alpha_1 = 1$, $\alpha_t = 1{,}04$; coeficientul α_t poate fi, de asemenea, luat egal cu unitatea.

Exemplu. Se dau: $q = 11{,}2$ m³/s·m; $t = 11{,}0$ m; $T_0 = 23{,}4$ m. Să se determine înălțimea treptei pentru care se formează regimul de suprafață cu jet neînecat; $\beta = 1$.

Rezolvare. 1. Se prelimină arbitrar înălțimea treptei (ceva mai mică decît adîncimea t). Fie $a = 10{,}0$ m; prin urmare, $T_0' = T_0 - a = 23{,}4 - 10{,}0 = 13{,}4$ m. Adîncimea critică

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{11{,}2^2}{9{,}81}} = 2{,}34 \text{ m}.$$

Pentru coeficientul de viteză $\varphi = 0{,}95$ se determină cu formula adîncimii în secțiunea contractată adîncimea în secțiunea de desprindere $h_1 = 0{,}75$ m. Numărul Froude $(h_{cr}/h_1)^3 = 30{,}37$;

2. Cu formula (10.125) se determină

$$h_{0\,cr} = \frac{1}{3}\left(1 + \sqrt{6 \cdot 30{,}37 + 1}\right) 0{,}75 = 3{,}56 \text{ m}.$$

Din formula (10.126), cînd $\alpha_1 = \alpha_t = 1$ și $\beta = 1$ rezultă

$$A = 2 \cdot 30{,}37 \cdot 3{,}56^3 \left(\frac{1}{0{,}75} - \frac{1}{11{,}0}\right) = 31{,}8 \text{ m}^2.$$

Cu formula (10.123) se obține

$$a_1 = 3{,}56 - 2 \cdot 0{,}75 - 11{,}0 + 2\sqrt{11^2 - 31{,}8} = 9{,}96 \text{ m};$$

3. Calculul în a doua aproximație a înălțimii treptei (pornind de la valoarea $a_1 = 9{,}96$ m) conduce, practic, la aceeași valoare $a_1 = 9{,}96$ m.

c) Înălțimea minimă a treptei și dimensiunile minime ale trambulinei care asigură formarea regimurilor de suprafață

La valoarea dată a debitului, o înălțime relativ mică a treptei sau o înclinare considerabilă a feței trambulinei spre bieful aval nu asigură regimul de suprafață cu toată existența treptei.

Înălțimea minimă a treptei, care asigură formarea regimului de suprafață, poate fi determinată cu formula lui P. M. Stepanov[1]

$$a_{min} = (4{,}05\sqrt[3]{\text{Fr}_1} - \eta)h_1, \qquad (10.127)$$

în care: $\eta = -0{,}4\,\alpha + 8{,}4$; α — unghiul de înclinare a jetului în secțiunea treptei, în grade.

Formula este aplicabilă la un unghi de înclinare a suprafeței libere a jetului, egal cu unghiul de înclinare a feței trambulinei ($\alpha_s = \alpha_n$) și $15 < \text{Fr}_1 < 50$. Numărul Froude se calculează cu adîncimea jetului pe treaptă.

În cazul direcției orizontale a vitezei curentului în secțiunea treptei, poate fi folosită formula lui M. F. Skladnev[2]

$$a_{min} = 2{,}7\,h_{cr} - 4{,}32\,h_1. \qquad (10.128)$$

În cazul poziției neschimbate a fundului biefului aval, h_1 depinde de mărimea căutată a_{min}, datorită căruia fapt calculul trebuie efectuat prin aproximații succesive.

Cînd unghiul de înclinare φ_c al curentului pe paramentul aval al deversorului este de peste 35—40°, pentru formarea regimului de suprafață trebuie ca lungimea trambulinei (fig. 10.51, *a*) să fie de cel puțin $l \approx 1{,}6\,h_1$. Influența dimensiunilor trambulinei asupra unghiului de desprindere a jetului cînd $0 < h_0 \approx h_1$ (condiții apropiate de cele existente la curgerea jetului neînecat) se poate estima din graficele din fig. 10.49.

d) Calculul adîncimilor critice în bieful aval, corespunzătoare schimbării regimurilor

Calculul regimurilor critice I, II și III pentru cazul cel mai general (accesul sub jet al unui debit suplimentar, ceea ce are loc la evacuatori ai CHE amplasați deasupra aspiratoarelor turbinelor și la evacuatori etajați) se poate efectua cu formulele lui S. M. Slisski, indicate, de asemenea, pentru calculul regimurilor critice în condiții spațiale (tabelul 10.6).

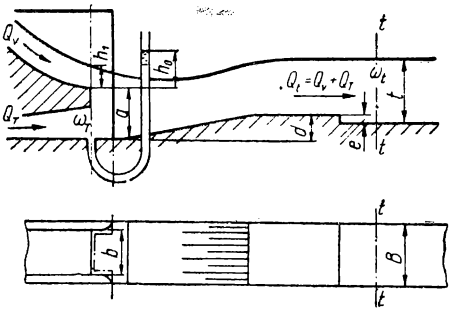


Fig. 10.52.

[1] Stepanov, P. M., Izvestiia vîsșih ucebnîh zavedenii. Energhetika, nr. 7, 1967.

[2] Skladnev, M. F., Izvestiia VNIIG, 58, 1958.

Formule pentru calculul regimurilor critice de suprafață *Tabelul 10.6*

Regimul critic	Valoarea β	Formule pentru calculul adîncimii în bieful aval	Coeficientul de siguranță pentru mărimea t_{cr}; precizia formulelor
Primul	La orice valoare β; dacă $\beta < 0{,}7$ pentru $b > 4(h_{0\,cr} - h_1)$	Pentru fund orizontal ($d = 0$, $e = 0$) $$t_{cr1} = \frac{1}{3}(2h_1 + a - h_{0\,cr} + 2\sqrt{(2h_1 + a - h_{0\,cr})^2 + 3A})$$ (10.129) La căderea jetului dincolo de partea înclinată a radierului disipatorului $$t_{cr\,1} = e + \frac{1}{3}(2h_1 + a - d - h_{0\,cr} + 2\sqrt{(2h_1 + a - d - h_{0\,cr})^2 + 3A})$$ (10.130) La căderea jetului pe partea înclinată a radierului disipatorului $$t_{cr\,1} = e + \frac{2}{3}[K_0 + E + \sqrt{(K_0 + E)^2} + \sqrt{3(K_0 + a - 0{,}5d)^2 - 0{,}75\,d^2 + A}]$$ (10.131) $K_0 = h_1 + 0{,}5(d - a - h_{0\,cr})$ $E = a - 1{,}5d$	Limita inferioară a primului regim critic $t'_{cr\,1} = 0{,}93\ t_{cr\,1}$ Limita superioară a primului regim critic $t''_{cr\,1} = 1{,}07\ t_{cr\,1}$
Al doilea	$\beta \geqslant 0{,}7$	Pilele se termină în secțiunea treptei (pile scurte) $$t_{cr\,2} = e + \sqrt{(a + h_1)^2\beta(2a + h_1)(h_{0\,cr} - h_1) - (2a - d)d + 2dh_{0\,cr} + A}$$ (10.132) Pile lungi (se termină la o distanță de la treaptă $l_p \geqslant h_{0\,cr}$) $$t_{cr\,2} = e + \sqrt{(a-d)^2 + 2\left(a - d + \frac{\beta h_1}{2}\right)h_{0\,cr} + (1-\beta)h_{0\,cr}^2 + A}$$ (10.133)	Regim de suprafață stabil cu jet neînecat se formează la $t = 0{,}95\ t_{cr\,2}$ Regim stabil de suprafață cu jet înecat se formează la $t = 1{,}05\ t_{cr\,2}$
	$\beta \leqslant 0{,}7$ $b > 4(h_{0\,cr} - h_1)$	$t_{cr2} = a - d + h_{0\,cr} + c$ (10.134) În cazul pilelor lungi ($l_p > h_{0\,cr}$) formula este aplicabilă și pentru $b \leqslant 4(h_{0\,cr} - h_1)$	Pentru $b > 8(h_{0\,cr} - h_1)$ eroarea de calcul este $\pm 5\%$ Cînd $4(h_{0\,cr} - h_1) < b < 8(h_{0\,cr} - h_1)$ eroarea de calcul este $\pm 10\%$
Al treilea	$\beta = 1 - 0{,}75$	$t_{cr\,3} = a - d + h_1 + h_{0\,cr} + e$ (10.135)	Regimul mixt de suprafață și fund nu se poate forma dacă $t_{cr\,2} < 0{,}98\ t_{cr\,3}$
Al patrulea	$\beta \approx 1$	Limita superioară $t''_{cr\,4} = a + t_{cr\,2}$ (10.136) Limita inferioară $t'_{cr\,4} = t_{cr\,2}$ (10.137)	

În tabel se disting cazurile $\beta = b/B \geqslant 0{,}7$ (spațialitate neînsemnată a biefului aval) și $\beta < 0{,}7$ (spațialitate considerabilă). Cînd $\beta < 0{,}7$ posibilitatea aplicării formulelor pentru calculul regimurilor critice I și II este limitată de condiția

$$b > 4(h_{0\,cr} - h_1). \qquad (10.138)$$

Observație. Formulele sînt aplicabile la un unghi de înclinare α_s a suprafeței libere a jetului în secțiunea treptei de maximum $|\alpha_s| = 6°$, ceea ce are loc în cazul unei trambuline de lungime suficientă (§ 10.22, *c*) sau la desprinderea lamei de apă de deversorul cu prag lat sau la desprinderea de treaptă a jetului din galeriile de golire sub presiune.

În formulele din tabelul 10.6 $t_{cr\,1}$ este adîncimea în bieful aval (fig. 10.52) pentru primul regim critic (media dintre adîncimile $t'_{cr\,1}$ și $t''_{cr\,1}$), corespunzătoare limitelor superioară și inferioară ale primului regim critic

$$\begin{aligned} t'_{cr\,1} &= 0{,}93\, t_{cr\,1}; \\ t''_{cr\,1} &= 1{,}07\, t_{cr\,1}, \end{aligned} \qquad (10.139)$$

$t_{cr\,2}$ — adîncimea în bieful aval pentru cel de al doilea regim critic; $t_{cr\,3}$ — idem, însă pentru al treilea regim critic; a — înălțimea treptei față de fundul biefului aval; d — supraînălțarea disipatorului deasupra fundului albiei în secțiunea treptei (înălțimea porțiunii înclinate a disipatorului în aval de orificiul de ieșire al aspiratorului turbinei); e — supraînălțarea părții ridicate a disipatorului față de rizbermă; h_1 — adîncimea jetului pe treaptă în secțiunea de desprindere. La evacuarea din golirile sub presiune, h_1 este înălțimea orificiilor golirilor. Adîncimea jetului pe treaptă în secțiunea de desprindere se determină cu formula adîncimii contractate (§ 9.9) funcție de: T'_0 — rezerva de energie specifică deasupra cotei treptei; $h_{0\,cr}$ — înălțimea piezometrică critică. În cel de al doilea regim critic $h_{0\,cr}$ se măsoară de la cota liniei de desprindere a jetului; $h_{0\,cr}$ se calculează cu formula (10.125) la curgerea peste deversor și din (10.90) la curgerea din golirile sub presiune.

Cînd se folosesc formulele (10.91) și (10.92) pentru calculul primului regim critic se adoptă

$$t = a - d + h_1 + e. \qquad (10.140)$$

La calculul celui de al doilea regim critic

$$t = a - d + h_{0\,cr} + e. \qquad (10.141)$$

În tabelul 10.6, pentru cel de al patrulea regim critic este dată formula lui P. M. Slisski[1]. Limitei superioare a celui de al patrulea regim critic îi corespunde adîncimea biefului aval, la depășirea căreia apare regimul de fund stabil; limitei inferioare îi corespunde adîncimea biefului aval cînd regimul de fund stabil dispare ca urmare a scăderii nivelului apei în aval.

[1] Slisski, P. M., Trudî MEI, nr. 19, 1956.

Exemplu. Să se calculeze adîncimile biefului aval de barajul deversor (fig. 10.51) în regimurile critice I, II și III. Lungimea deversorului $b = 14{,}0$ m; distanța dintre axele pilelor $B = 17{,}0$ m. Disipatorul este orizontal ($d = 0$, $e = 0$). Înălțimea treptei $a = 8{,}0$ m, a deversorului $p = 12{,}0$ m. Pilele barajului avansează în bieful aval cu $l_p = 7{,}5$ m. Sarcina deversorului $H_0 = 8{,}0$ m; diferența dintre nivelul apei din bieful amonte și cota liniei de desprindere a jetului $T'_0 = 12{,}0$ m. Coeficientul de debit al deversorului $m = 0{,}43$, coeficientul de viteză $\varphi = 0{,}95$; $\beta = b/B = 0{,}82$. Funcționează toate deschiderile barajului deversor.

Rezolvare. 1. Debitul specific pe 1 m lungime a deversorului și adîncimea critică au valorile

$$q = m\sqrt{2g}\, H_0^{3/2} = 0{,}43 \cdot 4{,}43 \cdot 8{,}0^{3/2} = 43{,}2 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m};$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{43{,}2^2}{9{,}81}} = 5{,}75 \text{ m};$$

2. Regimurile de suprafață se pot forma doar dacă saltul hidraulic din disipator va fi înecat. Adîncimea în secțiunea contractată în disipator și adîncimea conjugată se determină cu formulele sau graficele din § 9.9.

$$\frac{T_0}{h_{cr}} = \frac{T'_0 + a}{h_{cr}} = \frac{20{,}0}{5{,}75} = 3{,}48.$$

În cazul de față $\xi'' = h''_c/h_{cr} = 1{,}95$; $h''_c = 1{,}95 \cdot 5{,}75 = 11{,}2$ m; așadar, pentru a evita îndepărtarea saltului, adîncimea din bieful aval trebuie să fie mai mare de $t = 1{,}05 \cdot 11{,}2 = 11{,}7$ m;

3. Se determină adîncimea jetului pe treaptă. Avem $T'_0/h_{cr} = 12{,}0/5{,}75 = 2{,}09$; din graficele adîncimii în secțiunea contractată (§ 9.9) se obține

$$h_1 = h_c = \xi_c h_{cr} = 0{,}614 \cdot 5{,}75 = 3{,}52 \text{ m};$$

4. Înălțimea piezometrică critică cînd $\text{Fr} = 43{,}2^2/9{,}81 \cdot 3{,}52^3 = 4{,}35$, determinată cu formula (10.125) este egală cu

$$h_{0\,cr} = \frac{1}{3}\left(1 + \sqrt{6 \cdot 4{,}35 + 1}\right) 3{,}52 = 7{,}30 \text{ m};$$

5. Se calculează A cu formula (10.92), luînd $t = a + h_1$, cînd $\alpha_1 = \alpha_t = 1$

$$A = 2\text{Fr}_1 h_1^3 \beta \left(\frac{\alpha_1}{h_1} - \frac{\alpha_t \beta}{t}\right) =$$

$$= 2 \cdot 4{,}35 \cdot 3{,}52^3 \cdot 0{,}82 \left(\frac{1}{3{,}52} - \frac{0{,}82}{8{,}00 + 3{,}52}\right) = 66{,}2 \text{ m}^2;$$

6. Adîncimea biefului aval în primul regim critic se determină cu formula (10.129) (tabelul 10.6, fund orizontal)

$$t_{cr\,1} = \frac{1}{3}\left[2h_1 + a - h_{0\,cr} + 2\sqrt{(2h_1 + a - h_{0\,cr})^2 + 3A}\right] =$$

$$= \frac{1}{3}\Big[(2 \cdot 3{,}52 + 8{,}00 - 7{,}30 +$$

$$+ 2\sqrt{(2 \cdot 3{,}52 + 8{,}00 - 7{,}30)^2 + 3 \cdot 66{,}2}\Big] = 13{,}3 \text{ m};$$

7. Regimul de fund stabil va avea loc cînd adîncimea biefului aval va fi de maximum $t = 0{,}93\, t_{cr\,1} = 0{,}93 \cdot 13{,}3 = 12{,}4$ m; regimul de suprafață cînd adîncimea va fi de maximum $t = 1{,}07 \cdot 13{,}3 = 14{,}2$ m;

8. Se alege formula pentru calculul adîncimii biefului aval la cel de-al doilea regim critic. Pilele barajului sînt ieșite în bief aval cu $l_p = 7{,}5$ m $> h_{0\,cr} = 7{,}3$ m. Calculul se face cu formula (10.133) pentru $e = 0$ și $d = 0$, obținută pentru cazul $l_p \geqslant h_{0\,cr}$

$$t_{cr\,2} = \sqrt{a^2 + 2\left(a + \frac{\beta h_1}{2}\right) h_{0\,cr} + (1 - \beta) h_{0\,cr}^2 + A} =$$

$$= \sqrt{8{,}00^2 + 2\left(8{,}00 + \frac{0{,}82 \cdot 3{,}52}{2}\right) 7{,}30 + (1 - 0{,}82) \cdot 7{,}30^2 + 71{,}9} =$$

$$= 16{,}83 \text{ m}.$$

Aici $t = a + h_{0\,cr}$ (formula (10.141) cînd $d = 0$, $e = 0$);

$$9.\ A = 2\ \mathrm{Fr}\ h_1^3 \beta \left(\frac{1}{h_1} - \frac{\beta}{a + h_{0\,cr}}\right) =$$

$$= 2 \cdot 4{,}35 \cdot 3{,}52^3 \cdot 0{,}82 \left(\frac{1}{3{,}52} - \frac{0{,}82}{8{,}00 + 7{,}30}\right) = 71{,}9 \text{ m}^2;$$

10. Regimul stabil de suprafață se va produce la adîncimea biefului aval de cel puțin $t = 0{,}95 t_{cr\,2} = 0{,}95 \cdot 16{,}83 = 16{,}0$ m. Jetul va fi, sigur, înecat la adîncimea biefului aval

$$t = 1{,}05\ t_{cr\,2} = 1{,}05 \cdot 16{,}83 = 17{,}7 \text{ m};$$

11. Adîncimea biefului aval în cel de al treilea regim critic se determină din formula (10.135) pentru $d = 0$

$$t_{cr\,3} = a + h_1 + h_{0\,cr} = 8{,}00 + 3{,}52 + 7{,}30 = 18{,}82 \text{ m}.$$

Cînd $t_{cr\,2} < 0{,}98\, t_{cr\,3}$ nu se poate forma regimul mixt de suprafață și fund (vezi tabelul 10.6). În cazul de față, $t_{cr\,2} = 16{,}83 < 0{,}98 \cdot t_{cr\,3} = 18{,}5$ m. Înecarea jetului de suprafață va avea loc sărind peste regimul mixt, de suprafață și de fund.

Așadar, prin calcul s-a stabilit că la adîncimea apei în bief aval t sub 11,7 m va avea loc îndepărtarea saltului hidraulic în disipator; pentru $11{,}7 \leqslant t \leqslant 12{,}4$ m se va produce regimul de fund (saltul hidraulic de fund înecat); pentru $12{,}4 < t \leqslant 14{,}2$ m — primul regim critic (nestabil, adică regimul de fund sau de suprafață sau alternarea periodică a acestor regimuri); pentru $14{,}2 < t \leqslant 16{,}0$ — regimul de suprafață cu salt hidraulic îndepărtat (adică jet fără vîrtej de suprafață); pentru $t > 16{,}0$ — $17{,}7$ — regimul de suprafață cu salt hidraulic înecat și înecarea parțială a deversorului ($t > p = 12{,}0$ m).

După înecarea jetului de suprafață, creșterea în continuare a adîncimii biefului aval duce la restabilirea regimului de fund, căruia îi corespunde limita superioară a celui de al patrulea regim critic

$$t = t''_{cr\,4} = a + t_{cr\,2} = 8{,}00 + 16{,}83 = 24{,}83 \text{ m}.$$

Regimul de fund dispare la micșorarea adîncimii apei în bief aval pînă la valoarea (10.137)

$$t = t'_{cr\,4} = t_{cr\,3} = 18{,}82 \text{ m}.$$

e) Calculul regimurilor critice cu formulele empirice ale lui M. F. Skladnev[1]

Limita inferioară a primului regim critic

$$t'_{cr\,1} = 0{,}875\, a + 0{,}7\, h_{cr}. \qquad (10.142)$$

Limita superioară a primului regim critic

$$t''_{cr\,1} = a + 1{,}2\, h_{cr}. \qquad (10.143)$$

Al doilea regim critic

$$t_{cr\,2} = a + 2\, h_{cr}. \qquad (10.144)$$

Al treilea regim critic

$$t_{cr\,3} = a + 1{,}7\, h_{cr}. \qquad (10.145)$$

Formulele sînt aplicabile în condițiile în care $\beta = b/B = 1$, bieful aval are patul orizontal, debitul $Q_T = 0$ (lipsește al doilea rînd de orificii), $a/h_1 > 2$ și $\mathrm{Fr}_1 < 40$ (numărul Froude calculat cu adîncimea h_1).

10.23. SUPRAFAȚA LIBERĂ A CURENTULUI ȘI LUNGIMEA DE AMESTEC A JETULUI PARȚIAL ÎNECAT

La stabilirea lungimii de consolidare a biefului aval, la determinarea poziției gropii de afuiere, la calculul regimurilor de curgere în bieful aval cu considerarea influenței porțiunii înclinate a bazinului de disipare, la calculul ejecției în cazul CHE combinate, este necesar să se cunoască lungimea de amestec a jetului parțial înecat, desprins de treaptă și lungimea vîrtejului sub jet.

a) Suprafața liberă a jetului parțial înecat, desprins de treaptă

Ecuația suprafeței libere a jetului parțial înecat[2], desprins de treaptă, în formă parametrică $y = f(t)$, $x = f(t)$, are expresia

$$y = \sqrt{\frac{h_1}{g}}\, u_0 \sin \alpha_s \sin \sqrt{\frac{g}{h_1}}\, t + (h_0 - h_1)\left(1 - \cos \sqrt{\frac{g}{h_1}}\, t\right); \qquad (10.146)$$

$$x = \frac{g}{h_1} \frac{1}{u_0} \left\{ 2(T'_0 - h_1) \left[h_0 - \frac{2}{3}(T'_0 - h_1) \right] t + \right.$$

$$+ h_0 \sqrt{\frac{h}{g}}\, \Delta \cos \varphi - h_0 (h_0 - h_1) \left(t - \sqrt{\frac{h_1}{g}} \sin \varphi \right) +$$

$$+ \frac{1}{6} \left[\Delta^2 t - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{h_1}{g}} \sin 2\varphi (\Delta^2 - (h_0 - h_1)^2 \right] -$$

$$- \frac{2}{3} \sqrt{\frac{h_1}{g}}\, (h_0 - h_1) \Delta \left(\cos \varphi + \frac{1}{2} \sin^2 \varphi \right) +$$

[1] Skladnev, M. F., Izvestiia VNIIG, 55, 1956.

[2] Slisski, S. M., Trudî MEI, seria GE, nr. 2, 1961.

$$+ (h_0 - h_1)^2\left(\frac{t}{2} - \frac{2}{3}\sqrt{\frac{h_1}{g}}\sin\varphi\right)\Bigg\} +$$

$$+ u_0\left[\cos\alpha_s - \frac{h_0 - \frac{2}{3}(T_0' - h_1)}{h_1}\right]t - \frac{1}{3}\sin\alpha_s(h_0 + 2h_1). \qquad (10.147)$$

În aceste formule u_0 este viteza la suprafață în secțiunea inițială; α_s — unghiul de înclinare a suprafeței jetului în secțiunea de desprindere; h_1 — adîncimea jetului în secțiunea treptei; h_0 — înălțimea piezometrică sub jet în secțiunea de desprindere, măsurată de la fața inferioară a acesteia; T_0' — rezerva de energie specifică a jetului în secțiunea de desprindere deasupra treptei; t — timpul de mișcare a punctului examinat pe suprafața jetului, măsurat din momentul inițial $t = 0$;

$$\varphi = \sqrt{\frac{g}{h_1}}\,t;$$

$$\Delta = u_0 \sin\alpha_s \sqrt{\frac{h_1}{g}}.$$

Formula se simplifică considerabil cînd $\alpha_s = 0$.

Observație. Secțiunea inițială se consideră în secțiunea de desprindere a jetului de treaptă; în cazul unui sector orizontal al treptei în zona de desprindere (trambulină) și $h_0 > h_1$, secțiunea inițială se consideră secțiunea de începere a acestui sector orizontal (dar cel mult la distanța h_1 de la secțiunea de desprindere). Ecuația suprafeței libere este aplicabilă în cazul jetului concav — pe sectorul pînă la creastă; în cazul jetului convex, ecuația suprafeței libere este aplicabilă pe sectorul pînă la punctul de inflexiune situat după creastă (fig. 10.53).

Ordonatele punctelor caracteristice și timpul t, corespunzător acestor puncte, se determină cu formulele:

— creasta sau adîncitura la $\alpha_s \neq 0$:

$$y_{cr\cdot ad} = h_0 - h_1 \pm \sqrt{(h_0 - h_1)^2 + \Delta^2}. \qquad (10.148)$$

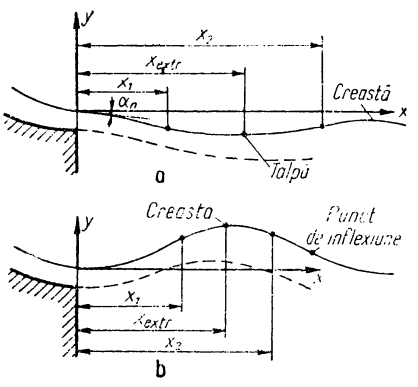


Fig. 10.53.

Cînd $\alpha_s = 0$, rezultă $\Delta = 0$.

$$t_{cr\cdot ad} = \sqrt{\frac{h_1}{g}}\arcsin\frac{u_0\sin\alpha_s\sqrt{\frac{h_1}{g}}}{\sqrt{\frac{u_0^2\sin^2\alpha_s h_1}{g} + (h_0 - h_1)^2}}; \qquad (10.149)$$

— punctul de inflexiune

$$y_{inf} = h_0 - h_1; \qquad (10.150)$$

$$t_{inf} = \sqrt{\frac{h_1}{g}}\arcsin\frac{h_0 - h_1}{\sqrt{\frac{u_0^2\sin^2\alpha_s h_1}{g} + (h_0 - h_1)^2}}. \qquad (10.151)$$

Curba suprafeței libere este asimetrică în raport cu ordonatele extremelor ei (creastă, adîncitură), ceea ce permite să se determine abscisele punctelor situate simetric cînd se cunosc abscisele x_1 ale punctelor pînă la creastă sau adîncitură din formula (fig. 10.53)

$$x_2 = 2x_{extr} - x_1. \qquad (10.152)$$

La calculul suprafeței libere, adîncimea h_1 în secțiunea treptei se determină conform § 9.9; înălțimea piezometrică h_0 se află după cum se arată în § 10.26; 10.27, pentru $Q_T = 0$ sau $Q_T \neq 0$. La curgerea din galeriile sub presiune h_1 este înălțimea orificiului golirii.

Exemplu. Se dau: $q = 11{,}9$ m³/s·m; $h_1 = 0{,}7$ m; $T_0' = 16{,}90$ m; unghiurile de înclinare ale trambulinei, axei și suprafeței jetului $\alpha_v = \alpha_n = \alpha_s = 15°$; $\sin\alpha = 0{,}258$; $h_0 = 3{,}40$ m. Să se construiască traiectoria jetului desprins de treaptă.

Rezolvare. 1. Viteza de suprafață în secțiunea de desprindere la un coeficient de viteză pentru jet (lamă de apă deversată) $\varphi = 1{,}0$

$$u_0 = \varphi\sqrt{2g(T_0' - h_1)} = 1{,}0\sqrt{2\cdot 9{,}81(16{,}9 - 0{,}7)} = 17{,}85 \text{ m};$$

2. Cu formula (10.149) se calculează timpul de atingere a crestei suprafeței libere

$$t_{cr} = \sqrt{\frac{h_1}{g}}\arcsin\left[\frac{u_0\sin\alpha_s\sqrt{\frac{h_1}{g}}}{\sqrt{\frac{u_0^2\sin^2\alpha_s}{g}h_1 + (h_0 - h_1)^2}}\right] =$$

$$= \sqrt{\frac{0{,}70}{9{,}81}}\arcsin\left[\frac{17{,}85\cdot 0{,}258\sqrt{\frac{0{,}70}{9{,}81}}}{\sqrt{\frac{17{,}85^2\cdot 0{,}258^2}{9{,}81}\cdot 0{,}70 + (3{,}40 - 0{,}70)^2}}\right] =$$

$$= 0{,}267\arcsin\frac{1{,}23}{2{,}97} = 0{,}267\frac{155{,}5°}{180°}\pi = 0{,}73 \text{ s};$$

3. În continuare, cu formulele (10.146) și (10.147) se calculează coordonatele suprafeței libere pe porțiunea pînă la creastă, adoptînd pentru timp valorile 0,1; 0,3; 0,5; 0,7 s și $t_{cr} = 0{,}73$ s. Abscisele punctelor simetrice în raport cu creasta se determină cu formula (10.152). După substituirea în aceste formule a datelor de bază se obține

$$y = \sqrt{\frac{0{,}70}{9{,}81}}\, 17{,}85 \cdot 0{,}258 \sin\varphi + (3{,}40 - 0{,}70)(1 - \cos\varphi);$$

$$x = 13{,}62\, t + 0{,}397 \cos\varphi + 0{,}898 \sin\varphi + 0{,}102 \sin 2\varphi - 0{,}224 \sin^2\varphi - 0{,}413.$$

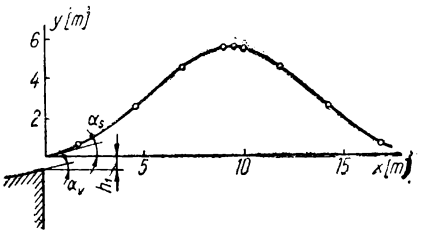


Fig. 10.54.

Calculul se sintetizează în tabelul *A*. Curba calculată a suprafeței libere este reprezentată în fig. 10.54.

Cînd cos φ este negativ, unghiul φ se ia în cadranul al doilea.

Tabelul A

Tabelul de calcul al coordonatelor *y* și *x* pentru construirea suprafeței libere a jetului parțial înecat

t, s	y, m	$\varphi = t\sqrt{\frac{g}{h_1}}$	φ	sin φ	cos φ	sin² φ	sin 2φ	x, m	
								Din formula (10.147)	Din formula (10.152)
0,10	0,60	0,37	21°17′	0,364	0,932	0,132	0,676	1,69	—
0,30	2,52	1,12	64°00′	0,899	0,438	0,810	0,788	4,56	—
0,50	4,52	1,87	107°00′	0,993	−0,122	0,989	−0,242	6,99	—
0,70	5,57	2,62	150°00′	0,500	−0,866	0,250	−0,866	9,06	—
0,73	5,65	2,74	157°00′	0,391	−0,927	0,152	−0,719	9,48	—
—	5,57	—	—	—	—	—	—	—	9,82
—	4,52	—	—	—	—	—	—	—	11,89
—	2,53	—	—	—	—	—	—	—	14,32
—	0,60	—	—	—	—	—	—	—	16,89

b) Lungimea vîrtejului sub jetul parțial înecat, desprins de treaptă

Lungimea de amestec a jetului (lungimea vîrtejului de fund) (fig. 10.55) în regimurile: de fund, de suprafață, apropiat de cel de al doilea critic, și mixt, de suprafață și de fund, se poate determina cu formula

$$l_v = x_{inf} + (a - d + h_1 + y_{inf} - \frac{h_1 + 0{,}1 x_{inf}}{\cos(\beta + 5°45')} \operatorname{ctg}(\beta + 5°45'), \quad (10.153)$$

în care: x_{inf} este abscisa punctului de inflexiune (în cazul regimului de fund — primul punct de inflexiune; în cazul regimurilor de suprafață și mixt, de suprafață și fund — al doilea punct de inflexiune); y_{inf} — ordonata punctului de inflexiune $y_{inf} = h_0 - h_1$; a — înălțimea treptei, măsurată de la nivelul radierului; d — înălțimea de înclinare a disipatorului; β — unghiul de înclinare a tangentei la suprafața liberă în punctul de inflexiune.

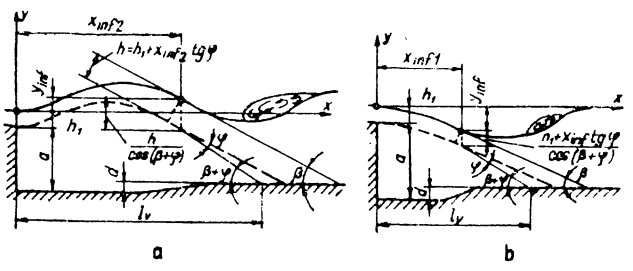


Fig. 10.55.

În cazul regimului de fund (fig. 10.55, *b*)

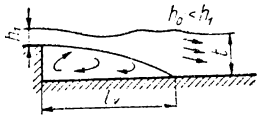
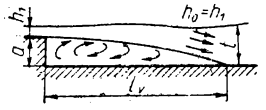
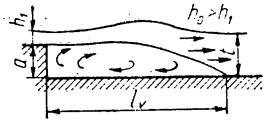
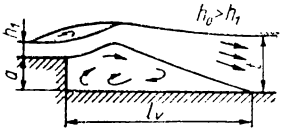
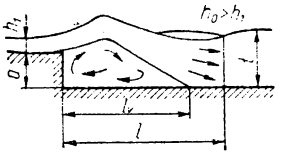
$$\operatorname{ctg}\beta = \frac{u_0 \cos\alpha_s - \frac{g}{2q}(h_0^2 - h_1^2)}{\sqrt{u_0 \sin^2\alpha_s + \frac{g}{h_1}(h_0 - h_1)^2}}. \quad (10.154)$$

În regimurile de suprafață, apropiat de cel de al doilea critic și mixt, de suprafață și de fund (fig. 10.55, *a*), unghiul de înclinare a jetului în secțiunea treptei $\alpha_s = 0$ și, de aceea

$$\operatorname{ctg}\beta = \frac{u_0 - \frac{g}{2q}(h_0^2 - h_1^2)}{(h_0 - h_1)\sqrt{\frac{g}{h_1}}}. \quad (10.155)$$

Calculul se poate efectua atît în lipsa cît și în prezența debitului suplimentar Q_T sub jet (evacuatori etajați, aspirator turbină CHE).

Lungimea vîrtejului de fund în aval de treaptă în cazul regimului de suprafață (în lipsa unui debit suplimentar sub jet; $\beta = 1$)

Schema	Pentru numărul Froude $Fr = \frac{q^2}{gh_1^3}$	Formula	
		În cazul suprafeței libere în coborîre sau orizontale	
	1 — 10	$l_v = 0{,}28(t - h_1)(33{,}2 - Fr)$	(10.156)
	> 10	$l_v = 0{,}015(t - h_1)(420 + Fr)$	(10.157)
		În cazul suprafeței libere în creștere pe porțiunea inițială	
	< 10	$l_v = 0{,}25(t - h_1)(33 - Fr)$	(10.158)
	⩾ 10	$l_v = 0{,}01(t - h_1)(565 + Fr)$	(10.159)
		Regim de suprafață cu jet înecat	
	> 5	$l_v = (t - h_1)\left(6{,}6 + \frac{1}{Fr} - 0{,}7\,\frac{t}{t_{cr\,2}}\right)$	(10.160)
		Regim mixt, de suprafață și fund cu jet neînecat	
	⩾ 5	$l_v = 3{,}1(t - h_1)\left(1 + \frac{0{,}65}{Fr - 2}\right)$	(10.161)
		Lungimea totală a zonelor de vîrtejuri	
	⩾ 5	$l = 4{,}4(t - h_1)\left(1 + \frac{2{,}1}{Fer}\right)$	(10.162)
	⩾ 25	$l = 4{,}5(t - h_1)$	(10.163)

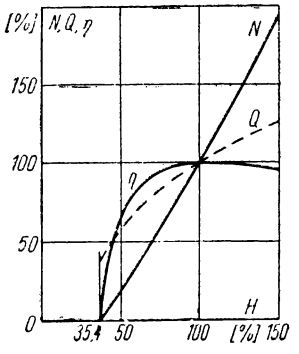


Fig. 10.56.

Exemplu. Să se calculeze lungimea vîrtejului sub jet în regim mixt, de suprafață și de fund. Supraînălțarea treptei în secțiunea de desprindere deasupra radierului $a = 7{,}57$ m, $d = 0$; debitul specific în secțiunea de desprindere a treptei $q = 48{,}95$ m³/s·m; $h_1 = 3{,}18$ m; $h_0 = 7{,}3$ m Viteza de suprafață în secțiunea de desprindere

$$u_0 = \sqrt{2g(T_0' - h_1)} = 17{,}22 \text{ m/s}.$$

Rezolvare. 1. Ordonata punctului de inflexiune $y_{inf} = h_0 - h_1 = 7{,}3 - 3{,}18 = 4{,}12$ m;

2. Unghiul de înclinare a tangentei la suprafața liberă în punctul de inflexiune se determină cu formula (10.155)

$$\operatorname{cotg}\beta = \frac{u_0 - \frac{g}{2q}(h_0^2 - h_1^2)}{(h_0 - h_1)\sqrt{\frac{g}{h_1}}} =$$

$$= \frac{17{,}22 - \frac{9{,}81}{2\cdot 48{,}95}(7{,}30^2 - 3{,}18^2)}{(7{,}30 - 3{,}18)\sqrt{\frac{9{,}81}{3{,}18}}} = 1{,}80; \quad \beta = 29°;$$

3. Timpul corespunzător primului punct de inflexiune și crestei [formulele (10.151) și (10.149) pentru $\alpha_s = 0$]

$$t_{inf\,1} = \frac{h_1}{g}\arcsin 1 = \frac{3{,}18}{9{,}81}1{,}57 = 0{,}51 \text{ s};$$

$$t_{cr} = \frac{h_1}{g}\arcsin 0 = \frac{3{,}18}{9{,}81}\cdot 3{,}14 = 1{,}02 \text{ s};$$

4. Abscisele punctului de inflexiune și crestei se determină cu formulele (10.147)[1] și (10.152)

$$x_{inf\,1} = 13{,}83 \text{ m}; \; x_{cr} = 23{,}9 \text{ m};$$

$$x_{inf\,2} = 2x_{cr} - x_{cr\,1} = 33{,}97 \text{ m};$$

5. Lungimea vîrtejului (distanța de la treaptă pînă la punctul de oprire) din formula (10.153) este egală cu

$$l_v = x_{inf\,2} + \left[a + h_1 + y_{inf} - \frac{h_1 + 0{,}1x_{inf\,2}}{\cos(\beta + 5°45')}\right]\operatorname{cotg}(\beta +$$

$$+ 5°45') = 33{,}97 + \left(7{,}57 + 3{,}18 + 4{,}12 -\right.$$

$$\left. - \frac{3{,}18 + 0{,}1\cdot 33{,}97}{\cos 34°45'}\right)\operatorname{cotg} 34°45' = 44{,}3 \text{ m}.$$

În cazul unui sector de prag orizontal, de lungime mai mare sau egală cu adîncimea h_1 a jetului în secțiunea de desprindere și în lipsa unui debit suplimentar Q_T sub jet, lungimea vîrtejului de fund poate fi determinată în condițiile curgerii plan paralele sau apropiate de aceasta, cu formulele empirice ale lui M. F. Skladnev[2] (tabelul 10.7).

Pentru alegerea formulei de calcul trebuie să se cunoască numărul Froude pentru secțiunea de desprindere a jetului și regimul biefului aval. Formulele dau o valoare medie pentru lungimea l_v; datorită pulsațiilor de lungime a vîrtejului, abaterea lungimii lui de la valoarea medie este $\pm 10 - 15\%$.

10.24. CALCULUL EJECȚIEI LA C.H.E. COMBINATE CU EVACUATOR

Creșterea nivelului apei în bieful aval al CHE în perioada viiturilor poate să provoace micșorarea căderii la turbine, ceea ce conduce la reducerea puterii CHE în comparație cu cea instalată (fig. 10.56).

Restabilirea căderii și a puterii CHE în timpul viiturii este posibilă prin micșorarea înălțimii piezometrice sub rotorul turbinei, cu ajutorul ejecției, evacuînd în acest scop surplusul de debit prin descărcătorii amenajați în blocurile CHE sau în imediata vecinătate.

Căderea efectivă la turbină H_T în lipsa ejecției se determină din formula

$$H_T = \blacktriangledown B_{am} - \blacktriangledown CE = z + \Delta h_0, \quad (10.164)$$

iar în prezența ejecției

$$H_{T\,ej} = \blacktriangledown B_{am} - \blacktriangledown CE = z + \Delta h_{ej}, \quad (10.165)$$

în care: $\blacktriangledown B_{am}$ este cota nivelului apei în bieful amonte; $\blacktriangledown CE$ — cota nivelului piezometric în secțiunea de ieșire a aspiratorului turbinei; z — căderea, adică diferența dintre nivelurile apei din biefurile amonte și aval; Δh_0 — căderea de restabilire în lipsa ejecției, adică creșterea liniei piezometrice pe sectorul de la secțiunea de ieșire din aspirator pînă la secțiunea de la capătul aval al rizbermei, unde cota suprafeței libere se consideră cota biefului aval: $\Delta h_0 = \blacktriangledown B_{av} - \blacktriangledown CE$; Δh_{ej} — idem, în prezența ejecției.

Calculul ejecției înseamnă, în primul rînd, determinarea mărimilor Δh_0 și Δh_{ej}. În ultima instanță, calculul ejecției constă în determinarea efectului de ejecție la debitul dat Q_x al viiturii, cunoscînd distribuția lui: Q_d — debitul deversorului CHE; Q_T — debitul turbinei și Q_{bd} — debitul barajului deversor.

Înălțimea de căderea efectivă la turbină se mărește datorită ejecției cu

$$\Delta H_T = H_{T\,ej} - H_T = h_{ej} - \Delta h_0, \quad (10.166)$$

iar puterea CHE crește cu[3]

$$\Delta N = 9{,}81\, Q\Delta H\eta \text{ [kW]}.$$

10.25. CĂDEREA DE RESTABILIRE[4]

Pentru calculul căderii de restabilire Δh_0 se recomandă următoarea formulă

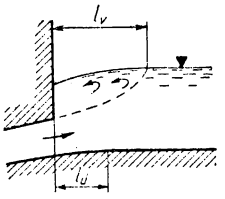
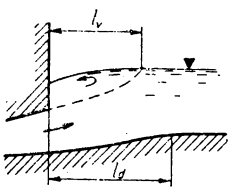
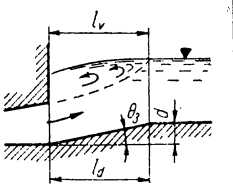
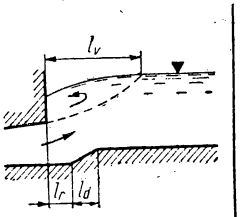
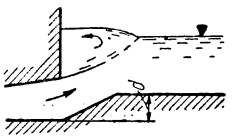
$$\Delta h_0 = \frac{A_0 - 2\beta R}{2(t + d - e + E)}, \quad (10.167)$$

în care

$$A_0 = \frac{2Q_T^2}{Bg}\left(\frac{\alpha_T}{\omega_T} - \frac{\alpha_t}{tB}\right); \quad (10.168)$$

[1] Cînd $\alpha_s = 0$, această formulă se simplifică considerabil.
[2] Skladnev, M. F., Izvestiia VNIIG, 55, 1956.
[3] Cînd sînt constante valorile Q și η. Dacă se ține seama de variația Q și η, atunci $\Delta N = 8{,}81(\Delta Q H\eta + Q\Delta H\eta + QH\Delta\eta)$.
[4] Slisski, S. M., Ghidravlika zdanii GES, M., Energhiia, 1970.

Formule pentru determinarea mărimii E la calculul căderii de restabilire

Cazul de calcul				
a	b	c	d	e
				
$L_v > l_d$	$L_v < l_d$	$L_v = l_d$	$L_v \gtrless l_r + l_d$	În bieful aval se formează remu pozitiv
$E = 0{,}5L_v \operatorname{tg} \theta_v \cdot \left[\left(1 - \frac{d}{L_v \operatorname{tg} \alpha\theta_v}\right)^2 - 1\right]$ (10.170)	$E = -0{,}5L_v \operatorname{tg} \theta_v$ (10.171)	$E = -0{,}5d$ (10.172)	În expresiile (10.170) și (10.171) în loc de L_v se introduce $L_v - l_d$	$E = -d$ (10.172')

Q_T este debitul printr-o turbină; B — lățimea unui bloc de turbină, egală cu distanța dintre axele a două blocuri învecinate; g — accelerația căderii libere; ω_T — aria secțiunii de ieșire a aspiratorului; t — adîncimea apei în bieful aval la debitul intrat în bieful aval prin ansamblul hidrotehnic; d, e — înălțimea porțiunii înclinate a disipatorului și a treptei patului albiei; α_T și α_t — coeficienții Boussinesq, care iau în considerare distribuția neuniformă a vitezelor în secțiunea de ieșire a aspiratorului și în secțiunea în care adîncimea apei în bieful aval este egală cu t. Pentru calcule preliminare se admit valorile $\alpha_T = 1{,}37$ și $\alpha_t = 1{,}05$. R — componenta reacției dinamice a radierului disipatorului pe sectorul înclinat; cu formula lui Iu. P. Pravdiveț

$$R = 0{,}1\,\alpha_T \frac{d}{g}\left(\frac{Q_T}{\omega_T}\right)^2. \qquad (10.169)$$

Mărimea E din formula (10.167), care depinde de raportul dintre lungimea vîrtejului deasupra jetului, provenit din aspirator și lungimea sectorului înclinat al radierului, se determină cu formulele (10.170)—(10.172) (vezi tabelul 10.8).

Lungimea vîrtejului L_v se calculează cu ajutorul graficului din fig. 10.57, unde $\delta = \blacktriangledown B_{av} - \blacktriangledown B_{cr}$ este înălțimea nivelului apei în bieful aval față de marginea superioară a orificiului de ieșire a aspiratorului.

Unghiul θ din acest grafic se admite egal cu $\theta = \theta_s$ cînd $\theta_s \geqslant \theta_v$ și $d \gtrless h_T$; $\theta = \theta_v$ cînd $\theta_s < \theta_v$ și $d \geqslant h_T$; $\theta = \theta_s + (\theta_v - \theta_s)(d/h_T)^2$ cînd $\theta_s < \theta_v$ și $d \leqslant h_T$.

Aici, θ_s și θ_v sînt unghiurile de înclinare față de orizontală a plafonului aspiratorului și al radierului pe sectorul înclinat; d — înălțimea sectorului înclinat; h_T — înălțimea orificiului conductei de evacuare.

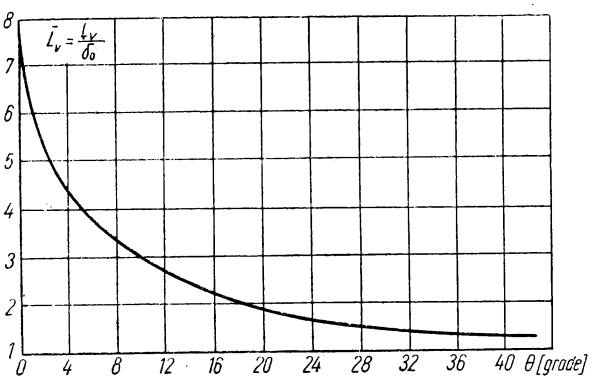


Fig. 10.57.

10.26. EJECȚIA PRODUSĂ DE LAMA DE APĂ DEVERSATĂ

La evacuarea apei peste un deversor cu profil practic sau peste un deversor cu prag lat, cînd orificiul aspiratorului turbinei este situat în sec-

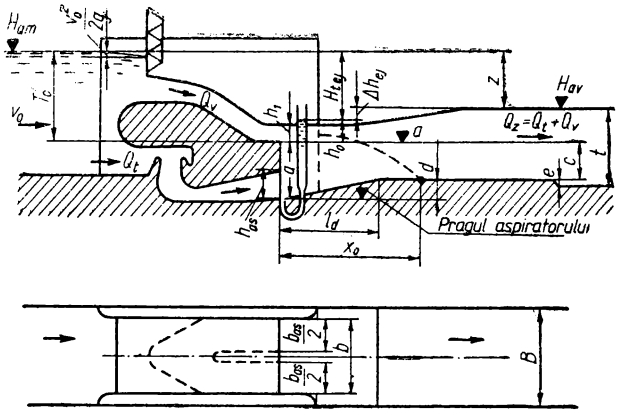


Fig. 10.58.

ţiunea treptei (fig. 10.58), h_0 se determină cu formulele din tabelul 10.9. Înălţimea piezometrică corespunzătoare presiunii sub jet în secţiunea treptei se măsoară de la cota pragului în secţiunea de desprindere a lamei deversate. Cunoscînd h se determină cota $\blacktriangledown CE = \blacktriangledown Cr + h_0$ şi după aceea

$$\Delta h_{ej} = \blacktriangledown B_{av} - \blacktriangledown CE$$

(CE — cota nivelului piezometric în secţiunea orificiului aspiratorului; Cr — cota treptei în secţiunea de desprindere a lamei deversate).

În formulele din tabelul 10.9: h_0 — înălţimea piezometrică sub lama deversată în secţiunea de desprindere de treaptă, măsurată de la marginea treptei; $\beta = b/B$ — raportul dintre lăţimea jetului în secţiunea de desprindere de treaptă (de obicei lăţimea deschiderii deversorului) şi lăţimea de calcul a biefului aval (distanţa dintre axele blocurilor de turbine dacă blocurile de turbine sînt învecinate); h_1 — adîncimea jetului pe treaptă. Celelalte notaţii sînt clare din fig. 10.58 sau se explică mai jos. Mărimea A se determină cu formula (10.91) sau folosind nomograma din fig. 10.59.

Tabelul 10.9

Formule pentru calculul ejecţiei la curgerea apei peste deversoare sau prin golirile de fund, în cazul jetului neînecat în secţiunea treptei

Poziţia porţiunii înclinate a disipatorului	Regim de fund	Regim de suprafaţă cu salt neînecat (vezi fig. 10.50, *b*)
Complet în vîrtejul de fund $x_0 > l_v$ (jetul cade dincolo de porţiunea înclinată)	$h_0 = -(a-d) + \sqrt{(t-e)^2 - \frac{\beta h_1^2}{2} - A}$ (10.173)	Pile lungi ($l_p > h_{0\,cr}$) $h_0 = \frac{-(a-d+0{,}5\beta h_1)}{1-\beta} + \frac{\sqrt{(a-d+0{,}5h_1)^2 - (1-\beta)[(a-d)^2 - (t-e)^2 + A]}}{1-\beta}$ (10.175) Pile scurte ($l_p < h_{0\,cr}$) $h_0 = \frac{(t-e)^2 + (2a-d)d - \beta a^2 - (1-\beta)(a-h_1)^2 - A}{2(\beta a - d) + \beta h_1}$ (10.176)
Parţial sau total dincolo de vîrtejul de fund $x_0 < l_v$	$h_0 = -\frac{2a-d}{2} + \sqrt{\left(\frac{2a-d}{2}\right)^2 - a^2 + ad + (t-e)d - \frac{\beta h_1^2}{2} - (t-e)^2 - A}$ (10.174)	Pile lungi ($l_p > h_{0\,cr}$) $h_0 = \frac{-(a-0{,}5d+0{,}5\beta h_1)}{1-\beta} + \frac{\sqrt{(a-0{,}5d+0{,}5\beta h_1)^2 - (1-\beta)[a^2 - (a+t-e)d + (t-e)^2 + A]}}{1-\beta}$ (10.177)

Observaţie: 1. Lungimea pilelor se măsoară de la treaptă spre bieful aval.
2. Înălţimea piezometrică în secţiunea treptei h_0 se măsoară de la marginea (muchia) treptei în sus cu semnul plus şi în jos cu semnul minus.

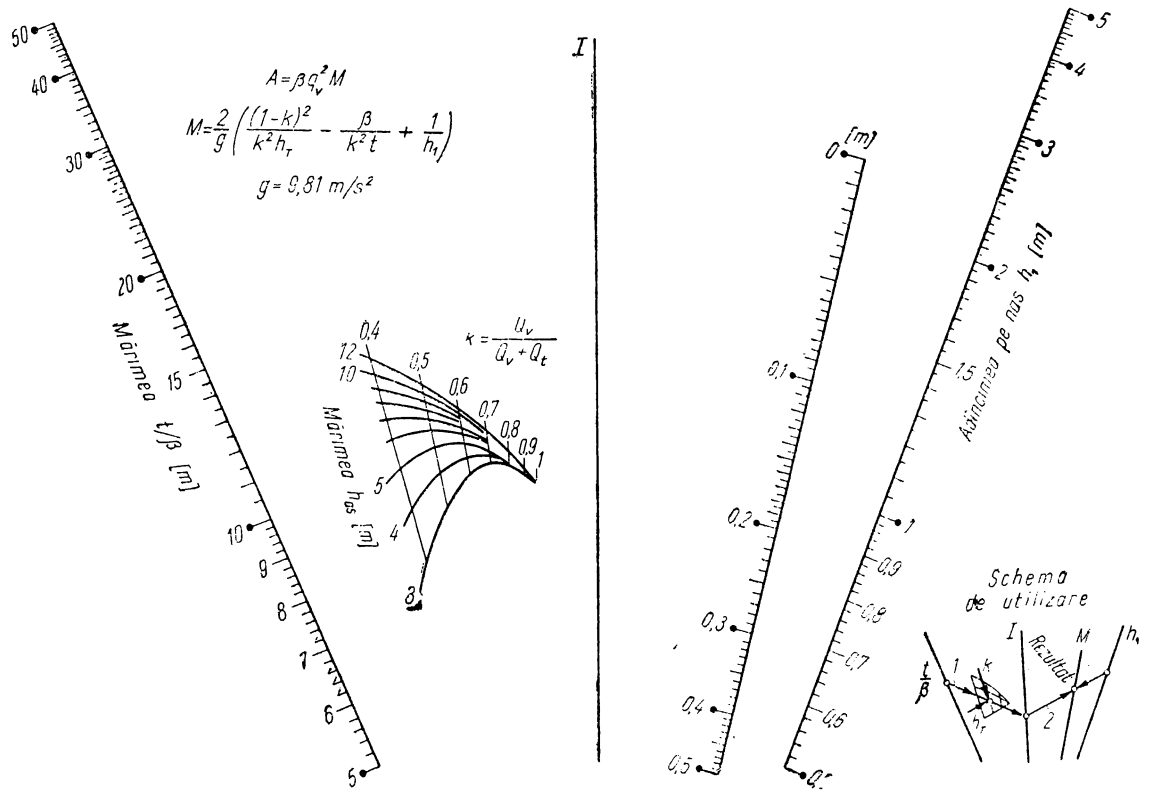


Fig. 10.59.

La alegerea formulei de calcul (tabelul 10.9) se determină, în prealabil, cu formulele (10.153), (10.156)—(10.163) poziția sectorului înclinat al radierului disipatorului (se află în limitele vîrtejului de fund sau în afara lui). Se pot folosi, de asemenea, formulele traiectoriei libere a jetului (§ 10.20) ; cunoscînd lungimea de bătaie a jetului liber (fig. 10.60), cînd presiunea sub jet este cea atmosferică, la determinarea punctului de cădere a jetului trebuie să se aibă în vedere faptul că pentru $h_0 > h_1$ se mărește lungimea de bătaie a jetului.

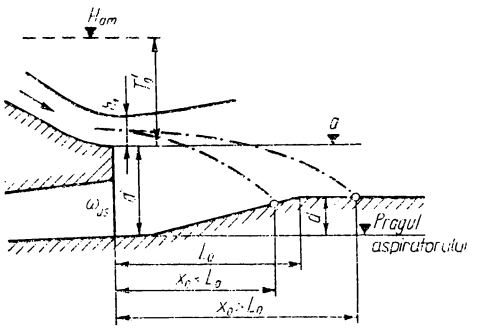


Fig. 10.60.

Dacă la calculul ejecției se obține $h_0 < 0$, atunci, în lipsa accesului aerului, sub jet se formează vacuum. Formarea vacuumului sub jet micșorează înălțimea de cădere la turbină și favorizează apariția regimurilor nestabile în bieful aval. De aceea, cînd $h_0 < 0$ trebuie să se asigure prin măsuri constructive accesul liber al aerului sub jet.

În cazul regimului de suprafață cu salt înecat (fig. 10.61), calculul mărimii h_0 la ejecția produsă de lama deversată se efectuează cu formula

$$h_0 = \frac{(h_0 + d - e)^2 - a^2 - A}{2a + h_1}. \qquad (10.178)$$

Această formulă dă o precizie acceptabilă dacă

$$\Delta t \leqslant 0{,}8\sqrt[3]{q_v^2}\ [\text{m}], \qquad (10.179)$$

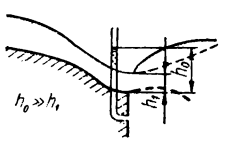
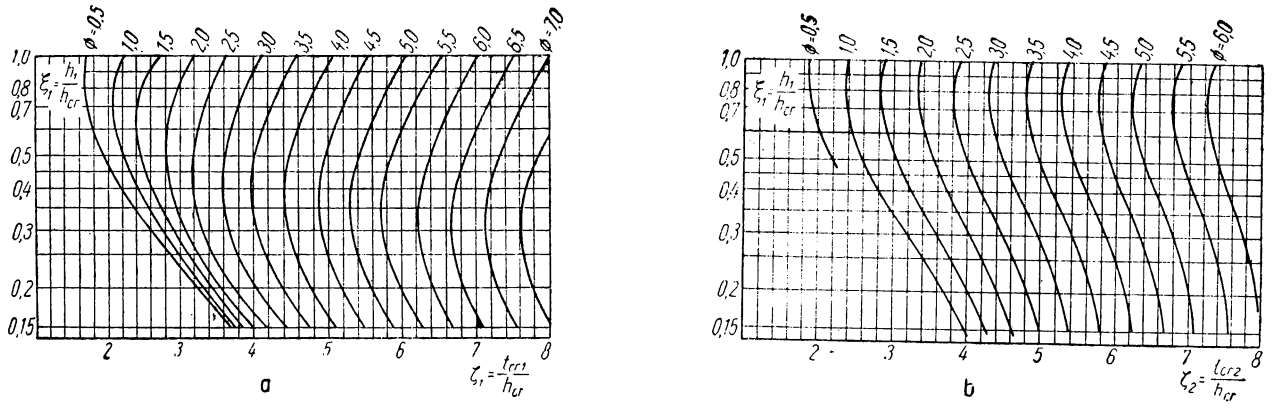


Fig. 10.61.



10.62.

în care: Δt este supraînălțarea nivelului apei pe rizbermă peste treaptă în secțiunea de desprindere a lamei deversate; q_v — debitul specific al lamei deversate în secțiunea de desprindere de treaptă, în m³/s.m.

Pentru alegerea formulei de calcul, la determinarea poziției vîrtejului de fund pe radier trebuie să se determine, în prealabil, regimurile de curgere a apei în bieful aval (§ 10.22).

Înălțimea piezometrică critică sub lama deversată în secțiunea de desprindere de treaptă, la care are loc schimbarea regimurilor și care trebuie să se cunoască la alegerea din tabelul 10.9 a formulei de calcul pentru estimarea lungimii pilelor ($l_p \gtrless h_{0\,cr}$), se determină cu formula (10.125).

În calculele orientative se pot folosi graficele lui B.T. Emțev și P. M. Slisski, întocmite pentru determinarea $t_{cr\,1}$ și $t_{cr\,2}$, în cazul în care ejecția nu se produce (fig. 10.62). Graficele permit să se determine $\zeta_1 = t_{cr\,1}/h_{cr}$ și $\zeta_2 = t_{cr\,2}/h_{cr}$ cînd se cunosc $\zeta_1 = h_1/h_{cr}$ și $\psi = c/h_{cr}$, unde: c este înălțimea marginii treptei (în secțiunea de desprindere) față de radier; $h_{cr} = \sqrt[3]{q^2/g}$.

Mărimea $t_{cr\,1}$ pentru primul regim critic în prezența ejecției se precizează cu formula

$$t_{cr\,1} = \zeta_1 h_1 - 0{,}35(\zeta_1 h_{cr} - c). \qquad (10.180)$$

Această formulă este aplicabilă cînd $Q_v/Q_T = 2-4$.

10.27. EJECȚIA PRODUSĂ DE JETUL GALERIILOR (GOLIRILOR) SUB PRESIUNE

În cazul orificiilor de descărcare neînecate și în lipsa treptei, calculul înălțimii piezometrice h_0, care determină $\blacktriangledown CE$ (cota nivelului piezometric în secțiunea de ieșire a aspiratorului), diferă de calculul la evacuarea apei peste deversor numai prin faptul că adîncimea jetului pe treaptă, h_1, este egală cu înălțimea orificiilor de descărcare. Astfel, rămîn în vigoare formulele din tabelul 10.9. Dar în cazul existenței pilelor intermediare în orificiile galeriilor sub presiune în regim de suprafață ($t > t_{cr}$), calculul trebuie să se facă cu formula

$$h_0 = \frac{-(2a-d) + \sqrt{(2a-d)^2 - 4(1-\beta_0)[a^2 - (a-d)d - dt - t^2 + \beta_0(h_1 - c)^2 + A]}}{2(1-\beta_0)}. \qquad (10.181)$$

Aici și mai jos, A se determină, ca anterior, cu formula (10.91); $\beta_0 = B_0/B$.

În cazul orificiilor înecate, calculul ejecției se face concomitent cu calculul capacității de evacuare a galeriilor sub presiune, cu formulele § 10.18.

În cazul înecării considerabile a orificiillor, cînd

$$(\blacktriangledown B_{av} - \blacktriangledown Cr) > 3(h_{0\,cr} - h_1),$$

în care: $\blacktriangledown Cr$ — cota marginii treptei în secțiunea de desprindere a jetului; $h_{0\,cr}$ — înălțimea piezometrică sub jetul aspersorului în secțiunea treptei, calculată cu formula (10.125), h_0 se determină cu formula (10.93).

Cînd $(\blacktriangledown B_{av} - \blacktriangledown Cr) \leqslant 3(h_{0\,cr} - h_1)$ calculul h_0 trebuie să se facă rezolvînd sistemul de ecuații (10.95), (10.96) (vezi § 10.18, *b*).

Exemplu. Pentru niveluri date ale biefurilor să se calculeze sarcina și debitul galeriilor sub presiune precum și căderea de nivel la turbinele unei CHE (fig. 10.63).

Se dau: $\blacktriangledown B_{am} = 40{,}39$ m, $\blacktriangledown B_{av} = 24{,}28$ m, $\blacktriangledown B_{cr} = 15{,}91$ m, $\blacktriangledown Cr = 13{,}51$ m; $T_0' = 26{,}88$ m; $h_1 = 2{,}40$ m; $\Sigma b = 17{,}40$ m; $\omega_1 = 41{,}8$ m²; $a = 13{,}51$ m; $d = 7{,}80$ m;

$$l_p = 10{,}0 \text{ m}; \quad B = 30{,}0 \text{ m}; \quad \beta = \frac{17{,}4}{30} = 0{,}58;$$

$$B_0 = 21{,}0 \text{ m}; \quad \beta_0 = \frac{21{,}0}{30{,}0} = 0{,}70; \quad \mu = 0{,}88;$$

$$\omega = 254 \text{ m}^2 \quad c = 0 \quad e = 0; \quad t = 16{,}48 \text{ m}.$$

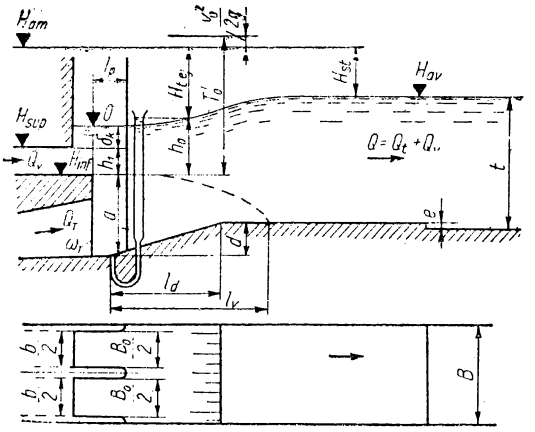


Fig. 10.63.

Rezolvare. 1. Pentru cunoașterea caracterului curgerii din galeriile sub presiune (orificiul de ieșire înecat sau neînecat) se calculează debitul specific în condiții de curgere neînecată și numărul Froude corespunzător

$$q = \mu h_1 \sqrt{2g(\blacktriangledown B_{am} - \blacktriangledown B_{cr})} =$$

$$= 0{,}88 \cdot 2{,}40 \sqrt{19{,}62(40{,}39 - 15{,}91)} = 46{,}2 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m};$$

$$\text{Fr}_1 = \frac{q^2}{gh_1^3} = \frac{46{,}2^2}{9{,}81 \cdot 2{,}40^3} = 15{,}85;$$

2. Se determină dacă orificiile galeriilor sub presiune sînt înecate sau neînecate.

Din formula (10.90) se calculează $h_{0\,cr}$; deoarece $l_p > h_1$, se adoptă $\beta' = \beta_0 = 0{,}70$;

$$h_{0\,cr} = 0{,}58 h_1 \sqrt{2\beta' \text{ Fr}_1 + 1} =$$

$$= 0{,}58 \cdot 2{,}40 \sqrt{2 \cdot 0{,}70 \cdot 15{,}85 + 1} = 6{,}64 \text{ m}.$$

În cazul de față $l_p = 10{,}0 > h_{0\,cr} = 6{,}64$ m și, de aceea t_{cr} se calculează cu formula (10.87)

$$t_{cr} = \sqrt{(13{,}51 - 7{,}80)^2 + 2(13{,}54 - 7{,}80)6{,}64 + 0{,}70 \cdot 2{,}40^2 + (1 - 0{,}70)6{,}64^2 + A} = \sqrt{125{,}9 + A} = 14{,}28 \text{ m}.$$

La calculul mărimii A din formula (10.91) se adoptă căderea la turbină egală cu $H_T = H_{st} = \blacktriangledown B_{am} - \blacktriangledown B_{av} = 16{,}11$ m și se află $Q_t = 620$ m³/s din caracteristica universală a turbinei. Orificiile galeriilor sub presiune (golirilor) în acest caz nu sînt înecate, $Q_g = q\Sigma b = 46{,}2 \cdot 17{,}40 = 805$ m³/s;

$$A = \frac{2}{9{,}81 \cdot 30{,}0}\left(\frac{620^2}{254} + \frac{805^2}{41{,}8} - \frac{1\,425^2}{30{,}0 \cdot 12{,}35}\right) = 78{,}4 \text{ m}^2.$$

La calculul A s-a adoptat, conform formulei (10.141)

$$t = a - d + h_{cr} = 13{,}51 - 7{,}80 + 6{,}64 = 12{,}35 \text{ m}.$$

Pentru o precizie mai mare, se poate repeta calculul, adoptînd la calculul mărimii A adîncimea $t = t_{cr} = 14{,}28$ m. În acest caz se obține $A = 83{,}5$ m², $t_{cr} = 14{,}4$ m. Diferența dintre valorile obținute nu depășește eroarea de calcul.

Astfel, adîncimea apei pe radier, la care are loc înecarea orificiilor galeriilor sub presiune este $t = t_{cr} = 14{,}4$ m. La nivelul dat al apei în bieful aval, orificiile galeriilor sînt înecate, deoarece $t_{cr} = 14{,}4$ m $< t = 16{,}48$ m;

3. Se calculează adîncimea δ_k de înecare a marginii superioare a orificiilor galeriilor, căderea și debitul evacuat prin galerii.

Referindu-se la criteriul

$$\blacktriangledown B_{av} - \blacktriangledown Cr \lesseqgtr 3(h_{0\,cr} - h_1)$$

se stabilește care din formule trebuie folosită pentru calculul mărimii δ_k

$$\blacktriangledown B_{av} - \blacktriangledown Cr < 3(h_{0\,cr} - h_1);$$

$24{,}28 - 13{,}51 < 3(6{,}64 - 2{,}40)$ m; $10{,}77 < 12{,}70$ m prin urmare calculul se face cu formulele (10.95) și (10.96).

Valorile δ_k se prelimină în limitele $0 < \delta_k < \blacktriangledown B_{av} - \blacktriangledown B_{cr} = 24{,}28 - 15{,}91 = 8{,}37$ m și se calculează h_0. Calculul se sintetizează în tabelul A. Valorile δ_k se determină cu ajutorul nomogramelor (fig. 10.42), considerînd variația h_0 în limitele $h_{0\,cr} \leqslant h_0 < \blacktriangledown B_{av} - \blacktriangledown Cr$, adică $6 \leqslant h_0 \leqslant 11{,}0$,

Tabelul A

δ_k, m	$\blacktriangledown 0 = \blacktriangledown B_{cr} + \delta_k + c$, m	$H_T = \blacktriangledown BE - \blacktriangledown 0$, m	Q_1, m³/s	Q_T, m³/s	A, m²	h_0, m
3	18,91	21,48	756	600	77,2	10,2
5	20,91	19,48	718	645	69,3	9,8
6	21,91	18,48	700	660	65,8	9,5

În prealabil, se calculează cu formula (10.97) $r_0/h_1 = 17{,}70/2{,}40 = 7{,}38$; $T_0' - h_1 = 26{,}88 - 2{,}40 = 24{,}28$ m. Calculul δ_k se centralizează în tabelul B.

Tabelul B

h_0, m	7	8	9	10
$h_0 - h_1$, m	4,60	5,60	6,60	7,60
$\frac{T_0' - h_1}{h_0 - h_1}$	5,32	4,37	3,71	3,22
$\frac{\delta_c}{h_0 - h_1}$ (conform nomogramei)	0,45	0,69	0,79	0,84
δ_k, m	2,07	3,86	5,21	6,38

Punctul de intersecție a curbelor $h_0 = f(\delta_k)$ și $\delta_k = f(h_0)$ corespunde valorilor căutate $\delta_k = 5{,}8$ m și $h_0 = 9{,}6$ m (fig. 10.64).

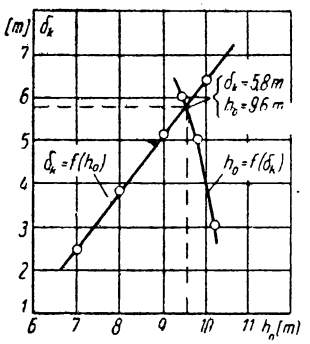


Fig. 10.64.

Sarcina efectivă

$$H_T = \blacktriangledown B_{am} - \blacktriangledown CE = T_0' - (h_1 + \delta_k) = 26{,}88 - (2{,}40 + 5{,}8) = 18{,}68 \text{ m}.$$

Aici $\delta_k = \delta + c = 5{,}8 + 0 = 5{,}8$ m.
Debitul galeriilor (golirilor) sub presiune

$$Q_1 = 0{,}88 \cdot 41{,}8 \sqrt{19{,}62 \cdot 18{,}68} = 702 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Dacă se consideră sarcina ca diferență între nivelurile apei în biefuri, neglijînd înecarea orificiilor, debitul golirilor rezultă

$$Q_1 = 0{,}88 \cdot 41{,}8 \sqrt{19{,}62(40{,}39 - 24{,}28)} = 654 \text{ m}^3/\text{s},$$

respectiv cu $\frac{702 - 654}{702} \cdot 100 = 6{,}8\%$ mai mic;

4. Se determină sarcina la turbină.
Cînd $h_0 = 9{,}6$ m și

$$\blacktriangledown h_0 = \blacktriangledown Cr + h_0 = 13{,}51 + 9{,}6 = 23{,}1 \text{ m},$$

sarcina la turbină

$$H_{T\,ej} = \blacktriangledown B_{am} - \blacktriangledown h_0 = 40{,}39 - 23{,}1 = 17{,}3 \text{ m},$$

adică cu 1,2 m mai mare decît sarcina statică $H_{st} = 16{,}1$ m.

Pentru determinarea creșterii sarcinii la turbină datorită efectului de ejecție trebuie să se calculeze căderea de restabilire cînd evacuatorii (galeriile) nu funcționează (§ 10.24); apoi, trebuie să se calculeze cu formula (10.164) sarcina la turbină fără ejecție și cu formula (10.166) creșterea sarcinii efective datorită ejecției.

H. BARAREA (ÎNCHIDEREA) ALBIILOR RÎURILOR CU ANROCAMENTE

Există două procedee principale de barare a albiilor rîurilor cu anrocamente: *procedeul închiderii uniforme frontale*, adică a distribuirii uniforme a anrocamentelor pe toată lățimea albiei barate; *procedeul pionier*, prin care bararea se realizează de la început la cotă insubmersibilă prin înaintare de la maluri pînă la închiderea totală a albiei în etapa finală a barării. De obicei, din punct de vedere economic, este indicat să se execute inițial o închidere sub forma unui prag (banchetă) de profil compact, care se completează apoi prin aducerea anrocamentelor în masă.

Calculul hidraulic al închiderii albiei constă în rezolvarea uneia din problemele următoare:

— alegerea dimensiunilor D ale materialului, care să asigure închiderea albiei cu anrocamente așezate sub forma unui prag de fund cu profil compact;

— determinarea înălțimii limită h_1 a pragului (în cazul închiderii uniforme frontale) sau a lățimii B a gurii de închidere (în cazul închiderii prin procedeul pionier sau la executarea pragului înainte de închiderea frontală), la care materialul de dimensiunile D se menține pe profilul compact;

— determinarea geometriei pragului de formă aplatizată în condițiile antrenării în aval de către curent a pietrei descărcate cu dimensiunile D.

Pînă la începerea închiderii, debitul trece prin albia supusă închiderii și concomitent, de obicei, prin canalul de deviere[1].

În cazul închiderii uniforme frontale are loc egalitatea

$$Q = \Sigma Q_i = Q_{cr} + Q_f + Q_{dev} + Q_{ac}, \qquad (10.182)$$

în care: Q este debitul rîului în timpul închiderii albiei; Q_{cr} — debitul deversat peste coronamentul pragului; Q_f — debitul infiltrat prin corpul pragului din anrocamente; Q_{dev} — debitul prin canalul de deviere; Q_{ac} — debitul acumulat în bieful amonte.

În cazul închiderii prin procedeul pionier, în egalitatea (10.182) în loc de Q_{cr} trebuie să se introducă debitul prin gura de închidere Q_g.

În procesul de închidere a albiei, debitul Q_{cr} (închiderea frontală) sau Q_g (închiderea pionier) se micșorează și, în momentul ieșirii pragului pe tot frontul de apă (sau la împreunarea digurilor constituite prin înaintare dinspre maluri), devine egal cu zero, ceea ce duce la redistribuirea debitelor

$$Q = \Sigma Q_i = Q_f + Q_{dev} + Q_{ac}. \qquad (10.182')$$

[1] Canalul de aducțiune — descărcările provizorii din construcție (sau tunelul de construcție) — canalul de evacuare.

În etapa următoare, o dată cu umplerea volumului acumulării din bieful amonte și cu încetarea infiltrării turbulente a apei prin corpul pragului, are loc creșterea în continuare a nivelului apei în bieful amonte, ceea ce impune înălțarea și completarea pragului pînă în momentul în care $Q_f \approx 0$, $Q_{ac} \approx 0$, $Q = Q_{dev}$.

Pentru proiectarea închiderii albiei rîurilor cu anrocamente, trebuie să se dispună de date privind debitul de apă al rîului Q, în m³/s, pe perioada de execuție a lucrărilor; adîncimea curentului h; lățimea B a albiei, precum și materialul folosit ca anrocamente (greutatea volumetrică și dimensiunile pietrei reduse la diametrul sferei) și capacitatea de evacuare a derivației, sub formă de cheie limnimetrică $Q_{dev} = f(z)$, unde z este diferența dintre nivelurile apei între bieful amonte și bieful aval de prag.

Într-o primă aproximație a calculului, albia naturală a rîului se înlocuiește cu o albie echivalentă, de secțiune dreptunghiulară $\omega_a = Bh$, considerînd $h = h_{max}$. Lățimea albiei echivalente este $B = \omega_a/h_{max}$, unde ω_a — aria secțiunii de curgere a albiei; h_{max} — adîncimea maximă a albiei naturale în secțiunea în care se realizează închiderea.

10.28. ECHILIBRUL PIETREI ÎN CURENT

Realizarea închiderii albiei cu anrocamente într-un profil compact este posibilă dacă piatra lansată pe prag își menține stabilitatea la atingerea de către curent a vitezei maxime la deversarea peste coronament (în cazul închiderii uniforme frontale) sau în gura de închidere (în cazul aplicării procedeului pionier).

Viteza limită v_a, la depășirea căreia stabilitatea blocurilor de anrocamente este periclitată, se determină cu formula lui S. V. Izbaș[1]

$$v_a = Y_d \sqrt{2g \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} D}, \qquad (10.183)$$

în care: Y_d este coeficientul de stabilitate a pietrei la deplasare, a cărui valoare se admite, de obicei 0,86—0,9; γ, γ_1 — greutățile specifice ale apei și pietrei; D — diametrul pietrei reduse la sferă

$$D = \sqrt[3]{\frac{6W}{\pi}} = 1{,}24 \sqrt[3]{W}, \qquad (10.184)$$

în care W este volumul mediu al pietrei.

[1] Izbaș, S. V., Ghidravlika v proizvodstve rabot, M., Stroiizdat, 1949.

Diametrul blocului artificial redus la sferă poate fi calculat cu relațiile: $D = 1{,}24\,a$ — pentru cubul cu muchia a; $D = 0{,}61\,a$ — pentru tetraedrul cu muchia a; $D = 1{,}24\sqrt[3]{abc}$ — pentru placa paralelipipedică cu muchiile $a \times b \times c$.

Din (10.183) rezultă că la viteza v a curentului, piatra stabilă pe prag trebuie să aibă diametrul

$$D = \left(\frac{v}{0{,}86 \sqrt{2g \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma}}} \right)^2. \qquad (10.185)$$

10.29. CALCULUL ÎNCHIDERII FRONTALE A ALBIEI

Secțiunea transversală a pragului de profil compact se consideră de formă triunghiulară (fig. 10.65) cu coeficienții de taluz $m_1 = 1{,}25$ și $m_2 = 2$. Aria secțiunii transversale a pragului cu înălțimea h_1 este egală, în acest caz, cu

$$\Omega = 0{,}5\, h_1 (m_1 + m_2). \qquad (10.186)$$

La viteze ale curentului deversat peste prag mai mari decît v_a, pragul se aplatizează[2].

Capacitatea de evacuare a pragului ca deversor se determină cu formula

$$Q = mB\sqrt{2g}\, H_0^{3/2};\ q = m\sqrt{2g}\, H_0^{3/2}, \qquad (10.187)$$

în care B este lungimea frontului închiderii.

Coeficientul de debit[3] se calculează cu formula $m = 0{,}46\,(z/H_0)^{1/6}$ sau se determină cu ajutorul graficului din fig. 10.66.

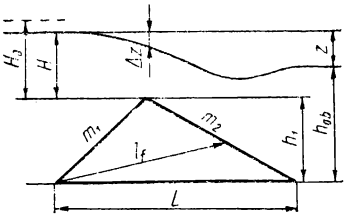


Fig. 10.65.

[2] Lebedev, I. V., Trudî MEI, seria GE, nr. 1, 1960; Izvestiia VNIIG, 67, 1964.

[3] Izbaș, S. V., Lebedev, L. V., Change of natural streams during construction of hydraulic structures, IAHR — Nineth convention, Belgrad 1961.

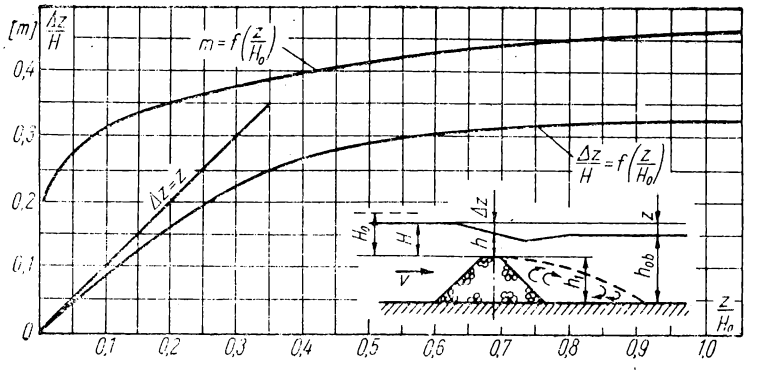


Fig. 10.66.

Viteza medie la coronamentul pragului

$$v_m = \frac{Q}{B(H - \Delta z)} = \frac{q}{H\left(1 - \frac{\Delta z}{H}\right)}, \quad (10.188)$$

în care $\Delta z/H$ se determină cu ajutorul graficului din fig. 10.66.

Aceeași valoare a vitezei medii la coronament se obține cu formula

$$v_m = \varphi\sqrt{2g\,z}, \quad (10.189)$$

în care

$$\varphi = \frac{0{,}46}{\left(1 - \frac{\Delta z}{H}\right)\sqrt[3]{\frac{z}{H}}}. \quad (10.190)$$

Calculul debitului infiltrat prin corpul pragului de anrocamente se efectuează cu scopul precizării debitelor deversate peste prag și evacuate prin canalul de deviere. Debitul infiltrat specific prin corpul pragului se poate calcula cu formula lui S. V. Izbaș

$$q_f = h_1 v_f = k_1 K\sqrt{i_f}, \quad (10.191)$$

în care i_f este panta hidraulică medie a curentului de infiltrație

$$i_f = \frac{z}{1{,}7h_1}. \quad (10.192)$$

Coeficientul K de infiltrație în regim turbulent după S. V. Izbaș (tabelul 10.10) are expresia

$$K = n\left(20 - \frac{a}{D}\right)\sqrt{D}\ [\text{cm/s}], \quad (10.193)$$

în care: n este porozitatea materialului din prag; D — diametrul echivalent al pietrei, în cm; a — coeficient egal pentru piatra de formă rotundă cu 14, pentru piatra brută (porozitatea $n = 0{,}4$) cu 5.

Debitul infiltrat se determină, de obicei, prin aproximări succesive (la început se neglijează debitul Q_f, sau se prelimină o valoare Q_f diferită de zero; se rezolvă apoi ecuația de bilanț al debitelor prin aproximări succesive). Dacă însă se cunoaște debitul infiltrat $Q_{f\,max}$ pentru z_e (în momentul ieșirii anrocamentului din apă), debitul Q_f pentru orice valoare z, cuprinsă între limitele z_{min} și z_{max}, se poate determina aproximativ cu formula următoare (propusă de S. M. Slisski)

$$Q_f = Q_{f\,max}\sqrt{\frac{z}{z_e}}. \quad (10.194)$$

Capacitatea de acumulare a biefului amonte se neglijează dacă durata de execuție a pragului este mare, execuția are loc cu întreruperi și, ca urmare, pragul crește lent în înălțime. Capacitatea

Tabelul 10.10

Coeficienți de filtrație turbulentă K, cm/s, pentru anrocament

Tipul materialului	Greutatea pietrei anrocamentului, kgf, pentru $\gamma_s = 2{,}4$ tf/m³								
	1,36	10,5	80	160	500	1 000	3 000	5 000	10 000
	Diametrul echivalent D, cm								
	10	20	40	50	75	90	130	160	200
Piatră, $n = 0{,}4$	23.5	34,5	50	57	69	—	—	—	—
Cuburi de beton, $n = 0{,}475$	—	—	61	68	83	93	110	120	136
Tetraedre de beton, $n = 0{,}50$	—	—	—	76	93	100	120	140	150

de acumulare a biefului amonte se neglijează și în cazul unor volume relativ mici ale acestui bief. În cazul execuției rapide a pragului și în cazul în care bieful amonte are un volum apreciabil, capacitatea de acumulare a biefului poate să influențeze considerabil condițiile de închidere și rezultatele calculului. După datele lui P. B. Borodin, la închiderea fluviului Volga în timpul construcției nodului hidrotehnic de la Volgograd, în momentul ieșirii anrocamentului din apă debitul a scăzut datorită acumulării cu 20%. La acumularea apei în bieful amonte, procesul de înălțare a pragului de anrocamente se consideră nepermanent (nestabilizat)[1].

Pentru o curbă dată a ariilor oglinzii apei a biefului amonte $S = f(H)$ ecuația (10.182) de bilanț al debitelor poate fi scrisă sub forma următoare

$$\bar{S}\Delta H = (Q_{0b} - Q_{cr} - Q_f - Q_{dev})\Delta t, \quad (10.195)$$

în care: Δt este pasul de timp adoptat; $\bar{S}$ — aria medie a oglinzii biefului amonte la creșterea nivelului cu ΔH.

Variația înălțimii pragului $h_2 - h_1$, în timpul Δt, se poate determina punînd condiția egalității dintre volumul pietrei puse în operă, $u_p\Delta t$, și creșterea volumului de anrocamente în albie

$$u_p\Delta t = m_{med}(h_2^2 - h_1^2), \quad (10.196)$$

în care: h_2 și h_1 sînt înălțimile pragului corespunzătoare momentelor $t_2 = t_1 + \Delta t$ și t_1; u_p — intensitatea de turnare a blocurilor de anrocamente, în m³/h pe 1 m de lungime a pragului; $m_{med} = 0{,}5(m_1 + m_2)$.

Dacă la momentul t_1 înălțimea pragului de profil compact este h_1, iar intensitatea de turnare a anrocamentelor este u_p, înălțimea pragului la momentul t_2 rezultă

$$h_2 = \sqrt{u_p\Delta t/m_{med} + h_1^2}. \quad (10.197)$$

Exemplu. Să se determine diametrul pietrei care asigură închiderea ultimului tronson al pragului de profil compact, pentru următoarele date inițiale: lățimea albiei în bieful amonte $B_{B\,am} = 39$ m, lățimea gurii $B = 18$ m, debitul rîului $Q = 76$ m³/s, adîncimea albiei în bieful aval $h = 4{,}18$ m. Volumul lacului de acumulare care se creează în procesul de închidere a albiei este mic, ceea ce permite să se neglijeze debitul acumulat: $Q_{ac} = 0$. Devierea s-a executat sub formă de galerie sub presiune, avînd secțiunea $\omega_T = 15$ m² și coeficientul de debit $\mu_{dev} = 0{,}8$. Greutatea volumetrică a pietrei $\gamma_1 = 2{,}6$ t/m³.

Rezolvare. 1. Se prelimină diametrul pietrei $D = 0{,}25$ m și se determină cu formula (10.183) viteza la care piatra își pierde stabilitatea. Se obține $v_a = 2{,}42$ m/s;

2. Debitul deviat prin galeria sub presiune

$$Q_{dev} = \mu_{dev}\omega_T\sqrt{2gz} = 0{,}8 \cdot 15{,}0 \cdot 4{,}43\sqrt{z} = 53\sqrt{z}\ \text{[m}^3\text{/s]}; \quad (a)$$

3. Debitul infiltrat prin corpul pragului se determină cu formula (10.191)

$$Q_f = Bh_1K\sqrt{i_f} = 18h_1 \cdot 0{,}39\sqrt{i_f} = 7h_1\sqrt{i_f}\ \text{[m}^3\text{/s]}, \quad (b)$$

în care coeficientul de filtrație turbulentă se determină cu formula (10.193), cînd $n = 0{,}4$.

$$K = n\left(20 - \frac{a}{D}\right)\sqrt{D} = 0{,}4\left(20 - \frac{14}{25}\right)\sqrt{25} = 39\ \text{cm/s};$$

4. Debitul deversat peste coronamentul pragului din anrocamente pentru $m = 0{,}46(z/H_0)^{1/6}$ rezultă

$$Q_{cr} = mB\sqrt{2g}\,H_0^{3/2} = 0{,}46\left(\frac{z}{H_0}\right)^{1/6} B\sqrt{2g}\,H_0^{3/2} =$$

$$= 0{,}46z^{1/6} \cdot 18 \cdot 4{,}43H_0^{4/3} = 36{,}7z^{1/6}H_0^{4/3}.$$

Pentru sarcina la coronament (neglijînd viteza de acces) se obține

$$H = \left(\frac{Q_{cr}}{36{,}7z^{1/6}}\right)^{3/4}. \quad (c)$$

Debitul deversat peste coronament se determină dacă este dat Q și se cunosc Q_{dev} și Q_f

$$Q_{cr} = Q - Q_{dev} - Q_f;$$

5. Căderea finală z_{fin}, care se stabilește cînd $Q_f = 0$, se determină cu formula (a)

$$Q_{dev} = 53\sqrt{z};\ z_{fin} = \frac{(Q_{dev})^2}{53} = \left(\frac{76}{53}\right)^2 = 2{,}05\ \text{m};$$

6. Căderea la care pragul iese din apă corespunde momentului în care debitul este evacuat în întregime prin galeria de deviere, mai puțin cel infiltrat prin corpul pragului. Înălțimea pragului la ieșirea din apă va fi ceva mai mică decît $h + z_e = 4{,}18 + 2{,}05 = 6{,}23$ m. Luînd într-o primă aproximație înălțimea pragului egală cu 6 m (adică $z_e = 6{,}0 - 4{,}18 = 1{,}82$ m), din formula (b) se află debitul infiltrat

$$Q_{f\,max} = 7h_1\sqrt{i_f} = 7 \cdot 6\sqrt{0{,}18} = 18\ \text{m}^3\text{/s},$$

în care, conform formulei (10.192)

$$i_f = \frac{z}{1{,}7h_1} = \frac{1{,}82}{1{,}7 \cdot 6{,}0} = 0{,}18.$$

Prin urmare, prin galeria de deviere rămîne debitul $Q_{dev} = Q - Q_f = 76 - 18 = 58$ m³/s și căderea cu formula (a) rezultă

$$z_e = \left(\frac{58}{53}\right)^2 = 1{,}2\ \text{m}.$$

În a doua aproximație, $h_1 = h + z_e = 4{,}18 + 1{,}2 = 5{,}4$ m; $i = \frac{1{,}2}{1{,}7 \cdot 5{,}4} = 0{,}13$; $Q_f = 7 \cdot 5{,}4\sqrt{0{,}13} = 13{,}6 \approx$ ≈ 14 m³/s: $Q_{dev} = 76 - 14 = 62$ m³/s; $z_{max} = (62/53)^2 = 1{,}4$ m.

Nu sînt necesare calcule în a treia aproximație, întrucît formulele însele sînt aproximative;

[1] Emțev, B. T., Ghidrotehniceskoe stroitelstvo, nr. 6, 1956; Borodin, P. V., Ghidrotehniceskoe stroitelstvo, nr. 8, 1959.

7. Debitul infiltrat prin pragul compact, la căderea dintre bieturi z și cînd se cunosc $Q_{f\,max} = 14$ m³/s și $z_e = 1{,}4$ m se calculează cu formula (10.194).

$$Q_f = Q_{f\,max}\sqrt{\frac{z}{z_e}} = 14\sqrt{\frac{z}{1{,}4}} = 11{,}8\sqrt{z}; \qquad (d)$$

8. Se dau valori z în limitele de la $z = 0{,}35$ m pînă la $z = z_e = 1{,}4$ m. Calculele se sistematizează în tabelul 10.11 Se determină: debitul prin galeria de deviere Q_{dev} cu formula (a); debitul total $Q_{cr} + Q_f$, care trece prin secțiunea pragului; debitul infiltrat cu formula (d); debitul $Q_{cr} = Q - Q_f - Q_{dev}$ deversat peste coronamentul pragului; debitul specific q_{cr}; din formula (c) — sarcina H la coronamentul pragului; înălțimea pragului h_1; căderea relativă z/H; viteza medie a lamei deversate pe coronamente cu formulele (10.188) sau (10.189). Din calcul reiese că viteza v_{cr} atinge valoarea maximă la $z = 0{,}6$ m. Viteza v_{cr} cînd $0{,}40 < z \leqslant 1{,}00$ m este mai mare decît cea admisibilă din condiția stabilității pietrei de dimensiunea dată $D = 0{,}25$ m (viteza admisibilă $v_a = 2{,}42$ m/s, vezi punctul 1 al calculului);

9. Cu formula (10.185) se determină dimensiunea pietrei care asigură formarea pragului cu profil compact.

Debitul infiltrat, calculat pentru $D = 0{,}30$ m, este ceva mai mare decît pentru $D = 0{,}25$ m și, prin urmare, debitul Q_f în fiecare moment examinat va fi mai mic decît cel calculat în tabelul 10.11. Dar datorită diferenței mici dintre dimensiunile pietrei adoptate inițial și obținute, nu este necesară reluarea calculului (precizările ar fi în limitele de exactitate ale formulelor de calcul).

10. Aria secțiunii transversale a pragului se calculează cu formula (10.186).

Tabelul 10.11

Calculul închiderii frontale a albiei

z	Q_{dev}	$Q_{cr} + Q_f = Q_{0b} - Q_{dev}$	Q_f (d)	$Q_{cr} = Q_{0b} - Q_{dev} - Q_f$	$q_{cr} = \frac{Q_{cr}}{B}$	H (c)	$h_1 = h_b + z - H$	$\frac{z}{H}$	$\Delta z/H$ (fig. 10.66)	v_m (10.188) sau (10.189)
m	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m	m	—	—	m/s
0,35	31,4	44,6	7,0	37,6	2,09	1,16	3,37	0,302	0,225	2,32
0,40	33,6	42,4	7,5	34,9	1,94	1,08	3,40	0,37	0,26	2,42
0,50	37,6	38,4	8,3	30,1	1,67	0,94	3,64	0,53	0,30	2,54
0,60	41,0	35,0	9,1	25,9	1,44	0,82	3,96	0,73	0,32	2,58
0,75	46,0	30,0	10,2	19,8	1,10	0,65	4,28	1,25	0,325	2,50
1,00	53,0	23,0	11,8	11,2	0,65	0,41	4,77	2,44	0,325	2,36
1,4	62,0	14,0	14,0	0	0	0	5,58	—	—	—
2,05	76,0	0	0	0	0	0	6,23 date corespunzătoare căderii care se stabilește după încetarea infiltrării turbulente			

10.30. CALCULUL ÎNCHIDERII ALBIEI DUPĂ PROCEDEUL PIONIER[1]

Se disting două etape la închiderea albiei după procedeul pionier:

— etapa înaintării digurilor (pînă în momentul întîlnirii pe fund a taluzurilor frontale ale digurilor);

— etapa de îmbinare a digurilor (pînă în momentul închiderii complete a albiei).

Configurația pragului de profil compact (trapezoidal, cînd coronamentul se folosește pentru circulația mijloacelor de transport la execuția digurilor) se poate obține în toate etapele de înălțare a digurilor adoptînd dimensiunile corespunzătoare pentru blocurile de anrocamente, mărind aceste dimensiuni pe măsură ce capetele digurilor se apropie.

Capacitatea de descărcare a gurii se determină cu formula (10.187), unde $B = \bar{B}$. Coeficientul de debit se află cu ajutorul graficului din fig. 10.67 sau, cînd $z/H < 0{,}35$, cu formula

$$m = \left(1 - \frac{z}{H_0}\right)\sqrt{\frac{z}{H}}. \qquad (10.198)$$

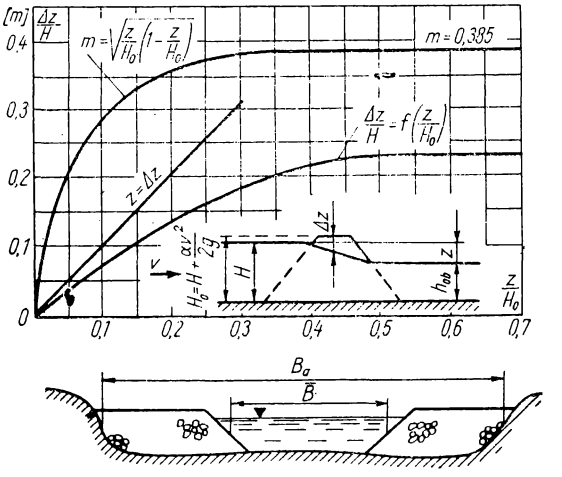


Fig. 10.67.

[1] Lebedev, I. V., Izvestiia VNIIG, 67, 1964; Trudî MEI, seria GE, nr. 1, 1960.

Cînd $z/H \geqslant 0{,}35$ se adoptă $m = 0{,}385$.

Capacitatea de descărcare a gurii poate fi determinată, în prealabil, cu formula

$$Q_{tr} = \varphi \varepsilon \bar{B} h \sqrt{2gz}, \qquad (10.199)$$

în care : $\bar{B}$ este lățimea medie a gurii ; φ și ε — coeficienții de viteză și de contracție (vezi punctul 2 al exemplului).

Viteza medie a apei în gură, de lățime $\bar{B}$ se calculează cu formula (10.188). Raportul $\Delta z/H$ se află cu ajutorul graficului din fig. 10.67.

Debitul infiltrat prin digurile pionier are expresia

$$Q_f = K(B_a - \bar{B})(h_0 + z)\sqrt{i_f}, \qquad (10.200)$$

în care : K este coeficientul de infiltrație turbulentă (vezi tabelul 10.10) ; B_a și $\bar{B}$ sînt lățimea albiei și a gurii ; $h + z$ — adîncimea biefului amonte ; z — căderea de nivel ; i_f — panta hidraulică medie a curentului de infiltrație (fig. 10.65).

Cînd $l_f \approx L$

$$i_f = \frac{z}{2m_{med}(h + z) + l_{cr}}, \qquad (10.201)$$

în care m_{med} este panta medie a taluzurilor.

Lățimea la coronament a digului l_{cr} este determinată din condițiile tehnologice și de exploatare.

Viteza maximă a apei în gura pragului (între capetele digurilor pionier) se constată în momentul întîlnirii digurilor la fundul albiei. De aceea, este suficient să se efectueze calculul închiderii numai pentru etapa de avansare a digurilor. La întîlnirea digurilor la fund, lățimea medie a gurii (cînd taluzurile au m_{med}) are expresia

$$\bar{B} = m_{med}(H - \Delta z) = m_{med}H\left(1 - \frac{\Delta z}{H}\right). \qquad (10.202)$$

Căderea de nivel în momentul îmbinării digurilor se determină prin construirea curbelor $\Sigma Q = f(z)$ și determinarea mărimii z corespunzător debitului dat Q.

Aria secțiunii transversale a pragului și capacitatea de acumulare a biefului amonte se determină ca și în cazul pragului frontal.

Succesiunea calculelor la închiderea albiei după procedeul pionier este dată în exemplul care urmează.

Exemplu. Se cere să se închidă cu blocuri de beton, după procedeul pionier, albia rectilinie neerodabilă. Să se efectueze calculele necesare în condițiile în care blocurile de beton sînt cuburi cu $\gamma_1 = 2{,}4$ t/m³, lățimea la coronament a digurilor $l_{cr} = 10$ m, debitul rîului este dirijat spre cinci cîmpuri ale unui baraj deversor, fiecare cu lățimea $b = 20$ m și cota pragului deversor la nivelul patului albiei, lățimea albiei $B_a = 393$ m, debitul total $Q = 5\,400$ m³/s, adîncimea $h = 8{,}4$ m.

Rezolvare. 1. Capacitatea de evacuare a derivației (prăgurile înecate ale barajului deversor) pentru $\varphi = 0{,}88$ și coeficientul de contracție laterală de către pilele deversoarelor $\varepsilon \approx 1$ se determină cu formula (6.26)

$$Q_{dev} = \varphi\, nbh\ \sqrt{2gz_0} = 0{,}88 \cdot 5 \cdot 20 \cdot 8{,}4 \cdot 4{,}43\ \sqrt{z_0} = 3\,280\sqrt{z_0}; \qquad (a)$$

2. Se adoptă, în prealabil, $D = 0{,}9$ m ; la această valoare corespunde (tabel 10.10) o valoare pentru coeficientul de filtrație $K = 0{,}93$ m/s. Viteza limită rezultă

$$v_a = Y_a\sqrt{2g\frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma}}\ \sqrt{D} = 0{,}9\sqrt{2 \cdot 9{,}81\frac{2{,}4 - 1{,}0}{1{,}0}} \cdot 0{,}9 = 4{,}46 \text{ m/s};$$

3. Căderea de nivel finală (după închiderea digurilor și încetarea infiltrărilor pentru $Q_g = 0$; $Q_{dev} = Q = 5\,400$ m³/s) se determină cu formula (a)

$$z_{fin} = \left(\frac{Q}{3\,280}\right)^2 = \left(\frac{5\,400}{3\,280}\right)^2 = 2{,}7 \text{ m};$$

4. Debitul de infiltrație prin diguri

$$Q_f = K(B_a - \bar{B})(h + z)\sqrt{i_f} = 0{,}93(393 - \bar{B})(8{,}4 + z)\sqrt{i_f}$$

în [m³/s]. (b)

La calculul pantei i_f cu formula (10.201), lungimea drumului de infiltrație (adoptînd $z = z_{fin}$, căreia îi corespunde adîncimea maximă posibilă a biefului amonte) se determină cu formula

$$l_f = 2m_{med}(h + z_{fin}) + l_{cr} = 2 \cdot 1{,}25(8{,}4 + 2{,}7) + 10 \approx 37{,}8 \text{ m}.$$

Rezultă

$$\sqrt{i_f} = \sqrt{z/37{,}8}; \qquad (c)$$

5. Se calculează din formula (10.202) lățimea medie a gurii în momentul întîlnirii digurilor la fund prin avansare, adoptînd taluzurile $m_{med} = 1{,}25$.

Debitul prin gură Q_g în momentul întîlnirii digurilor prin avansare se determină cu formula (10.187) ;

6. Însumînd debitele $Q_{dev} + Q_f + Q_g = \Sigma Q$, se construiește curba $\Sigma Q = f(z)$ și pentru $\Sigma Q = 5\,400$ m³/s se determină căderea în momentul închiderii taluzurilor digurilor $z_{inch} = 1{,}6$ m.

Toate rezultatele sînt centralizate în tabelul 10.12 în succesiunea corespunzătoare efectuării calculelor.

În ultimul rînd al tabelului 10.12 este efectuat calculul de control pentru $z_{inch} = 1{,}60$ m. Lățimea medie a gurii în momentul întîlnirii $B_{inch} \approx 11{,}2$ m, pentru taluzurile capetelor digurilor cu $m_{med} = 1{,}25$;

7. Viteza curentului în gură în momentul întîlnirii la fund a digurilor are, conform (10.188) valoarea

$$v = \frac{Q_g}{\bar{B}_{inch}H\left(1 - \frac{\Delta z}{H}\right)} = \frac{528}{11{,}2 \cdot 10{,}0(1 - 0{,}11)} = 5{,}3 \text{ m/s};$$

8. Diametrul echivalent al cubului de beton din formula (10.185) rezultă

$$D\left(\frac{n}{0{,}86\sqrt{2g\frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma}}}\right)^2 = \left(\frac{5{,}3}{0{,}86 \cdot 4{,}43\sqrt{\frac{2{,}4 - 1{,}0}{1{,}0}}}\right)^2 = 1{,}18 \approx 1{,}20 \text{ m}.$$

Tabelul 10.12

Pentru calculul închiderii în sistem pionier al albiei

z	Q_{dev} (a)	$H = h_{ob} + z$	$\frac{z}{H}$	m (10.198)	$\sqrt{i_f}$ (c)	$\frac{\Delta z}{H}$ (fig. 10.67)	$\overline{B} = m_{med} H \cdot \left(1 - \frac{\Delta z}{H}\right)$ (10.202)	$B_a - \overline{B}$	Q_f (b)	Q_g (10.187)	ΣQ
m	m³/s	m	—	—	—	—	m	m	m³/s	m³/s	mii m³/s
0,8	2 940	9,2	0,087	0,28	0,145	0,06	10,8	382,2	474	374	3,79
1,0	3 280	9,4	0,106	0,29	0,166	0,07	10,9	382,1	554	404	4,23
1,4	3 880	9,8	0,143	0,32	0,193	0,10	11,0	382,0	673	493	5,05
1,5	4 020	9,9	0,151	0,33	0,200	0,11	11,1	381,9	702	504	5,23
1,75	4 340	10,15	0,173	0,34	0,216	0,12	11,2	381,8	775	593	5,71
1,6	4 150	10,0	0,160	0,336	0,203	0,11	11,2	381,8	725	528	5,40

Prin urmare, mărimea D adoptată în prealabil la începutul calculului este prea mică: din calcul, diametrul materialului anrocamentului reiese cu 0,3 m mai mare decît cel adoptat la începutul calculului. Adoptînd $D = 1{,}2$ m, se obține muchia cubului de beton $a = D/1{,}24 \approx 1$ m.

În cazul abaterii considerabile a valorii D calculate față de valoarea adoptată, calculul se efectuează în a doua aproximație;

9. Volumul materialului pentru porțiunea de închidere a digurilor, adică pentru $\overline{B} < \overline{B}_{inch}$, se consideră egal cu $\Omega \cdot \overline{B}$, unde Ω este aria secțiunii transversale a pragului.

Pentru etapa de avansare a digurilor, cînd $\overline{B} > \overline{B}_{inch}$, calculul $\overline{B}$, v, z la valori admise $z < z_{inch}$ se efectuează în mod analog, respectiv, pentru valoarea dată z, prin aproximări succesive [prin construirea curbei $\Sigma Q = f(\overline{B})$] se află o asemenea valoare B, pentru care se satisface condiția, exprimată de formula (10.182) cînd $Q_{cr} = Q_g$.

Dacă la o valoare oarecare $\overline{B}$, dimensiunile materialului vor fi mai mici decît cele necesare pentru obținerea profilului compact, va avea loc o antrenare considerabilă a pietrei cu formarea conului de dejecție. Consumul de material se determină, în acest caz, prin calcule corespunzătoate.

CAPITOLUL 11

MIȘCAREA ALUVIUNILOR ȘI HIDROTRANSPORTUL

11.1. NOȚIUNI FUNDAMENTALE ȘI MĂRIMEA HIDRAULICĂ

Aluviunile constituie un ansamblu de particule solide, transportate de către curentul de apă. Aceleași particule de material solid se pot deplasa pe fund sau în suspensie, în funcție de viteza și de adîncimea curentului. Desprinderea particulei solide de fund are loc datorită structurii asimetrice a curenților din jurul ei și formării unor zone cu vîrtejuri turbulente.

Aluviunile în mișcare prin tîrîre se consideră acele particule solide care se mișcă prin salturi atingînd adesea patul albiei, iar distanțele între aceste atingeri succesive ale patului nu sînt mari.

Particulele în suspensie au traiectorii complexe în interiorul curentului și parcurg distanțe mari între două atingeri succesive ale patului albiei.

Se disting trei valori ale vitezei medii a curentului purtător de aluviuni, care determină caracterul de mișcare a particulelor solide: viteza de antrenare; viteza la care se formează pe patul albiei rifluri sau dune; viteza de transport în suspensie a particulelor solide.

Viteza de antrenare, sau de desprindere, este viteza la care începe deplasarea izolată a unor particule solide (vezi § 11.3). „Desprinderea în masă" conform terminologiei lui Șaffernak sau „antrenarea totală", conform terminologiei lui M. A. Velikanov, are loc la depășirea vitezei de antrenare. Mișcarea aluviunilor predominant prin tîrîre are loc la $v < 1{,}3\, v_c$; pentru $v > 1{,}3\, v_c$ aluviunile sînt transportate în suspensie.

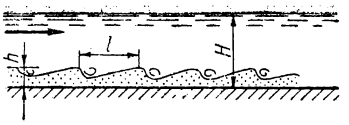


Fig. 11.1. Dune de nisip.

Mișcarea în masă a aluviunilor prin tîrîre duce la formarea dunelor. În acest caz, particulele „urcă" pe creasta lină a dunei, cad în zona de umbră din aval și acolo se depun. Ca rezultat are loc o deplasare lină a dunelor în aval în sensul curentului (fig. 11.1).

S-a stabilit că un asemenea proces de deplasare a aluviunilor este posibil la viteze medii ale curentului $v < 1{,}5\sqrt{gH}$ (H — adîncimea curentului). Cînd $v > 1{,}5\sqrt{gH}$, pe patul albiei se formează antidune, care se deplasează în sens invers sensului curentului. La adîncimi relative (H/d_5) mari, dunele se formează la viteza de antrenare a curentului. La alte adîncimi apariția dunelor de nisip are loc la viteza medie $v = v'$

$$v' = 1{,}77\, v_0 \left(\frac{d_5}{H}\right)^{1/12}, \qquad (11.1)$$

în care: d_5 este diametrul celor mai mari particule, care constituie 5% din greutatea tuturor aluviunilor; v_c se determină cu formula (11.27) sau (11.28).

Dunele de nisip se dezvoltă la dimensiuni maxime cînd $v = v''$

$$v'' = 0{,}75\, v''' + 0{,}25\, v', \qquad (11.2)$$

în care: v''' este viteza medie a curentului, la care dunele de nisip dispar complet

$$v''' = 1{,}77\, v_0 \left(\frac{H}{d_5}\right)^{1/12}. \qquad (11.3)$$

La viteza medie a curentului $v = v'''$, dunele de nisip de pe patul albiei dispar și toate aluviunile sînt transportate în suspensie. Deci, viteza de suspensie v''' este viteza medie a curentului la care toate aluviunile sînt transportate în stare de suspensie, sau, acea viteză medie minimă a curentului la care aluviunile în suspensie încă nu sedimentează. De aceea, ea se mai numește viteza de neînnămolire sau critică (formulele de calcul sînt date în § 11.4). Viteza de suspensie constituie criteriul de separare a aluviunilor transportate prin tîrîre de cele transportate în suspensie.

Gradul de saturație a curentului de apă cu aluviuni în suspensie se exprimă adesea prin turbiditate[1], respectiv prin cantitatea de aluviuni măsurată cu unități de greutate sau de volum pe care curentul o conține în unitatea de volum. În condiții hidraulice date, turbiditatea maximă a curentului se numește capacitate de transport. Pentru determinarea capacității de transport se folosește formula (11.48) cînd se cunoaște $v_{n\cdot n}$ sau formulele din § 11.2.

Aluviunile se distribuie neuniform pe adîncimea curentului în albie. Cantitatea maximă de aluviuni se deplasează în apropierea patului albiei, cea minimă în apropierea suprafeței libere a apei. În § 11.2 sînt date relațiile de calcul pentru distribuția aluviunilor pe verticală.

Aluviunile se caracterizează prin dimensiunile particulelor lor (compoziția granulometrică), greutatea specifică și comportarea în apă. Greutatea specifică a aluviunilor provenite din eroziunea de suprafață și pe adîncime în bazinele hidrografice ale rîurilor se află, de obicei, în limitele $2{,}4 \cdot 10^3$ — $2{,}8 \cdot 10^3$ kgf/m³, pămînturile nisipoase cu pietriș avînd cel mai frecvent greutatea specifică de $2{,}65 \cdot 10^3$ kgf/m³. Granulația aluviunilor se caracterizează prin diametrul mediu ponderat al particulelor, de regulă, determinat prin analize mecanice cu relația

$$d = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i p_i}{P}, \qquad (11.4)$$

în care: d_i este diametrul fracției i; p_i — greutatea fracției date i; P — greutatea probei întregi

$$P = \sum_{i=1}^{n} p_i \qquad (11.5)$$

Caracteristica hidraulică principală a aluviunilor este mărimea hidraulică w, care reprezintă viteza de cădere uniformă a unei particule solide izolate în apa liniștită. Mărimea hidraulică depinde de forma particulelor, greutatea lor specifică și de temperatura apei. Parametrul adimensional, analog numărului Reynolds, determină regimul de mișcare a apei în jurul particulei

$$\mathrm{Re}_w = \frac{wd}{\nu}, \qquad (11.6)$$

în care: w este mărimea hidraulică; d — diametrul particulei; ν — coeficientul de viscozitate cinematică a apei.

Mărimea hidraulică w se determină experimental sau cu formule de calcul. Pentru mișcarea laminară în jurul particulei se folosește formula teoretică a lui Stokes

$$w = \frac{\gamma_1 - \gamma}{24\mu} d^2 \ [\mathrm{mm/s}], \qquad (11.7)$$

[1] În transportul hidraulic, gradul de saturație a curentului cu aluviuni se caracterizează prin concentrație sau consistență (vezi § 11.5).

în care: γ_1 și d sînt greutatea specifică și diametrul particulei solide; γ și μ — greutatea specifică și coeficientul de viscozitate dinamică a apei.

Formula (11.7) este valabilă pentru $Re_w \leqslant 1{,}0$ și $d \leqslant 0{,}15$ mm.

Cînd $1{,}0 < Re_w \leqslant 240$ și $0{,}15\text{ mm} < d \leqslant 1{,}5\text{ mm}$ mărimea hidraulică poate fi determinată cu formula

$$w = \sqrt{\frac{(\gamma_1 - \gamma)^2}{\rho\mu}}\,\beta d \text{ [mm/s]}. \qquad (11.8)$$

Aici ρ este densitatea apei; β — coeficient empiric care ia în considerare micșorarea influenței viscozității la creșterea diametrului particulei

$$\beta = 0{,}081 \log 83\left(\frac{3{,}7d}{0{,}15}\right)^{1-0{,}037t},$$

în care t este temperatura apei, în °C.

Cînd $Re_w > 240$ și $d > 1{,}5$ mm

$$w = \sqrt{\frac{2g(\gamma_1 - \gamma)d}{1{,}75\gamma}} \text{ [mm/s]}, \qquad (11.9)$$

în care g este accelerația căderii libere.

În fig. 11.2 este reprezentată grafic relația dintre diametrul particulelor și mărimea lor hidraulică. Curbele sînt construite de V. N. Goncearov după formulele (11.7), (11.8), (11.9) pentru $\gamma = 2{,}65 \cdot 10^3$ kgf/m³. În tabelele 11.1 și 11.2 se dau valorile empirice pentru w, recomandate de V. N. Goncearov, considerate în prezent cele mai exacte.

Dacă regimul de mișcare a apei în jurul particulei nu este cunoscut, este aplicabilă formula lui Ruby, indicată pentru orice numere Reynolds

$$w = F\sqrt{dg\frac{\rho_a - \rho}{\rho}}, \qquad (11.10)$$

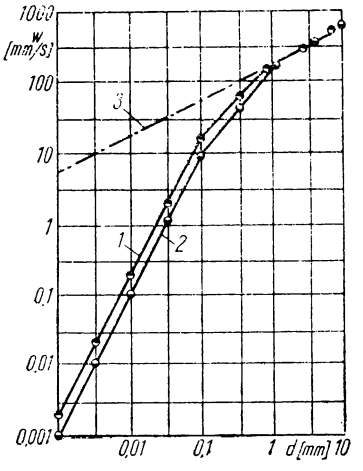


Fig. 11.2. Mărimea hidraulică funcție de dimensiunile particulelor aluviunilor:

1 — la temperatura $t = 20$°C; *2* — la $t = 5$°C; *3* — w calculat cu formula (11.9), în afara limitelor aplicabilității ei.

Tabelul 11.1

Valorile mărimii hidraulice $w = f(d)$ (după V. N. Goncearov)

d, mm	w, mm/s	d, mm	w, mm/s	d, mm	w, mm/s
1,50	164,4	6,00	329,0	17,50	562,0
1,75	178,0	7,00	355,0	20,00	602,0
2,00	190,0	8,00	380,0	22,50	637,0
2,50	212,5	9,00	403,0	25,00	672,0
3,00	232,5	10,00	425,0	27,50	706,0
4,00	268,5	12,50	477,0	30,00	736,0
5,00	300,0	15,00	520,0	40,00	870,0

Tabelul 11.2

Valorile mărimii hidraulice $w = f(d, t)$ (după V. N. Goncearov)

Diametrul particulelor d, mm	Mărimea hidraulică w, mm/s, la temperatura t, °C				
	10	15	20	25	30
0,001	0,00068	0,00079	0,0009	0,001	0,0011
0,010	0,068	0,079	0,090	0,100	0,110
0,015	0,154	0,178	0,210	0,225	0,253
0,02	0,274	0,316	0,360	0,400	0,450
0,03	0,618	0,710	0,810	0,900	1,012
0,04	1,099	1,263	1,440	1,600	1,800
0,05	1,717	1,973	2,270	2,500	2,812
0,07	2,51	2,88	3,25	3,65	4,10
0,10	5,12	5,88	6,63	7,44	8,37
0,15	11,40	13,25	14,90	16,75	18,84
0,20	17,11	18,76	20,42	22,06	23,72
0,25	22,67	24,39	26,02	27,66	29,32
0,30	28,31	29,96	31,62	33,26	34,92
0,40	39,51	41,16	42,92	44,46	46,12
0,50	50,71	52,36	54,02	55,66	57,32
0,60	61,91	63,56	65,22	66,88	68,52
0,70	73,11	74,76	76,42	78,06	79,72
0,80	84,31	85,96	87,62	89,26	90,92
0,90	95,71	97,36	99,02	100,46	102,12
1,00	106,71	108,36	110,02	111,66	113,32
1,20	129,11	130,76	132,42	134,06	135,72
1,50	162,71	164,36	166,02	167,66	169,32

în care

$$F = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\mu^2}{gd\rho(\rho_a - \rho)}},$$

ρ_a este densitatea aluviunilor; ρ — densitatea apei; d — diametrul mediu al particulelor de aluviuni; μ — coeficientul de viscozitate dinamică a apei.

În sistemul CGS cînd $d < 0{,}1$ cm, $F = 0{,}816$.

Observație. Căderea unei particule solide într-un volum mare de apă se numește cădere liberă. Cădere jenată se numește căderea concomitentă a unui „nor" de particule. În acest caz, mărimea hidraulică se consideră viteza de cădere uniformă a centrului de greutate al „norului", care este totdeauna mai mică decît viteza de cădere liberă a particulei. După recomandările lui V. N. Goncearov pentru aluviunile din pămînturi necoezive, cu greutatea specifică de 2,65 gf/cm³,

la concentrații de volum[1] f sub 0,3, mărimea hidraulică a căderii jenate w_j poate fi determinată cu formulele:

a) pentru curgerea turbulentă

$$\frac{w_j}{w} = 1 - 1{,}42f; \qquad (11.11)$$

b) pentru curgere laminară

$$\frac{w_j}{w} = 1 - 2{,}47f, \qquad (11.12)$$

în care w_n este mărimea hidraulică în cădere liberă. Mărirea concentrației, cînd $d > 1{,}5$ mm, micșorează mărimea hidraulică.

În cazul aluviunilor cu granulație eterogenă, se folosește mărimea hidraulică medie ponderată w_m

$$w_m = \frac{\sum_{i=1}^{n} w_{m\,i} p_i}{P}, \qquad (11.13)$$

în care: w_m este mărimea hidraulică calculată cu d_m pentru fracția $d_m = (d_{i-1} + d_i)/2$; p_i — greutatea fracției i; P — greutatea întregii probe.

Mărimea hidraulică este, de asemenea, un criteriu al împărțirii aluviunilor în suspensie și de fund. Se consideră că particula se mișcă în suspensie dacă componenta verticală mediată a vitezei curentului depășește mărimea hidraulică a particulei $\bar{v} > w$ și, invers, cînd $\bar{v} < w$, particula se va deplasa numai prin tîrîre.

11.2. MIȘCAREA ALUVIUNILOR PRIN TÎRÎRE ȘI ÎN SUSPENSIE

Debitul aluviunilor de fund. Debitul aluviunilor de fund (transportate prin tîrîre) la viteze ale curentului apropiate de viteza de antrenare poate fi determinat cu formula lui V. N. Goncearov

$$q_f = 2{,}08\left(\frac{v}{v_t}\right)^3\left(\frac{d}{H}\right)^{1/10}(v - v_t)d, \qquad (11.14)$$

sau cu formula lui I. I. Levi cînd $\frac{d}{H} > \frac{1}{300}$

$$q_f = 2\left(\frac{v}{\sqrt{gd}}\right)^3\left(\frac{d}{H}\right)^{1/4}(v - v_t)d. \qquad (11.15)$$

Aici, q_f este debitul aluviunilor transportate prin tîrîre, în kg/s pe 1 m de lățime a albiei; v — viteza medie a curentului; v_t — viteza medie a curentului, corespunzătoare vitezei de antrenare a particulelor; d — diametrul mediu al particulelor; H — adîncimea curentului.

[1] Concentrația de volum este raportul dintre volumul aluviunilor cuprinse în unitatea de volum al cursului de apă și debitul cursului.

Debitul aluviunilor de fund în perioada viiturilor pe rîurile montane, în cazul compoziției eterogene a aluviunilor transportate fără formarea de dune, se determină cu formula V. S. Knoroz și A. Iu. Umarov

$$q_f = 0{,}125\,\gamma q i^{1/2}\left(0{,}40\,\frac{v^2}{\rho' g d}\right) \text{[kg/s·m]}, \qquad (11.16)$$

în care q_f este debitul aluviunilor de fund, în kg/s pe 1 m din lățimea albiei; q — debitul de apă p 1 m din lățimea albiei, în m³/s·m; i — panta suprafeței libere a apei

$$\rho' = \frac{\rho_1 - \rho}{\rho},$$

ρ, ρ_1 — densitățile apei și aluviunilor, în kg/m³; γ — greutatea specifică a apei, în kg/m³; v — viteza medie a curentului, în m/s; d — diametrul mediu ponderat al amestecului de aluviuni în mișcare, în m.

Formula lui V. E. Tuzov pentru determinarea debitului aluviunilor de fund la rîurile cu nisip fin (tip Amudaria) are expresia

$$G_f = k\gamma_1 \frac{QH}{\left(\frac{v^2}{gH}\right)^{0.5} d}, \qquad (11.17)$$

în care: G_f este debitul aluviunilor de fund, în kg/s; Q — debitul apei, în m³/s; H — adîncimea medie a curentului, în m; v — viteza medie a apei, în m/s; d — diametrul mediu al aluviunilor de fund, în mm; γ_1 — greutatea specifică a aluviunilor de fund, în kg/m³; $k = 2 \cdot 10^{-5}$.

Debitul aluviunilor în suspensie. Debitul aluviunilor în suspensie măsurat în unitate de volum de rocă compactă, fără goluri, pe 1 m din lățimea albiei se determină cu formula lui V. N. Goncearov

$$q_s = \frac{1 + \varphi}{800} v_c\left(2\frac{v^3}{v_c^3} - 0{,}71\right)\left(\frac{v}{v_c} - 0{,}71\right)d$$

în [m³/s·m] (11.18)

în care: v este viteza medie a curentului de apă, în m/s; d — diametrul mediu ponderat al aluviunilor, în m; φ — parametrul de turbulență al comportării aluviunilor — raportul dintre viteza de calcul a căderii particulei, determinată cu formula (11.9) sau după curba *3* din fig. 11.2 și mărimea hidraulică reală, corespunzătoare dimensiunii ei și temperaturii apei; v_c — viteza de desprindere, determinată cu formula (11.27). După o formulă simplificată, aproximativă, valabilă cînd $v > v_c \cdot \sqrt{d_5/d}$,

$$q_s = 0{,}85(1 + \varphi)v_c\left(1{,}41\,\frac{v}{v_c}\right)^{4.33} d \quad \text{[kg/s·m]}. \qquad (11.19)$$

Formulele (11.18) și (11.19) dau valorile medii statistice ale debitului aluviunilor în suspensie, la care abaterile ating valori maxime pentru q_s mici și în prezența dunelor (regim cu noroi de fund).

Formula lui G. V. Lopatin pentru determinarea orientativă a cantității de aluviuni în suspensie (turbidității) în rîu

$$\rho_m = \frac{4\sqrt{hi}}{n^2 w}, \qquad (11.19')$$

în care: ρ_m este turbiditatea medie a curentului, în g/m³; h — adîncimea medie a curentului, în m; i — panta longitudinală a apei; w — mărimea hidraulică medie ponderată a aluviunilor în suspensie.

Turbiditatea maximă în condițiile hidraulice date constituie capacitatea de transport a curentului. Pentru determinarea capacității de transport ρ_T se folosește larg formula (11.48) cînd se cunoaște $v_{n.n}$. Pentru $0{,}0004 \leqslant w \leqslant 0{,}0002$ m/s se aplică formula lui A. N. Gostunski

$$\rho_t = 3\,300 \frac{h^{0.5} i^{1.5}}{w}, \qquad (11.20)$$

în care: h este adîncimea medie, în m; i — panta suprafeței libere a apei; w — mărimea hidraulică medie ponderată a aluviunilor, în m/s.

Cu cea mai largă aplicabilitate la rîuri și canale de irigație mari este formula lui A. G. Haceatrean, obținută pentru canale și lacuri decantoare din Asia Centrală

$$\rho_t = 200\, u_s \left(\ln \frac{u_s}{w_1} - \frac{u_s - w_1}{u_s}\right). \qquad (11.21)$$

Aici, u_s este viteza maximă de suspensie

$$u_s = 0{,}065 \frac{\sqrt{v_n}(v - 0{,}05)}{R^{1/3}},$$

în care: n este coeficient de rugozitate; R — raza hidraulică; v — viteza medie a curentului de apă; w_1 — mărimea hidraulică minimă a aluviunilor de compoziție dată, determinată cu formula

$$\left(\ln w_1 - \frac{w_1}{w_{n+1}}\right)(1 - \rho_1) = \ln w_2 - \frac{w_2}{w_{n+1}} - \rho_1(\ln w_{n+1} - 1), \qquad (11.22)$$

în care: w_2 este valoarea mai mare a mărimii hidraulice a primei fracții (mai mărunte) a aluviunilor; ρ_1 — (în părți din unitate) conținutul în prima fracție măruntă; w_{n+1} — mărimea hidraulică maximă a aluviunilor de compoziție dată (se adoptă $w_{n+1} = u_s$).

Formula lui H. Ș. Șapiro se folosește pentru calculul capacității de transport a curentului, cînd aluviunile sînt alcătuite din patru fracții după mărime (obținută pentru sectoarele cu rol de decantor ale canalului Karakum și lacul de acumulare Tedjen). Capacitatea de transport totală se determină ca sumă a capacităților de transport pentru diferite fracții

$$\rho_t = \sum_{i=1}^{i=4} \rho_{ti}; \qquad (11.21')$$

$$\rho_{ti} = C_{ti}\left(\ln \frac{w_{i+1}}{w_i} - \frac{w_{i+1} - w_i}{u_s}\right), \qquad (11.22')$$

în care: v este viteza medie a curentului; $u_s = 0{,}3\sqrt{Rgi}$; w_i, w_{i+1} — mărimile hidraulice ale fracțiilor i și $i+1$; C_{ti} — constanta care caracterizează curba de distribuție a diametrelor aluviunilor în suspensie de fracția

$$C_{ti} = k_i v^{0,7} u_s,$$

în care

$$k = f(d)$$

k_i	12	59	94	85
d, mm	>0,10	0,1 0,05	0,05 0,01	<0,01

Rezultatele calculului cu formula lui Șapiro coincid, practic, cu rezultatele calculului cu formula lui Haceatrean. Compararea turbidității cursului de apă cu valoarea capacității lui de transport [determinate chiar și cu formulele (11.19') și (11.21) sau (11.21')] permite prognozarea situației în care va avea loc afuierea sau înnămolirea patului cursului de apă.

Distribuția aluviunilor pe adîncimea curentului de apă. Formulele din teoria difuziei (11.23) și (11.24) sînt aplicabile doar în cazul cursurilor de apă cu o concentrație de aluviuni calculată în volume de cel mult 5%, la dimensiuni ale particulelor solide sub 1 mm. Pentru alte cursuri de apă cu aluviuni în suspensie nu pot fi folosite aceste formule.

Formula lui I. I. Levi

$$\rho = \rho_f \cdot e^{\frac{nw}{1-n}\left[1 - \left(\frac{y}{H-l'}\right)^{n-1}\right]\frac{u_{sup}}{y(H-l')}} \qquad (11.23)$$

Aici, u_{sup} este viteza de suprafață; l' — înălțimea rugozității; n — exponentul de viteză, $n = 1/6 - 1/8$; ρ_f — turbiditatea la fund; ρ — turbiditatea la distanța y de fund; H — adîncimea cursului de apă.

Formula lui M. A. Velikanov

$$s = s_0 \left(\frac{1-\eta}{1+\frac{H}{\alpha}} \right)^{\frac{w}{\varkappa\sqrt{gHi}}}, \qquad (11.24)$$

în care: η este ordonata relativă, $\eta = y/H$; $\alpha = l'/H$ — rugozitatea relativă; $\varkappa$ — constanta lui Karman, pentru apă $\varkappa \approx 0{,}4$; w — mărimea hidraulică; s_0 — turbiditatea la fund; $w/\varkappa\sqrt{gHi}$ — criteriul adimensional din teoria difuziei.

Formula lui M. A. Velikanov, obținută pe baza teoriei gravitaționale a transportului aluviunilor în suspensie

$$s = \frac{1-\frac{\alpha\sigma}{\beta}}{2} - \sqrt{\frac{\left(1-\frac{\alpha\sigma}{\beta}\right)^2}{4} - \frac{\sigma}{\beta}}, \qquad (11.25)$$

în care: β este parametrul de bază al teoriei gravitaționale, pentru nisipurile cuarțoase $\beta = 0{,}21(w/i\sqrt{gHi})$; $\alpha = 1{,}65$; $\sigma = 0{,}204$; $s_{max} = 0{,}38$; $\beta_{min} = 1{,}41$. Pentru aluviunile imponderabile ($\rho_a = \rho$) $s_{max} = 0{,}5$; $\beta_{min} = 0{,}82$.

Formula empirică a lui S. M. Anțiferov

$$\frac{s}{s_c} = \exp\left[\sqrt{w}\left(\frac{z}{H} - \frac{C}{H}\right)\right], \qquad (11.24')$$

în care: $C = 0{,}5\,H$; H — adîncimea curentului de apă; z — coordonata verticală, măsurată de la suprafață spre fund, a punctului cu concentrația s; s_c — concentrația la jumătate din adîncimea curentului; w — mărimea hidraulică. Formula (11.24') aparține concepției difuzioniste privind transportul aluviunilor în suspensie și are același domeniu de aplicare ca și formulele (11.23) și (11.24).

11.3. VITEZA DE NEAFUIERE ADMISIBILĂ LA CURGEREA APEI ÎN CANALE

Viteza medie v în secțiune a curentului de apă, corespunzătoare vitezei de antrenare a unei particule izolate de pe patul albiei, poate fi determinată aproximativ cu formula empirică a lui M. A. Velikanov și a lui N. M. Bocikov

$$\frac{v^2}{gd} = 15 + \frac{6}{d}, \qquad (11.26)$$

în care d este diametrul particulelor, în mm.

Valoarea vitezei v_c de antrenare și desprindere a diferitelor particule de pe patul albiei construit din pămînturi necoezive (nisipuri), adică a vitezei medii minime a curentului la care acțiunea de desprindere a particulelor de pe patul albiei se menține continuu, se determină cu formula lui V. N. Goncearov:

— cînd componența particulelor solide este omogenă

$$v_c = \log\frac{8{,}8H}{d}\sqrt{\frac{2g(\gamma_1-\gamma)d}{1{,}75\gamma}}; \qquad (11.27)$$

— cînd componența particulelor solide este eterogenă

$$v_c = \log\frac{8{,}8H}{d_5}\sqrt{\frac{2g(\gamma_1-\gamma)d_m}{1{,}75\gamma}}, \qquad (11.28)$$

în care: d_5 este diametrul celor mai mari particule care reprezintă 5% din întreaga greutate a aluviunilor; d_m — diametrul mediu ponderat al amestecului de aluviuni; γ_1 și γ — greutățile specifice ale aluviunilor și apei; H — adîncimea cursului de apă.

V. N. Goncearov a obținut următoarea relație dintre viteza de antrenare și desprindere și mărimea hidraulică

$$\frac{w}{v_c} = \frac{1}{\varphi\log\frac{8{,}8H}{d_5}}, \qquad (11.29)$$

în care: φ este parametrul de turbulență; reprezintă raportul dintre viteza de cădere a particulei la curgerea turbulentă, obținută cu formula (11.9) și mărimea ei hidraulică efectivă, corespunzătoare dimensiunii ei și temperaturii apei.

Pentru terenurile formate din pietriș rotunjit și nerotunjit, vitezele de neafuiere admisibile[1] se determină cu formula lui E. A. Zamarin

$$v = aR^{\frac{1}{\gamma}}, \qquad (11.30)$$

în care: R este raza hidraulică; a — parametru care depinde de diametrul d al particulelor solide, astfel încît pentru terenurile cu pietriș nerotunjit cînd $R = 0{,}5-2$ m și $\gamma = 2 + R$:

d, cm	pînă la 0,5	pînă la 1,0	pînă la ,15
a	0,95	1,05	1,15

[1] Se numește viteză de neafuiere viteza maximă admisibilă, medie în secțiunea curentului, care nu conduce la afuierea materialului din care e constituită albia.

pentru terenurile cu pietriș rotunjit cînd $R = 0{,}15-1{,}5$ m și $\gamma = 2{,}5+0{,}5$ R.

d, cm	pînă la 5	5–10	10–12
a	1,4	1,75	2,0

În „Normele de proiectare a construcțiilor hidrotehnice" ale M.S.E.S. 108-59 se recomandă următoarele relații pentru calculul vitezelor limită admisibile conform condițiilor de afuiere.

Pentru pămînturi necoezive sau în cazul albiilor căptușite cu anrocamente, pietriș sau strat de protecție din nisip cu pietriș la granulație medie a particulelor $d_m > 1{,}5$ mm, vitezele limită admisibile se calculează cu formula I. I. Levi:

— pentru $R/d_p > 50$

$$v = 1{,}3\sqrt{gd_m}\log\frac{12R}{d_p}; \qquad (11.31)$$

— pentru $10 < R/d_p < 50$

$$v = 1{,}3\sqrt{gd_m}\left(1 + \frac{2}{3}\log\frac{10R}{d_p}\right), \qquad (11.32)$$

în care: d_m este granulația medie a particulelor solide; d_p — diametrul maxim al particulelor solide, care constituie 90% din toate particulele probei; R — raza hidraulică.

În cazul pămînturilor omogene cu granulație medie a particulelor $d_m < 0{,}25$ mm, se recomandă formula lui V. S. Knoroz

$$v = \frac{100d_m^{0{,}05}R^{0{,}125}}{\sqrt{7{,}5 + R^{0{,}25}}}\ [\text{cm/s}]; \qquad (11.33)$$

pentru $0{,}25 < d_m < 1{,}5$ mm

$$v = 32d_m^{0{,}25}\left(\log\frac{7{,}5R}{d_m} - 5{,}5d_m\right)\ [\text{cm/s}], \qquad (11.34)$$

în care: d_m și R sînt în cm.

În cazul „pavării" patului albiei cu particule mari, se adoptă $v_p = 0{,}75v$ dacă procentul de particule de pietriș depășește 10%[1].

Pentru pămînturi coezive, valorile vitezei admisibile cînd $R = 1-2$ m, sînt date în tabelul 11.3.

Cînd $R > 2$ m, viteza v trebuie amplificată cu $(R/2)^{0{,}125}$.

Pentru pereuri din piatră brută, viteza de neafuiere se consideră $v \leqslant 2$ m/s.

Neajunsul general al tuturor formulelor de mai sus este faptul că afuierea este caracterizată numai de dimensiunile particulelor solide și de

[1] Este vorba de viteza v_p de antrenare și desprindere a particulelor mici pînă la „pavarea" albiei. Dacă se admite afuierea materialului fin pînă la „pavarea" albiei, viteza maximă admisibilă $v_{max\,a} = 1{,}25v$ (Nota redacției).

Tabelul 11.3

Vitezele de neafuiere admisibile pentru pămînturi coezive conform Normelor de proiectare a construcțiilor hidrotehnice ale Ministerului Construcțiilor Centralelor Electrice

Denumirea pămîntului	v, m/s
Nisip prăfos afînat	0,7–0,8
Nisip prăfos îndesat	1,0
Argile prăfoase afînate	0,7–0,8
Argile nisipoase cu îndesare medie	1,0
Argile nisipoase îndesate	1,1–1,2
Argile moi	0,7
Argile normale	1,2–1,4
Argile compacte	1,5–1,8
Pămînturi mîloase	0,5

adîncimea curentului, deși la fel de mult influențează asupra afuierii și pulsațiile de viteză, forma și greutatea specifică a aluviunilor, regimul de turbulență în stratul limită, apariția unor forțe de coeziune între particulele solide de diametru mic. Pentru pămînturile omogene, neccezive, Ț. E. Mirțhulava dă relații de calcul care iau în considerare mulți dintre factorii enumerați mai sus. De aceea, formulele expuse mai jos dau valori mai sigure ale vitezei v medii în secțiune și ale vitezei v_f, lîngă fund, care nu provoacă afuiere

$$v = \log\left(\frac{8{,}8H}{d}\right)\sqrt{\frac{2gm}{0{,}44\gamma_0 n}[\gamma_1 - \gamma)d + 2C_f^n k]}; \qquad (11.35)$$

$$v_f = 1{,}25\sqrt{\frac{2gm}{1{,}44\gamma_0 n}[(\gamma_1 - \gamma)d + 2C_f^n k]}. \qquad (11.36)$$

În aceste formule: m este coeficientul care caracterizează condițiile de curgere și valorile lui se iau din tabelul 11.4; γ_1 și γ_0 — greutățile specifice ale pămîntului și apei; H — adîncimea curentului; g — accelerația căderii libere; d — diametrul particulei, în m; C_f^n — rezistența la rupere prin obosire a pămîntului necoeziv la solicitări dinamice, $C_f^n = 0{,}035\ c$; n — coeficientul de suprasarcină, care depinde de raportul dintre viteza maximă pulsatorie a curentului în apropierea fundului și viteza mediată în același punct (adică de intensitatea turbulenței)

$$n = \left(\frac{v_{max}}{v_f}\right)^2, \qquad (11.37)$$

cu aproximație

$$n = 1 + \frac{d}{0{,}00005 + 0{,}3d}, \qquad (11.38)$$

Tabelul 11.4

Valorile m din formulele (11.35) și (11.36) recomandate de Ț.E. Mirțhulava

Caracterizarea albiei	Categoriile de canale[1]		
	I	II	III
Canalele care transportă :			
aluviuni în stare coloidală (peste 0,1 kgf/m³)	1,30	1,40	1,60
aluviuni erozive de fund	0,75	0,80	0,85
Canale cu fundul acoperit de vegetație	1,10	1,15	1,20
Canale funcționînd intermitent :			
în zonele cu climă uscată	0,20	0,22	0,25
în zonele cu climă umedă	0,60	0,70	0,80
Coturile canalelor :			
canal drept	1,00	1,00	1,00
slab cotit (slab sinuos)	0,90	0,95	0,95
sinuozitate medie	0,75	0,85	0,90
sinuozitate mare	0,60	0,65	0,70

[1] La determinarea vitezelor admisibile (de neafuiere), canalele, funcție de destinație, se împart în următoarele categorii : I — canale magistrale principale ; II — distribuitoare între unitățile economice : III — distribuitoare din interiorul unităților economice.

k — coeficient de omogenitate, care depinde de forțele de coeziune care apar în cazul pămînturilor de granulație fină, se stabilește pe baza prelucrării statistice a datelor experimentale

$$k = 1 - \frac{\alpha\sigma}{c}, \qquad (11.39)$$

în care : σ este abaterea medie pătratică de la c — coeziunea medie a solului ; α — parametru care pentru canalele din categoria I are valoarea 2,65 ; din categoria II valoarea 2,5 ; din categoria III valoarea 2,0.

Pentru determinarea vitezei de neafuiere cu considerarea adîncimii, Ț. E. Mirțhulava recomandă graficul prezentat în fig. 11.3.

Pentru pămînturile coezive, Ț. E. Mirțhulava a obținut următoarele relații de calcul :

— pentru viteza admisibilă de fund

$$v_{fa} = 1{,}25\sqrt{\frac{2gm}{2{,}6\gamma_0 n}\left[(\gamma_1 - \gamma_0)d + 1{,}25\, C_f^n k\right]}; \qquad (11.40)$$

— viteza medie în secțiune

$$v_{ma} = \log\left(\frac{8{,}8H}{d}\right)\sqrt{\frac{2gm}{2{,}6\gamma_0 n}\left[(\gamma_1 - \gamma_0)d + 1{,}25\, C_f^n k\right]}, \qquad (11.41)$$

în care : C_f^n este rezistența normată de rupere la obosire a pămîntului coeziv la solicitări dinamice ; celelalte notații din relațiile (11.40) și (11.41) sînt aceleași ca și în relațiile (11.35) și (11.36).

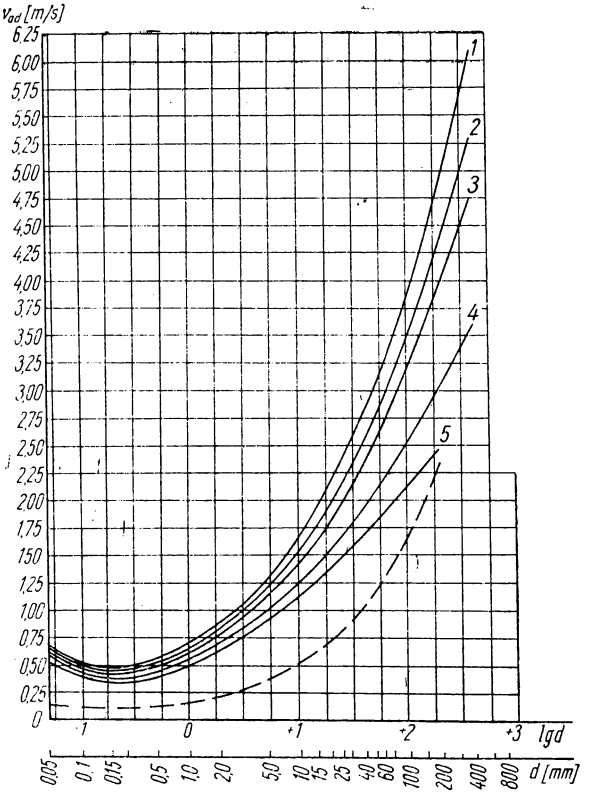


Fig. 11.3. Vitezele medii și de fund admisibile (de neafuiere) funcție de diametrul particulelor și adîncimea curentului :

——— viteze medii ; — — — viteze de fund ; *1* — pentru $H = 10$ m ; *2* — pentru $H = 5$ m ; *3* — pentru $H = 3$ m ; *4* — pentru $H = 1$ m ; *5* — pentru $H = 0{,}5$ m.

Coeficientul de omogenitate k pentru pămînturile coezive, obținut prin prelucrarea statistică a rezultatelor încercărilor pe probe netulburate trebuie micșorat dacă execuția canalului a avut loc folosind tehnica exploziilor, sau excavațiile s-au făcut cu excavatorul, sau în cazul în care canalul s-a executat în roci fisurate. Pămînturile argloase-fisurate trebuie calculate ca și pămînturile niecoezive, considerînd dimensiunea particulelor egală cu dimensiunea medie a fragmentelor create de fisuri. Pentru argilă $d_{fr} = 3$—5 mm.

Loessurile, înainte de a li se determina caracteristicile mecanice, trebuie ținute sub apă timp de două luni.

Pentru calcule prealabile și pentru canalele de categoria a III-a se admite să se adopte c și φ din tabelul 11.5.

Exemplu[1]. Să se determine vitezele admisibile (de neafuiere) ale curentului de apă într-un canal de pămînt, cunoscînd : adîncimea apei $H = 1$ m ; curentul nu transportă

[1] Preluat din lucrarea lui Ț. E. Mirțhulava, „Razmîv rusi metodika oțenki ih ustoicivosti", M., Kolos, 1967.

Tabelul 11.5

Valorile coeziunii c, kgf/cm² şi ale unghiului de frecare interioară φ, grade, pentru calcule prealabile şi pentru canalele din categoria a III-a la determinarea vitezei de neafuiere

Umiditatea la limita de frămîntare	Indicator	φ şi c funcţie de indicele porilor											
		0,41–0,50		0,51–0,60		0,61–0,70		0,71–0,80		0,81–0,95		0,96–1,10	
		Normat	Calculat	Normat	Calculat	Normat	Calculat	Normat	Calculat	Normat	Calculat	Normat	Calculat
>9,4	c	0,10	0,2	0,07	0,01	0,05	0,01						
	φ	30	28	28	26	27	25						
9,5–12,4	c	0,12	0,03	0,08	0,01	0,06	0,01						
	φ	25	23	24	22	23	21						
12,5–15,4	c	0,42	0,14	0,21	0,07	0,14	0,04	0,07	0,02				
	φ	24	22	23	21	22	20	21	19				
15,5–18,4	c			0,50	0,19	0,25	0,11	0,19	0,08	0,11	0,04	0,08	0,22
	φ			22	20	21	19	20	18	19	17	18	16
18,5–22,4	c					0,68	0,28	0,34	0,19	0,28	0,10	0,19	0,06
	φ					20	18	19	17	18	16	17	15
22,5–26,4	c							0,82	0,36	0,41	0,25	0,36	0,12
	φ							18	16	17	15	16	14
26,5–30,4	c									0,94	0,40	0,47	0,22
	φ									16	14	15	13

Observaţii: 1. Drept caracteristică normată pentru un pămînt dat se adoptă valoarea medie, obţinută conform datelor referitoare la cel puţin 25 probe. Caracteristica de calcul constituie produsul dintre caracteristica normată şi coeficientul de omogenitate k.

2. Se numeşte indice al porilor unui pămînt raportul dintre volumul porilor şi volumul părţii minerale.

aluviuni coloidale şi nici aluviuni prin tîrîre; canalul funcţionează continuu şi face parte din categoria a II-a; greutatea specifică a particulelor solide $\gamma_1 = 2{,}65$ t/m³; probele netulburate sînt preluate de pe traseul canalului. Patul canalului este alcătuit din pămînturi argilo-nisipoase grele de compactitate medie, de structură uniformă în secţiunea canalului. Pămînturile se caracterizează prin umiditate la limita superioară de plasticitate $w = 15{,}5\%$ şi coeficient de porozitate 0,68. Coeziunea pămîntului se determină după metoda presării unui poanson sferic (aparatul lui N. A. Ţitovici, diametrul poansonului 1,2 cm) la o sarcină pe poanson $P = 1{,}2$ kgf.

La valorile adîncimilor de poansare pentru unghiul de frecare determinat în prealabil $\varphi = 20°$[1] se calculează coeziunea cu formula

$$c_i = 0{,}18\frac{MP}{\pi D_p h},$$

în care: M este un coeficient care ia în considerare influenţa frecării (este dat în tabelul 11.6), $M = 0{,}285$; P — sarcina pe poanson; D_p — diametrul poansonului; h — adîncimea de poansare.

$$c_1 = 0{,}18 \cdot 0{,}285\frac{1{,}2}{3{,}14 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}137} = 0{,}12 \quad \text{kgf/cm}^2;$$

$$c_2 = 0{,}18 \cdot 0{,}285\frac{1{,}2}{3{,}14 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}099} = 0{,}17 \quad \text{kgf/cm}^2;$$

$$c_3 = 0{,}18 \cdot 0{,}285\frac{1{,}2}{3{,}14 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}120} = 0{,}14 \quad \text{kgf/cm}^2.$$

[1] În lipsa măsurătorilor, valoarea aproximativă a unghiului de frecare φ se poate lua din tabelul 11.5, în funcţie de umiditatea la limita superioară de plasticitate şi coeficientul de porozitate.

Tabelul 11.6

Coeficientul M, de reducere a coeziunii datorită influenţei frecării (conform datelor lui V. G. Berezenţev)

φ, grade	0	10	20	30
M	1	0,615	0,285	0,122

Pentru toate valorile calculate ale coeziunii se întocmeşte un şir statistic. Datele necesare se obţin prin prelucrarea acestui şir.

1. Media aritmetică a coeziunii

$$c = \frac{\Sigma c_i m_i}{\Sigma m_i} = \frac{4{,}61}{30} = 0{,}15 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (1,5 tf/m}^2\text{)},$$

în care c_i este coeziunea; m_i — frecvenţa;

2. Abaterea medie pătratică (standard)

$$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma m_i (c_i - c)^2}{\Sigma m_i}} = \sqrt{\frac{0{,}0235}{30}} = 0{,}0282 \text{ kgf/cm}^2;$$

3. Coeficientul de omogenitate, calculat cu formula (11.39). Canalul este de categoria a II-a şi, de aceea, α se ia egal cu 2,5:

$$k = 1 - \frac{2{,}5 \cdot 0{,}0282}{0{,}15} = 0{,}53;$$

4. Rezistenţa la rupere prin obosire la solicitări dinamice

$$C_f^n = 0{,}035c = 0{,}035 \cdot 0{,}15 = 0{,}0053 \text{ kgf/cm}^2$$

sau

$$C_f^n = 0{,}053 \text{ tf/m}^2;$$

5. Diametrul mediu al sferelor, de volum egal cu fragmentele desprinse, se ia $d_{fr} = 4$ mm (0,004 m). Coeficientul condițiilor de curgere, conform celor prescrise $m = 1$. Întrucît nu sînt cauze care să provoace creșterea turbulenței, se adoptă coeficientul de suprasarcină $n = 4$.

Valorile obținute se introduc în formula (11.40) și se obține valoarea vitezei de fund admisibile (de neafuiere) la înălțimea rugozității

$$v_{fa} = 1{,}25 \sqrt{\frac{2 \cdot 9{,}81 \cdot 1}{2{,}6 \cdot 1 \cdot 4}\,[(2{,}65 - 1)0{,}004 + 1{,}25 \cdot 0{,}053 \cdot 0{,}53]} =$$

$$= 0{,}36 \text{ m/s}.$$

Viteza admisibilă (de neafuiere) medie în secțiune se determină cu formula (11.41)

$$v_{ma} = \log\left(\frac{8{,}8 \cdot 1{,}0}{0{,}004}\right) \sqrt{\frac{2 \cdot 9{,}81 \cdot 1}{2{,}6 \cdot 1 \cdot 4}\,[(2{,}65 - 1)0{,}004 + 1{,}25 \cdot 0{,}053 \cdot 0{,}53]} = 0{,}73 \text{ m/s}.$$

În lipsa datelor din măsurători referitoare la determinarea coeziunii c cu poansonul sferic, se poate folosi tabelul 11.5.

Pentru pămîntul dat, valoarea de calcul a coeziunii, după tabelul 11.5, $c = 0{,}04$ kgf/cm². Acestei valori a coeziunii c îi corespunde viteza medie admisibilă (de neafuiere)

$$v_{ma} = 0{,}71 \text{ m/s},$$

iar viteza admisibilă (de neafuiere) de fund

$$v_{fa} = 0{,}27 \text{ m/s}.$$

La determinarea vitezei de afuiere pentru pămînturi coezive se pot folosi graficele lui Ț. E. Mirțhulava (fig. 11.4—11.6), construite după formulele (11.40) și (11.41).

Conform Normelor Glavghidroenergostroi (St-24-2396) la proiectare, în toate cazurile, cu excepția construcțiilor deosebit de importante, vitezele medii de neafuiere admisibile v_{ma}, în m/s, pot fi luate din tabelele 11.7; 11.8; 11.9; 11.10.

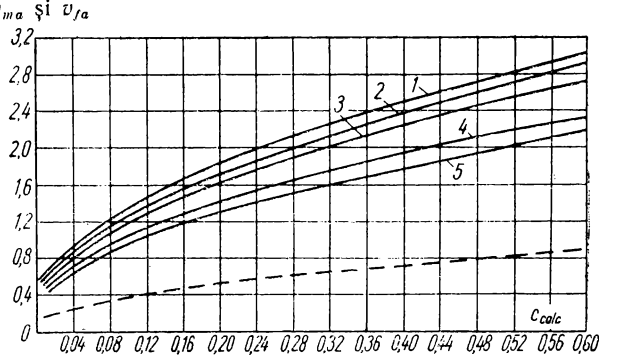


Fig. 11.4. Vitezele medii și de fund admisibile (de neafuiere) funcție de coeziunea de calcul (coeziunea de calcul este $c_{cal} = kc$). Cu aproximație se poate considera $k = 0{,}5$. Pentru notații v. fig. 11.3.

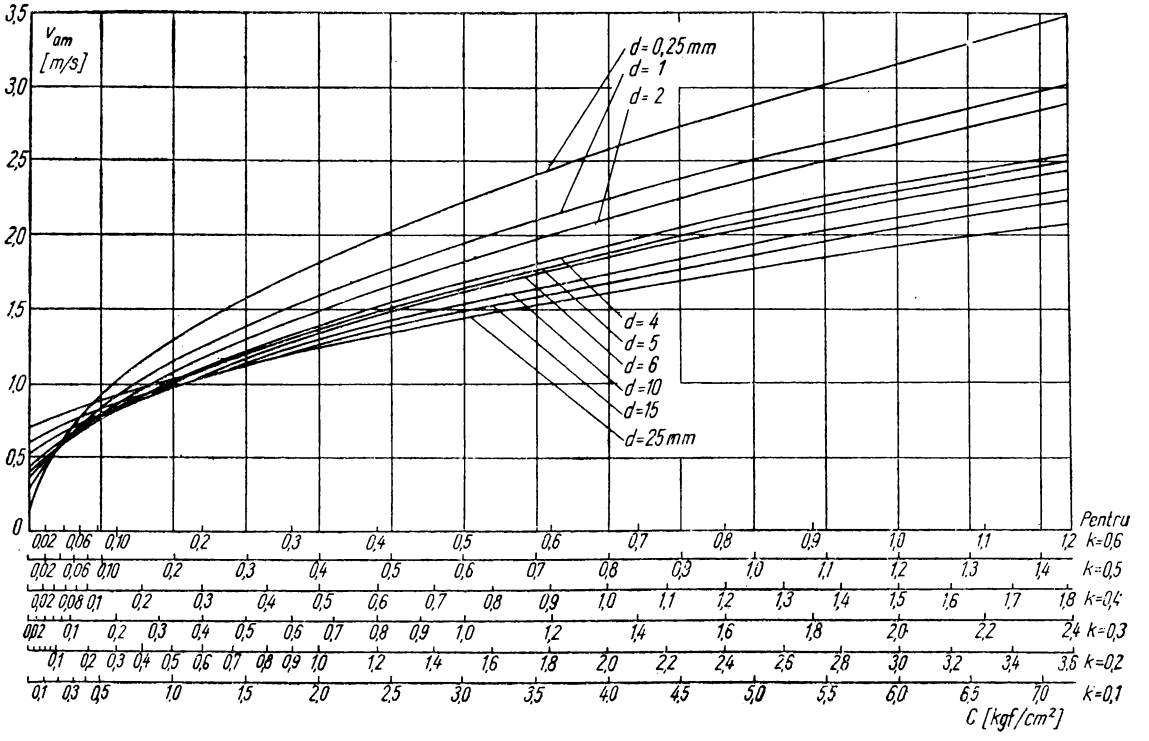


Fig. 11.5. Vitezele de fund admisibile ale curentului de apă ($H = 1$ m) funcție de coeziune, dimensiunile particulelor și coeficientul de omogenitate.

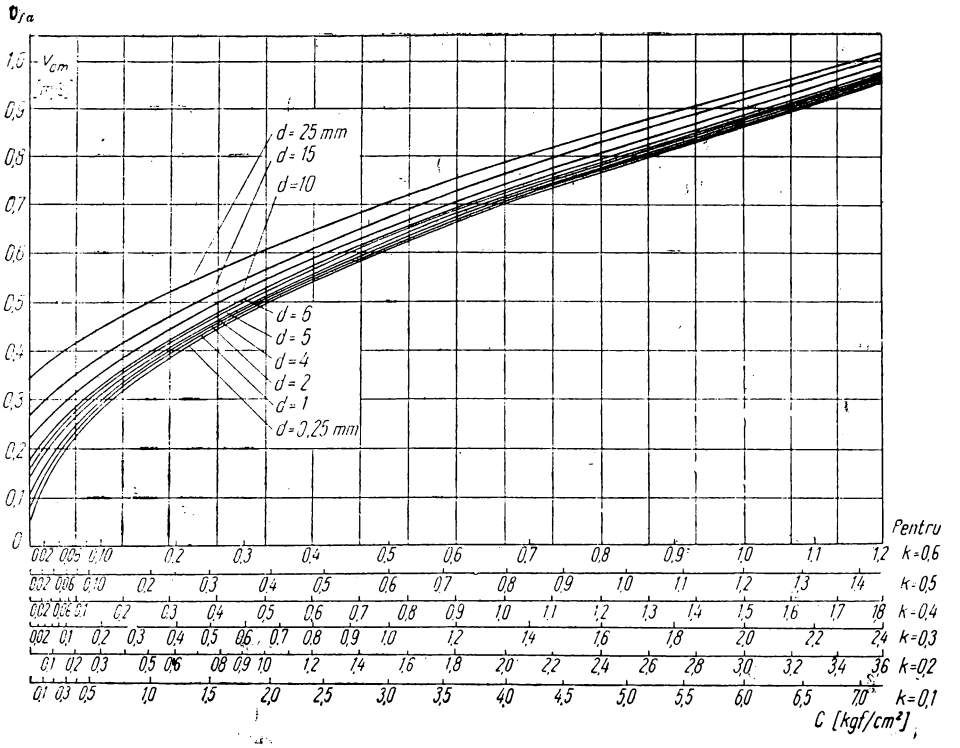


Fig. 11.6. Vitezele de fund admisibile ale curentului de apă funcție de coeziune, dimensiunile particulelor și coeficientul de omogenitate.

Tabelul 11.7

Vitezele medii de neafuiere admisibile, v_{ma}, m/s, pentru pămînturi necoezive conform TU Glavghidroenergostroi (St-24-2396)

Denumirea pămînturilor omogene necoezive	Dimensiunile particulelor de pămînt, mm	v_{ma} la adîncimea medie a cursului h_{med}, m			
		$h_{med} = 0,4$	$h_{med} = 1,0$	$h_{med} = 2,0$	$h_{med} \geqslant 3$
Praf și mîl	0,005–0,05	0,12–0,17	0,15–0,21	0,17–0,24	0,19–0,26
Nisip fin	0,05 –0,25	0,17–0,27	0,21–0,32	0,24–0,37	0,26–0,40
Nisip mijlociu	0,25 –1,0	0,27–0,47	0,32–0,57	0,37–0,65	0,40–0,70
Nisip mare	1,0 –2,5	0,47–0,53	0,57–0,65	0,65–0,75	0,70–0,80
Pietriș mărunt	2,5 –5,0	0,53–0,65	0,65–0,80	0,75–0,90	0,80–0,95
Pietriș mediu	5–10	0,65–0,80	0,80–1,0	0,90–1,1	0,95–1,2
Pietriș mare	10–15	0,80–0,95	1,0–1,2	1,1–1,3	1,2–1,4
Piatră de rîu mărunță	15–25	0,95–1,2	1,2 –1,4	1,3 –1,6	1,4 –1,8
Piatră de rîu medie	25–40	1,2 –1,5	1,4 –1,8	1,6–2,1	1,8 –2,2
Piatră de rîu mare	40–75	1,5 –2,0	1,8 –2,4	2,1 –2,8	2,2 –3,0
Bolovani mici	75–100	2,0 –2,3	2,4 –2,8	2,8 –3,2	3,0 –3,4
Bolovani medii	100–150	2,3 –2,8	2,8 –3,4	3,2 –3,9	3,4 –4,2
Bolovani mari	150–200	2,8 –3,2	3,4 –3,9	3,9 –4,5	4,2 –4,9
Bolovani de morenă	Peste 200	Peste 3,2	Peste 3,9	Peste 4,5	Peste 4,9

Tabelul 11.8

Vitezele medii admisibile de neafuiere, v_{ma}, m/s, pentru roci, conform TU Glavghidrogostroi (St-24-2396)

Denumirea rocilor	v_{ma} la adîncimea medie a cursului h_m, m							
	0,4	1,0	2,0	3,0 şi peste	0,4	0,1	2,0	3,0 şi peste
	suprafaţa rocii este rugoasă				suprafaţa rocii este netedă			
A. Roci sedimentare								
Conglomerat, marnă, argile şistoase şi şisturi	2,1	2,5	2,9	3,1	—	—	—	—
Calcar poros, conglomerat compact, calcar stratificat, gresie calcaroasă, calcar dolomitic	2,5	3,0	3,4	3,7	4,2	5,0	5,7	6,2
Gresie dolomitică, calcar nestratificat compact, calcar silicios	3,7	4,5	5,2	5,6	5,8	7,0	8,0	8,7
B. Roci cristaline								
Marmură, granit, sienit, gabbro	16	20	23	25	25	25	25	25
Porfir, fonolit, andezit, diabaz, bazalt, cuarţit	21	25	25	25	25	25	25	25

O b s e r v a ţ i e. Datele se referă la roci nefisurate şi cu suprafaţa proaspăt degradată. Dacă rocile sînt fisurate şi degradate, valorile vitezelor admisibile trebuie micşorate funcţie de gradul de fisurare şi degradare. Pentru rocile foarte degradate, vitezele admisibile se determină ca pentru pămînturile necoezive după dimensiunile fragmentelor predominante cu considerarea greutăţii specifice a acestor roci.

Tabelul 11.9

Vitezele medii admisibile v_{ma}, m/s, pentru zidăria din beton, beton armat şi lemn conform TU Glavghidroenergostroi (St-24-2396)

Denumirea zidăriei şi materialelor	v_{ma} la adîncimea medie a cursului h_m, m											
	0,4	1,0	2,0	3,0 şi peste	0,4	1,0	2,0	3,0 şi peste	0,4	1,0	2,0	3,0 şi peste
	Îmbrăcăminţi şi consolidări				Construcţii							
					În condiţii obişnuite				Greu accesibile pentru reparaţii			
A. Zidărie cu mortar de ciment												
Zidărie din cărămidă cu rezistenţa de rupere la compresiune în apă 16–30 kgf/cm²	1,6	2,0	2,3	2,5	2,9	3,5	2,0	4,4	1,4	1,7	2,0	2,2
Zidărie de piatră brută din roci slabe şi zidărie din cărămidă compactă	2,9	3,5	4,0	4,4	5,0	6,0	6,9	7,5	2,5	3,0	3,4	3,7
Zidărie din cărămidă arsă cu rezistenţa de rupere la compresiune 120 kgf/cm²	4,6	5,5	6,3	6,9	7,9	9,5	11	12	3,9	4,7	5,4	5,9
Zidărie de piatră brută din roci mijlocii	5,8	7,0	8,1	8,7	10	12	14	15	5,0	6,0	6,9	7,5
Zidărie din clincher cu rezistenţa provizorie de 250–300 kgf/cm³	7,1	8,5	9,8	11	12	14	16	18	6,0	7,2	8,3	9,0
B. *Beton şi beton armat cu mortar de ciment sau torcret, executate îngrijit*												
Beton marca 210 (rezistenţa de rupere la compresiune după 30 zile în kgf/cm²)	7,5	9,0	10	11	25	25	25	25	15	18	21	23
Beton marca:												
170	6,6	8,0	9,2	10	25	25	25	25	13	16	19	20
140	5,8	7,0	8,1	8,7	24	25	25	25	12	14	16	18
110	5,0	6,0	6,9	7,5	20	25	25	25	10	12	13	15
90	4,2	5,0	5,7	6,2	16	23	23	25	8	10	11	12
C. Lemn	—	—	—	—	25	25	25	25	12	15	17	18

Tabelul 11.10

Vitezele medii admisibile v_{ma}, m/s pentru îmbrăcămințile și căptușelile canalelor conform TU Glavghidroenergostroi (ST-24-2396)

Tipul de îmbrăcăminte	v_{ma} la adîncimea medie a curentului h_m, m			
	0,4	1,0	2,0	3,0
Anrocamente funcție de mărimea pietrei	Conform tabelului 11.7			
Anrocamente așezate funcție de mărimea pietrei	Valori conform tabelului 11.7 mărite cu 10%			
Pereu simplu din piatră brută cu dimensiunile, cm				
15	2,5	3,0	3,5	3,8
20	2,9	3,5	4,0	4,3
Pereu dublu din pietre regulate cioplite și suprafața uniformă pentru dimensiunile pietrei, cm:				
15	3,1	3,7	4,3	4,6
20	3,6	4,3	5,0	5,4
Gabioane	Pînă la 4,2	Pînă la 5,0	Pînă la 5,7	Pînă la 6,2
Fascine de nuiele verzi	1,8	2,2	2,5	2,7
Înierbare	0,6	0,8	0,9	1,0
Brazde de iarbă	1,5	1,8	2,0	2,2

11.4. RELAȚII DE CALCUL PENTRU VITEZA CRITICĂ DE NEÎNNĂMOLIRE ÎN CANALE

Formula lui N. E. Jukovski pentru viteza de neînnămolire, obținută fără considerarea turbulenței curentului, în cazul nisipurilor

$$v_{nn} = 0{,}24 + 0{,}29\,H \text{ [m/s]}. \qquad (11.42)$$

Formula lui Kennedy (1895)

$$v_{nn} = cH^{\alpha}. \qquad (11.43)$$

Mărimea	Canalele Indiei	Pămînturi cu granulație fină (din Egipt)	Nisipuri cu granulație mare	Sedimente nisipo-argiloase	Fragmente dure
c	0,84	0,56	0,92	1,01	1,09
α	0,64	—	—	—	—

Pentru apa aproape curată $\alpha = 5$.

Formula (11.43) a stat mult timp la baza elaborării de relații de calcul pentru v_{nn}.

Pentru rîurile și canalele Uniunii Sovietice, formula lui Kennedy a fost modificată de L. M. Latîșenkov

$$v_{nn} = 1{,}6\sqrt{gd}\left(\frac{H}{d}\right)^{0{,}2}, \qquad (11.44)$$

de B. I. Studenicinikov

$$v_{nn} = 0{,}9\sqrt{\frac{\gamma_1 - \gamma_0}{\gamma_0}}\sqrt{g}(Hd)^{0{,}15} \qquad (11.45)$$

și de mulți alții. În formulele (11.42)—(11.45), H este adîncimea curentului; d — diametrul mediu al particulelor solide; γ_1 și γ_0 — greutatea specifică a aluviunilor și a apei.

Din teoria gravitațională a suspensiei, elaborată de M. A. Velikanov, rezultă

$$v_{nn} = BH^{0{,}5}, \qquad (11.46)$$

în care

$$B = \frac{1}{n}\sqrt[3]{\frac{0{,}21w}{\beta\sqrt{g}}},$$

β — criteriul de capacitate a curentului de a de a transporta aluviuni. Pentru nisipuri

$$\beta = \frac{0{,}4(\rho_a - \rho)w}{\rho_a i\sqrt{gHi}}.$$

Aici, n este coeficient de rugozitate; w — mărimea hidraulică; ρ_a și ρ — densitatea aluviunilor și apei; i — panta fundului cursului; H — adîncimea lui.

Relația empirică a lui S. A. Grișkan, obținută pentru sistemele de irigație din Asia Centrală și Transcaucazia

$$v_{nn} = \Gamma Q^{0{,}2}. \qquad (11.47)$$

Coeficientul Γ funcție de mărimea hidraulică w (1,5—3,5 mm/s) variază de la 0,33 pînă la 0,55; Q — debitul curentului de apă cu suspensii.

Formula lui E. A. Zamarin pentru rîuri și canale, în care conținutul de aluviuni nu depășește 5—6 kg/m³

$$v_{nn} = \frac{\rho w_0\sqrt{w_n}}{0{,}22Ri}, \qquad (11.48)$$

în care: ρ este conținutul de aluviuni (turbiditatea), în kg/m³; i — panta suprafeței libere; R — raza hidraulică; w_0 — mărimea hidraulică convențională, care pentru $0{,}002 < w_m \leqslant 0{,}008$ m/s este egală cu w_m, iar pentru $0{,}0004 \leqslant w_m \leqslant 0{,}0002$ m/s, $w_0 = 0{,}002$ m/s.

Valorile w_m (mărimea hidraulică medie) sînt date în tabelul 11.11.

Tabelul 11.11

Mărimea hidraulică medie după datele lui E. A. Zamarin

d, mm	0,5	0,25	0,1	0,05	0,02	0,01
w_m, mm/s	53,0	27,0	8,0	2,9	0,6	0,15

Pentru canalele de pămînt, la un coeficient de rugozitate $n = 0{,}0225$ și diametrul mediu al masei predominante de aluviuni în suspensie $d_m = 0{,}25$ mm, viteza critică de neînnămolire se determină cu formula lui I. I. Levi

$$v_{cr} = 0{,}5\sqrt{R} \text{ [m/s]}, \qquad (11.49)$$

în care R este raza hidraulică, în m.

În cazul general, viteza critică de neînnămolire se determină cu formula generală a lui I. I. Levi

$$v_{cr} = 0{,}01 \frac{w}{\sqrt{d_m}} \sqrt[4]{\frac{p}{0{,}01}} \frac{0{,}0225}{n} \sqrt{R} \quad \text{[m/s]}, \qquad (11.50)$$

în care: w este mărimea hidraulică, în m/s, pentru particulele cu diametrul $d = d_m$; d_m — diametrul mediu al aluviunilor aflate preponderent în suspensie, în mm; p — procentajul (în greutate) de aluviuni în suspensie cu diametrul de circa 0,25 mm; n — coeficientul de rugozitate a albiei canalului; R — raza hidraulică, în m.

Dacă concentrația curentului în aluviuni cu diametrul $d > 0{,}25$ mm nu depășește 0,01% în greutate, viteza critică de neînnămolire a canalelor cu raza hidraulică $R = 1{,}0$ m se poate determina cu aproximație funcție de mărimea d_m din tabelul 11.12.

Tabelul 11.12

Viteza critică de neînnămolire (după datele lui I. I. Levi) pentru $R = 1$ m și cantitatea de aluviuni cu $d > 0{,}25$ mm este de *max* 0,01% în greutate

d_m, mm	v_{cr}, m/s	d_m, mm	v_{cr}, m/s	d_m, mm	v_{cr}, m/s
0,1	0,22	1,0	0,95	2,0	1,10
0,2	0,45	1,2	1,00	2,2	1,10
0,4	0,67	1,4	1,02	2,4	1,11
0,6	0,82	1,6	1,05	2,6	1,11
0,8	0,90	1,8	1,07	3,0	1,11

Observație. Pentru canalele care au $R \neq 1$ m, valorile indicate în tabel pentru v_{cr} trebuie înmulțite cu $\sqrt{R}$. De exemplu, dacă $d_{med} = 1{,}0$ mm și $R = 2{,}0$ m, atunci valoarea vitezei critice de neînnămolire se va obține egală cu $v_{cr} = 0{,}95\sqrt{R} = 0{,}95\sqrt{2} = 1{,}345 \approx 1{,}35$ m/s.

Conform prescripțiilor Glavghidroenergostroi (TU-24-03) la elaborarea proiectelor tehnice pentru canalele de clasele I și II, calculul de înnămolire se efectuează pe baza unor cercetări speciale, iar în alte cazuri se admite aplicarea formulei lui A. A. Cerkasov sau datele din tabelul 11.16.

Formula lui A. A. Cerkasov

$$v_{cr} = 0{,}64\,\alpha\beta R^{0{,}5}, \qquad (11.51)$$

în care: v_{cr} este viteza critică, în m/s; R — raza hidraulică, în m; α — coeficient care depinde de produsul $Ri \cdot 10^6$; valorile α sînt date în tabelul 11.13; β — coeficient care depinde de echivalentul hidromecanic al aluviunilor η; valorile β sînt date în tabelul 11.14; i — panta longitudinală.

Tabelul 11.13

Valorile coeficientului α în formula (11.51)

$Ri \cdot 10^6$	α	$Ri \cdot 10^6$	α	$Ri \cdot 10^6$	α
50	0,97	200	0,995	350	1,015
75	0,975	225	1,00	400	1,02
100	0,98	275	1,005	450	1,025
125	0,985	300	1,01	500	1,03
150	0,99				

Tabelul 11.14

Valorile coeficientului β în formula (11.51)

η, g·cm/(l·s)	β	η, g·cm/(l·s)	β	η, g·cm/(l·s)	β
0,001	0,735	0,2	0,950	1,5	1,075
0,01	0,815	0,3	0,975	2	1,090
0,02	0,840	0,4	0,990	3	1,120
0,03	0,860	0,5	1,005	4	1,140
0,04	0,870	0,6	1,015	5	1,160
0,05	0,880	0,7	1,025	7	1,180
0,06	0,890	0,8	1,030	10	1,215
0,08	0,900	0,9	1,040	15	1,250
0,10	0,915	1,0	1,045	20	1,270
0,15	0,935				

Echivalentul hidromecanic al aluviunilor este egal cu

$$\eta = \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma_1} \varepsilon \frac{\Sigma(w_i p_i)}{\Sigma p_i}, \qquad (11.52)$$

în care: γ și γ_1 sînt greutatea specifică a apei și, respectiv a aluviunilor; ε — turbiditatea curentului de apă, respectiv cantitatea în grame de aluviuni la 1 l din debitul curentului de apă; w_i — mărimea hidraulică mediată a particulelor fracției de ordinul i, în cm/s; p_i — conținutul acestei fracții din întreaga cantitate a aluviunilor, în %.

Dacă $\gamma_1 = 2{,}66$ tf/m³ și $\gamma = 1$ tf/m³, rezultă

$$\eta = 0{,}634\,\varepsilon \frac{\Sigma(w_i p_i)}{\Sigma p_i}. \qquad (11.53)$$

Valorile w_i sînt date în tabelul 11.15.

Dacă viteza critică, calculată cu formula (11.51), este mai mică de 0,27 m/s, atunci se adoptă $v_{cr} = 0{,}27$ m/s.

Valorile vitezei critice v_{cr} sînt date în tabelul 11.16.

Tabelul 11.15

Valorile mărimii hidraulice mediate în formula (11.53)

Fracțiile, mm	Mărimea hidraulică mediată, ω_i, cm/s
0,001	0,00005
0,001—0,005	0,00158
0,005—0,010	0,01635
0,01 —0,05	0,124
0,05 —0,25	1,272
0,25 —0,50	3,899
0,50—1,00	7,527

Tabelul 11.16

Valorile vitezei critice v_{cr}, m/s (după datele lui V. N. Goncearov)

Componența aluviunilor în suspensie	Adîncimea medie, h,m	v_{cr} la conținutul fracțiilor aluviunilor mai mari de 0,005 mm, p, ‰ (din greutate)						
		0,1	0,5	1,0	2,5	5,0	7,5	10,0
0,25—	0,30	0,22	0,28	0,32	0,39	0,45	0,49	0,52
0,05 mm	0,60	0,28	0,37	0,43	0,52	0,60	0,66	0,70
— 25%;	1,00	0,34	0,45	0,52	0,64	0,75	0,82	0,87
0,05—	1,50	0,39	0,54	0,62	0,76	0,89	0,97	1,04
0,005 mm	2,0	0,44	0,60	0,70	0,86	1,01	1,10	1,18
— 75%	2,50	0,48	0,66	0,77	0,94	1,11	1,22	1,30
	3,00	0,51	0,71	0,83	1,02	1,20	1,32	1,41
0,25—	0,30	0,28	0,37	0,42	0,50	0,58	0,64	0,68
0,05 mm	0,60	0,36	0,48	0,55	0,67	0,78	0,85	0,91
— 75%;	1,00	0,43	0,59	0,68	0,83	0,97	1,06	1,13
0,05—	1,50	0,51	0,69	0,80	0,98	1,15	1,26	1.35
0,005 mm	2,00	0,57	0,78	0,91	1,11	1,31	1,43	1,53
— 25%	2,50	0,61	0,86	0,99	1,22	1,44	1,57	1,69
	3,00	0,66	0,92	1,07	1,32	1,55	1,70	1,82
1,0—	0,30	0,39	0,51	0,58	0,70	0,81	0,88	0,94
0,25 mm	0,60	0,50	0,67	0,76	0,93	1,08	1,18	1,26
— 25%;	1,00	0,60	0,82	0,94	1,15	1,34	1,47	1,57
0,25—	1,50	0,70	0,96	1,11	1,36	1,59	1,75	1,87
0,05 mm	2,00	0,78	1,08	1,26	1,54	1,80	1,98	2,12
— 75%	2,50	0,85	1,19	1,38	1,69	1,99	2,18	2,33
	3,00	0,92	1,28	1,49	1,83	2,15	2,36	2,53
1,0—	0,30	0,57	0,73	0,84	1,00	1,16	1,27	1,35
0,25 mm	0,60	0,72	0,96	1,10	1,34	1,56	1,70	1,82
— 75%;	1,00	0,87	1,18	1,36	1,66	1,93	2,12	2,27
0,25—	1,50	1,01	1,39	1,61	1,96	2,30	2,52	2,70
0,05 mm	2,00	1,13	1,56	1,81	2,22	2,60	2,86	3,06
— 25%	2,50	1,23	1,71	1,99	2,44	2,87	3,15	3,37
	3,00	1,32	1,85	2,15	2,64	3,10	3,41	3,65

11.5. CAPACITATEA DE TRANSPORT A CURENȚILOR SUB PRESIUNE

Curenții de hidromasă sub presiune (curenți de amestec apă-material solid care umplu complet secțiunea transversală a conductei) se întîlnesc la transportul hidraulic în construcții, agricultură, în industriile chimică, extractivă și în alte industrii. Consistența noroiului la transportul hidraulic este considerabil mai mare decît consistența (turbiditatea) în rîuri, însă principiile fizice ale transportului particulelor solide sînt identice în ambele cazuri.

Capacitatea de transport a curentului de apă este cantitatea de material solid transportat de curent în stare critică. Secțiunea transversală, parțial înnămolită, a conductei este pe deplin analoagă cu fundul afuiabil al unui curs natural.

Viteza critică, conform „Prescripțiilor pentru calculul hidraulic al sistemelor de transport hidraulic al pămînturilor" ale Minenergo U.R.S.S., 1971. Starea curentului în care particulele solide încep să se depună se numește stare critică, iar viteza medie a curentului corespunzătoare acestei stări se numește viteză critică; viteza medie a hidromasei este viteza cu care particulele lichide și solide ar trebui să treacă prin secțiuni de curgere a curentului pentru ca debitul de hidromasă să fie egal cu cel efectiv. La viteze $v > v_{cr}$, întreg materialul solid este transportat în stare de suspensie; la viteza v apropiată de v_{cr}, curentul este plin cu particule în suspensie, însă o mare cantitate din aceste suspensii sînt transportate în apropierea fundului, iar pe fund poate să subziste un strat subțire de aluviuni, spălate uneori de curent; cînd viteza $v < v_{cr}$, pe patul conductei se formează un strat stabil de depuneri.

Prescripțiile din 1971 recomandă pentru calculul vitezei critice a nisipurilor și pietrișurilor formula

$$v_{cr} = 8{,}3 \sqrt[3]{D} \sqrt[6]{C_0 \Psi_*} \ \text{[m/s]}. \qquad (11.54)$$

Aici, D este diametrul conductei care este legat de viteza critică v_{cr}, prin relația

$$D = 2\sqrt{\frac{Q}{\pi v_{cr}}}, \qquad (11.55)$$

în care Q este debitul de hidromasă, în m³/s.

Pentru determinarea prealabilă a diametrului conductei se poate folosi tabelul 11.17.

Consistența hidromasei (raportul dintre volumul de material solid în stare compactă q_s conținut în volumul de hidromasă care curge într-o secundă și volumul hidromasei q_n) este

$$C_0 = \frac{q_s}{q_n} = \frac{\rho_n - \rho_a}{\rho_s + \rho_a}; \qquad (11.56)$$

$$q_s + q_a = q_n, \qquad (11.57)$$

în care: q_a este volumul de apă curs într-o secundă; ρ_s, ρ_n, ρ_a — densitățile particulelor solide, a hidromasei și, respectiv, a apei.

Pentru determinarea C_0, a consistenței de greutate C_0' și a consistenței C_s, corespunzătoare materialului solid în stare afînată, este comodă folosirea graficului din fig. 11.7; Ψ_* este coeficientul de transportabilitate a materialului solid, care depinde de mărimea hidraulică. Valorile reco-

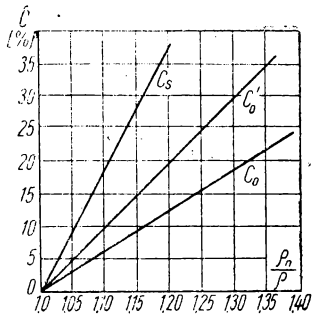


Fig. 11.7. Graficul consistenței hidroamestecului funcție de densitatea lui.

mandate Ψ_* sînt date în tabelul 11.17. În cazul materialelor solide eterogene se determină valoarea mediată Ψ_{*e} cu formula

$$\Psi_{*e} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \Psi_{*i} p_i}{100}, \qquad (11.58)$$

în care: Ψ_{*i} este valoarea medie pentru fracția i; p_i — conținutul procentual al fracției i în greutate, în componența probei de material solid.

Formula (11.54) este valabilă numai pentru nisipuri și pietrișuri. Totodată, viteza critică poate fi determinată cu formulele vitezei de neînnămolire din § 11.4.

Tabelul 11.17

Coeficientul de transportabilitate Ψ_* în formula (11.54)

Fracția pămîntului, mm	0,05–0,1	0,1–0,25	0,25–0,5	0,5–1,0	1,0–2,0	2–3	3–5	5–10	10–20
Ψ	0,02	0,20	0,40	0,80	1,2	1,5	1,8	1,9	2,0

11.6. REZISTENȚELE HIDRAULICE LA CURENȚII DE HIDROMASĂ SUB PRESIUNE (LA TRANSPORTUL HIDRAULIC SUB PRESIUNE)

Ca și la mișcarea apei, rezistențele hidraulice la curenții de hidromasă se împart în rezistențe pe lungime și rezistențe locale.

a) **Rezistențele pe lungime**

La transportul hidraulic se examinează, de obicei, pierderile de sarcină pe unitatea de lungime a curentului $i = h_l/l$, adică panta hidraulică. În fig. 11.8 se prezintă alura generală a curbei panta hidraulică i, funcție de viteza medie a hidromasei, v. Curba *1* reprezintă variația pantei hidraulice cu viteza medie a curentului de hidromasă $i_n = f(v)$; curba *2* — $i_0 = f(v)$ — reprezintă variația pantei hidraulice cu viteza curentului de apă curată în aceeași conductă și la același debit. Domeniul A corespunde valorii minime i_n. De aceea, transportul hidraulic este cel mai economic în regim critic și marea majoritate a relațiilor empirice pentru i_n se referă la regimul critic. Domeniile de aplicabilitate ale formulelor empirice cele mai cunoscute pentru determinarea pierderilor de sarcină la transportul hidraulic al nisipurilor și pietrișurilor în conducte metalice orizontale sînt date în tabelul 11.18, iar formulele pentru calculul transportului hidraulic al materialelor nenisipoase sînt date în tabelul 11.19[1].

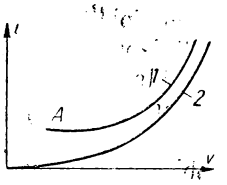


Fig. 11.8. Caracterul funcției $i = f(v)$ pentru apă curată și hidroamestec.

Structura generală a formulei de calcul a pantei hidraulice în regim critic este de forma

$$i_n = i_0 + \Delta i, \qquad (11.59)$$

în care: Δi este panta hidraulică suplimentară, datorată prezenței particulelor solide; Δi depinde de granulația și concentrația particulelor solide de diametrul conductei și de viteza medie a curentului; i_0 — panta hidraulică la mișcarea apei curate.

Prescripțiile din 1971 recomandă să se considere primul termen din formula (11.59) drept pantă hidraulică la mișcarea apei în conducte hidraulic netede, pentru care coeficientul de rezistență pe lungime λ să se calculeze cu formula

$$\lambda = \frac{0{,}31}{(\log \mathrm{Re} - 1)^2}, \qquad (11.60)$$

în care: $\mathrm{Re} = vD/\nu$; D — diametrul conductei; v — viteza medie a hidromasei; ν — coeficientul de viscozitate cinematică a apei.

[1] Iufin, A. P., Ghidromehanizația, M., Stroiizdat, 1965

Tabelul 11.18

Domeniile de aplicare a formulelor empirice pentru i_n stabilite de MISI V. V. Kuibîşev, la transportul hidroamestecului pe conducte metalice orizontale (nisipuri şi pietrişuri)

Diametrul particulelor, mm	Particule solide omogene în conducte cu diametrul D, mm								
	<100	100–200	200–300	300–400	400–500	500–600	600–700	700–800	800–900
0,01	$i_n = \rho_n i_0$ (1) Formula Smoldîrev $i_n = i_0[1 + C_0(\rho_s - 1)s]$ (2)								
0,1–0,5		Formula Iufin $i_n = \beta\rho_n i_0$ (3)			Formula Silin-Kobernik $i_n = i_0 + i_0 c_0 \left[10\left(\frac{\sqrt{gD}}{v}\right)^3 + 0{,}5\right]$ (4)				
0,5–2,0		Formula Iufin							
2–10		$i_n = i_0 + \left[i_{cr} - i_0\left(\frac{v_{cr}}{v}\right)\right] \cdot \sqrt[4]{\frac{v_{cr}}{v}}$ (5)			Formula Durand (6)				
10–20		Formula Korjaev (7)			Formula Durand $\frac{i_n - i_0}{c_0 i_0} = 100\left(\frac{\sqrt{gD}}{v}\right)^3\left(\frac{w}{\sqrt{gd}}\right)^{1,5}$ (6)				
20–40		Formula Korjaev $i_n = i_0 + k(\rho_n - 1)$ (7)							

Observaţii: 1. În formula (2) mărimea coeficientului C_0 variază în limitele 0,85–1,15. În cazul saturaţiei puternice cu particule $d < 0{,}05$ mm, hidroamestecul trece în lichid structurat şi în acest caz, coeficientul C_0 este 1,8–2,5.

2. Coeficientul β din formula (3) este egal cu:

$$\beta = 1 + (3{,}5 + 2D + 0{,}5\sqrt{d})(\rho_n - 1)^{0,8}\left(\frac{v_{cr}}{v}\right)^{2,35},$$

în care

$$v_{cr} = 9{,}8\sqrt[3]{D}\sqrt[4]{w}\left(\frac{\gamma_n}{\gamma_0} - 0{,}4\right),$$

aici: D în m, d în mm, w în m/s.

3. În formula (5) v_{cr} se determină din formula (8), iar i_{cr} din formula

$$i_{cr} = 1{,}31\rho_n\sqrt{\frac{\rho_n - 1}{\rho_s - 1}}\sqrt[3]{\frac{w^2}{gD}}$$

pentru $\rho_s = 2{,}65$

$$i_{cr} = \rho_n\sqrt{\rho_n - 1}\sqrt[3]{\frac{w^2}{gD}}$$

4. Coeficientul k din formula (7) pentru particule mărunte ($d < 2$ mm) depinde de mărimea lor. Pentru particule $d > 2$ mm mărimea k depinde de diametrul conductei:

D, mm	150	175	200	500	700
k	0,5	0,54	0,57	–	0,81

5. Formula (7) este aplicabilă într-o gamă limitată de viteze, deoarece neglijează dependenţa pierderilor de sarcină de viteză:

D, mm	150	200	250	300	400	500	600	700
Viteze recomandate pentru pietriş şi piatră spartă, m/s	3,1	3,3	3,5	3,7	4,1	4,5	4,9	5,4

Tabelul 11.19

Formule pentru calculul transportului hidraulic

Autorii formulelor	Formule pentru calculul transportului hidraulic al materialelor, cu excepția nisipului
1	2
P. Iufin	*Transportul hidraulic al pămînturilor granulare eterogene*[1] $i_{et} = i_0 + (i_{om} - i_0)\Delta_0^{0,22}$, în care $\Delta_0 = \frac{1}{\delta_0}$; $\delta_0 = \frac{\delta}{3}$; $\delta = \frac{d_{90}}{d_{10}}$; i_{om} se ia din tabelul 11.18 $v_{cr.et} = v_{cr.om} \cdot \Delta_0^{0,125}$.
K. A. Țarevici A. P. Malîșev	*Transportul hidraulic al argilei disperse* $Q = cD^{2,6}\left(P - \frac{16}{3}\frac{10^5\theta}{D}\right)^{0,54}$, în care Q este debitul suspensiei, l/s; P — căderea de presiune pe 1 000 m de lungime a conductei, kgf/cm²; θ — tensiunea statică de tăiere, kgf/cm²; D — diametrul conductei, cm; $c \approx 0,02$
A. P. Iufin K. T. Belova G. S. Neceaeva	Regim laminar (structural): $\lambda = \frac{64}{Re}$, în care λ este coeficientul din formula (4.8); $Re^* = \frac{1}{\frac{\eta}{\rho v D} + \frac{1}{6}\frac{\theta}{\rho v^2}}$; η — coeficient de viscozitate structurală a fluidului amestec; ρ — densitatea amestecului; θ — efortul unitar static de lunecare; Regim tranzitoriu; $\lambda = 0,097 + 2,34\varepsilon + \frac{(2,94 - 534\varepsilon)10^5}{Re^*(2,309 - 97,2\varepsilon)}$ $\varepsilon = \Delta/r$ — rugozitatea relativă; Regim turbulent: $\lambda = 0,0097 + 2,34\varepsilon$ (regim tranzitoriu de la structural la turbulent cînd $R = 3\,000 - 5\,000$)
S. V. Iakovlev	*Transportul hidraulic al mîlului* Regim laminar: $\lambda = \frac{64}{Re^*}$ Regim tranzitoriu: $\lambda = 0,006 + \frac{0,003}{\varepsilon^{0,17}} + \frac{0,7}{(Re^*)^{0,5}}$ Regim turbulent: $\lambda = 0,006 + \frac{0,03}{\varepsilon^{0,17}}$

[1] Se folosesc notațiile:
et — eterogen; *om* — omogen.

Tabelul 11.19 (continuare)

1	2
MISI, V. V. Kuibîșev	*Transportul hidraulic al loessului* Pentru $v \geqslant 2$ m/s $i_n = i_0\delta_n$, în care δ_n este greutatea specifică relativă a hidroamestecului Pentru $0,2 < \frac{v^2}{gD} < 1,5$ $\lambda_n = \lambda_0 + A\left(\frac{gD}{v^2}\right)^m \rho$; în care $\rho = \frac{\gamma_n - \gamma_0}{\gamma_s - \gamma_0}$ este greutatea volumetrică a noroiului; $A = 0,1$; $m = 4,5$ În regim turbulent $\frac{v^2}{gD} > 1,5$ $\lambda_n = \lambda_0 + k\rho$, în care $k = 0,07$.
A. P. Iufin	*Transportul hidraulic al amestecurilor nisipoase-argiloase* $i_n = i_a + \frac{i_{ni} - i_a}{100} p$, în care: i_a sînt pierderile de sarcină la transportul amestecurilor argiloase; i_{ni} — idem, nisipoase $v_{cr} = 9,8\sqrt[3]{D}\sqrt[4]{w}\left(\frac{\gamma_n}{\gamma_a} - \frac{\gamma_a}{\gamma_0}\right)$, în care: p este conținutul procentual de nisip; γ_a — greutatea specifică a apei cu amestec de argilă (fără nisip); γ_n — greutatea specifică a amestecului de nisip-argilă; γ_0 — apă
V. S. Ukolov	*Transportul hidraulic al cenușii și zgurii* $i_n = i_0\delta_n + \frac{1,31 \cdot 10^{-5}}{D \cdot v^{0,38}}\delta_n\sqrt[3]{\mu_s^2}$, în care: μ_s — consistența după greutate $\left(\frac{\text{material solid, în greutate}}{\text{apă, în greutate}} \cdot 100\right)$; D — în m; v — în m/s; $v_{cr} = 1,76D^{0,48}\sqrt{\mu_s}$.

În prescripțiile din 1971 se dă un grafic pentru determinarea pantei i_0 în cazul conductelor hidraulic netede (fig. 11.9).

În cazul conductelor cu pereți interiori corodați, prescripțiile din 1971 recomandă să se calculeze λ cu formula

$$\lambda = \frac{0,24}{D^{0,226}}\left(1,9 \cdot 10^{-6} + \frac{\nu}{v}\right)^{0,226}, \qquad (11.61)$$

sau să se folosească graficul din fig. 11.10.

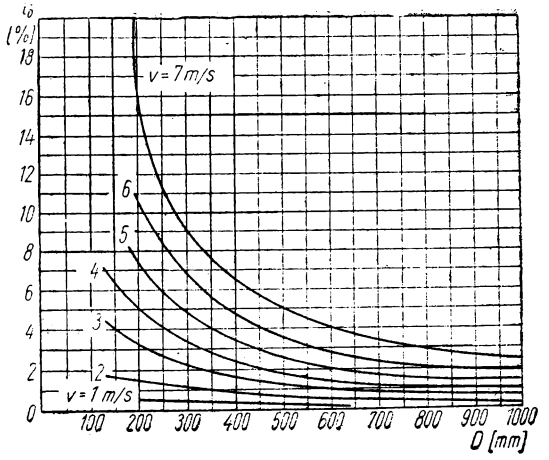


Fig. 11.9. Grafic pentru calculul pantei hidraulice la curgerea apei prin conducte noi din oțel.

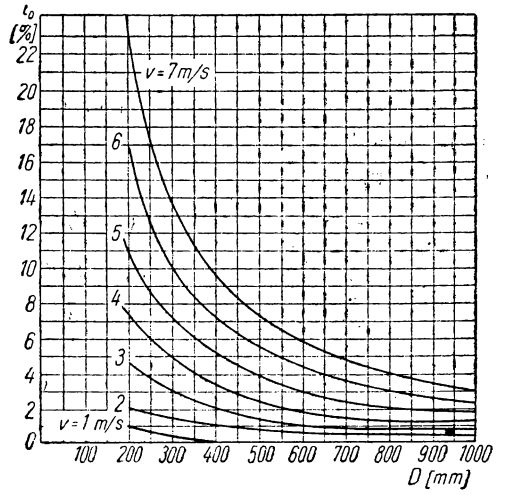


Fig. 11.10. Grafic pentru calculul pantei hidraulice la curgerea apei prin conducte corodate din oțel.

Pentru transportul hidraulic al nisipurilor și pietrișurilor, prescripțiile din 1971 recomandă ca Δi să se calculeze cu formula

$$\Delta i = \delta \sqrt[4]{j}\,\sqrt[3]{C_0^2}\,\frac{Q_{n\,cr}}{Q_n}, \qquad (11.62)$$

în care: δ este un coeficient care ține seama de influența raportului d_0/D și se determină cu tabelul 11.20; C_0 — consistența hidromasei; j — coeficient de neomogenitate a particulelor solide transportate, $j = 3\,d_{10}/d_{90}$; $Q_{n\,cr}$ — debitul de hidromasă în starea critică a curentului.

La mișcarea hidromasei cu viteze $v > v_{cr}$, distribuția în secțiunea transversală a particulelor solide se apropie tot mai mult de cea uniformă,

Tabelul 11.20

Coeficientul δ

$100\frac{d_0}{D}$	Diametrul conductei, D, m						
	0,10–0,35	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
0,05	0,050	0,051	0,052	0,053	0,054	0,555	0,056
0,10	0,090	0,100	0,110	0,125	0,140	0,150	0,160
0,15	0,120	0,130	0,155	0,180	0,210	0,230	0,250
0,20	0,140	0,170	0,205	0,240	0,270	0,300	0,330
0,30	0,180	0,210	0,260	0,300	0,340	0,375	0,410
0,4	0,215	0,275	0,325	0,370	0,400	0,435	0,475
0,5	0,230	0,305	0,360	0,405	0,440	0,475	0,505
0,6	0,240	0,330	0,380	0,430	0,470	0,505	0,535
0,7	0,247	0,350	0,400	0,450	0,490	0,530	0,560
0,8	0,250	0,365	0,410	0,465	0,510	0,545	0,580
0,9	0,255	0,375	0,420	0,480	0,530	0,565	0,605
1,0	0,260	0,385	0,430	0,490	0,540	0,580	0,615
1,5	0,270	0,402	0,460	0,530	0,580	0,630	0,665
2,0	0,280	0,415	0,470	0,550	0,595	0,650	0,690
2,5	0,285	0,425	0,480	0,565	0,605	0,665	0,705
3,0	0,290	0,430	0,490	0,575	0,620	0,675	0,715
3,5	0,295	0,435	0,500	0,585	0,630	0,680	0,725
4,0	0,300	0,450	0,510	0,595	0,635	0,685	0,730
4,5	0,300	0,450	0,520	0,600	0,640	0,690	0,735
5,0	0,300	0,450	0,530	0,600	0,640	0,690	0,735

influența de laminarizare a curentului de către particulele solide se manifestă în toate punctele secțiunii și curba *2* se apropie tot mai mult de curba *1* (fig. 11.8). Curentul poate fi considerat omogen și

$$i_n = \lambda \frac{1}{D}\,\frac{v^2}{2g}\,\frac{\gamma_n}{\gamma}, \qquad (11.63)$$

sau

$$i_n = i_0 \frac{\gamma_n}{\gamma}. \qquad (11.64)$$

b) **Rezistențe locale**

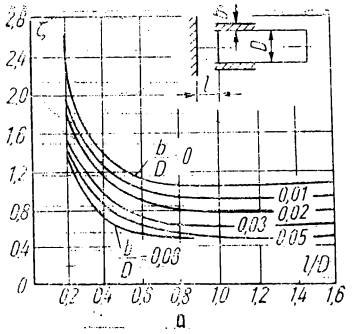
Pierderile de sarcină la rezistențele locale

$$h_l = \zeta \frac{v^2}{2g}\,\frac{\gamma_n}{\gamma}, \qquad (11.65)$$

în care: ζ este coeficient de rezistență locală; $v^2/2g$ — înălțimea cinetică; v — viteza medie a noroiului în secțiunea de curgere după rezistența locală; γ_n și γ — greutățile specifice ale noroiului și apei; h_l se calculează cu formula (11.66) în cazul distribuției uniforme a particulelor solide în secțiunea transversală și în lipsa depunerilor de material solid.

Intrarea în sorbul pompei de noroi (fig. 11.11). La lărgirea bruscă de secțiune a curentului, coeficientul ζ depinde de raportul dintre ariile secțiunilor transversale ale conductei înainte și după lărgire:

ω_1/ω_2	1	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
ζ	0	0,062	0,44	1	2,25	5,4	16



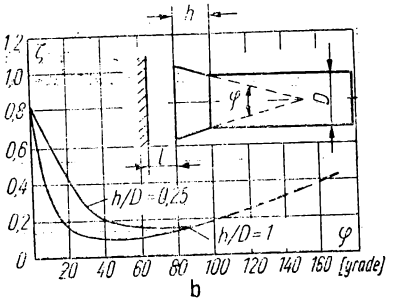


Fig. 11.11. Grafic pentru determinarea coeficientului de pierdere de sarcină locală la intrarea hidroamestecului în sorbul echipamentului de transport hidraulic:
a — în cazul intrării cilindrice; *b* — în cazul intrării conice $l/D = 1$.

Lărgirea treptată a conductei. Pentru unghiul de divergență $8° < \varphi < 25°$

$$\zeta = \sin\varphi\left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2. \qquad (11.66)$$

Pentru $\varphi > 25°$, ζ se ia la o lărgire bruscă de secțiune.

Îngustarea treptată a conductei. ζ depinde de unghiul de conicitate φ:

φ, grade	7	10	20	30	40	50	60	70	80
ζ	0,10	0,16	0,20	0,24	0,28	0,31	0,32	0,34	0,35

Coturi. În coturi bruște (fig. 11.12, *a*) ζ depinde de unghiul α:

α, grade	30	40	50	60	70	80	90
ζ	0,15	0,3	0,4	0,55	0,7	0,9	1,1

În coturi rotunjite (fig. 11.12, *b*)

$$\zeta = \zeta' f(\alpha), \qquad (11.67)$$

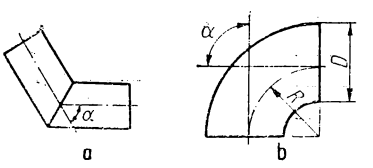


Fig. 11.12. Cot de conductă.
a — cot brusc; *b* — cot lin.

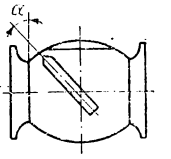


Fig. 11.13. Clapet de reținere.

în care: ζ' este coeficientul de rezistență în coturile rotunjite cu un unghi de 90° (depinde de raportul dintre raza de curbură R și diametrul conductei D):

R/D	1	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
ζ'	0,84	0,6	0,48	0,36	0,30	0,28

$f(\alpha)$ depinde doar de unghiul de curbură a conductei:

α_1, grade	20	30	40	50	60	70	80	90	120	140	160	180
$f(\alpha_1)$	0,4	0,55	0,65	0,75	0,83	0,88	0,95	1	1,13	1,20	1,27	1,33

Clapet de reținere (fig. 11.13). Coeficientul ζ depinde de unghiul α de ridicare a clapetului:

α_1 grade	70	65	60	55	50	45	40	35	30	25	20	15
ζ	1,7	2,3	3,2	4,6	6,6	9,5	14	20	30	42	62	90

Vane (tip Ludlo). Coeficientul ζ se determină funcție de gradul de deschidere a vanei:

Gradul de deschidere	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8	1
	98	17	5,5	2,1	0,8	0,3	0,07	0,05

Șubere. Coeficientul ζ depinde de gradul de deschidere a șuberului. F_0/F este gradul de deschidere.

F_0/F	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
ζ	93	44,5	17,9	8,12	4,02	2,08	0,95	0,40	0,09

Ventile de aerisire și guri de revizie: $\zeta = 0,2$.
Intrarea în conductă, depărtată de fundul bazinului: $\zeta = 0,5—0,6$.

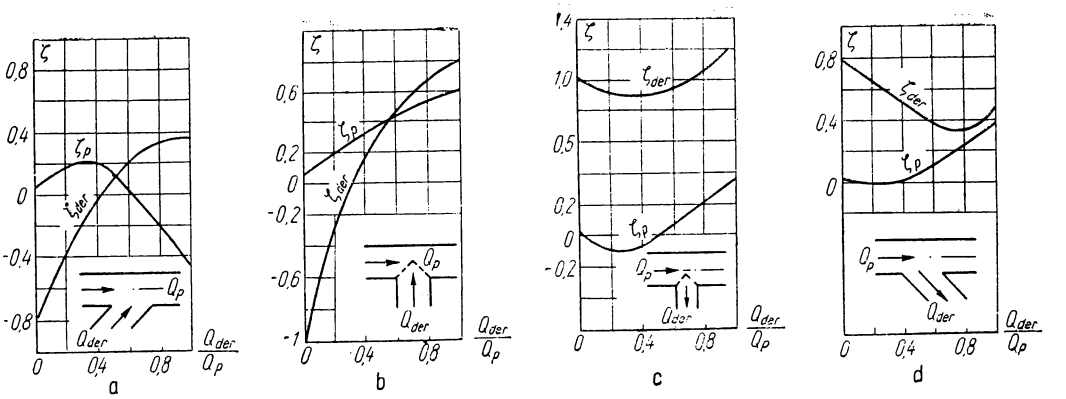


Fig. 11.14. Grafic pentru determinarea coeficientului de pierderi de sarcină locale: *a* — la intersecția a două conducte sub un unghi ascuțit; *b* — la intersecția a două conducte sub un unghi drept; *c* — la ramificația a două conducte sub un unghi drept; *d* — la ramificația a două conducte sub un unghi ascuțit.

Ramificații. Valorile ζ sînt date în graficele din fig. 11.14.

Ieșirea din conductă: $\zeta = 1$.

Debitmetre Venturi. Cînd raportul ariilor dintre secțiunile transversale mică și mare este în limitele 0,5—0,8, pierderile de sarcină la mișcarea apei $h_l = 0{,}1\,\Delta h$, la mișcarea hidromasei $h_l = (0{,}15—0{,}2)\Delta h$, unde Δh este diferența dintre citirile la piezometre în secțiunile mare și mică.

Prescripțiile din 1971 dau următoarele relații pentru determinarea pierderilor totale de sarcină pe lungime și locale:

— în conducta flotantă cu îmbinare articulată

$$i_{nc} = a_1 i_n, \qquad (11.68)$$

a_1 depinde de unghiul pe care-l fac conductele flexibile plutitoare și variază de la 1,2 pînă la 2,8 (în medie $a = 2{,}0$);

— pierderile locale și pe lungime în conducta de aspirație și în corpul hidromonitorului

$$h_t = \zeta_t \frac{v^2}{2g}. \qquad (11.69)$$

Coeficientul ζ_t depinde de tipul hidromonitorului și de consistența hidromasei;

Tipul hidromonitorului	Coeficientul ζ_t în funcție de consistența hidromasei		
	$c_0 = 0{,}05$	$c_0 = 0{,}10$	$c_0 = 0{,}15$
1 000—80	0,90	1,05	1,20
500—60	1,30	1,45	1,70
300—40	1,65	1,90	2,20

Coturi rotunjite										Coturi bruște	
$\alpha = 90°$			$\alpha = 60°$			$\alpha = 30°$			$\alpha = 60°$	$\alpha = 30°$	
R/D	1	1,5	3,0	1,0	1,5	3,0	1,0	1,5	3,0	—	—
ζ	0,45	0,4	0,24	0,30	0,20	0,16	0,1	0,07	0,05	0,5	0,16

Observație: R — raza de curbură; D — diametrul conductei.

— pierderile de sarcină totale, locale și pe lungime, în derivații

$$h_i = \zeta \frac{v^2}{2g} \frac{\gamma_n}{\gamma};$$

— pierderile de sarcină totale, locale și pe lungime, în conductele de distribuție (pe suprafața de depozitare) cu îmbinări de montare rapidă

$$i_{nd} = 1{,}5\, i_n; \qquad (11.70)$$

— pierderile de sarcină totale, locale și pe lungime în conductele înclinate față de orizontală (cînd $\alpha > 25°$ și dacă lungimea acestui tronson este mai mare de 10% din lungimea totală)

$$i_{n\alpha} = i_0 + (i_n - i_0)\cos\alpha, \qquad (11.71)$$

în care: α este unghiul de înclinare a conductei față de orizontală; i_n — panta hidraulică la transportul hidraulic cînd $\alpha = 0$; i_0 — panta hidraulică la mișcarea apei curate cînd $\alpha = 0$.

11.7. PROBLEMELE PRINCIPALE LA CALCULUL TRANSPORTULUI HIDRAULIC SUB PRESIUNE

La calculul transportului hidraulic sub presiune se cunosc, de obicei, consistența hidromasei și compoziția mecanică a materialului de transportat. În afară de aceasta, asigurarea vitezei critice a hidromasei determină univoc diametrul conductelor D. De aceea, problemele principale de calcul sînt fie determinarea pierderilor de sarcină h_r la un debit Q dat al hidromasei, fie determinarea debitului Q cînd sînt date pierderile de sarcină totale h_r.

După metodica prevăzută în prescripțiile din 1971, v_{cr} se determină cu formula (11.54).

CAPITOLUL 12

MIȘCAREA APEI SUBTERANE

A. FORMULA DE BAZĂ A INFILTRAȚIEI, ECUAȚIILE DE MIȘCARE, FORMULE PENTRU CALCULUL CURBEI SUPRAFEȚEI LIBERE

12.1. LEGEA DE BAZĂ A INFILTRAȚIEI

Legea de bază a infiltrației (legea lui Darcy). Aceasta se exprimă fie prin ecuația vitezei de infiltrație

$$v = kI, \tag{12.1}$$

fie prin ecuația debitului

$$Q = k\omega I, \tag{12.2}$$

în care v este viteza de infiltrație, în m/s; Q — debitul de infiltrație, în m³/s; ω — suprafața totală a secțiunii transversale a curentului subteran, inclusiv suprafața ocupată de particulele solide ale pămîntului; I — panta hidraulică egală cu H/L (H — pierderile de sarcină de-a lungul liniei de infiltrație L); k — coeficientul de permeabilitate, în m/s.[1]

Limitele de aplicabilitate a legii de bază a infiltrației. Legea de bază a infiltrației își pierde valabilitatea dacă viteza de infiltrație depășește o valoare critică, pe care N. N. Pavlovski o determină cu formula

$$v_{cr} = \frac{(0{,}75m + 0{,}23)\mathrm{Re}_{cr}\nu}{d}, \tag{12.3}$$

în care: Re_{cr} este un număr, analog numărului Reynolds și, conform cercetărilor lui N. Pavlovski, egal cu 7—9; ν — coeficientul de viscozitate cinematică; m — porozitatea pămîntului (raportul dintre volumul porilor pămîntului și volumul total al acestuia); d — diametrul particulelor de pămînt.

Observație. Pentru apă, cînd $\gamma = 0{,}01$ cm²/s și la o porozitate, de exemplu, $m = 0{,}4$, se obține

$$v_{cr} \approx \frac{(0{,}035 + 0{,}050)}{d} \quad [\mathrm{cm/s}]. \tag{12.4}$$

Uneori, aceste limite pentru v_{cr} sînt mai largi și se adoptă valoarea

$$v_{cr} \approx \frac{0{,}03 + 0{,}18}{d}.$$

Formula (12.3) determină limita superioară de valabilitate a legii lui Darcy.

P. Ia. Polubarinova-Kocina arată că trebuie să existe și o limită inferioară a aplicabilității legii Darcy, limită de la care începe să se manifeste acțiunea forțelor moleculare.

M. D. Millionșcikov a propus pentru numărul Re formula

$$\mathrm{Re} = \frac{lv}{m\nu}, \tag{12.5}$$

în care: $l = \sqrt{C/m}$ este scara liniară internă a mediului poros; C — coeficientul de permeabilitate care caracterizează proprietățile de infil-

[1] În literatura tehnică de l. română, cu același înțeles k este denumit și coeficient de filtrație sau conductivite hidraulică.

trație ale mediului dependent de felul fluidului; el are dimensiunile unei suprafețe și este legat de coeficientul de filtrație prin relația următoare

$$C = k\mu/\gamma = k\nu/g.$$

În conformitate cu datele experimentale, valoarea critică Re_{cr} din formula lui M. D. Millionșcikov este egală cu

$$Re_{cr} = 0{,}022.$$

La viteze $v > v_{cr}$ trebuie să se folosească alte formule, de exemplu, formula (12.4).

Viteza de infiltrație. Vitezele de infiltrație sînt determinate de relația Q/ω, unde ω este suprafața secțiunii transversale a curentului subteran în care este inclusă și suprafața ocupată de particulele de pămînt.

Compoziția mecanică a pămîntului se caracterizează prin curba granulometrică (fig. 12.1).

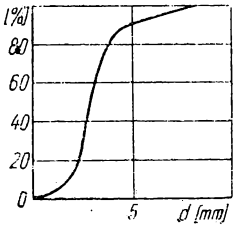


Fig. 12.1.

Viteza reală de curgere a apei prin porii pămîntului este mai mare decît viteza de infiltrație. Dacă suprafața secțiunii curentului subteran este ω, iar suprafața secțiunii particulelor de pămînt ω', atunci $\omega_{por} = \omega - \omega'$ și viteza medie reală de curgere este egală cu $v' = v\omega/\omega_{por}$.

În pămînturile cu granulozitate mare, cînd la viteze mari este perturbată legea de bază a infiltrației, se poate folosi formula lui Crebert[1]

$$v = 173\left(\frac{d}{90}\sqrt{I}\right)^m \quad [\text{cm/s}], \qquad (12.6)$$

în care:

$$m = \frac{0{,}8 + d}{0{,}8 + 2d};$$

I — panta hidraulică; d — diametrul mediu al particulelor, în cm.

Coeficient de filtrație. Determinarea valorii numerice a coeficientului de filtrație al pămîntului natural se face, în majoritatea cazurilor, pe cale experimentală, în condiții de laborator sau de teren și mai rar după formule empirice.

[1] Certousov, M. D. Spețialnîi kurs ghidravliki, Moskova — Leningrad, Gosenergoizdat, 1962.

Pentru calcule aproximative se pot folosi valorile coeficientului de filtrație prezentate în tabelul 12.1.

Tabelul 12.1

Exemple de valori ale coeficienților de permeabilitate pentru pămînturile întîlnite frecvent

Pămînturi	k, cm/s
Pietriș cu granulația 4—7 mm	3,5
Idem, 2 mm	3,0
Nisip curat	1,0 — 0,01
Pămînt nisipos cu amestec de argilă	0,01 — 0,005
Pămînturi nisipoase-argiloase	$5 \cdot 10^{-3} - 10^{-4}$
Argile	$10^{-4} - 10^{-7}$
Argilă compactă	$10^{-7} - 10^{-10}$

Există *formule empirice pentru determinarea coeficientului de filtrație*

Formula lui Hazen pentru pămînturi nisipoase

$$k = Ac(0{,}7 + 0{,}03\,t)d_e^2, \qquad (12.7)$$

în care: k este coeficientul de filtrație, în cm/s; $A = 0{,}00116$; pentru k, exprimat în m/zi, $A = 1$; c — ia în considerație prezența în nisip a particulelor de mîl sau argilă; pentru nisipurile mai curate $c = 1\,000 - 700$, pentru cele mai impure $c = 700 - 500$; d_e — diametrul efectiv, în mm (vezi mai jos); t — temperatura apei, în °C.

Formula (12.7) este aplicabilă la un coeficient de neomogenitate $d_{60}/d_e \leqslant 5$, cînd $0{,}01 \leqslant d_e \leqslant 0{,}3$ cm (d_{60} este diametrul particulelor sub care proba conține peste 60% din greutate particule cu diametru mai mic).

Formula lui I. I. Zauerbrei (Leningrad) pentru pămînturi neomogene și la temperatura apei $t = 18$°C

$$k = \beta \frac{m^2}{(1-m)^2} d_e^2 \quad [\text{cm/s}], \qquad (12.8)$$

unde: $135 < \beta < 350$; în majoritatea cazurilor se ia $\beta = 330 - 350$; m — coeficientul de porozitate egal cu $m = (W - w)/W$ (w — volumul particulelor de pămînt cuprinse în volumul W). Această formulă se aplică pentru $d < 0{,}5$ mm.

Formula lui E. A. Zamarin

$$k = 8{,}07 \frac{n^3}{(1-n)^2} c_r \tau d_e^2 \quad [\text{cm/s}], \qquad (12.9)$$

în care: c_r și τ sînt coeficienți ale căror valori sînt date în tabelele 12.2 și 12.3; d_e — se determină după procedeul lui Zamarin, în mm; n — coeficientul de porozitate.

Tabelul 12.2

Valorile coeficientului c_r funcție de porozitatea pămîntului

c_r	0,757	0,731	0,706	0,680	0,656	0,632	0,608	0,585	0,562	0,540	0,518	0,497	0,476	0,465	0,435	0,416	0,397	0,378	0,360	0,342
m	0,27	0,28	0,29	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,44	0,45	0,46

Tabelul 12.3

Valorile coeficientului τ funcție de temperatură

t, grd	0	5	8	10	12	15	17	20	23	25	29
τ	0,585	0,698	0,766	0,807	0,854	0,926	0,975	1,052	1,131	1,180	2,231

În cazul unei eterogenități mari a nisipului este preferată determinarea coeficientului de filtrație după formula lui Zauerbrei.

Diametrul efectiv. Se numește diametru efectiv diametrul particulelor unui pămînt fictiv, care este alcătuit din particule de același diametru și are coeficientul de filtrație egal cu coeficientul de filtrație al pămîntului natural. Pentru formula lui Hazen, diametrul efectiv d_e se determină după curba granulometrică, astfel încît suma greutăților particulelor de pămînt cu dimensiunile cuprinse între 0 și d_e să reprezinte 10%.

Pentru formula lui I. I. Zauerbrei, diametrul efectiv d_e se determină analog cazului precedent, cu singura diferență că suma greutăților particulelor de pămînt cu dimensiunile de la 0 pînă la d_e trebuie să reprezinte 17%.

Pentru formula lui E. A. Zamarin, diametrul efectiv se determină din formulele (12.10) și (12.11), ținînd seama că în realitate curba compoziției granulometrice a pămîntului este o linie frîntă (fig. 12.2)

$$\frac{1}{d_e} = \sum_{n=1}^{n=m} A_i \ln \frac{d_{n+1}}{d_n} + \frac{3}{2}\frac{\Delta G_i}{d_i}, \qquad (12.10)$$

în care: A_i este coeficientul unghiular al liniei frînte; d_i — diametrul maxim al ultimei fracțiuni granulometrice ($d < 0{,}0025$ mm); d_n și d_{n+1} — diametrele extreme ale fracțiunii granulometrice date; ΔG_i — cota din greutatea (procentuală) pămîntului ce revine fracțiunii granulometrice date.

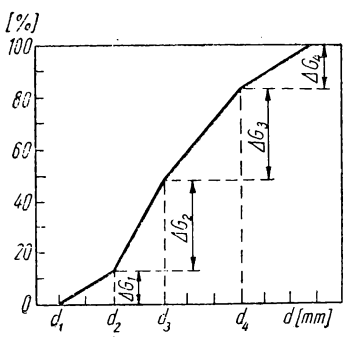


Fig. 12.2.

În cazul unei curbe granulometrice care începe de la diametrul d_1 se aplică formula

$$\frac{1}{d_e} = \sum_{n=1}^{n=m} A_i \ln \frac{d_{n+1}}{d_n}. \qquad (12.11)$$

12.2. RELAȚIILE FUNDAMENTALE PENTRU MIȘCAREA APEI CU NIVEL LIBER

a) Ecuațiile mișcării

Mișcarea uniformă. În cazul mișcării uniforme, viteza este constantă ($v = \text{const}$) în lungul căii de infiltrație și panta suprafeței libere este egală cu panta patului impermeabil. Viteza de infiltrație se determină cu formula

$$v = kI.$$

Mișcarea neuniformă. Pentru o albie prismatică, cînd $i > 0$, ecuația diferențială a mișcării neuniforme are expresia (fig. 12.3)

$$\frac{dh}{ds} = i\frac{h - h_0}{h}, \qquad (12.12)$$

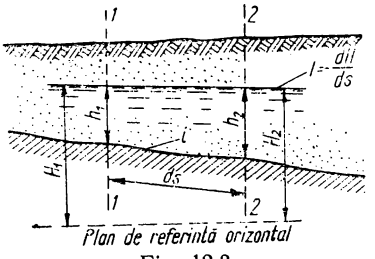


Fig. 12.3.

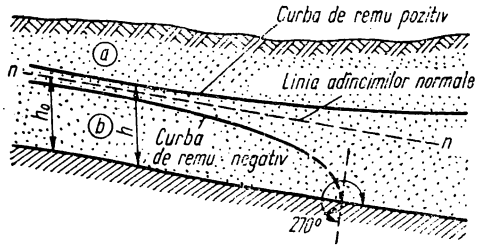


Fig. 12.4.

în care: h este adîncimea curentului în secțiunea examinată; s — distanța dintre secțiunea dată și o secțiune inițială oarecare; i — panta patului impermeabil; h_0 — adîncimea curentului în cazul mișcării uniforme (adîncimea normală).

b) Formele suprafeței libere în cazul mișcării neuniforme

În cazul pantei directe a stratului de bază impermeabil $i > 0$ (fig. 12.4), linia adîncimilor normale (adică adîncimile mișcării uniforme) împarte curentul subteran în două zone: a și b:

— zona a: adîncimea curentului subteran este $h > h_0$, $(dh/ds) > 0$; prin urmare, adîncimea h crește în lungul mișcării și suprafața liberă are forma unei curbe de remu pozitiv;

— zona b: adîncimea curentului subteran este $h < h_0$ și, prin urmare $(dh/ds) < 0$; de aceea, adîncimea h se micșorează în lungul mișcării și suprafața liberă are forma unei curbe de remu negativ.

În cazul pantei inverse a stratului de bază impermeabil $i < 0$ (fig. 12.5), totdeauna $(dh/ds) < 0$ și adîncimea curentului subteran scade în lungul mișcării (curbă de remu negativ).

În cazul pantei nule a stratului de bază impermeabil $i = 0$ (fig. 12.6), va exista numai o curbă de remu negativ.

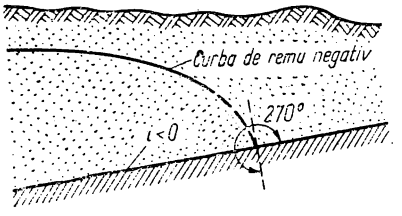


Fig. 12.5.

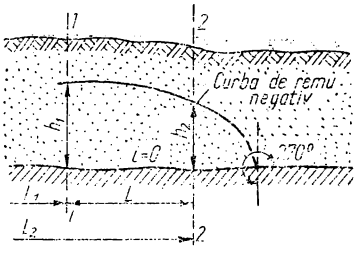


Fig. 12.6.

c) Formule pentru calculul suprafeței libere în cazul mișcării neuniforme a apei subterane (după N. N. Pavlovski)

În cazul pantei nule a stratului de bază impermeabil $i = 0$ (fig. 12.6) se poate aplica formula cunoscută a lui Dupuit

$$l = \frac{k}{2q}(h_1^2 - h_2^2), \qquad (12.13)$$

în care: l este distanța dintre secțiunile cu adîncimile h_1 și h_2; k — coeficientul de filtrație al pămîntului; q — debitul specific al curentului subteran (debitul pe unitatea de lățime a curentului).

Formula (12.13) s-a obținut pentru curenți subterani puțin adînci și de lățime mare.

În cazul pantei diferite de zero a stratului de bază impermeabil. Pentru cazul important în practică, al unui curs subteran de secțiune dreptunghiulară, de lățime mare și puțin adînc, ecuația diferențială a mișcării neuniforme se integrează sub formă finită:

— cînd $i > 0$ — pantă directă a patului impermeabil (fig. 12.4)

$$l = \frac{h_0}{i}\left(\eta_2 - \eta_1 + \ln\frac{\eta_2 - 1}{\eta_1 - 1}\right), \qquad (12.14)$$

în care: h_1 și h_2 sînt adîncimile efective ale curentului în două secțiuni luate la distanța l între ele; h_0 — adîncimea mișcării uniforme

$$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}; \quad \eta_2 = \frac{h_2}{h_0};$$

— cînd $i < 0$ — pantă inversă a patului impermeabil

$$l = \frac{h_0'}{i'}\left(\zeta_1 - \zeta_2 \ln\frac{1 + \zeta_2}{1 + \zeta_1}\right), \qquad (12.15)$$

în care: h_0' este o adîncime fictivă, egală valoric cu adîncimea mișcării uniforme produse la același debit și la o pantă pozitivă, egală numeric cu panta dată; i' — valoarea absolută a pantei date $|i'| > 0$;

$$\zeta_1 = \frac{h_1}{h_0'} \quad \text{și} \quad \zeta_2 = \frac{h_2}{h_0'}.$$

d) Formule pentru calculul debitului de apă

Cu un grad de aproximare suficient pentru scopurile practice (2—5%), valoarea debitului q poate fi determinată cu formulele lui V. S. Kozlov.

În cazul pantei directe a patului impermeabil $(i > 0)$

$$q = \frac{k(h_1^2 - h_2^2)}{2l} + \frac{ki(h_1 + h_2)}{2}. \qquad (12.16)$$

În cazul pantei nule a patului impermeabil ($i = 0$), din formula (12.16) se obține, nemijlocit, formula Dupuit pentru debitul subteran cu pat impermeabil orizontal

$$q = \frac{k(h_1^2 - h_2^2)}{2l}. \qquad (12.17)$$

În cazul pantei inverse a patului impermeabil ($i < 0$)

$$q = \frac{k(h_1^2 - h_2^2)}{2l} - \frac{ki(h_1 + h_2)}{2}. \qquad (12.18)$$

B. CAZURI PARTICULARE DE MIȘCARE A APEI SUBTERANE

12.3. AFLUXUL APEI SUBTERANE SPRE PUȚURI VERTICALE

a) Tipurile principale de puțuri

Puțuri obișnuite. Afluxul apei spre puțuri are loc în prezența suprafeței libere, numită suprafața de depresie (ea coincide cu cea piezometrică).

Puțuri arteziene (sau de presiune). În acest caz, linia presiunii piezometrice se află deasupra acoperișului stratului acvifer.

Puțuri semiarteziene. Afluxul de apă spre puțuri are loc cu o suprafață de depresie care, la o anumită distanță față de puț, se racordează cu acoperișul stratului acvifer.

Puțurile se numesc perfecte cînd străbat stratul acvifer pînă la stratul impermeabil de bază și imperfecte cînd fundul lor nu ajunge pînă la stratul impermeabil de bază.

b) Puțul obișnuit perfect

Puț de alimentare cu apă (fig. 12.7). Debitul puțului se determină cu formula (propusă de Dupuit)

$$Q = \frac{\pi k(H^2 - h_0^2)}{\ln \frac{R}{r_0}}, \qquad (12.19)$$

în care: H este adîncimea naturală a apei din stratul acvifer; h_0 — adîncimea apei în puț; R — raza de influență a puțului; r_0 — raza puțului; k — coeficientul de filtrație al stratului.

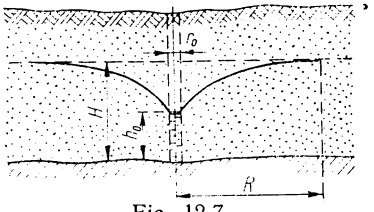


Fig. 12.7.

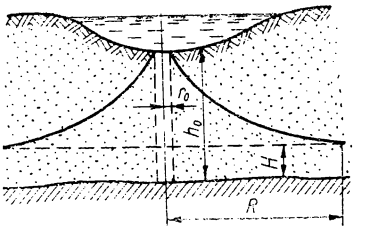


Fig. 12.8.

Deoarece afluxul de apă spre puț, în condiții naturale, constituie o mișcare nestabilizată, raza de influență a puțului este o mărime variabilă.

Pentru calcule prealabile se pot adopta următoarele valori ale razei de influență[1]:

R = 100—200 m pentru pămînturi cu granulozitate fină;

R = 250—500 m pentru pămînturi cu granulozitate medie;

R = 700—1 000 m pentru pămînturi cu granulozitate mare.

Puț absorbant (fig. 12.8). Debitul puțului absorbant se determină cu formula

$$Q = \frac{\pi k(h_0^2 - H^2)}{\ln \frac{R}{r_0}}. \qquad (12.20)$$

c) Puț artezian perfect

Puț de alimentare (fig. 12.9). Debitul puțului se determină cu formula

$$Q = \frac{2\pi ka(H - h_0)}{\ln \frac{R}{r_0}}, \qquad (12.21)$$

în care: k este coeficientul de filtrație; a — grosimea stratului acvifer; H — înălțimea piezometrică inițială; h_0 — adîncimea apei în puț; R — raza de influență a puțului; r_0 — raza puțului.

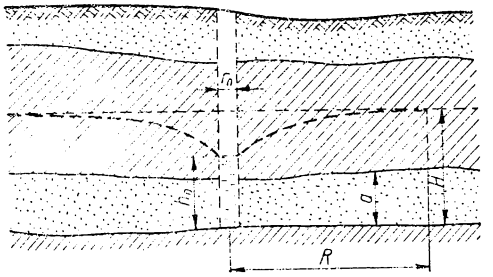


Fig. 12.9.

[1] Aravin, V. I. și Numerov, S. N. Dvijenie jidkostei i gazov v nedeformiruemoi poristoi srede, Moskova, Gostehizdat, 1953.

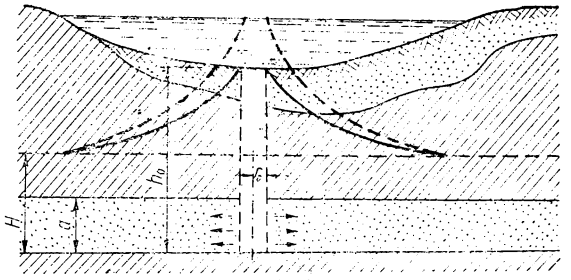


Fig. 12.10.

V. S. Kozlov recomandă să se determine raza de influență pe baza relațiilor obținute la pompările experimentale.

Puț absorbant (fig. 12.10). Formula pentru determinarea debitului este

$$Q = \frac{2\pi ka(h_0 - H)}{\ln \frac{R}{r_0}}. \qquad (12.22)$$

d) Puț obișnuit imperfect

Puț de alimentare (fig. 12.11). Sînt posibile două cazuri:

— cînd $H > H_0$, grosimea stratului acvifer este considerabilă și depășește adîncimea zonei active H_0 (se numește zonă activă adîncimea stratului acvifer asupra căreia se extinde influența pompării apei din puțul imperfect);

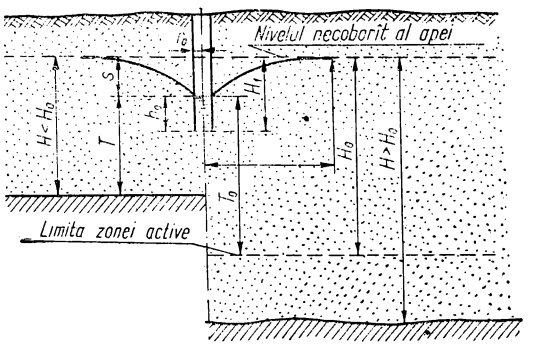


Fig. 12.11.

— cînd grosimea stratului acvifer este mai mică decît adîncimea zonei active, $H < H_0$.

Adîncimea zonei active poate fi determinată cu aproximație din tabelul 12.4.

Tabelul 12.4

Adîncimea zonei active de pompare a apei din puțuri imperfecte

s/H_1	0,2	0,3	0,5	0,9
H	$1,3H_1$	$1,5H_1$	$1,7H_1$	$1,85H_1$

Ea se determină mai exact cu formula lui P. I. Șipcenko

$$2H_0\left[1 - \sqrt[4]{\frac{2(H_0 - s) - h_0}{H_0 - s}}\sqrt{\frac{h + 0,5r_0}{H_0 + s}}\right] = s. \qquad (12.23)$$

În această formulă, adîncimea H_0 se determină prin aproximații succesive.

Formulele debitului pentru cazul $H < H_0$ (după Forchheimer) (jumătatea din stînga a fig. 12.11):

— pentru puțul alimentat numai prin pereți

$$Q = \frac{\pi k(H^2 - T^2)}{\ln \frac{R}{r_0}}\sqrt{\frac{h_0}{T}}\sqrt[4]{\frac{2T - h_0}{T}}; \qquad (12.24)$$

— pentru puțul alimentat concomitent prin pereți și fund

$$Q = \frac{\pi k(H_0^2 - T^2)}{\ln \frac{R}{r_0}}\sqrt{\frac{h_0 + 0,5r_0}{T}}\sqrt[4]{\frac{2T - h_0}{T}}, \qquad (12.25)$$

în care: $T = H - s$.

Formula debitului pentru cazul $H > H_0$ (jumătatea din dreapta fig. 12.11):

— pentru puțul alimentat numai prin pereți

$$Q = \frac{\pi k(H_0^2 - T_0^2)}{\ln \frac{R}{r_0}}\sqrt{\frac{h_0}{T_0}}\sqrt[4]{\frac{2T_0 - h_0}{T_0}}; \qquad (12.26)$$

— pentru puțul alimentat concomitent prin pereți și fund:

$$Q = \frac{\pi k(H_0^2 - T_0^2)}{\ln \frac{R}{r_0}}\sqrt{\frac{h_0 + 0,5r_0}{T_0}}\sqrt[4]{\frac{2T_0 - h_0}{T_0}}, \qquad (12.27)$$

în care: $T_0 = H_0 - s$.

Pentru determinarea debitului puțului obișnuit imperfect, alimentat concomitent prin fund și pereți, inginerul iugoslav M. Boreli a propus o nouă formulă, aplicabilă cînd

$$0,1 < H_1/H < 1,0$$

$$Q = \frac{\pi k(H_1^2 - h_0^2)}{\ln \frac{R}{r_0}}\left[1 + \left(0,29 + 10\frac{r_0}{H}\right)\sin 1,8\left(1 - \frac{H_1}{H}\right)\right]. \qquad (12.28)$$

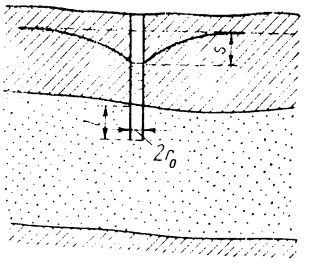


Fig. 12.12.

Puț abisinian (fig. 12.12). Este puțul tubular amenajat într-un strat artezian gros. Datorită grosimii mari a stratului acvifer, debitul puțului nu variază.

Formula debitului

$$Q = \frac{2\pi ksl}{\ln \frac{2l}{r_0}}. \qquad (12.29)$$

Notațiile sînt date în fig. 12.12.

12.4. DRENAJUL ORIZONTAL

Drenajul orizontal[1] se utilizează la coborîrea nivelului apelor subterane în scopul desecării terenurilor mlăștinoase, la protecția construcțiilor împotriva acțiunii apelor subterane, la preîntîmpinarea alunecărilor de teren etc.

a) Dren singular

Dren așezat pe stratul impermeabil de bază. La executarea lucrărilor de drenaj tranșeea se umple fie cu același material, fie cu piatră spartă sau pietriș de diferite granulozități, sub formă de filtru invers (fig. 12.13). În ultimul caz, tranșeea însăși constituie un dren și se numește perdea filtrantă.

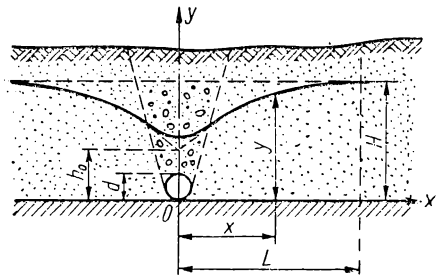


Fig. 12.13.

[1] În practica de desecare se disting drenuri orizontale și verticale. Primul se realizează cu ajutorul unui sistem de conducte pozate la o anumită adîncime cu panta necesară, iar cel de al doilea, cu ajutorul puțurilor verticale tubulare absorbante.

— Calculul drenului cu perdea filtrantă. Pentru calculul afluxului de apă spre dren

$$q = \frac{k}{L}(H^2 - h_0^2), \qquad (12.30)$$

în care: q este debitul de apă corespunzător unei lungimi egale cu unitatea în cazul afluxului bilateral; k — coeficientul de permeabilitate al pămîntului, în m/s; L — limita de acțiune a drenului, în m; H — grosimea stratului acvifer, în m; h_0 — adîncimea apei în dren sau în piezometrul de deasupra drenului.

Limita de acțiune a drenului este funcție de timp, deoarece zona de desecare se mărește cu timpul.

Cînd h_0 este mic în comparație cu H atunci

$$L = \sqrt{\frac{3ktH}{\beta}}, \qquad (12.31)$$

în care: t este timpul de funcționare a drenului, în s; β — coeficientul de cedare a apei de către pămînt.

O formulă aproximativă pentru determinarea lui h_0 este

$$h_0 = \sqrt{L^2 + H^2} - L.$$

Totodată, dacă $h_0 < d$ (diametrul tubului de drenaj sau înălțimea drenului), atunci drenul funcționează cu secțiunea parțial umplută; cînd $h_0 > d$, drenul funcționează cu secțiunea plină și curba de depresie are forma prezentată în fig. 12.13.

— Calculul drenului fără perdea filtrantă (fig. 12.14)

$$q = \frac{k(y_2^2 - y_1^2)}{s}, \qquad (12.32)$$

notațiile fiind conform fig. 12.14;

$$h_0 = 0{,}22\frac{q}{k}. \qquad (12.33)$$

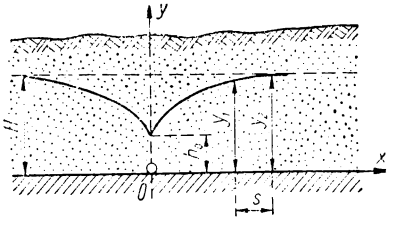


Fig. 12.14.

Cînd $h_0 > d$, ramurile curbei de depresie se unesc deasupra drenului (fig. 12.15, *a*) și drenul funcționează ca o conductă sub presiune; cînd $h_0 < d$, ramurile curbei de depresie nu au un punct

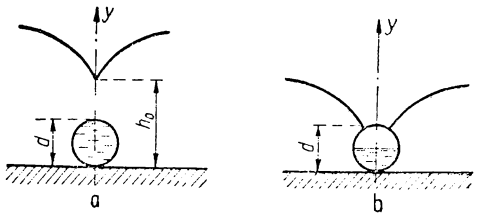


Fig. 12.15.

comun și se intersectează cu tubul de drenaj (fig. 12.15, *b*), circulația apei în dren fiind cu nivel liber.

Coordonatele curbei de depresie

$$x = \frac{q}{k} x_r; \qquad (12.34)$$

$$y = \frac{q}{k} y_r, \qquad (12.35)$$

în care: x_r și y_r sînt valorile reduse ale coordonatelor, adică pentru $q/k = 1$; ele se iau din tabelul 12.5.

Tabelul 12

Valorile relative ale coordonatelor curbei de depresie

x_r	0	0,293	0,429	0,582	0,776	0,948	1,162	1,397	1,892	2,82	3,957	5,26	6,75
y_r	0,22	0,62	0,72	0,82	0,92	1,02	1,12	1,22	1,42	1,72	2,02	2,32	2,62

Dren amplasat în interiorul stratului acvifer (soluția lui E. D. Homovskaia, modificată de V. S. Kozlov) (fig. 12.16). Soluția problemei s-a obținut prin metodele hidromecanicii.

Formula pentru determinarea debitului

$$q = 10{,}2\, kh_0, \qquad (12.36)$$

în care: k este coeficientul de filtrație; h_0 — distanța de la dren pînă la punctul de intersecție a ramurilor curbei de depresie

$$h_0 = 2{,}78\, r_0, \qquad (12.37)$$

unde r_0 este raza tubului de drenaj.

Ecuația curbei de depresie

$$y_2 - y_1 = 3{,}24\, h_0 \ln \frac{x_2 + 5{,}1h_0}{x_1 + 5{,}1h_0}, \qquad (12.38)$$

în care: y_1 și y_2 sînt ordonatele curbei de depresie corespunzătoare absciselor x_1 și x_2.

b) **Sistem de drenuri orizontale**

Pentru coborîrea mai rapidă a apelor freatice în limitele unei suprafețe oarecare, se amenajează sistemul de drenuri orizontale. Ele se amplasează în plan pe direcția hidroizohipselor, în vederea captării cursului subteran. Adîncimea necesară de coborîre a apelor freatice se numește normă de desecare.

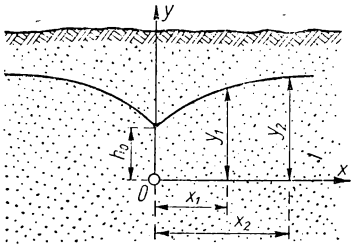


Fig. 12.16.

La calculul sistemului de drenuri orizontale este necesar să se stabilească adîncimea de pozare a tuburilor de drenaj, care se determină astfel încît punctul maxim al curbei de depresiune dintre două tuburi de drenaj să fie sub norma de desecare; în acest caz, adîncimea de pozare a tuburilor de drenaj va depinde de relieful regiunii, de coeficientul de permeabilitate și de distanța dintre drenuri. Valoarea de calcul este determinată de afluxul spre tuburile de drenaj și de forma curbei de depresiune.

Mai jos se examinează două cazuri de drenare a apelor subterane în ipoteza lipsei afluxului de apă de la suprafața terenului (în lipsa infiltrației apelor de suprafață).

Stratul acvifer este de grosime limitată și, totodată, drenurile sînt pozate pe stratul impermeabil de bază (după lucrarea lui V. S. Kozlov)[1]:

— Pentru un sistem de drenaj nou proiectat. Ecuația curbei de depresiune

$$y^2 = \frac{(h^2 - h_0^2)x^2}{s^2} + \frac{2(i^2 - h_0^2)x}{s} + h_0^2, \qquad (12.39)$$

în care: x și y sînt coordonatele punctelor de pe curba de depresiune; s — semidistanța dintre drenuri; h_0 — înălțimea apei deasupra drenului; h — înălțimea apei deasupra stratului impermeabil la semidistanța dintre drenuri.

[1] Kozlov V. S. Rascet drenajnîh soorujenii, Moskova Gosstroiizdat, 1940.

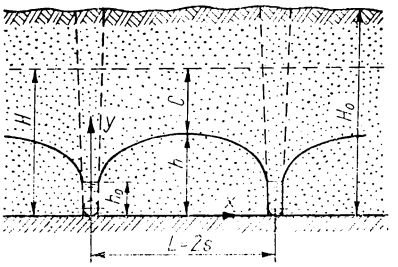


Fig. 12.17.

O dată cu coborîrea continuă a curbei de depresiune în lipsa alimentării apelor freatice, prin infiltrații de la suprafața terenului spre drenuri debitul se va diminua în timp.

Formula pentru înălțimea nivelului apei la semidistanța dintre drenuri este

$$h = \frac{s^2\beta H}{1{,}27ktH + 0{,}68s^2\beta}, \qquad (12.40)$$

în care: β este coeficientul de cedare a apei de către pămînt, determinat pe cale experimentală; t — timpul de funcționare a drenului; k — coeficientul de permeabilitate; H și s — vezi fig. 12.17.

Formula pentru distanța dintre drenuri

$$L = 2s = 2{,}25\sqrt{\frac{khHt}{\beta(H - 0{,}68h)}}. \qquad (12.41)$$

Formula pentru debitul specific al afluxului spre drenuri

$$q = \frac{2kH^2}{s\left(0{,}68 + 1{,}27\,\frac{ktH}{s^2\beta}\right)^2}. \qquad (12.42)$$

Timpul t de funcționare a drenurilor din formulele (12.41) și (12.42), de obicei, se prescrie plecînd de la condițiile tehnice ale vitezei de realizare a normei de desecare.

— Pentru un sistem de drenaj care este deja în exploatare. În cazul în care se cere coborîrea nivelului, la mijlocul distanței dintre două drenuri învecinate, de la adîncimea H la adîncimea h în timpul t, formulele de calcul au forma următoare

$$h = \frac{H}{1 + 1{,}27\,\frac{ktH}{s^2\beta}} \qquad (12.43)$$

$$L = 2s = 2{,}25\sqrt{\frac{kthH}{\beta(H - h)}}; \qquad (12.44)$$

$$q = \frac{2kH^2}{s\left(1 + 1{,}27\,\frac{ktH}{s^2\beta}\right)^2}. \qquad (12.45)$$

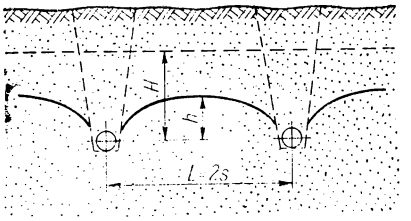


Fig. 12.18.

Stratul acvifer este de grosime mare, iar drenurile sînt situate în interiorul stratului acvifer (după lucrarea lui V. S. Kozlov):

— Pentru un sistem de drenaj nou proiectat (desecarea se începe de la nivelul inițial al apelor freatice, fig. 12.18).

Formula debitului

$$q = \frac{2kH^2B}{s\left(0{,}68 + 1{,}27\,\frac{ktH}{s^2\beta}\right)^2}, \qquad (12.46)$$

aici B este un coeficient (mai mare decît unitatea)

$$B = 1 + 5{,}5\sqrt{\frac{H_1 - H}{H_1} \cdot \frac{r_0}{H} \cdot \frac{c}{H}}, \qquad (12.47)$$

în care: H_1 este grosimea întregului strat acvifer; H — adîncimea de pozare a drenului; r_0 — raza drenului; c — coborîrea nivelului apei deasupra axului drenului. Celelalte notații sînt ca și în cazul precedent.

Distanța dintre drenuri

$$L = 2s = 2{,}25\sqrt{\frac{ktHh\sqrt{B}}{\beta(H - 0{,}68h)}}, \qquad (12.48)$$

unde: $h = H_0 - c$, H_0 fiind adîncimea de pozare a drenului față de suprafața terenului; c — norma de desecare.

— Pentru un sistem de drenaj care este deja în exploatare (desecarea se începe de la nivelul parțial coborît pînă la un nivel nou, mai coborît, fig. 12.19).

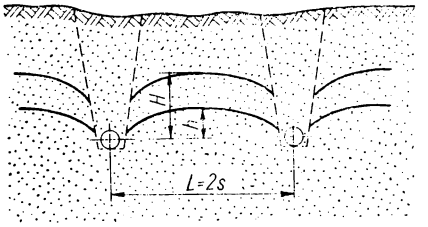


Fig. 12.19.

Formula debitului

$$q = \frac{2kH^2B}{s\left(1 + 1{,}27\frac{ktH}{\beta s^2}\right)^2}. \qquad (12.49)$$

Distanța dintre drenuri

$$L = 2s = 2{,}25\sqrt{\frac{ktHh\sqrt{B}}{\beta(H-h)}}. \qquad (12.50)$$

Coeficientul B din formulele (12.48)—(12.50) se determină cu formula (12.47), iar timpul t se prescrie de obicei și reprezintă durata în decursul căreia trebuie să fie realizată coborîrea nivelului la adîncimea $(H - h)$.

12.5. AFLUXUL DE APĂ SPRE GROPILE DE FUNDAȚIE ÎN TIMPUL EXECUȚIEI LUCRĂRILOR DE CONSTRUCȚII

a) Afluxul de apă spre o groapă de fundație cu pereți din palplanșe, într-un strat acvifer, nelimitat pe adîncime (fig. 12.20)

Rezolvare cu ajutorul teoriei funcțiilor de variabilă complexă. Debitul specific infiltrat (pentru 1 m din lungimea gropii de fundație) se determină cu formula

$$q = kHq_r, \qquad (12.51)$$

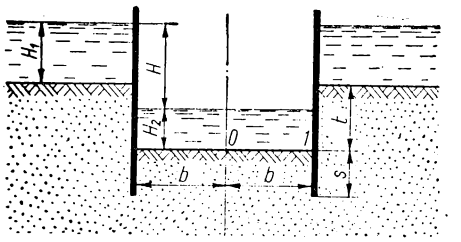


Fig. 12.20.

în care: k este coeficientul de permeabilitate; H — diferența de presiune; q_r — debitul redus (pentru $k = 1$ și $H = 1$)

$$q_r = \frac{2K}{K'}, \qquad (12.52)$$

K și K' sînt integrale eliptice de speța întîi cu modulele λ și $\lambda' = \sqrt{1-\lambda^2}$, în care $\lambda = f(s, t)$.

Formula pentru viteza de ieșire a apei

$$v = \frac{kHv_r}{b}, \qquad (12.53)$$

în care v_r este viteza redusă.

Debitul redus q_r și viteza redusă v_r (după V. S. Kozlov) se determină din graficele din figurile 12.21 și 12.22 pentru intervalele

$$s/b = 0{,}1—1{,}2 \text{ și } t/b = 0{,}00—1{,}00,$$

în care b este distanța de la palplanșe pînă la axa de simetrie a gropii de fundație.

Valoarea maximă a vitezei reduse $v_{r\,max}$ va avea loc în punctul *1* (fig. 12.20), iar cea minimă pe axa de simetrie în punctul *0*.

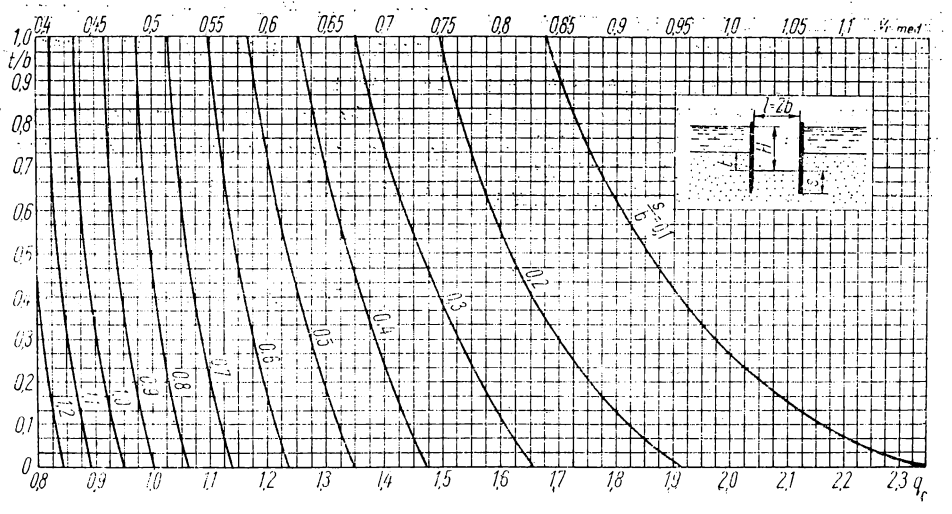


Fig. 12.21.

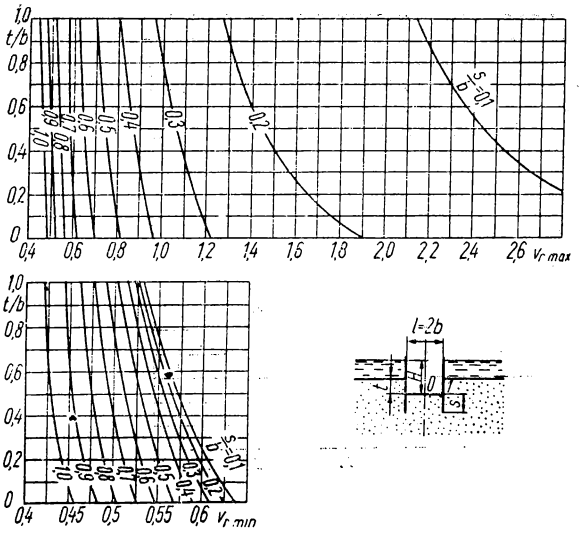


Fig. 12.22.

Viteza medie

$$v_{r\ med} = q_r/2,$$

deoarece $l = 2b = 2$ cînd $b = 1$.

Întrucît cea mai periculoasă (în sensul antrenării particulelor de pămînt) va fi viteza maximă, ne putem limita numai la determinarea lui $v_{r\ max}$.

Exemplu. Să se determine debitul de apă prin fundul tranşeei dintre palplanşe pe 1 m de lungime a acesteia şi viteza de ieşire a curentului de infiltraţie, dacă se cunoaşte că distanţa dintre palplanşe este $l = 2b = 6$ m. Adîncimea excavaţiei $t = 1{,}2$ m; adîncimea palplanşelor sub fundul excavaţiei $s = 3$ m; adîncimea apei în bazinul de apă $H_1 = 3$ m, iar în tranşee $H_2 = 0$; coeficientul de permeabilitate $k = 0{,}0005$ m/s; porozitatea activă $n = 0{,}28$.

Rezolvare. 1. Pentru utilizarea graficelor lui V. S. Kozlov se determină în prealabil

$$t/b = 1{,}2/3 = 0{,}4\ ;\quad s/b = 3/3 = 1{,}0\ ;$$

2. Din graficul din figura 12.21 se determină $q_r = 0{,}895$. Deoarece $H' = H_1 + t - H_2 = 3{,}00 + 1{,}20 - 0 = 4{,}2$ m, din formula (12.51) se determină debitul

$$q = kHq_r = 0{,}0005 \cdot 4{,}2 \cdot 0{,}895 = 0{,}00188\ \text{m}^2/\text{s}\ ;$$

3. Dacă lungimea batardoului gropii de fundaţie este l, atunci valoarea totală a debitului afluxului de apă va fi $Q = ql$;

4. În continuare, se determină viteza de infiltraţie în groapa de fundaţie. După acelaşi grafic se află $v_{r\ med} = 0{,}443$, iar din curbele din fig. 12.22 $v_{r\ max} = 0{,}488$ şi $v_{r\ min} = 0{,}432$;

5. Din formula (12.53)

$$v_{1\ max} = \frac{kHv_{r\ max}}{b} = \frac{0{,}0005 \cdot 4{,}2 \cdot 0{,}488}{3{,}0} = 0{,}00034\ \text{m/s}$$

$v_{1\ med} = 0{,}00031$ m/s şi $v_{min} = 0{,}00030$ m/s;

6. În sfîrşit

$$v_{1\ max\ in\ pori} = \frac{v_{1\ max}}{\eta} = \frac{0{,}00034}{0{,}28} = 0{,}00114\ \text{m/s}.$$

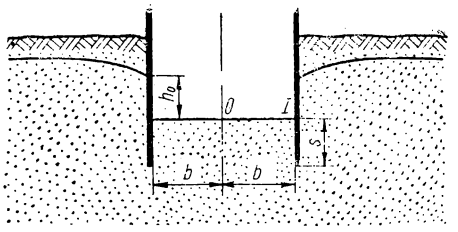


Fig. 12.23.

Soluţie aproximativă obţinută cu ajutorul transformării conforme[1] (fig. 12.23). Simplificarea principală constă în aceea că drept curbă de depresiune se adoptă curba înălţimilor piezometrice, iar liniile de curent se consideră orizontale.

Formula pentru determinarea debitului specific

$$q = kq_r = kbq'_r, \qquad (12.54)$$

în care: k este coeficientul de permeabilitate; b — semilăţimea gropii de fundaţie; q'_r — debitul redus, determinat din graficul din fig. 12.24.

Formula pentru viteza de ieşire a apei

$$v = \frac{kv_r}{b}, \qquad (12.55)$$

în care: v_r este viteza redusă, determinată din graficele din fig. 12.25.

La calculul curbei de depresiune (linia înălţimilor piezometrice) serveşte ecuaţia aproximativă (cu condiţia ca $\pi x/2DbR > 10$)

$$y = \frac{bq'_r}{\pi} \operatorname{ch}^{-1}\left(\frac{\pi x}{2Dbk}\right), \qquad (12.56)$$

în care: b este semilăţimea gropii de fundaţie; k — coeficient de permeabilitate; q_r — debitul specific redus de infiltraţie; ch — cosinus hiperbolic (se ia din tabele);

$$D = K' + h_0K, \qquad (12.57)$$

K şi K' sînt integrale eliptice complete de speţa întîi pentru modulii λ şi $\lambda' = \sqrt{1 + \lambda^2}$; λ depinde de relaţia dintre elementele geometrice, $\lambda = f(s, t)$.

λ se poate determina din graficul din fig. 12.26, iar D din fig. 12.27.

Exemplu. Să se determine debitul infiltrat şi viteza de infiltraţie la ieşirea apei prin fundul unei tranşee cu pereţi dintr-un şir de palplanşe. Distanţa dintre şirurile de palplanşe este $l = 2b = 3$ m; nivelul apei deasupra tranşeei $h_0 = 1{,}2$ m; lungimea palplanşelor sub nivelul tranşeei $s = 1{,}5$ m; coeficientul de permeabilitate $k = 0{,}0008$ m/s.

Rezolvare. 1. Se determină

$$\frac{h_0}{b} = \frac{h_0}{l/2} = 0{,}8 \quad \text{şi} \quad \frac{s}{b} = 1{,}0\ ;$$

[1] Kozlov, V. S. Rascet drenajı îh soorujenii. Moskova. Gosstroiizdat, 1940.

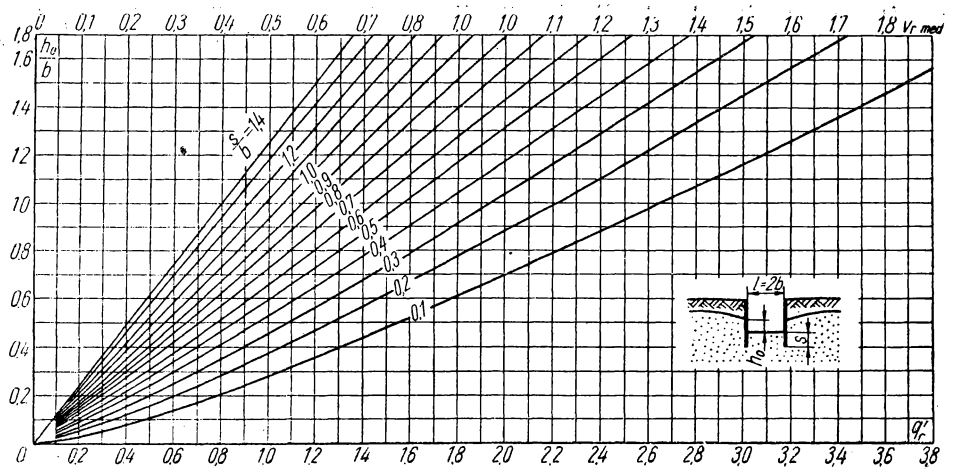


Fig. 12.24.

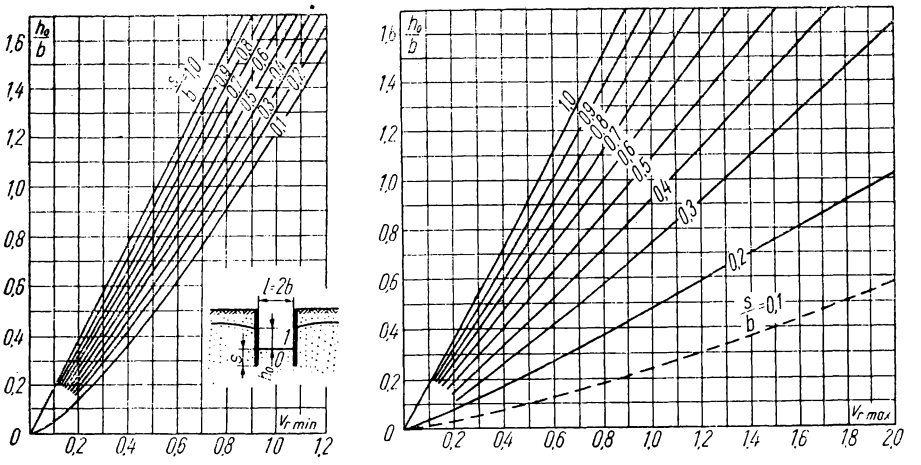


Fig. 12.25.

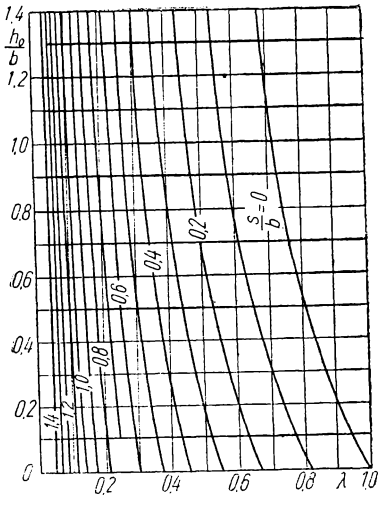


Fig. 12.26.

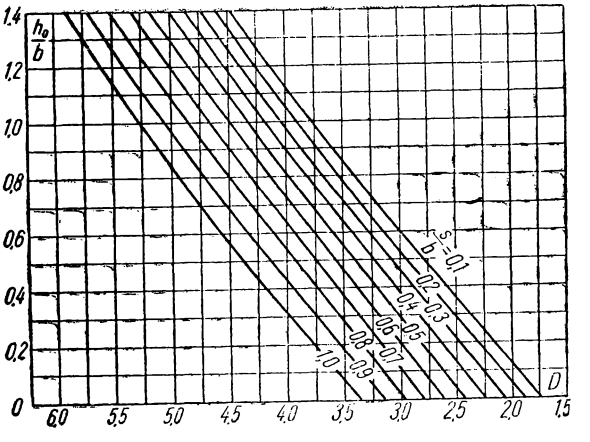


Fig. 12.27.

2. În continuare, din graficul din fig. 12.24 se obține $q'_r = 0{,}86$, iar $q = kbq'_r = 0{,}0008 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}86 = 0{,}001032$ m³/s·m = = 1,032 l/s·m.

3. Din graficul din fig. 12.25 pentru $h_0/b = 0{,}8$ și $s/b = 1$ rezultă $v_{r\,max} = 0{,}44$; $v_{r\,min} = 0{,}42$ și $v_{r\,med} = 0{,}43$, de unde $v_{max} = k \cdot v_{r\,max} = 0{,}000235$ m/s; $v_{min} = kv_{r\,min} = = 0{,}000224$ m/s și $v_{med} = 0{,}000229$ m/s;

4. Pentru calculul curbei de depresiune se determină, în prealabil, valoarea D din graficul din fig. 12.27; $D = = 4{,}94$;

5. Introducînd valorile obținute în ecuația (12.56), se determină ecuația curbei de depresiune pentru cazul de față

$$y = 0{,}41 \operatorname{ch}^{-1}(2{,}018c),$$

după care se calculează coordonatele ramurii din dreapa a curbei de depresiune. Rezultatele calculului sînt trecute în tabelul de mai jos.

x	1,5	5	10	20	50	100
$-y$	1,2	1,23	1,52	1,80	2,18	2,46

b) Calculul drenajului unui batardou de pămînt (al unui dig de închidere a unui bazin) (fig. 12.28)

Problema se rezolvă cu ajutorul transformării conforme (V. S. Kozlov).

Calculele se reduc la determinarea debitului de infiltrație pe 1 m de lungime a batardoului, a lungimii active a filtrului și la construirea curbei de depresiune.

Formula pentru determinarea debitului de infiltrație

$$q = kHq_r, \qquad (12.58)$$

în care: k este coeficientul de permeabilitate; H — sarcina hidrodinamică; q_r — debitul redus.

Valorile q_r sînt date sub formă de grafic (fig. 12.29), funcție de raportul H/L. În cazul valorilor relativ mici H/L, pentru determinarea debitului se poate folosi formula aproximativă

$$q = k(\sqrt{L^2 + H^2} - L). \qquad (12.59)$$

Formula pentru lungimea activă a filtrului

$$l = \frac{q}{2k}. \qquad (12.60)$$

Formula pentru construirea curbei de depresiune

$$y = H\sqrt{1 - \frac{x}{L + l}}. \qquad (12.61)$$

Amplasarea axelor de coordonate este arătată în fig. 12.28 (originea axelor de coordonate în punctul A — baza paramentului sub sarcină a batardoului).

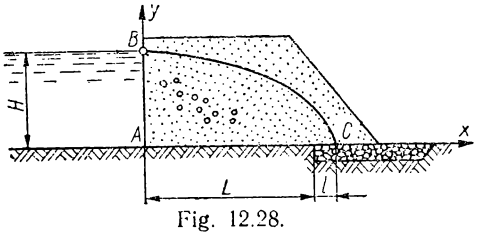


Fig. 12.28.

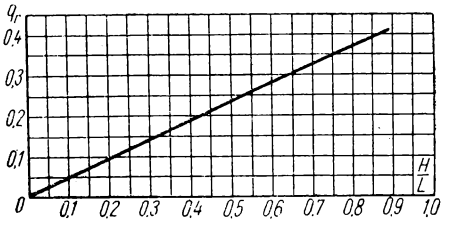


Fig. 12.29.

Exemplu. Se dau: $H = 3$ m; $L = 15$ m; $k = 0{,}0004$ m/s.

Rezolvare. 1. Pentru raportul $H/L = 0{,}2$ din grafic (fig. 12.29) rezultă $q_r = 0{,}11$, iar din formula (12.58) $q = = 0{,}0004 \cdot 3 \cdot 0{,}11 = 0{,}000132$ m³/s·m = 0,132 l/s;

2. Lungimea activă a filtrului

$$l = \frac{0{,}000132}{2 \cdot 0{,}0004} = 0{,}152 \text{ m};$$

3. Din ecuația (12.61) se calculează coordonatele punctelor curbei de depresiune.

Plecînd de la valorile x din intervalul $0 < x < l + L$, adică $0 < x < 15{,}152$ m, se obțin valorile y. Rezultatele calculului sînt trecute în tabelul de mai jos:

x	0,0	5,0	8,0	10,0	12,0	14,0	15,152
y	3	2,46	2,06	1,75	1,37	0,33	0

12.6. INFILTRAȚIA DIN CANALE

Pierderile principale de apă din canale sînt pierderile prin infiltrații. Valoarea acestor pierderi depinde de diferiți factori, printre care principalii sînt: dimensiunile canalului, permeabilitatea pămîntului și adîncimea nivelului apelor subterane. În perioada de exploatare a canalului, pierderile prin infiltrații scad cu timpul datorită colmatării albiei. În unele situații, colmatarea canalelor poate să devină un factor hotărîtor în reducerea pierderilor prin infiltrații.

În cazul în care suprafața apei subterane se găsește la mare adîncime, infiltrația are loc după schema indicată în fig. 12.30 (din lucrarea lui V. V. Vedernikov), pentru cazul problemei plane.

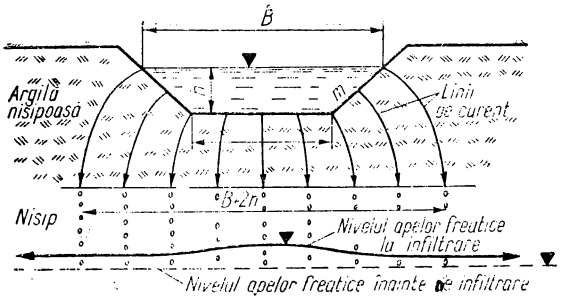


Fig. 12.30.

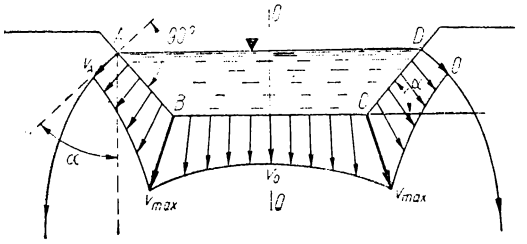


Fig. 12.31.

Epura vitezelor de infiltrație din canalul trapezoidal are aspectul prezentat în fig. 12.31. În axul canalului, viteza de infiltrație v_0 este mai mică decît viteza din punctele unghiulare B și C.

Viteza de infiltrație în punctele A și D este orientată sub un unghi drept față de taluz și are valoarea

$$v_A = k \cos \alpha, \qquad (12.62)$$

în care: α este unghiul de înclinare a taluzului față de orizontală; k — coeficientul de permeabilitate.

Valoarea debitului de infiltrație se determină cu formula lui N. N. Pavlovski

$$Q = kL(B + 2h) \ [\text{m}^3/\text{s}], \qquad (12.63)$$

în care: k este coeficientul de permeabilitate, în m/s; L — lungimea canalului, în m; h — adîncimea canalului, în m.

Observație. $(B + 2h)$ constituie lățimea curentului de infiltrație la adîncime mare, adică la o asemenea adîncime la care liniile de curent extreme devin aproximativ paralele între ele.

Pentru cazul în care lungimea canalului L se măsoară în km, iar coeficientul de permeabilitate în m/zi, se aplică formula

$$Q = 0{,}0116\, kL(B + 2h) \ [\text{m}^3/\text{s}]. \qquad (12.64)$$

În locul formulelor (12.64) și (12.63) V. V. Vedernikov recomandă expresia

$$Q = kL(B + Ah) \ [\text{m}^3/\text{s}], \qquad (12.65)$$

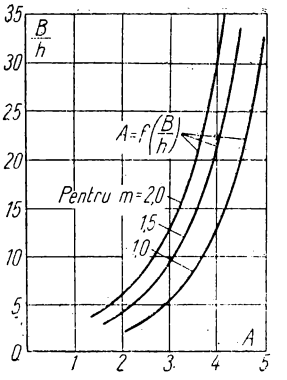


Fig. 12.32.

în care: A este dublul raportului dintre integralele eliptice complete de speța întîi. Pentru profilul trapezoidal, A este funcție de raportul B/h, adică $A = f(B/h)$. Valoarea coeficientului A se determină din graficul lui V. V. Vedernikov (fig. 12.32); k, L, B și h sînt aceleași ca și în formula (12.63).

Pentru canalul de profil triunghiular, coeficientul A, după V. V. Vedernikov, are o altă valoare și anume

$$A \approx 2{,}123 \frac{\alpha}{\pi} + 1{,}47,$$

sau, în general, $A = f(\alpha)$. Valorile A pentru profilul triunghiular se determină cu graficul lui V. V. Vedernikov (fig. 12.33).

Pentru lungimea L a canalului în km, iar k în m/zi, formula (12.65) capătă forma

$$Q = 0{,}0116\, kL(B + Ah). \qquad (12.66)$$

Observație. Dacă orizontul apelor subterane are aceeași cotă cu a orizontului apelor din canal (fig. 12.34, *a*), debitul de infiltrație $Q = 0$. În cazul apelor subterane situate mai sus (fig. 12.34, *b*), debitul din canal se va mări.

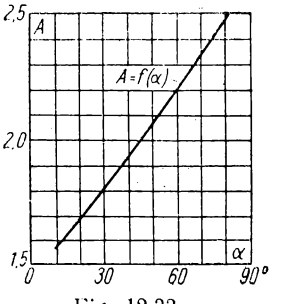


Fig. 12.33.

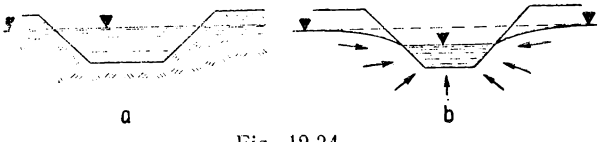


Fig. 12.34.

După indicația lui A. N. Kostiakov, în conformitate cu observațiile asupra canalelor aflate în exploatare (mai ales de irigație), pierderile prin infiltrație, calculate în procente din debitul canalului, descresc o dată cu creșterea debitului. Valorile acestor pierderi sînt date în tabelul 12.6.

Tabelul 12.6

Valoarea pierderilor de apă prin infiltrație din canale, după datele lui A. N. Kostiakov

Debitul canalului, Q, m³/s	Prierderile de apă prin infiltrare pe 1 km de canal $\frac{\Delta Q}{Q}\cdot 100$	Debitul canalului, Q, m³/s	Pierderile debitului prin infiltrare pe 1 km de canal $\frac{\Delta Q}{Q}\cdot 100$
0,5–1,0	6 –4,0	10– 20	0,6 –0,5
1,0–1,5	4,5 –3,0	20– 50	0,5 –0,2
1,5–2,0	3,0 –2,50	50–100	0,20–0,15
2,0–3,0	2,5 –1,8	100–200	0,15–0,05
3,0–5,0	1,8 –1,10	200–300	0,05–0,02
5–10	1,10–0,60		

Pentru canalul cu secțiune trapezoidală, M. S. Vîzgo a propus o formulă care coincide cu cea recomandată de A. N. Kostiakov în cazul neglijării sucțiunii capilare

$$Q = kLP \ [\text{m}^3/\text{s}], \qquad (12.67)$$

în care: k este coeficientul de permeabilitate, în m/s; L — lungimea canalului, în m; P — perimetrul udat, în m; Q — debitul de infiltrație din canal pe întreaga sa lungime L, în m³/s.

În unele cazuri, se recomandă să se ia în considerație sucțiunea capilară și atunci, debitul de infiltrație trebuie determinat cu formula recomandată de A. N. Kostiakov

$$Q = kL(b + \nu 2h\sqrt{1 + m^2}),$$

sau, în cazul în care coeficientul de infiltrație este exprimat în m/zi

$$Q = 0{,}0116\ kL(b + \nu 2h\sqrt{1 + m^2}).$$

Coeficientul ν, introdus în formula lui A. N. Kostiakov și care ia în considerație sucțiunea capilară, este egal, după datele lui A. N. Kostiakov, cu $\nu = 1{,}1-1{,}4$.

A. N. Kostiakov a demonstrat posibilitatea aducerii formulei lui, prin urmare și a formulei lui M. S. Vîzgo, la forma

$$Q_{med} = \sigma Q^{\psi},$$

în care: σ este un coeficient care depinde de tipul pămîntului; Q — debitul canalului; ψ — exponent, considerat egal cu 0,5. M. S. Vîzgo dă următoarele valori pentru σ:

— pentru soluri puternic permeabile $\sigma = 0{,}03$
— pentru soluri cu permeabilitate medie $\sigma = 0{,}02$
— pentru soluri slab permeabile $\sigma = 0{,}01$.

Această din urmă formulă este recomandată pentru calcule foarte aproximative.

12.7. INFILTRAȚIA PRIN BARAJE DE PĂMÎNT

Problema infiltrației apei prin baraje este, în general, o problemă spațială, a cărei soluție nu s-a determinat încă[1]. Dacă barajul are o lungime mare, această problemă se examinează ca o problemă plană.

Au fost elaborate două metode de rezolvare: hidraulică și hidromecanică. Cele mai importante cazuri din practică s-au rezolvat, de regulă, prin metoda hidraulică.

În schemele de calcul expuse mai jos se presupune omogenitatea pămîntului, care constituie umplutura din corpul barajului, precum și omogenitatea fundației barajului.

a) **Batardou fundat pe un strat impermeabil** (fig. 12.35)

Debitul specific de infiltrație se determină cu formula lui Dupuit[2]

$$q = \frac{k(H^2 - h^2)}{2L}.$$

Valoarea exactă a înălțimii zonei de izvorîre de pe paramentul aval h_0 (fig. 12.35) se poate afla după metoda lui I. Ia. Polubarinova-Kocina[3]. Ea dă, de asemenea, procedeul construirii cu aproximație a curbei de depresiune.

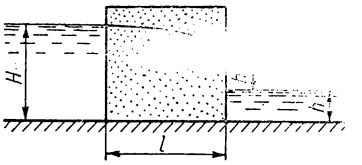


Fig. 12.35.

[1] Astăzi, astfel de probleme se rezolvă numeric cu ajutorul calculatoarelor electronice (N.R.).

[2] Ciarnîi, N. A. a demonstrat teoretic că formula Dupuit pentru debitul prin batardou este exactă („Dokladî AN SSSR", 29, nr. 6, 1951).

[3] Polubarinova-Kocina, P. Ia. Nekotorîe zadaci ploskogo dvijeniia gruntovîh vod. Moskova, Izdatelstvo AN SSSR, 1942.

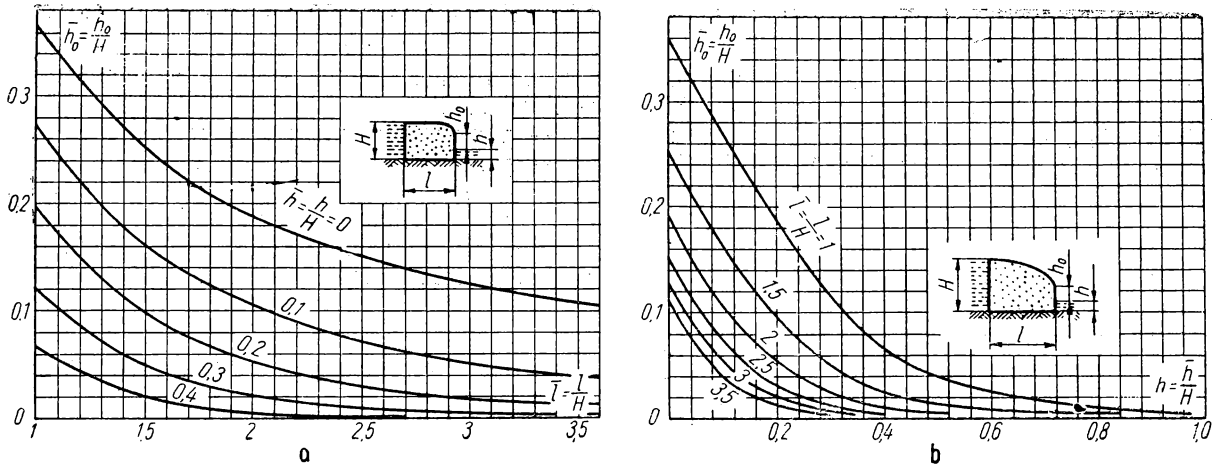


Fig. 12.36.

Înălțimea relativă a zonei de izvorîre $\bar{h}_0 = h_0/H$ se determină cu ajutorul curbelor prezentate în fig. 12.36, funcție de mărimile relative $\bar{h} = h/H$ și $\bar{l} = l/H$, atunci $h_0 = H(\bar{h}_0)$.

În cazul lipsei apei în bieful aval ($h = 0$) pentru batardourile cu lățimea $l \geqslant H$, se poate determina, cu un grad suficient de precizie, înălțimea zonei de izvorîre cu formula

$$h_0 \approx \frac{q}{1{,}35\,k} \qquad (12.68)$$

b) Baraj de formă trapezoidală din pămînt omogen fundat pe un strat impermeabil

Sistemul de ecuații N. N. Pavlovski. Zona de infiltrație se împarte în trei părți (fig. 12.37): pana superioară *ABCE*, pana inferioară *DKF* și partea mijlocie *ECDF*.

În limitele penei superioare (fig. 12.38), tubul de curent elementar curbiliniu se înlocuiește convențional cu un tub de curent rectiliniu orizontal *ab*. Folosind legea de infiltrație, se obține pentru debitul de infiltrație formula

$$q = \frac{ka}{m}\ln\frac{d_0 + a + h}{d_0 + a} = \frac{ka}{m}\ln\frac{H_b}{H_b - h}, \qquad (12.69)$$

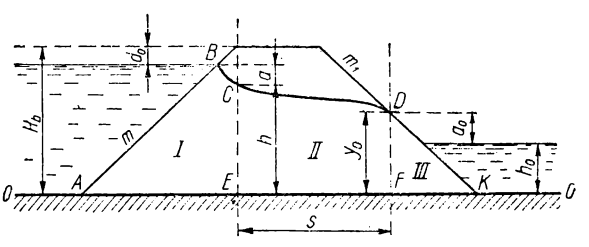


Fig. 12.37.

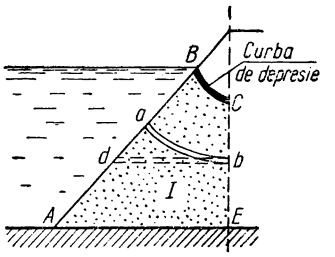


Fig. 12.38.

în care: k este coeficientul de permeabilitate al umpluturii barajului; m — coeficientul de taluz al paramentului amonte; celelalte notații sînt indicate în fig. 12.37.

Pentru pana inferioară, ca și pentru pana superioară, tuburile de curent de calcul se consideră, de asemenea, orizontale și debitul total de infiltrație pentru $h_0 = 0$ (fig. 12.39) se obține cu formula

$$q = \frac{ka_0}{m_1}, \qquad (12.70)$$

în care: k este coeficientul de permeabilitate; m_1 — coeficientul de taluz al paramentului aval; a_0 — înălțimea punctului de apariție a infiltrației pe taluzul aval (înălțimea zonei de izvorîre), măsurată de la baza barajului ($h_0 = 0$).

Cînd $h_0 > 0$ (fig. 12.40)

$$q = \frac{ka_0}{m_1}\left(1 + \ln\frac{a_0 + h}{a_0}\right). \qquad (12.71)$$

Pentru partea mijlocie se adoptă curba de depresiune analoagă cu cazul mișcării neuniforme a apei subterane cu pantă nulă a stratului de bază impermeabil (fig. 12.41).

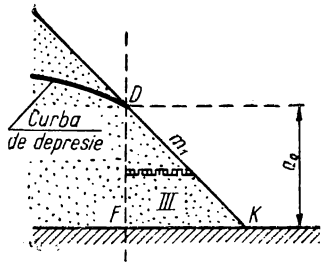


Fig. 12.39.

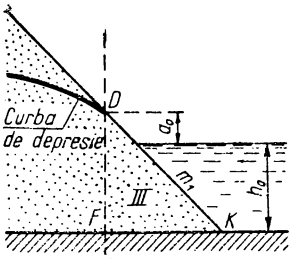


Fig. 12.40.

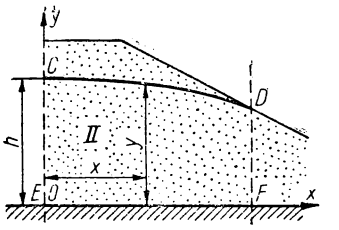


Fig. 12.41.

Ecuația curbei de depresiune

$$\frac{2q}{k}x = h^2 - y^2, \qquad (12.72)$$

în care: q este debitul de infiltrație care se determină din ecuațiile (12.70) și (12.71), celelalte notații corespunzînd fig. 12.41.

Formulele (12.69)—(12.71) conțin patru necunoscute: a_0, h, s și q. A patra ecuație necesară se obține din condiții geometrice.

Pentru rezolvarea completă a problemei, trebuie să se rezolve următorul sistem de ecuații (în cazul barajului din pămînt omogen):

— pentru $h_0 > 0$

$$\begin{aligned} \frac{q}{k} &= \frac{H_b - d_0 - h}{m} \ln \frac{H_b}{H_b - h}; \\ \frac{q}{k} &= \frac{h^2 - (a_0 + h_0)^2}{2s}; \\ \frac{q}{k} &= \frac{a_0}{m_1}\left(1 + \ln \frac{a_0 + h_0}{h_0}\right); \\ s &= b + m_1[H_b - (a_0 + h_0)]; \end{aligned} \qquad (12.73)$$

— pentru $h_0 = 0$

$$\begin{aligned} \frac{q}{k} &= \frac{H_b - d_0 - h}{m} \ln \frac{H_b}{H_b - h}; \\ \frac{q}{k} &= \frac{h^2 - a_0^2}{2s}; \\ \frac{q}{k} &= \frac{a_0}{m}; \\ s &= b + m_1(H_b - a_0). \end{aligned} \qquad (12.74)$$

N. N. Pavlovski a arătat procedeele cele mai comode în practică de rezolvare a acestor ecuații. Pentru o simplificare și mai mare pot fi folosite graficele, tabelele și nomogramele alcătuite pe baza unui mare număr de rezolvări analitice efectuate de R. R. Ciugaev.

c) Baraj cu nucleu

Coeficientul de permeabilitate al pămîntului, care constituie nucleul barajului, este, de obicei, mult mai mic decît coeficientul de permeabilitate al umpluturii barajului. De aceea, curba de depresiune în limitele nucleului are un gradient hidraulic mult mai mare decît în restul corpului barajului (fig. 12.42).

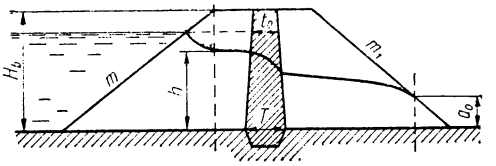


Fig. 12.42.

Pentru construirea curbei de depresiune în cazul examinat și pentru determinarea debitului de infiltrație se face înlocuirea materialului nucleului barajului printr-un material cu același coeficient de permeabilitate cu cel al umpluturii de bază al barajului. O asemenea înlocuire necesită introducerea în calcul, în locul grosimii reale a nucleului, a unei asemenea grosimi pentru care se obțin aceleași pierderi de sarcină ca și în cazul coeficientului de permeabilitate real al nucleului. Noua grosime a nucleului, introdusă de N. N. Pavlovski pentru ușurarea calculelor este denumită lungimea echivalentă a curentului de infiltrație. După introducerea în locul grosimii nucleului a lungimii echivalente, se obține barajul cu un profil ceva mai larg, dar din pămînt omogen, calculul acestuia efectuîndu-se după metodele expuse mai sus. Construind curba de depresiune pentru noul profil al barajului omogen, prin înlocuirea lungimii echivalente prin grosimea reală a nucleului se poate construi grafic curba reală de depresiune pentru barajul cu nucleu.

Formule pentru calculul lungimilor echivalente:

— Pentru un baraj cu nucleu dreptunghiular de grosime t (fig. 12.43)

$$t_e = \sigma t = \frac{k}{k'} t, \qquad (12.75)$$

în care: t_e este lungimea echivalentă; t — grosimea nucleului; k — coeficientul de permeabilitate al umpluturii barajului; k' — coeficientul de permeabilitate al materialului nucleului.

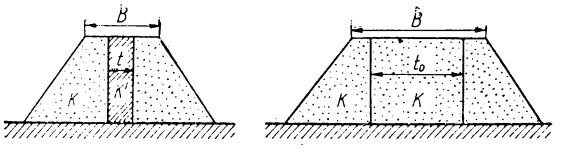


Fig. 12.43.

— Pentru un baraj cu nucleu de formă trapezoidală (fig. 12.44), grosimea nucleului trapezoidal variind pe înălțimea curentului de infiltrație. N. N. Pavlovski introduce în calcul o grosime medie a nucleului

$$t_{med} = \frac{t_c + T}{2}, \qquad (12.76)$$

în care: t_c este grosimea nucleului la cota curbei de depresiune de pe paramentul amonte al nucleului; T — grosimea nucleului la baza barajului.

Deoarece mărimea t_c nu este cunoscută la începutul construirii curbei de depresiune, N. N. Pavlovski a propus, ca pentru rezolvarea problemei să se adopte inițial valoarea t_{med} cu formula

$$t_{med} = \frac{t_0 + T}{2}, \qquad (12.77)$$

în care: t_0 este grosimea nucleului la cota orizontului apei din bieful amonte.

După ce curba de depresiune este construită cu această valoare a grosimii medii a nucleului se determină valoarea lui t_c și, prin urmare, poate fi determinată valoarea mai exactă t_{med} cu formula (12.76).

d) **Baraj cu mască de etanșare**

Masca se execută dintr-un material slab permeabil (beton argilos), cu un coeficient de permeabilitate mai mic decît al umpluturii corpului barajului. Analog cu calculul infiltrației prin nucleu, la calculul infiltrației prin mască N. N. Pavlovski introduce valoarea medie a grosimii măștii și calculul se execută în ipoteza invariabilității pe înălțime a grosimii măștii

$$\delta = \frac{\delta_0 + \Delta}{2}, \qquad (12.78)$$

în care: δ este grosimea medie a măștii; δ_0 — grosimea măștii la cota nivelului apei din bieful amonte; Δ — grosimea măștii la baza barajului.

N. N. Pavlovski rezolvă această problemă în două variante: prin alcătuirea nemijlocită a sistemului de ecuații cu considerarea eterogenității coeficienților de permeabilitate ai măștii și corpului barajului și prin înlocuirea barajului cu mască printr-un baraj echivalent din pămînt omogen prin procedeul echivalenței.

Deoarece prin introducerea grosimii echivalente a măștii se obține un baraj din material omogen, metoda de rezolvare este aceeași cu cea expusă mai sus.

e) **Baraj cu dren**

Realizarea unui dren la piciorul aval al barajului coboară curba de depresiune și, prin aceasta, preîntîmpină ieșirea apei pe paramentul aval (fig. 12.45). În acest caz, curba de depresiune este alcătuită din două segmente: AE și EC.

Sistemul ecuațiilor de infiltrație pentru cazul cel mai general, cînd $h_0 > 0$, are forma (după N. N. Pavlovski) (fig. 12.45)

$$\frac{q}{k} = \frac{H_b - d_0 - h}{m} \ln \frac{H_b}{H_b - h}; \qquad \frac{q}{k} = \frac{h^2 - h_0^2}{2s_d}, \qquad (12.79)$$

în care: q este debitul de infiltrație pe 1 m din lungimea barajului; k — coeficientul de permeabilitate al umpluturii barajului; H_b — înălțimea barajului; h_0 — înălțimea nivelului apei în dren și egală cu adîncimea apei din bieful aval

$$d_0 = H_b - H,$$

unde H este adîncimea apei în bieful amonte; s_d — distanța de la linia de separare $I-I$ pînă la dren; m — coeficientul de taluz amonte; h — înălțimea curbei de depresiune în secțiunea de separare $I-I$.

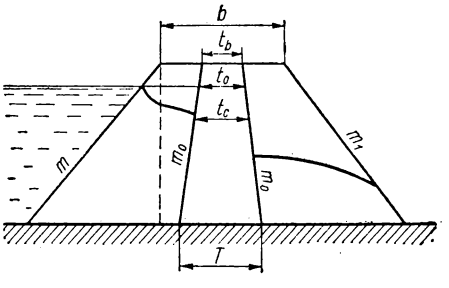


Fig. 12.44.

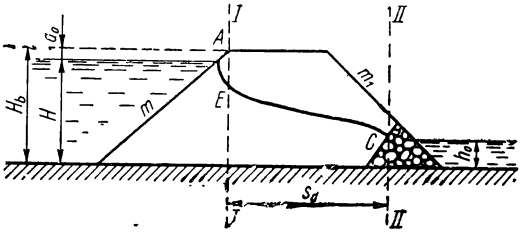


Fig. 12.45.

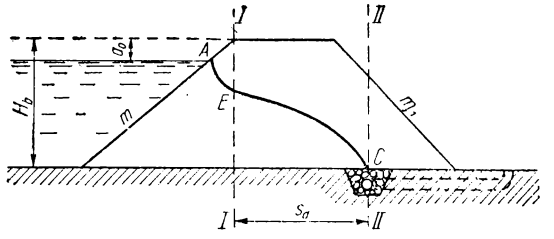


Fig. 12.46.

Calculul constă în determinarea debitului de infiltrație și a formei curbei de depresiune $h = f(x)$.

Pentru cazul inexistenței apei în bieful aval ($h_0 = 0$) (fig. 12.46) sistemul de ecuații va fi

$$\begin{aligned} \frac{q}{k} &= \frac{H_b - d_0 - h}{m} \ln \frac{H_b}{H_b - h}; \\ \frac{q}{k} &= \frac{h^2}{2s_d}, \end{aligned} \tag{12.80}$$

notațiile fiind cele din formulele (12.79).

Pentru cazul $h_0 > 0$, egalînd părțile din dreapta ale sistemului de ecuații (12.79) se obține

$$h = \sqrt{\frac{2s_d}{m}(H_b - d_0 - h) \ln \frac{H_b}{H_b - h} + h_0^2} = \sqrt{F} \tag{12.81}$$

în care:

$$F = \frac{2s_d}{m}(H_b - d_0 - h) \ln \frac{H_b}{H_b - h} + h_0^2 = f(h). \tag{12.82}$$

Mărimea h poate fi determinată (după N. N. Pavlovski) prin procedeul grafic, și anume: pentru diferite valori h se determină mărimea $\sqrt{F}$ și se construiește graficul $\sqrt{F} = f(h)$ (fig. 12.47); deoarece $h = \sqrt{F}$, mărimea căutată trebuie să se afle pe raza dusă prin originea axelor de coordonate sub unghiul de 45°; prin urmare, h căutat este determinat de punctul de intersecție al razei cu curba $\sqrt{F} = f(h)$. Determinînd în acest mod h, în continuare, din ecuația a doua a sistemului (12.79) se determină debitul q.

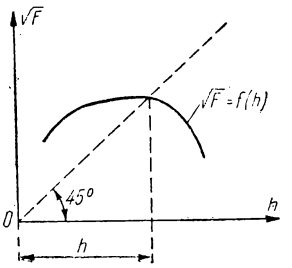


Fig. 12.47.

După metoda N. N. Pavlovski, construirea curbei de depresiune pe porțiunea s_d se efectuează analog cazului mișcării apelor subterane cu panta nulă a patului impermeabil, și anume cu formula

$$y^2 = h^2 - \frac{2q}{k} x.$$

În cazul $h_0 = 0$, desfășurarea calculelor pentru rezolvarea problemei este aceeași, însă h se determină cu formula

$$h = \sqrt{\frac{2s_d}{m}(H_b - d_0 - h) \ln \frac{H_b}{H_b - h}} = \sqrt{F}. \tag{12.83}$$

12.8. INFILTRAȚIA PE SUB CONSTRUCȚIILE HIDROTEHNICE

Prin calcule privind infiltrația apei pe sub construcțiile hidrotehnice se determină valoarea presiunii hidrodinamice asupra tălpii construcției, viteza și debitul de infiltrație. Metodele generale de rezolvare a acestor probleme au fost elaborate de savanți sovietici: N. N. Pavlovski, P. Ia. Polubarinova-Kocina ș.a. Pe baza acestor metode s-au rezolvat numeroase probleme foarte importante pentru practică. Metodele teoretice elaborate sînt aplicate la problema plană a infiltrației; rezolvarea problemei spațiale a infiltrației este posibilă, deocamdată, numai pe cale experimentală[1].

Conform condițiilor tehnice și prescripțiilor existente, problema spațială a infiltrației poate fi înlocuită prin cea plană dacă

$$\eta = b/l > 2{,}0—2{,}5, \tag{12.84}$$

în care: b și l sînt lățimea și, respectiv, lungimea conturului subteran al construcției (l se măsoară în lungul curentului).

Cînd $\eta < 2{,}0$ rezolvarea problemei infiltrației trebuie să se efectueze prin metoda experimentală (EGDA) propusă de N. N. Pavlovski[1].

a) Metode analitice de rezolvare a problemelor de infiltrație

Soluțiile analitice sînt bazate pe teoria generală a mișcării potențiale plane a unui fluid.

Problema practică se reduce la determinarea funcției potențialului de viteză $\varphi(x, y) = C$ și funcției de curent $\psi(x, y) = C$, care să satisfacă

[1] Și prin metode numerice, cu ajutorul calculatoarelor electronice (N.R.).

condițiile la limită date. Familia curbelor de valori egale ale acestor două funcții formează o rețea ortogonală. Dacă la construirea acestei rețele se adoptă intervale egale între valorile funcțiilor φ și ψ, adică se adoptă condiția $\Delta\varphi = \Delta\psi$, o asemenea rețea este alcătuită dintr-un sistem de pătrate curbilinii. Ea se numește rețea hidrodinamică.

Curba de egal potențial al vitezelor $\varphi(x, y) = \text{const}$. Se mai numește echipotențială sau izopotențială, ea fiind concomitent pentru curentul de infiltrație și curba de egală sarcină hidrodinamică $H = z + p/\gamma = \text{const}$ (fig. 12.48). Astfel, dacă în diferite puncte (de exemplu, punctele *1* și *2*) ale aceleiași linii $\varphi = \text{const}$ se pun piezometre, atunci nivelurile suprafeței libere a apei în aceste piezometre vor fi situate la aceeași înălțime, deoarece

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} = \ldots = H = \text{const}.$$

Linia fundului biefului amonte (curba AB), de la care începe mișcarea dată a curentului de infiltrație, este linia limită inițială de egal potențial al vitezei $\varphi_0 = C_0$ și pentru ea înălțimea H_0 este determinată de poziția suprafeței libere a apei din bieful amonte, deasupra planului de referință ales (planul axelor de coordonate Ox și Oy). Corespunzător, linia fundului biefului aval, pe care se termină infiltrația, este linia limită finală de egal potențial al vitezei $\varphi_n = C_n$ și pentru ea înălțimea este egală cu H_n (fig. 12.48) (ea depinde de poziția suprafeței libere a apei din bieful aval).

Diferența $H = H_0 - H_n = H_1 - H_2$ constituie pierderile de sarcină pentru a se învinge rezistențele hidraulice în lungul oricărei linii de curent de infiltrație. Pierderea de sarcină H se distribuie uniform de-a lungul tuturor celor n benzi de infiltrație, formate de fiecare pereche de linii de egal potențial de viteză φ. De aceea, diferența de sarcină dintre fiecare pereche de linii învecinate de egal potențial (sau linii de egal potențial de viteză) va fi aceeași

$$\Delta H = \frac{H}{n} = \frac{H_1 - H_2}{n}. \qquad (12.85)$$

Aici H, după cum s-a indicat mai sus, este diferența dintre nivelurile biefurilor amonte și aval, iar n este numărul de benzi de infiltrație, formate pe rețeaua hidrodinamică dată de către liniile echipotențiale de viteză φ. Astfel, mărimea H reprezintă pierderile de sarcină pe calea de infiltrație dintre două linii de egală sarcină hidraulică (în fig. 12.48 numărul de benzi $n = 8$).

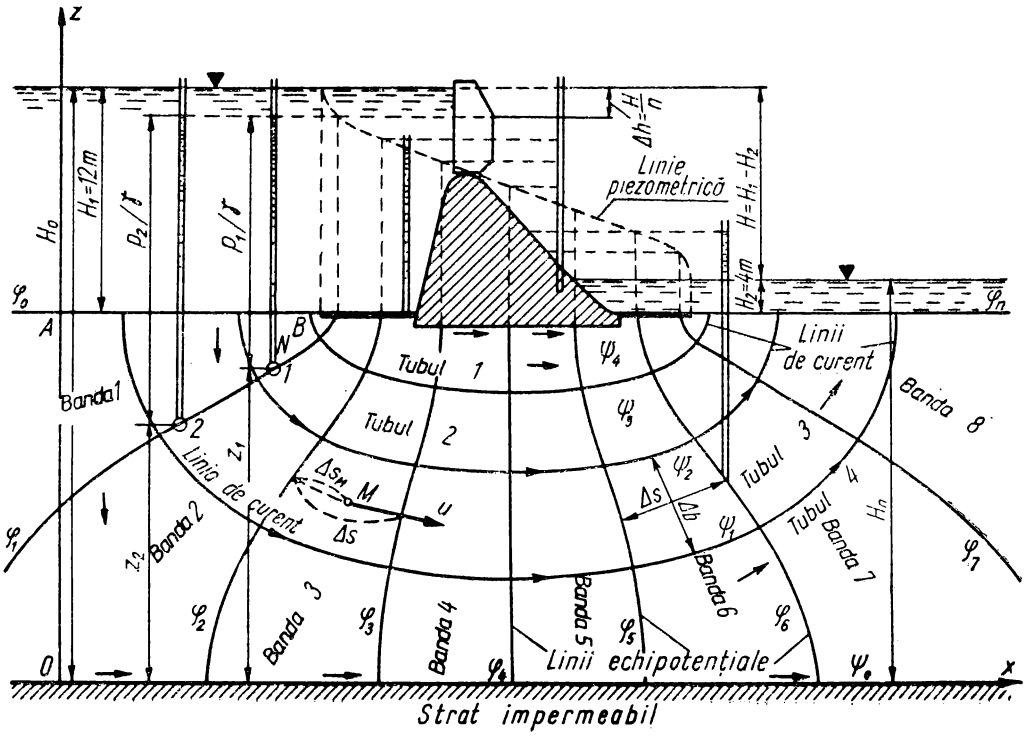


Fig. 12.48.

Panta hidraulică. Dacă se măsoară (folosind scara desenului) lungimea Δs a unei linii de curent oarecare ψ între două echipotențiale, atunci, pentru acest segment de linie de curent, panta hidraulică i va fi

$$i = \frac{\Delta H}{\Delta s}. \qquad (12.86)$$

Valoarea pantei hidraulice i (ea se numește, uneori, gradient hidraulic) variază la trecerea de la o celulă a rețelei hidrodinamice la alta.

Funcția de curent ψ. Ea se reprezintă grafic prin familia liniilor de egală valoare $\psi_1 = C_1$; $\psi_2 = C_2$ etc. Aceste linii coincid cu liniile de curent (ar în cazul mișcării permanente și cu traiectoriile) și, de aceea, funcția ψ se numește funcția de curent. Liniile de curent arată direcțiile de curgere, deoarece vitezele în punctele situate pe fiecare linie dată de curent sînt orientate tangențial la aceste linii.

Debitul care trece între două linii de curent este egal cu diferența dintre valorile funcțiilor de curent ψ_2 și ψ_1, adică $\Delta Q = \psi_2 - \psi_1$. Deoarece pentru o rețea hidrodinamică diferența $\Delta\psi$ dintre orice linii de curent învecinate este aceeași, debitul ΔQ dintre orice pereche de linii de curent învecinate va fi, de asemenea, același.

Dacă rețeaua hidrodinamică este construită pentru un caz concret atunci, folosind această rețea, se pot determina cu aproximație toate caracteristicile curentului de infiltrație: viteza, presiunea hidrodinamică, debitul și alți parametri.

Determinarea vitezei de infiltrație. Viteza de infiltrație în orice punct, de exemplu în punctul M (fig. 12.48), se determină cu formula

$$u = ki = k\frac{\Delta H}{\Delta s},$$

în care: k este coeficientul de permeabilitate; mărimea ΔH, după cum s-a arătat mai sus — diferența dintre sarcina hidrodinamică a liniilor învecinate $\varphi = \text{const}$; Δs — lungimea liniei de curent (care trece prin punctul dat M) între liniile învecinate ψ_i și ψ_{i+1}[1]. Această mărime se măsoară direct pe desen.

Determinarea presiunii p. Presiunea în orice punct, de exemplu în punctul M, se determină cu formula

$$p = \gamma(H_M - z_M),$$

în care: γ este greutatea specifică a lichidului; H_M — sarcina hidrodinamică pentru linia echipotențială φ, care trece prin punctul M. Ea este egală cu

$$H_M = H_0 - \Delta Ht - \Delta H\frac{\Delta s_M}{\Delta s};$$

$$H_M = H_0 - \frac{H_1 - H_0}{n}\left(t + \frac{\Delta s_M}{\Delta s}\right),$$

în care: ΔH este diferența de sarcină hidrodinamică pe o bandă; t — numărul de benzi situate în amonte de punctul M (în cazul de față $t = 2$); Δs_M — distanța de la linia de echipotențial a vitezei φ_2 pînă la punctul M; Δs — distanța de la linia echipotențială φ_2 și linia echipotențială φ_3 (vezi fig. 12.48).

Determinarea valorii debitului de infiltrație. Deoarece întregul domeniu de infiltrație se împarte prin liniile de curent într-un șir de tuburi de curent și, totodată, la construirea rețelei hidrodinamice diferența funcțiilor de curent $\psi_{i+1} - \psi_i = \Delta\psi$ se consideră aceeași pentru fiecare pereche de linii de curent învecinate, debitele de infiltrație ale tuburilor de curent sînt egale între ele. Dacă debitul fiecărui tub este ΔQ, atunci debitul de infiltrație total va fi egal cu

$$Q = \Delta Qm,$$

în care: m este numărul tuburilor de curent; ΔQ — debitul unui tub de curent

$$\Delta Q = \omega v = \Delta bk\frac{H}{n\Delta s} = k\frac{H}{n}.$$

Aici $\Delta b = \Delta s$ (fig. 12.49). Astfel, debitul de infiltrație total calculat pentru 1 m de lungime[2] a construcției va fi

$$Q = \Delta Qm = kH\frac{m}{n}. \qquad (12.87)$$

Exemplu. Se dau (cu aplicație la schema indicată în fig. 12.48): coeficientul de permeabilitate $k = 0{,}1$ cm/s; $H_0 = 30$ m; $H_1 = 12$ m; $H_2 = 4$ m; $z_M = 16{,}0$ m, astfel încît $H = H_1 - H_2 = 8$ m. Rețeaua hidrodinamică construită este alcătuită din cinci linii de curent ψ, care formează

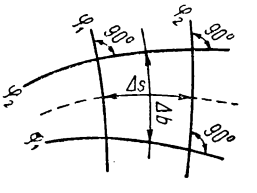


Fig. 12.49.

[1] Aici și în continuare, pentru prescurtarea expunerii vom denumi, în unele cazuri, linia de curent, precum și linia de valoare egală a funcției de curent — linia ψ, iar linia de egal potențial al vitezei — linia φ.

[2] Perpendicular pe desenul din figura 12.48, precum și figura 12.49.

patru tuburi de curent și nouă echipotențiale (linii $\varphi = C$), care formează opt benzi; s-a adoptat $\Delta s = 2{,}5$ m; $\Delta s_M = 1{,}5$ m. Să se determine viteza de infiltrație v și presiunea p în punctul M (fig. 12.48), precum și valoarea debitului de infiltrație Q.

Rezolvare. 1. Viteza de infiltrație în punctul M (se determină ca o medie pe drumul de infiltrație dintre liniile φ_2 și φ_3)

$$u_M = k\frac{H}{n\Delta s} = 0{,}1\,\frac{8}{8\cdot 2{,}5} = 0{,}04 \text{ cm/s} =$$

$$= 0{,}04\,\frac{86\,400}{100} = 34{,}5 \text{ m/zi}.$$

Presiunea

$$p = \gamma_a(H_M - z_M) = \gamma_w\left[\left(H_0 - \frac{H}{h}t - \frac{H}{h}\,\frac{\Delta s_M}{\Delta s}\right) - z_M\right] =$$

$$= 1\,000\left(30 - \frac{8}{8}\cdot 2 - \frac{8}{8}\cdot\frac{1{,}5}{2{,}5}\right) - 16{,}00 =$$

$$= 1\,000(30 - 2 - 0{,}6 - 16{,}0) =$$

$$= 1\,000\cdot 11{,}40 = 11\,400 \text{ kgf/m}^2.$$

Debitul de infiltrație sub construcție (pe unitatea de lungime a construcției) este egal cu

$$Q = kH\frac{m}{n} = 0{,}1\cdot 800\,\frac{4}{8} = 40 \text{ cm}^3/\text{s},$$

sau

$$Q = 40\,\frac{100\cdot 86\,400}{100^3} = 345 \text{ m}^3/\text{zi}.$$

Construirea rețelei hidrodinamice. Rețeaua hidrodinamică poate fi construită prin diferite procedee.

Deoarece liniile φ și ψ nu depind, sub aspect geometric, nici de coeficientul de infiltrație k, nici de înălțimea H_1 și H_2 și depind numai de formele geometrice ale limitelor domeniului de infiltrație dat, două rețele hidrodinamice vor fi geometric asemenea dacă și limitele lor sînt geometric asemenea. Datorită acestei proprietăți se pot folosi rețelele deja construite pentru diferite cazuri particulare.

Construirea exactă se realizează după expresiile funcțiilor φ și ψ determinate pe cale teoretică. În acest caz, se calculează coordonatele z și y ale liniilor φ și ψ și cu ajutorul lor se construiește rețeaua hidrodinamică corespunzătoare. Mai jos se dau tabelele de coordonate obținute de N. N. Pavlovski pentru un șir de cazuri particulare concrete.

Construirea aproximativă a rețelei este posibilă fie pe cale experimentală de laborator cu utilizarea unor dispozitive speciale (metoda EGDA — metoda analogiilor electrohidrodinamice, propusă de N. N. Pavlovski), fie pe cale grafică prin construirea „cu mîna", „după ochi" a liniilor φ și ψ.

În ultimul caz, construcția nu se execută imediat, ci printr-un șir de încercări, astfel încît liniile φ și ψ să fie peste tot ortogonale între ele și să formeze pătrate curbilinii. În acest scop, trebuie ca liniile φ și ψ să fie puse astfel încît lungimile medii Δs și Δb din fiecare pătrat să fie egale între ele; deci, trebuie să fie îndeplinită egalitatea $\Delta s = \Delta b$ (fig. 12.49).

Înainte de începerea construirii rețelei trebuie să se aibă în vedere că atît conturul subteran al construcției, cît și linia de contur a stratului impermeabil constituie linii de curent ψ extreme, iar liniile fundului biefurilor amonte și aval constituie liniile de egal potențial φ, inițială și finală. Pentru construirea cu succes a rețelei hidrodinamice trebuie o oarecare experiență. La început este util să se folosească rețelele deja executate pentru condiții asemănătoare cu cele ale cazului dat.

Tabele pentru construirea rețelei hidrodinamice după metoda hidromecanică exactă a lui N. N. Pavlovski. La rezolvarea problemelor pe diferite scheme nu s-au folosit dimensiunile reale ale construcțiilor, ci cele reduse, adică corespunzătoare înălțimii $H = H_1 = 1$ m; $k = 1$ m/s și valorii unitare a dimensiunii caracteristice; de aceea, pentru obținerea dimensiunilor reale, rezultatele trebuie înmulțite cu coeficientul de scară, diferit pentru diferite scheme. În tabelele 12.7—12.12 sînt date valorile numerice ale coordonatelor pentru construirea rețelei hidrodinamice pentru diferite scheme ale conturului subteran al construcțiilor. Folosind tabelele prezentate ale coordonatelor rețelei de mișcare, se poate construi rețeaua pentru problemele concrete, corespunzătoare schemelor indicate în tabele.

În schemele de calcul prezentate și în tabelele 12.7—12.12 au fost adoptate notațiile: $2l$ — lungimea radierului; s — lungimea palplanșei; T — adîncimea la care se găsește patul impermeabil.

Pe schema radierului construită la o scară oarecare se trasează punctele ale căror coordonate se iau din tabele. Unind printr-o curbă punctele ale căror coordonate sînt situate în același rînd al tabelului, se va obține linia de curent; linia dusă prin punctele ale căror coordonate sînt amplasate în aceeași coloană a tabelului va fi linia de egală sarcină hidrodinamică (sau linia echipotențială).

Pentru cazurile care nu au o rezolvare teoretică, se poate folosi procedeul grafic pentru construirea rețelei hidrodinamice. Procedeul grafic de construire a rețelei hidrodinamice este aplicabil în orice etapă de proiectare, însă pentru construc-

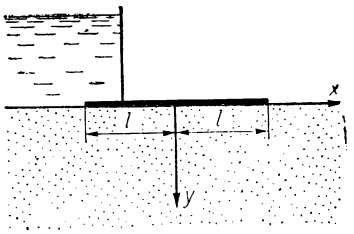


Fig. tabel 12.7.

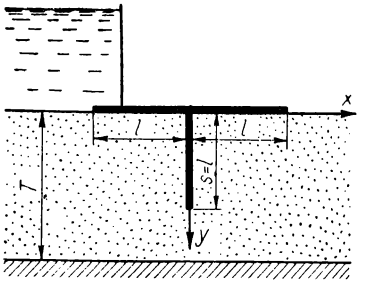


Fig. tabel 12.8.

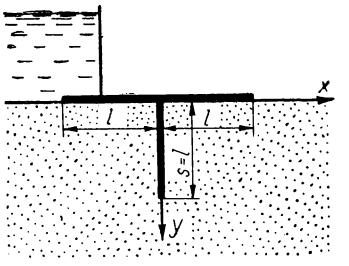


Fig. tabel 12.9.

Tabelul 12.7

Coordonatele rețelei hidrodinamice pentru radierul plan ($l = 1$ m) pe un strat permeabil infinit de adîncime nelimitată

Y	$X = 0$		$X = 0{,}1\pi$		$X = 0{,}2\pi$		$X = 0{,}3\pi$		$X = 0{,}4\pi$		$X = 0{,}5\ \pi$	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0	0,309	0	0,588	0	0,809	0	0,951	0	1,000	0
$0{,}1\pi$	0	0,320	0,324	0,304	0,618	0,259	0,850	0,183	0,999	0,099	1,050	0
$0{,}2\pi$	0	0,672	0,372	0,639	0,708	0,544	0,975	0,395	1,145	0,208	1,208	0
$0{,}3\pi$	0	1,085	0,456	1,031	0,868	0,878	1,193	0,638	1,403	0,385	1,475	0
$0{,}4\pi$	0	1,611	0,583	1,532	1,115	1,308	1,534	0,948	1,804	0,498	1,898	0
$0{,}5\pi$	0	2,299	0,774	2,185	1,474	1,860	2,028	1,351	2,283	0,710	2,507	0

Observații: 1. Tabelul este dat pentru valorile pozitive x; pentru partea simetrică a rețelei hidrodinamice, valorile absciselor (negative) se iau aceleași, însă cu semnul minus.

2. Aici și în tabelele următoare $X = X(x, y)$ și $Y = Y(x, y)$ exprimă ecuațiile: $X(x, y) = \text{const.}$ — liniile echipotențiale și $Y(x, y) = \text{const.}$ — liniile de curent corespunzătoare funcției de variabilă complexă $Z = X(x, y) + iY(x, y)$. Prin literele x și y sînt notate coordonatele.

Tabelul 12.8

Coordonatele rețelei hidrodinamice pentru radierul plan așezat pe un strat permeabil de adîncime finită cu $l/T = 0{,}25$ (coordonatele x și y sînt date în părți din π) și $T = \pi/2$

Y	$X = 0$		$X = 1/4K$		$X = 1/2K$		$X = 3/4K$		$X = K$	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0	0,092	0	0,151	0	0,229	0	0,250	0
$1/4K'$	0	0,101	0,698	0,094	0,187	0,078	0,252	0,049	0,276	0
$1/2K'$	0	0,217	0,116	0,208	0,228	0,174	0,320	0,106	0,360	0
$3/4K'$	0	0,350	0,135	0,343	0,280	0,313	0,455	0,229	0,572	0
K'	0	0,500	0,147	0,500	0,312	0,500	0,573	0,500	0	0

Observații: 1. Coordonatele rețelei hidrodinamice sînt date pentru jumătatea simetrică din dreapta a figurii ($x > 0$).

2. K — integrala eliptică completă de speța întîi $\int_0^{\pi/2} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - \lambda^2 \sin^2 \varphi}}$ pentru $\lambda = \text{th}\ l$; K' — integrala eliptică completă de speța întîi pentru un modul complementar $\lambda' = \sqrt{1 - \lambda^2}$. Valorile numerice K și K' se obțin din tabele.

Tabelul 12.9

Coordonatele rețelei hidrodinamice pentru radierul plan cu palplanșa de lungime $s = l$ în cazul unui strat permeabil de adîncime nelimitată și a amplasării simetrice a palplanșelor în raport cu baza construcției ($l = 1$ m)

Y	$X = 0$		$X = 0{,}1\pi$		$X = 0{,}2\pi$		$X = 0{,}3\pi$		$X = 0{,}4\pi$		$X = 0{,}5\pi$	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	1,000	0	0,900	0	0,555	0,555	0	0,990	0	1,00	0
$0{,}1\pi$	0	1,098	0,196	1,006	0,430	0,742	0,742	0,430	1,006	0,196	1,098	0
$0{,}2\pi$	0	1,380	0,368	1,293	0,728	1,057	1,057	0,728	1,293	0,368	1,380	0
$0{,}3\pi$	0	1,832	0,542	1,732	1,046	1,458	1,458	1,046	1,732	0,542	1,832	0
$0{,}4\pi$	0	2,490	0,758	2,362	1,453	2,005	2,005	1,453	2,362	0,758	2,490	0
$0{,}5\pi$	0	3,400	1,046	3,232	1,994	2,747	2,747	1,994	3,232	1,046	3,400	0

Observație. Coordonatele sînt date pentru jumătatea simetrică din dreapta a figurii ($x > 0$).

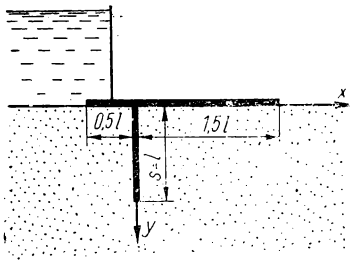


Fig. tabel 12.10.

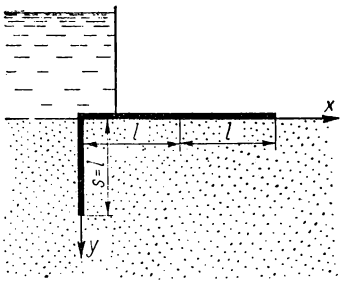


Fig. tabel 12.11.

Tabelul 12.10

Coordonatele rețelei hidrodinamice pentru radierul plan cu o palplanșă cu lungimea $s = l$; palplanșa este situată la distanța 0,5 l de una din marginile radierului: strat permeabil de adîncime infinită (l = 1 m)

Y	$X = -0{,}5\pi$		$X = -0{,}4\pi$		$X = -0{,}3\pi$		$X = -0{,}2\pi$		$X = -0{,}1\pi$	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	−1,500	0	−1,415	0	−1,151	0	−0,667	0	0	0,608
0,1π	−1,588	0	−1,501	0,157	−1,245	0,348	−0,848	0,556	−0,424	0,842
0,2π	−1,850	0	−1,775	0,348	−1,500	0,680	−1,111	0,983	−0,668	1,240
0,3π	−2,295	0	−2,187	0,550	−1,885	1,033	−1,429	1,446	−0,888	1,720
0,4π	−2,949	0	−3,816	0,770	−2,435	1,471	−1,846	2,037	−1,115	2,411
0,5π	−3,880	0	−3,702	1,070	−3,195	2,042	−2,406	2,818	−1,417	3,321

Y	$X = 0$		$X = 0{,}1\pi$		$X = 0{,}2\pi$		$X = 0{,}3\pi$		$X = 0{,}4\pi$		$X = 0{,}5\pi$	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0,940	0	0,994	0	0,858	0	0,546	0,307	0	0,500	0
0,1π	−0,150	1,060	0,050	1,088	0,225	0,939	0,382	0,646	0,558	0,295	0,647	0
0,2π	−0,245	1,380	0,138	1,361	0,485	1,136	0,740	0,844	0,931	0,434	1,004	0
0,3π	−0,289	1,865	0,279	1,781	0,770	1,543	1,163	1,12	1,420	0,588	1,520	0
0,4π	−0,318	2,554	0,470	2,442	1,176	2,089	1,732	1,522	2,090	0,798	2,211	0
0,5π	+0,331	3,500	0,746	3,340	1,728	2,844	2,500	2,070	2,993	1,067	3,167	0

Tabelul 12.11

Coordonatele rețelei hidrodinamice pentru radierul plan cu o palplanșă cu lungimea $s = l$; palplanșa este situată la marginea din amonte a radierului; stratul permeabil este de adîncime infinită (l = 1 m)

Y	$X = -0{,}5\pi$		$X = -0{,}4\pi$		$X = -0{,}3\pi$		$X = -0{,}2\pi$		$X = -0{,}1\pi$	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	−2,000	0	−1,921	0	−1,659	0	−1,220	0	−0,513	0
0,1π	−2,102	0	−2,011	0,180	−1,742	0,352	−1,317	0,519	−0,779	0,728
0,2π	−2,375	0	−2,275	0,367	−1,989	0,711	−1,545	1,012	−0,909	1,261
0,3π	−3,842	0	−2,728	0,581	−2,390	1,110	−1,870	1,549	−1,288	1,841
0,4π	−3,565	0	−3,414	0,810	−2,988	1,605	−2,319	2,221	−1,486	2,633
0,5π	−4,585	0	−4,385	1,175	−3,824	2,262	−2,900	3,102	−1,824	3,658

Y	$X = 0$		$X = 0{,}1\pi$		$X = 0{,}2\pi$		$X = 0{,}3\pi$		$X = 0{,}4\pi$		$X = 0{,}5\pi$	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	0	0,783	0	0,993	0	0,943	0	0,724	0	0,389	0	0
0,1π	−0,024	0,993	—	1,111	0,155	1,026	0,297	0,781	0,382	0,418	0,416	0
0,2π	−0,476	1,425	—	1,440	0,365	1,278	0,646	0,953	0,822	0,508	0,882	0
0,3π	−0,547	2,002	0,112	1,927	0,664	1,689	1,097	1,243	1,353	0,658	1,462	0
0,4π	−0,582	2,793	0,303	2,679	1,097	2,295	1,706	1,676	2,109	0,883	2,244	0
0,5π	−0,604	3,860	0,610	3,680	1,699	3,140	2,558	2,286	3,110	1,200	3,300	0

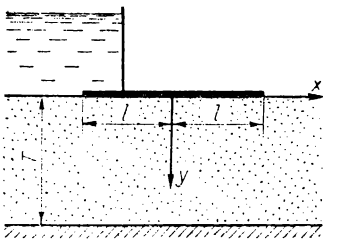


Fig. tabel 12.12.

Tabelul 12.12

Coordonatele rețelei hidrodinamice pentru radierul plan cu palplanșe la mijlocul radierului, stratul permeabil de adîncime finită T (coordonatele x și y sînt date în fracțiuni din π). S-a adoptat $T = \pi/2$; $l = T/2 = l/4$; $s = l = \pi/4$

Y	$X = 0$		$X = 1/4K$		$X = 1/2K$		$X = 3/4K$		$X = K$	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0π	0	0,250	0	0,217	0	0,081	0,200	0	0,250	0
$1/4\pi$	0	0,270	0,051	0,243	0,132	0,163	0,238	0,077	0,286	0
$1/2\pi$	0	0,322	0,089	0,306	0,204	0,246	0,318	0,155	0,379	0
$3/4\pi$	0	0,407	0,111	0,405	0,255	0,375	0,441	0,285	0,588	0
π	0	0,500	0,123	0,500	0,268	0,500	0,494	0,500	—	0,500

Observații: 1. Coordonatele sînt date pentru jumătatea simetrică din dreapta figurii ($x > 0$).
2. K și K' sînt integralele eliptice complete de speța întîi pentru modulele principal și complementar λ și λ':

$$\lambda = \cos s\sqrt{\text{th}^2\, l + \text{tg}^2\, s}; \quad \lambda' = \sqrt{1 - \lambda^2}.$$

țiile importante trebuie să se folosească metodele experimentale de construire a rețelei (metoda EGDA[1]).

Determinarea forței de presiune hidrodinamică a curentului de infiltrație asupra tălpii construcției hidrotehnice. La calculul de stabilitate a construcției hidrotehnice trebuie să se cunoască forțele care acționează asupra construcției date și, dintre ele, forțele de presiune hidrodinamică a curentului de infiltrație. La determinarea acestor forțe trebuie să se folosească epurele de distribuție a presiunilor hidrodinamice. Epurele de presiune se pot construi determinînd mărimile p/γ pentru un șir de puncte ale conturului subteran (de obicei pentru toate punctele de intersecție a liniilor de egală sarcină hidrodinamică cu linia conturului subteran) și desenînd segmentele corespunzătoare p/γ (la scara adoptată) perpendicular pe liniile de contur (fig. 12.50).

De exemplu, pentru linia AB se calculează presiunea hidrodinamică în punctele A și B

$$p_A/\gamma = H_A - z_A \text{ și } p_B/\gamma = H_B - z_B$$

și se trec segmentele p_A/γ și p_B/γ corespunzătoare punctelor A și B perpendicular la linia AB. Atunci,

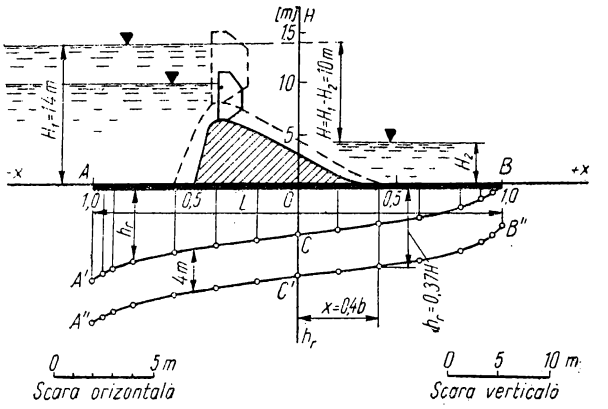


Fig. 12.50.

trapezul $AA''B''B$ va reprezenta, cu aproximație, epura de distribuție a presiunii de infiltrație pe sectorul AB.

Epura de presiune poate fi construită mai exact determinînd valorile p/γ pentru punctele de intersecție a liniilor φ cu conturul construcției (în intervalul dintre punctele A și B). Forța totală P a presiunii de infiltrație asupra sectorului dat al conturului este proporțională cu aria epurei Ω. În cazul de față, forța P_y este produsul

[1] În prezent sînt mult mai eficiente metodele numerice de calcul al infiltrației, folosind calculatoare electronice (N.R.).

dintre aria epurei Ω și greutatea specifică a lichidului γ, adică $P_y = \gamma\Omega$. Această forță P_y este orientată perpendicular pe linia conturului subteran și trece prin centrul de greutate al epurei.

Observație. Uneori, presiunea hidrodinamică asupra tălpii construcției se determină ca suma presiunii de flotare (epura de formă dreptunghiulară de înălțime H_2) care apare datorită scufundării construcției în raport cu nivelul apei în bieful aval și presiunea de infiltrație datorită diferenței de niveluri $H = H_2 - H_1$ (restul epurei de presiune). Presiunea de infiltrație pe talpă nu este uniformă; ea este maximă la marginea amonte și mică la marginea aval a radierului.

La unele scheme ale conturului subteran al construcțiilor hidrotehnice, construirea epurei presiunii hidrodinamice asupra tălpii de fundație se poate face folosind tabelele prezentate, obținute ca rezultat al rezolvării exacte a problemei infiltrației sub construcțiile hidrotehnice după metoda N. N. Pavlovski (tabelele 12.13—12.21). În tabele sînt date valorile relative ale presiunilor $h_r = h/H$.

Exemplu. Să se construiască epura presiunii hidrodinamice pentru un radier plan amplasat pe un strat permeabil de adîncime infinită, conform schemei indicate în fig. 12.50. Se dau: adîncimea apei în bieful amonte $H_1 = 10$ m; în bieful aval $H_2 = 0$ și, prin urmare, $H = H_1 - H_2 = 10$ m. Lungimea conturului subteran impermeabil AB este $L = 2l = 20$ m ($b = 10$ m).

Rezolvare. 1. Se va folosi tabelul 12.14 și se va lua pentru construirea epurei axa Oy drept axa h_r. Axa h_r se va orienta vertical în jos din mijlocul segmentului AB. Coordonatele epurei presiunilor hidrodinamice, adică coordonatele liniei $A'CB$ se determină înmulțind coordonatele indicate în tabelul 12.14 cu 10 (deoarece în tabel sînt date coordonatele pentru înălțimea $H = 1{,}0$).

Observație. Dacă adîncimea apei H_2 nu este egală cu zero, de exemplu $H_2 = 4$ m, atunci, la aceeași înălțime $H = H_1 - H_2 = 10$ m, presiunea totală asupra conturului subteran ar crește în mod corespunzător, linia epurei $A'CB$ va coborî cu mărimea H_2 și va ocupa poziția $A''C'B''$ (fig. 12.50);

2. Forță de presiunea totală, adică forța cu care curentul de infiltrație acționează asupra întegului contur subteran al construcției (pe linia AB) se determină ca produsul dintre aria epurei (aria $AA'B$ în primul caz și aria $AA''C'B''B$ în cel de al doilea) și greutatea specifică a apei γ, adică

$$P_y = \gamma(AA'B),$$

sau

$$P_y = \gamma(AA''C'B''B).$$

Forța P_y trece prin centrul de greutate al epurei.

Dacă fundația construcției se află la adîncimea t, atunci pentru construirea epurei de presiune trebuie să se folosească tabelul 12.14. Dacă admitem $t = 0{,}4l$, atunci abscisele x se iau din rîndul al treilea orizontal al tabelului 12.14 corespunzătoare valorii $t/l = 0{,}4$;

3. În ipoteza că adîncimea apei în bieful amonte este $H_1 = 10$ m, iar în cel aval $H_2 = 0$ (primul caz al exemplului dat), vor exista următoarele coordonate ale liniei $A'CB'$ ale epurei de presiune (fig. 12.51):

$h_r =$ $= 0{,}50$	0,40	0,30	0,214	0,20	0,187
$x =$ $= 0{,}00$	+0,415	+0,769	+0,968	+0,987	+1,000
$h_r =$ $= 0{,}50$	0,60	0,70	0,786	0,800	0,813
$x =$ $= 0{,}00$	−0,415	−0,769	−0,968	−0,987	−1,000

Aici, valorile h_r sînt scoase direct din tabel pentru abscisele pozitive; pentru valorile x negative, valorile corespunzătoare mărimii h_r se determină prin diferență față de unitate. Astfel, de exemplu, cînd $x = +0{,}415$, din tabel rezultă $h_r = 0{,}40$; atunci cînd $x = -0{,}415$ se determină h_r astfel: $h_r = 1{,}0 - 0{,}40 = 0{,}60$ etc. Epura de presiune este dată în fig. 12.51.

Forța de presiune totală de infiltrație pentru întregul contur subteran este egală cu:

$$P = \gamma([ACBB'C'A']).$$

Forța presiunii de flotare este egală cu:

$$P_y = \gamma[abB'C'A'].$$

b) Calculul de infiltrație după metoda lui R. R. Ciugaev

Zona de infiltrație sub un baraj deversor (fig. 12.52) este limitată de două linii de curent extreme, dintre care una coincide cu conturul subteran al construcției, iar cea de a doua, la propunerea lui R. R. Ciugaev, cu linia planului de calcul al stratului impermeabil. Se presupune că domeniul din afara zonei de infiltrație cuprins între cele două linii de curent extreme nu influențează sensibil curentul de infiltrație principal considerat. Conturul subteran se împarte, prin punctele caracteristice 1; 2; 3; ..., într-un șir de

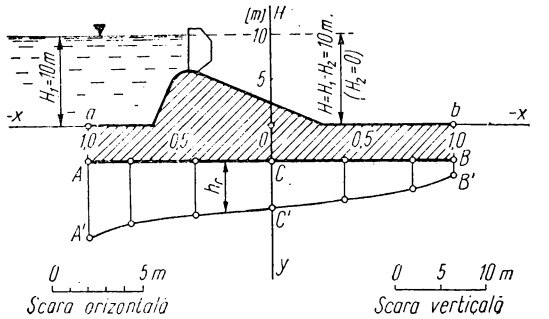


Fig. 12.51

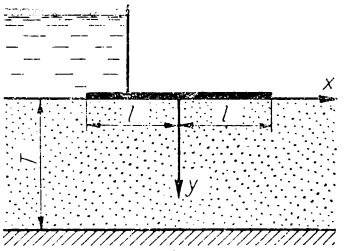


Fig. tabel 12.13.

Tabelul 12.13

Coordonatele epurei subpresiunilor pe talpa radierului plan aşezat pe strat permeabil de adîncime infinită. Lungimea radierului $2l$; $H = 1$; abscisele x s-au luat în fracţiuni din l

x	−1,0	−0,95	−0,9	−0,8	−0,6	−0,4	−0,2
h_r	+1,0	+0,90	+0,86	+0,80	+0,71	+0,63	+0,56
x	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	0,9	0,95
h_r	0,50	0,44	0,37	0,29	0,21	0,14	0,10

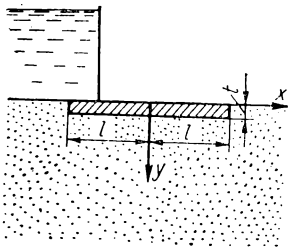


Fig. tabel 12.14.

Tabelul 12.14

Coordonatele epurei subpresiunilor pe conturul subteran al radierului dreptunghiular cu grosimea t, pe strat permeabil de adîncime infinită. Înălţimea $h_r = h/H$ este dată în părţi din H funcţie de t/l; abscisele x sînt date în fracţiuni din l

t/l	Valorile abscisei x pentru diferite h_r						
	0,50	0,40	0,30	0,214	0,200	0,187	0,141
0	0	0,309	0,588	0,783	0,809	0,833	0,903
0,2	0	0,372	0,696	—	0,931	—	1,00
0,4	0	0,415	0,769	0,963	0,987	1,000	—
0,6	0	0,453	0,832	1,00	—	—	—

Observaţie. Coordonatele sînt date pentru jumătatea din dreapta a radierului, adică pentru valorile pozitive ale lui x.

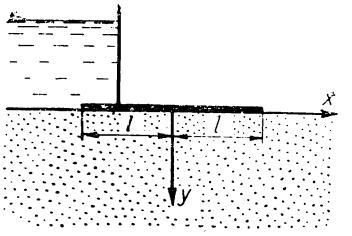


Fig. tabel 12.15.

Tabelul 12.15

Coordonatele epurei subpresiunilor pe talpa radierului plan pe un strat permeabil cu adîncimea T. Abscisele x sînt date în fracţiuni din l

h_r	Valorile abscisei x pentru raportul l/T				
	2	1	2/3	1/2	1/4
0,5	0	0	0	0	0
0,4	0,243	0,274	0,287	0,296	0,309
0,3	0,485	0,538	0,559	0,571	0,583
0,2	0,720	0,771	0,787	0,796	0,809
0,1	0,914	0,941	0,943	0,946	0,951
0	1	1	1	1	1

Observaţie. Coordonatele sînt date pentru jumătatea simetrică din dreapta a epurei ($x > 0$).

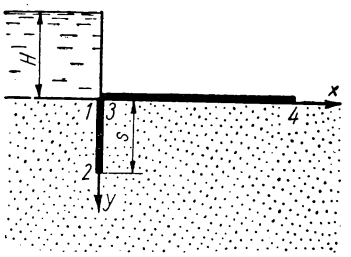


Fig. tabele 12.16. şi 12.17.

Tabelul 12.16

Coordonatele epurei subpresiunilor pe talpa construcţiei cu radier plan aşezate pe strat permeabil de adîncime infinită cu palplanşe de lungime $s = 1/3\ l$ situate la capătul amonte; abscisele x sînt date în fracţiuni de l a conturului desfăşurat. Înălţimea redusă h_r este dată în fracţiuni din H

x	−1,33	−1,09	−0,83	−0,74	−0,67	−0,62	−0,37
h_r	1,0	0,90	0,80	0,70	0,58	0,50	0,40
x	0	0,45	0,78		0,95		1,00
h_r	0,36	0,3	0,2		0,1		0

Tabelul 12.17

Subpresiunea pe talpă lîngă capătul amonte şi subpresiunea medie pe talpa radierului plan cu palplanşe la începutul radierului. Presiunea h_r se dă în fracţiuni din H

$s/(2l)$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
h_{r3}	1,0	0,73	0,6	0,53	0,47	0,42	0,38	0,35	0,32	0,30	0,28
h_{rm}	0,5	0,45	0,4	0,37	0,34	0,31	0,28	0,26	0,24	0,22	0,20

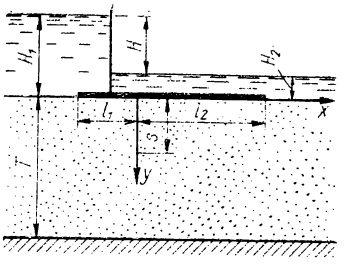


Fig. tabele 12.18. și 12.19.

Tabelul 12.18

Subpresiunea pe talpa radierului plan cu palplanșe, Lungimea palplanșelor $s = 0{,}3T$; abscisele x sînt în fracțiuni din adîncimea stratului permeabil T; presiunea h_r este dată în fracțiuni din H; $T = \pi/2$

l_1	Valorile subpresiunii h_r funcție de x											
	−0,75	−0,50	−0,25	−0 (pînă la palplanșă)	+0 (după palplanșă)	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	l_2
0	—	—	—	1,00	0,62	0,59	0,51	0,42	0,33	0,22	0	1,5
0,5	—	1,00	0,83	0,78	0,56	0,53	0,46	0,35	0,29	0,20	0	1,5
1,0	0,83	0,76	0,69	0,66	0,48	0,45	0,40	0,33	0,25	0,17	0	1,5
0	—	—	—	1,00	0,54	0,49	0,39	0,26	—	—	—	1,0
0,5	—	1,00	0,80	0,74	0,45	0,43	0,34	0,23	—	—	—	1,0
1,0	0,81	0,71	0,64	0,61	0,39	0,36	0,29	0,19	—	—	—	1,0

Tabelul 12.19

Subpresiunea pe talpa radierului cu palplanșe. Lungimea palplanșelor $s = 0{,}4T$; abscisele x sînt date în fracțiuni din adîncimea stratului permeabil T; presiunea h_r este dată în fracțiuni din H

l_1	Valorile subpresiunii h_r funcție de x												
	−0,75	−0,50	−0,25	−0	+0	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	l_2
0	—	—	—	1,00	0,63	0,60	0,55	0,48	0,41	0,34	0,26	0,17	2,0
0,5	—	1,00	0,88	0,84	0,58	0,56	0,51	0,45	0,39	0,29	0,25	0,16	2,0
1,0	0,9	0,83	0,76	0,73	0,52	0,50	0,45	0,40	0,34	0,23	0,22	0,14	2,0
0	—	—	—	1,00	0,56	0,53	0,44	0,39	0,30	0,20	0	—	1,5
0,5	—	1,00	0,85	0,82	0,51	0,49	0,43	0,36	0,28	0,19	0	—	1,5
1,0	0,85	0,72	0,71	0,69	0,45	0,43	0,38	0,32	0,24	0,16	0	—	1,5
1,5	0,72	0,67	0,62	0,60	0,40	0,38	0,33	0,28	0,22	0,15	0	—	1,5
0	—	—	—	1,00	0,47	0,43	0,35	0,24	0	—	—	—	1,0
0,5	—	1,00	0,81	0,77	0,42	0,30	0,32	0,22	0	—	—	—	1,0
1,0	0,82	0,73	0,67	0,64	0,36	0,98	0,27	0,18	0	—	—	—	1,0

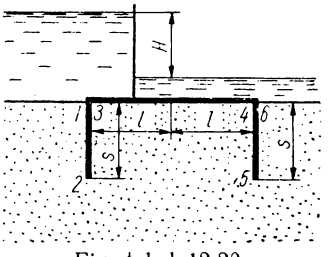


Fig. tabel 12.20.

Tabelul 12.20

Subpresiunea în punctele caracteristice ale conturului radierului plan cu două palplanșe la capete. Lungimea palplanșelor este s; l — semilungimea radierului. Stratul permeabil este de adîncime infinită. Subpresiunea h_r este dată pentru diferite raporturi s/l în fracțiuni din presiunea H

s/l	Valorile h_r în punctele			
	1	2	3	4
0,2	1,0	0,733	0,267	0,186
0,4	1,0	0,647	0,353	0,244
0,6	1,0	0,597	0,403	0,277

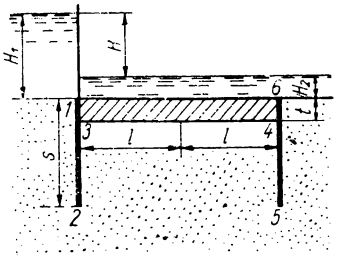


Fig. tabel 12.21.

Tabelul 12.21

Subpresiunea în punctele caracteristice ale conturului radierului dreptunghiular cu două palplanșe la capete. Stratul permeabil este de adîncime infinită. Subpresiunea este dată în părți ale înălțimii H pentru rapoartele s/l și t/l

s/l	Valoarea h_r în punctele				
	t/l	1	2	4	5
0,4	0,20	1,0	0,706	0,294	0,226
0,60	0,40	1,0	0,686	0,314	0,256

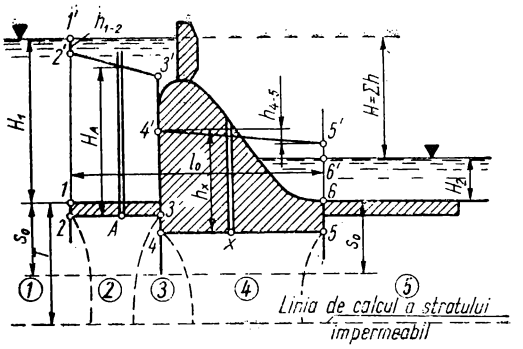


Fig. 12.52.

sectoare (în fig. 12.52 se împarte în cinci sectoare) și din aceste puncte se duc liniile echipotențiale corespunzătoare ($\varphi = \text{const}$) sau liniile de egală presiune (deoarece $\varphi = -kH$). Aceste linii $\varphi = C$ împart domeniul de infiltrație într-un șir de zone — fragmente.

Este evident că în lungul liniei conturului subteran, de la un punct indicat pînă la altul (sau de la o linie $\varphi_i = C$ pînă la cealaltă $\varphi_{i+1} = C_1$), au loc pierderile de sarcină h_1, h_2, h_3, ..., h_n (în schemă pînă la h_5). În acest caz, pierderea totală de sarcină este egală cu

$$H = \Sigma h,$$

în care H este diferența dintre nivelurile apei din biefurile amonte și aval.

Pierderea de sarcină pe fiecare sector separat se determină după legea lui Darcy, adică folosind formula

$$Q = k\omega \frac{h}{L},$$

și anume

$$h = \frac{Q}{k} \frac{L}{\omega}, \qquad (12.88)$$

în care: Q, k și h sînt, respectiv, debitul de infiltrație, coeficientul de filtrație și pierderea de sarcină produsă pe distanța de la o linie $\varphi_i = C_i$ pînă la alta $\varphi_{i+1} = C_{i+1}$; ω și L — o suprafață oarecare convențională și drumul de infiltrație pentru fiecare dintre fragmentele zonei de infiltrație. Notînd $\zeta = L/\omega$ se obține

$$h = \zeta \frac{Q}{k}$$

și atunci se poate scrie

$$H = \Sigma h = \Sigma \zeta \frac{Q}{k} = \frac{Q}{k} \Sigma \zeta.$$

Deci, se obține funcția principală de calcul

$$H = \frac{Q}{k} \Sigma \zeta. \qquad (12.89)$$

Aici, coeficientul ζ se numește coeficient de rezistență.

Este evident că dacă se cunosc coeficienții de rezistență ζ pentru toate fragmentele, limitate de liniile de egală sarcină hidrodinamică (liniile de egal potențial de viteză $\varphi = C$), se poate rezolva complet problema infiltrației sub construcția dată.

Ordinea de rezolvare a acestei probleme este următoarea: se determină mai întîi valoarea debitului de infiltrație, pe baza valorilor cunoscute ale înălțimii H și coeficientului de permeabilitate k, precum și a coeficientului de rezistență, din formula

$$Q = \frac{kH}{\Sigma \zeta}.$$

După aceea, se calculează succesiv pierderile de sarcină și se construiește linia piezometrică ($1'$; $2'$; $3'$; ...; $5'$) (fig. 12.52). Folosind linia piezometrică astfel construită, se determină forța de presiune a curentului de infiltrație asupra conturului subteran al construcției. Astfel, în punctul A presiunea va fi egală cu $p_A = \gamma h_A$; în acest caz, mărimea h_A se află măsurînd-o pe desen; analog se poate afla presiunea în orice punct, de exemplu, în punctul x: $p_x = \gamma h_x$. De obicei, epura presiunii se construiește înlocuind linia frîntă a conturului subteran printr-o dreaptă (fig. 12.53).

Observație. 1. Folosind metoda descrisă a lui R. R. Ciugaev se poate determina și viteza de infiltrație în orice punct al zonei de infiltrație, însă rezultatul va fi foarte aproximativ. Pentru determinarea vitezei de infiltrație v într-un punct dat, trebuie să se ducă prin acest punct linia de curent l_i pînă la intersecția ei cu liniile învecinate $\varphi = C$ și, după aceea, să se măsoare această linie pe desen; atunci viteza de infiltrație se va determina cu formula

$$v = k \frac{h_i}{l_i}.$$

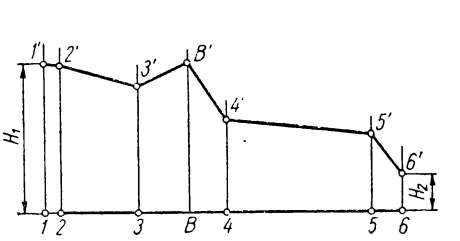


Fig. 12.53. Epura subpresiunii în lungul conturului subteran al barajului.

De obicei, pentru determinarea cîmpului de viteze se folosesc alte procedee mai exacte, de exemplu metoda EGDA etc.[1];

2. Drept completare, mai jos se dau indicaţii pentru determinarea coeficientului de rezistenţă ζ pentru cîteva fragmente mai caracteristice (fig. 12.54–12.58). În aceste figuri sînt reprezentate diferite forme ale fragmentelor de calcul şi se dau formulele respective pentru calculul coeficienţilor de rezistenţă.

Conform propunerii lui R.R. Ciugaev, adîncimea liniei impermeabile de calcul se determină în felul următor.

În primul rînd, se determină adîncimea aşa-numitei zone active T_{ac}, iar după aceea ea se compară cu adîncimea stratului impermeabil real T_r. Dacă T_{ac} rezultă mai mică decît T_r, atunci drept adîncime de calcul a stratului impermeabil se adoptă T_{ac} şi invers.

Prin urmare, se poate scrie:

dacă $T'_{ac} \geqslant T_r$, atunci $T'_{calc} = T'_r$;

dacă $T'_{ac} \leqslant T_r$, atunci $T'_{calc} = T'_{ac}$.

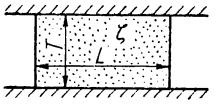


Fig. 12.54. Determinarea lui ζ. În cazul curgerii paralele $\zeta = L/T$

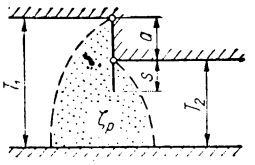


Fig. 12.55. Determinarea lui ζ. În cazul ecranului interior, dacă $0{,}5 \leqslant T_2/T_1 \leqslant 1{,}0$ şi $0{,}8 < s/T_2 < 0{,}96$, atunci $\zeta_p = a/T_2 + 12(s/T_1 - 0{,}8) + 2{,}2$; dacă $0 < s/T_2 < 0{,}8$, atunci $\zeta_g = a/T_1 + s/T_2[1{,}5 + 0{,}5T_2/(T_2 - 0{,}75)]$.

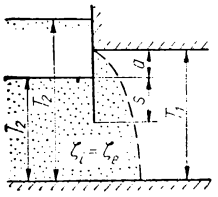


Fig. 12.56. Determinarea lui ζ. În cazul ecranului amonte sau aval $\zeta_i = \zeta_e = \zeta_p + 0{,}44$. Dacă $s = 0$, atunci $\zeta_i = \zeta_e = a/T_1 + 0{,}44$.

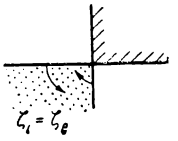


Fig. 12.57. Determinarea lui ζ. În cazul ecranului amonte sau aval $\zeta_i = \zeta_e = 0{,}44$.

[1] În prezent, metodele de calcul numeric (metoda diferenţelor finite, metoda elementului finit) (N.R.).

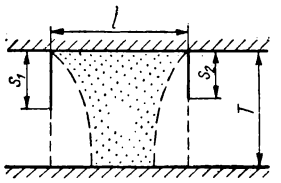


Fig. 12.58. Determinarea lui ζ. Element orizontal cu ecrane; dacă $l > 0{,}5(s_1 + s_2)$, atunci $\zeta_2 = [l - 0{,}5(s_1 + s_2)]/T$; dacă $< 0{,}5(s_1 + s_2)$, atunci $\zeta_2 = 0$.

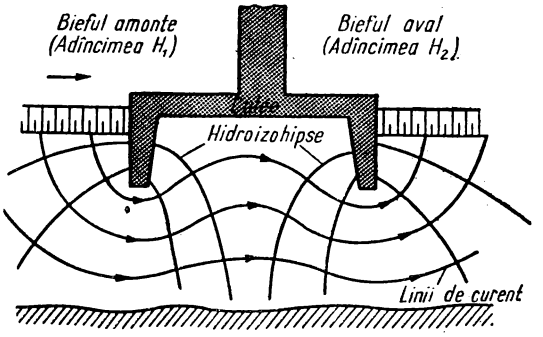


Fig. 12.59.

Adîncimea zonei active T_{ac} se determină în funcţie de caracterul problemei care urmează a fi rezolvată. Sînt trei probleme principale (după R. R. Ciugaev) pentru care T_{ac} are valori diferite:

— la construirea epurei subpresiunii pentru elementele orizontale ale conturului subteran sau construirea liniei piezometrice, adîncimea zonei active T'_{ac} va fi egală cu (fig. 12.52):

cînd $l_0/S_0 \geqslant 5T'_{ac} = 0{,}5l_0$;
cînd $5 \geqslant l_0/S_0 \geqslant 3{,}4T'_{ac} = 2{,}5S_0$;
cînd $3{,}4 \geqslant l_0/S_0 \geqslant 1{,}0T'_{ac} = 0{,}8S_0 + 0{,}5l_0$;
cînd $1{,}0 \geqslant l_0/S_0 \geqslant 0{,}0T'_{ac} = S_0 + 0{,}3l_0$;

— la determinarea pantei piezometrice maxime în zona de ieşire la nivelul fundului biefului aval, zona activă este $T''_{ac} = 2T'_{ac}$;

— la determinarea debitului de infiltraţie pe sub baraj, adîncimea de calcul a stratului impermeabil T'''_{calc} se consideră egală cu adîncimea reală la care se găseşte acest strat, adică

$$T'''_{calc} = T_r;$$

3. Date mai amănunţite despre calculele de infiltraţie după metoda R. R. Ciugaev se găsesc în normele TUiN 125-57 ale Ministerului Centralelor Electrice, U.R.S.S., 1958.

c) Metoda conturului subteran de calcul al infiltraţiei

În practica realizării construcţiilor hidrotehnice, de mult se considera că pierderea de sarcină H este direct proporţională cu lungimea conturului subteran L, iar viteza de infiltraţie în lungul conturului este egală cu

$$v = k\frac{H}{L}. \qquad (12.90)$$

La o diferență dată a nivelurilor din biefurile amonte și aval ($H = H_1 - H_2$), viteza de infiltrație va fi cu atît mai mică cu cît este mai mare lungimea conturului subteran L. În legătură cu aceasta s-a considerat că, pentru siguranța construcției (sub aspectul eliminării pericolului de antrenare a materialului de sub construcție), lungimea conturului subteran trebuie să fie diferită, funcție de caracteristicile pămîntului și funcție de capacitatea acestuia de a rezista la antrenare și afuiere.

Pe baza experienței acumulate în exploatarea multor construcții hidrotehnice, a căpătat o largă răspîndire formula lui Bligh, după care lungimea conturului subteran care asigură stabilitatea construcției are expresia

$$L \geqslant CH, \qquad (12.91)$$

în care C este un coeficient care depinde de caracteristicile pămîntului (tabel 12.22).

Tabelul 12.22

Valorile coeficientului C pentru determinarea lungimii căii după procedeul infiltrației pe contur

Denumirea pămîntului	C	I_{med}
Mîl și nisip extrafin	18	0,055
Nisip fin	15	0,067
Nisip mare	12	0,083
Pietriș de rîu și nisip cu pietriș de rîu	5–9	0,11–0,20
Loess, pămînturi argiloase	6–9	0,11–0,17
Piatră spartă, amestec de pietriș cu nisip	4–6	0,11–0,25

Mai tîrziu, au început să se ia în considerare și căile verticale de infiltrație, prin așa-numita lungime redusă, egală cu triplul lungimii căii verticale de infiltrație. Căile de infiltrație înclinate, cu panta față de orizontală mai mare de 45° se consideră verticale, iar la o înclinare sub 45° — orizontale.

Lungimea redusă minimă necesară a conturului subteran al construcției va fi în acest caz

$$L_0 = L_{vert} + \frac{1}{3} L_{or} \geqslant C_0 H, \qquad (12.92)$$

unde: L_{vert} este lungimea căilor verticale; L_{or} — lungimea căilor orizontale; valorile C_0 sînt date în tabelul 12.23[1].

[1] Presiunea asupra tălpii radierului determinată după procedeul infiltrației pe contur diferă mult, într-un șir de cazuri, de soluția exactă obținută după N. N. Pavlovski. Procedeul infiltrației pe contur, datorită excepționalei simplități, a căpătat o largă răspîndire în practică. El trebuie însă admis doar pentru calcule prealabile aproximative și, în afară de aceasta, doar în cazul radierului plat, fără palplanșe.

Tabelul 12.23

Valorile coeficientului C_0 pentru procedeul modificat de infiltrație pe contur

Denumirea pămîntului	C_e	I_{med}
Nisip foarte fin, mîl	8,5	0,12
Nisip fin	7,0	0,14
Nisip de granulație medie	6,0	0,17
Nisip mare	5,0	0,20
Pietriș fin	4,0	0,25
Pietriș mijlociu	3,5	0,29
Nisip mare cu pietriș	3,0	0,33
Argilă moale	3,0	0,33
Pietre cu pietriș de rîu și pietriș	2,5	0,40
Argilă de compactitate medie	2,0	0,50
Argilă compactă	1,8	0,55
Argilă foarte compactă	1,6	0,67

12.9. INFILTRAȚIA LATERALĂ, DE OCOLIRE A CONSTRUCȚIILOR HIDROTEHNICE (DUPĂ V. I. ARAVIN)

Dacă culeele construcției se sprijină pe un strat impermeabil, se consideră posibil să se examineze infiltrația laterală ca o problemă plană și calculul să se efectueze în modul următor:

— Se trasează planul culeei, malul albiei și limitele stratului impermeabil din zona malului (fig. 12.59). În continuare, presupunînd că suprafața liberă a apei din bieful amonte reprezintă linia inițială φ_0, iar cea din bieful aval drept linia finală φ și considerînd configurația culeei drept linia de curent ψ, se construiește rețeaua hidrodinamică după unul dintre procedeele cunoscute;

— Liniile de egală sarcină hidrodinamică obținute din rețeaua $\varphi = \text{const}$ și $\psi = \text{const}$ sînt liniile de egală cotă a suprafeței libere a curentului de infiltrație care ocolește construcția;

— Viteza de infiltrație, avînd aceeași valoare pentru toate punctele pe aceeași verticală, se determină cu formula

$$v = k \frac{\Delta H}{\Delta s}, \qquad (12.93)$$

în care: k este coeficientul de permeabilitate; $\Delta H/\Delta s$ — gradientul hidraulic, care caracterizează variația adîncimii H a curentului pe sectorul Δs, în lungul liniei de curent;

— Debitul de infiltrație prin secțiunea dintre două linii de curent amplasate la distanța Δl se determină cu formula

$$\Delta Q = v \Delta b h, \qquad (12.94)$$

în care Δb este distanța dintre liniile de curent.

Debitul de infiltrație total

$$Q = \Sigma v \Delta b h, \qquad (12.95)$$

în care h este adîncimea curentului de infiltrație în punctul dat al rețelei hidrodinamice;

— Presiunea de infiltrație asupra culeei este determinată de presiunea hidrostatică corespunzătoare adîncimii h a apei în verticala dată, iar variația presiunii în lungul conturului se determină cu rețeaua hidrodinamică. Prin urmare, consolidarea necesară pe laturile culeei se va determina în funcție de caracteristicile diagramei de presiune.

CAPITOLUL 13

MIȘCAREA FLUIDELOR CU DEBIT VARIABIL[1]

13.1. ECUAȚIA DE BAZĂ

Ecuația de bază a mișcării permanente a fluidelor cu debit variabil pe parcurs, fie în cazul creșterii, fie în cazul micșorării debitului se poate scrie (după I. M. Konovalov)

$$\frac{1}{g}\int \frac{(1-n)}{\omega} v\,dQ + \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + z + h_t = \text{const}, \qquad (13.1)$$

unde: $n = v_1/v$ este raportul dintre proiecția pe direcția principală de mișcare a vitezei curentului care se adaugă sau se evacuează lateral și viteza curentului de bază; în cazul în care curentul care se adaugă sau se evacuează este normal pe direcția curentului principal, atunci $v_1 = 0$ și $n = 0$; dQ și ω — variația debitului pe lungimea ds și aria secțiunii de curgere a curentului principal; h_t — pierderea de sarcină.

— Pentru albii deschise (cu suprafață liberă) de formă oarecare ecuația de bază poate fi scrisă sub următoarea formă diferențială

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-k\frac{Q}{g\omega^2}\frac{dQ}{ds} + \frac{Q^2}{g\omega^3}\frac{\partial\omega}{\partial s} + i_0 - i}{1 - \frac{Q^2 B}{g\omega^3}}. \qquad (13.2)$$

— Pentru albiile prismatice $\frac{\partial\omega}{\partial s} = 0$ și, prin urmare,

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-k\frac{Q}{g\omega^2}\frac{dQ}{ds} + i_0 - i}{1 - \frac{Q^2 B}{g\omega^3}}, \qquad (13.3)$$

unde $k = (2 - v_1/v)$.

Pentru cazul $dQ/ds = 0$ adică pentru $Q = \text{const.}$, ecuațiile (13.2) și (13.3) se transformă în ecuațiile obișnuite ale mișcării neuniforme

$$\frac{dh}{ds} = \frac{\frac{Q^2}{g\omega^3}\frac{\partial\omega}{\partial s} + i_0 - i}{1 - \frac{Q^2 B}{g\omega^3}}$$

și

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i_0 - i}{1 - \frac{Q^2 B}{g\omega^3}}. \qquad (13.4)$$

Pentru conductele sub presiune, în condițiile în care $k = \text{const}$, ecuația de bază capătă forma

$$k\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + z + h = \text{const.}, \qquad (13.5)$$

[1] Teoria mișcării fluidelor cu debit variabil pe parcurs nu a căpătat încă dezvoltarea necesară. Relațiile expuse în acest capitol trebuie considerate aproximative și sînt aplicabile în practică numai în calculele orientative și la analiza calitativă a fenomenului. Calculele în proiectare trebuie verificate prin încercări hidraulice în laborator.

sau, sub forma diferențială

$$k\frac{v\,dv}{g}+d\left(\frac{p}{\gamma}+z\right)+\frac{Q^2}{K^2}ds=0, \qquad (13.5')$$

în care $K=\omega C\sqrt{R}$ este modulul de debit.

13.2. FORMA SUPRAFEȚEI LIBERE A APEI ÎN ALBII DESCHISE [1]

Forma suprafeței libere a apei în albii deschise depinde de raportul forțelor active care acționează asupra curentului, precum și de condițiile externe și poate fi foarte variată.

Pentru albiile prismatice, formele principale ale suprafeței libere sînt reprezentate în figurile 13.1 și 13.2.

La limită sînt posibile $dh/ds=0$ și $dh/ds=\pm\infty$. Cînd $dh/ds=0$, semnul derivatei dh/ds poate să se modifice. Sub aspect practic, prezintă cel mai mare interes cazul $h>h_0$ (fig. 13.1, *a* și *b*).

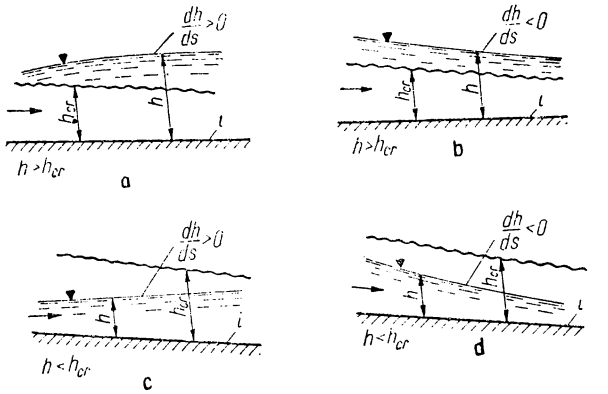


Fig. 13.1. Formele suprafeței libere la deversarea laterală a debitului de apă din canal $\left(\frac{dQ}{ds}<0\right)$:

a și *d* — cînd $i_f<\left(k\frac{Q}{g\omega^2}\frac{dQ}{ds}+i\right)$;

b și *c* — cînd $i_f>\left(k\frac{Q}{g\omega^2}\frac{dQ}{ds}+i\right)$.

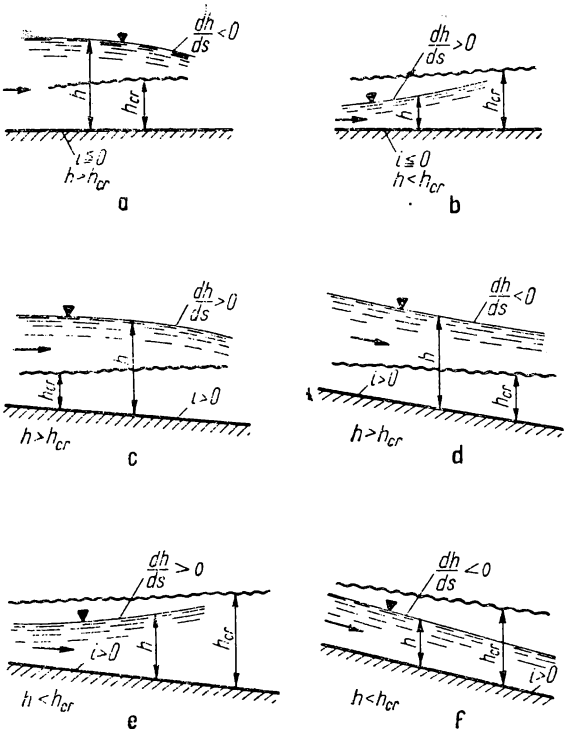


Fig. 13.2. Formele suprafeței libere a apei în canal la un aflux lateral $\left(\frac{dQ}{ds}>0\right)$:

a și *b* — cînd $\left(-k\frac{Q}{g\omega^2}\frac{dQ}{ds}+i-i_f\right)<0$;

c — cînd $i>\left(k\frac{Q}{g\omega^2}\frac{dQ}{ds}+i_f\right)$;

d — cînd $i<\left(k\frac{Q}{g\omega^2}\frac{dQ}{ds}+i_f\right)$;

e — cînd $i<\left(k\frac{Q}{g\omega^2}\frac{dQ}{ds}+i_f\right)$;

f — cînd $i>\left(k\frac{Q}{g\omega^2}\frac{dQ}{ds}+i_f\right)$.

Pentru albiile neprismatice, forma suprafeței libere poate fi construită după formula (13.2).

13.3. CAZURI PARTICULARE ALE MIȘCĂRII LICHIDELOR CU DEBIT VARIABIL

a) Canal cu deversor lateral (după P. G. Kiselev)

Particularitatea curgerii peste deversorul lateral este variația debitului q în lungul pragului, determinată de variația sarcinii H respectiv de variația nivelului suprafeței libere a apei în canal.

[1] Kiselev, P. G., Zakonomernost v izmenenii glubinî vodî v kanale prizmaticeskoi formî na uceastke bokovogo vodosliva. Dissertațiia na soiskanie ucenoi stepeni kand. tehn. nauk, Moskova, 1942. Precizări privind condițiile de formare a curbelor de remu pozitiv și negativ sînt prezentate de A. N. Patrașev (Dvijenie jidkosti v kanale s peremennîm rashodom po puti, Moskova, 1940, și G. A. Petrov (Dvijenie potoka s izmeneniem rashoda vdoli puti Moskova, 1950).

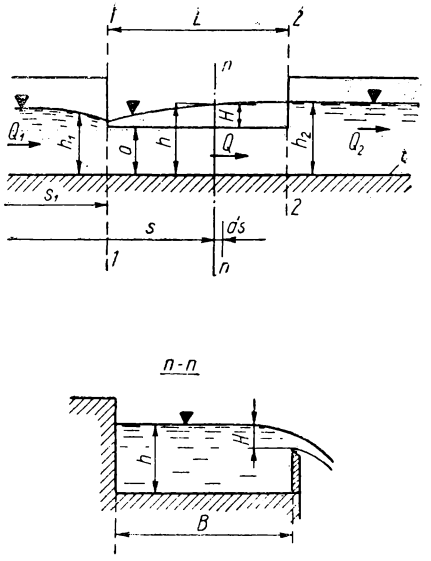


Fig. 13.3.

Pentru canale prismatice, suprafața liberă capătă foarte frecvent forma indicată în fig. 13.3. În acest caz, în amonte de deversor se stabilește curba de remu negativ, iar în aval de deversor mișcarea este fie uniformă, cu adîncimea $h_2 = h_0$, fie neuniformă cu adîncimea h_2 dependentă nu de deversorul lateral, ci de condițiile biefului aval, de exempu, de prezența remuului pozitiv.

Calculul deversorului lateral se reduce la determinarea debitului deversat Q_d sau a lungimii L a pragului lateral; în ambele cazuri, calculele necesită determinarea adîncimii apei în canal. Procedeul principal de rezolvare a acestei probl me constă în integrarea în cazul albiilor oarecare a ecuației (13.2), iar în cazul albiilor prismatice a ecuației (13.3). Datorită însă dificultăților considerabile întîlnite la integrarea unor astfel de ecuații, în practică se utilizează diferite procedee aproximative de calcul și formule empirice[1].

[1] În prezent, ecuațiile (13.2) și (13.3) se integrează cu metode numerice, folosind calculatoarele electronice (N.R.).

Metoda diferențelor finite de rezolvare a ecuației de bază. Pentru deversorul lateral al unui canal prismatic de secțiune dreptunghiulară (fig. 13.4), ecuația de bază în diferențe finite are expresia

$$\frac{\Delta h}{\Delta s} = \frac{k\dfrac{Q}{gB^2h^2} - m\sqrt{2g}\,H^{3/2} + i_0 - \dfrac{Q^2}{K^2}}{1 - \left(\dfrac{h_{cr}}{h}\right)^3}, \qquad (13.6)$$

în care: Δs este lungimea sectorului de calcul; Δh — diferența dintre adîncimile apei în canal pe sectorul Δs, egală cu ΔH — diferența dintre sarcinile pe deversor la capetele sectorului Δs; k — coeficient ($k < 2{,}0$), care, pînă la determinarea lui experimentală se poate adopta $k = 1{,}50$—$1{,}75$; B — lățimea canalului; m — coeficientul de debit al deversorului, ales funcție de profilul lui (vezi capitolul 6); H, Q, h, K și h_{cr} — respectiv, sarcina pe deversor, debitul, adîncimea apei în canal, modulul de debit și adîncimea critică considerate într-o secțiune medie pe sectorul de lungime Δs.

Calculul se efectuează pe fiecare sector începînd din secțiunea aval.

Schema generală de calcul. Se determină adîncimea canalului h_2 în secțiunea terminală (din formula $Q = \omega_2 C_2\sqrt{R_2 i}$) și sarcina corespunzătoare la deversor $H_2 = h_2 - a$, în aceeași secțiune unde a este înălțimea pragului deversorului față de fundul canalului.

Apoi se adoptă o valoare pentru diferența de adîncime Δh din secțiunile amonte și aval ale primului sector de calcul al canalului, sau, ceea ce este același lucru, o diferență de sarcină ΔH între aceleași secțiuni pe deversor deoarece $\Delta h = \Delta H$ (fig. 13.4) și se determină Δs_1 (preliminînd valorile $\Delta s_1'$; $\Delta s_1''$; $\Delta s_1'''$...), pentru care este satisfăcută ecuația (13.6).

Aflînd astfel lungimea primului sector Δs_1, se trece la calculul celui următor (în amonte) etc. Calculul se termină atunci cînd suma debitelor deversate pe diferitele sectoare ale deversorului lateral va fi egală cu debitul prescris, adică

$$\Delta Q_1 + \Delta Q_2 + \ldots + \Delta Q_n = Q_{d\,l}. \qquad (13.7)$$

Calculul deversorului

Nr. sectorului	Nr. secțiunii transversale a canalului	h_2, m	h, m	H_m, m	Debitul specific al deversorului, q m³/s·m	Lungimea sectorului Δs, m	Debitul deversorului lateral pe sector, $\Delta Q = q\Delta s$; m³/s	Debitul canalului $Q_m = Q_2 - \Delta Q/2$, m³/s	Adîncimea canalului $h_m = h_2 - \Delta h/2$, m	$N = k\dfrac{m\sqrt{2g}}{g} \cdot H_m^{3/2}$
1	0 1									

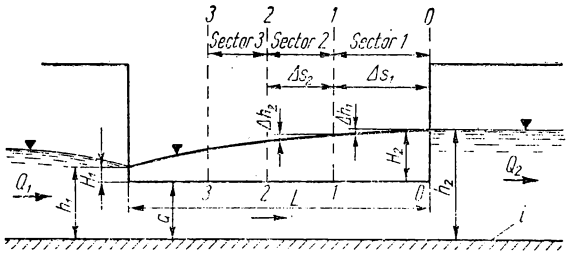


Fig. 13.4.

Lungimea deversorului se va obține făcînd suma

$$L = \Delta s_1 + \Delta s_2 + \ldots + \Delta s_n = \sum \Delta s. \quad (13.8)$$

Pentru ușurarea calculelor se recomandă în prealabil să se construiască graficele auxiliare:

1) $q_{al} = m\sqrt{2g}H^{3/2} = f_1(H)$ — curba de debit pe 1 m de lungime a deversorului lateral (în limitele $H = 0$ și $H = H_2$, unde H_2 este înălțimea în secțiunea finală);

2) $K = \omega C\sqrt{R} = f_2(h)$ — curba caracteristicii (modulului) de debit a canalului (în limitele $h = a$ și $h = h_2$, unde a este înălțimea pragului și h_2 — adîncimea apei în canal la capătul deversorului);

3) $h_{cr} = \sqrt[3]{\alpha Q^2/gB^2} = f(Q)$ — curba adîncimii critice a canalului (în limitele $Q = Q_1$ și $Q = Q_2$, unde Q_1 și Q_2 sînt debitele de apă în canal la începutul și sfîrșitul deversorului).

Este mai comod să se efectueze calculele în forma tabelară (vezi tabelul 13.1), începînd de la secțiunea 0 (secțiunea de la capătul aval al deversorului) unde se cunoaște adîncimea h_2 (la capătul aval al deversorului) și pentru o diferență de adîncimi Δh aleasă arbitrar.

Se calculează sarcina medie a deversorului lateral pe sectorul dat $H_m = H_2 + \Delta h/2$, ceea ce se și înscrie în coloana respectivă.

Debitul specific al deversorului lateral q pentru sarcina H_m se ia din graficul auxiliar, construit după cum s-a arătat mai sus.

Se adoptă o valoare pentru lungimea Δs_1 a sectorului de calcul și se află debitul deversorului lateral pe sectorul dat $\Delta Q = q\Delta s_1$ și debitul mediu al canalului $Q_m = Q_2 + \Delta Q/2$.

Se află adîncimea medie a apei în canal $h_m = h_2 + \Delta h/2$.

Se calculează numărul auxiliar

$$N = k\,\frac{m\sqrt{2g}}{g}\,H_m^{3/2} = \frac{kq}{g}$$

și apoi valoarea primului termen al numărătorului $N\,\frac{Q_m}{\omega_m^2}$.

Lungimea sectorului de calcul se obține cu formula $\Delta s_1' = \Delta h/I$ corespunzătoare diferenței dintre adîncimile din secțiunile amonte și aval ale sectorului adoptată arbitrar ($\Delta h = \Delta H$) și pantei calculate I. Dacă $\Delta s_1'$ se va dovedi egal cu Δs_1, adoptat în prealabil, calculul pe sectorul respectiv se consideră terminat și se trece la calculul pe sectorul următor. În caz contrar, calculul trebuie repetat, plecînd de la o nouă valoare Δs_1.

Observație. Calculul va fi cu atît mai exact, cu cît diferențele de adîncimi Δh adoptate sînt mai mici.

Metoda de calcul folosind sarcina medie. De obicei, calculul deversorului lateral se efectuează în practică folosind „sarcina medie". În acest caz, pentru un canal de formă prismatică se pot scrie două ecuații

$$Q_{al} = mL\sqrt{2g}H_m^{3/2};$$
$$h_1 + \frac{Q_1^2}{2g\omega_1^2} = h_2 + \frac{Q_2^2}{2g\omega_2^2} + \left(\frac{Q_m^2}{K_m^2} - i_0\right)L, \quad (13.9)$$

sau neglijînd rezistențele hidraulice pe lungimea canalului

$$Q_{al} = mL\sqrt{2g}\,H_m^{3/2};$$
$$h_1 + \frac{Q_1^2}{2g\omega_1^2} = h_2 + \frac{Q_2^2}{2g\omega_2^2} + \left(\frac{Q_m^2}{K_m^2} - i_0\right)L, \quad (13.10)$$

Tabelul 13.1

lateral (cap de tabel)

Primul termen $N\frac{Q_m}{\omega_m^2}$	Caracteristica de debit, K_m, m³/s	Panta hidraulică $i_f = \left(\frac{Q_m}{K_m}\right)^2$	Numărătorul $N\frac{Q_m}{\omega_m^2} + i - i_f$	Adîncimea critică a canalului $h_{cr\,m} = \frac{h_{cr}' + h_{cr}''}{2}$	Numitorul $1 - \left(\frac{h_{cr\,m}}{h_m}\right)^2$	Panta suprafeței libere $I = \frac{numărător}{numitor}$	Lungimea sectorului din formula $\Delta s = \frac{\Delta h}{I}$	Observații
							(se obține $\Delta s_1'$)	Dacă se obține $\Delta s_1' = \Delta s$, se trece la calculul sectorului 2

în care: Q_1 și Q_2 sînt debitele canalului în secțiunile din amonte și din aval de deversor (fig. 13.4); Q_m — debitul mediu dintre aceste secțiuni, egal cu $(Q_1 + Q_2)/2$; $Q_{al} = Q_1 - Q_2$ — debitul deversorului lateral; m — coeficientul de debit al deversorului lateral, ale cărui valori se iau în conformitate cu profilul peretelui deversor (vezi capitolul 6); L — lungimea deversorului lateral; i_0 — panta fundului canalului; h_1, h_2, ω_1 și ω_2 — adîncimea și, respectiv, aria secțiunii de curgere a canalului în secțiunile amonte și aval ale deversorului; H_1 și H_2 — sarcinile pe deversor în aceleași secțiuni; H_m — sarcina medie egală cu $(H_1 + H_2)/2$ (fig. 13.4) și, totodată, $H_1 = h - a$ și $H_2 = h_2 - a$ (a — înălțimea pragului deasupra fundului canalului); $K_m = (K_1 + K_2)/2$ — caracteristica (modulul) de debit mediu al canalului; K_1 și K_2 — caracteristicile modulii) de debit ai canalului corespunzători adîncimilor h_1 și h_2.

Observație. Caracteristica (modulul de debit mediu K_m se poate calcula cu formula

$$K_m = \omega_m C_m \sqrt{R_m},$$

determinînd

$$\omega_m = \frac{\omega_1 + \omega_2}{2}; \quad C_m = \frac{C_1 + C_2}{2}; \quad R_m = \frac{R_1 + R_2}{2}.$$

Lungimea pragului deversorului se determină prin rezolvarea în comun a celor două ecuații (13.9), deoarece înălțimea H_1 nu este cunoscută și nu poate fi determinată independent de calculul deversorului. Calculele cu aceste ecuații (13.9) duc la erori inevitabile, valoarea și semnul lor (+ sau —) nu se pot stabili în prealabil fără un calcul de verificare cu ecuația fundamentală (după cum s-a arătat mai sus).

Pentru a obține rezultate mai sigure și mai exacte cu metoda de calcul folosind sarcina medie, se recomandă efectuarea calculelor pe sectoare, începînd din aval spre amonte; ordinea calculelor poate fi, de exemplu, următoarea; alegînd pentru sectorul de calcul (cel mai din aval) valoarea debitului ΔQ[1] și presupunînd că toate mărimile, în afară de ΔL și H_1, sînt cunoscute, se rezolvă sistemul de ecuații (13.10) în raport cu ΔL. Se obțin două ecuații

$$\begin{aligned} \Delta L &= F_1(H_1); \\ \Delta L &= F_2(H_2), \end{aligned} \qquad (13.10_1)$$

care se rezolvă în felul următor: se dă un șir de valori H_1', H_1'', H_1'''... și se calculează valorile corespunzătoare $\Delta L'$, $\Delta L''$, $\Delta L'''$... din una sau cealaltă dintre cele două ecuații. Aceasta permite

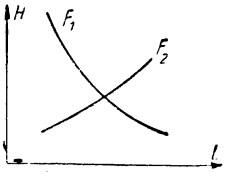


Fig. 13.5.

să se construiască două curbe F_1 și F_2 (fig. 13.5), al căror punct de intersecție determină valorile ΔL și H_1 (soluția sistemului) pentru sectorul dat cu debitul ales ΔQ al deversorului lateral. În continuare, se trece la sectorul următor, pentru care sarcina în secțiunea aval H_2 va fi egală cu sarcina în secțiunea amonte H_1 a primului sector de calcul etc.

Aplicarea sistemului de ecuații (13.10), adică rezolvarea problemei fără considerarea rezistențelor hidraulice, este admisibilă pentru deversoarele scurte și numai în condițiile enunțate mai jos. Dacă în afară de aceasta se adoptă $iL = 0$, procesul de calcul se simplifică substanțial, deoarece adîncimea h_2 se află direct din ecuația (13.9), după care se află și înălțimea $H_2 = h_2 - a$.

Metoda de calcul folosind condiția invariabilității energiei specifice în secțiune. Presupunînd că în lungul canalului în zona deversorului lateral se respectă condiția $E = h + \frac{v^2}{2g} = \text{const}$ (adică $i = i_f$), ecuația de bază (13.3) pentru albia prismatică devine

$$\frac{dh}{ds} = \frac{k\omega Qm\sqrt{2gH}}{g\omega^3 - Q^2B}, \qquad (13.11)$$

iar integrala ei poate fi scrisă sub forma

$$s_2 - s_1 = L = \varphi(h_2) - \varphi(h_1). \qquad (13.12)$$

Această integrală pentru secțiunea trapezoidală a canalelor este dată de I. M. Konovalov și S.A. Rudnev, dar formulele de calcul au o formă complicată și nu sînt suficient de comode pentru practică.

Pentru secțiunea dreptunghiulară a canalelor, soluția este dată de de Marchi și ecuația are forma

$$L = \frac{B}{m}\left[\Phi\left(\frac{h_2}{E}\right) - \Phi\left(\frac{h_1}{E}\right)\right], \qquad (13.12')$$

în care: B este lățimea canalului; m — coeficientul de debit al deversorului, iar valorile funcției $\Phi(h/E)$ se citesc din graficul lui de Marchi (fig. 13.6)[1], funcție de raportul (a/E) (a — înălțimea pragului deversorului).

[1] $\Delta Q = (Q' - Q_2) < Q_{al}$, în care Q' este debitul canalului în secțiunea din amonte a sectorului de calcul.

[1] Graficul este preluat din cartea lui V. V. Makkaveev și I. M. Konovalov „Ghidravlika", Moskova, 1940.

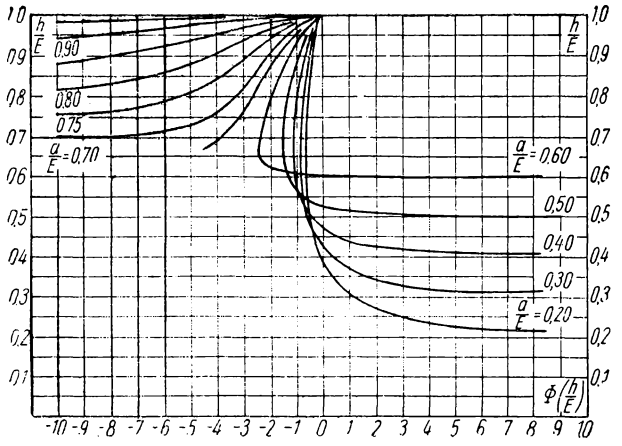


Fig. 13.6. Valorile funcției $\Phi(h/E)$ pentru diferite valori ale raportului (a/E).

Calculul după această formulă cu utilizarea graficului este destul de simplu, însă citirile după graficul din fig. 13.6, sînt, în numeroase cazuri, dificile și nu dau o precizie satisfăcătoare.

Aplicarea acestui procedeu, ca și a celui precedent, după ecuațiile (13.10) cînd $iL = 0$, este limitată de două condiții.

Prima condiție. Debitul canalului Q_1 în secțiunea amonte de deversor nu trebuie să depășească valoarea Q_{lim}, pentru care energia specifică minimă este egală cu energia specifică a debitului Q_2 în secțiunea aval de deversor.

Această condiție poate fi exprimată pentru canalele de formă dreptunghiulară în felul următor

$$Q_1 \leqslant Q_{lim} = B\sqrt{g\left(\frac{2}{3}E\right)^3} = 1{,}71\ B\left(h^2 + \frac{v_2^2}{2g}\right)^{3/2}, \tag{13.13}$$

în care: B este lățimea canalului; h_2 și v_2 — adîncimea și viteza lichidului în canal în secțiunea din aval de deversor.

A doua condiție. Adîncimea h_1 în canal în secțiunea din amonte de deversor, determinată din ecuația

$$h_1 + \frac{Q_1^2}{2g\omega_1^2} = h_2 + \frac{Q_2^2}{2g\omega_2^2}$$

trebuie să nu fie mai mică decît adîncimea dată a pragului deversorului, a, adică trebuie să se respecte condiția

$$h_1 > a. \tag{13.14}$$

Dacă cele două condiții indicate (13.13) și (13.14) nu sînt îndeplinite, atunci calculul după sistemul de ecuații (13.10), ca și după sistemul (13.12) devine imposibil.

Exemplu. Un canal de secțiune dreptunghiulară cu lățimea $B = 20$ m, panta $i = 0{,}001$ are debitul $Q = 59{,}2$ m³/s. Deversorul lateral prevăzut la canal, cu înălțimea pragului $a = 1{,}10$ m trebuie să evacueze debitul $Q_{d1} = 20$ m³/s.

Rezolvare. 1. Debitul în canal în aval de deversor are valoarea $Q_2 = Q_1 - Q_{d1} = 39{,}2$ m³/s. La acest debit, adîncimea curentului după deversor are valoarea $h_2 = 1{,}4$ m, iar energia specifică este egală cu:

$$E = h_2 + \frac{Q_2^2}{2g\omega_2^2} = 1{,}4 + \frac{39{,}2^2}{2g \cdot 20^2 \cdot 1{,}4^2} = 1{,}5 \text{ m};$$

2. Se verifică posibilitatea aplicării metodei de calcul examinate.

Prima condiție: $Q_{lim} > Q = 59{,}2$ m³/s.

$$Q_{lim} = 1{,}71 \cdot BE_2\sqrt{E_2} = 1{,}71 \cdot 20 \cdot 1{,}5\sqrt{1{,}5} = 62{,}8 > Q$$

și, prin urmare, prima condiție este satisfăcută.

A doua condiție: $h_1 > a$. Determinăm h_1 din ecuația

$$h_1 + \frac{Q_1^2}{2gB^2h_1^2} = h_2 + \frac{Q_2^2}{2gB^2h_2^2} = 1{,}4 + \frac{39{,}2^2}{2g \cdot 20^2 \cdot 1{,}4^2} = 1{,}5 \text{ m}$$

și, prin urmare,

$$h_1 + \frac{Q_1^2}{2g(Bh_1)^2} = 1{,}5 \text{ m}.$$

Rezolvînd această ecuație prin aproximări succesive, se află $h_1 = 0{,}97$ m, adică mai puțin decît înălțimea pragului a ($a = 1{,}1$ m). A doua condiție nu este satisfăcută și, prin urmare, metoda de calcul examinată nu este aplicabilă.

Dacă deversorul lateral este amenajat la un canal de formă neprismatică, formulele prezentate mai sus sînt inaplicabile.

Metoda I. M. Konovalov. Pentru cazul particular cînd sarcina pe deversor H și adîncimea canalului h sînt constante, I. M. Konovalov admite că lățimea canalului variază liniar; lungimea deversorului lateral rezultă

$$L = \frac{Q_{d1}}{m\sqrt{2g}\,H^{3/2}}. \tag{13.15}$$

Totodată, se presupune $v = \text{const}$. în orice secțiune a canalului și, corespunzător, pentru lățimea canalului în aval de deversor (fig. 13.7) rezultă relația:

$$B_2 = B_1\frac{Q_2}{Q_1} \tag{13.16}$$

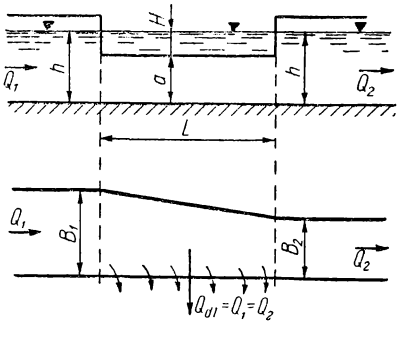


Fig. 13.7.

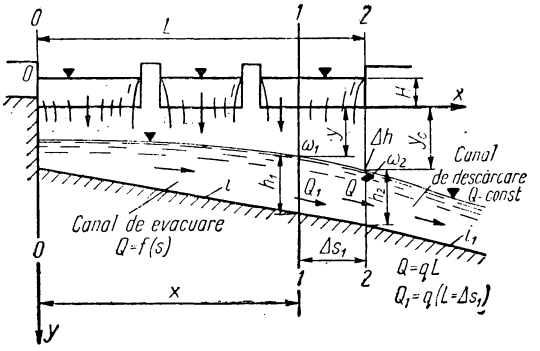


Fig. 13.8.

b) Canalul cu aflux lateral

În practică, adesea se adoptă soluția de evacuare printr-un canal lateral a apei provenite de la descărcători-deversori (fig. 13.8). De obicei, în astfel de cazuri, pragul deversorului se amenajează aproape paralel cu axul canalului colector-evacuator, mai rar sub un unghi oarecare α. Poziția canalului pe înălțime poate fi oarecare, totuși este de dorit să nu fie amplasat la cote prea înalte care să conducă la „înecarea" deversorului.

Canalul colector-evacuator poate fi de secțiune constantă sau variabilă, cu panta fundului constantă sau variabilă (în proiectare astfel de probleme se rezolvă prin calcule economice, comparînd variantele).

Problema calculului hidraulic constă fie în determinarea adîncimii apei în canal h (variabilă pe parcurs) cînd sînt date celelalte mărimi, fie în alegerea secțiunilor transversale ale canalului cînd este dată linia suprafeței libere a apei. Mai simplu este cazul deversorului neînecat, cînd debitul canalului pe zona de aflux variază uniform

$$\frac{dQ}{ds} = q = \text{const},$$

unde q este debitul specific al deversorului

$$q = m\sqrt{2g}H^{3/2}$$

Ținînd seama de condiția $dQ/ds = q = \text{const}$, ecuația de bază pentru albia neprismatică are forma

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-k\frac{q^2 s}{g\omega^2} + \frac{(qs)^2}{g\omega^3}\frac{\partial\omega}{\partial s} + i_0 - i}{1 - \frac{(qs)^2}{g\omega^3}B}, \qquad (13.17)$$

iar pentru albia prismatică ($\partial\omega/\partial s = 0$) devine

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-k\frac{q^2 s}{g\omega^2} + i_0 - i}{1 - \frac{(qs)^2}{g\omega^3}B} \qquad (13.17')$$

și unde coeficientul $k = 2$, dacă pragul deversorului este paralel cu axa canalului.

Calculele cu aceste formule, ca și pentru deversorul lateral, se pot efectua cu metoda diferențelor finite. Ordinea calculelor este următoarea: neglijînd mărimea i datorită influenței mici a rezistențelor hidraulice și scriind ecuațiile (13.17) și (13.17') în diferențe se obține:

— pentru albia neprismatică, uniform divergentă (cu unghiul de divergență φ), adică atunci cînd $\frac{d\omega}{ds} = 2\,\text{tg}\,\frac{\varphi}{2}\,h = ah$

$$\Delta s = \frac{g\omega_m^2 - (qs_m)^2 B_m}{(qs_m)^2 a h_m + i_0 g\omega_m^3 - k\omega_m q^2 s_m}\Delta h; \qquad (13.18)$$

— pentru albia neprismatică $\left(\frac{\partial\omega}{\partial s} = 0\right)$

$$\Delta s = \frac{g\omega_m^3 - (qs_m)^2}{i_0 g\omega_m^3 - k\omega_m q^2 s_m}\Delta h. \qquad (13.18')$$

Calculul se efectuează pe sectoare, începînd cu cel din aval, pentru care toate elementele caracteristice ale curentului (Q, ω etc.) se cunosc, fiind determinate de condițiile biefului aval.

În formulele (13.18) și (13.18') ω_m, B_m și h_m reprezintă valorile medii ale secțiunii de curgere, lățimii la oglinda apei și adîncimii canalului pentru sectorul de calcul; q — debitul deversorului pentru 1 m de lungime; s_m — lungimea canalului (măsurată de la secțiunea inițială în amonte și pînă la mijlocul sectorului de calcul dat); $a = 2\,\text{tg}\frac{\varphi}{2}$; k — coeficient egal aproximativ cu 1,75—2,00.

Calculele se efectuează adoptînd Δh și determinînd valoarea Δs corespunzătoare. Această problemă se rezolvă mai ușor grafo-analitic decît prin aproximări succesive.

Cunoscînd pentru secțiunea finală a sectorului de calcul mărimile h_2, ω_2 B_2 și alegînd o valoare Δh, se află mai întîi valorile medii $h_m = (h_1 + h_2)/2$; $\omega_m = (\omega_1 + \omega_2)/2$ și $B_m = (B_1 + B_2)/2$. După aceea, presupunînd că $s = L - \Delta s/2$ (L — lungimea canalului egală cu lungimea deversorului), se calculează pentru un șir $\Delta s_1'$, $\Delta s_1''$, $\Delta s_1'''$... valorile părții din dreapta a formulelor (13.18) sau (13.18'), adică se calculează șirul $F(\Delta s_1')$; $F(\Delta s_1'')$, ... și apoi se află grafic lungimea căutată Δs_1, a sectorului de calcul (fig. 13.9).

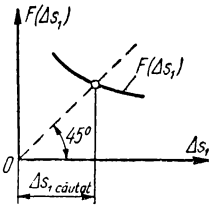


Fig. 13.9.

Terminînd calculul primului sector (din aval), se trece la cel de al doilea etc.

Operaţiile devin mai simple dacă raportul $\Delta s/\Delta h$ se calculează nu cu valorile medii pe sector, ci cu valorile ω, B şi h pentru secţiunile finale ale fiecăruia dintre sectoarele de calcul, adică folosind formulele:

— pentru albie neprismatică

$$\Delta s = \frac{g\omega^3 - Q^2 B}{Q^2 ah + i_0 g\omega^3 - kqQ\omega}\,\Delta h; \qquad (13.17'')$$

— pentru albie prismatică

$$\Delta s = \frac{g\omega^3 - Q^2 B}{i_0 g\omega^3 - kqQ\omega}\,\Delta h. \qquad (13.18'')$$

Observaţie. Dacă la capătul aval al canalului (în secţiunea în care se termină colectarea debitului afluent se stabileşte adîncimea critică h_{cr}, atunci derivata $dh/ds = \infty$. În acest caz, trebuie să se înceapă calculul adoptînd aici adîncimea $h_2 > h_{cr}$, de exemplu $h_2 = 1{,}1h_{cr}$.

Exemplu. Se dau: debitul pe 1 m de lungime a deversorului $q = 20$ m³/s·m; lungimea deversorului $L = 125$ m; canalul de colectare şi evacuare este de formă trapezoidală, cu coeficientul de taluz $m = 0{,}5$, cu lăţimea la fund în secţiunea iniţială $b_i = 6{,}5$ m iar în secţiunea finală $b_f = 25$ m; panta fundului canalului $i_0 = 0{,}05$ pe primii 53 m şi $i_0 = 0{,}03$ pe restul lungimii de 72 m; în secţiunea finală se stabileşte adîncimea critică $h_{cr} = 9{,}75$ m [aflată din ecuaţia $\omega^3/B_1 = \alpha Q^2/g = (1{,}10 \cdot 2\,500^2)/9{,}81 = 0{,}7 \cdot 10^6$].

Rezolvare. 1. Deoarece canalul este de formă neprismatică, calculul se efectuează folosind formula (13.17''). Se află valoarea

$$a = 2\ \mathrm{tg}\ \frac{\varphi}{2} = \frac{b_f - b_i}{L} = \frac{25 - 6{,}5}{125} = 0{,}148.$$

Se adoptă $k = 2$. Se calculează, în continuare, pentru secţiunea finală (presupunînd $h = 10$ m $> h_{cr}$)

$$\omega = (b + mh)h = (25 + 0{,}5 \cdot 10)10 = 300 \text{ m}^2;$$

$$B = b + 2mh = 25 + 2 \cdot 0{,}5 \cdot 10 = 35 \text{ m};$$

$$Q = qL = 20 \cdot 125 = 2\,500 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Se obţine:

$$\frac{ds}{dh} = \frac{g\omega^3 - Q^2 B}{ahQ^2 + i_0 g\omega^3 - kq\omega Q} =$$

$$= \frac{9{,}81 \cdot 300^3 - 2\,500^2 \cdot 35}{0{,}148 \cdot 10 \cdot 2\,500^2 + 0{,}03 \cdot 9{,}81 \cdot 300^3 - 2 \cdot 20 \cdot 300 \cdot 2\,500} =$$

$$= -3{,}2.$$

Astfel, pentru secţiunea terminală

$$\frac{dh}{ds} = \frac{1}{\frac{ds}{dh}} = \frac{1}{-3{,}2} = -0{,}312$$

şi, prin urmare, adîncimea în canal descreşte spre aval şi creşte spre amonte;

2. Adoptînd diferenţa adîncimilor curentului pentru primul sector de calcul (din aval) $\Delta h = +1{,}0$ m, se află lungimea acestui sector $\Delta s = -3{,}2 \cdot 1{,}0 = -3{,}2$ m;

3. Se trece la secţiunea următoare, situată la distanţa de 3,2 m în amonte de secţiunea terminală.

Avem

$$h = h_i - \Delta h = 10{,}0 + 1{,}0 = 11{,}0 \text{ m},$$

lăţimea la fund

$$b = 25 - 0{,}148\Delta s = 24{,}53 \text{ m},$$

lăţimea la oglinda apei

$$B = 24{,}53 + 2 \cdot 0{,}5 \cdot 11 = 35{,}53 \text{ m},$$

aria secţiunii de curgere

$$\omega = 345 \text{ m}^2,$$

debitul

$$Q = q(L - \Delta s) = 20(125 - 3{,}2) = 2\,440 \text{ m}^3/\text{s}.$$

În continuare, calculul se efectuează în acelaşi mod ca şi pentru prima secţiune (terminală). Rezultatele se trec în tabelul 13.2.

Tabelul 13.2

Calculul canalului cu aflux lateral (exemplu de calcul)

Nr. secţiunii	h, m	b, m	B, m	ω, m²	Q, m³/s	$\frac{ds}{dh}$	Δh, m	$\Delta s = \frac{ds}{dh}\Delta h$, m	Observaţie
1	10,00	25,00	35,00	300	2 500	−3,2	+1,0	−3,20	
2	11,00	24,53	35,53	330	2 440	−12	+1,0	−12,10	
3	12,00	22,75	34,75	345	2 194	−24	+1,0	−24,0	$i = 0{,}03$
4	13,00	19,20	32,20	334	1 714	−42,5	+0,065	−32,7	
5	13,76	14,40	28,16	293	1 060	+100,0	−0,26	−26,0	$i = 0{,}05$
6	13,50	10,20	26,70	229	50	+62,0	−0,43	−27,0	
								$\Sigma\Delta s = 125$	

Observaţii: 1. Valorile Δs reprezintă distanţele dintre secţiunile învecinate (astfel $\Delta s = -3{,}2$ m este distanţa dintre secţiunile 1 şi 2, $\Delta s = 12{,}1$ m este distanţa dintre secţiunile 2 şi 3 etc.). Semnul minus înseamnă că distanţa Δs se măsoară în sensul invers sensului curentului.

2. Cu datele tabelului se poate construi linia suprafeţei libere a apei în canal $h = f(\Delta s)$. În acest caz, trebuie să se ia în considerare coborîrea fundului canalului proporţională cu panta i.

Pentru determinarea orientativă a dimensiunilor canalelor de colectare și evacuare se poate aplica **metoda aproximativă de calcul.**

Se cunosc: panta i_0 a fundului canalului colector-evacuator; debitul Q, descărcat prin deversor, precum și unghiul format de direcția axei canalului colector-evacuator și direcția pragului deversorului. Se cere să se determine adîncimea h a curentului și lățimea b la fund a canalului (h și b vor fi diferite pentru diferite secțiuni).

Schema de calcul. Neglijînd pierderile de sarcină (fiind mici în comparație cu căderea suprafeței libere a apei în canal), se află vitezele de curgere pentru fiecare secțiune transversală de calcul $v_1, v_2, \ldots, v_n$. Apoi, se determină debitele corespunzătoare $Q_1, Q_2, \ldots, Q_n$, folosind formula

$$Q_x = \frac{Q}{L} x = m\sqrt{2g} H^{3/2} x$$

în care: m, L și H sînt, respectiv, coeficientul de debit, lungimea pragului și sarcina pe deversor; x — distanța de la secțiunea dată pînă la cea inițială $0-0$ (fig. 13.8).

Cunoscînd debitul și viteza se determină secțiunile de curgere

$$\omega_n = \frac{Q_n}{v_n} (\omega_1, \omega_2, \ldots, \omega_n).$$

Avînd astfel mărimile ω, se determină h și b, adoptînd din considerente tehnico-economice raportul $\beta = b/h$ (soluția optimă se poate afla prin compararea unui șir de variante ale canalului pentru diferite valori i, θ și $\beta = b/h$).

Ordinea calculelor se ilustrează printr-un exemplu.

Exemplu. Se dau: lungimea pragului deversorului $L = 100$ m; sarcina pe deversor $H = 5$ m; $y_{f,r} = 5$ m; debitul $Q = 2\,000$ m³/s; unghiul $\theta = 15°$ ($\alpha = \pi/2 - \beta = 75°$; $\cos \alpha = 0{,}26$): coeficientul de viteză $\varphi = 0{,}90$. Să se determine dimensiunile canalului de evacuare.

Rezolvare. 1. Se adoptă o variație liniară a suprafeței libere în canalul de evacuare, sub forma unei drepte și avînd în secțiunea inițială cota egală cu cota pragului deversorului, iar în secțiunea terminală, cota mai jos de deversor cu mărimea $y_f = 5$ m;

2. Se determină viteza medie v_f în secțiunea finală a canalului 2 (fig. 13.8), rezolvînd ecuația de gradul doi

$$v_f^2 - A' v_f - B' = 0,$$

în care

$$A' = \frac{2}{3}\left(u_f + u_0 \sqrt{\frac{H}{y_f}} \ln \frac{\sqrt{y_f} + \sqrt{H + y_f}}{\sqrt{H}}\right);$$

$$B' = \frac{2gy_f + u_0^2}{3}.$$

Se află succesiv:

— viteza curentului afluent în secțiunea inițială (fig. 13.8, secțiunea $0-0$)

$$u_0 = \varphi \cos \alpha \sqrt{2gH} = 0{,}90 \cdot 0{,}26 \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 5} = 2{,}32 \text{ m/s};$$

— viteza curentului afluent în secțiunea finală (fig. 13.8 secțiunea $2-2$)

$$u_f = \varphi \cos \alpha \sqrt{2g(H + y_f)} = 0{,}90 \cdot 0{,}26 \sqrt{2 \cdot 9{,}81(5 + 5)} = 3{,}3 \text{ m/s};$$

— mărimile A' și B'

$$A' = \frac{2}{3}\left(u_f + u_0 \sqrt{\frac{H}{y_f}} \ln \frac{\sqrt{y_f} + \sqrt{H + y_f}}{\sqrt{H}}\right) =$$

$$\frac{2}{3}\left(3{,}3 + 2{,}32 \sqrt{\frac{5}{5}} \ln \frac{\sqrt{5} + \sqrt{5 + 5}}{\sqrt{5}}\right) = 3{,}55 \text{ m/s};$$

$$B' = \frac{2gy_f + u_0^2}{3} = \frac{2 \cdot 9{,}81 \cdot 5 + 2{,}32^2}{3} = 32{,}7 \text{ m}^2/\text{s}^2.$$

Se va obține

$$v_f^2 - 3{,}55 v_f - 32{,}7 = 0$$

de unde $v_f = 7{,}8$ m/s.

Se determină aria secțiunii finale a canalului și elementele geometrice corespunzătoare

$$\omega_f = \frac{Q}{v_f} = \frac{2\,000}{7{,}8} = 58 \text{ m}^2.$$

Din considerente constructive se adoptă adîncimea apei $h_f = 10$ m (fig. 13.8, adîncimea h_2), se află $b_f = 25{,}8$ m (în acest caz se obține $\beta = b/h_2 = 2{,}58$);

3. Analog se determină dimensiunile secțiunilor intermediare de curgere, calculînd viteza v cu formula

$$v^2 - Av - B = 0,$$

în care $A = \frac{2u}{3}$

$$B = \frac{2}{3} v_f u_0 \sqrt{\frac{H}{y_f}} \ln \frac{\sqrt{y} + \sqrt{H + y}}{\sqrt{H}} + \frac{2gy + u_0^2}{3}.$$

În aceste formule: $u = \varphi \cos \alpha \sqrt{2g(H + y)}$ este viteza curentului afluent în secțiunea dată; $y = y_f x/L$ — căderea suprafeței libere a apei de la secțiunea inițială pînă la secțiunea de calcul dată în cazul de față $y = 5\,x/100 = 0{,}05x$).

În continuare, calculul se organizează sub formă tabelară (tabelul A), determinînd în prealabil

$$a = \frac{2}{3} v_f u_0 \sqrt{\frac{H}{y_f}} = \frac{2}{3} \cdot 3{,}50 \cdot 2{,}32 \sqrt{\frac{5}{5}} = 5{,}5;$$

$$\sqrt{H} = \sqrt{5} = 2{,}35;$$

$$u_0^2 = 2{,}32^2 = 5{,}4.$$

Tabelul A

Determinarea parametrilor A și B

Nr. secțiunii	Distanța de la secțiunea inițială, x, m	Căderea suprafeței libere y	$\frac{\sqrt{y}+\sqrt{H+y}}{\sqrt{H}}$	$A=\frac{2u}{3}=0{,}693\sqrt{5+y}$	$5{,}5\ln\frac{\sqrt{y}+\sqrt{5+y}}{2{,}235}$	$\frac{2gy+5{,}4}{3}$	B
5–5	75	3,75	2,19	2,06	4,30	26,30	30,60
4–4	50	2,50	1,935	1,90	3,61	18,20	21,81
3–3	25	1,25	1,62	1,74	2,66	10,00	12,66
2–2	12,50	0,625	1,436	1,645	1,95	5,89	7,84
1–1	6,25	0,313	1,28	1,60	1,84	3,85	5,39

Se alcătuiește formula de lucru

$$v^2-\frac{2u}{3}v-5{,}5\ln\frac{\sqrt{y}+\sqrt{5+y}}{\sqrt{5}}+\frac{2gy+5{,}4}{3}=0,$$

în care:

$$u=\varphi\cos\alpha\sqrt{2g(5+y)}=1{,}035\sqrt{5+y}.$$

Din acest tabel se obțin ecuațiile pentru calculul vitezelor medii în fiecare dintre secțiuni[1]:

$v_5^2-2{,}06v_5-30{,}6=0 \quad v_5=6{,}7$ m/s;

$v_4^2-1{,}90v_4-21{,}81=0 \quad v_4=5{,}72$ m/s;

$v_3^2-1{,}74v_3-12{,}66=0 \quad v_3=4{,}53$ m/s;

$v_2^2-1{,}645v_2-7{,}84=0 \quad v_2=3{,}74$ m/s;

$v_1^2-1{,}60v_1-5{,}61=0 \quad v_1=3{,}32$ m/s.

Cunoscînd viteza curentului în fiecare secțiune, se determină dimensiunile secțiunii transversale a canalului. Calculul este prezentat în tabelul *B*.

Tabelul B

Determinarea dimensiunilor secțiunii transversale a canalului

Nr. secțiunii	Q, m³/s	v, m/s	ω^2, m²	h, m	b, m	Observație
5–5	1 500	6,70	244	9,33	24,10	
4–4	1 000	5,72	174	8,25	21,20	Aici s-a adoptat secțiunea dreptunghiulară și $\theta=2{,}58$
3–3	500	4,53	110	6,53	16,75	
2–2	250	3,74	67	5,08	13,20	
1–1	125	3,32	37,5	3,74	9,65	

CAPITOLUL 14

MIȘCAREA NEPERMANENTĂ

A. VALURILE DE VÎNT ȘI ACȚIUNEA LOR ASUPRA CONSTRUCȚIILOR

14.1. CARACTERISTICILE PRINCIPALE ALE VALURILOR ÎN BAZINELE DE APĂ DESCHISE

a) Tipurile de valuri și acțiunile acestora asupra construcțiilor și malurilor

Valurile de vînt apar pe suprafața apei sub acțiunea vîntului. Ele se împart în valuri întreținute, valuri libere și mixte.

Valurile întreținute se află sub acțiunea directă a vîntului. Cel mai frecvent, ele formează o suprafață tridimensională (spațială) și pot fi determinate ca valuri tridimensionale.

Valurile libere sau valurile de hulă se propagă după încetarea vîntului, datorită forțelor de inerție. Ele fac parte din categoria valurilor bidimensionale sau cilindrice.

Valurile mixte apar ca rezultat al suprapunerii valurilor întreținute și valurilor libere. Ele fac parte din categoria valurilor tridimensionale.

[1] Pentru secțiunea terminală ecuația corespunzătoare este dată mai sus.

La interacțiunea valurilor cu construcțiile are loc reflectarea lor parțială sau totală de către construcții (valuri reflectate).

Valurile de interferență se formează prin suprapunerea valurilor reflectate cu cele incidente în zona construcțiilor.

Valurile staționare constituie un caz particular important al valurilor de interferență. Ele se formează la acțiunea valurilor uniforme (de înălțime și perioadă constante) asupra unei construcții cu suprafața verticală sau cu taluz abrupt. Înălțimea lor depășește înălțimea valului liber de două ori, dar au aceeași lungime cu a valului liber.

La o anumită adîncime (critică) a apei H_{cr}, valurile întreținute sau libere se transformă în valuri deferlate, care pot genera fenomenul de resac. La variația bruscă a adîncimii înainte de construcție sau în limitele ei (în cazul construcțiilor cu taluz), valurile se răstoarnă pe taluz abrupt, formînd valuri sparte.

În conformitate cu actele normative în vigoare[1], datele expuse mai jos se sprijină, în principiu, pe teoria generală a valurilor libere bidimensionale, regulate (valuri de hulă), cu parametri invariabili în timp (înălțimea, lungimea, perioada etc.)[2].

Această teorie reflectă doar convențional caracterul real al valurilor de vînt naturale, care sînt aproape întotdeauna neregulate, adică au parametri variabili în timp.

În prezent, în U.R.S.S. și în alte țări se dezvoltă cu succes și se introduce în practica calculelor inginerești teoria perfecționată a mișcărilor ondulatorii, bazată pe examinarea structurii spectrale a valurilor de vînt naturale, iar acțiunile valurilor neregulate asupra obstacolelor de diferite genuri se analizează prin prisma teoriei proceselor aleatorii[3].

La calculul construcțiilor hidrotehnice se iau în considerare următoarele genuri de acțiuni ale valurilor:

— acțiuni asupra construcțiilor cu suprafețe verticale, expuse frontal incidenței valurilor (baraje de beton, beton armat, metalice, din lemn, pereții sub presiune ai clădirilor CHE, vanele plane, construcțiile portuare de îndiguire cu pereți verticali), ale valurilor staționare, nedeferlate, deferlate și sparte;

— acțiunea acelorași genuri de valuri asupra construcțiilor cu suprafețe cu pantă mare (unghiul de înclinare față de orizontală $\alpha > 45°$);

— acțiunea valurilor sparte asupra construcțiilor cu taluz, cînd $\alpha \leqslant 45°$ (taluzurile și elementele consolidării taluzului barajelor de pămînt și din anrocamente, digurilor, canalelor, construcțiilor portuare de îndiguire cu taluzuri);

— acțiunea valurilor asupra reazemelor izolate;

— acțiunea valurilor de vînt asupra taluzurilor naturale ale țărmurilor bazinelor de apă.

b) **Elementele principale ale valurilor bidimensionale, regulate, libere** (fig. 14.1)[4]

Înălțimea valului h, în m, este distanța pe verticală între creasta și talpa valului.

Lungimea valului (lungimea de undă) λ, în m, este distanța pe orizontală între două creste învecinate ale valurilor (în vechiul sistem de notație $2L$).

Curbura valului h/λ se definește ca raportul dintre înălțimea valului și lungimea lui.

Perioada valului τ este intervalul de timp necesar pentru deplasarea crestei valului pe distanța unei lungimi de val

$$\tau = \sqrt{\frac{2\pi\lambda}{g} \operatorname{cth} \frac{2\pi H}{\lambda}} \quad [\text{s}], \qquad (14.1)$$

în care H este adîncimea bazinului de apă, în m.

Viteza de propagare a valului c reprezintă viteza de deplasare a crestei valului pe direcția orizontală, egală cu λ/τ.

Viteza orbitală de mișcare a particulei de lichid în punctul examinat al valului la adîncimea z (de la nivelul de repaus) se determină cu formula

$$v_z = \frac{\pi h}{\tau} \frac{\operatorname{ch} \frac{2\pi}{\lambda} (H - z)}{\operatorname{sh} \frac{2\pi H}{\lambda}}. \quad [\text{m/s}] \qquad (14.2)$$

Cînd $z = H$ formula (14.2) dă valoarea maximă a *vitezei de fund* la trecerea valului liber.

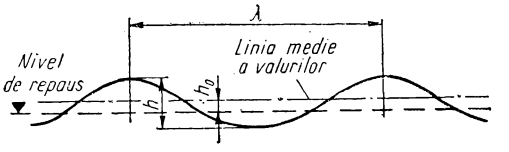


Fig. 14.1. Elementele valurilor de hulă.

[1] „Tehniceskie usloviia opredeleniia volnovîh vozdeistvii na morskie i recinîe soorujeniia i berega SN 92-60"; „Ukazaniia po proektirovaniiu ghidrotehniceskih soorujenii, podverjennîh volnovîm vozdeistviiam, SN 288-64".

[2] Sretenski, L.N., Teoriia volnovîh dvijenii jidkosti, Moskva, ONTI, 1936.

[3] Krîlov, Iu. M., Spektralnîe metodî issledovaniia i rasceta vetrovîh voln, L., Ghidrometeoizdat, 1966; Issledovanie morskih ghidrotehniceskih soorujenii, Culegere, M., nr. 51, 1966 (MISI).

[4] În legătură cu introducerea din 1961 a noului document normativ SN 92-60 în locul GOST 3255-46, anterior în vigoare, s-a modificat sistemul de notație a elementelor valurilor, ceea ce trebuie să se aibă în vedere la folosirea manualelor, îndreptarelor și altor lucrări din acest domeniu, editate pînă în anul 1961.

Fetchul valurilor de vînt D, în km, este lungimea pe suprafaţa apei supusă acţiunii vîntului, care generează valurile.

c) **Zonele de acţiune a valurilor de vînt în fîşia de lîngă ţărm a bazinului de apă**

Fîşia de lîngă ţărm a cîmpului de valuri din bazinul de apă se împarte în patru zone.

Prima zonă, de adîncime mare, cu adîncimi $H \geqslant \lambda/2$; fundul bazinului din această zonă nu influenţează, practic, forma şi dimensiunea valului. În toate formulele de calcul ce permit determinarea acţiunii valurilor în prima zonă, H poate fi considerat infinit.

Zona a doua, de adîncime mică, cu adîncimi $\lambda/2 > H > H_{cr}$. În această zonă are loc transformarea valurilor, adică modificarea înălţimii şi lungimii lor. Calculul privind transformarea valurilor este dat în § 24—26 SN 92—60. Prin reducerea adîncimii apei pînă la cea critică $H = H_{cr}$ are loc modificarea crestelor valurilor, apărînd astfel valurile deferlate.

Zona a treia — zona valurilor deferlate cu adîncimi $H < H_{cr}$. Adîncimea critică $H_{cr} = (1{,}5 \div 2{,}0)h$ (mai exact vezi § 25 SN 92-60) este funcţie de curbura valului, panta fundului bazinului de apă şi de alţi factori.

Zona a patra — zona de intersecţie a ţărmului sau taluzului construcţiilor cu oglinda apei. În această zonă are loc distrugerea finală a valurilor prin rostogolirea lamei deferlate peste ţărm sau taluz.

d) **Parametrii de calcul ai valurilor de vînt**

În cazul existenţei unui şir de observaţii multianuale, directe şi sigure privind parametrii valurilor într-un bazin de apă dat, valorile caracteristice ale acestor parametri pe diferite direcţii ale valurilor se obţin prin prelucrări statistice, prin construirea de curbe de asigurare.

În lipsa unor asemenea date, în special la proiectarea construcţiilor pe lacurile de acumulare nou amenajate, calculul acestor parametri se efectuează pe baza analizei factorilor de generare a valurilor: viteza vîntului, durata acţiunii lui, fetchul valurilor şi adîncimile bazinului de apă.

Viteza vîntului şi durata acţiunii lui pe diferite direcţii se determină prin prelucrarea statistică a datelor din observaţii de la cele mai apropiate staţii hidrometeorologice. Sînt de preferat datele din observaţiile de la staţiile situate pe ţărmuri joase sau pe insule.

La calculul elementelor valurilor în bazinele de apă mici (lacuri, lacuri de acumulare) durata de acţiune a vîntului poate fi neglijată.

Fetchul valului se determină pe cele opt direcţii principale ale rozei vînturilor şi pe direcţia lungimii maxime a bazinului de apă.

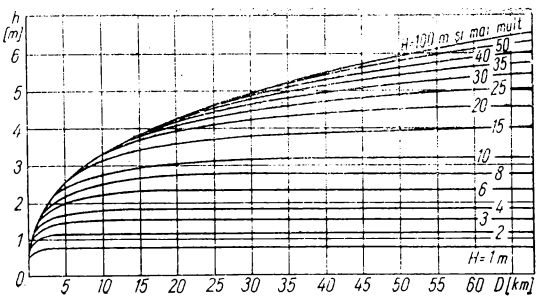


Fig. 14.2. Grafic pentru determinarea înălţimii valului h cu asigurarea de 1%, funcţie de adîncimea medie a bazinului de apă H şi de fetchul valului D.

Pentru determinarea aproximativă a înălţimii valurilor cu asigurarea de 1% se poate folosi graficul din fig. 14.2.

În cazul unor bazine de apă adînci şi al zonelor de adîncime mare, la efectuarea calculelor orientative se pot adopta următoarele raporturi h/λ: pentru mări: 1/10—1/20; pentru lacuri de acumulare mari: 1/10—1/15.

Trecerea la parametrii valurilor cu o altă asigurare se face folosind datele din tabelul 14.1, în care h_i este înălţimea valului cu asigurarea de calcul i, în %; h — înălţimea medie a valului.

Tabelul 14.1

Pentru calculul asigurării valurilor

Asigurarea înălţimii valurilor i, %	1	2	3	10	20	30	40	50	60
h_i/h	2,52	2,28	1,91	1,69	1,38	1,21	1,05	0,93	0,81

Precizarea parametrilor de calcul ai valului se face în conformitate cu partea a II-a a SN 92-60.

Valorile aproximative ale înălţimilor şi lungimilor maxime observate pentru valurile oceanelor, mărilor şi bazinelor de apă interioare se dau în tabelul 14.2.

Tabelul 14.2

Parametrii valului

Denumirea acvatoriului	Înălţimea h, m	Lungimea λ, m
Oceanele Atlantic, Pacific şi Indian	20,0	500
Marea Bering	14,0	250
Marea Barenţ	13,0	200
Marea Caspică	11,0	130
Marea Neagră	9,5	140
Marea Baltică	8,5	120
Lacuri şi bazine de apă mari (în U.R.S.S.)	5—5,5	60—70

Supraînălțarea nivelului apei ΔH, produsă de vînt (creșterea nivelului mediu al apei în unele părți ale bazinului datorită acțiunii vîntului), se poate calcula cu formula

$$\Delta H = 0{,}002 \frac{W^2 D}{2gH} \cos \alpha, \qquad (14.3)$$

în care: α este unghiul dintre axa bazinului de apă și direcția vîntului, în grade; W — viteza vîntului, în m/s; D — fetchul valului, în km.

14.2. ACȚIUNEA VALURILOR ASUPRA CONSTRUCȚIILOR CU PEREȚI VERTICALI

a) Valuri staționare

Calculul construcției la acțiunea valurilor staționare se efectuează cînd adîncimea apei în fața construcției depășește de două ori înălțimea valului ($H > 2h$) și cînd lungimea construcției în lungul frontului valului depășește lungimea de val.

Înălțimea maximă a crestei valului față de nivelul de repaus (neperturbat) se consideră egală cu

$$h_{crs} = h + h_0. \qquad (14.4)$$

Cota minimă (adîncimea maximă) a tălpii valului lîngă obstacol, în raport cu nivelul de repaus (neperturbat) se calculează cu relația

$$h_{ad} = h - h_0, \qquad (14.5)$$

în care: h_0 este supraînălțarea liniei medii a valului peste nivelul static (de repaus) (vezi fig. 14.1), care se determină cu formula (14.7).

Pentru calcule preliminare se poate construi epura suprapresiunii (peste cea hidrostatică) datorate valurilor (fig. 14.3).

Rezultanta orizontală a forțelor de suprapresiune pe 1 m de lungime a peretelui în momentul contactului acestuia cu creasta valului (fig. 14.3, *a*) se determină cu formula

$$R_e = \gamma \left[\frac{(H + h_0 + h)\left(H + \frac{p_e}{\gamma}\right)}{2} - \frac{H^2}{2} \right] \quad [\text{tf/m}], \qquad (14.6)$$

în care:

$$h_0 = \frac{\pi h^2}{\lambda} \operatorname{cth} \frac{2\pi H}{\lambda} \quad [\text{m}]; \qquad (14.7)$$

$$p_e = \gamma \frac{h}{\operatorname{ch} \frac{2\pi H}{\lambda}} \quad [\text{tf/m}]. \qquad (14.8)$$

La calculul construcției pe o fundație permeabilă se ia în considerare presiunea apei pe talpa fundației (presiunea de flotare) datorită valurilor (care se adună cu cea hidrostatică), respectiv forța de presiune suplimentară pe 1 m lungime a construcției

$$W_e = \frac{p_e B}{2} \quad [\text{tf/m}], \qquad (14.9)$$

în care B este lățimea tălpii fundației, în m.

În momentul în care nivelul minim al valului (talpa) ajunge lîngă construcție, componenta orizontală a forțelor de presiune suplimentare pe 1 m lungime a peretelui este negativă (se scade din cea hidrostatică) și rezultanta are expresia

$$R_i = \gamma \left[\frac{H^2}{2} - \frac{(H + h_0 - h)\left(H - \frac{p_e}{\gamma}\right)}{2} \right] \quad [\text{tf/m}]. \qquad (14.10)$$

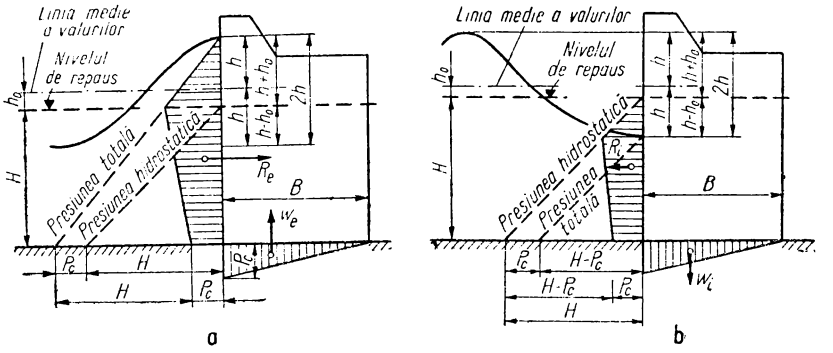


Fig. 14.3. Epurele presiunii valului staționar asupra pereților verticali: *a* — la creasta valului; *b* — la talpa valului.

În această situație a valului, forța de presiune pe talpa fundației datorită valului va micșora forța de presiune hidrostatică cu mărimea W_e, care se determină cu formula (14.9).

Valoarea maximă a vitezelor curenților de fund v_{max} se realizează la distanța $\lambda/4$ în fața construcției

$$v_{max} = \frac{2\pi hn}{\sqrt{\frac{\pi\lambda}{g}\,\mathrm{sh}\,\frac{4\pi H}{\lambda}}} \quad [\mathrm{m/s}], \qquad (14.11)$$

în care n este un coeficient, care depinde de curbura valului:

Tabelul A

λ/h	8	10	15	20
n	0,6	0,7	0,75	0,8

Necesitatea protecției patului acvatoriului din fața construcției împotriva afuierii de către valurile de fund se stabilește cu datele din tabelul 14.3, în funcție de diametrul efectiv al particulelor pământului d_{ef}.

Tabelul 14.3

Valorile vitezei de afuiere a valurilor în zona de fund

d_{ef}, mm	Viteza de antrenare a particulelor din stratul superficial, m/s	Viteza de deplasare în masă a particulelor, m/s
0,1	0,12	0,35
0,5	0,16	0,45
1,0	0,22	0,53
5,0	0,68	0,87
10,0	0,80	0,95
50,0	1,35	1,6
100,0	1,73	1,85

b) Valuri care se sparg

Calculul acțiunii valurilor care se sparg și care provoacă apariția unor suprapresiuni mari asupra construcțiilor se efectuează atunci cînd adîncimea apei din fața construcției $H > H_{cr}$, însă imediat lîngă construcție există o platformă orizontală sau bermă, situată la adîncimea $H_c \leqslant H_{cr}$ (de exemplu, în cazul stavilei plane a unui baraj deversor, situată la o anumită distanță de marginea amonte a pragului deversor).

Epura suprapresiunii provocate de valul care se sparge este arătată în fig. 14.4.

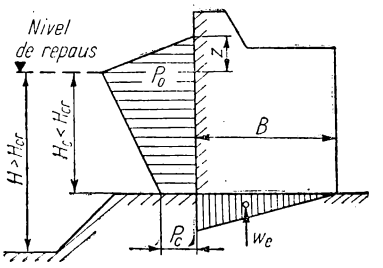


Fig. 14.4. Epurele presiunii valului asupra peretelui vertical la acțiunea valului spart.

Ordonata epurei la nivelul static al apei

$$p_0 = \gamma h \frac{1{,}5}{\frac{H_c}{h} - 0{,}1} \quad [\mathrm{tf/m^2}]. \qquad (14.12)$$

Ordonata epurei la baza peretelui

$$p_c = 0{,}6\; p_0 \frac{H_c}{h} \quad [\mathrm{tf/m^2}]. \qquad (14.13)$$

Supraînălțarea suprafeței libere a apei lîngă perete în momentul apariției presiunii maxime

$$z = \left(0{,}8\frac{H_c}{h} - 0{,}2\right) h \quad [\mathrm{m}]. \qquad (14.14)$$

Forța de presiune pe talpa fundației datorită valului (suplimentară celei hidrostatice) pe 1 m lungime de construcție are expresia

$$W_e = 0{,}4\; p_c B \quad [\mathrm{tf/m}]. \qquad (14.15)$$

c) Valuri deferlate

Calculul construcției la acțiunea valurilor deferlate se efectuează cînd $H \leqslant H_{cr}$. Epura suprapresiunii la acțiunea valurilor deferlate asupra obstacolului vertical se dă în fig. 14.5.

Suprapresiunea frontală atinge un maxim în punctul $h/3$ deasupra nivelului de repaus și se determină cu formula

$$p_0 = 1{,}7\,\gamma \frac{(0{,}75c + v)^2}{2g} \quad [\mathrm{tf/m^2}], \qquad (14.16)$$

în care: v este viteza orbitală, determinată cu formula (14.2) pentru $z = 0$; c — viteza de propagare a valului, egală cu λ/τ.

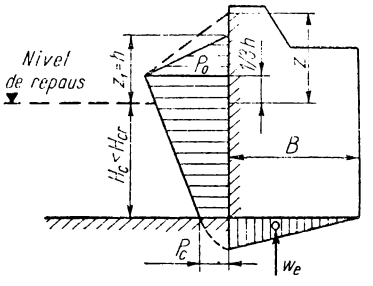


Fig. 14.5. Epurele presiunii valului deferlat.

Presiunea la baza peretelui $p_c = p_0/2$. Presiunea nulă se ia la înălțimea $z_1 = h$ deasupra nivelului de repaus.

Forța de presiune de flotare (suplimentară celei hidrostatice) se determină cu formula (14.15).

Înălțimea maximă a crestei valului peste nivelul de repaus în momentul ciocnirii cu peretele se determină cu formula

$$z = h + \frac{(0{,}75c + v)^2}{2g} \quad [\text{m}]. \qquad (14.17)$$

14.3. ACȚIUNEA VALURILOR ASUPRA CONSTRUCȚIILOR CU PARAMENT ABRUPT ($90° > \alpha \geqslant 45°$)

Cînd $H > H_{cr}$, epurele presiunii valurilor, obținute prin procedee aproximative, sînt arătate în fig. 14.6

$$p_{3h} = p_c + (p_0 - p_c)\left(1 - \frac{3h}{H}\right) \quad [\text{tf/m}^2], \qquad (14.18)$$

în care: p_0 și p_c sînt presiunile pe peretele vertical la nivelul static al apei și la nivelul fundului, determinate pe epura din fig. 14.3, *a*.

Ordonata presiunii valurilor asupra peretelui cu pantă mare la adîncimea $z = 3h$ se determină în funcție de unghiul α de înclinare a peretelui față de orizontală, cu formula

$$p_{3h\alpha} = p_{3h}\left(\frac{\alpha}{45°} - 1\right) \quad [\text{tf/m}^3]. \qquad (14.19)$$

Mai jos de punctul situat la adîncimea $z = 3h$, valoarea presiunii se consideră constantă și egală cu $p_{3h\alpha}$.

Presiunea p_0' la nivelul de repaus (static) pentru orice valori ale unghiului α se consideră egală cu p_0 (corespunzătoare peretelui vertical) și este orientată normal la peretele cu înclinație mare. Mai sus și mai jos de acest nivel, ordonatele epurei variază liniar.

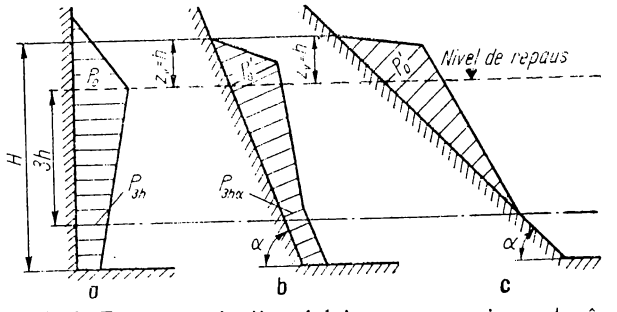


Fig. 14.6. Epura presiunii valului asupra unui perete în cazul $H > H_{cr}$:

a — pentru peretele vertical; *b* — pentru peretele cu $90° > \alpha > 45°$; *c* — pentru peretele cu $\alpha = 45°$.

Înălțimea de ridicare a nivelului apei z_c la apariția maximului presiunii valurilor se consideră egală cu înălțimea valului h.

Forța de presiune pe talpa fundației datorită valului (suplimentară celei hidrostatice) se determină cu formula (14.15).

Înălțimea de ridicare a lamei de apă pe peretele cu înclinație mare se determină cu formula

$$h_r = \frac{h}{\sqrt{1 + m^2}} + h_0\left(3 - \frac{\alpha}{45°}\right) \quad [\text{m}], \qquad (14.20)$$

în care: h_0 se calculează cu relația (14.7); m — cotangenta unghiului de înclinare a peretelui.

La calculul acțiunii valurilor care se sparg și a valurilor deferlate asupra pereților cu înclinație mare este indicat să se folosească în mod analog epurele corespunzătoare ale suprapresiunii pe pereții verticali (figurile 14.4 și 14.5).

14.4. ACȚIUNEA VALURILOR ASUPRA CONSTRUCȚIILOR CU TALUZ

Indicațiile date mai jos se referă la taluzurile cu coeficientul de pantă $1{,}5 \leqslant m < 5$.

Adîncimea H_1, după care are loc o creștere bruscă a vitezelor pe taluz (la $H < H_1$), se determină cu formula

$$H_1 = \frac{1{,}22}{m^{0.8}}\sqrt{h\lambda} \quad [\text{m}]. \qquad (14.21)$$

Adîncimea critică la care are loc deferlarea valului

$$H_{cr} = h\left(0{,}47 + 0{,}023\frac{\lambda}{h}\right)\frac{1 + m^2}{m^2} \quad [\text{m}]. \qquad (14.22)$$

Impactul lamei de apă aruncată de pe creasta valului la rostogolirea lui pe taluz se determină pentru punctul B al taluzului la adîncimea $H_{cr} - y_B$ (fig. 14.7). În punctul B se realizează viteza maximă și intensitatea maximă a presiunii datorate loviturii lamei de apă din val.

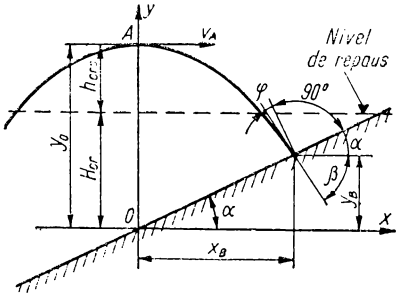


Fig. 14.7. Impactul valului de hulă asupra unui taluz.

Coordonatele punctului B

$$y_B = \frac{x_B}{m}; \qquad (14.23)$$

$$x_B = \frac{\frac{-v_a^2}{m} \pm v_A \sqrt{\frac{v_A^2}{m^2} + 2gy_0}}{g}, \qquad (14.24)$$

în care: y_0 este ordonata punctului A, care caracterizează poziția crestei valului în momentul începerii prăbușirii lui;

$$y_0 = H_{cr} + h_{crs}, \qquad (14.25)$$

h_{crs} — supraînălțarea punctului A deasupra nivelului de repaus

$$h_{crs} = \left[0{,}95 - (0{,}84\, m - 0{,}25)\frac{h}{\lambda}\right]; \qquad (14.26)$$

v_A — proiecția orizontală a vitezei inițiale a lamei de apă aruncată de pe creasta valului

$$v_A = n\sqrt{\frac{g\lambda}{2\pi}\operatorname{th}\frac{2\pi H}{\lambda}} + h\sqrt{\frac{\pi g}{2\lambda}\operatorname{cth}\frac{2\pi H}{\lambda}}, \qquad (14.27)$$

în care n este un coeficient ce se ia din tabelul A.

Epura distribuției vitezelor pe taluz la impactul valului de taluz este reprezentată în fig. 14.8.

Viteza maximă a lamei de apă la impactul valului de taluz în punctul B

$$v_B = \sqrt{\eta\left[v_A + \left(\frac{gx_B}{v_A}\right)^2\right]}, \qquad (14.28)$$

în care $\eta = 1 - (0{,}017\, m - 0{,}02)\, h$.

Viteza maximă a lamei de apă la nivelul de repaus

$$v_0 = \frac{10 k_r \sqrt{g}}{2\pi + m}\sqrt[6]{h^2\lambda}, \qquad (14.29)$$

în care: k_r este coeficientul de rugozitate și se ia din tabelul 14.4.

Vitezele lamei de apă peste nivelul static se iau liniar descrescătoare în limitele înălțimii de ridicare a lamei deferlate determinată cu formula (14.31).

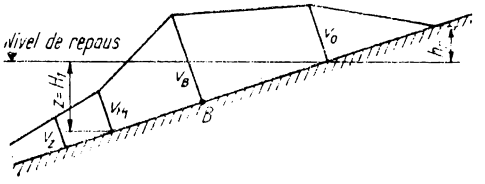


Fig. 14.8. Distribuția vitezelor de val pe taluz.

Tabelul 14.4

Valorile coeficientului de rugozitate

Natura suprafeței	k_r
Suprafața netedă, continuă, impermeabilă	1
Plăci de beton	0,9
Macadam (zidărie de piatră)	0,8
Anrocamente din piatră spartă	0,55
Anrocamente din masive de beton	0,5

Vitezele curentului sub nivelul static al apei, începînd cu adîncimea $z = H_1$ determinată din formula (14.21) și pînă la talpa construcției, se calculează cu formula

$$v_z = \frac{n\pi h}{\sqrt{\frac{\pi\lambda}{g}\operatorname{sh}\frac{4\pi H}{\lambda}}} \text{ [m/s]}. \qquad (14.30)$$

Pe partea de taluz de la punctul B și pînă la punctul de adîncime H_1 vitezele descresc liniar.

Înălțimea de ridicare a lamei deferlate h_r pe taluz se măsoară de la nivelul static al apei și se determină cu formula

$$h_r = \frac{2k_r h}{m}\sqrt[3]{\frac{\lambda}{h}} \text{ [m]}, \qquad (14.31)$$

în care k_r este coeficientul de rugozitate ale cărui valori se iau din tabelul 14.4.

Presiunea maximă locală în punctul B datorită loviturii lamei de apă în momentul prăbușirii valului se determină cu formula

$$p_{B\,max} = 1{,}7\gamma\frac{v_B^2}{2}\cos^2\varphi, \qquad (14.32)$$

în care φ este unghiul dintre tangenta la suprafața liberă a apei în punctul B și normala la taluz, avînd expresia

$$\varphi = 90° - (\alpha + \beta). \qquad (14.33)$$

Unghiul β se calculează din relația

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{gx_B}{v_A^2}. \qquad (14.34)$$

Epura de distribuție a presiunii valurilor pe taluz, (fig. 14.9) se construiește începînd cu ordonata în punctul B, egală cu $p_{B\,max}$, apoi cu ordo-

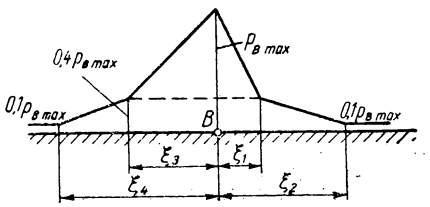


Fig. 14.9. Distribuția presiunii valului în momentul spargerii prin impact.

natele calculate pentru punctele aflate la distanța ξ_1 și ξ_2 mai sus de punctul B și pentru punctele aflate la distanțele ξ_3 și ξ_4 mai jos de B, puncte în care ordonatele presiunii sînt egale cu 0,4 $p_{B\,max}$ (pentru ξ_1 și ξ_3), prespectiv 0,1 $p_{B\,max}$ (pentru ξ_2 și ξ_4).

Pentru ξ se consideră următoarele valori:

$$\xi_1 = 0{,}025\ S; \qquad \xi_3 = 0{,}053\ S;$$
$$\xi_2 = 0{,}065\ S; \qquad \xi_4 = 0{,}135\ S,$$

în care

$$S = \frac{m\lambda}{2\sqrt[4]{m^2-1}}. \qquad (14.35)$$

Limita superioară a consolidării de tip greu a taluzurilor se stabilește la înălțimea de ridicare a lamei deferlate a valului h_r, determinată cu formula (14.31), în care se introduce valoarea înălțimii valului, corespunzătoare asigurării de 50%, valoare determinată cu ajutorul tabelului 14.1. Pentru stabilirea limitei de consolidare de tip ușor, înălțimea valului se ia, în aceeași formulă, cu o asigurare de 10%.

Limita inferioară a consolidării de tip greu se ia la adîncimea $H = 2h_{1\%}$, unde $h_{1\%}$ este înălțimea valului corespunzătoare asigurării de 1%. Limita inferioară a consolidării de tip ușor se ia funcție de vitezele de fund, calculate cu formula (14.30), cu luarea în considerare a valorilor vitezelor de afuiere de către valuri, indicate în tabelul 14.3.

Poziția limitelor superioare de consolidare se consideră de la nivelul maxim de calcul, cu luarea în considerare a supraînălțării nivelului datorită vîntului, calculată cu formula (14.3); poziția limitelor inferioare de consolidare se măsoară de la nivelul minim de calcul.

La proiectarea construcțiilor cu taluzuri în lacurile de acumulare, cu luarea în considerare a acțiunii valurilor, asigurarea înălțimii valului se ia din tabelul 14.5.

Tabelul 14.5

Calculul acțiunii valurilor

Obiectul calculului	Asigurarea, %
Înălțimea de ridicare a valului pe taluz pentru determinarea cotei la coronament a construcției	1
Stabilitatea și rezistența dalelor în zona consolidării de tip greu	1
Stabilitatea îmbrăcăminții din anrocamente în zona consolidării de tip greu	2
Stabilitatea și rezistența elementelor din zona consolidării de tip ușor	5

Din condiția de stabilitate la plutire a plăcilor de beton și beton armat datorită presiunii hidrostatice la retragerea valului deferlat, grosimea plăcilor t se determină cu formula (pentru taluzuri cu $m = 2$—5)

$$t = 0{,}07\,h\frac{\gamma}{\gamma_M-\gamma}\,\frac{\sqrt{m^2+1}}{m}\sqrt{\frac{\lambda}{B}}\ \text{[m]}, \qquad (14.36)$$

în care: B este lungimea laturii plăcii în direcția normală la linia de intersecție a apei cu țărmul; m — panta taluzului; γ_M — greutatea specifică a plăcii.

Greutatea G a pietrelor izolate la construcțiile din anrocamente cu taluzurile $1 \leqslant m < 5$, stabile sub raportul acțiunii valurilor în zona de prăbușire a acestora (starea de echilibru la limită), se determină cu formula

$$G = K\frac{\mu\gamma_M h^2\lambda}{\left(\frac{\gamma_M}{\gamma}-1\right)^2\sqrt{1+m^2}}\ \text{[m]}, \qquad (14.37)$$

în care: γ_M este greutatea specifică a pietrei sau a blocului artificial izolat; μ — coeficient care ia în considerare forma pietrei (se consideră 0,017 pentru blocuri artificiale și 0,025 pentru anrocamente); K — coeficient care ia în considerare panta taluzului (pentru pantele $1 \leqslant m < 2$ se ia $K = 1{,}0$; pentru pantele $2 \leqslant m \leqslant 5$ se ia $K = 1{,}5$).

14.5. ACȚIUNEA VALURILOR ASUPRA REAZEMELOR IZOLATE

Valoarea orientativă a forței de acțiune a valurilor asupra unui reazem vertical (coloană, pilot etc.), cînd dimensiunea cea mai mare a secțiunii transversale paralele cu creasta valului $d \leqslant 0{,}5\,h$ se poate determina cu formula

$$P_x \approx 0{,}2\,\gamma h^2 d\ \text{[tf]}. \qquad (14.38)$$

Punctul de aplicație al forței de acțiune P se poate considera, în acest caz, la nivelul static al suprafeței apei.

Cînd $d \geqslant h$ forța de acțiune a valurilor se poate determina cu aproximație, folosind formulele expuse în § 14.2 pentru obstacolele verticale continue. În acest caz

$$P_x \approx R_e d, \qquad (14.39)$$

unde: R_e, pentru cazul $H > H_{cr}$, se determină cu formula (14.6).

O metodologie de calcul mai exactă a acțiunii valurilor asupra reazemelor izolate este expusă în SN 92-60 partea a V-a.

14.6. ACȚIUNEA VALURILOR DE VÎNT ASUPRA ȚĂRMURILOR

Metoda de calcul simplificată, expusă mai jos, a transformării malurilor, permite să se determine cu aproximație volumul eroziunilor Q pe 1 m lungime de țărm în decursul unei durate t (în ani) de eroziune, folosind formula

$$Q = k_e k_m t^b E \ [\text{m}^3/\text{m}], \qquad (14.40)$$

în care E este energia medie multianuală de calcul a valurilor, în tfm pe an, calculată cu datele rezultate din observațiile asupra vîntului la cele mai apropiate stații hidrometeorologice (vezi § 14.1, *d*). În acest scop, se determină puterea medie ponderată a valurilor $\bar{N}_i$, pentru valurile de înălțime dată, cu considerarea distribuției acestor valuri în timp, pe direcții de vînt j, orientate spre țărm, cu formula

$$\bar{N}_i = 795\, h_i^{2,5} \frac{\Sigma p_j \cos \varphi_i}{\Sigma p_j} \ [\text{tfm}], \qquad (14.41)$$

în care: p_j este frecvența valurilor pe direcția de vînt j, situate în intervalul de înălțimi $h_i + \Delta h$ și $h_i - \Delta h$; Δh — o valoare arbitrară suficient de mică; φ — unghiul format de direcția fetchului valului și normala la linia malului (în plan).

Atunci E se determină cu relația

$$E = \Sigma T_i \bar{N}_i \ [\text{tfm/an}], \qquad (14.42)$$

în care: T_i este durata în h/an de acțiune a valurilor cu înălțimea h_i; k_e — indicatorul de erodabilitate a malului, în m³/tfm la acțiunea valurilor. Valorile orientative ale k_e:

— pentru roci foarte erodabile (nisipuri cu granulație fină, pămînturi nisipo-lutoase ușoare, loessuri) — de la 0,0065 pînă la 0,003;

— pentru roci cu erodabilitate medie (pămînturi argilo-nisipoase, argile, nisipuri cu pietrișuri de rîu și prundiș) — de la 0,001 pînă la 0,0005;

— pentru roci greu erodabile (pietrișuri, gresii argiloase, argile) — sub 0,0005.

Coeficientul empiric $k_m = aH_m$, în care H_m este înălțimea medie a malului în limitele sectorului examinat; a — se adoptă în funcție de natura rocilor: roci ușor erodabile $a = 0{,}03$; roci greu erodabile $a = 0{,}05$.

Exponentul b este egal cu raportul dintre lățimea A a fîșiei de mal sub apă care se erodează (fig. 14.10) și lățimea totală a fîșiei de mal sub apă care este supusă transformărilor (în condiții medii $b \approx 0{,}7$).

Lățimea zonei de eroziune S pe o durată dată de erodare se determină grafic pe profilele geologice inginerești în funcție de valorile Q obținute.

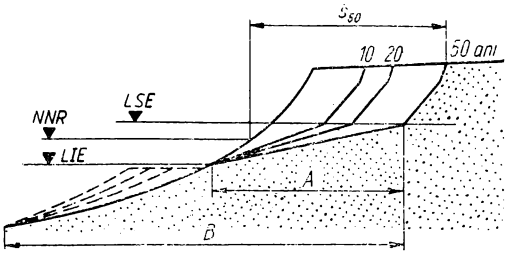


Fig. 14.10. Schema transformării țărmului sub acțiunea valurilor.

Linia de eroziune se determină în funcție de aria Q, după cum se arată în fig. 14.10 pentru un profil caracteristic al sectorului examinat al țărmului.

Fîșia de mal sub apă care se erodează se situează între limita superioară și limita inferioară de eroziune (*LSE* și *LIE*). Aceste două limite se stabilesc în felul următor: se determină nivelul maxim și nivelul minim al oglinzii apei cu asigurarea de 6%, și respectiv, 96%. La nivelul maxim se adaugă o treime din înălțimea medie a valului și se obține limita superioară de eroziune (*LSE*), iar din nivelul minim se scade înălțimea medie a valului și se obține limita inferioară de eroziune (*LIE*).

14.7. UNDE ÎN CANALELE DE DERIVAȚIE ALE C.H.E.

a) Observații preliminare

Apariția undelor în canalele de derivație ale CHE este determinată de funcționarea centralelor, în graficul zilnic de sarcină al sistemului energetic de manevre la turbine și modificări de debite intervenite brusc ș.a. Fenomenul se manifestă atît sub forma unor unde care se deplasează în lungul canalului, cît și sub forma unor oscilații ale nivelului apei în canal.

Conform TU 24-108-48 ale Glavghidroenergostroi, la calculul canalului de derivație în condițiile mișcării nepermanente trebuie să se determine cotele maxime și minime ale suprafeței libere a apei în diferitele secțiuni ale canalului și să se întocmească graficele zilnice de variație a debitului și nivelului apei în camera de încărcare a CHE. La faza de proiect tehnic se permite să se limiteze calculul la determinarea cotelor maxime și minime ale suprafeței libere a apei la capătul canalului de derivație, fără întocmirea graficelor de variație a debitelor și nivelurilor suprafeței libere, folosind în acest caz metode aproximative. Întocmirea graficelor de variație a debitelor și de

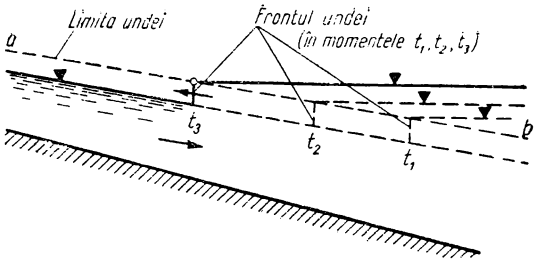


Fig. 14.11.

variație a nivelelor apei se efectuează conform TU 24-108-48, precum și în conformitate cu indicațiile lui M. D. Certousov[1].

b) **Notații, terminologie și relații principale de calcul**

Unda de translație poate fi directă (dacă se propagă spre aval) și inversă (dacă se propagă spre amonte), pozitivă (cu creșterea nivelului) și negativă (cu scăderea nivelului).

Partea din față a undei pozitive (poate avea profil aproape vertical) se numește *frontul undei*. Linia *ab* se numește *linie limită a undei* (fig. 14.11).

Viteza de deplasare a frontului undei se numește *viteza de propagare* a undei, iar debitul transportat de ea se numește *debitul undei*.

Ecuația diferențială fundamentală a mișcării nepermanente a apei în albii deschise are expresia

$$i_0 - \frac{\partial h}{\partial s} = \frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t} + \alpha\frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial s} + i, \qquad (14.43)$$

în care: i_0 și i sînt panta fundului albiei și, respectiv, panta hidraulică egală cu Q^2/K^2; h și v — adîncimea și viteza medie a curentului într-o secțiune curentă; α — coeficient de corecție a înălțimii cinetice (de exemplu, $\alpha = 1{,}10$).

Ecuația continuității este de forma

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = 0, \qquad (14.44)$$

în care: ω și Q reprezintă secțiunea de curgere și debitul.

Notațiile convenționale adoptate[2]: c — viteza de propagare a frontului undei în secțiunea dată; $\bar{c}$ — viteza medie de propagare a frontului undei pe sectorul dat; ζ — înălțimea undei; B' — lățimea canalului la cota corespunzătoare mijlocului înălțimii undei; ΔQ — debitul undei.

Toate elementele hidraulice, referitoare la regimul inițial se notează cu litera corespunzătoare afectată de indicele „0".

[1] Certousov, M. D., Speţialnîi kurs ghidravliki, M., Gosenergoizdat, 1962.

[2] Conform TU 24-108-48 Glavghidroenergostroi.

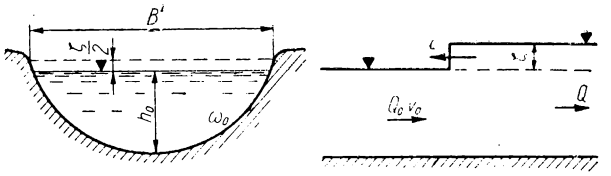


Fig. 14.12.

Viteza de propagare a undei pozitive. Pentru albiile cu secțiune de formă oarecare

$$c = \sqrt{g\frac{\omega_0}{B'}\left(1 + \frac{3}{2}\frac{B'}{\omega_m}\zeta + \frac{1}{2}\frac{B'^2}{\omega_0^2}\zeta^2\right)} \pm v_0, \qquad (14.45)$$

în care notațiile sînt date conform fig. 14.12. Semnul plus se ia pentru unda directă, semnul minus pentru cea inversă.

Pentru secțiunea dreptunghiulară $\omega_0/B' = h_0$, iar relația (14.45) devine

$$c = \sqrt{gh_0\left[1 + \frac{3}{2}\frac{\zeta}{h_0} + \frac{1}{2}\left(\frac{\zeta}{h_0}\right)^2\right]} \pm v_0. \qquad (14.45')$$

În calculele practice se poate adopta (neglijînd mărimea $(\zeta/h_0)^2$):

— pentru secțiunea de formă oarecare

$$c = \sqrt{g\frac{\omega_0}{B'}\left(1 + \frac{3}{2}\frac{B'}{\omega_0}\zeta\right)} \pm v_0; \qquad (14.46)$$

— pentru secțiunea dreptunghiulară

$$c = \sqrt{gh_0\left(1 + \frac{3}{2}\frac{\zeta}{h_0}\right)} \pm v_0. \qquad (14.46')$$

Viteza de propagare a undei negative pentru albia cu secțiunea de o formă oarecare se determină cu formula simplificată

$$c = \sqrt{g\frac{\omega_0}{B'}\left(1 - \frac{3}{2}\frac{B'}{\omega_0}\zeta\right)} \pm v_0. \qquad (14.46'')$$

Semnul lui v_0 se ia ca și în formula (14.45).

Cînd înălțimea undei este mică ($\zeta < 0{,}1\,h_0$) pentru secțiunea de o formă oarecare

$$c = \sqrt{g\frac{\omega_0}{B'}} \pm v_0 \qquad (14.47)$$

și, corespunzător, pentru secțiunea dreptunghiulară

$$c = \sqrt{gh_0} \pm v_0. \qquad (14.47')$$

Pentru cazul propagării undei într-un lichid în repaus, cînd $v_0 = 0$, dacă unda are înălțimea mică se va obține

$$c = \sqrt{g\frac{\omega_0}{B'}} \quad \text{și} \quad c = \sqrt{gh_0}. \qquad (14.48)$$

Formulele expuse definesc viteza de propagare a frontului undei și deci, a undei în ansamblu.

Valorile c, calculate cu formula $c = \sqrt{gh_0}$, sînt date în tabelul 14.6.

Tabelul 14.6

Valorile vitezei de propagare a undei

h_0, m	c, m/s	h_0, m	c, m/s	h_0, m	c, m/s
0,5	2,22	1,0	3,13	2,0	4,43
0,6	2,42	1,2	3,43	2,5	4,95
0,7	2,62	1,4	3,70	3,0	5,42
0,8	2,80	1,6	3,96	4,0	6,25
0,9	2,97	1,8	4,20	5,0	7,0

Debitul undei

$$\Delta Q = Q - Q_0 = cB'\zeta. \qquad (14.49)$$

Observație. O. F. Vasiliev[1] menționează că în cazul valorilor mari ale debitului undei, viteza de propagare a acesteia trebuie determinată cu formula

$$c = \sqrt{gh_0}\sqrt{1 - \frac{\zeta}{2(h_0 - \zeta)}}, \qquad (14.49, a)$$

în locul formulelor indicate mai sus (14.46) și (14.47), adoptate în TU 24-108-48.

În cele ce urmează, corecția lui O. F. Vasiliev nu este introdusă și materialul se expune în conformitate cu indicațiile TU.

c) Determinarea nivelurilor maxime ale apei la reducerea bruscă a sarcinii CHE (metoda M. D. Certousov)

La reducerea bruscă a sarcinii centralei hidroelectrice și, prin urmare, la micșorarea bruscă a debitului de apă de la Q_0 (egal cu debitul canalului de derivație în momentul inițial) la Q_0', diferența de debit $\Delta Q = Q_0 - Q_0'$ se acumulează în canal, avînd ca efect ridicarea nivelului apei. Nivelul apei începe să se ridice în camera de încărcare a CHE și se propagă pe canal în amonte pînă în secțiunea de capăt. În camera de încărcare a CHE nivelul apei continuă să crească în tot intervalul de timp în care unda pozitivă se propagă pînă în secțiunea amonte a canalului de derivație, iar de aici, unda negativă, reflectată, se propagă pînă în secțiunea aval a canalului de derivație. În momentul în care unda reflectată ajunge în secțiunea aval a canalului de derivație, nivelul apei în camera de încărcare atinge cota maximă.

Schema de calcul (aproximativă). Calculul se face în două secțiuni: în secțiunea $O-O$ (camera de încărcare a CHE) și secțiunea $L-L$ (secțiunea

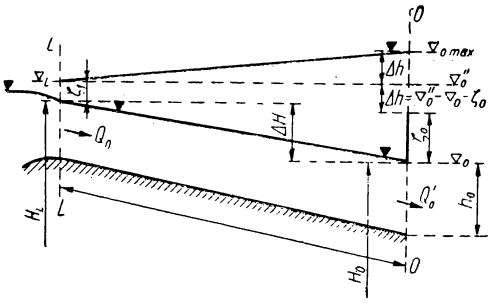


Fig. 14.13.

de alimentare a canalului, fig. 14.13). Timpul în care unda pozitivă parcurge distanța de la camera de încărcare pînă la secțiunea de alimentare a canalului se consideră egal cu T' — timpul de parcurs al undei reflectate.

Cota maximă a nivelului apei în secțiunea $O-O$ se determină în acest caz cu formula

$$\nabla_{0\,max} = \nabla_0'' + (\nabla_c'' - \nabla_0 - \zeta_0), \qquad (14.50)$$

în care: $\nabla_{0\,max}$ este cota maximă căutată a nivelului apei în secțiunea $O-O$; ∇_0'' — cota nivelului apei în secțiunea $O-O$ în momentul în care unda pozitivă ajunge în secțiunea $L-L$; ∇_0 — cota nivelului apei în secțiunea $O-O$ în momentul inițial; ζ_0 — înălțimea undei în secțiunea $O-O$ în momentul inițial (în momentul căderii sarcinii).

Ordinea de efectuare a calculelor este următoarea:

1) Se calculează mai întîi înălțimea undei ζ_0, și viteza de propagare a ei c_0 pentru secțiunea $O-O$, adică elementele caracteristice ale undei în momentul apariției acesteia, rezolvîndu-se sistemul de două ecuații

$$\Delta Q = Q_0 - Q_0' = c_0 B_0' \zeta_0; \qquad (14.51)$$

$$c_0 = \sqrt{g\frac{\omega_0}{B_0'}\left(1 + \frac{3}{2}\frac{B_0'}{\omega_0}\zeta_0\right)} - v_0, \qquad (14.52)$$

în care: ω_0, B_0' și v_0 se referă la momentul inițial în s ctiunea $O-O$.

Rezolvarea se efectuează prin aproximații succesive sau grafo-analitic;

2) Se calculează valoarea înălțimii undei ζ_L în secțiunea $L-L$, adică înălțimea pe care o are unda cînd ajunge în secțiunea de alimentare a canalului. Dînd o valoare arbitrară pentru înălțimea căutată ζ_L, se află succesiv:

— secțiunea transversală a undei f_0 în profilul $O-O$ și f_L în profilul $L-L$, cu formulele

$$f_0 = [B_0 + m(\zeta_L + \Delta H)](\zeta_L + \Delta H); \qquad (14.53)$$

$$f_L = (B_L + m\zeta_L)\zeta_L, \qquad (14.54)$$

[1] O. F. Vasiliev, Izvestiia AN SSSR, nr. 6, 1958.

în care: m este coeficientul de taluz; ΔH — căderea totală a suprafeței libere a canalului pînă la apariția undei (adică diferența dintre cotele suprafețelor libere din secțiunea de alimentare a canalului și din camera de încărcare în momentul inițial); B_0 — lățimea canalului la oglinda apei în secțiunea $O—O$ în momentul inițial; B_L — lățimea canalului la oglinda apei în secțiunea $L—L$, din momentul inițial pînă în momentul în care sosește unde pozitivă;

— volumul prismei de umplere în canal

$$W = \frac{1}{3} L (f_0 + f_L + \sqrt{f_0 f_L}), \qquad (14.55)$$

sau, mai puțin exact

$$W = \frac{1}{2} (f_0 + f_L) L; \qquad (14.55')$$

— viteza undei în secțiunea $L—L$; se calculează în paralel cu două formule

$$c_L = \frac{2L(Q_0 - Q_0')}{W} - c_0; \qquad (14.56)$$

$$c_L = \sqrt{g \frac{\omega_e}{B_L'} \left(1 + \frac{3}{2} \frac{B_L'}{\omega_L} \zeta_L\right)} - v_L \qquad (14.57)$$

și dacă pentru c_L valorile calculate cu (14.56) și (14.57) se dovedesc suficient de apropiate, atunci valoarea adoptată pentru ζ_L se acceptă, în caz contrar se dă o nouă valoare acestei mărimi și calculul se repetă;

3) Se determină cota $\nabla_0'' = \nabla_L$ (fig. 14.13)

$$\nabla_0'' = (\nabla_0 + \Delta H) + \zeta_L, \qquad (14.58)$$

în care: ∇_0 și ΔH sînt cunoscute, iar ζ_L a fost calculată conform punctului 2.

Avînd mărimile ζ_0, ζ_L și ∇_0'', se află definitiv cota maximă în secțiunea $O—O$ cu formula $\nabla_{0\,max} = 2\nabla_0' - \nabla_0 - \zeta_0$.

Schema de calcul orientativ. Conform TU-24-108-48, vitezele undei în secțiunile $O—O$ și $L—L$ se pot determina cu formula (14.48); viteza medie a undei pe întregul canal este egală cu

$$c = \frac{c_0 + c_L}{2}. \qquad (14.59)$$

Înălțimea undei în secțiunea $O—O$ se află cu formula simplificată

$$\zeta_0 = \frac{\Delta Q_0}{c_0 B_0'}. \qquad (14.60)$$

Înălțimea undei în secțiunea $L—L$ se determină cu formula

$$\zeta_L = \frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{B_m^2}{m^2} + 4 \frac{\Delta Q_0}{mc}} - \frac{B_m}{m} - \Delta H \right), \qquad (14.61)$$

după care, ca și mai înainte

$$\nabla_0'' = (\nabla_0 + \Delta H) + \zeta_L$$

$$\nabla_{0\,max} = 2\nabla_0'' - \nabla_0 - \zeta_0.$$

Observație. În cazul opririi bruște a CHE, debitul $Q_0' = 0$ și $\Delta Q = Q_0 - Q' = Q_0$. În rest, ordinea calculelor se păstrează.

d) Determinarea cotelor minime ale nivelului apei la creșterea bruscă a sarcinii CHE (metoda M. D. Certousov și B. D. Koceanovski)

La creșterea bruscă a sarcinii CHE, debitul consumat de centrala hidroelectrică se mărește brusc de la debitul inițial Q_0 (egal cu debitul canalului) la Q_0', datorită cărui fapt apare unda negativă cu înălțimea ζ_0 și debitul de undă $\Delta Q = Q_0' - Q_0$. Unda negativă provoacă scăderea nivelului, care se propagă în amonte pînă în secțiunea de alimentare a canalului (fig. 14.14). Scăderea nivelului apei în secțiunea $O—O$ (adică în camera de încărcare) va continua pînă cînd unda reflectată (apărută în secțiunea de alimentare a canalului, adică în secțiunea $L—L$ în momentul sosirii undei negative) va ajunge la camera de încărcare (secțiunea $O—O$). Acestui moment îi corespunde cota minimă căutată a nivelului apei în camera de încărcare.

Ordinea de efectuare a calculelor este următoarea:

1) Se află înălțimea undei ζ_0 și viteza c_0 în secțiunea camerei de încărcare $O—O$ în momentul inițial, cu formulele

$$\Delta Q = Q_0' - Q_0 = c_0 B_0' \zeta_0 \qquad (14.62)$$

și

$$c_0 = \sqrt{g \frac{\omega_0}{B_0'} \left(1 - \frac{3}{2} \frac{B_0'}{\omega_0} \zeta_0\right)} - v_0. \qquad (14.63)$$

Aceste două ecuații cu două necunoscute c_0 și ζ_0 se rezolvă prin încercări sau grafo-analitic;

2) Se determină înălțimea undei în secțiunea $L—L$, efectuînd calculele prin metoda aproximațiilor succesive în ordinea următoare:

— se adoptă arbitrar valoarea înălțimii undei ζ_L și se află viteza c_L

$$c_L = \sqrt{g \frac{\omega_L}{B_L'} \left(1 - \frac{3}{2} \frac{B_L}{\omega_L} \zeta_L\right)} - v_L;$$

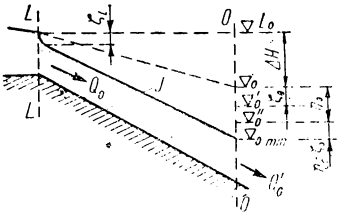


Fig. 14.14.

— se determină adîncimea medie pentru întregul canal

$$h_m = h_{m0} - \frac{2(Q_0' - Q_0)}{c(B_L + B_0)}, \qquad (14.64)$$

în care: h_{m0} este adîncimea medie inițială în canal (pînă la apariția undei); c — viteza medie

$$c = \frac{c_L + c_0}{2}; \qquad (14.65)$$

— se calculează modulul de debit mediu pentru întregul canal

$$\bar{K} = \bar{\omega}\,\bar{C}\sqrt{\bar{R}}, \qquad (14.66)$$

unde: $\bar{\omega}$, $\bar{C}$ și $\bar{R}$ sînt, respectiv, aria secțiunii de curgere, coeficientul de viteză C din formula vitezei de mișcare uniformă (formula Chézy) și raza hidraulică, calculate pentru adîncimea medie h_m;

— se calculează mărimea η_0 de coborîre a nivelului apei în secțiunea camerei de încărcare, corespunzătoare momentului sosirii undei negative în secțiunea L—L, cu formula

$$\eta_0 = \frac{4(Q_0' - Q_0)}{c(B_L + B_0)} - \zeta_L; \qquad (14.67)$$

— se calculează debitul undei pentru secțiunea L—L, ΔQ_L

$$\Delta Q_L = 2\bar{K}\sqrt{J} - (Q_0' + Q_0), \qquad (14.68)$$

precum și panta medie a suprafeței libere în canal J, corespunzătoare momentului sosirii undei în secțiunea L—L, cu formula

$$J = \frac{\eta_0 + \Delta H - \zeta_L}{L}, \qquad (14.69)$$

în care: ΔH este diferența inițială dintre cotele suprafeței libere a apei în canal, în secțiunile L—L și O—O;

— se determină înălțimea undei în secțiunea L—L

$$\zeta_L = \frac{\Delta Q_L}{c_L B_L}. \qquad (14.70)$$

Valoarea ζ_L, obținută din (14.70), trebuie să fie egală cu cea inițială; în caz contrar, calculul se repetă.

Această problemă poate fi rezolvată și grafo-analitic. Dînd valorile ζ_L', ζ_L'', ... se calculează prin procedeul indicat mai sus șirul de valori ζ_x', ζ_{x-1}'', cu formula (14.70) și se construiește graficul $\zeta_x = f(\zeta_L)$ (fig. 14.15). Valoarea căutată ζ_L se obține din acest grafic;

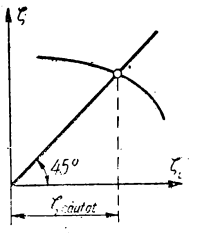


Fig. 14.15.

3) Se află cota nivelului apei $\blacktriangledown_L$ în secțiunea L—L, în momentul sosirii în această secțiune a undei negative, cu formula

$$\blacktriangledown_L = \blacktriangledown_{L_0} - \zeta_L, \qquad (14.71)$$

în care: $\blacktriangledown_{L_0}$ este cota nivelului apei în secțiunea L—L, pînă la sosirea undei negative;

4) Se calculează cota $\blacktriangledown_0''$ a nivelului apei în secțiunea camerei de încărcare corespunzătoare momentului sosirii undei negative inițiale în secțiunea L—L

$$\blacktriangledown_0'' = \blacktriangledown_0 - \eta_0, \qquad (14.72)$$

în care: $\blacktriangledown_0$ este cota inițială a nivelului apei în secțiunea camerei de încărcare; η_0 — coborîrea acestei cote în timpul deplasării undei negative în lungul canalului, determinată cu formula (14.67);

5) Presupunînd timpul de parcurs al undei reflectate de la secțiunea L—L pînă la camera de încărcare egal cu timpul de parcurs al undei negative de la camera de încărcare la secțiunea L—L, se află cota minimă a apei în secțiunea camerei de încărcare la creșterea bruscă a sarcinii CHE cu formula

$$\blacktriangledown_{0\,min} = 2\blacktriangledown_0'' - \blacktriangledown_0 + \zeta_0, \qquad (14.73)$$

în care: $\blacktriangledown_0$ este cota nivelului apei în secțiunea camerei de încărcare, obținută cu formula (14.72); $\blacktriangledown_0$ — cota nivelului inițial al apei în secțiunea camerei de încărcare, adică pînă la modificarea bruscă a sarcinii CHE; ζ_0 — înălțimea undei în secțiunea camerei de încărcare în momentul apariției ei.

Observație. Conform TU 28-108-48 ale Glavghidroenergostroi, determinarea cotelor maxime ale nivelului apei în canalul de derivație se efectuează pentru cazul căderii bruște a întregii sarcini a CHE, adică pentru cazul opririi ei complete (în acest caz $\Delta Q = Q_0$), iar determinarea cotelor minime — pentru cazul punerii bruște sub sarcină în limita puterii unui singur agregat al CHE. Dacă CHE respectivă intră în componența sistemului energetic, atunci puterea maximă de punere sub sarcină se stabilește pe baza analizei condițiilor de funcționare a întregului sistem energetic.

B. LOVITURA DE BERBEC (ŞOCUL HIDRAULIC)

14.8. MĂRIMI ŞI NOŢIUNI DE BAZĂ

Se numeşte lovitură de berbec variaţia presiunii în conductele sub presiune în cazul mişcării nepermanente a lichidului sub acţiunea forţelor de inerţie. Lovitura de berbec se propagă prin conductă ca o undă elastică cu viteza c, măsurată în m/s, depinzînd de deformabilitatea (elasticitatea) lichidului şi pereţilor conductei.

Valoarea presiunii de şoc ΔH, în m, este dată de diferenţa dintre presiunile în regim nepermanent şi în regim permanent. Dacă $\Delta H > 0$, atunci şocul este pozitiv; dacă $\Delta H < 0$ — şocul este negativ.

Sarcina H, în m, în secţiunea dată a conductei este determinată de înălţimea cotei piezometrice, măsurată de la nivelul biefului aval. La calculul loviturii de berbec în conductele sub presiune scurte ale CHE şi ale staţiilor de pompare, pierderea de sarcină şi înălţimea cinetică se pot neglija. Pentru aceste instalaţii după stabilizarea mişcării în toate secţiunile conductei, sarcina va fi unică, egală cu cea statică H_0 (fig. 14.20). Pe durata mişcării nepermanente $H = H_0 + \Delta H$.

Presiunea p (medie) într-o secţiune dată a conductei este egală cu diferenţa dintre sarcina H şi cota centrului secţiunii date z faţă de nivelul biefului aval, $\frac{p}{\gamma} = H - z$.

Viteza în conductă v, în m/s, depinde de debitul turbinei sau al pompei. Debitului maxim îi corespunde viteza maximă v_{max}.

Determinarea presiunii la lovitura de berbec prezintă interes pentru dimensionarea conductelor din punct de vedere al rezistenţei materialelor şi pentru verificarea posibilităţii de apariţie a vidului în unele porţiuni ale acestora. Totodată, lovitura de berbec influenţează substanţial procesele tranzitorii la funcţionarea turbinelor şi pompelor: pornirea, oprirea, deconectarea de la sistemul energetic etc. şi trebuie luată în considerare la calculul acestora.

Sînt cunoscute următoarele metode de calcul al loviturii de berbec: analitice; grafice sau numerice; cu ajutorul calculatoarelor numerice sau analogice.

Metodele analitice permit determinarea cu uşurinţă, pe bază de formule, a parametrilor caracteristici, însă precizia lor este limitată de schema de calcul simplificată, adoptată. Metodele grafice permit să se ia în considerare mai complet condiţiile reale de desfăşurare, a fenomenului, dar soluţia cea mai completă se obţine cu metodele numerice folosind calculatoarele electronice, ceea ce este deosebit de important pentru rezolvarea problemelor pe care le pun sistemele complexe, ramificate, de conducte sub presiune.

14.9. CONDIŢIILE ŞI DATELE DE BAZĂ PENTRU CALCULUL LOVITURII DE BERBEC

La centralele hidroelectrice, condiţiile şi datele de bază pentru calculul loviturii de berbec sînt strîns legate de regimurile de funcţionare ale agregatelor hidromecanice.

Închiderea accesului la turbină provoacă în conductă o presiune de şoc pozitivă, iar deschiderea — o presiune de şoc negativă. Valoarea acestei presiuni depinde de timpul (durata) de închidere T_i şi de timpul (durata) de deschidere T_d a vanei. În afară de aceasta, valoarea presiunii de şoc depinde substanţial de regimul de închidere a turbinei în timp.

În instalaţiile de pompare, lovitura de berbec este provocată de închiderea şi deschiderea vanelor pe conducte, de pornirea şi de oprirea pompelor.

Viteza de propagare a undei de şoc într-o conductă (din oţel, fontă, cauciuc) cu diametrul şi grosimea peretelui constante, se determină cu formula generalizată a lui N. E. Jukovski

$$c = \frac{c_0}{\sqrt{1 + \frac{\varepsilon}{E}\psi}}, \qquad (14.74)$$

în care: c_0 este viteza sunetului în lichidul respectiv, determinată de expresia $c_0 = \sqrt{g\varepsilon/\gamma}$ şi egală pentru apă cu 1 425 m/s; ε — modulul de elasticitate al lichidului, pentru apă $\varepsilon = 2{,}1 \cdot 10^4$ kgf/cm²; E — modulul de elasticitate al materialului pereţilor conductei, pentru oţel $E = 2{,}1 \cdot 10^6$ kgf/cm²; pentru fontă $E = 1 \cdot 10^6$ kgf/cm², pentru beton $E = 1{,}5 - 2 \cdot 10^5$ kgf/cm²; pentru cauciuc $E = 20$—60 kgf/cm²; pentru sticlă organică $E = 0{,}25 - 0{,}4 \cdot 10^5$ kgf/cm²; γ — greutatea specifică a lichidului; ψ — coeficient adimensional, care ţine seama de deformabilitatea pereţilor conductei.

Pentru conducta omogenă cu pereţi subţiri (din oţel, cauciuc, sticlă organică etc.), rezemată liber

$$\psi = \frac{D}{\delta}, \qquad (14.75)$$

în care: D este diametrul conductei; δ — grosimea peretelui conductei.

Pentru conducta din beton armat

$$\psi = \frac{D}{\delta(1 + 9{,}5\,\alpha)}, \qquad (14.76)$$

în care: D este diametrul interior al conductei; δ — grosimea peretelui conductei; α — coeficient de armare cu armătură inelară, egal cu f/δ, unde f

este aria secțiunii transversale a armăturii inelare pe 1 m liniar din lungimea conductei. De obicei, $\alpha = 0{,}015—0{,}05$.

Pentru conducta de lemn

$$\psi = \frac{240}{p} \cdot \frac{E}{\varepsilon}, \qquad (14.77)$$

unde: p este valoarea presiunii la care este dimensionată secțiunea conductei, în m H_2O; E — modulul de elasticitate al bandajului (oțel).

Faza loviturii de berbec se numește timpul necesar ca unda de șoc să parcurgă dublul lungimii conductei. Pentru conducta simplă, a cărei secțiune este constantă pe lungimea L

$$t_f = \frac{2L}{c}. \qquad (14.78)$$

Mărimi adimensionale. Deschiderea relativă

$$\alpha = \frac{a}{a_{max}},$$

unde: a este deschiderea aparatului director sau vanei la momentul t; a_{max} — valoarea maximă a deschiderii.

Regimul de variație a deschiderii este definit de o funcție de timp

$$\alpha = f(t). \qquad (14.79)$$

Adesea, legea de variație a deschiderii se consideră liniară

$$\alpha = \alpha_i \pm \frac{t}{T}, \qquad (14.80)$$

unde pentru cazul deschiderii se ia semnul plus și $T = T_a$, iar pentru închidere se ia semnul minus și $T = T_i$.

Presiunea de șoc relativă

$$\xi = \frac{H - H_0}{H_0} = \frac{\Delta H}{H_0}. \qquad (14.81)$$

Prin urmare, dacă se cunoaște ξ, presiunea de șoc rezultă

$$\Delta H = \xi H_0. \qquad (14.82)$$

Debitul relativ și viteza relativă

$$q = \frac{Q}{Q_{max}} = \frac{v}{v_{max}}, \qquad (14.83)$$

unde: Q, v sînt debitul și viteza în secțiunea dată a conductei în timpul mișcării nepermanente; Q_{max}, v_{max} — debitul și viteza medie în timpul mișcării permanente.

La calculul loviturii de berbec, o importanță deosebită o au următorii parametri:

Constanta de inerție a conductei T_l

$$T_l = \frac{Q_{max}}{gH_0} \sum \frac{l_i}{f_i}. \qquad (14.84)$$

Coeficientul de secțiune a conductei

$$\rho = \frac{cQ_{max}}{2gH_0 f}, \qquad (14.85)$$

unde: L este lungimea conductei, în m; H_0 — sarcina hidrostatică, în m; c — viteza de propagare a undei în conductă, în m/s; g — accelerația gravitației, $g = 9{,}81$ m/s^2; l_i și f_i — lungimile sectoarelor de conductă și secțiunile lor transversale (dacă secțiunea variază pe lungime).

14.10. CALCULUL ANALITIC AL PRESIUNII DE ȘOC

Presiunea de șoc în secțiunea terminală $A—A$ a conductei (vezi fig. 14.20) poate fi determinată cu aproximație, fără luarea în considerare a compresibilității apei și a elasticității pereților conductei, cu relațiile

$$\xi^A = -T_l \frac{dq}{dt} \text{ și } \Delta H^A = \xi^A H_0. \qquad (14.86)$$

Valoarea maximă a presiunii de șoc în secțiunea terminală a conductei poate fi estimată cu ajutorul formulei

$$\xi^A_{max} = \pm (1{,}3 - 1{,}5) \frac{T_l}{T}, \qquad (14.86')$$

în care: T este timpul de închidere (T_i) sau de deschidere (T_a) a aparatului director.

Calcule mai exacte ale presiunii de șoc se efectuează cu luarea în considerare a compresibilității apei și elasticității pereților conductei, precum și a curbelor caracteristice ale turbinei, pompei sau ale organului de reglare.

Dacă timpul de închidere sau de deschidere a turbinei $T \leqslant t_f = 2L/c$, fenomenul poartă numele de *șoc hidraulic direct* (sau lovitură directă). În cazul închiderii complete ($q_f = 0$) șocul direct se determină cu formula lui N. E. Jukovski

$$\Delta H = \frac{cv_i}{g} \text{ sau } \xi = 2\rho q_i, \qquad (14.87)$$

în care: v_i este viteza apei în conductă în momentul începerii închiderii; q_i — debitul inițial (relativ). Din formula (14.87) reiese că valoarea șocului direct nu depinde de regimul deschiderii în timp.

Dacă timpul de închidere sau de deschidere a conductei T_i sau T_d este mai mare decît faza $T > t_f = 2L/c$, atunci fenomenul poartă numele de șoc hidraulic sau lovitură indirectă. În acest caz, debitul relativ în conductă în secțiunea $A-A$ (vezi fig. 14.20) la turbină sau la vană pentru faza n se poate determina cu formula

$$q_n^A = q_i^A - \frac{\zeta_n^A}{2\rho} - \frac{1}{\rho}\sum_{j=1}^{n-1}{}' \xi_j^A , \qquad (14.88)$$

în care: ξ_n^A este șocul relativ în secțiunea $A-A$ la sfîrșitul fazei n; ξ_j^A — valorile corespunzătoare la sfîrșitul fazelor 1; 2; ...; n; q_j^A — valoarea inițială a debitului relativ în secțiunea $A-A$ a conductei.

Debitul turbinat la turație constantă se determină cu relația aproximativă

$$q^A = \alpha\sqrt{1 + \frac{\zeta_i^A}{1 - h^0}} , \qquad (14.89)$$

în care: α este deschiderea relativă a turbinei; h^0 — coeficient care ține seama de curba caracteristică $Q-H$ a turbinei. Pentru turbinele cu reacțiune

$$h^0 = 0{,}5 - \frac{n_s}{600} . \qquad (14.89, a)$$

Valoarea coeficientului de rapiditate n_s se determină cu formulele (15.7) și (15.7'). Pentru turbinele cu acțiune $h^0 = 0$.

Pentru cazul închiderii turbinei după căderea sarcinii, adică în condițiile creșterii turației ei, coeficientul h^0 poate fi considerat, cu aproximație, egal cu zero.

Pentru o lege dată (14.79) de variație a deschiderii turbinei în timp prin rezolvarea în comun a ecuațiilor (14.88) și (14.89) se poate determina valoarea presiunii de șoc în secțiunea terminală $A-A$ a conductei. În acest scop, sistemul de ecuații se rezolvă succesiv pentru fiecare din fazele *1*; *2*; ...; *n*. Pentru simplificarea calculelor, se examinează două situații caracteristice: fie valoarea maximă a presiunii care are loc spre sfîrșitul fazei *1* ($\xi_{max} = \xi_1$), iar în celelalte faze valorile presiunii sînt mai mici (fig. 14.16, *a*) — *șoc maxim în prima fază*, fie presiunea crește cu timpul și valoarea maximă a șocului se realizează spre sfîrșitul închiderii sau deschiderii ($\xi_{max} = \xi_m$) (fig. 14.16, *b*) — *șoc maxim la limita reglării.*

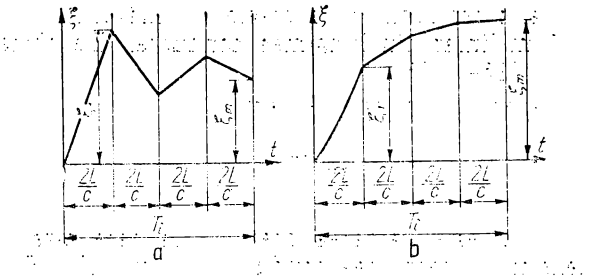


Fig. 14.16. Variația valorii relative a presiunii la închiderea liniară a vanei:
a — șoc maxim în faza întîi; *b* — șoc maxim la limita reglării.

Formula pentru șoc maxim în primă fază se poate obține cu ușurință din ecuațiile (14.88) și (14.89)

$$\xi_1 = 2\rho\left[\left(\alpha_i + \frac{\rho\alpha_1^2}{1 - h^0}\right) - \sqrt{\left(\alpha_i + \frac{\rho\alpha_1^2}{1 - h^0}\right) - \alpha_i^2 + \alpha_1^2}\right] \qquad (14.90)$$

Folosind formula (14.90) pentru cazul închiderii ($\alpha_i \geqslant \alpha_1$), se obține $\xi_1 > 0$ șoc pozitv, iar pentru cazul deschideri ($\alpha_1 > \alpha_i$) se obține $\xi_1 < 0$ — șoc negativ. Totodată, α_1 — deschiderea la sfîrșitul primei faze, se determină cu formula (14.79) sau (14.80). Rezultate mai exacte pot fi obținute dacă în expresia (14.90) în loc de α se substituie valorile debitului relativ al turbinei q_0, corespunzător fiecărei deschideri, adică debitul la deschiderea, turația și sarcina date.

Valoarea șocului maxim la limita reglării se determină cu următoarea formulă

$$\xi_T = \frac{T_i\Delta q}{2T}\left[\frac{T_i\Delta q}{T(1 - h^0)} \pm \sqrt{\left(\frac{T_i\Delta q}{T(1 - h^0)}\right)^2 + 4}\right] , \qquad (14.91)$$

în care: T este timpul închiderii sau deschiderii totale; T_i — constanta de inerție, determinată cu formula (14.84); semnul plus corespunde șocului pozitiv (închidere), iar semnul minus — șocului negativ (deschidere). Formula (14.91) nu ține seama de proprietățile elastice ale conductei și apei. Practic, calculul loviturii de berbec se efectuează în felul următor: dacă șocul este indirect (T_i sau $T_d > 2L/c$), atunci se calculează presiunea de șoc la sfîrșitul primei faze ξ_1 cu formula (14.90) și la sfîrșitul închiderii sau deschiderii ξ_T cu formula (14.91). Valoarea absolută mai mare se consideră valoare de calcul. Pentru ușurarea calculelor, în fig. 14.17 se dă un grafic din care, în funcție de raportul T_i/T și de ρq_i se poate determina ce formulă să se folosească pentru fiecare caz concret. Dacă șocul hidraulic este direct (T_i sau $T_d \leqslant 2L/c$), atunci pentru cazul închiderii complete a turbine

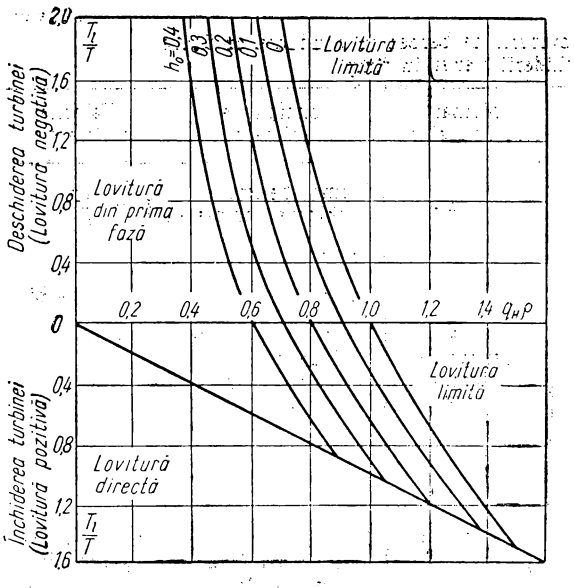


Fig. 14.17. Tipul loviturii de berbec funcție de variația liniară în timp a deschiderii.

se efectuează calculul cu formula lui N. E. Jukovski (14.87), iar pentru închidere sau deschidere incomplete — cu formula (14.90), în care α_1 se înlocuiește prin α_f (α_f — deschiderea finală a turbinei).

Pentru ușurarea calculelor este dat un tabel sintetic de formule (tabelul 14.7) pentru determinarea valorii presiunii de șoc în secțiunea finală a conductei.

Pentru proiectarea conductelor este important să se cunoască cărui caz de calcul îi corespunde valoarea maximă a loviturii de berbec. Pentru șocul hidraulic negativ, la deschiderea turbinei, un asemenea caz nefavorabil este încărcarea instantanee la puterea maximă, adică deschiderea turbinei de la α_{mg} (deschiderea corespunzătoare mersului în gol al agregatului) pînă la $\alpha_f = 1$. Pentru șocul pozitiv se consideră uneori că valoarea maximă a presiunii corespunde închiderii parțiale a turbinei, de la α_i pînă la $\alpha_f = 0$, la care șocul hidraulic va fi direct. Atunci

$$\xi_{max} = \frac{2T_1}{T_t}. \qquad (14.92)$$

Dar această formulă este valabilă doar dacă se consideră că viteza de închidere se păstrează constantă. Într-un asemenea caz, timpul de închidere parțială T'_t de la α_i pînă la $\alpha_f = 0$ este egal cu

$$T'_t = \alpha_i T_t, \qquad (14.93)$$

în care T_t este timpul de închidere totală a turbinei de la $\alpha = 1$ pînă la $\alpha = 0$.

Pentru a evita o valoare excesiv de mare a șocului direct, trebuie să se reducă viteza de închidere pe măsura micșorării α_i.

Regimul ideal și perfect de variație a deschiderii turbinelor, stabilit de G. I. Krivcenko, permite să se găsească structura cea mai avantajoasă a funcției

$$q_o^A = f(t),$$

în care q_o^A este debitul turbinei sau vanei cînd $H = H_0$.

Regimul ideal dă minimul absolut al presiunii de șoc în secțiunea finală a conductei pentru un timp dat de închidere a turbinei sau vanei și poate fi obținut punînd condiția că presiunea de șoc pe timpul închiderii sau deschiderii turbinei să fie constantă (fig. 14.18, *c*, curba *I*). În acest caz, deschiderea trebuie să varieze în salturi. De exemplu, în figura 14.18, *a* este dat regimul ideal de închidere pentru $T_t = 3$ s durata fazei $t_f = 0{,}75$ s.

În cazul regimului ideal de închidere, valoarea presiunii de șoc în secțiunea finală $A-A$ a conductei la închiderea completă ($\alpha_f = 0$) este egală cu

$$\varepsilon_i^A = \frac{2\rho}{2m+1}, \qquad (14.94)$$

unde: m este numărul de faze, $m = cT_t/2L \geqslant 1$.

În cazul regimului ideal de închidere, valoarea presiunii de șoc pe toată lungimea conductei este identică, egală cu ζ_i^A (analog cu cazul închiderii instantanee). Regimul ideal de închidere permite să se micșoreze considerabil valoarea presiunii de șoc, însă realizarea lui practică nu este posibilă.

Regimul perfect de închidere (epura loviturii din figura 14.18, *c*, curba *II*) dă o valoare ceva mai mare a presiunii de șoc decît regimul ideal în secțiunea finală a conductei, însă realizarea în practică a acestui regim este posibilă. În figura 14.18, *b* se arată regimul perfect de închidere, care este determinat pentru aceleași condiții ca și cel ideal. Valoarea presiunii de șoc în cazul regimului perfect de variație a deschiderii pentru secțiunea finală $A-A$ a conductei se determină cu următoarea relație

$$\xi_o^A = \xi_o^A\left[\left(\alpha_i + \frac{\alpha_f^2 \xi_o^A}{2(1-h^0)}\right) - \sqrt{\left(\alpha_i + \frac{\alpha_f^2 \xi_o^A}{2(1-h^0)}\right) - \alpha_i^2 + \alpha_f^2}\right]; \qquad (14.95)$$

în care: ξ_o^A este valoarea presiunii de șoc la închiderea completă a turbinei. Cînd $\alpha_f = 0$, din formula (14.95) se obține $\xi_c^A = \xi_o^A \alpha_i$

$$\xi_o^A = \frac{2\rho}{2m-1}. \qquad (14.95')$$

Formula (14.95) este universală și poate fi folosită pentru calculul oricărui caz de lovitură de berbec. Trebuie doar să se ia în considerare faptul că în cazul șocului hidraulic direct, cînd $T < 2L/c$, m este egal cu unitatea. Legea de variație a deschiderii pentru regimul perfect se stabilește prin calcul. În cazul regimului perfect, presiunea de șoc în lungul conductei descrește liniar pe măsura apropierii de capătul din amonte al conductei.

Tabel sintetic de formule pentru calculul loviturii de berbec în conducte unifilare la variația liniară a deschiderii vanei în timp

Felul loviturii	Condițiile de apariție	Valoarea de calcul a loviturii	Numărul formulelor	Condiții de aplicare	Valorile coeficienților
Lovitură directă	T_i sau $T_d < \frac{2L}{c}$	$\Delta H = \frac{cv_i}{q}$ sau $\xi = 2\rho q_i$	(14.87)	Numai pentru închidere completă $\alpha_f = 0$ $q_f = 0$	$\xi = \frac{\Delta H}{H_0}$; ρ din (14.85) ; T_i din (14.84)
		$\xi = 2\rho\left[\left(\alpha_i + \frac{\rho\alpha_f^2}{1-h^0}\right) - \sqrt{\left(\alpha_i + \frac{\rho\alpha_f^2}{1-h^0}\right)^2 - \alpha_i^2 + \alpha_f^2}\right]$	(14.90) pentru lovitura directă $\alpha_1 = \alpha_f$	Pentru deschidere și pentru cazul închiderii incomplete $\alpha_f > 0$	
Lovitură indirectă	T_i sau $T_d > \frac{2L}{c}$	$\xi_1 = 2\rho\left[\left(\alpha_i + \frac{\alpha_1^2}{1-h^0}\right) - \left(\alpha_i + \rho\frac{\alpha_1^2}{1-h^0}\right)^2 - \alpha_i^2 + \alpha_1^2\right]$	(14.90)	În cazul loviturii în prima fază (fig. 14.17)	h^0 din (14.89, *a*) pentru turbinele reactive și $h^0 = 0$ pentru turbine active și vane
		$\xi = \frac{T_i\Delta q}{2T}\left[\frac{T_i\Delta q}{T(1-h^0)} \pm \sqrt{\left(\frac{T_i\Delta q}{T(1-h^0)}\right)^2 + 4}\right]$	(14.91)	În cazul loviturii limită (fig. 14.17)	

Observație. În cazul în care diametrul și grosimea pereților sînt valabile în lungul conductei, se pot obține rezultate suficient de exacte dacă în calculul după formulele expuse în tabel se utilizează valorile medii ale lui c și ρ, care se calculează cu următoarele formule:

$$c_m = \frac{L}{\sum \frac{l_i}{c_i}} \qquad m = \frac{\Sigma \rho_i l_i}{L}.$$

Cu c_m și ρ_m s-au notat valorile medii ; mărimile cu indicele i se determină pentru fiecare sector al conductei de lungime l_i ; L — lungimea totală conductei.

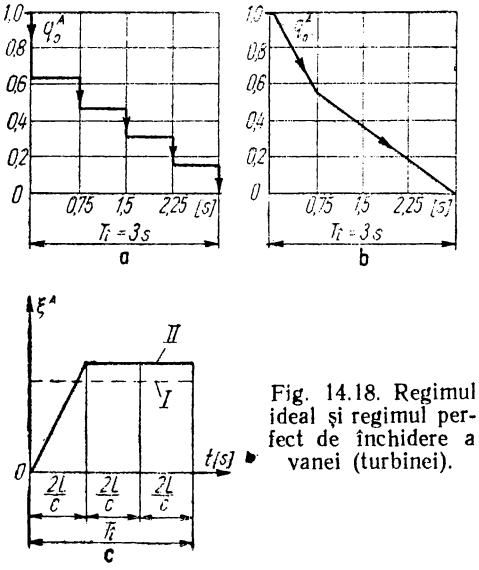


Fig. 14.18. Regimul ideal și regimul perfect de închidere a vanei (turbinei).

Stabilizarea presiunii în conductă după terminarea închiderii sau deschiderii turbinei. În calcul trebuie să se ia în considerare regimul nepermanent de mișcare a apei în conductă, nu numai în perioada de timp cînd are loc variația deschiderii conductei, ci și în perioada de după terminarea operației de deschidere sau de închidere. Formulele (14.91) și (14.95) arată că la terminarea închiderii (deschiderii) presiunea din conductă nu este egală cu presiunea corespunzătoare regimului permanent. După oprirea organului de reglare, presiunea de șoc în conductă se reduce și, dacă pierderile de sarcină se neglijează, în toate fazele ulterioare, are loc relația

$$\frac{\xi_{m+1}^A}{\xi_m^A} = \frac{\xi_{m+2}^A}{\xi_{m+1}^A} = \ldots = \frac{\rho q_{of}^A - 1}{\rho q_{of}^A + 1}. \qquad (14.96)$$

În această expresie, ξ_m^A este presiunea de șoc relativă corespunzătoare sfîrșitului închiderii (deschiderii) vanei sau turbinei.

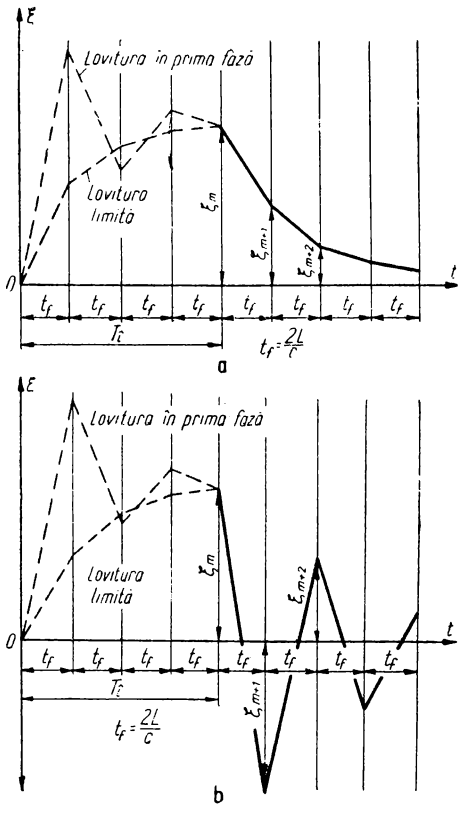


Fig. 14.19. Stabilizarea presiunii în conductă după terminarea deschiderii sau închiderii vanei (turbinei):
a — variație aperiodică a presiunii; *b* — variație oscilantă amortizată.

Sînt posibile două cazuri:

— dacă $\rho q_{of}^{A} > 1$, atunci

$$\frac{\rho q_{of}^{A} - 1}{\rho q_{of}^{A} + 1} > 0,$$

deci, reducerea presiunii are loc aperiodic (fig. 14.19, *a*);

— dacă $\rho q_{of}^{A} < 1$, atunci

$$\frac{\rho q_{of}^{A} - 1}{\rho q_{of}^{A} + 1} < 0,$$

deci, presiunea de șoc în fiecare fază ulterioară își schimbă semnul; dacă în urma închiderii $\xi_m > 0$ (șoc hidraulic pozitiv), în faza următoare $\xi_{m+1} < 0$ (șoc hidraulic negativ). Procesul de uniformizare a presiunii constă din oscilații periodice amortizate ale presiunii în conductă (fig. 14.19, *b*). Presiunea de șoc de semn invers, în faza următoare, după terminarea manevrării organului de închidere se numește, uneori, *contralovitură de berbec*.

Este deosebit de important cazul contraloviturii de berbec la închiderea completă a turbinei sau vanei, cînd $q_{of}^{A} = 0$. În acest caz, formula (14.96) devine

$$\frac{\xi_{m+1}}{\xi_m} = \frac{\xi_{m+2}}{\xi_{m+1}} = \ldots = -1, \qquad (14.96')$$

adică la închiderea completă, presiunea de șoc negativă ξ_{m+1} din conductă este egală ca valoare absolută cu presiunea de șoc pozitivă ξ_m și evoluția presiunii are loc sub forma unor oscilații întreținute de presiune. În condiții reale, desigur, aceste oscilații se amortizează ca rezultat al disipării energiei. Formulele expuse nu țin seama de existența frecărilor. Mărimea ξ_m trebuie determinată cu formula (14.87) în cazul șocului hidraulic direct și cu formulele (14.91) și (14.95) în cazul șocului hidraulic indirect. Se poate întîmpla ca presiunea de șoc la șocul indirect, obținută ca rezultat al închiderii conductei (contralovitura de berbec), să depășească presiunea de șoc, corespunzătoare deschiderii. Această situație impune, de asemenea, o limitare a valorii maxime admisibile a șocului pozitiv.

De exemplu, pentru sarcina $H_0 = 60$ m, la închiderea completă ($q_{of}^{A} = 0$) s-a obținut $\xi_m = 1{,}3$. Aceasta înseamnă că în secțiunea aval a conductei presiunea maximă devine $H = 60(1 + 1{,}3) = 138$ m. Valoarea presiunii de șoc relative în acest caz, determinată cu formula (14.96) este egală cu $\xi_{m+1} = -1{,}3$. Rezultă că presiunea în secțiunea aval a conductei la sfîrșitul fazei următoare, după terminarea închiderii, este $(1 - 1{,}3)60 = -18$ m. Dacă această secțiune este situată la nivelul biefului aval, atunci în conductă va avea loc o întrerupere a continuității curentului, deoarece vidul de 18 m depășește valoarea limită de 10 m H_2O; prin urmare, este necesar să se ia măsuri pentru reducerea valorii șocului pozitiv.

Construirea liniei piezometrice în lungul conductei. Toate formulele pentru calculul loviturii de berbec dau valoarea presiunii de șoc în secțiunea de capăt, finală, a conductei $A-A$ (fig. 14.20). Pentru proiectarea conductelor trebuie să se cunoască presiunea în orice altă secțiune.

Pentru șocul hidraulic pozitiv și negativ la limita reglării, precum și pentru regimul perfect de variație a deschiderii, valoarea presiunii de șoc ΔH variază liniar în lungul conductei. Pentru construirea epurei presiunii, conducta se liniarizează și în secțiunea $A-A$ se trece mărimea ΔH^{A}, calculată cu formulele (14.91) sau (14.95) (fig. 14.20, *a*). Epura presiunii de șoc pozitiv ΔH se amplasează deasupra liniei nivelului static al biefului amonte.

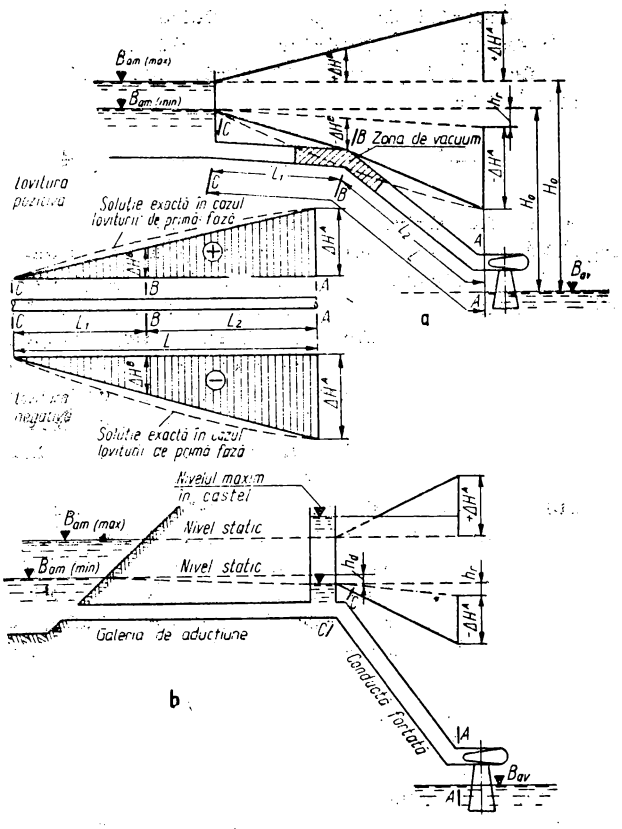


Fig. 14.20. Distribuția presiunii la șoc pe lungimea conductei:
a — în cazul aducțiunii fără castel de echilibru;
b — în cazul aducțiunii cu castel de echilibru.

În cazul aducțiunilor sub presiune cu castel de echilibru, epura presiunilor se amplasează deasupra nivelului static (fig. 14.20, *b*). În cazul unor aducțiuni de lungime foarte mare cu pierderi de sarcină considerabile, acest mod de însumare a presiunilor poate să ducă la o oarecare majorare a presiunii în conductă. În astfel de cazuri, se poate recomanda să se construiască epura presiunii de șoc deasupra nivelului apei din castelul de echilibru corespunzător momentului în care presiunea în conductă atinge valoarea maximă sau corespunzător momentului inițial. În cazul șocului hidraulic negativ, epura presiunii de șoc se construiește de la nivelul minim al biefului amonte[1] și de la linia piezometrică a conductei cu considerarea pierderilor de sarcină. În cazul aducțiunii cu castel de echilibru, epura presiunii de șoc negativ se construiește sub linia piezometrică cu considerarea pierderilor de sarcină în aducțiune și în conducta forțată. Rezultate mai exacte pot fi obținute prin luarea în considerație a scăderii nivelului apei în castelul de echilibru pe timpul deschiderii turbinei.

Uneori și pentru lovitura din prima fază se adoptă cu aproximație distribuția liniară a presiunii de șoc în lungul conductei. Determinarea mai exactă a valorii presiunii în orice secțiune pentru șocul negativ din faza întîi, se efectuează după aceeași formulă (14.90), însă în acest caz ea trebuie raportată la secțiunea examinată, neglijînd sectorul conductei situat în aval. Astfel, dacă este necesar să se afle valoarea presiunii în secțiunea $B-B$ (fig. 14.20, *a*), atunci valoarea coeficientului ρ nu se modifică, însă la determinarea constantei de inerție T_i și a duratei fazei t_f trebuie să se introducă în loc de L lungimea L_1. Succesiunea de calcul a loviturii de berbec se păstrează.

Pentru șocul pozitiv din faza întîi, calculul se efectuează cu formula (14.90), dar pentru secțiunea $B-B$, de exemplu, avem $\Delta H^B_{max} = \Delta H^A_{max} - \Delta H^{AB}$ unde ΔH^{AB} se determină cu formula (14.90) pentru valori T_1 și ρ, corespunzătoare lungimii conductei între secțiunile $A-A$ și $B-B$, adică L_2 (fig. 14.20, *a*).

Exemplu de calcul. Lungimea conductei $L = 400$ m; diametrul $d = 4$ m; debitul $Q_{max} = 44$ m³/s; sarcina $H_0 = 100$ m; $n_s = 200$; timpul de închidere și de deschidere a turbinei $T = 3$ s; viteza de propagare a loviturii $c = 1\,000$ m/s. Să se determine presiunea de șoc la închiderea turbinei de la $\alpha_i = 1$ pînă la $\alpha_f = 0$ și la deschidere de la $\alpha_i = 0{,}2$ pînă la $\alpha_f = 1$ în secțiunea terminală $A-A$ a conductei și în secțiunea $B-B$ la distanța $L_1 = 150$ m de la bazinul de alimentare (fig. 14.20, *a*); $f = 12{,}5$ m².

Rezolvare. 1. Cu formula (14.85) obținem valoarea coeficientului de secțiune

$$\rho = \frac{cQ_{max}}{2gH_0 f} = \frac{1\,000 \cdot 44}{2 \cdot 9{,}81 \cdot 100 \cdot 12{,}5} = 1{,}78.$$

Cu formula (14.84) determinăm constanta de inerție

$$T_i^A = \frac{Q_{max} L}{gH_0 f} = \frac{44 \cdot 400}{9{,}81 \cdot 100 \cdot 12{,}5} = 1{,}43 \text{ s}.$$

Cu formula (14.89, *a*) stabilim valoarea parametrului h_0

$$h^0 = 0{,}5 - \frac{200}{600} = 0{,}17;$$

2. Pe diagrama din fig. 14.17, pentru valorile ρq_i și T_i/T rezultă că valoarea maximă a presiunii de șoc la închidere are loc la limita de reglare [formula de calcul (14.91)], iar pentru cazul deschiderii — în prima fază [formula de calcul (14.90)];

3. Șocul hidraulic pozitiv $\Delta q = 1$

$$\xi_T^A = \frac{1{,}43}{2{,}3}\left[\frac{1{,}43}{3(1-0{,}17)} + \sqrt{\left(\frac{1{,}43}{3(1-0{,}17)}\right)^2 + 4}\right] = 0{,}63;$$

$$\Delta H_A = 0{,}63 \cdot 100 = 63 \text{ m}.$$

Din asemănarea triunghiurilor se obține

$$\Delta H^B = 63\frac{150}{400} = 26{,}3 \text{ m};$$

4. Șocul hidraulic negativ
durata fazei

$$t_f^A = \frac{2 \cdot 400}{1\,000} = 0{,}8 \text{ s};$$

$$t_f^B = \frac{2 \cdot 150}{1\,000} = 0{,}3 \text{ s};$$

deschiderea la sfîrșitul primei faze:

— pentru secțiunea $A-A$ se determină cu formula (14.80)

$$\alpha_1 = 0{,}2 + \frac{t_f}{T} = 0{,}2 + \frac{0{,}8}{3} = 0{,}467;$$

[1] În acest caz, viteza în conductă, prin urmare și presiunea de șoc se obțin uneori ceva mai mici decît la sarcina normală de calcul; totuși, ținînd seama de posibilitatea apariției vacuumului în conducta forțată, situația nivelului minim în bieful amonte devine cea de calcul.

— pentru secțiunea $B-B$

$$\alpha_1 = 0{,}2 + 0{,}1 = 0{,}3$$

Din formula (14.90) se află

$$\xi_1^A = 2 \cdot 1{,}78\left[\left(0{,}2 + \frac{1{,}78 \cdot 0{,}467^2}{1 - 0{,}17}\right) - \sqrt{\left(0{,}2 + \frac{1{,}78 \cdot 0{,}467^2}{1 - 0{,}17}\right)^2 - 0{,}2^2 + 0{,}467^2}\right] = -0{,}427;$$

$$\xi_1^B = 2 \cdot 1{,}78\left[\left(0{,}2 + \frac{1{,}78 \cdot 0{,}3^2}{1 - 0{,}17}\right) - \sqrt{\left(0{,}2 + \frac{1{,}78 \cdot 0{,}3^2}{1 - 0{,}17}\right)^2 - 0{,}2^2 + 0{,}3^2}\right] = -0{,}21,$$

sau

$$\Delta H^A = -100 \cdot 0{,}427 = -42{,}7 \text{ m}$$

și

$$\Delta H^B = -100 \cdot 0{,}21 = -21 \text{ m}.$$

Dacă se calculează din asemănarea triunghiurilor, rezultă

$$\Delta H^B = -42{,}7 \frac{150}{400} = -16 \text{ m},$$

deci o valoare mai mică a presiunii de șoc în valoare absolută decît se obține printr-o soluție mai exactă.

Calculul presiunii de șoc în cazul regimului perfect de variație a deschiderii turbinei. În condițiile închiderii complete, cu formula (14.95), pentru $m = \frac{1\,000 \cdot 3}{2 \cdot 400} = 3{,}75$, se obțin valorile

$$\xi_c^A = \frac{2 \cdot 1{,}78}{2(3{,}75 - 1)} = 0{,}548;$$

$$\Delta H_c^A = 100 \cdot 0{,}548 = 54{,}8 \text{ m},$$

adică mai mici decît cu formula (14.91) în cazul închiderii liniare.

Pentru deschiderea turbinei se aplică formula (14.95) și se obține

$$\xi_c^A = 0{,}548\left[\left(0{,}2 + \frac{1 \cdot 0{,}548}{2(1 - 0{,}17)}\right) - \sqrt{\left(0{,}2 + \frac{1 \cdot 0{,}548}{2(1 - 0{,}17)}\right)^2 - 0{,}2^2 + 1^2}\right] = -0{,}321$$

și respectiv

$$\Delta H_c^A = -100 \cdot 0{,}321 = -32{,}1 \text{ m}.$$

Presiunea de șoc obținută este mai mică (în valoare absolută) decît în cazul deschiderii liniare, determinată cu formula (14.90).

14.11. CALCULUL GRAFIC AL LOVITURII DE BERBEC

Metoda grafică pentru calculul loviturii de berbec permite să se construiască epura completă a variației presiunii în conductă pe întreaga durată a regimului nepermanent de mișcare a lichidului[1]. Cu această metodă, fără să se complice construcțiile, grafice se poate lua în considerare influența unui șir întreg de factori, care în cazul metodei analitice se neglijează complet sau, cel mult, se consideră parțial. De exemplu, în cazul metodei grafice este ușor de calculat și construit epura presiunilor pentru orice regim de variație a deschiderii vanei $\alpha = f(t)$, pe cînd în formulele analitice pentru această deschidere se adoptă o variație liniară. Metoda grafică permite să se ia în considerare caracteristica hidraulică reală a turbinei, a pompei sau a organului de închidere.

Metoda grafică este comodă la calculul loviturii de berbec în conductele complexe (cu diametre variabile și ramificate).

Construirea epurei presiunilor de șoc cu metoda grafică se bazează pe aplicarea ecuațiilor în lanț, care rezultă din soluția generală a ecuațiilor loviturii de berbec obținută de N. E. Jukovski. Dacă ne referim la o conductă oarecare (de exemplu, cea schițată în fig. 14.21), pe fiecare sector pe care diametrul și grosimea pereților se păstrează constante (sectoarele AC, CD și DE), se pot scrie următoarele două grupuri de ecuații în lanț

$$\begin{aligned} \xi_0^C - \xi_{t+\theta}^D &= 2\rho_{CD}\,(q_0^C - q_{t+\theta}^D); \\ \xi_0^D - \xi_{t+\theta}^C &= -2\rho_{CD}(q_0 - q_{t+\theta}^C). \end{aligned} \qquad (14.97)$$

În ecuațiile (14.97), scrise pentru sectorul CD al conductei, ξ este presiunea de șoc relative ($\xi = \Delta H/H_0$) în secțiunea notată prin indicele superior la momentul corespunzător indicelui inferior; q — debitul relativ sau viteza medie relativă de curgere în secțiunea dată a conductei,

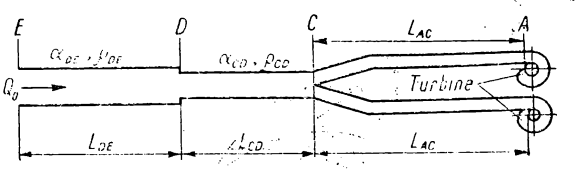


Fig. 14.21. Schema de calcul a unei aducțiuni complexe.

[1] Mai amănunțit despre calculul grafic al loviturii, vezi Kriveenko, G.I., Ghidravliceskii udar i ratsionalnîe rejimî regulirovaniia turbin ghidroelektrostanții, M., Gosenergoizdat, 1951; Mostkov, M. A., Ghidravliceskii spravocinik, M., Stroiizdat, 1954.

conform definiției (14.83); ρ — constanta de secțiune a conductei care se calculează pentru fiecare sector cu formula (14.85). Astfel, pentru sectorul *CD*

$$\rho_{CD} = \frac{c_{CD}\, Q_{max}}{2gH_0 f_{CD}},$$

în care: t este un moment oarecare; θ — timpul în care unda de presiune parcurge sectorul examinat. Pentru sectorul *CD*

$$t = \frac{L_{CD}}{c_{CD}}. \qquad (14.98)$$

Din punct de vedere geometric, fiecare din ecuațiile în lanț constituie ecuația unei drepte în sistemul de coordonate cu axele ξ, q; aceste drepte se folosesc pentru construcția grafică a epurei presiunilor de șoc.

În planul (q, ξ) se construiesc curbele caracteristice debit-presiune ale turbinei, pompei sau vanei $q^A = f(\alpha, \xi^A)$ sub forma unei familii de curbe cu parametrul α.

Debitul vanei, ajutajului, iar în primă aproximație și a turbinei cu reacțiune poate fi reprezentat cu o relație de forma

$$q^A = \alpha\sqrt{1 + \xi^A}. \qquad (14.99)$$

Liniile $q^A = f(\alpha, \xi^A)$ pentru $\alpha = \text{const}$ sînt parabole care trec prin punctul $\xi = -1$ [acestui punct îi corespunde sarcina (căderea) nulă].

Pentru turbinele hidraulice cu reacțiune, funcțiile $q^A = f(\alpha, \xi^A)$ se pot obține mai exact din caracteristica universală (topogramă) (Cap. 15).

Regimul instantaneu de funcționare a turbinei este determinat de deschiderea $\alpha(t)$ a vanei și de rapiditatea turbinei n'_{1t}, care, în conformitate cu formula (15.6) se calculează ținînd seama de presiunea de șoc cu relația

$$n'_{1t} = \frac{n_t D}{\sqrt{H}\sqrt{1 + \xi_t^A}},$$

în care: n_t — turația în momentul t; D — diametrul turbinei; H — sarcina (căderea) inițială. Variind mărimile n'_{1t} și $\alpha(t)$ în cîmpul caracteristicii universale a turbinei se obține traiectoria regimului instantaneu de funcționare în timpul reglării. Astfel de traiectorii instantanee sînt prezentate în fig. 14.22, în cazul debitului nul (linia *1*), prin micșorarea deschiderii de la α_0 la α_3 (linia *2*) și prin mărirea deschiderii de la α_4 la α_0 (linia 3).

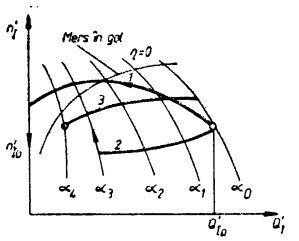


Fig. 14.22. Curbele capacității de evacuare relative a turbinei $q(\xi, \alpha)$ și traiectoria regimurilor instantanee.

Folosind formula (15.6), debitul turbinei se exprimă cu ajutorul relației

$$q^A = q_0\sqrt{1 + \xi^A},$$

în care: $q = Q'_{1t}/Q'_{10}$. Calculele se efectuează cu formula (14.99) în care α se înlocuiește cu q_0, iar q_0 se determină din regimul instantaneu de funcționare. Întrucît regimurile instantanee de funcționare depind ele însele de presiunea de șoc ξ^A, calculele se efectuează prin iterații succesive. Pentru simplificare, uneori se adoptă $n'_{1t} = n'_{10} = \text{const}$., ceea ce permite ca reglarea $\alpha(t)$ să fie exprimată cu relația $q_0(t)$ cu care se efectuează calculul loviturii de berbec.

Pentru a ilustra utilizarea în practică a ecuațiilor în lanț (14.97), în cadrul metodei grafice de calcul a loviturii de berbec se va prezenta un exemplu de construire a epurei presiunilor pentru o conductă simplă (fig. 14.23). Se cere să se construiască epura presiunilor în secțiunea finală a conductei pentru cazul închiderii complete a turbinei. Timpul de închidere este dat prin graficul $\alpha = f(t)$. Curbele caracteristice ale turbinei sînt construite pentru α_i, α_{2t}, α_{4t}, α_{6t}. Linia de deschidere nulă coincide cu axa ordonatelor. Fiecare punct din q, ξ definește un regim caracterizat printr-o valoare a presiunii și o valoare a vitezei în secțiunea respectivă a conductei. Punctul A_0, corespunzător situației de regim din secțiunea finală a conductei în momentul inițial este determinat de coordonatele $q^A = 1$ și $\xi^A = 0$. Regimul în secțiunea C se caracterizează prin valoarea constantă a presiunii, $\xi^C = 0$. Prin urmare, toate punctele de regim ale secțiunii C trebuie să fie situate pe axa absciselor q.

Prima ecuație din sistemul (14.97) are expresia

$$\xi_0^A - \xi_t^C = 2\rho(q_0^A - q_t^C), \qquad (14.100)$$

de unde din egalitatea $\xi_t^C = \xi_0^A$ rezultă că $q_t^C = q_0^A$, adică punctul C_t coincide cu punctul A_0.

În continuare, se scrie ecuația din grupul al doilea (14.97)

$$\xi_t^C - \xi_{2t}^A = -2\rho(q_t^C - q_{2t}^A). \qquad (14.101)$$

Aceasta este ecuația dreptei care trece prin punctul C și formează cu axa absciselor unghiul β, iar $\operatorname{tg}\beta = 2\rho$. Determinînd din datele inițiale mărimea ρ cu formula (14.85), se poate trasa dreapta căutată. În acest caz, este obligatorie respectarea raportului dintre scările ξ și q. Conform ecuației (14.101) punctul A_{2t} trebuie să se afle undeva pe această dreaptă. În același timp, este evident că punctul A_{2t} trebuie să se afle pe curba $q^A = f(\xi^A, \alpha_{2t})$ la deschiderea α_{2t}. Prin urmare, punctul A_{2t} se află la intersecția dreptei construite după formula (14.101) cu această curbă.

De aici se poate trage o concluzie importantă, că în planul ξ, q epura presiunilor în prima fază se figurează printr-o dreaptă.

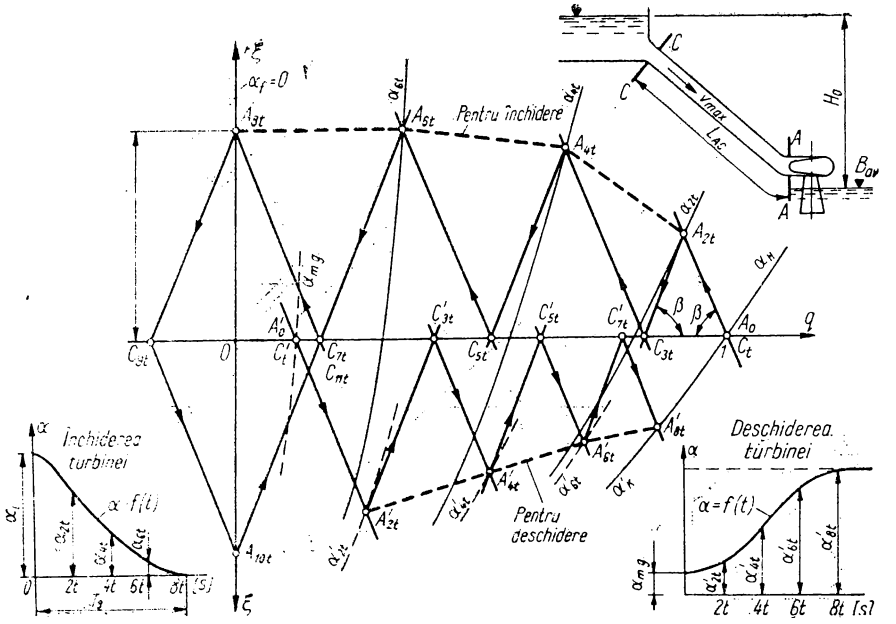


Fig. 14.23. Calculul grafic al loviturii de berbec (conductă simplă).

Cunoscînd A_{2t}, este ușor să se determine poziția punctului C_{3t} cu ecuația

$$\xi^A_{2t} - \xi^C_{3t} = 2\rho(q^A_{2t} - q^C_{3t}).$$

Aceasta este ecuația dreptei care trece prin punctul A_{2t} și intersectează axa absciselor sub unghiul β; totodată, $\operatorname{tg}\beta = 2\rho$. Cunoscînd că ξ^C este totdeauna egală cu zero, se află punctul C_{3t} la intersecția dreptei cu axa absciselor.

În continuare, ecuațiile pot să nu fie scrise, deoarece succesiunea de aflare a punctelor A și C se păstrează și se realizează prin ducerea dreptelor oblice sub unghiurile β. Prin punctele A_0—A_{8t} cu linie întreruptă este trasată epura presiunilor în timpul închiderii T_i. Construcția poate fi continuată. Deschiderea turbinei fiind egală cu zero ($\alpha = 0$), punctele A_{8t}, C_{9t}, A_{10t}, C_{11t} vor fi situate în vîrfurile unui romb, ceea ce caracterizează existența oscilațiilor de presiune întreținute, cu amplitudinea $\pm\xi_m$. Punctul A_{10t} corespunde contraloviturii și are o mare importanță pentru evaluarea posibilității de apariție a vacuumului și a valorii lui în conductă. Dacă închiderea este incompletă ($\alpha_f > 0$), oscilațiile de presiune vor fi amortizate și valoarea contraloviturii va fi mai mică.

Cunoscînd durata fazei $t_f = 2t$ cu formula (14.78) epura obținută poate fi reprezentată în funcție de timp prin curbele $\xi^A = f(t)$ și $q^A = f_1(t)$.

Construcția grafică pentru cazul deschiderii turbinei (fig. 14.23) nu diferă principial de cazul examinat mai sus al închiderii. De exemplu, se cere să se construiască epura presiunilor pentru deschiderea turbinei în timpul T_d de la deschiderea de mers în gol $\alpha_{m\cdot g}$ pînă la deschiderea completă α'_f. Variația deschiderii aparatului director al turbinei este dată de graficul $\alpha = f(t)$. Prin interpolare se determină poziția curbei corespunzătoare $\alpha_{m\cdot g}$. Punctele A'_0 și C'_t se vor afla la intersecția curbei $q^A = f(\xi, \alpha_{m\cdot g})$ cu axa absciselor. Scriind ecuația analoagă cu (14.101), se află punctul A'_{2t} la intersecția dreptei (14.101) cu curba q^A pentru deschiderea α'_{2t}, care poate fi determinată, de asemenea, prin interpolare. În continuare se află punctul C'_{3t} și toate punctele ulterioare pînă la A'_{8t}. Prin punctele A'_0—A'_{8t} se poate construi epura presiunii în secțiunea A. Dacă se continuă construcția pentru $\alpha = \alpha_f$ presiunea de șoc se amortizează treptat și regimul ajunge în punctul A_0.

Un caz mai complex este prezentat în fig. 14.24: calculul loviturii de berbec într-o conductă formată din două tronsoane de diametre diferite. Toate datele de calcul necesare sînt reprezentate pe desen. Succesiunea în care se realizează construcția grafică și ecuațiile de calcul pentru acest caz sînt prezentate mai jos:

— Din ecuația $\xi^B_{0.3} - \xi^A_{0.6} = 2\rho_{AB}(q^B_{0.3} - q^A_{0.6})$ și $q^A = f(\xi, \alpha_{0.6})$ se obține $A_{0.6}$;

— Din ecuația $\xi^A_{0.6} - \xi^B_{0.9} = 2\rho_{AB}(q^A_{0.6} - q^B_{0.9})$ și $\xi^C_{0.3} - \xi^B_{0.9} = 2\rho_{BC}(q^C_{0.3} - q^B_{0.9})$ se obține $B_{0.9}$;

— Din ecuația $\xi^B_{0.9} - \xi^C_{1.5} = 2\rho_{CB}(q^B_{0.9} - q^C_{1.5})$ și condiția $\xi^C = 0$ se obține $C_{1.5}$;

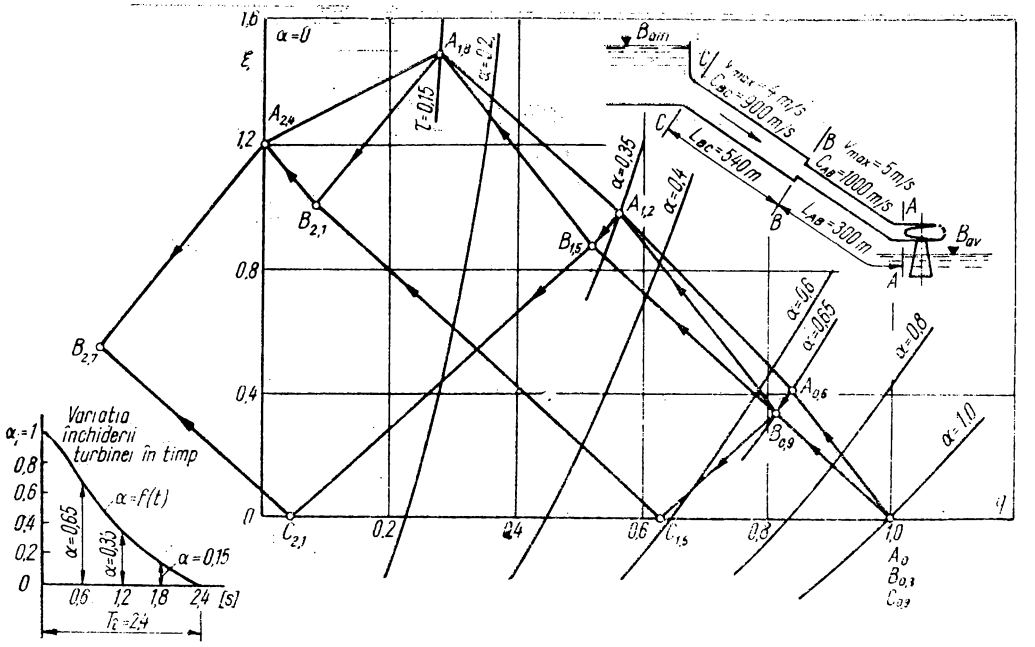


Fig. 14.24. Calculul grafic al loviturii de berbec (conductă complexă).

— Din ecuația $\xi^B_{0.9} - \xi^A_{1.2} = -2\rho_{AB}(q^B_{0.9} - q^A_{1.2})$ și $q^A = f(\xi, \alpha_{1.2})$ se obține $A_{1.2}$;

— Din ecuația $\xi^A_{1.2} - \xi^B_{1.5} = 2\rho_{AB}(q^A_{1.2} - q^B_{1.5})$ și $\xi^B_{0.9} - \xi^B_{1.5} = -2\rho_{BC}(q^C_{0.9} - q^B_{1.5})$ se obține $B_{1.5}$.

În continuare, succesiunea calculelor și a operațiilor grafice se repetă și nu este necesar să se scrie ecuațiile. Ca rezultat al construcției grafice se obțin concomitent epurele presiunilor în secțiunile $A-A$ și $B-B$.

Urmărind, acest exemplu, se poate generaliza cu ușurință metodica de determinare grafică a loviturii de berbec în cazul unor conducte formate din tronsoane diferite: poziția punctelor corespunzătoare secțiunilor extreme ale conductei se determină din una din ecuațiile din sistemul (14.97) și din condițiile la limită (pentru secțiunile cu nivelul liber $\xi = 0$; pentru secțiunile la turbine sau vane — din funcția $q = f(\xi, \alpha)$ și pentru secțiunile închise, turbina sau vana închisă, $q = 0$). Poziția punctelor corespunzătoare secțiunilor intermediare ale conductei se află din două sau mai multe ecuații ale sistemului (14.97), scrise pentru sectoarele conductei, alăturate secțiunii examinate. Dacă intervalele de timp necesare pentru parcurgerea de către undă a diferitelor sectoare ale conductei sînt t_1, t_2, t_3, atunci drept interval de calcul pentru construcția grafică trebuie să fie ales cel mai mare divizor comun al lor. Dar în acest caz, este adesea necesar să se efectueze calculele pentru intervale de timp foarte mici. Ca urmare, numărul de construcții grafice crește mult, ceea ce îngreuiază desfășurarea calculelor.

În scopul reducerii numărului de puncte de calcul, se admit abateri de la valorile t_i, de exemplu, în limite de $\pm 10\%$.

La întocmirea programelor de calcul al loviturii de berbec cu ajutorul calculatoarelor electronice se folosesc, de asemenea, ecuațiile în lanț (14.97), adoptîndu-se în acest scop un interval de timp modul Δ. Cînd se alcătuiește schema de calcul, conducta se consideră formată din sectoare, pentru care $t_i = k_i\Delta$, unde k_i este un număr întreg. Același procedeu poate fi aplicat și la calculul grafic al loviturii de berbec în conducte formate din mai multe tronsoane.

C. CASTELE DE ECHILIBRU

14.12. NOȚIUNI INTRODUCTIVE

Castelele de echilibru la centrale hidroelectrice (CHE) și centrale atomohidroelectrice (CAHE) cu derivații sub presiune se construiesc pentru evitarea loviturii de berbec în galeriile de aducțiune, reducerea presiunii de șoc în conductele forțate și îmbunătățirea condițiilor de reglare a agregatelor.

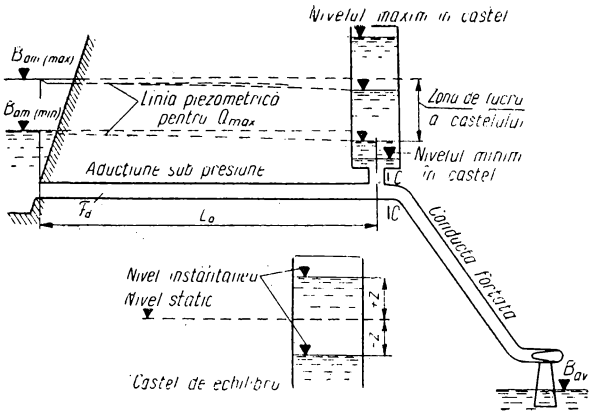


Fig. 14.25. Schema aducțiunii sub presiune cu castel de echilibru.

Necesitatea castelului de echilibru este determinată, în mare măsură, de valoarea constantei de inerție T_i (14.84) a aducțiunii sub presiune. Practica existentă arată că pentru CHE de mare putere, avînd o pondere relativ mare în sistemul energetic (pînă la 20—25%), este admisibilă o inerție a conductelor forțate

$$T_i = 3{,}5—4{,}5 \text{ s.}$$

Pentru CHE de putere mai mică lucrînd în sistemul energetic, inerția admisibilă a conductelor forțate este

$$T_i = 5{,}5—6{,}5 \text{ s.}$$

Cînd pe conductele aducțiunii se instalează descărcători

$$T_i = 12—15 \text{ s și mai mult.}$$

Dacă valoarea constantei de inerție a conductelor T_i depășește limitele indicate, amenajarea castelului de echilibru se impune. Stabilirea necesității introducerii castelului de echilibru în sistemul de aducțiune cu conducte sub presiune, ca și determinarea tipului lui și a soluției constructive, trebuie fundamentate pe bază de calcule tehnico-economice.

Cea mai largă utilizare o au următoarele tipuri de castele de echilibru (fig. 14.26):

— cilindric (fig. 14.26, *a*);

— cilindric cu conductă de racord la aducțiune (fig. 14.26, *b*);

— castel cu camere (fig. 14.26, *c*). Acest tip de castel se execută, de obicei, în rocă (subteran). Camerele se execută adesea sub formă de galerii laterale scurte; uneori, camera superioară se construiește la suprafață sub formă de bazin deschis;

— castel cu deversor (fig. 14.26, *d*). Adesea deversorul se amenajează în camera superioară (fig. 14.26, *e*), ceea ce permite să nu se piardă apa deversată și în același timp să se micșoreze întrucîtva volumul camerei superioare în comparație cu tipul indicat în fig. 14.26, *c*;

— castelul diferențial (fig. 14.26, *f*);

— castel cu diafragmă la bază (rezistență suplimentară) (fig. 14.26, *g*);

— rezervor pneumatic (fig. 14.26, *h*).

Toate dimensiunile principale ale castelului de echilibru se determină prin calcul hidraulic. Pentru aceasta trebuie avute în vedere următoarele condiții:

— Castelul trebuie să asigure reglarea stabilă a agregatelor, adică să nu permită apariția autooscilațiilor. Orice perturbații, însoțite de oscilații

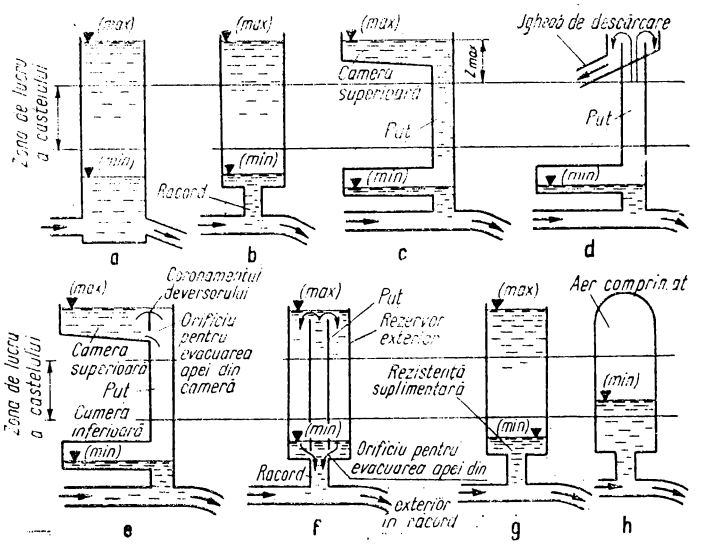


Fig. 14.26. Tipuri de castele de echilibru.

ale nivelului apei în castel, trebuie să fie obligatoriu amortizate. Aceasta se obține printr-o arie suficient de mare a secțiunii transversale a castelului în domeniul de funcționare a acestuia (figurile 14.25 și 14.26);

— În orice condiții de exploatare posibile nu se admite ridicarea nivelului apei peste marginea castelului, nefiind admisă deversarea apei în exterior, dacă acest lucru nu este prevăzut în construcția lui;

— Nu se admite pătrunderea aerului în conducta forțată, fapt ce poate apare în cazul volumului insuficient al castelului sau al camerei lui inferioare.

În conformitate cu aceste condiții, calculul hidraulic al castelului de echilibru constă în determinarea ariei minime a secțiunii lui transversale în zona de lucru care satisface condiția de funcționare stabilă a acestuia; determinarea nivelului maxim atins de apă în castel la închiderea bruscă a turbinei și a nivelului minim în castel datorită deschiderii sau închiderii rapide a turbinei. Nivelul minim al apei în castel la închiderea turbinei are loc la începutul celei de a doua jumătăți de perioadă.

14.13. BAZELE CALCULULUI HIDRAULIC AL CASTELELOR DE ECHILIBRU

De obicei, în schema de calcul folosită se neglijează influența conductelor forțate asupra oscilațiilor nivelului apei în castel și se consideră că variația debitului are loc într-o secțiune imediat aval de castelul de echilibru; totodată, luînd în considerare viteza relativ mare de închidere și deschidere a aparatului director la turbină, se admite adesea că variația debitului are loc instantaneu. Pereții aducțiunii se consideră neelastici, iar apa — incompresibilă.

În sistemul galerie de aducțiune — castel, mișcarea apei este complet definită prin următoarele ecuații diferențiale:

— Ecuația dinamică

$$\frac{dv}{dt} = \frac{g}{L_a}(z - h_r); \qquad (14.102)$$

— Ecuația de continuitate

$$\frac{dz}{dt} = \frac{1}{F_c}(Q_c - vF_a). \qquad (14.103)$$

În aceste ecuații: v este viteza medie a apei în aducțiune, în m/s; $v = Q_a/F_a$; Q_a — debitul în aducțiune, în m³/s; F_a — secțiunea transversală a aducțiunii, în m²; se presupune că F_a este constantă pe toată lungimea aducțiunii; L_a — lungimea aducțiunii, în m. Dacă secțiunea aducțiunii variază cu lungimea, atunci, adoptînd viteza de calcul v în secțiunea de lîngă castel, lungimea de calcul a aducțiunii se poate determina cu formula

$$L_a = \frac{\Sigma L_i v_i}{v}, \qquad (14.104)$$

în care: L_i și v_i sînt lungimile sectoarelor aducțiunii cu secțiune constantă și vitezele în aceste sectoare; z — coordonata care caracterizează poziția instantanee a nivelului apei în castel, în m; mărimea z se măsoară de la nivelul biefului amonte (fig. 14.25) și se consideră pozitivă dacă nivelul din castel se află sub nivelul biefului amonte; F_c — aria secțiunii castelului; Q_f — debitul conductelor forțate care pornesc din castel (pot exista una sau mai multe conducte); Q_f poate fi o mărime constantă sau o funcție de timp t sau o funcție de z; h_r — pierderile de sarcină pe traseul bieful amonte — castelul de echilibru. În cazul general,

$$h_r = \zeta_r \frac{1}{2g} |v| v \qquad (14.104.a)$$

Aici ζ_r este coeficientul total de pierderi de sarcină, care ia în considerare pierderile de sarcină în aducțiune și la intrarea în castelul de echilibru. Mărimea ζ_r depinde de tipul îmbinării castelului cu aducțiunea și de raportul debitelor Q_a și Q_f. În calcule se poate adopta

$$h_r = \left(\frac{\zeta_l}{2g} + \frac{L_a}{C^2R} + \frac{1}{2g}\right)|v|v + \frac{\zeta_{ra}}{2g}|v_c|v_c. \qquad (14.104.b)$$

Aici ζ_l este coeficientul tuturor pierderilor locale de sarcină în aducțiune; termenul al doilea din paranteză este coeficientul pierderilor de sarcină pe lungime; ζ_{ra} — coeficientul de pierdere de sarcină la îmbinarea galeriei de aducțiune cu castelul de echilibru;

$$v_c = \frac{Q_c}{F_a},$$

în care: Q_c este debitul castelului de echilibru. Mărimea ζ_{ra} poate să nu rămînă constantă la schimbarea sensului v_c. Pe baza ecuației (14.104, *b*) se poate scrie

$$h_r = h'_r + h_{ra}, \qquad (14.104.c)$$

unde h'_r corespunde condiției $v_c = 0$, respectiv condiției de regim permanent

$$h'_r = C'_r |v| v, \qquad (14.104.d)$$

în care:

$$C'_r = \frac{1}{2g}\zeta_l + \sum \frac{L_a}{C^2R} + \frac{1}{2g}, \qquad (14.104.e)$$

h_{ra}, conform (14.104, b), se exprimă în funcție de v_c. În calcule și în construcțiile grafice este mai comod să se opereze cu viteza (debitul) aducțiunii Q_a și a conductelor forțate Q_f. Se poate scrie

$$v_c = \frac{Q_a - Q_f}{F_a} = v - v_f$$

și în acest caz se obține

$$h_{ra} = C_{ra} | v - v_f | (v - v_f), \qquad (14.104.f)$$

în care:

$$C_{ra} = \frac{\zeta_{ra}}{2g}. \qquad (14.104.g)$$

La alegerea datelor inițiale pentru calcul este necesar să se ia în considerație următoarele:

— Pentru determinarea nivelului maxim al apei în castel și pentru calculul stabilității sistemului, cazul cel mai defavorabil are loc cînd valoarea pierderilor de sarcină în aducțiune este minimă, iar pentru calculul nivelului minim în castel, cazul cel mai defavorabil apare pentru valoarea maximă a pierderilor de sarcină în aducțiune. De aceea, luînd în considerare imposibilitatea de a prevedea cu precizie valoarea coeficienților de rugozitate în galeriile de aducțiune și modificările rugozității în timp, în calcul se introduc valorile limită probabile ale coeficienților de rugozitate;

— Criteriul de bază pentru calculul saltului maxim în castel este închiderea la avarie a turbinelor, care se alimentează din castelul de echilibru, ceea ce corespunde cu variația debitului Q_f de la valoarea maximă pînă la zero. Calculul se efectuează pentru nivelul maxim al apei în bieful amonte. Dacă la un singur castel sînt cuplate mai multe turbine, atunci pentru calculul la căderea de sarcină se poate considera că o parte din turbine se închid corespunzător regimului de mers în gol. În acest caz, debitul final va fi mai mare decît zero;

— Cazul limită cel mai defavorabil pentru calculul nivelului minim al apei în castel este pornirea la întreaga putere, respectiv creșterea debitului de la debitul turbinelor la mers în gol $Q_{m\cdot g}$ pînă la Q_{max}. Dar, luînd în considerare că în condițiile de exploatare o asemenea creștere a puterii este puțin probabilă, castelul se calculează uneori la o valoare mai mică a creșterii puterii (de exemplu, de la 50% putere pînă la 100%). Calculele pentru determinarea saltului minim în castel se efectuează pentru nivelul minim al apei în bieful amonte.

În practică, pentru efectuarea calculelor se utilizează metodele analitice și grafice de rezolvare a ecuațiilor (14.102) și (14.103), precum și calculatoarele analogice sau numerice. Metodele analitice sînt comode pentru calcule orientative. Metodele grafice permit rezolvarea problemelor cu luarea în considerare a unui număr mare de factori care influențează fenomenul, iar calculatoarele cifrice și analogice permit să se obțină soluții oricît de aproape de condițiile reale de funcționare a sistemului și dau posibilitatea să se analizeze rapid influența asupra soluției a unui număr mare de parametri.

14.14. DETERMINAREA SECȚIUNII MINIME A CASTELULUI

Formulele analitice pentru determinarea valorii minime (critice) a secțiunii castelului F_{cr}, care să satisfacă condiția de funcționare stabilă a CHE, sînt deduse pornind de la următoarele premize:

— regulatoarele automate ale turbinelor sînt ideale și asigură menținerea exactă a puterii constante cerute pentru turbină;

— amplitudinile oscilațiilor sînt mici.

Secțiunea critică a castelului de echilibru

$$F_{cr} = \frac{L_a F_a (1 + k_\eta)}{2gk\left\{H_0 - 2h_{rt} + 2\frac{v^2}{2g}\right\}}. \qquad (14.105)$$

Mărimea k se determină din relația următoare

$$k = \frac{h'_r}{v^2}. \qquad (14.106)$$

În formulele (14.105) și (14.106) h'_r este diferența dintre nivelurile apei în bieful amonte și în castelul de echilibru, în m, în regim permanent, determinată cu formulele (14.104) și (14.104, *e*); v — viteza în secțiunea de racordare a castelului cu aducțiunea; H_0 — căderea netă la turbină în regim permanent; h_{rt} — pierderile de sarcină în conducta turbinei;

$$k_\eta = \partial\left(\frac{\eta}{\eta_0}\right) / \partial\left(\frac{H}{H_0}\right)$$

ține seama de variația randamentului turbinei în raport cu variația căderii (sarcinii) și se determină pe caracteristica $N = \text{const}$. În funcție de regimul de funcționare a turbinei, $k_\eta > 1$ sau $k_\eta < 1$.

De obicei, valorile maxime F_{cr} se obțin în regimurile corespunzătoare valorii minime a căderii. Pentru castelele de echilibru diferențiale, secțiunea

critică F_{cr} se consideră secțiunea castelului exterior. Aria secțiunii castelului de echilibru F_c se recomandă să fie cu 10—15% mai mare decît aria secțiunii critice, asigurîndu-se astfel o amortizare suficient de rapidă a proceselor tranzitorii.

14.15. CALCULUL ANALITIC AL OSCILAȚIILOR DE NIVEL ÎN CASTELELE DE ECHILIBRU

a) **Castel de echilibru cilindric** (fig. 14.26, *a* ; *b*)

Ecuațiile (14.102) și (14.103) admit o soluție exactă dacă se presupune că $h_r = 0$, adică dacă se neglijează pierderile de sarcină în sistemul galerie de aducțiune — castel de echilibru. Cu toată neconcordanța evidentă a acestei soluții cu condițiile reale de funcționare a castelului, ea se aplică în calcule preliminare și pentru determinarea perioadei oscilațiilor în castel.

Dacă se neglijează pierderile de sarcină, în castel se produc oscilații întreținute, cu amplitudinea

$$z_{max} = \frac{Q_{ai} - Q_{af}}{F_a}\sqrt{\frac{L_a F_a}{gF_c}}, \qquad (14.107)$$

în care: Q_{ai} și Q_{af} sînt debitele în aducțiune la momentul inițial și la momentul final.

Perioada oscilațiilor în castelul de echilibru cilindric, în cazul neglijării frecărilor, se determină cu formula

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{L_a F_c}{gF_a}}. \qquad (14.108)$$

Timpul în care nivelul în castel atinge valoarea maximă sau minimă este $T/4$

Pentru castelul de echilibru cilindric, soluția analitică a ecuațiilor (14.102) și (14.103) pentru cazul închiderii instantanee totale a turbinei se poate obține și în cazul luării în considerație a pierderilor de sarcină. În acest caz, saltul maxim în castel, corespunzător închiderii totale a turbinelor ($Q_{af} = 0$) poate fi calculat cu următoarea relație

$$\frac{h_r}{\lambda} = \frac{z_{max}}{\lambda} - \ln\left(1 + \frac{z_{max}}{\lambda}\right), \qquad (14.109)$$

în care: z_{max} este mărimea căutată, se determină prin încercări sau grafic (fig. 14.27). În acest caz, trebuie să se aibă în vedere faptul că, dacă nivelul apei în castel se ridică mai sus de cota bieflui amonte (aceasta are loc totdeauna în cazul căderii totale a sarcinii) z_{max} trebuie luat cu semnul minus; h_r — diferența dintre nivelul apei din

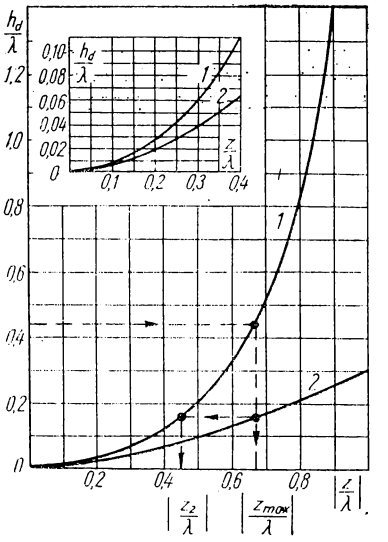


Fig. 14.27. Grafic pentru calculul oscilațiilor de nivel în castelele cilindrice, la închiderea completă a turbinelor.

bieful amonte și nivelul apei din castelul de echilibru la debitul inițial Q_{ai}, determinată cu formula (14.104, d). În fig. 14.27 sînt date valorile absolute $\left|\frac{z}{\lambda}\right|$ în care

$$\lambda = \frac{L_a F_a}{2kgF_c},$$

(notațiile sînt aceleași ca și în paragraful precedent).

Nivelul minim z_2, corespunzător căderii totale a sarcinii (a doua semiundă), se poate determina din relația următoare

$$\frac{z_{max}}{\lambda} + \ln\left(1 - \frac{z_{max}}{\lambda}\right) = \frac{z_2}{\lambda} + \ln\left(1 - \frac{z_2}{\lambda}\right). \qquad (14.110)$$

Mărimea căutată z_2 se calculează prin încercări după determinarea prealabilă a z_{max} din graficul din fig. 14.27. Pentru ușurarea calculelor, mărimea z_2 poate fi determinată din grafic cu ajutorul curbelor *1* și *2*, după cum se arată în figură.

Saltul minim în castel în cazul pornirii instantanee a turbinelor (creșterea debitului de la $Q_{a\cdot i}$ pînă la $Q_{a\cdot f}$) se determină cu următoarea formulă aproximativă

$$\frac{z_{min}}{h_{a\ max}} = 1 + \left(\sqrt{\varepsilon - 0{,}275\sqrt{m}} + \frac{0{,}05}{\varepsilon} - 0{,}9\right)(1 - m)\left(1 - \frac{m}{\varepsilon^{0.62}}\right) \qquad (14.111)$$

în care: $h_{a\ max}$ este diferența dintre nivelul apei în bieful amonte și cel din castel la debitul maxim prin aducțiune;

$$m = \frac{Q_{af}}{Q_{max}}.$$

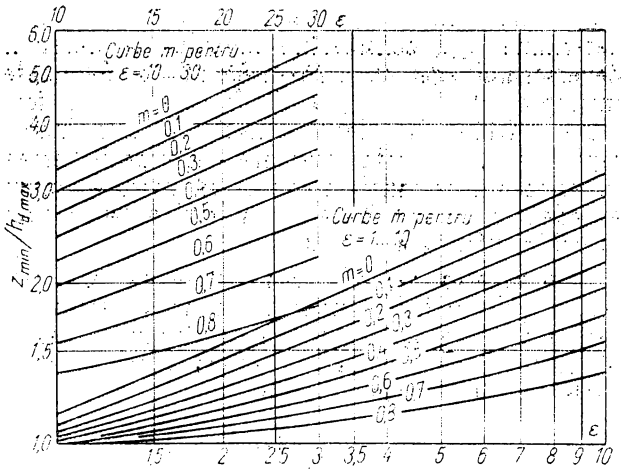


Fig. 14.28. Grafic pentru calculul coborîrii nivelului apei în castelele cilindrice la deschiderea turbinelor.

Valoarea minimă posibilă Q_{ai} corespunde debitului de mers în gol al turbinelor;

$$\varepsilon = \frac{L_a F_a v^2_{max}}{g F_c h^2_{r\,max}}. \qquad (14.112)$$

În (14.112) mărimile v_{max} și $h_{r\,max}$ corespund debitului Q_{max}. Soluția ecuației (14.111) poate fi obținută cu ajutorul curbelor din fig. 14.28.

b) **Castel de echilibru cu două camere și castel de echilibru cu deversor** (fig. 14.26, *d* și *e*)

Saltul maxim în castel în cazul căderii bruște de sarcină este egal cu

$$|z_{max}| = |z_{dev}| + |h_{dev}|, \qquad (14.113)$$

în care: z_{dev} este înălțimea coronamentului deversorului în camera superioară față de nivelul biefului amonte; h_{dev} — grosimea maximă a lamei deversate pe creasta deversorului; se determină prin calculul deversorului la debitul maxim. $Q_{dev} \approx Q_{max}$.

În cazul castelului cu *cameră superioară* (fig. 14.26, *e*) volumul ei W_{cs} trebuie să corespundă cu volumul total al apei scurse peste deversor. Dînd o valoare nivelului maxim al apei în castel (fig. 14.26, *c*) z_{max}, pentru cazul căderii bruște de sarcină se poate determina volumul necesar al camerei superioare, care trebuie să se găsească în totalitate sub nivelul z_{max}

$$W_{cs} = \frac{L_a F_a v^2_{max}}{2g h_{r\,max}} \ln\left(1 - \frac{1}{x_{max}}\right), \qquad (14.114)$$

în care: x_{max} este valoarea relativă a nivelului maxim în castel

$$x_{max} = \frac{z_{max}}{h_{r\,max}}. \qquad (14.115)$$

Pentru cazul căderii de sarcină x_{max} este negativ; v_{max} și $h_{r\,max}$ sînt mărimi corespunzătoare debitului maxim al aducțiunii Q_{max}.

Pentru calculul *camerei inferioare* se stabilește mai întîi cota minimă a apei în castel z_{min}. Nivelul inferior al camerei se ia ceva mai jos, în scopul asigurării unei rezerve de apă în ea. Volumul necesar al camerei inferioare W_{ci} pentru cazul pornirii instantanee a turbinelor se determină cu formula următoare

$$W_{ci} = \frac{L_a F_a v_f^2}{2g h_{rf}} \times$$

$$\times \frac{1}{2} \ln\left[\frac{x_{min} - 1}{x_{min} - m^2}\left(\frac{\sqrt{x_{min}} + 1}{\sqrt{x_{min}} - 1}\,\frac{\sqrt{x_{min}} - m}{\sqrt{x_{min}} + m}\right)^{\frac{1}{\sqrt{x_{min}}}}\right], \qquad (14.116)$$

în care: x_{min} este coborîrea relativă a nivelului apei în castel

$$x_{min} = \frac{z_{min}}{h_{rf}};$$

$m = Q_{ai}/Q_{af}$; Q_{ai} — debitul inițial; Q_{af} — debitul final al aducțiunii; h_{rf} — diferența dintre nivelul apei în castel și cel în bieful amonte la trecerea prin aducțiune a debitului Q_{af}.

Întregul volum al camerei inferioare W_{ci} trebuie să se situeze mai sus de nivelul z_{min} și mai jos de nivelul inferior al apei în castel, corespunzător debitului de regim permanent q_{max}. Pentru ușurarea calculelor, cu formula (14.116) în fig. 14.29 se prezintă un grafic ce permite determinarea mărimii

$$\frac{W_{ci}}{\dfrac{L_a F_a v^2_{max}}{g h_{r\,max}}},$$

în funcție de x_{min} și m.

c) **Castel de echilibru diferențial** (fig. 14.26, *f*)

O influență deosebită asupra funcționării castelului de echilibru diferențial o are rezistența orificiilor din partea inferioară a coloanei interioare (puțului interior). Pierderile de sarcină în orificii h_{or}, în unități relative δ au expresia

$$\delta = \frac{h_{or\,max}}{h_{r\,max}} = \frac{Q^2_{max}}{2g F^2_{or} \mu^2 h_{r\,max}}, \qquad (14.117)$$

în care: F_{or} este aria orificiilor, în m²; μ — coeficientul de debit al orificiilor (pentru calcule preliminare se poate adopta $\mu = 0{,}6 \div 0{,}8$).

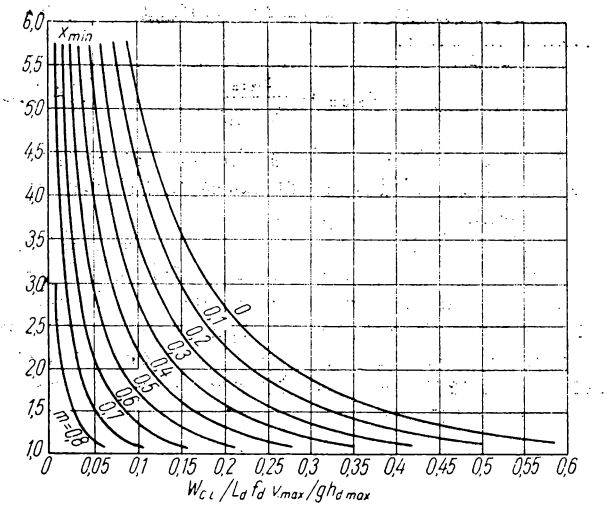


Fig. 14.29. Grafic pentru determinarea volumului camerei inferioare a castelelor de echilibru.

Ţinînd seama de faptul că pentru pornirea agregatelor şi căderea sarcinii se adoptă diferite valori ale coeficientului de debit μ (mai mari pentru căderea sarcinii), mărimea μ pentru aceste calcule va fi diferită (corespunzător se vor obţine δ' şi δ'').

Capacitatea de evacuare a orificiilor se determină pentru cazul pornirii agregatelor. Valoarea relativă a pierderilor de sarcină se determină pentru acest caz cu formula

$$\delta'' = \frac{x_{min} - m^2}{(1-m)^2}, \qquad (14.118)$$

în care: $x_{min} = z_{min}/h_{r\,max}$ se determină preliminînd mărimea z_{min} (scăderea maximă a nivelului în coloana interioară corespunzător cotei minime în bieful amonte), iar $m = Q_i/Q_{max}$. O dată determinat δ'', se calculează δ' din raportul $\delta'/\delta'' = \mu_2^2/\mu_1^2$, obţinut din (14.117) pentru cazul căderii sarcinii. După aceasta, se prelimină valoarea maximă a creşterii nivelului în castel peste nivelul biefului amonte z_{max} sau $x_{max} = z_{max}/h_{r\,max}$ (cu respectarea regulii semnelor pentru z). Coronamentul coloanei interioare se amplasează sub cota z_{max} cu mărimea h_{cor}. Adîncimea apei la deversorul inelar al coloanei interioare h_{cor} se consideră la deversarea debitului maxim Q_{cor}

$$Q_{cor} = Q_{max}\left(1 - \sqrt{\frac{1-x_{max}}{\delta'}}\right). \qquad (14.119)$$

Dimensiunea puţului (coloanei interioare) poate fi luată astfel încît aria secţiunii să fie egală, sau cu 20—25% mai mare decît aria secţiunii conductelor forţate ce pleacă spre turbină din castel.

Cunoscînd diametrul coloanei interioare, se poate determina h_{cor}, considerînd modulul de debit al deversorului egal cu 1,75—1,85 $m^{0.5}/s$. Se poate întîmpla că $1 - x_{max} \geqslant \delta'$. În acest caz, formula (14.119) îşi pierde sensul. Aceasta indică faptul că nu va exista deversare a apei peste partea superioară a coloanei interioare şi întregul volum excedentar de apă trece în castelul exterior prin orificiile inferioare ale puţului.

La căderea sarcinii, apa umple camera castelului prin orificiile inferioare şi prin partea superioară a coloanei interioare. Volumul maxim al apei W, care intră în camera propriu-zisă a castelului se determină cu formula

$$W = \frac{L_a F_a v_{max}^2}{2gh_{r\,max}} \times$$

$$\times \frac{\ln\left[1 + \dfrac{1}{-x_{max} - 0{,}15(x_{cor} - x_{max})}\right]}{1 - \dfrac{0{,}3 - x_{max}}{0{,}3 - 2x_{max}} \cdot \dfrac{1}{1 - \dfrac{2}{3}\sqrt{\dfrac{1-x_{max}}{\delta'}}} \cdot \dfrac{F_p}{F_p + F_c}}, \qquad (14.120)$$

în care:

$$x_{cor} = \frac{z_{cor}}{h_{r\,max}};$$

z_{cor} — supraînălţarea părţii superioare a puţului peste nivelul static, are semnul minus; $|z_{cor}| = |z_{max}| - h_{cor}$; F_c — aria secţiunii camerei exterioare a castelului fără puţ; F_p — aria puţului.

Tot volumul de apă W calculat cu formula (14.120) trebuie să încapă în camera castelului între cotele corespunzătoare nivelului iniţial $h_{r\,max}$ şi nivelul maxim z_{max}. Cunoscînd înălţimea, se poate afla diametrul camerei castelului. Totodată, diametrul camerei castelului trebuie să satisfacă şi condiţia (14.105) de funcţionare stabilă a agregatelor (stabilitatea oscilaţiilor în castel).

Valoarea nivelului minim în puţ la pornirea agregatelor a fost stabilită la determinarea lui δ'' cu formula (14.118). Este de dorit ca diametrul adoptat pentru camera castelului să asigure acelaşi nivel minim şi în camera exterioară ca şi în puţul (coloana) castelului. Pentru aceasta, raportul dintre ariile secţiunilor puţului şi camerei castelului trebuie să satisfacă expresia următoare

$$x_{min} = 1 + \left(\sqrt{0{,}5\,\varepsilon_1 + 0{,}275\sqrt{m}} + \right.$$

$$\left. + \frac{0{,}1}{\varepsilon_1} - 0{,}9\right)(1-m)\left(1 - \frac{m}{0{,}65\varepsilon_1^{0.62}}\right) \qquad (14.121)$$

în care:

$$\varepsilon_1 = \frac{\dfrac{L_a F_a v^2_{max}}{g(F_c + F_p)h^2_{r\,max}}}{1 - \dfrac{F_p}{2\left[1 - \dfrac{2}{3}(1-m)\right](F_p + F_c)}} \qquad (14.122)$$

Cunoscînd x_{min} și avînd aria secțiunii puțului F_p, din (14.121) și (14.122) se poate determina F_c. Dacă în realitate s-a adoptat o secțiune mai mare a camerei decît cea obținută din (14.121) și (14.122), coborîrea nivelului apei în cameră la punerea sub sarcină va fi mai mică decît în puț.

d) **Castelul de echilibru cu diafragmă** (fig. 14.26, *g*)

Pentru micșorarea amplitudinii oscilațiilor nivelului apei în castel la punerea sub sarcină și la căderea sarcinii (z_{max} și z_{min}) se introduce uneori o rezistență suplimentară sub forma unei diafragme sau se micșorează secțiunea (diametrul) racordului dintre rezervor și conducta de aducțiune. Introducerea unei rezistențe suplimentare în racord duce la mărirea presiunilor în conducta de aducțiune în timpul regimului nepermanent al mișcării apei. Datorită acestui fapt, alegerea și determinarea valorii rezistenței suplimentare necesită justificare corespunzătoare. Valoarea pierderilor de sarcină în conducta de legătură se compune, în principal, din pierderile de sarcină la îngustarea de secțiune și la lărgirea bruscă de secțiune în zona unde curentul intră în camera castelului.

Pentru cazul castelului cu diafragmă, în ecuația (14.102) h_r este determinat de expresiile (14.104), în care coeficientul de rezistență suplimentară la racordarea castelului cu aducțiunea depinde de tipul racordului și de dimensiunile lui.

Valoarea maximă a nivelului în castelul cu diafragmă pentru cazul căderii totale a sarcinii ($Q_{at} = Q_{max}$; $Q_{af} = 0$) se determină din ecuația următoare

$$\frac{x_{max}}{1+\eta} = \frac{\varepsilon}{2}\frac{1}{(1+\eta)^2}\left[1 - \frac{\varepsilon}{2(1+\eta)^2} - \frac{1}{1+\eta}\right] \cdot e^{-\frac{2(1+\eta)}{\varepsilon}(x_{max}+1)}, \qquad (14.123)$$

în care:

$$x_{max} = \frac{z_{max}}{h_{r\,max}} \qquad (14.124)$$

și, totodată, $h_{r\,max}$ se determină pentru condițiile inițiale, adică atunci cînd $v_0 = 0$. Mărimea $\eta = h_{r\,ad\,max}/h_{r\,max}$; $h_{r\,ad\,max}$ — pierderea de sarcină suplimentară datorită diafragmei debitului Q_{max}. Mărimea ε se determină din relația (14.112).

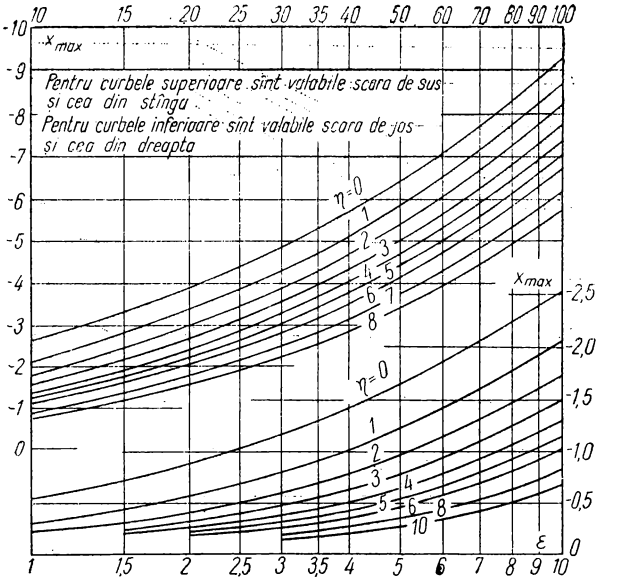


Fig. 14.30. Grafic pentru calculul ridicării nivelului apei în castel cu rezistență suplimentară la închiderea turbinelor.

Rezolvarea ecuației (14.123) în raport cu x_{max} este posibilă numai prin aproximații succesive. Pentru ușurarea calculelor în fig. 14.30 sînt prezentate graficele pentru determinarea directă a mărimii x_{max} după relația (14.123) în funcție de ε și η. Curba $\eta = 0$ din graficul din fig. 14.30 corespunde castelului cilindric simplu (fără diafragmă). Se subliniază faptul că în cazul de față se consideră variația instantanee a debitului conductei. Or, una din particularitățile castelelor de echilibru cu diafragmă constă în aceea că nivelul maxim nu apare la oprirea instantanee a turbinelor; se recomandă să se ia în considerare timpul de închidere a turbinei, ceea ce se poate face, de exemplu, cu ajutorul metodelor grafice.

Este necesar, de asemenea, să se țină seama de faptul că așa cum rezultă din încercările pe model și în natură, creșterea efectivă a nivelului la căderea sarcinii este mai mică decît cea dată de formula (14.123) și din calculele grafice (§ 14.16), în care se neglijează inerția apei în castelul de echilibru.

Determinarea nivelului minim în castelul de echilibru cu diafragmă pentru cazul punerii sub sarcină totală se poate efectua cu ajutorul graficului din fig. 14.31.

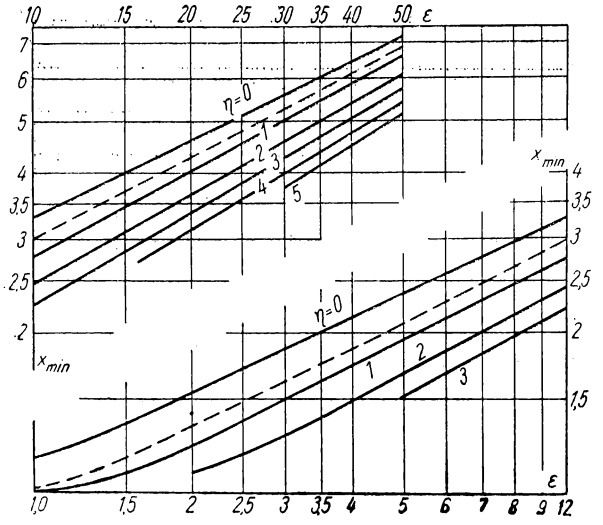


Fig. 14.31. Grafic pentru calculul coborîrii nivelului apei în castel cu rezistență suplimentară, la deschiderea turbinelor.

14.16. CALCULUL GRAFIC AL OSCILAȚIILOR NIVELULUI APEI ÎN CASTELELE DE ECHILIBRU

Metodele grafice și cele numerice se bazează pe rezolvarea sistemului de ecuații (14.102) și (14.103), scrise în diferențe finite

$$\Delta v = \frac{g}{L_a}(z - h_r)\Delta t; \qquad (14.125)$$

$$\Delta z = \frac{1}{F_c}(Q_c - vF_a)\Delta t. \qquad (14.126)$$

Precizia soluției acestor ecuații depinde în mod esențial de durata intervalului de timp luat în calcule Δt. La alegerea valorii Δt, numărul de puncte la construirea curbei de variație a nivelului în castel de la cel inițial pînă la cel minim sau maxim trebuie să fie de cel puțin 8—10. Pentru orientare, în cazul castelului de echilibru cilindric se poate adopta $\Delta t = \frac{T}{25} \ldots \frac{T}{30}$, unde T se determină din (14.108).

Pentru efectuarea calculului grafic trebuie să fie cunoscute toate dimensiunile castelului. Ele pot fi determinate în prealabil prin calcule analitice. Mai jos se dă o descriere a metodei grafice cu aplicație la castelul de echilibru cilindric. Pentru celelalte tipuri de castele de echilibru sînt indicate doar particularitățile construcțiilor grafice.

Castel de echilibru cilindric (fig. 14.26, *a* și *b*). Pentru determinarea nivelului maxim al apei în castel, calculul se efectuează în ipoteza închiderii totale instantanee a tuturor turbinelor, alimentate din castelul respectiv, cota apei în bieful amonte avînd valoarea maximă. Aceasta corespunde cu variația instantanee a debitului în secțiunea inițială a conductei forțate (secțiunea $C—C$, fig. 14.25), de la valoarea maximă pînă la zero.

Pentru reprezentarea grafică se adoptă următorul sistem de coordonate: pe axa absciselor se ia viteza apei în galeria de aducțiune, pe axa ordonatelor se trec distanțele în metri de la nivelul static al apei în bieful amonte. În acest caz, este necesar să se respecte riguros regula semnelor. Viteza se consideră pozitivă în situația în care curentul este îndreptat dinspre bieful amonte spre castel, iar distanțele (cotele) de la nivelul static se consideră pozitive dacă se măsoară în jos (fig. 14.25) și (14.32).

Scările pentru v și z se aleg în conformitate cu dimensiunea desenului, plecînd de la valoarea orientativă a saltului maxim în castel, obținută cu ajutorul uneia din formulele expuse mai sus. Succesiunea reprezentării grafice este următoarea:

— Se construiește curba h_r. Deoarece $\zeta_{r\ ad} = 0$ (lipsește rezistența suplimentară), conform (14.104,*b*) h_r are expresia

$$h_r = \left(\frac{\zeta_l}{2g} + \frac{L_a}{C^2R} + \frac{1}{2g}\right)|v|v, \qquad (14.127)$$

în care: ζ_l este coeficientul tuturor pierderilor de sarcină locale în aducțiune; C — coeficientul de pierdere de sarcină uniform distribuită (coeficientul Chézy); R — raza hidraulică a aducțiunii.

Uneori, pierderile de sarcină uniform distribuite se calculează cu formulele speciale pentru conductele sub presiune.

În cazul căderii de sarcină, în calcule se adoptă valorile minime ale coeficienților de pierdere de sarcină locale ζ_l și coeficientului de rugozitate n, posibile în condițiile date.

Valorile h_r calculate cu relația (14.127) se măsoară de la nivelul static al apei, cu semnul plus (în jos) pe axa z pentru valorile pozitive v și cu semnul minus (în sus) pentru valorile negative v (curgerea dinspre castel spre lacul de acumulare) (fig. 14.32).

— Se reprezintă grafic funcția $\Delta v = f(z - h_r)$. Cunoscînd mărimea de calcul Δt, se adoptă o valoare oarecare $(z - h_r)$ și se calculează Δv, cu formula (14.125). Valoarea obținută se trece pe axa v de la originea axelor de coordonate, iar $(z - h_r)$ — pe axa z.

— Se construiește funcția $\Delta z = f(v)$ definită de ecuația (14.126), presupunînd $Q_c = 0$. Funcția căutată reprezintă o dreaptă, care trece prin originea axelor de coordonate și prin punctul corespunzător vitezei maxime în aducțiune (fig. 14.32).

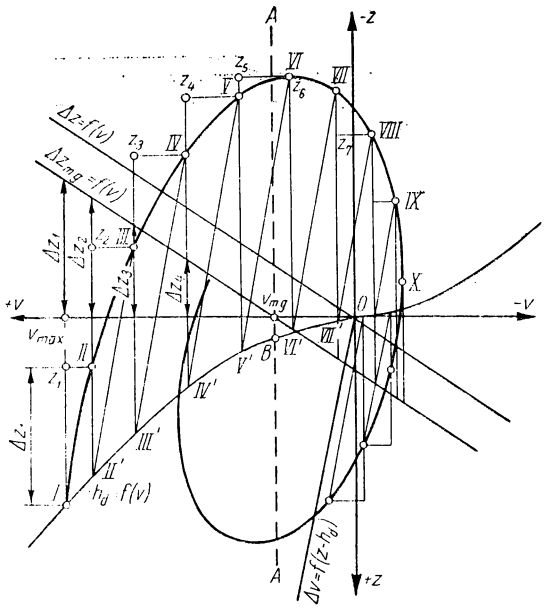


Fig. 14.32. Calculul oscilaţiilor de nivel al apei în castelele cilindrice, la închiderea turbinelor.

Să se construiască curba de variaţie a nivelului apei în castelul de echilibru la căderea totală de sarcină, adică la scăderea debitului de la Q_{max} la $Q_{m\,g}$ (indicele mg reprezintă mersul în gol), sau a vitezei de la v_{max} la $v_{m\,g}$. Pe axa v se trec mărimile v_{max} şi $v_{m\,g}$. Prin punctul $v_{m\,g}$ se duce o dreaptă paralelă cu axa z (linia întreruptă AA fig. 14.32) şi o dreaptă paralelă cu linia $\Delta z = f(v)$, care se notează $\Delta z_{m\,g} = f(v)$.

În momentul iniţial, nivelul din castel se află în punctul I. La sfîrşitul primului interval de timp Δt, nivelul creşte cu valoarea Δz_1, a cărei mărime se obţine pe dreapta $\Delta z_{m\,g}$. Se măsoară Δz_1 în sus de punctul I (punctul z_1) şi, ducînd prin I o dreaptă, paralelă cu linia $\Delta v = f(z - h_r)$, se găseşte punctul II, corespunzător nivelului şi vitezei în aducţiune la sfîrşitul primului interval de timp Δt.

Pentru găsirea punctului următor, din II se duce o dreaptă paralelă cu axa z şi se găseşte mărimea Δz_2, care se aşază de la punctul II în sus (punctul z_2). Mărimea $(z - h_r)$ pentru al doilea interval de timp se reprezintă prin segmentul $II' - z_2$. Ducînd prin punctul II' o dreaptă paralelă cu linia $\Delta v = f(z - h_r)$, se găseşte punctul III. Repetînd construcţia, se obţin punctele următoare: IV, V, ... pînă la intersecţia cu linia AA. La dreapta liniei AA, Δz îşi schimbă semnul şi, ca urmare, se măsoară în jos.

Ca rezultat al construcţiei se obţine curba integrală $z = f(v)$ (prin punctele I, II, III, ...), care constituie o spirală convergentă spre punctul B, adică nivelul corespunzător regimului permanent la un debit $Q_{m\,g}$. La trasarea curbei $z = f(v)$, trebuie să se aibă în vedere că în toate punctele de intersecţie cu dreapta AA, tangenta la curbă trebuie să fie paralelă cu axa v, iar în punctele de intersecţie cu linia $h_r = f(v)$, tangenta trebuie să fie paralelă cu axa z. Spirala $z = f(v)$ este uşor de transformat în caz de necesitate, în funcţia $z = f(t)$, avînd în vedere că intervalul de timp dintre două puncte consecutive ale construcţiei este acelaşi şi egal cu Δt. Dacă debitul final după căderea de sarcină este egal cu zero, linia AA coincide cu axa z.

În cazul creşterii de sarcină, construcţia grafică se execută cu aceleaşi axe de coordonate ca şi pentru căderea de sarcină. Calculul trebuie să se facă pentru nivelul minim al biefului amonte cu care coincide axa v. Prin acelaşi procedeu se trasează curba $\Delta v = f(z - h_r)$. Curba $\Delta z = f(v)$ se construieşte folosind relaţia (14.126) pentru $Q_C = Q_{a\,f}$ (fig. 14.33). La calculul punerii sub sarcină trebuie să se adopte valorile maxime posibile în condiţii date pentru coeficienţii pierderilor de sarcină locală ζ şi pentru coeficientul de rugozitate n.

Să se reprezinte grafic variaţia nivelului apei în castel la creşterea de sarcină corespunzătoare variaţiei instantanee a debitului de la $Q_C = Q_{a\,i}$ pînă la $Q_C = Q_{a\,f} < Q_{max}$ sau de la $v = v_i$ pînă la $v = v_f < v_{max}$. Prin punctul v_f de pe axa absciselor se duce dreapta CC paralelă cu axa z (linia întreruptă din fig. 14.33) şi dreapta paralelă cu linia $\Delta z = f(v)$, care se notează $\Delta z_f = f(v)$.

În momentul iniţial, nivelul apei în castel se află în punctul I. La sfîrşitul primului interval de timp Δt nivelul apei în castel coboară cu mărimea Δz_1, care se măsoară între axa v şi linia

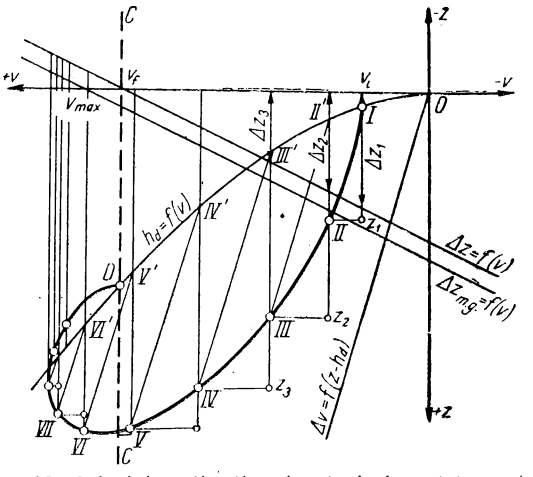


Fig. 14.33. Calculul oscilaţiilor de nivel al apei în castelele cilindrice, la deschiderea turbinelor.

$\Delta z_f = f(v)$. Poziția nivelului căutat se determină măsurînd din punctul I în jos segmentul Δz_1 (punctul z_1). Punctul II, corespunzător nivelului și vitezei în aducțiune la sfîrșitul primului interval de timp Δt se află ducînd prin punctul I o dreaptă paralelă cu linia $\Delta v = f(z - h_d)$ pînă la intersecția cu orizontala, care trece prin punctul z_1. Prin punctul II se duce o dreaptă paralelă cu axa z, pînă la intersecția cu axa v. Se obține mărimea Δz_2 și măsurînd-o de la punctul II în jos, se determină poziția nivelului apei în castel la sfîrșitul celui de al doilea interval de timp Δt (punctul z_2). Mărimea $(z - h_r)$ pentru intervalul al doilea de timp este determinată de segmentul $z_2 - II'$. Ducînd din punctul II' o dreaptă paralelă cu linia $\Delta v = f(z - h_r)$, se obține punctul III. Repetînd construcția, se obțin, în continuare, punctele IV, V etc. Trebuie să se țină seama de faptul că la stînga liniei CC se schimbă semnul Δz și, ca urmare, pentru aflarea nivelului apei în castel Δz trebuie așezat în sus. Ducînd prin punctele I, II, III... o curbă continuă, se obține curba integrală căutată $z = f(v)$ pentru condițiile inițiale date. Funcția $z = f(v)$ constituie o spirală care începe în punctul I și converge spre punctul D, corespunzător regimului permanent final. Trebuie să se țină seama de faptul că tangentele la spirală, duse în punctele de intersecție cu linia CC sînt paralele cu axa v.

Castel de echilibru cu camere (fig. 14.26, *c*). Pentru calculul grafic al castelului cu camere, alegerea axelor de coordonate și construirea curbelor $h_r = f(v)$ și $\Delta v = f(z - h_r)$ se efectuează la fel ca și în cazul castelului de echilibru cilindric.

În cazul calculului la căderea de sarcină, în locul dreptei Δz este mai comodă folosirea dreptei Δw, care reprezintă volumul apei intrate în castel în intervalul de timp Δt în funcție de viteza apei în aducțiune. Din (14.126) se obține

$$\Delta w = F_a(v_f - v)\Delta t \ [\text{m}^3], \qquad (14.128)$$

în care: F_a este aria secțiunii aducțiunii.

La calculul castelului cu camere este indicat se să adopte două intervale de timp de calcul: unul mai mic pentru perioada în care nivelul apei se află mai jos de nivelul camerei și altul mai mare, pentru perioada în care are loc umplerea camerei. În conformitate cu aceasta, se obțin liniile de calcul Δv_p și Δv_{cam} și două curbe: pentru puț (partea cilindrică a castelului) Δw_p și pentru cameră Δw_{cam} (fig. 14.34). În partea dreaptă a axei z se construiește graficul de creștere a volumului castelului în funcție de înălțime $w = f(z)$. Reprezentarea trebuie să înceapă de la un nivel situat sub $h_{r\,max}$. Este necesar ca scările volumelor să fie identice la construirea curbelor Δw și a graficului volumelor totale w.

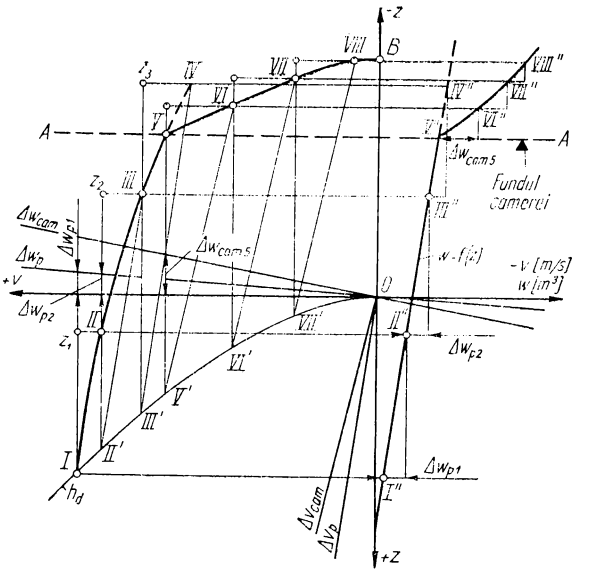


Fig. 14.34. Calculul oscilațiilor de nivel al apei în castel cu cameră superioară, la închiderea turbinelor.

Să se determine grafic creșterea nivelului apei în castel la reducerea instantanee a debitului conductei forțate de la valoarea Q_{max} pînă la zero, valori cărora le corespunde $v_i = v_{max}$ și $v_f = 0$ (fig. 14.34). În momentul inițial, nivelul apei în castel se află în punctul I. Ducînd din punctul I o dreaptă paralelă cu axa z, se obține Δw_{p1} (afluxul de apă în castel în primul interval de timp Δt) și se așază mărimea găsită la dreapta punctului I'', care se obține ducînd din punctul I o dreaptă paralelă cu axa absciselor, pînă la intersecția cu linia $w = f(z)$. Ducînd din capătul segmentului Δw_{p1} o dreaptă verticală pînă la intersecția cu curba $w = f(z)$, se obține noul punct II'', corespunzător creșterii nivelului în primul interval de timp. Din punctul II'' se duce o dreaptă orizontală pînă la intersecția cu verticala dusă anterior din punctul I (punctul de intersecție z_1). Din punctul I se duce o dreaptă paralelă cu linia Δv_p și se obține punctul II.

Pe verticala dusă din punctul II se obține Δw_{p2}, care se așază la dreapta punctului II''. Se află punctul III'' pe linia corespunzătoare nivelului z_2 la sfîrșitul celui de al doilea interval de timp Δt. Ducînd din punctul II' (pe linia h_r) o dreaptă paralelă cu linia Δv_p, se obține punctul III. Continuînd construcția, se obțin punctele următoare, pînă cînd curba care le unește intersectează linia AA (cota fundului camerei). În punctul V se trece numărul de ordine următor.

Din punctul V' (pe curba h_r), continuînd construcțiile în aceeași succesiune și folosind liniile Δw_f și Δv_f, se află poziția punctelor următoare VI, VII, ... De obicei, construcția se termină

în punctul B (umplerea maximă a camerei); dacă însă se dorește să se studieze complet regimul de amortizare a oscilațiilor, atunci construcția se continuă pînă cînd curba se va apropia de punctul corespunzător regimului permanent final (în cazul de față punctul O). La reprezentarea grafică trebuie să se aibă în vedere faptul că la dreapta ei mărimile Δw au semnul minus (golirea castelului în timpul Δt) și trebuie să fie măsurate la stînga curbei $w = f(z)$.

Cînd debitul final nu este egal cu zero, construcția grafică nu se modifică, fiind necesară doar translatarea liniilor Δw_p și Δw_f paralel cu ele însele, astfel încît să treacă prin punctul v_f de pe axa absciselor.

Calculul grafic al oscilațiilor în castelul cu cameră inferioară la creșterea de sarcină (deschiderea turbinei) nu diferă, în principiu, de construcția grafică pentru cazul căderii de sarcină.

În fig. 14.35 este prezentată construcția grafică pentru creșterea de sarcină corespunzătoare variației vitezei în aducțiune de la v_i pînă la $v_f = v_{max}$. Dacă viteza finală $v_f < v_{max}$, succesiunea construcției grafice nu se modifică, doar liniile Δw trebuie să fie translatate paralel, astfel încît să treacă prin punctul v_f de pe axa absciselor.

Castel de echilibru cu deversor (fig. 14.26, *d* și *e*). La castelul cu deversor, în cazul căderii de sarcină, alegerea axelor de coordonate și construirea liniilor Δz, Δv și h_r se efectuează ca și la castelul cilindric. Uneori, este indicat să se adopte intervale de timp de calcul diferite: mai mic pentru puț și mai mare pentru perioada cînd are loc curgerea peste deversor. În acest caz, se construiesc două sisteme de linii Δv și Δz.

Pe axa z se trece cota coronamentului deversorului z_{cor} și la această cotă se duce o linie orizontală AA (linie întreruptă, fig. 14.36). Deasupra dreptei AA se construiește curba CC $h_{cor} = f(v)$,

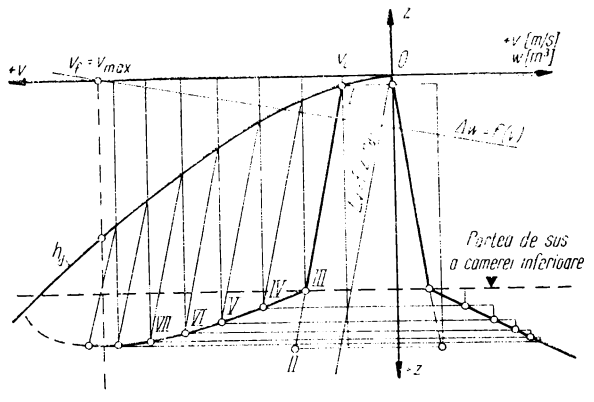


Fig. 14.35. Calculul oscilațiilor de nivel al apei în rezervor cu cameră inferioară, la deschiderea turbinelor.

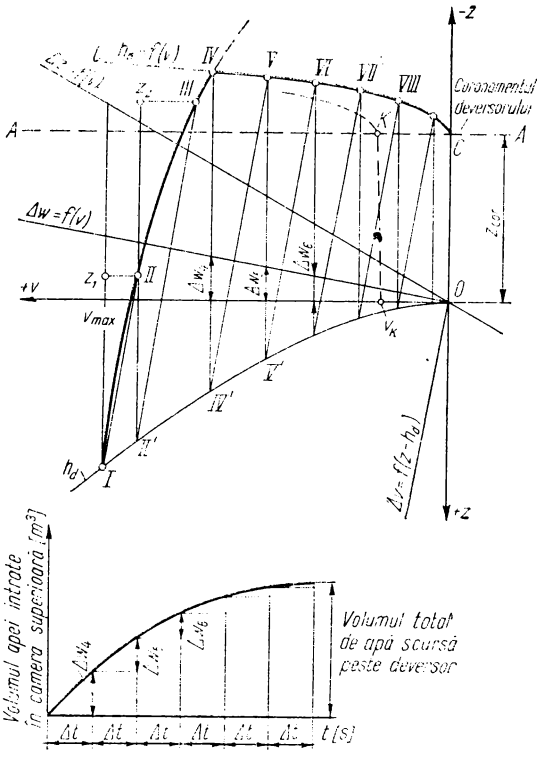


Fig. 14.36. Calculul oscilațiilor de nivel al apei în rezervor cu deversor, la închiderea turbinelor.

unde h_{cor} este grosimea lamei deversante (sarcina la deversor) la aceeași scară ca și z. La construcția grafică se ține seama de tipul deversorului (inelar, rectiliniu).

În fig. 14.36 se prezintă construcția grafică cu ajutorul căreia se determină variația nivelului apei în castelul cu deversor la căderea totală de sarcină, corespunzătoare variației vitezei în aducțiune de la $v_i = v_{max}$ pînă la $v_f = 0$. Construcția se începe din punctul I și se execută la fel ca și pentru castelul cilindric, pînă cînd linia dusă prin punctele I, II, III, ..., intersectează curba CC. În punctul de intersecție se pune numărul punctului următor (în cazul de față IV), se duce verticala pînă la intersecția cu linia h_r, din punctul IV se continuă construcția a cărei succesiune rezultă clar din figură.

Nivelul maxim al apei în rezervor este determinat de punctul IV; debitul maxim al deversorului este egal cu

$$Q_{cor\ max} = v_{IV} F_a.$$

Dacă apa deversată ajunge în camera castelului, se construiesc suplimentar linia $w = f(v)$ după (14.128) (regula de construcție este descrisă la calculul grafic al castelului cu camere) și graficul $w = f(t)$, unde w este volumul apei scurse peste

deversor în cameră în timpul t. Construcția grafică rezultă clar din figură. Dacă viteza finală v_f este diferită de zero, atunci construcția se păstrează, trebuie doar ca linia z_a să fie construită din punctul K (fig. 14.36), corespunzător vitezei finale v_f și prin ea să se ducă linia Δw.

La creșterea de sarcină, castelul cu deversor funcționează fie ca un castel de echilibru cilindric, fie ca un castel cu cameră inferioară.

Castel de echilibru cu diafragmă (fig. 14.26, *g*). Regulile și succesiunea construcțiilor grafice la castelul cu diafragmă sînt aceleași ca și la castelul de echilibru cilindric. Diferența constă doar în construirea curbei de pierdere de sarcină. Separat se construiește curba h'_r (după formula 14.104, d) pentru regimul permanent și curba $h_{r\,ad}$ a rezistenței suplimentare dată de diafragmă, după formula (14.104, f). Apoi se determină curba totală h_r cu formula (14.104, c).

În fig. 14.37 se prezintă construcția grafică a oscilației nivelului apei în castelul cu diafragmă, pentru cazul căderii de sarcină și variației corespunzătoare a vitezei curentului în aducțiune de la $v_i = v_{max}$ pînă la $v_f = 0$. Nivelul apei în castel se află inițial în punctul I. Poziția punctului II se determină ducînd prin punctul I' o dreaptă paralelă cu dreapta $\Delta v = f(z - h_r)$, deoarece pentru primul interval de timp $z - h_r$ se reprezintă prin segmentul $z_1 - I'$. Prin același procedeu se obține poziția punctelor următoare. Dacă $v_f > 0$, construcția se face la fel, cu singura diferență că aici curba $h_{r\,ad}$ este translatată spre stînga, păstrînd valoarea ordonatelor tuturor punctelor ei, astfel încît ea să intersecteze axa absciselor în punctul v_f, conform relației (14.104, f).

Pentru proiectarea galeriei de aducțiune este important să se cunoască cu cît crește presiunea în secțiunea ei finală la căderea de sarcină. Curba de variație a presiunii în secțiunea finală a galeriei de aducțiune $p = f(v)$ se obține din curba I, II, III, ..., adăugînd la ordonatele ei, cu semnul corespunzător, ordonatele $h_{r\,ad}$ (punctele I''', II''', III'''...). Trebuie să se aibă în vedere faptul că în perioada închiderii turbinei, presiunea în secțiunea finală a aducțiunii poate fi ceva mai mare decît cea rezultată din acest calcul, datorită rezistenței și acțiunii forțelor de inerție la creșterea rapidă a vitezei de mișcare a apei în castel de la viteza nulă pînă la cea maximă.

În cazul creșterii de sarcină (deschiderea turbinei), construcția grafică a oscilațiilor nivelului apei în castelul cu diafragmă nu diferă mult de cea descrisă mai sus pentru castelul cilindric. Curba pierderii de sarcină în diafragmă $h_{r\,a}$ se reprezintă grafic cu ajutorul ecuației (14.104, f). Curba $h_{r\,a}$ intersectează axa absciselor în punctul v_f. Construcția se începe din punctul I (nivelul inițial în castel) (fig. 14.38), situat pe curba h'_r. Pentru aflarea punctului II, din punctul I se duce o verticală pînă la intersecția cu curba h_r (punctul I') și se așterne din I în jos mărimea corespunzătoare Δz_1 (punctul z_1); segmentul $(z_1 - I')$ reprezintă $z - h_r$ pentru primul interval de timp. Din punctul I' se duce o dreaptă paralelă cu linia Δv, pe care se găsește punctul căutat II. Continuînd construcția, se obțin punctele următoare.

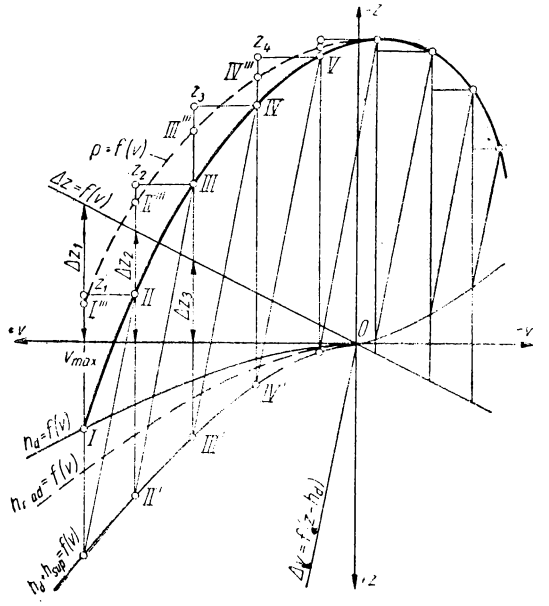


Fig. 14.37. Calculul oscilațiilor de nivel al apei în castelul de echilibru cu diafragmă la închiderea turbinelor.

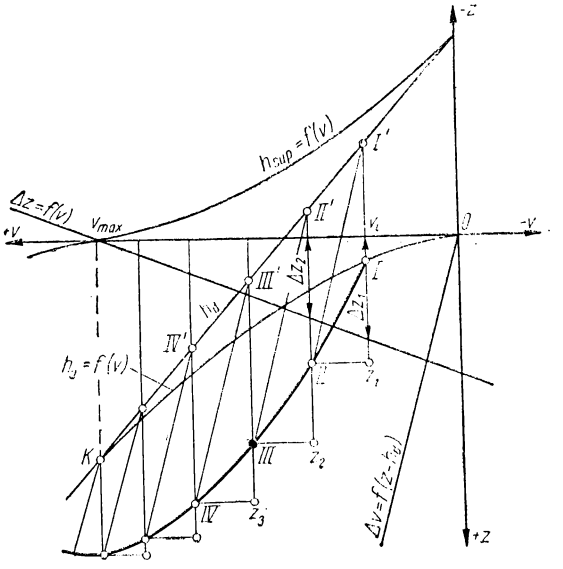


Fig. 14.38. Calculul oscilațiilor de nivel al apei în castelul de echilibru cu diafragmă la deschiderea turbinelor.

După atenuarea oscilațiilor, curba va ajunge în punctul K, corespunzător nivelului în regim permanent v_f.

Castelul de echilibru diferențial (fig. 14.26, *f*). În cazul căderii de sarcină, castelul de echilibru diferențial poate fi asimilat, din punct de vedere al calculului oscilațiilor de nivel, cu un castel cu deversor, considerînd în primă aproximație că toată apa intră în camera propriu-zisă (exterioară) pe la partea superioară a puțului (coloanei).

Dacă se impune o determinare mai exactă a oscilațiilor de nivel în castelul diferențial la căderea de sarcină, se construiesc și graficele nivelului apei în puț $z_p = f(v)$ și nivelului apei în camera exterioară $z_c = f(v)$ (fig. 14.39). Pentru aceasta în sistemul de coordonate principale (z, v) se trasează curba pierderii de sarcină h_r, cu ajutorul formulei (14.127) și la dreapta axei z se construiesc graficele de variație a volumului puțului w_p și volumului camerei exterioare w_c. Apoi, adoptînd intervalul de timp de calcul Δt, se trasează dreapta $\Delta w = F_a(v_f - v)\Delta t$. (în cazul de față $v_f = 0$). Scara volumelor pentru Δw trebuie să se ia la fel ca și pentru graficele w_p și w_c. Cu ajutorul relației (14.125) se construiește dreapta $\Delta v = f(z - h_r)$ și la cota superioară a puțului se duce linia punctată AA. În continuare, trebuie construite două grafice auxiliare:

— Caracteristica orificiilor (fig. 14.39, *a*)

$$\Delta w_c = \mu\omega\sqrt{2g(z_p - z_c)}\,\Delta t$$

și

$$v_c = \frac{\mu\omega}{F_a}\sqrt{2g(z_p - z_c)},$$

în care: ω este aria orificiului, în m²; z_p — nivelul apei în puț; z_c — nivelul apei în camera exterioară; μ — coeficientul de debit al orificiilor; F_a — aria secțiunii aducțiunii, în m².

— Caracteristica deversorului puțului vertical $h_{dev} = f(v_p)$, în care h_{dev} este sarcina la deversor (fig. 14.39, *b*).

La construirea acestor grafice (fig. 14.39, *a* și *b*), toate scările trebuie păstrate aceleași cu ale construcției grafice principale.

Întreaga construcție se împarte în două etape: nivelul în puț z_p se află sub linia AA și apa intră în camera exterioară numai prin orificii; nivelul din puț se află mai sus de linia AA și apa intră în camera exterioară atît prin orificii, cît și prin deversare peste coronamentul puțului.

În fig. 14.39 se prezintă construcția pentru determinarea variației nivelului apei în castelul diferențial la căderea de sarcină corespunzătoare micșorării instantanee a vitezei în galeria de aducțiune de la $v_i = v_{max}$ pînă la $v_f = 0$.

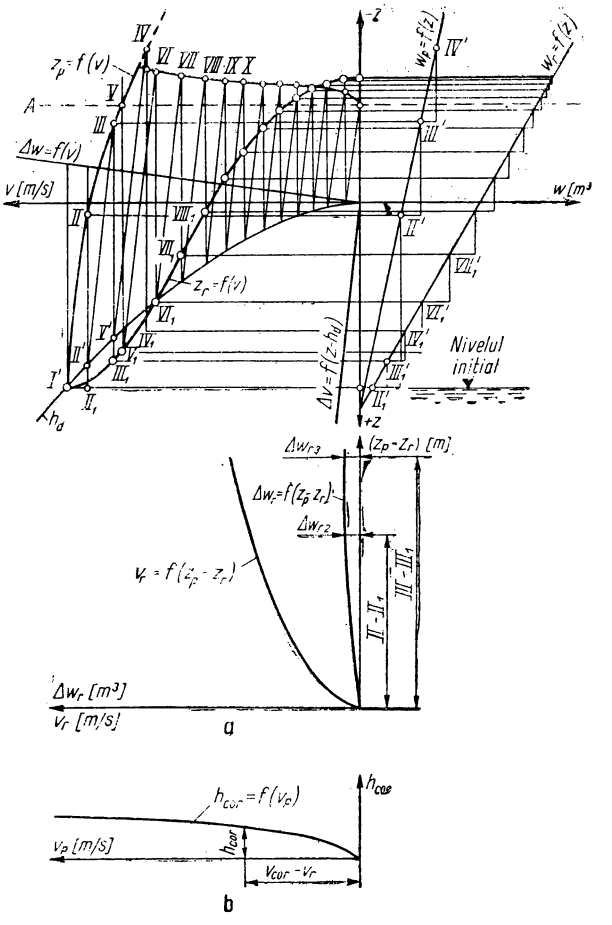


Fig. 14.39. Calculul oscilațiilor de nivel în castelul de echilibru diferențial, la închiderea turbinelor.

Prima etapă. Construcția grafică se începe din punctul I pe linia h_r. Presupunînd că în primul interval de timp Δt toată apa din aducțiune intră numai în puțul vertical, se determină poziția punctului II (vezi castelul cu camere). Segmentul $II—II_1$ corespunde diferenței de nivel dintre puț și camera exterioară (z_p și z_c) în decursul celui de al doilea interval de timp. Folosind curba auxiliară v_c se află Δw_{c2} — volumul de apă intrat în camera exterioară în cel de al doilea interval de timp — și apoi, folosind dreapta w_c, se determină creșterea nivelului apei în camera exterioară în același interval de timp (punctul III_1'). Volumul de apă intrat în puț în același interval de timp se determină din diferența $\Delta w_2 - \Delta w_{c2}$ și folosind dreapta w_p se obține creșterea nivelului în puț (punctul III''). Ducînd din II' o dreaptă paralelă cu linia Δv, se găsește poziția punctelor III (puț) și III_1 (camera exterioară). Succesiunea în care

se face construcția grafică pentru obținerea tuturor punctelor din prima etapă (cît timp z_p se află sub linia AA) se păstrează aceeași.

Etapa a doua. Punctul de intersecție a curbei $z_p = f(v)$ duse prin punctele I, II, III, ..., cu linia AA se notează cu numărul succesiv al șirului (în cazul de față V). Prin el se duce o dreaptă verticală pînă la curba h_r (punctul V'). Intersecția liniei $V—V'$ cu curba nivelurilor apei în camera exterioară (II, III, IV) se notează prin punctul V_1. Segmentul $V—V_1$ se consideră egal cu $z_p—z_c$ pentru intervalul de timp următor. Pe curba ajutătoare $v_c = f(z_p - z_c)$ se determină v_c, iar pe curba ajutătoare $h_{dev} = f(v_p)$ în funcție de abscisa $v_p = v_5 - v_c$ (unde v_5 este viteza corespunzătoare punctului V) se obține sarcina la deversor $h_{dev\,6}$, care se așază deasupra dreptei AA. Din punctul V' se duce o dreaptă paralelă cu $\Delta v = f(z - h_r)$ și, în funcție de $h_{dev\,6}$, se află poziția punctului VI. Creșterea nivelului apei în camera exterioară în acest interval de timp se găsește măsurînd de la linia w_c întregul segment Δw, deoarece acum toată apa intră numai în camera exterioară. Avînd poziția punctului VI, prin același procedeu se trece la construirea punctelor următoare, pînă cînd curba $z_p = f(v)$ va ajunge în punctul $v = v_f$, după care se urmărește procesul de scădere a nivelului apei.

Din construcția grafică se vede clar cum se folosește volumul camerei exterioare. Se poate întîmpla ca pe timpul micșorării vitezei în aducțiune, camera exterioară să nu se umple sau, dimpotrivă, nivelul apei din cameră să se ridice peste cota marginii puțului și să înece deversorul. Dacă înecarea va depăși la sfîrșitul etapei a II-a. de creștere a nivelului $h_{dev\,max}$, înseamnă că puțul este prea scurt sau volumul camerei exterioare este prea mic.

Pentru a mări precizia construcției grafice, se recomandă să se adopte intervale de timp de calcul Δt mai scurte pentru prima etapă și mai lungi pentru cea de a doua.

Calculul castelului diferențial la creșterea de sarcină poate fi efectuat cu o precizie suficientă pentru practică, exact cu același procedeu cu care se efectuează calculul la creșterea de sarcină a castelului cu diafragmă. În acest caz, este important numai ca nivelul apei din puț să nu coboare prea mult. Pentru verificare se poate construi curba presiunilor în secțiunea terminală a galeriei de aducțiune, așternînd în jos de la linia $z = f(v)$ ordonatele curbei $h_{r\,ad} = f(v)$ — pierderile de sarcină în orificii. Coeficientul de debit al orificiilor în cazul creșterii de sarcină poate fi considerat în prima aproximație egal cu 0,6—0,8.

14.17. CALCULUL OSCILAȚIILOR DE NIVEL ÎN CASTELELE DE ECHILIBRU ÎN CONDIȚIILE PUTERII CONSTANTE A AGREGATELOR

Calculul grafic permite să se determine amplitudinea oscilațiilor și viteza de amortizare a perturbațiilor în sistemul aducțiune — castel de echilibru — conductă forțată — turbină cu regulator. Construcția grafică este indicat să se realizeze cînd aria secțiunii castelului este apropiată de cea critică, determinată de relația (14.105). Particularitatea principală a calculelor în cazul considerării efectului introdus de regulatoarele automate constă în aceea că debitul de apă preluat de turbină după căderea sau creșterea de sarcină la o anumită putere nu rămîne constant. Se păstrează constantă puterea agregatului N

$$N = 9{,}81\, Q_t H \eta, \qquad (14.129)$$

în care: H este căderea la turbină și η — randamentul agregatului. Oscilațiile de nivel din castel provoacă variația căderii efective H, ceea ce în condițiile $N = \text{const}$ (η variază foarte puțin) provoacă variația corespunzătoare a debitului Q_t.

Calculul vitezei de amortizare a oscilațiilor se efectuează la cota minimă a apei în bieful amonte (mai exact, la valoarea minimă a căderii) și la valoarea minimă a coeficienților de pierdere de sarcină în aducțiune.

Pentru calcul se adoptă o anumită cădere sau creștere a sarcinii, care provoacă apariția oscilațiilor și se studiază apoi alura curbei $z = f(v)$. Dacă spirala obținută converge spre punctul corespunzător regimului final permanent, oscilațiile se amortizează și este asigurată condiția de funcționare stabilă. Dacă însă spirala obținută este divergentă sau se transformă într-o curbă închisă, aceasta dovedește existența autooscilațiilor întreținute, deci o funcționare instabilă a sistemului. Concomitent se verifică amplitudinea oscilațiilor, deoarece efectul regulatorului automat se manifestă într-o oarecare creștere a amplitudinii oscilațiilor de nivel în castel. În acest caz, construcția grafică nu diferă mult de construcțiile grafice descrise mai sus la regimurile de creștere de sarcină sau de cădere de sarcină.

Ca exemplu, în fig. 14.40 este prezentată construcția grafică a oscilațiilor în cazul căderii de sarcină de la N_i la N_f.

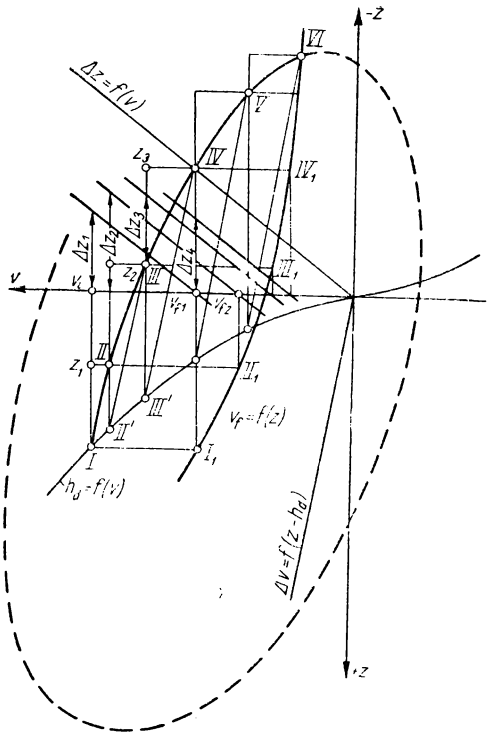


Fig. 14.40. Calculul oscilațiilor de nivel al apei în castelul de echilibru cilindric la putere constantă a turbinelor.

Puterii inițiale N_i îi corespunde debitul Q_a și viteza $v = Q_i/F_a$ în galeria de aducțiune, iar la puterea finală N_f — viteza în aducțiune depinde de cădere.

Pentru simplificare se va considera randamentul agregatului constant $\eta = \text{const}$ și, prin urmare, $v_f = N_f/9{,}81(H - z)F_a\eta$ (o hiperbolă). Se construiește curba $v_f = f(z)$ în coordonatele v, z. Fixînd intervalul de timp de calcul Δt, se duc liniile Δv după formula (14.125) și Δz după formula (14.126) cînd $Q_t = 0$. Construcția se începe din punctul I. Ducînd dreapta $I - I_1$, se determină v_{f1}. Prin punctul v_{f1} de pe axa absciselor se duce o dreaptă paralelă cu Δz, după care se obține Δz_1 și se construiește punctul II. În continuare se determină v_{f2}, se duce dreapta paralelă cu Δz și se obține Δz_2, după care se construiește punctul III din II' etc. Se obține curba căutată $z = f(v)$. În fig. 14.40, curba rezultată este divergentă, ceea ce arată că dimensiunile castelului sînt insuficiente. Dacă la construirea curbei $z = f(t)$ este necesar un calcul mai exact, se poate lua în considerare și variația randamentului turbinei datorită modificării căderii de sarcină și a deschiderii aparatului director, precum și variația pierderilor de sarcină în aducțiune.

CAPITOLUL 15

MAȘINI HIDRAULICE

15.1. TURBINE

În turbine energia mecanică a lichidului se transformă în energia mecanică de rotație a arborelui (fig. 15.1).

— Căderea brută (statică) H_b a turbinei este diferența dintre cotele nivelurilor apei din biefurile amonte și aval (măsurate la o distanță oarecare de CHE)

$$H_b = \blacktriangledown B_{am} - \blacktriangledown B_{av}.$$

— Căderea la turbină H (se numește, uneori, cădere netă) are expresia

$$H = H_b - h_r + \Delta h_0, \qquad (15.1)$$

în care: h_r reprezintă suma tuturor pierderilor de sarcină în conductele de aducțiune și de evacuare; Δh_0 — căderea de restabilire (vezi § 10.25) sau efectul de ejecție (§ 10.24; 10.26).

Dacă nivelul din piezometru este sub $\blacktriangledown B_{av}$ (cazul din fig. 15.1), $\Delta h_0 > 0$; dacă este mai sus, $\Delta h_0 < 0$. Valoarea Δh_0 depinde de forma de racordare a biefurilor și de regimul de funcționare a turbinei.

— Puterea la arborele (axul) turbinei este definită de relația

$$N = \frac{\gamma Q H \eta}{102} \text{ [kW]}, \qquad (15.2)$$

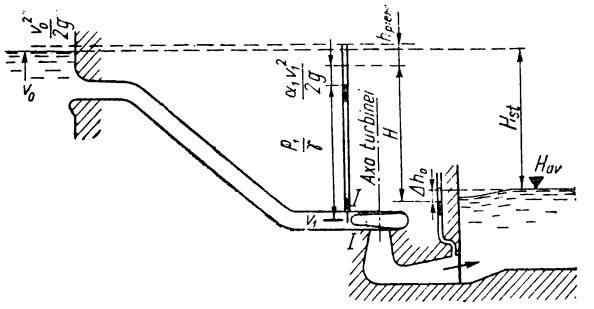


Fig. 15.1. Schema instalării unei turbine.

în care: γ este greutatea specifică a lichidului, în kg/m³; Q — debitul care trece prin turbină în m³/s; H — căderea la turbină în m; η — randamentul.

Pentru apă $\gamma = 1\,000$ kg/m³ și formula puterii se scrie

$$N = 9{,}81\,QH\eta \text{ [kW]}. \qquad (15.2')$$

— Căderea de calcul la turbină H_c este înălțimea minimă la care turbina dezvoltă puterea nominală.

În funcție de cădere și de puterea CHE se folosesc turbine de diferite feluri. Turbinele existente pot fi împărțite în două grupuri: cu acțiune; cu reacțiune.

Turbine cu acțiune. Turbinele cele mai răspîndite din acest grup sînt turbinele cu cupe (fig. 15.2). Elementele principale ale acestor turbine sînt: ajutajul injectorului *1*, la care este adusă apa de la conducta sub presiune, acul injectorului *2*, care permite să se varieze deschiderea ajutajului prin deplasarea lui în direcția axială și rotorul *3* calat pe arborele *4*. Rotorul are pe perimetru cupele *5* care preiau acțiunea jetului ieșit din ajutaj.

Turbinele cu cupe se diferențiază în funcție de poziția arborelui (orizontale și verticale); după numărul de injectoare (cu 1; 2; 3; 4; 6 injectoare); după numărul rotoarelor pe același arbore (cu unul sau două rotoare). În fig. 15.2 sînt arătate diferite soluții de aducțiune a apei la rotor: *a* și *b* — pentru turbinele orizontale, *c* și *d* — pentru cele verticale.

Turbinele cu cupe se folosesc la căderile cele mai mari: 300—1 800 m.

Uneori se folosesc și alte tipuri de turbine cu acțiune: turbine cu jet înclinat (fig. 15.3, *a*), turbine cu dublă acțiune (fig. 15.3, *b*). Rotorul oricărei turbine cu acțiune se rotește liber și nu trebuie să fie înecat (sub apă). În legătăru cu aceasta, turbina, de regulă, este instalată mai sus de nivelul maxim al apei în bieful aval, ceea ce duce la o reducere suplimentară a căderii cu o valoare corespunzătoare înălțimii de montare a instalației.

Turbine cu reacțiune (fig. 15.4). Cea mai mare răspîndire din acest grup o au următoarele tipuri de turbine: radial-axiale, diagonale și axiale.

Elementele principale ale turbinelor cu reacțiune sînt: statorul, alcătuit din palele statorice cu rol de rezistență și dirijare a apei *1*, făcînd legătura între inelul superior și cel inferior al statorului; aparatul director, alcătuit din pale directoare mobile *2* (numărul lor este de 16; 24 sau 32) și rotorul, solidar cu arborele. După cum se vede în figura 15.4, statorul și aparatul director la toate turbinele cu reacțiune au o construcție analoagă. Diferența principală dintre tipurile de turbine este dată de rotor. La turbinele radial-axiale rotorul *3* are pale curbate (numărul lor este de 13—19) fixate rigid între coroana superioară și inferioară. Turbinele diagonale și axiale se fac,

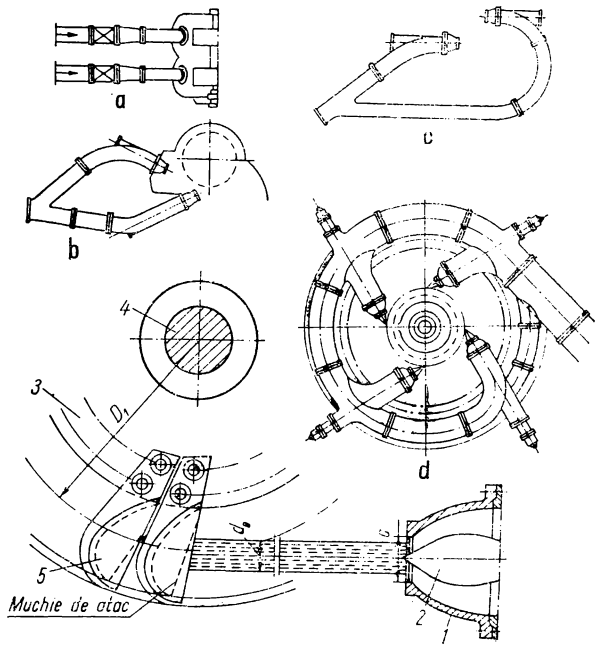


Fig. 15.2. Turbine cu cupe.

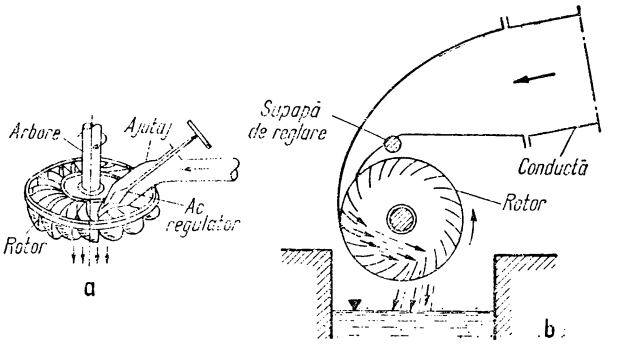


Fig. 15.3. Turbine cu jet înclinat și dublă acțiune.

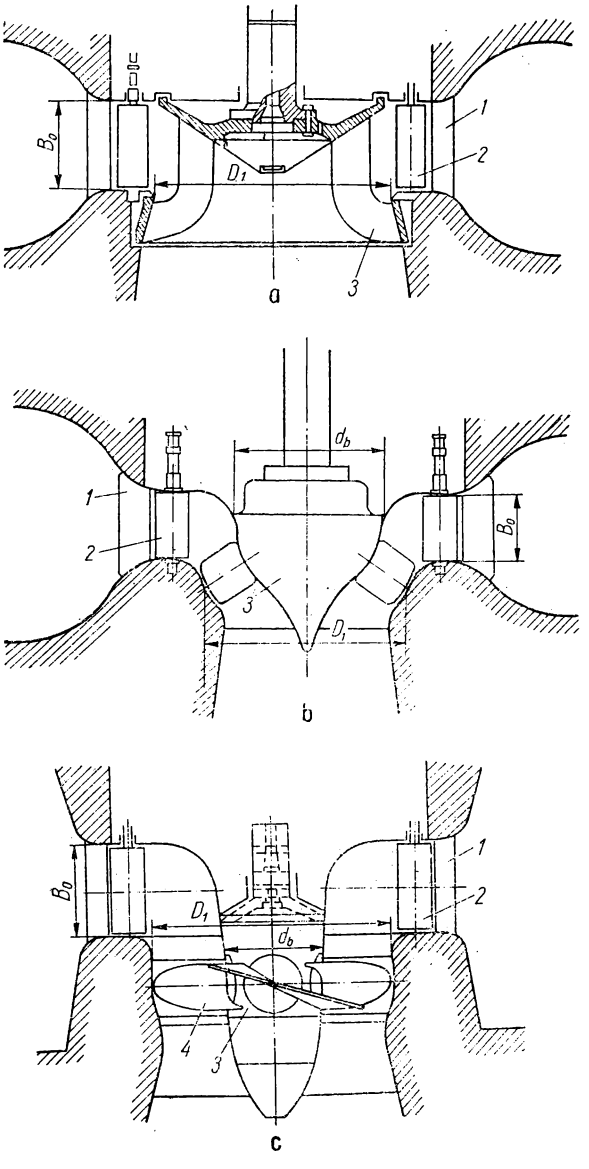


Fig. 15.4. Turbine cu reacțiune:
a — radial-axială; *b* — diagonală; *c* — axială.

de obicei, cu pale mobile. Rotoarele lor sînt alcătuite din bucșa *3*, de care se fixează palele *4*. Aceste pale își pot modifica unghiul de incidență (se pot roti) în timpul funcționării. La turbinele diagonale, rotorul are 8—12 pale, la cele axiale 4—8.

Dimensiunile principale caracteristice ale turbinei cu reacțiune sînt: diametrul D_1 (reprezentat în fig. 15.4) și înălțimea aparatului director B_0.

Aducțiunea apei la turbinele cu reacțiune se realizează prin carcasa spirală. Evacuarea apei

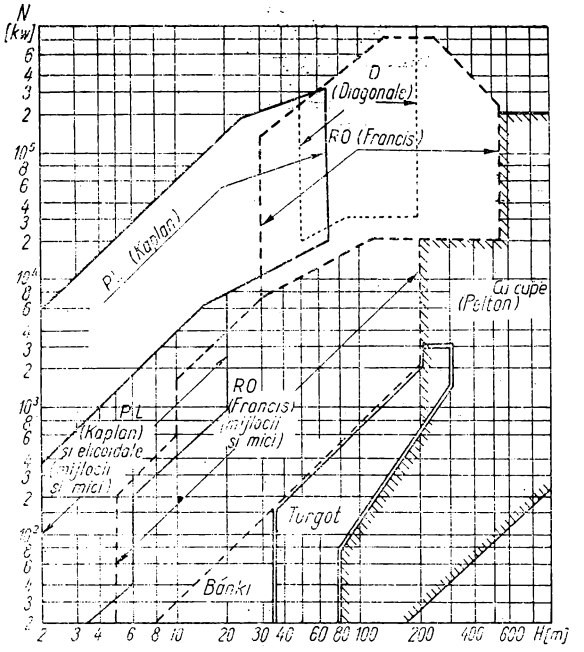


Fig. 15.5. Domeniile de utilizare a diferitelor turbine.

de la rotor în bieful aval are loc prin aspiratorul turbinei, care are forma unui difuzor (conductă divergentă)[1].

Domeniile de utilizare a turbinelor de diferite tipuri și sisteme se arată în fig. 15.5. Limitele lor privind căderea și puterea nu sînt rigide. Limita superioară de putere este determinată, în principiu, de diametrul maxim al rotorului *D*. Turbinele cu reacțiune, de obicei, se împart în turbine mari (D_1 de la 2—2,5 m pînă la 10—8,5 m pentru căderi medii și pînă la 6—4,5 m pentru căderi mari), mici și mijlocii ($D_1 < 1{,}8 - 2{,}5$ m).

Ecuația fundamentală a turbinelor (ecuația L. Euler) exprimă relația între energia specifică, transmisă rotorului de fiecare kilogram de apă care-l traversează și paralelogramele vitezelor mediate în secțiunile de intrare și de ieșire din rotor (fig. 15.6)

$$H\eta_h = \frac{u_1 v_1 \cos \alpha_1 - u_2 v_2 \cos \alpha_2}{g}, \qquad (15.3)$$

în care: $H\eta_h$ este energia specifică transmisă rotorului (H — căderea la turbină; η_h — randamentul hidraulic); g — accelerația gravitației. Celelalte notații sînt date în fig. 15.6.

[1] Mai amănunțit despre turbinele hidraulice vezi Smirnov, I. N. Ghidravliceskie turbinî i nasosî, Vîsșaia școla, 1969; Kovalev, N. N., Ghidroturbinî, M., Maşghiz, 1971; Krivcenko, G. I., Nasosî i ghidroturbinî, M., Energhiia, 1970.

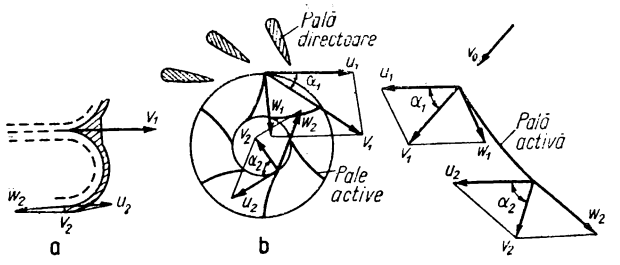


Fig. 15.6. Paralelograme de viteză ale turbinelor: *a* — cu cupe; *b* — radial-axială; *c* — axială.

Introducînd mărimea circulației vitezei Γ, care pentru curentul axial-simetric este egală cu

$$\Gamma = \pi D v \cos \alpha,$$

ecuația Euler poate fi scrisă sub o altă formă

$$H\eta_h = \frac{\omega}{2\pi g}(\Gamma_1 - \Gamma_2), \qquad (15.3')$$

unde: ω este viteza unghiulară a rotorului, Γ_1 și Γ_2 — circulația vitezei înainte de intrarea în rotor și respectiv la ieșirea din rotor.

Regimul optim de funcționare a turbinei, pentru care randamentul are valoarea maximă, este determinat de două condiții:

— admisia apei la rotor să se facă fără șoc, ceea ce presupune ca direcția vitezei relative w_1 la muchia de intrare să coincidă cu tangenta la pala rotorului în acest punct;

— direcția curenților la ieșirea din rotor să fie cît mai favorabilă, astfel ca pierderile de sarcină în aspirator să fie minime. De regulă, aceste condiții presupun o direcție radială sau axială a vitezei absolute la ieșire v_2 adică $\alpha_2 = 90°$ sau circulația la ieșire nulă $\Gamma_2 = 0$ (denumită condiția „ieșirii normale").

Recalcularea parametrilor turbinei la modificarea căderii și a diametrului (tipul turbinei nu se modifică, adică se păstrează similitudinea geometrică a părților ei în contact cu apa) în condițiile similitudinii regimurilor, adică a similitudinii paralelogramelor vitezelor, se efectuează după următoarele relații de calcul

$$\frac{n_1}{n_2} = \frac{D_2}{D_1} \cdot \frac{\sqrt{H_1\eta_{h1}}}{\sqrt{H_2\eta_{h2}}};$$

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2 \frac{\sqrt{H_1\eta_{h1}}}{\sqrt{H_2\eta_{h2}}}; \qquad (15.4)$$

$$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2 \frac{H_1\eta_1}{H_2\eta_2} \cdot \frac{\sqrt{H_1\eta_{h1}}}{\sqrt{H_2\eta_{h2}}}.$$

În aceste formule η_1 și η_2 sînt randamentele totale iar η_{h1} și η_{h2} — randamentele hidraulice.

Recalcularea turației și a debitului neglijînd variația randamentului instalației, se realizează cu relațiile

$$\frac{n_1}{n_2} = \frac{D_2}{D_1}\frac{\sqrt{H_1}}{\sqrt{H_2}};$$

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{D_1^2}{D_2^2}\frac{\sqrt{H_1}}{\sqrt{H_2}}. \qquad (15.5)$$

Trebuie avut în vedere faptul că parametrii turbinelor se pot recalcula numai în cazul respectării similitudinii geometrice a tuturor părților lor în contact cu apa, printre care și a poziției (unghiurilor de fixare) palelor directoare (deschiderii) și a palelor rotorului în turbinele cu pale rotorice mobile.

Parametrii reduși (unitari) n_I', Q_I', N_I' caracterizează un anumit tip dat de turbină și se referă la rotorul cu diametrul de 1 m, funcționînd la o cădere de 1 m.

Formulele de recalculare, cînd se cunosc parametrii unitari, s-au obținut pe baza relațiilor (15.5)

$$n = n_1'\frac{\sqrt{H}}{D};$$

$$Q = Q_1' D^2 \sqrt{H}. \qquad (15.6)$$

Se pot folosi, de asemenea, formule mai exacte, obținute pe baza relațiilor (15.4), care iau în considerație variația randamentului turbinei.

Se numește rapiditate sau turație specifică n_s turația unei turbine de un anumit tip, care la o cădere de 1 m ($H = 1$ m) dezvoltă o putere egală cu 1 CP ($N = 1$ CP). Dacă pentru o turbină dată se cunoaște turația, căderea și puterea (n, în rot/min; H, în m; N, în kW), rapiditatea poate fi determinată cu formula

$$n_s = \frac{n}{H}\sqrt{\frac{1{,}36N}{\sqrt{H}}}. \qquad (15.7)$$

Dacă se cunosc n_I' și Q_I', atunci rapiditatea n_s se determină cu formula

$$n_s = 3{,}65\, n_1'\sqrt{Q_1'\eta}. \qquad (15.7')$$

Valorile rapidității turbinelor de diferite tipuri sînt date în tabelul 15.1.

Tabelul 15.1

Turația specifică n_s a turbinelor de diferite tipuri

Tipul turbinei	n_s
Pelton cu un ajutaj	3 — 24
Pelton cu două ajutaje	20 — 34
Pelton cu patru ajutaje	32 — 47
Pelton cu șase ajutaje	38 — 58
Cu jeturi înclinate	30 — 60
Radial-axiale	75 — 300
Diagonale	150 — 400
Axiale verticale și orizontale	400 — 1000

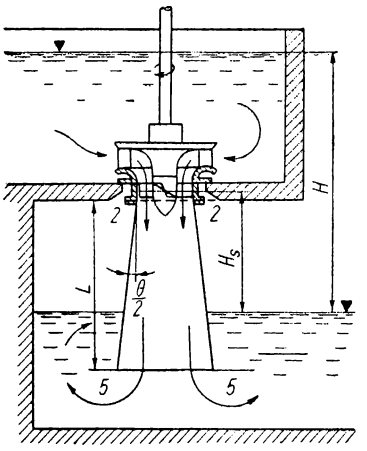


Fig. 15.7. Aspirator conic.

Aspiratorul turbinelor cu reacțiune, prin care apa iese din rotor și este evacuată în bieful aval, îndeplinește funcții energetice importante.

Energia specifică medie a curentului la ieșirea din rotor în secțiunea *2—2* (fig. 15.7) este

$$e_2 = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g},$$

unde: p_2 este presiunea piezometrică; z_2 — înălțimea secțiunii deasupra nivelului apei din bieful aval (cu aproximație $z_2 = H_s$); v_2 și α_2 — viteza medie și coeficientul Coriolis.

Energia e_2 nu poate fi folosită de rotor și, de aceea, se tinde să se reducă pe cît posibil valoarea ei, ceea ce se realizează prin instalarea unui aspirator conic (difuzor). Schema cea mai simplă de instalație cu aspirator conic se arată în fig. 15.7.

În prezența aspiratorului, energia specifică din secțiunea *2—2* se determină cu relația

$$e_2 = \frac{\alpha_5 v_5^2}{2g} + h_{ra}, \qquad (15.8)$$

în care: v_5 și α_5 sînt viteza medie și coeficientul Coriolis în secțiunea de ieșire a aspiratorului turbinei, h_{ra} — pierderile de sarcină hidraulice în aspirator.

Din formula (15.8) reiese că pentru micșorarea e_2 trebuie să se mărească secțiunea de ieșire *5—5* a aspiratorului și să se reducă pierderile de sarcină în acest h_c. Pierderile de sarcină se micșorează prin limitarea unghiului de conicitate $0 \leqslant 12—16°$, prin configurații cu variații line și prin netezirea suprafețelor.

Dacă aspiratorul turbinei ar lipsi și apa din rotor ar fi evacuată în atmosferă, atunci $p_2/\gamma = 0$ și energia specifică la ieșire, raportată la nivelul apei din bieful aval ar avea expresia

$$e_2 = \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + H_s.$$

Dacă în aceleași condiții turbina s-ar instala sub nivelul apei din bieful aval ($H_s < 0$) s-ar obține

$$e_2 = \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}.$$

Aspiratorul permite să se folosească energia corespunzătoare H_s, adică a înălțimii de instalare a turbinei peste nivelul biefului aval (în turbinele cu acțiune, această energie se pierde) și să se folosească o parte din energia cinetică $\Delta e_{e\,c}$, pe care o are apa la ieșirea din rotor

$$\Delta e_{e\,c} = \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_5 v_5^2}{2g} - h_{ra}.$$

Valoarea relativă a energiei cinetice a apei la ieșirea din rotor e_2/H depinde de rapiditate sau de cădere.

H, m	10	20	40	100	300
e_2/H, %	60—80	35—45	16—25	6—10	2—3

Astfel, în turbinele de cădere mică (de mare rapiditate) pînă la 40—80% din întreaga energie se folosește datorită prezenței aspiratorului.

Calitatea aspiratorului turbinei este caracterizată prin randamentul lui.

$$\eta_a = \frac{\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_5 v_5^2}{2g} - h_{ra}}{\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}}. \qquad (15.8')$$

Pierderile de sarcină relative datorită ieșirii din aspirator au expresia

$$\frac{e_5}{H} = \frac{\alpha_5 v_5^2}{2gH}. \qquad (15.8, a)$$

În realitate, în condiții favorabile de ieșire în bieful aval, o parte din energie se recuperează (Δh_0 din fig. 15.1). Valorile orientative ale vitezei v_5 funcție de cădere sînt date în graficul din fig. 15.8, după care se poate stabili cu aproximație aria secțiunii de ieșire a aspiratorului.

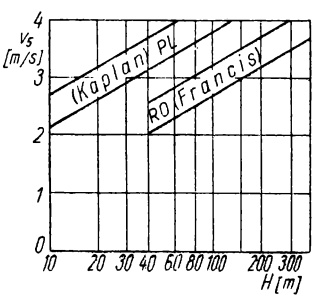


Fig. 15.8. Vitezele de ieșire funcție de căderea la turbină

Formele aspiratoarelor sînt foarte variate. Ele pot fi împărțite în trei grupuri:

— Aspiratoare cu axa rectilinie (de obicei tronconice, fig. 15.7) sînt cele mai eficace (η_a = = 0,80 — 0,85), dacă unghiul de divergență θ este suficient de mic ($\theta \leqslant 12—16°$). Lungimea necesară a aspiratorului tronconic se determină cu formula

$$L = D_2 \frac{\sqrt{\frac{v_2}{v_5} - 1}}{2 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}}, \qquad (15.9)$$

în care: D_2 este diametrul de ieșire al rotorului sau camerei carcasei spirale (se indică pe desenele de gabarit, fig. 15.28); $v_2 = 4\,Q_{max}/\pi D^2$ — viteza la puterea maximă a turbinei.

În ciuda indicatorilor energetici buni, conductele conice de aspirație se folosesc numai pentru turbinele de putere mică, iar pentru turbinele de putere mare numai în cazul unor căderi foarte mari ($H > 150—200$ m). Aspiratoarele cu axa rectilinie se folosesc pentru turbinele orizontale mari de tip axial cu pale rotorice mobile, de exemplu la hidroagregate de tip bulb (fig. 15.11, *d*).

— Aspiratoare curbate în partea inferioară au utilizarea cea mai largă în CHE mari și mijlocii cu turbine verticale. Cîteva tipuri de aspiratoare curbate sînt reprezentate în fig. 15.9. Fiecare aspirator de acest fel are trei sectoare principale: conul (între secțiunile *2—2* și *3—3*); cotul (între secțiunile *4 — 4* și *5 — 5*). Dimensiunile caracteristice ale aspiratoarelor sînt: înălțimea *h*, lungimea *L* și lățimea B_5 (fig. 15.10).

În U.R.S.S., cea mai largă utilizare o au aspiratoarele numite cu cot nr. 4 (dimensiunile sînt date în fig. 15.10), cu amplasarea asimetrică și

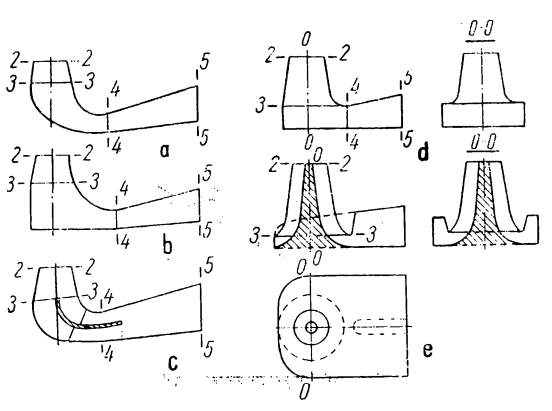


Fig. 15.9. Aspiratoare curbate.

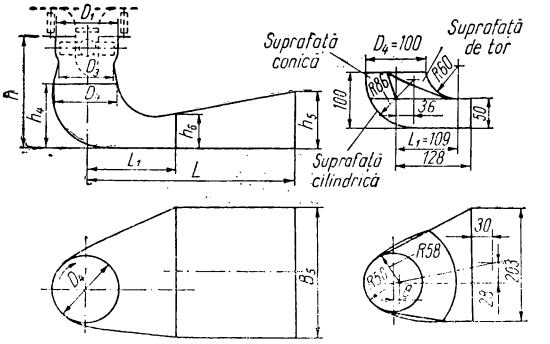


Fig. 15.10. Aspiratoare cu cot nr. 4.

simetrică a difuzorului în plan. Dimensiunile orientative ale acestor aspiratoare, raportate la diametrul rotorului D_1, sînt date în tabelul 15.2.

Tabelul 15.2

Dimensiunile de gabarit relative ale aspiratoarelor

Tipul aspiratorului	h	D_1	L_1	L	B_5	h_4	h_5	h_6
4A	1,915	1,1	1,4	3,5	2,2	1,1	1,0	0,55
4C	2,3	1,2	1,5	4,5	2,4	1,17	1,2	0,6
4H	2,5	1,35	1,75	4,5	2,7	1,35	1,3	0,67

Aspiratorul 4A este destinat pentru turbinele axiale cu pale mobile; 4C — pentru turbinele axiale și radial-axiale; 4H — mai ales pentru cele radial-axiale. Pentru turbinele diagonale se pot folosi aspiratoarele 4A și 4C. Creșterea înălțimii aspiratorului *h* duce, de obicei, la o mărire oarecare a randamentului și capacității de evacuare (înghițire) a turbinei (a debitului maxim), însă înrăutățește oarecum performanțele sale cavitaționale.

— Aspiratoare cu cot în partea superioară se folosesc pentru turbinele orizontale de mică putere (fig. 15.11, *c*). Aceste aspiratoare au randamentul cel mai scăzut ($\eta_a = 0,4—0,5$), fapt legat mai ales de lungimea mică a sectorului tronconic drept.

Cavitația apare în turbine la scăderea presiunii în diferitele zone ale traseului curentului de apă sub valoarea presiunii vaporilor de apă saturați. Presiunea vaporilor saturați depinde de temperatură (tabelul 15.3).

Dezvoltarea proceselor de cavitație duce la scăderea puterii și randamentului turbinei, la vibrații și distrugeri. Bordul de fugă al palelor, suprafața carcasei rotorului, partea superioară a tronconului aspiratorului, ajutajul și acul injector al turbinelor cu cupe sînt supuse distrugerilor

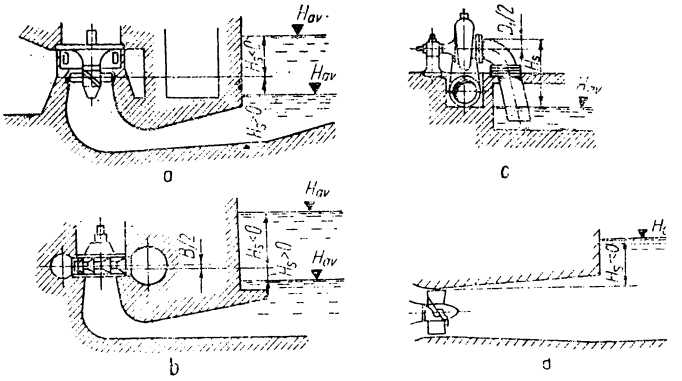


Fig. 15.11. Măsurarea înălțimii de aspirație a turbinelor.

Tabelul 15.3

Valorile presiunii vaporilor de apă saturați funcție de temperatură

Temperatura apei, °C	0	10	20	40	60	80	100
Presiunea vaporilor de apă saturați, m H_2O	0,06	0,12	0,24	0,75	2,03	4,83	10,33

celor mai mari prin cavitație. Mijlocul cel mai eficace de combatere a cavitației este eliminarea cauzei care o provoacă. În turbinele cu reacțiune, cavitația poate fi evitată prin limitarea înălțimii de aspirație H_s. Valoarea admisibilă a înălțimii de aspirație se determină cu următoarea formulă

$$H_s = 10 - \frac{\blacktriangledown}{900} - \sigma_c H, \qquad (15.10)$$

în care: $\blacktriangledown$ este cota turbinei deasupra nivelului mării, în m (membrul $\blacktriangledown/900$ ia în considerare, cu aproximație, scăderea presiunii atmosferice prin creșterea altitudinii); σ_c — coeficientul de cavitație

$$\sigma_c = \sigma k \frac{\eta_{hn}}{\eta_{hm}}. \qquad (15.10, a)$$

Aici σ este coeficientul de cavitație determinat prin încercări pe model în instalații speciale (σ critic); η_{hn} și η_{hm} — randamentele hidraulice ale turbinei prototip și al modelului; k — coeficient de siguranță, considerat egal cu 1,1—1,3.

Carcasele spirale servesc pentru dirijarea apei spre aparatul director al turbinelor cu reacțiune și trebuie să asigure distribuirea ei uniformă pe tot perimetrul. Se folosesc carcase spirale din beton și metalice.

Carcasele spirale din beton se folosesc la căderi pînă la 35—50 m (fig. 15.12). Unghiul la centru a carcasei spirale de beton φ_{sp} pentru turbinele

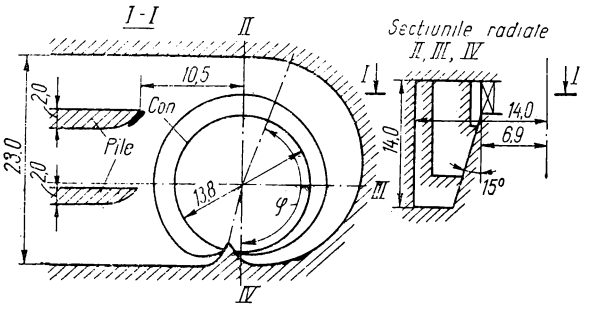


Fig. 15.12. Cameră spirală din beton, $D_1 = 9{,}0$ m.

axiale se adoptă în limitele 180—220°, însă în caz de necesitate el poate fi micșorat pînă la 130—135°.

Pentru turbinele diagonale și radial-axiale se folosesc carcase din beton armat la căderi pînă la 75—100 m, cu unghiul la centru avînd valori pînă la 270°.

Carcasele spirale metalice (sudate și turnate) au valoarea unghiului la centru în limitele 330—345° și secțiunea transversală circulară (fig. 15.13).

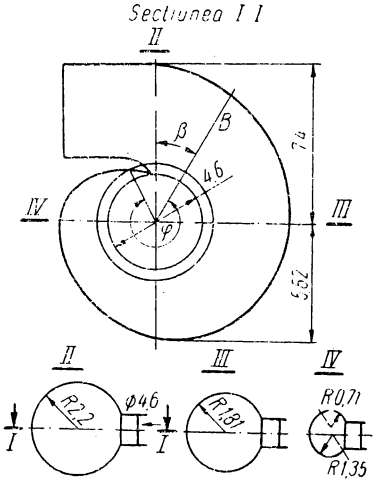


Fig. 15.13. Cameră spirală metalică, $D_1 = 3{,}8$ m.

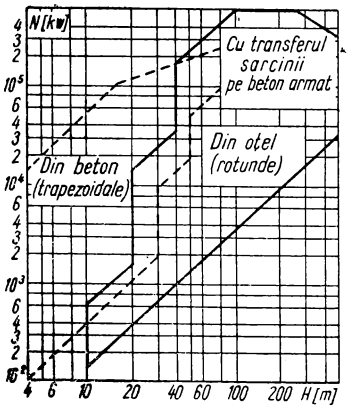


Fig. 15.14. Domeniile de aplicare a diferitelor camere de turbină.

În cazul CHE mici de joasă cădere își găsesc o largă utilizare camerele deschise de secțiune dreptunghiulară (fig. 15.7).

Domeniile de utilizare a camerelor de diferite tipuri funcție de puterea și de căderea turbinei se prezintă în graficul din fig. 15.14. Dimensiunile carcasei spirale se pot determina din următoarele considerente:

— debitul Q_φ care trece prin secțiunea B, situată în raport cu secțiunea finală sub unghiul φ (fig. 15.12 și 15.13) are expresia

$$Q_\varphi = Q_t \frac{\varphi}{360^\circ}, \qquad (15.11)$$

în care: Q_t este debitul total al turbinei; φ — unghiul la centru, în grade.

Ca urmare, debitul care trece prin secțiunea de intrare II se calculează cu relația

$$Q_{II} = Q_t \frac{\varphi_{sp}}{360^\circ}; \qquad (15.11, a)$$

— aria secțiunii carcasei spirale F_φ se determină presupunînd că viteza medie v_{sp} a apei este constantă pe toată lungimea carcasei spirale

$$F_\varphi = \frac{Q_\varphi}{v_{sp}}. \qquad (15.12)$$

Valoarea vitezei în carcasa spirală depinde de căderea la turbină

$$v_{sp} = k_{sp}\sqrt{H_c}, \qquad (15.13)$$

unde: k_{sp} este un coeficient care se determină cu formula

$$k_{sp} = 1{,}1 - 0{,}32 \lg \frac{H_c}{10}, \qquad (15.13, a)$$

iar H_c este căderea de calcul la turbină.

Formula (15.13) se aplică în calcule aproximative într-o gamă largă de căderi. Calculul ariilor secțiunii transversale a carcasei spirale se efectuează mai exact în ipoteza cuplului hidraulic constant în secțiune

$$v_{sp} r = \text{const}, \qquad (15.13,b)$$

în care r este distanța de la elementul dat al secțiunii pînă la axa rotorului.

Carcasa spirală se poate calcula și în cazul în care viteza medie în lungul carcasei descrește. Un asemenea procedeu permite să se micșoreze dimensiunile secțiunii de intrare fără nici o înrăutățire sensibilă a caracteristicilor energetice ale turbinei.

Caracteristicile turbinelor. La variația condițiilor de funcționare a turbinei (deschiderii aparatului director a, turației n, căderii H etc.) variază și parametrii ei principali (puterea N, randamentul η, debitul Q, coeficientul de cavitație σ etc.). Sub forma generală, pentru o turbină de tip dat se poate scrie $N(D, H, n, a)$; $\eta(D, H, n, a)$ etc., adică fiecare parametru al turbinei este funcție de patru variabile independente, iar pentru turbinele de tip axial cu pale mobile, se adaugă și a cincea variabilă independentă — unghiul de poziție a palelor rotorului φ, prin urmare, $N(D, H, n, a, \varphi)$.

Caracteristicile liniare dau legătura dintre doi parametri de funcționare ai turbinei cu ceilalți parametri constanți (pentru turbinele cu pale rotorice mobile — patru parametri constanți). Pentru estimarea proprietăților turbinei se pot construi cîteva tipuri de caracteristici liniare:

— caracteristicile de debit $N = N(Q)$; $\eta = \eta(Q)$; $\sigma = \sigma(Q)$ etc. se construiesc pentru $D = \text{const}$; $n = \text{const}$; $H = \text{const}$;

— caracteristicile de turație $N = N(n)$; $\eta = \eta(n)$; $\sigma = \sigma(n)$ etc. se construiesc pentru $D = \text{const}$; $H = \text{const}$ și $a = \text{const}$;

— caracteristicile de cădere $N = N(H)$; $\eta = \eta(H)$; $\sigma = \sigma(H)$ etc. Se construiesc pentru $D = \text{const}$; $n = \text{const}$ și $a = \text{const}$.

Pentru compararea proprietăților turbinelor este comodă folosirea caracteristicilor liniare, construite în coordonate adimensionale, raportate la valorile optime ale parametrilor (randament, debit, putere etc.). În figurile 15.15 și 15.16 sînt reprezentate caracteristicile de funcționare relative: de debit și de putere (cînd turația și căderea sînt constante) și de cădere (cînd turația și deschiderea sînt constante).

Caracteristicile universale (topograma) prezintă mai complet proprietățile turbinelor, deoarece

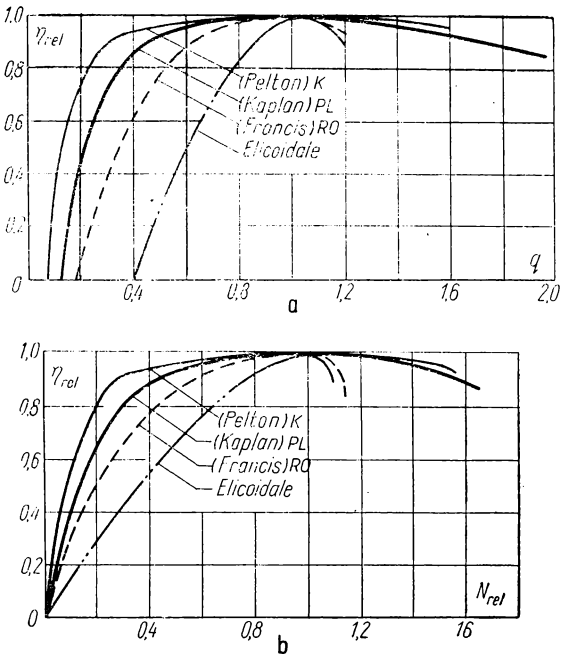


Fig. 15.15. Caracteristicile relative de funcţionare ale diferitelor turbine:
a — funcţie de debit; *b* — funcţie de putere.

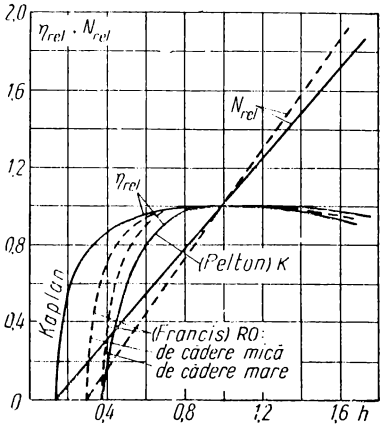


Fig. 15.16. Caracteristicile relative funcţie de cădere ale diferitelor turbine.

aceste caracteristici se construiesc numai cu doi parametri constanţi. Se disting două feluri de caracteristici universale:

— Caracteristica universală principală pentru $D = \text{const}$ şi $H = \text{const}$. De obicei, aceste caracteristici se dau pentru parametrii unitari reduşi $D = 1$ m şi $H = 1$ m. În acest caz, curbele de egal randament corespund cu acele valori care sînt obţinute nemijlocit la încercarea modelului, adică randamentele sînt raportate la dimensiunea modelului, ceea ce este necesar să se ia în considerare la folosirea caracteristicilor universale principale la alegerea turbinelor reale. Pe caracteristici, în cîmpul de coordonate Q'_I şi n'_I (figurile 15.17 şi 15.24) se trasează curbele de egale valori ale randamentului deschiderilor aparatului director, coeficienţilor de cavitaţie, unghiurilor de poziţie a palelor rotorului pentru turbinele cu pale rotorice mobile). Pe caracteristicile turbinelor radial-axiale se mai trece curba puterii limită, care corespunde deschiderii aparatului director, la care puterea turbinei atinge circa 95% din valoarea maximă posibilă. Nu se admite folosirea turbinei în regimuri situate la dreapta de linia puterii limită.

În figurile 15.17—15.23 sînt date caracteristicile universale principale tipice ale turbinelor cu reacţiune pentru diametrul modelului $D_1 = 46$ cm. Numărul de lîngă marca (indicatorul) turbinei exprimă căderea maximă pentru care este dimensionată (de exemplu, RO 75 — pentru căderi pînă la 75 m). Aceste caracteristici pot fi folosite pentru alegerea prealabilă a turbinelor. În fig. 15.24 este dată caracteristica universală a turbinei cu cupe.

— Caracteristica de exploatare se construieşte pentru $n = \text{const}$ şi $D = \text{const}$ (se iau valorile efective ale diametrului şi turaţia turbinei CHE). Caracteristica de exploatare poate fi construită după caracteristica universală principală cu ajutorul formulelor (15.4) sau (15.5). Este însă necesar să se ia în considerare faptul că o dată cu creşterea diametrului turbinei creşte şi randamentul. Recalcularea randamentului se poate efectua după formula (15.15). Caracteristica de exploatare se construieşte, de obicei, în sistemul de coordonate N — puterea turbinei (uneori debitul Q) şi H — căderea.

În fig. 15.25 este reprezentată caracteristica universală de exploatare a unei turbine de tip axial cu pale rotorice mobile foarte mari. Trebuie să se acorde atenţie celor două linii de limitare a puterii: cea înclinată în domeniul căderilor mici, care este determinată de deschiderea maximă şi de condiţiile de cavitaţie, iar cea verticală, care este determinată de puterea nominală a generatorului.

Fiecare punct de pe caracteristica universală corespunde cu un anumit regim de funcţionare a turbinei. Se disting două regimuri de funcţionare:

— optim (n'_{IO}, Q'_{IO}), la care turbina are randamentul maxim ($\eta = \eta_0$);

— limită ($n'_{I\,max}$ şi $Q'_{I\,max}$), la care deschiderea aparatului director al turbinei este maximă. Acest regim este determinat pentru turbinele radial-axiale şi propeler de poziţia liniei de 95% din puterea maximă; pentru turbinele cu pale rotorice mobile, regimul limită poate varia destul de puternic şi este determinat, în principiu, de valoarea admisibilă a coeficientului de cavitaţie (valoarea înălţimii de aspiraţie).

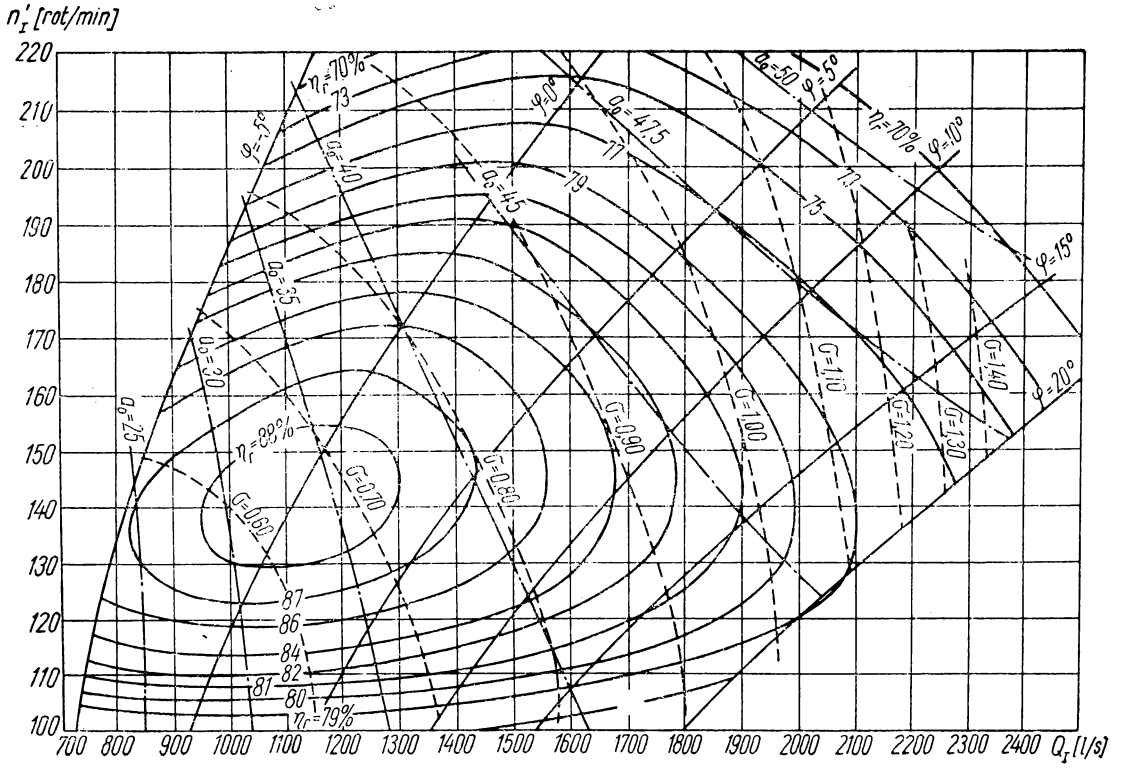


Fig. 15.17. Caracteristica universală a turbinei axiale PL15.

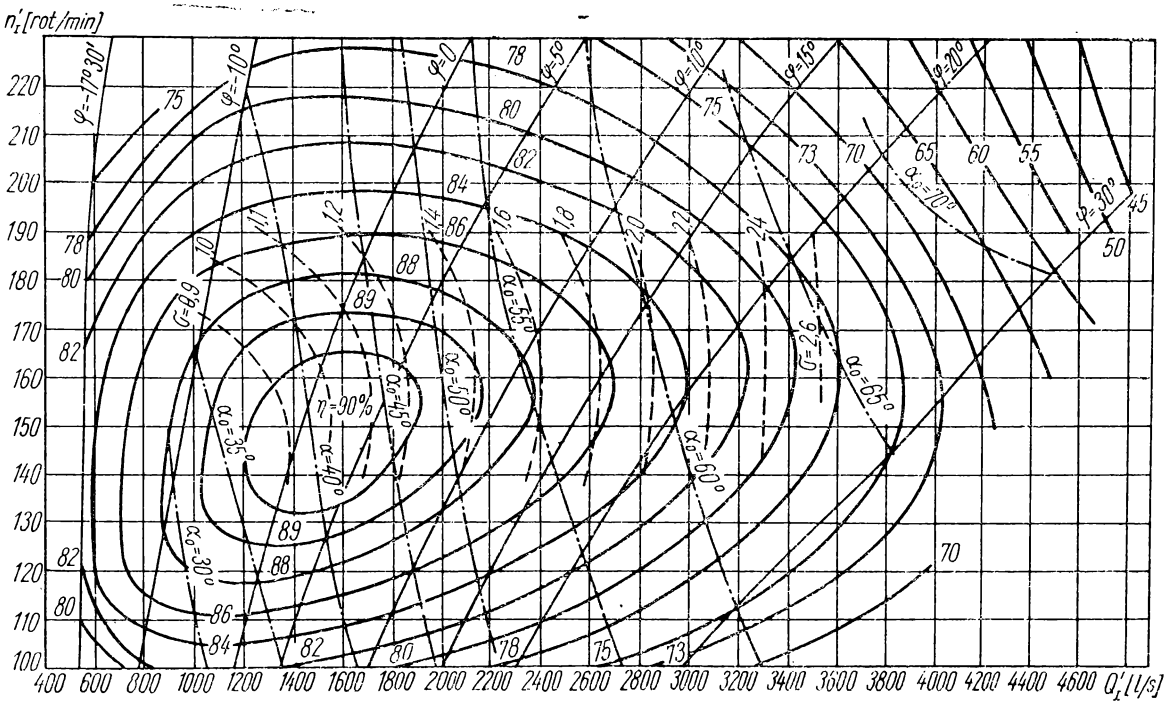


Fig. 15.18. Caracteristica universală a turbinei axiale orizontale cu agregat capsulat PL10 (deschiderea palelor directoare α_0).

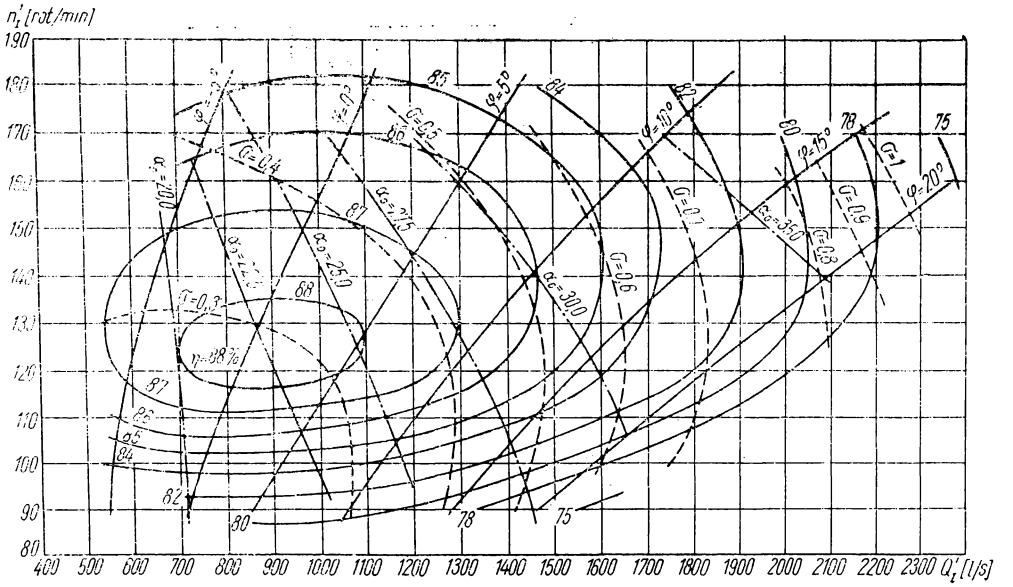


Fig. 15.19. Caracteristica universală a turbinei axiale PL30.

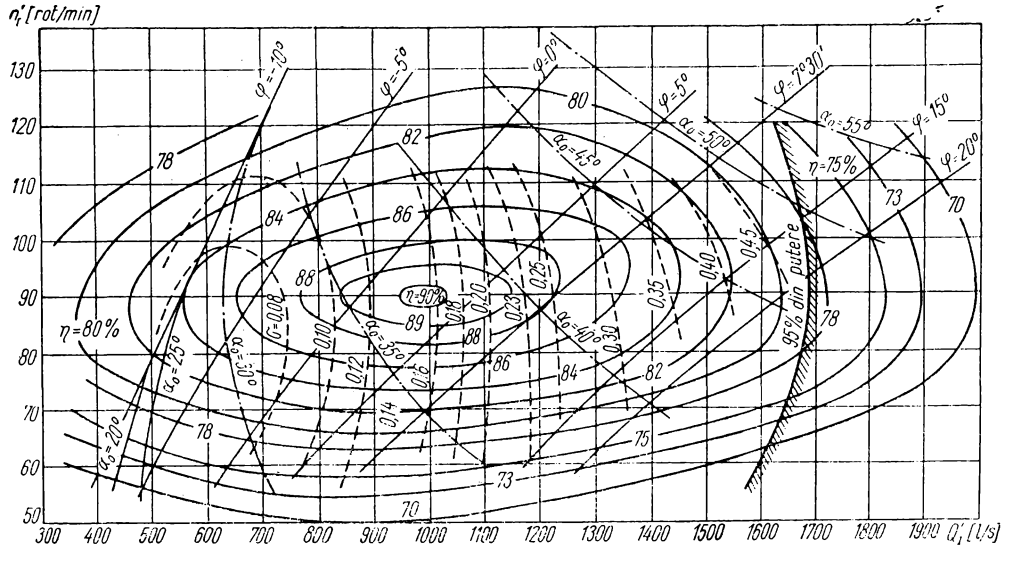


Fig. 15.20. Caracteristica universală a turbinei diagonale D75 (unghiul palelor rotorului 45°).

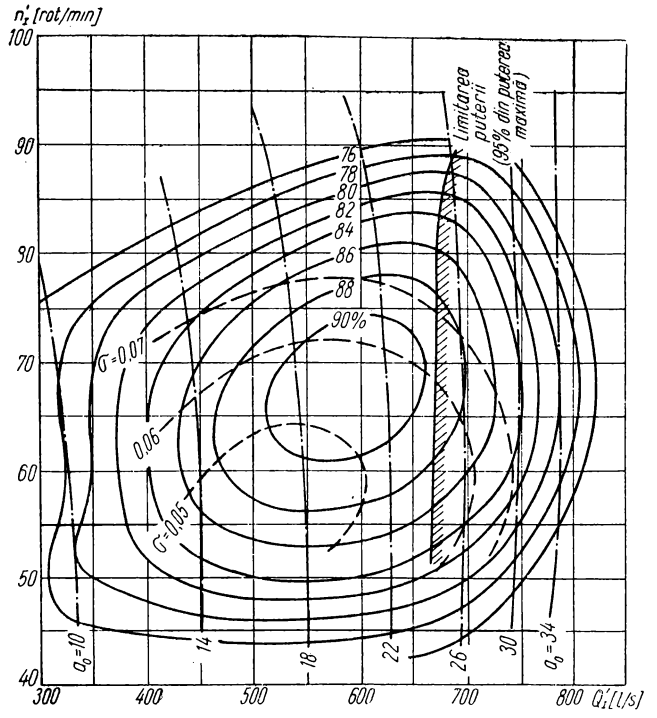


Fig. 15.21. Caracteristica universală a turbinei radial-axiale RO75.

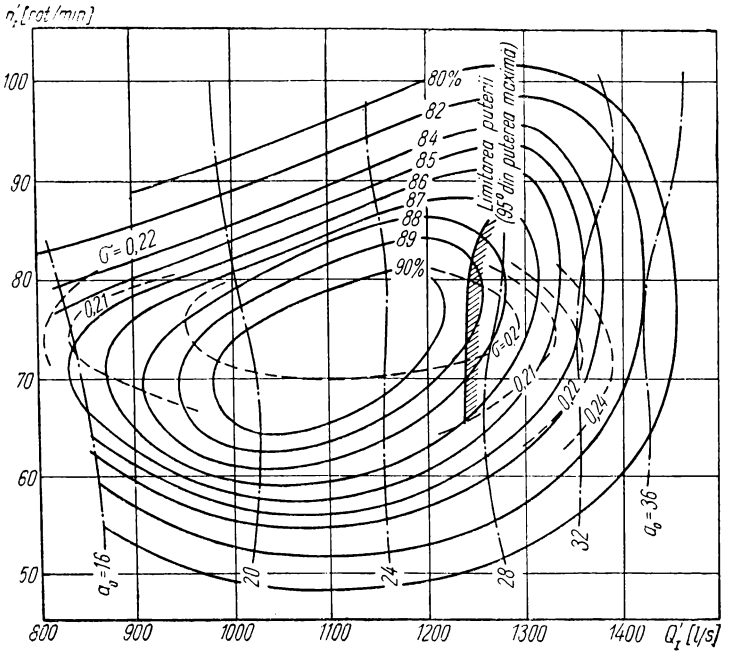


Fig. 15.22. Caracteristica universală a turbinei radial-axiale RO200.

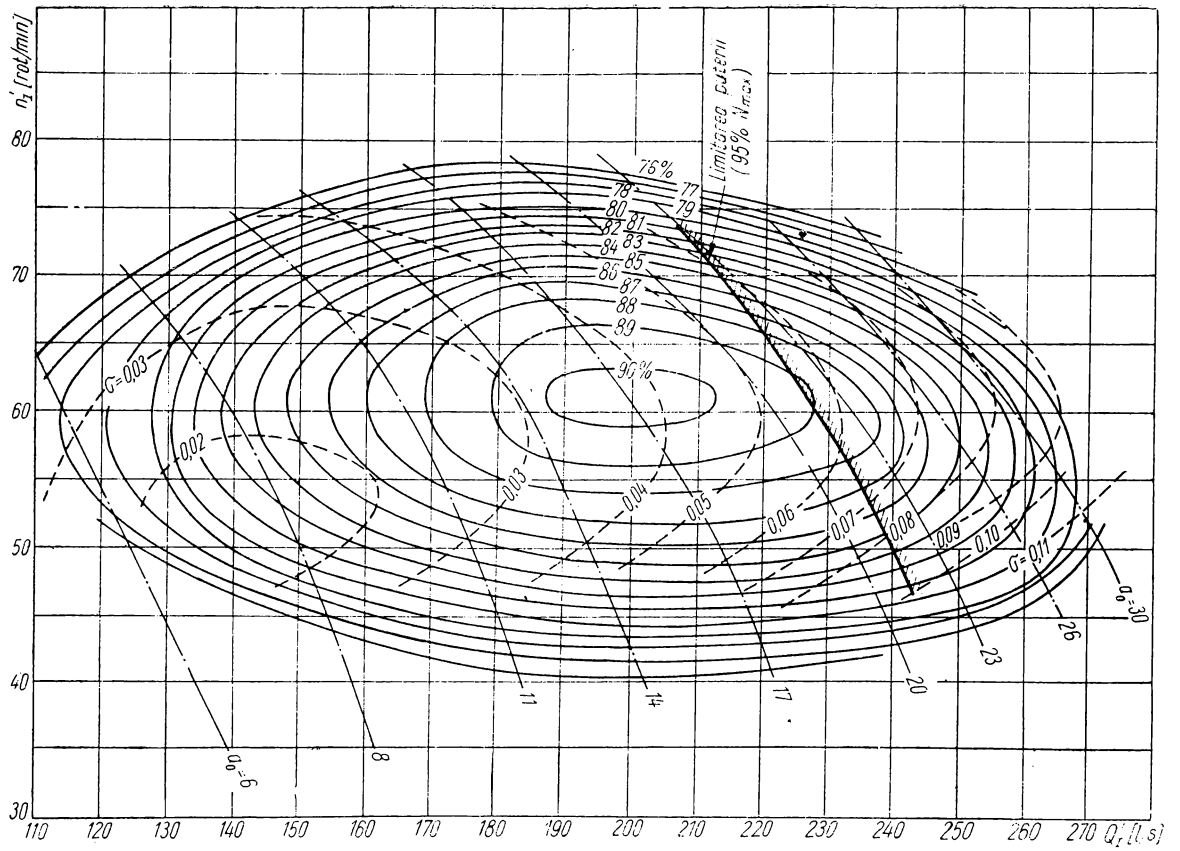


Fig. 15.23. Caracteristica universală a turbinei radial-axiale RO400.

Construirea caracteristicii de exploatare. Recalcularea valorilor coordonatelor fiecărui punct de regim (Q_I' și n_I') al caracteristicii universale principale în coordonatele (H și N) ale caracteristicii de exploatare se efectuează cu următoarele formule

$$H = \left(\frac{nD}{n_I'}\right)^2 \frac{\eta_{k\,m}}{\eta_{k\,n}}; \qquad N = 9{,}81\ Q_t H \eta_n, \tag{15.14}$$

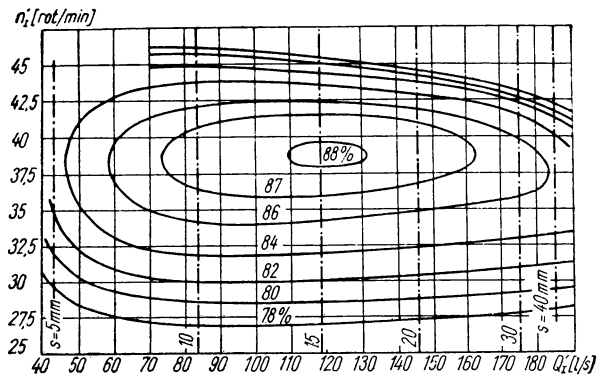


Fig. 15.24. Caracteristica universală a turbinei cu cupe cu un singur injector: s — cursa acului (deschiderea).

în care: $Q_t = Q_I' D^2 \sqrt{H} \sqrt{\eta_{k\,n}/\eta_{k\,m}}$ este debitul turbinei; η_n și η_m — randamentele turbinei prototip și a turbinei model.

Pe caracteristicile universale principale sînt, de obicei trecute valorile randamentului obținute direct la încercarea modelului. Experiența arată că o dată cu creșterea diametrului turbinei se micșorează pierderile de sarcină și, ca urmare, crește randamentul.

Dacă se menține similitudinea geometrică între model și turbina prototip, randamentul hidraulic optim al turbinei poate fi determinat cu formula următoare

$$\eta_{h\,n\,opt} = 1 - (1 - \eta_{h\,m\,opt})\left[1 - \varepsilon_r + \varepsilon_r \sqrt{\frac{D_m}{D_n}} \sqrt[10]{\frac{H_m}{H}}\right], \tag{15.15}$$

în care: D_n și $\eta_{hn\,opt}$ sînt, respectiv, diametrul și randamentul hidraulic optim al turbinei; D_m și $\eta_{h\,m\,opt}$ — idem, ale modelului; ε_r — valoarea relativă a pierderilor de sarcină. De obicei, se consideră $\varepsilon_r = 0{,}8—0{,}6$; H_m și H — căderile la turbină

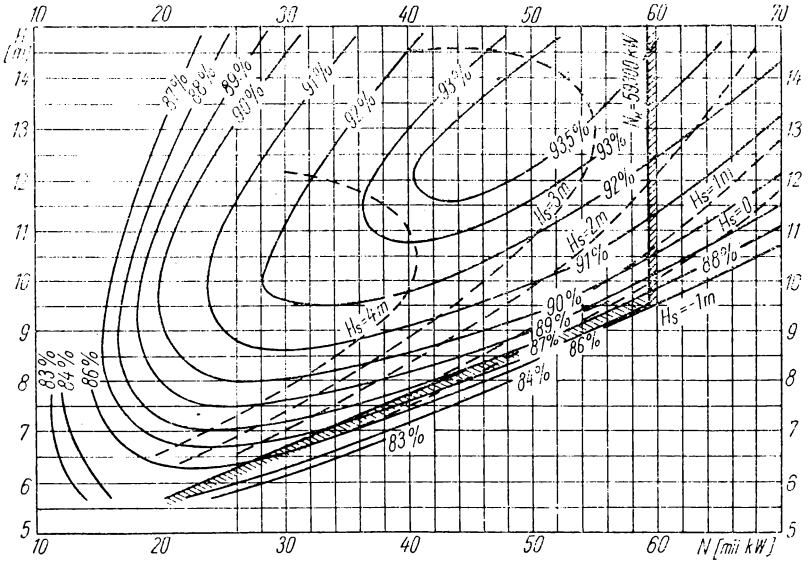


Fig. 15.25. Caracteristica universală de exploatare a turbinei axiale cu pale mobile ($D_1 = 10{,}3$ m; $n = 50$ rot/min).

pentru model și pentru turbina prototip. Raportul dintre căderi se ia în considerare numai cînd $H > 150$ m, mai exact cînd $H_m/H > 30$.

Pentru ușurarea calculelor, în fig. 15.26 sînt date valorile $\sqrt[5]{D_m/D_n}$ funcție de mărimea D_m/D_n.

Cu formula (15.15) se recalculează randamentul hidraulic. Pentru a obține în final randamentul, trebuie să se scadă pierderile mecanice $\Delta\eta_{mec}$, care pentru turbina prototip constituie 1—1,5%.

Astfel,

$$\eta_{n\ opt} = \eta_{h\ n\ opt} - \Delta\eta_{mec}.$$

Pentru celelalte regimuri, randamentul turbinei poate fi determinat folosind următoarele relații

$$\eta_n = \eta_m = \frac{\eta_{n\ opt}}{\eta_{m\ opt}},$$

sau

$$\eta_n = \eta_m + (\eta_{n\ opt} - \eta_{m\ opt}).$$

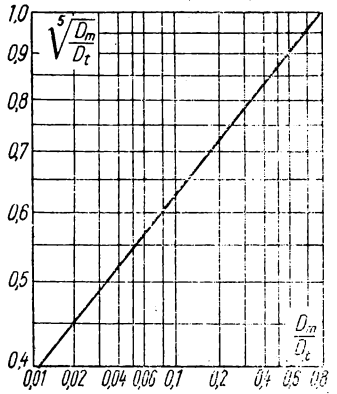


Fig. 15.26. Grafic pentru recalcularea randamentului turbinelor.

Caracteristica combinată determină raportul dintre deschiderea aparatului director a_0 și poziția φ a palelor rotorului în turbinele cu pale rotorice mobile, corespunzătoare valorii maxime a randamentului. În aceste condiții, s-au construit caracteristicile universale și de exploatare ale turbinelor cu pale rotorice mobile (fig. 15.17; 15.20). Aspectul caracteristicii combinate depinde de turația unitară redusă n_1' sau, în condiții de exploatare, cînd este constantă turația, de căderea H (fig. 15.27). Caracteristica combinată poate fi construită după caracteristica universală principală a turbinei cu pale rotorice mobile.

Nomenclatura turbinelor cu reacțiune cuprinde turbinele de toate dimensiunile, de la cele mai mici pînă la cele mai mari.

La turbinele radial-axiale, drept diametru al rotorului se ia diametrul maxim pe muchia de intrare a palelor D_1.

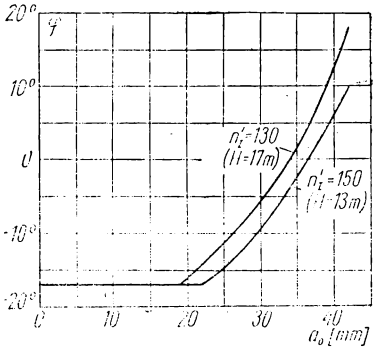


Fig. 15.27. Caracteristicile combinate ale turbinei cu pale mobile ($D_1 = 9{,}0$ m; $n = 60$ rot/min).

Dimensiunea caracteristică a turbinelor cu pale rotorice mobile se consideră diametrul camerei rotorului D_1 (practic este egal cu diametrul rotorului).

Este prevăzută următoarea serie normală de diametre ale turbinelor:

Turbine mici și medii cu D_1, în cm: 30; 35; 42; 50; 59; 71; 84; 100; 120; 140; 160; 180; 200; 225; 250;

Turbine mari cu D_1, în cm: 280; 320; 360 400; 450; 500; 550; 600; 650; 700; 750; 800 850; 900; 950; 1 000; 1 050:

Marca turbinei cu reacțiune include tipul și forma constructivă, precum și diametrul turbinei în centimetri.

Mărcile turbinelor cu reacțiune arată, de exemplu, astfel:

RO 75/702-V-300;

PL 20/661-V-800.

Tipul turbinei se notează prescurtat: RO — radial-axială; PL — cu palete rotorice mobile (axială); D — diagonală. Cifrele de după marcă reprezintă căderea maximă și numărul proiectului (tipul turbinei). Astfel, 75/702 arată că turbina este dimensionată la o cădere pînă la 75 m, iar tipul părților în contact cu apa are nr. 702. Pentru aceeași cădere pot exista și alte tipuri diferite ca formă a traseului părților în contact cu apa. Literele V sau G reprezintă „verticală" sau „orizontală", funcție de poziția arborelui. Cifra de la sfîrșitul mărcii (300; 800) reprezintă diametrul rotorului în centimetri.

În alte țări, turbinele RO se numesc turbine Francis, PL — Kaplan, iar cele cu cupe sînt Pelton sau cu jeturi libere.

Alegerea turbinelor pentru centralele hidroelectrice trebuie să se efectueze cu luarea în considerare a graficului regimului de funcționare a CHE, adică cu considerarea variațiilor de putere și de cădere în timp.

Alegerea prealabilă a turbinelor hidraulice cu reacțiune se poate efectua în funcție de căderea de calcul (se ia, de obicei, valoarea apropiată de cea minimă) cu ajutorul parametrilor unitari, care pot fi luați fie din caracteristicile universale principale, fie după datele din tabelele 15.4 și 15.5. În acest caz, este necesar să se aibă în vedere următoarele:

— Pentru turbinele PL (tabelul 15.4), în afară de turația unitară optimă $n'_{1\,opt}$ sînt date valorile

Tabelul 15.4

Parametrii caracteristici ai turbinelor cu pale rotorice mobile

Parametrii	Tipul turbinelor							
	PL10	PL15	PL20	PL30	PL40	PL50	PL60	PL80
Căderea maximă, m	10	15	20	30	40	50	60	80
Turația unitară optimă $n'_{1\,opt}$	165	150	135	120	115	110	105	100
Turația unitară medie de calcul, $n'_{1\,calc}$	190	170	155	140	130	125	120	110
Debitul unitar corespunzător rezervei de putere de 5%, Q'_1, l/s	2 340	2 150	2 060	1 940	1 840	1 700	1 600	1 480
Gama valorilor recomandate $Q'_{1\,max}$	2 340—2 100	2 150—1 870	2 060—1 700	1 940—1 400	1 650—1 190	1 400—1 150	1 300—1 000	1 100—900
Coeficient de cavitație σ, corespunzător $Q'_{1\,max}$	1,5—1,3	1,0—0,85	0,85—0,65	0,95—0,5	0,68—0,4	0,53—0,37	0,42—0,27	0,35—0,24

Tabelul 15.5

Parametrii caracteristici ai turbinelor radial-axiale

Parametrii	Tipul turbinei							
	RO45	RO75	RO115	RO170	RO230	RO310	RO400	RO500
Căderea maximă, m	45	75	115	170	230	310	400	500
Turația unitară optimă $n'_{1\,opt}$	80	75	70	70	65	60	60	58
Debitul unitar corespunzător rezervei de putere de 5% $Q'_{1\,max}$	1 300	1 200	1 150	950—650	650—420	420—280	240—200	200—150
Coeficient de cavitație σ, corespunzător $Q'_{1\,max}$	0,22	0,15	0,11	0,09—0,06	0,065—0,047	0,048—0,04	0,035—0,025	0,03—0,02

Observație. Pentru turbinele RO sînt date numai $n'_{1\,opt}$ după care se și determină turația, deși în cazul variațiilor mari ale căderii și pentru aceste turbine se poate adopta $n'_{1\,calc}$ ceva mai mare decît $n'_{1\,opt}$.

$n'_{I\,cal}$, care sînt ceva mai mari. La alegerea turbinelor după $n'_{I\,calc}$ se determină turația pentru condițiile căderii de calcul. În acest caz, se are în vedere faptul că totdeauna căderea medie ponderată de producere a energiei este mai mare decît căderea de calcul. De aici rezultă că turația unitară de calcul $n'_{I\,calc}$ nu rămîne constantă și la micșorarea variațiilor căderii se apropie de $n'_{I\,opt}$,

— La turbinele PL, capacitatea maximă de curgere (înghițire), corespunzătoare cu rezerva de putere de 5%, la debitul de calcul, nu se folosește, de obicei, din considerente cavitaționale. În tabelul 15.4 sînt indicate valorile orientative $Q'_{I\,max}$ și valorile corespunzătoare ale coeficientului de cavitație σ. Valorile intermediare σ se pot afla prin interpolare în raport cu $Q'_{I\,max}$.

La turbinele RO, $Q'_{I\,max}$ la căderea de calcul se ia, de obicei, pe curba de putere limită de 5%. Pentru turbinele RO de cădere mare sînt indicate două limite $Q'_{I\,max}$ și valorile corespunzătoare σ caracteristice diferitelor tipuri de turbine, dimensionate pentru căderea indicată (forme diferite ale părților în contact cu apa).

— Valorile randamentului pot fi determinate pe baza caracteristicilor universale reduse, sau pentru deschiderea (puterea) maximă din tabelul 15.6.

Tabelul 15.6

Valoarea orientativă a randamentului turbinelor la deschiderea (puterea) maximă

N, kW	1 000	4 000	10 000	40 000	100 000 și peste
η, %	85 87	86 88	87 89	88 90	89 91

În centralele hidroelectrice moderne mari și mijlocii arborii turbinei și generatorului sînt cuplați rigid. Prin urmare, turația turbinei n trebuie să coincidă cu turația generatorului, determinată de relația obținută privind condiția ca frecvența curentului să fie egală cu 50 Hz

$$np = 6\,000, \qquad (15.16)$$

unde : p este numărul de poli (p este un număr par ; dacă p depășește 24, este de dorit ca el să fie multiplu de patru).

Dimensiunile turbinelor cu reacțiune pot fi determinate după mărimea D_1, aflată prin calcul pe baza datelor expuse în fig. 15.28. Toate dimensiunile din fig. 15.28 sînt date în raport cu D_1.

Exemplu. Se cere să se aleagă turbina cu reacțiune după parametrii unitari. Se dau : căderea de calcul $H = 60$ m ; căderea maximă $H_{max} = 67$ m ; puterea agregatului $N = 10\,000$ kW ; cota biefului aval deasupra nivelului mării 300 m.

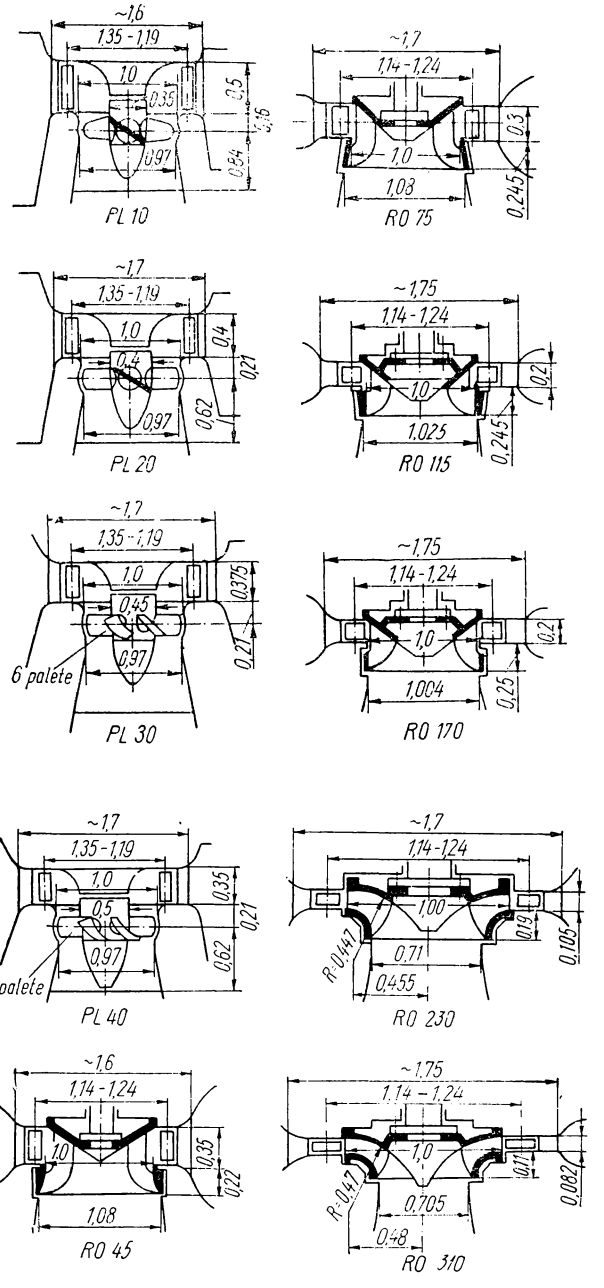


Fig. 15.28. Dimensiunile relative ale turbinelor de diferite tipuri.

Rezolvare. 1. După căderea maximă (tabelul 15.5) se alege tipul turbinei — RO 75 ;

2. Se stabilește valoarea orientativă a randamentului turbinei la puterea maximă $\eta = 87\%$ (tabelul 15.6) și se calculează debitul prin turbină, folosind formula (15.2′)

$$Q = \frac{N}{9{,}81 H \eta} = \frac{10\,000}{9{,}81 \cdot 60 \cdot 0{,}87} = 19{,}5 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

3. Se determină diametrul turbinei.

Pentru RO 75 debitul maxim unitar (de calcul) $Q'_1 = 1{,}2$ m³/s (tabelul 15.5). Folosind formulele (15.6) se obține

$$Q = Q'_{1\,max} D_1^2 \sqrt{H};$$

$$D_1^2 = \frac{Q}{Q'_{1\,max}\sqrt{H}} = \frac{19{,}5}{1{,}2\sqrt{60}} = 2{,}1; \quad D_1 = 1{,}45 \text{ m}.$$

Se adoptă diametrul mai mare cel mai apropiat $D_1 = 160$ cm, conform nomenclaturii normale (pag. 351) (dacă se adoptă dimensiunea mai mică de 140 cm, nu se obține puterea necesară);

4. Se determină turația. Turația optimă unitară $n'_{1\,opt} = 75$ rot/min (tabelul 15.4); adoptăm această valoare drept turație de calcul. Atunci, din formula (15.6) se obține

$$n = n'_{1\,opt}\frac{\sqrt{H}}{D} = \frac{75\sqrt{60}}{1{,}6} = 358 \text{ rot/min}.$$

Cea mai apropiată turație a generatorului se află cu formula (15.16): pentru $p = 18$ rezultă $n = 333{,}3$ rot/min; pentru $p = 16$, rezultă $n = 375{,}0$ rot/min.

Se adoptă ultima variantă, deoarece este mai apropiată de valoarea optimă determinată.

Debitul prin turbină va fi egal cu $Q = Q'_{1\,max} D^2 \sqrt{H} = 1{,}2 \cdot 1{,}6^2 \sqrt{60} = 23{,}8$ m³/s. Puterea maximă a turbinei $N = 9{,}81 \cdot 23{,}8 \cdot 60 \cdot 0{,}87 = 12\,200$ kW, adică ceva mai mare decît cea dată;

5. Se determină înălțimea admisibilă de aspirație cu formula (15.10). Coeficientul de cavitație pentru turbine RO 75 se adoptă din tabelul 15.3; $\sigma = 0{,}15$

$$H_s = 10 - \frac{\blacktriangledown}{900} - \sigma H = 10 - \frac{300}{900} - 0{,}15 \cdot 60 = 0{,}67 \text{ m},$$

adică turbina trebuie instalată cel mult cu 0,67 m mai sus de cota biefului aval.

Alegerea prealabilă a turbinelor cu cupe se poate efectua adoptînd drept dimensiuni caracteristice principale diametrul rotorului și diametrul ajutajului. Marca turbinei cu cupe poate fi notată, de exemplu, astfel K 35-V 300/25 × 4, ceea ce înseamnă: turbină cu cupe tip 35 cu arbore vertical (în cazul arborelui orizontal se pune litera G) diametrul rotorului 300 cm cu patru ajutaje cu diametrul de cîte 25 cm. Diametrul ajutajului se ia ceva mai mare decît diametrul jetului.

Viteza jetului înainte de contactul cu pala (cu cupa) este

$$v_j = (0{,}96 - 0{,}98)\sqrt{2gH}. \qquad (15.17)$$

Viteza periferică cea mai avantajoasă a rotorului u, care asigură randamentul maxim, trebuie să fie ceva mai mică decît jumătate din v_j. De obicei, se adoptă

$$u = (0{,}43 - 0{,}47)\sqrt{2gH}. \qquad (15.18)$$

De aici, turația n a arborelui turbinei va fi

$$n = \frac{60u}{\pi D}. \qquad (15.19)$$

În scopul măririi turației turbinei, se tinde să se micșoreze D, adică să se mărească turația specifică a turbinei, ceea ce permite să se reducă greutatea și gabaritele generatorului. Aceasta este admisibil pînă la o anumită limită, sub care micșorarea în continuare a diametrului sau, mai exact, a raportului D/d_j, unde d_j este diametrul jetului, duce la scăderea randamentului turbinei. De obicei, valoarea minimă D/d_j pentru rotoare turnate integral este de 7—8, iar pentru rotoarele cu cupe demontabile 10—12.

Raportul dintre turația specifică a turbinelor cu cupe și numărul de ajutaje trebuie să corespundă cu datele din tabelul 15.7. Trebuie să se aibă în vedere faptul că la valorile extreme ale coeficientului de rapiditate se micșorează randamentul turbinei.

Tabelul 15.7

Valorile orientative ale randamentului turbinelor cu cupe funcție de turația specifică pentru un injector

Turația specifică (pentru un injector) n_{s1}	Puterea turbinei			
	100	75	50	25
6	84,5	85,5	85,5	81
10	86,5	87,5	87,5	83
14	87,5	88,5	88,5	84
18	86,5	87,5	87,5	83
22	85	86	86	82
26	83	84	84	80,5
28	81	82,5	83	79,5
32	77,5	79,5	80	77,5

Observație. Dacă turbina este cu două injectoare, la un injector rezultă $n_{s1} = \frac{n_s}{\sqrt{2}}$. Dacă este cu patru injectoare (cu un rotor sau cu două rotoare gemene), la un injector rezultă $n_{s1} = n_s/2$. S-a notat cu n_s — turația specifică (rapiditatea).

Exemplu. Să se aleagă turbina cu cupe corespunzătoare cunoscînd căderea de calcul $H = 450$ m și puterea $N = 20\,000$ kW.

Rezolvare. 1. Se examinează varianta turbină cu un singur injector. Din tabelul 15.7 se adoptă valoarea $n_{s1} = 18$ rot/min, la care randamentul este suficient de ridicat. În acest caz, $n_{s1} = n_s$. Din formula (15.7) se obține

$$n = \frac{n_s H \sqrt[4]{H}}{\sqrt{1{,}36\,N}} = 18{,}450 \sqrt{\frac{\sqrt{450}}{1{,}36 \cdot 20\,000}} = 225 \text{ rot/min}.$$

Turația este relativ mică. Gabaritele turbinei și generatorului vor fi suficient de mari. Mărirea turației datorită creșterii n_{s1} nu este avantajoasă, deoarece va duce la scăderea randamentului (dacă se adoptă $n_{s1} = 28$, conform datelor din tabelul 15.7, randamentul se va micșora cu 5,5%). Se va adopta turbina cu patru injectoare cu valoarea $n_{s1} = 18$ rot/min. Atunci, $n_s = 2n_{s1} = 36$ și, prin urmare $n = 450$ rot/min. Pentru hidrogenerator se poate adopta turația cea mai apropiată de 428,6 rot/min ($p = 14$). Din punct de vedere constructiv, aceasta poate fi fie o turbină verticală cu un rotor și patru injectoare, fie o turbină orizontală cu două rotoare și două injectoare pentru fiecare rotor;

2. Se determină gabaritele turbinei. Debitul trecut prin turbină se determină cu relația (15.2'). Valoarea randamentului la sarcina de 100% se ia din tabelul 15.6 egală cu 86,5%.

$$Q = \frac{N}{9{,}81 H\eta} = \frac{20\,000}{9{,}81 \cdot 450 \cdot 0{,}865} = 5{,}25 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Debitul pentru un injector rezultă $5{,}25 : 4 = 1{,}31$ m³/s.

Viteza jetului înainte de contactul cu cupele se determină cu formula (15.17)

$$v_j = 0{,}97\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 450} = 91 \text{ m/s}.$$

Aria secțiunii jetului $F_j = Q : v_j = 1{,}31 : 91 = 0{,}0144$ m². Diametrul jetului $d_j = 0{,}154$ m; diametrul ajutajului $d = 1{,}1 d_j = 0{,}17$ m.

Diametrul rotorului se poate determina pornind de la următoarele considerente. Valoarea optimă a vitezei periferice determinate cu formula (15.18) este

$$u = 0{,}45\sqrt{2gH} = 0{,}45\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 450} = 42{,}3 \text{ m/s}.$$

Deoarece turația adoptată este 428,6 rot/min, din formula (15.19) se obține

$$D = \frac{60 \cdot 42{,}3}{3{,}14 \cdot 428{,}6} = 1{,}9 \text{ m}.$$

Diametrul exterior al rotorului va fi egal, orientativ, cu $1{,}9 + 2{,}7d = 1{,}9 + 2{,}7 \cdot 0{,}17 = 2{,}36$ m. Pe baza acestor dimensiuni se pot trasa gabaritele aproximative ale turbinei.

15.2. POMPE CU PALE

Principalii parametri care caracterizează funcționarea unei instalații de pompare (fig. 15.29, *a*) sînt:

— Înălțimea statică sau geodezică H_{st} — diferența dintre nivelul apei în bazinul de refulare (superior) și de aspirație (inferior)

$$H_{st} = \blacktriangledown B_r - \blacktriangledown B_a. \qquad (15.20)$$

Dacă instalația de pompare funcționează în condiții în care presiunile la suprafața liberă a lichidului din bazinele de aspirație p_{Ba} și de refulare p_{Br} sînt diferite, înălțimea statică este egală cu

$$H_{st} = \blacktriangledown B_r - \blacktriangledown B_a + \frac{p_{Br} - p_{Ba}}{\gamma}, \qquad (15.20')$$

unde: γ este greutatea specifică a lichidului pompat.

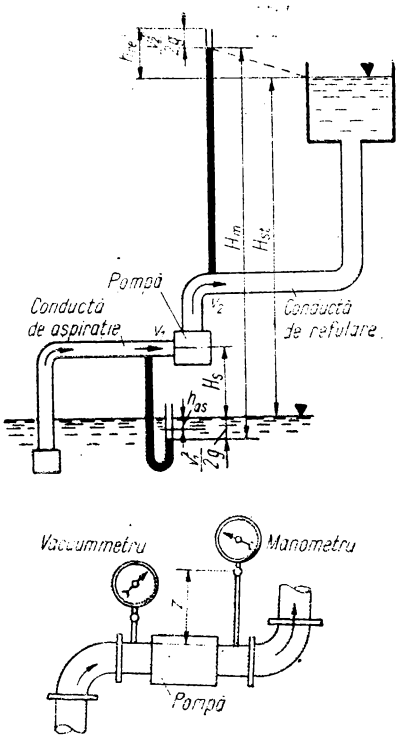


Fig. 15.29. Schema instalației de pompare.

— Înălțimea de pompare H este diferența dintre energiile specifice ale lichidului din bazinul de refulare și din bazinele de aspirație ale pompei

$$H = H_{st} + h_r, \qquad (15.21)$$

unde: h_r sînt pierderile de sarcină totale locale și distribuite pe lungime în conductele de aspirație și de refulare

$$h_r = h_{ra} + h_{rr}.$$

Pentru determinarea valorii presiunii la racordul cu conducta de refulare se atașează un manometru, iar la racordul cu conducta de aspirație un vacuummetru (cînd pompa funcționează fără contrapresiune și presiunea din conducta de aspirație este sub cea atmosferică, în caz contrar se pune un manometru și pe conducta de aspirație).

Dacă citirea la manometru este M m coloană de lichid pompat, iar la vacuummetru — V m coloană de lichid pompat (fig. 15.29, *b*), înălțimea de pompare se determină cu relația următoare

$$H = M + V + z + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}, \qquad (15.21')$$

în care: z este diferența dintre cota de montare a manometrului și cota de montare a vacuummetrului (z este pozitiv dacă manometrul este situat mai sus decît vacuummetrul).

Deoarece în instalațiile de pompare mărimea $(v_2^2 - v_1^2)/2g$, de regulă, este foarte mică, înălțimea de pompare se consideră practic egală cu

$$H = M + V + z \text{ [m]}. \qquad (15.21'')$$

— Puterea la axul (arborele) pompei se determină cu formula următoare

$$N = \frac{\gamma Q H}{102\eta}, \qquad (15.22)$$

în care: γ este greutatea specifică a lichidului pompat, în kgf/m³; Q — debitul pompei, adică cantitatea de lichid pompat în unitatea de timp, în m³/s (l/s); H — înălțimea de pompare, în m coloană de lichid pompat; η — randamentul total al pompei, care ia în considerare pierderile mecanice, hidraulice și de volum, în pompă.

Structura cinematică a curenților la funcționarea pompelor centrifuge și elicoidale[1] este ilustrată în fig. 15.30. În pompele centrifuge, în secțiunea de intrare, viteza absolută a lichidului v_1 are o direcție apropiată de cea radială. Paralelogramul vitezei la intrare poate fi construit, dacă viteza v_1 este descompusă în componente: viteza de transport $u_1 = \pi D_1 n/60$ și viteza relativă w_1. Pe muchia de ieșire a palelor rotorului, viteza absolută v_2 se determină prin construirea paralelogramului cu viteza relativă w_2 și viteza de transport $u_2 = \pi D_2 n/60$.

În pompele elicoidale, admisia apei la rotor se face după direcția axială. La intrarea în rotor viteza v_1 este îndreptată paralel cu axa, iar la ieșirea din rotor viteza v_2 este îndreptată sub un unghi față de axă (lichidul se rotește în raport cu axa și în același timp se deplasează paralel cu ea). Pentru a elimina răsucirea curentului și a îndrepta lichidul paralel cu axa, la ieșirea din rotor se montează aparatul director (stator postrotoric).

Legătura dintre energia transmisă unui kgf de lichid pompat, înălțimea de pompare H și paralelogramele vitezelor este dată de ecuația fundamentală a pompelor centrifuge — ecuația Euler.

$$\frac{H}{\eta_h} = \frac{u_2 v_2 \cos\alpha_2 - u_1 v_1 \cos\alpha_1}{g},$$

în care: η_h este randamentul hidraulic al pompei; g — accelerația gravitației.

[1] Mai în amănunt despre pompe, vezi Lomakin, A. A., Tentrobejnîe i osevîe nasosî, M., Mașinostroenîe, 1966; Cerkasski, V. M. ș.a., Nasosî, kompressorî, ventilatorî, M., Energhiia, 1968; Stepanov, A. I., Tentrobejnîe i osevîe nasosî, M., Masghiz, 1960 (VIGM). Nasosî (catalog-îndreptar), M., Masghiz, 1959; Krivcenko, G. I., Nasosî i ghidroturbinî, M., Energhia, 1970.

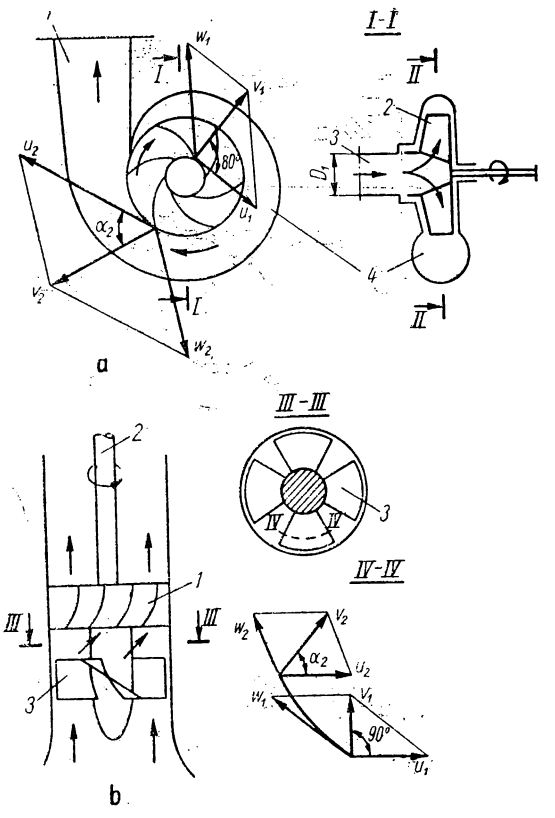


Fig. 15.30. Schemele de principiu ale pompelor centrifugă și axială și paralelogramele vitezelor:
a — schema pompei centrifuge; *b* — schema pompei axiale (elicoidale); *1* — racord de refulare; *2* — rotor; *3* — racord de admisie; *4* — melc; *5* — aparat director; *6* — arbore; *7* — palele rotorului.

Introducînd circulația vitezei Γ, determinată cu formula (15.3, *a*), ecuația Euler se scrie sub forma

$$\frac{H}{\eta_h} = \frac{\omega}{2\pi g}(\Gamma_2 - \Gamma_1),$$

în care: ω este viteza unghiulară de rotație a rotorului (1/s); Γ_2, Γ_1 — circulația vitezei pe un contur după ieșirea curentului din rotor și, respectiv, pe un contur înainte de intrarea în rotor. Deoarece înainte de intrarea în rotor $\Gamma_1 \approx 0$, înălțimea de pompare dezvoltată de pompă este determinată, în principal, de Γ_2 — circulația vitezei la ieșirea din rotor

$$\frac{H}{\eta_h} = \frac{\omega}{2\pi g}\Gamma_2.$$

Regimul optim de funcționare a pompei, la care randamentul are valoarea maximă, este determinat de condiția admisiei fără șoc a curentului în rotor. Prin urmare, direcția vitezei relative trebuie să coincidă cu direcția tangentei la muchia palei în secțiunea de intrare în rotor.

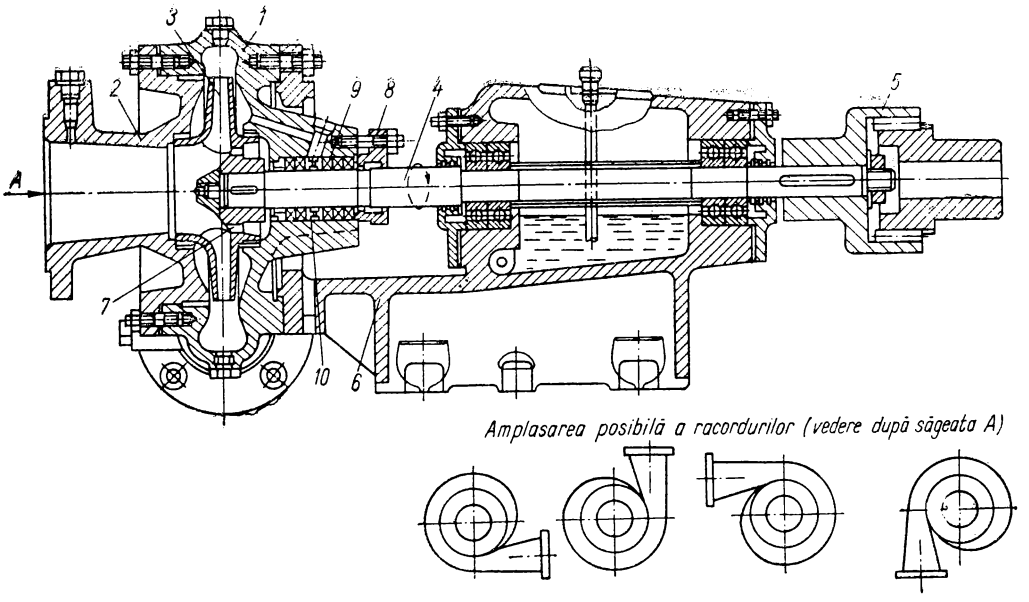


Fig. 15.31. Pompă în consolă (tip K).

Construcţia pompelor se dă în continuare pentru principalele tipuri de pompe.

Pompa în consolă tip K (fig. 15.31) este alcătuită dintr-un corp turnat *1* cu carcasă spirală şi racord la conducta de refulare, racord demontabil *2* la conducta de aspiraţie, rotor *3*, calat pe arborele *4*, îmbinat cu arborele electromotorului prin intermediul cuplajului *5*. Arborele cu rulmenţi şi corpul *1* se fixează pe batiul *6*. La majoritatea pompelor, butucul rotorului are mai multe găuri de egalizare a presiunilor *7* pentru micşorarea forţei axiale transmise arborelui. Arborele se etanşează cu o presetupă, alcătuită din corp, capac *8*, garnitura *9* şi inelul de etanşare *10*. Racordul la conducta de aspiraţie al pompelor în consolă este totdeauna orizontal, dar poziţia racordului la conducta de refulare poate fi diferită.

Pompele monobloc tip KM (fig. 15.32) diferă de cele în consolă prin elemente constructive. La pompele monobloc, rotorul *1* este calat direct pe capătul arborelui *2* al electromotorului cu flanşă *3*. Racordul la conducta de admisie *4*, carcasa spirală *5* şi racordul la conducta de refulare *6* sînt executate sub forma unui bloc unic turnat, care prin racordul *7* se fixează prin buloane de flanşa electromotorului. Pompa se fixează pe fundaţie numai prin batiul electromotorului. Presetupa *8* este, de obicei, simplă, fără inel de etanşare. Avantajul pompelor monobloc constă în alcătuirea compactă, dimensiuni şi greutate mai mici, lipsa cuplajului de racord, dar sînt produse numai la dimensiuni reduse.

Pompa cu dublu flux tip D (fig. 15.33) are rotorul dublu *1*. Admisia apei la pompă se realizează prin racordul la conducta de aspiraţie *2*, evacuarea apei prin racordul la conducta de refulare *3*, turnat împreună cu corpul pompei *4*. Jumătatea de sus a corpului (capacul) *5* al pompei este demontabilă. Apa la inelele de etanşare a presetupelor se aduce prin ţevile *6*. Această pompă are un rotor echilibrat la forţele axiale, care pentru aceleaşi dimensiuni dă un debit dublu în comparaţie cu rotorul simplu al pompei în consolă.

Pompele centrifuge verticale tip V (fig. 15.34) se folosesc în cazul în care este necesară obţinerea unui debit foarte mare la o presiune ridicată. Rotorul *1* este calat pe arborele vertical *2*, care printr-un cuplaj cu flanşele *3* se racordează cu arborele electromotorului vertical. Corpul pompei mai cuprinde doar lagărul de ghidare radial *4*; forţa axială se transmite rulmenţilor electromotorului. Admisia apei la rotor se face de jos prin

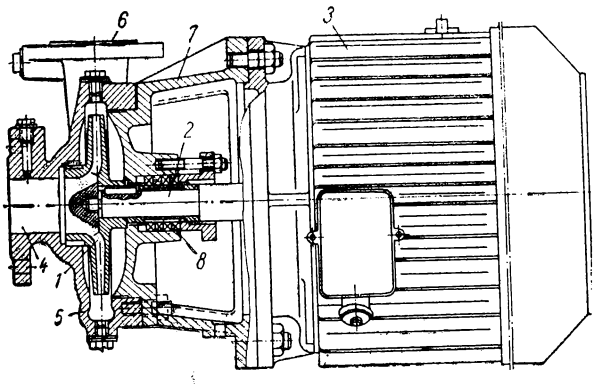


Fig. 15.32. Pompă monobloc în consolă (tip KM).

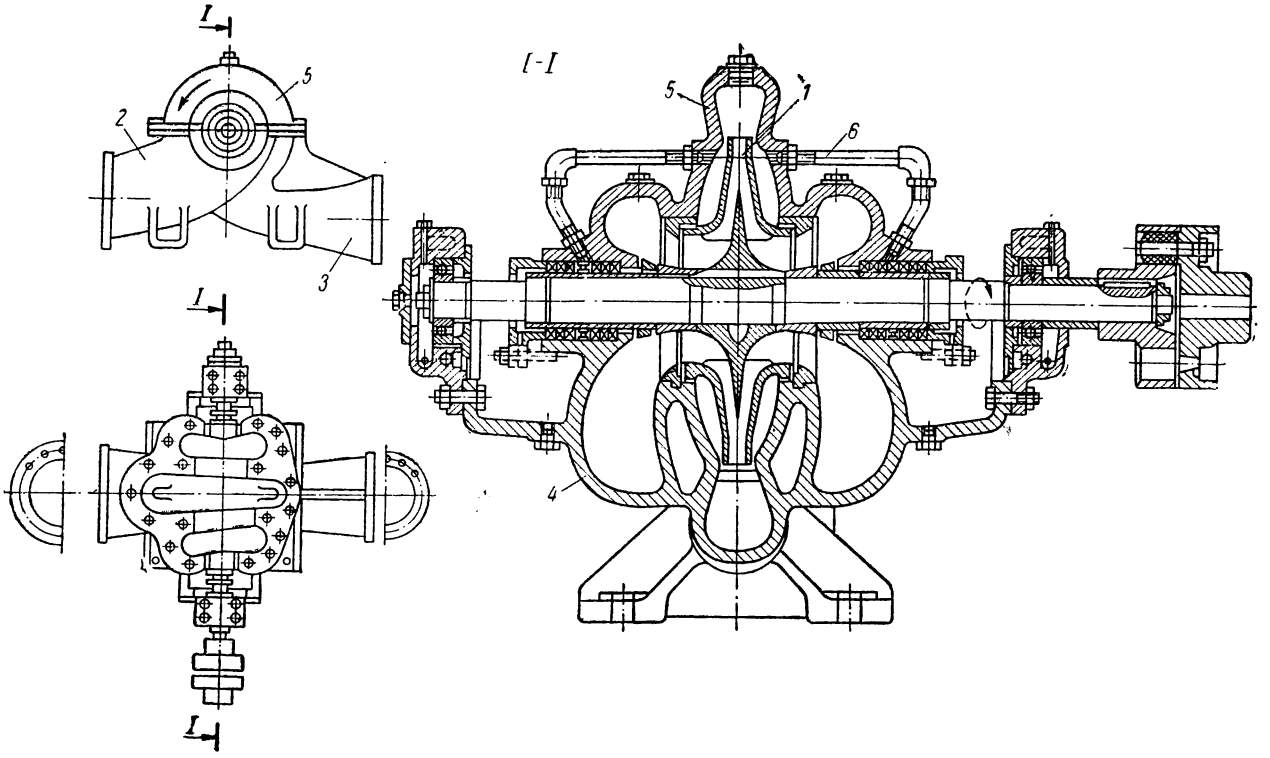


Fig. 15.33. Pompă cu dublu flux (tip D).

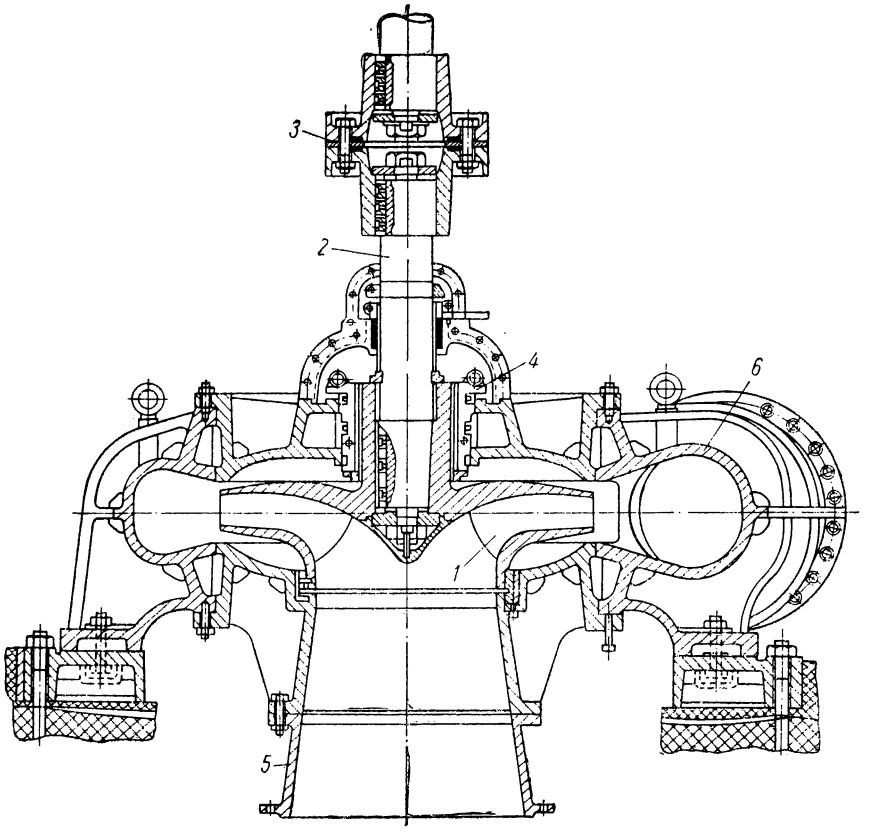


Fig. 15.34. Pompă centrifugă verticală (tip V).

racordul confuzor *5*, iar evacuarea se face prin carcasa spirală *6*, care are nervuri puternice și urechi de prindere pentru fixarea pe fundație.

Pompele axiale (propeler „0" și cu pale rotorice mobile „OP") (fig. 15.35) se folosesc cînd este necesar un debit foarte mare la presiuni relativ mici. Rotorul *2* cu butucul rotorului *3* se fixează de arborele *4*. Lagărele de ghidare ale pompei, de obicei cu cuzineți din lignofoliu *5* și *6* și cu ungere cu apă se fixează de partea centrală a statorului postrotoric *7* și în corpul cotului *8*. Deasupra lagărului superior se montează presetupa *9*. Arborele pompei, prin intermediul cuplajului *10*, se racordează cu arborele electromotorului. Admisia apei la rotor se realizează prin racordul confuzor sau prin conducta de aspirație *1*.

Pompele cu pale rotorice mobile diferă de pompele propeler prin faptul că palele rotorului își pot modifica unghiul de fixare (se pot roti). Aceasta îmbunătățește posibilitățile de reglare a pompei în ceea ce privește debitul și presiunea și mărește randamentul ei. Mecanismul de rotire este situat în butucul rotorului și prin intermediul pîrghiei, care trece prin arborele tubular, se racordează cu aparatul de comandă.

Pompele submersibile cu arbore de transmisie (T.V.T.) sînt adaptate special pentru instalare în puțuri și se folosesc pentru alimentări cu apă, irigații și coborîrea nivelului apelor freatice. Pompa (fig. 15.36) reprezintă un agregat alcătuit

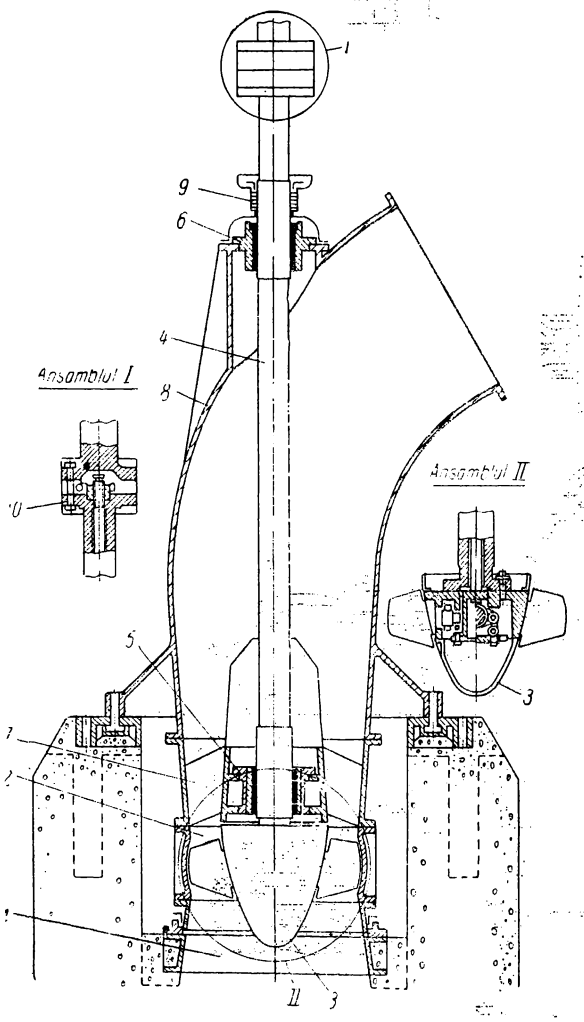


Fig. 15.35. Pompă axială (cu pale mobile) (tip OP).

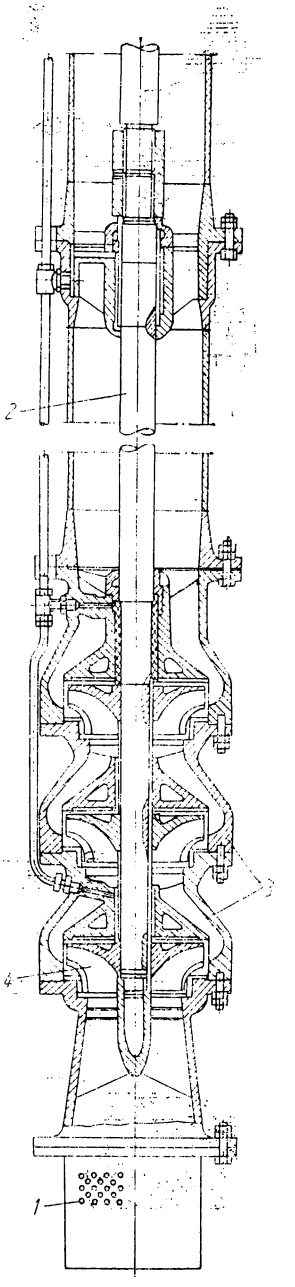


Fig. 15.36. Pompă submersibilă (cu trei trepte).

din pompa propriu-zisă cu grătarul sorbului *1*, arborele *2*, de la pompă pînă la gura puțului și sistemul de sprijin cu electromotorul (vertical, cu flanșă), montată deasupra puțului.

Pompa este alcătuită din cîteva secțiuni, fiecare din ele cuprinzînd corpul *3* și rotorul *4*. Pompa poate fi asamblată cu un număr diferit de secțiuni (rotoare). La creșterea înălțimii de pompare a apei se mărește și numărul de secțiuni (în fig. 15.36 este arătată pompa cu trei secțiuni).

Electropompele submersibile (EȚV) au motorul electric de tip subiners (capsulat), ceea ce elimină necesitatea unui arbore de transmisie lung.

Pompele cu mai multe trepte se folosesc pentru obținerea unor presiuni foarte mari. Se construiesc pe principiul cuplării în serie a mai multor rotoare în același agregat.

Pompe de noroi (fig. 15.37). Ca soluție constructivă și ca principiu de funcționare, pompele de noroi sînt analoage pompelor în consolă. Principalele particularități constructive ale acestora sînt legate de necesitatea protecției organelor de lucru la uzura prin abraziune și de asigurarea posibilității trecerii prin pompă a pietrelor relativ mari. Rotorul *1* este turnat din oțel, are un număr redus pale (2—4). În scopul protejării arborelui împotriva uzurii, presetupa *3* este situată pe butucu mărit al rotorului. În afară de aceasta, pentru protejarea presetupei împotriva pătrunderii nisipului, la presetupă se aduce printr-o conductă apă curată la o presiune care depășește presiunea dezvoltată de pompa de noroi. Pentru protecția corpului împotriva uzurii, pompa de noroi este înzestrată cu discuri de blindaj din oțel, intersanjabil, *4* și *5*. Forța axială transmisă arborelui este preluată de rulmenții *6* și se transmite corpului pompei de noroi *7*. Pentru cuplare directă la arborele electromotorului se folosește cuplajul *8*.

Recalcularea parametrilor de funcționare ai pompei la modificarea turației (dar cu $\eta = \text{const}$) se efectuează cu formulele următoare

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{n_1}{n_2}; \quad \frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2; \quad \frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^3. \qquad (15.23)$$

Dacă variază concomitent turația și diametrul rotorului, păstrîndu-se similitudinea geometrică a părților în contact cu apa (în principiu a rotorului), atunci debitul, presiunea și puterea pentru regimul dat (η) vor fi determinate cu relațiile următoare

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{n_1}{n_2}\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^3; \quad \frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2\left(\frac{D_1}{D^2}\right)^2; \quad \frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^3\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^5. \qquad (15.23')$$

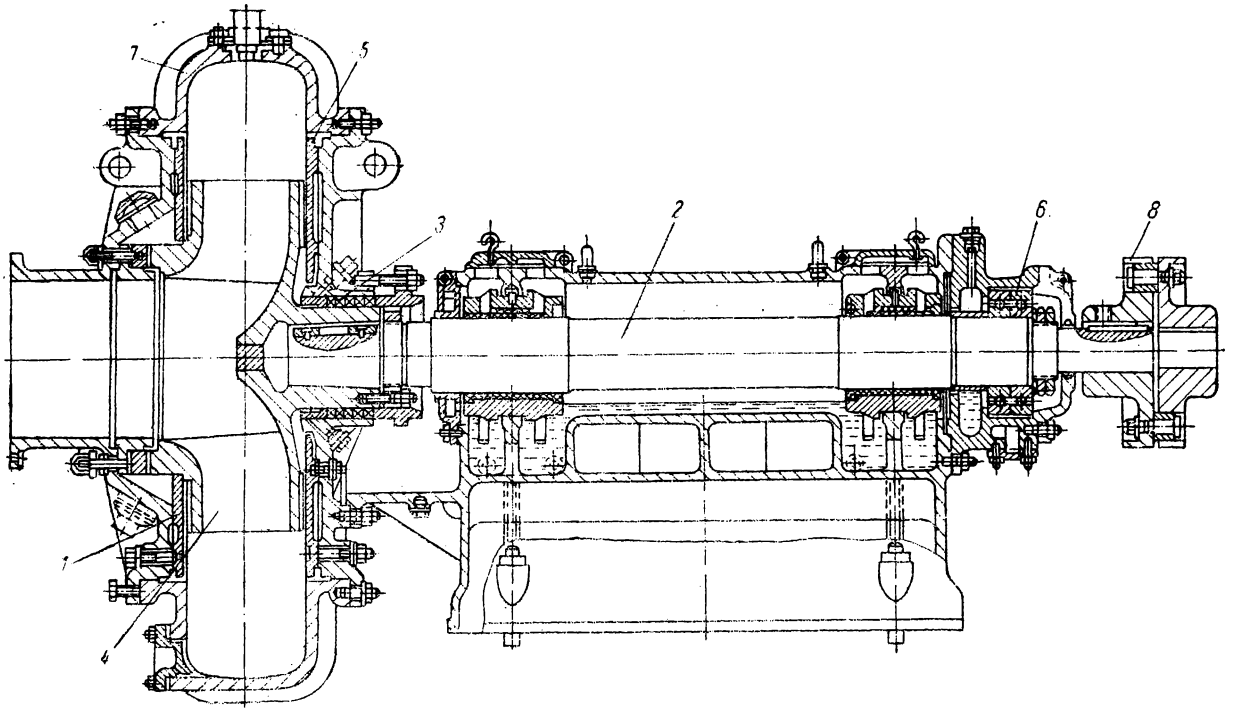


Fig. 15.37. Pompă de noroi.

Rapiditatea (n_s) a pompei se numeşte turaţia pompei, geometric asemenea cu o pompă dată, avînd însă acel diametru al rotorului la care pompa dă un debit de 75 l/s şi dezvoltă o presiune de 1 m, adică în cazul în care pompa transmite apei puterea de 1 CP. Pentru pompa dată, mărimea n_s se determină cu formula

$$n_s = 3{,}65\frac{n\sqrt{Q}}{H^{3/4}}. \qquad (15.24)$$

Rapiditatea se raportează, de obicei, la un rotor şi de aceea pentru pompa cu dublu flux, în formula (15.24) trebuie să se introducă jumătate din debitul efectiv. Pentru pompele cu mai multe trepte, cînd rotoarele sînt identice, în formula (15.24) trebuie să se introducă înălţimea de pompare împărţită la numărul de trepte.

Pompele cu rapiditate mică ($n_s = 60—80$) se folosesc pentru realizarea unor presiuni considerabile cu o valoare relativ redusă a debitului. Pompele cu rapiditatea cea mai mare ($n_s = 800—1\,000$) se folosesc pentru obţinerea debitului mare la presiuni relativ mici (pompe axiale).

Rapiditatea n_s condiţionează în mare măsură forma rotorului pompei. După cum se vede din fig. 15.38, la creşterea n_s se micşorează raportul D_2/D_1 şi se măreşte înălţimea rotorului B_2.

Cavitaţia la pompe apare în condiţiile în care presiunea în curent scade pînă la presiunea vaporilor saturaţi ai lichidului pompat. La apariţia cavitaţiei se produc zgomote puternice, ascuţite, vibraţii, scade randamentul, ceea ce poate provoca o uzură intensă a organelor de lucru ale pompei. Pentru a evita apariţia cavitaţiei este necesar să se limiteze înălţimea de aspiraţie a pompei H_s (fig. 15.29). La determinarea înălţimii de aspiraţie admisibile se foloseşte unul din cei doi indicatori de cavitaţie, care se stabilesc pe cale experimentală şi se dau printre caracteristicile pompelor:

— vacuumul admisibil în racordul la conducta de aspiraţie (înălţimea vacuummetrică de aspiraţie) H_{vac}^{ad}, în m;

— rezerva la cavitaţie Δh sau Δh_r.

n_s	60-80	80-120	120-240	240-350	400-800
D_2/D_1	3,0-2,4	2,4-1,8	1,8-1,3	1,3-1,1	1,0

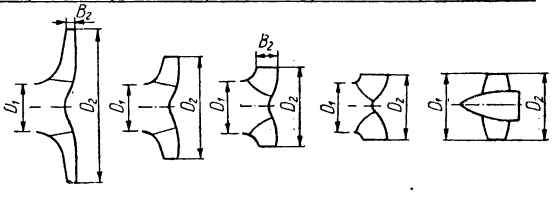


Fig. 15.38. Variaţia formei rotorului pompei funcţie de coeficientul de rapiditate.

H_{vac}^{ad} corespunde la presiunea atmosferică normală $(p_{at}/\gamma)_{norm} = 760$ mm Hg sau 10,3 m H_2O. Înălţimea admisibilă de aspiraţie H_{ga} se află din formula

$$H_{ga} \leqslant H_{vac}^{ad} - \left[\left(\frac{p_{at}}{\gamma}\right)_{norm} - \frac{p_{at}}{\gamma}\right] - \left(h_{ra} + \frac{v_1^2}{2g}\right) - \frac{p_{v1}}{\gamma}, \qquad (15.25)$$

în care: p_{at} este presiunea atmosferică efectivă, care, funcţie de cota regiunii, poate fi mai mică sau mai mare de $(p_{at})_{norm}$. Cu aproximaţie, se poate considera

$$\left(\frac{p_{at}}{\gamma}\right)_{norm} = \frac{p_{at}}{\gamma} - \frac{\nabla}{900}$$

unde: ∇ este cota absolută a axului pompei (deasupra nivelului mării); h_{ra} — pierderile de sarcină în conducta de aspiraţie; v_1 — viteza lichidului în conducta de aspiraţie (fig. 15.29); p_{v1} — presiunea vaporilor saturaţi ai lichidului pompat, care depinde de temperatura lui. Pentru apa rece se poate considera $p_{v1}/\gamma \approx 0{,}3$ m. Pentru apa încălzită se pot utiliza datele din tabelul 15.3.

Dacă turaţia pompei variază de la n_1 la n_2, pentru un regim dat, variază corespunzător şi H_{vac}^{adm}. Recalcularea se efectuează după formula

$$(H_{vac}^{ad})_1 = 10 - [10 - (H_{vac}^{ad})_1]\left(\frac{n_2}{n_1}\right)^2. \qquad (15.26)$$

În unele cazuri, valoarea admisibilă a înălţimi de aspiraţie poate fi negativă ($H_s < 0$). Aceasta arată că este necesară instalarea pompei cu contrapresiune la aspiraţie (mai jos de nivelul minim al apei în bazin).

Rezerva la cavitaţie Δh reprezintă excesul de energie specifică a lichidului în racordul de intrare faţă de energia determinată numai de presiunea vaporilor saturaţi ai lichidului

$$\Delta h = \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} - \frac{p_{v1}}{\gamma}.$$

Valoarea înălţimii admisibile de aspiraţie H_{ga} se află din expresia următoare

$$H_{ga} \leqslant \frac{p_{at}}{\gamma} - \Delta h - h_{ra} - \frac{p_{v1}}{\gamma}. \qquad (15.27)$$

Caracteristica de funcţionare a pompei cu pale exprimă relaţia dintre înălţimea de pompare H, randamentul η, puterea consumată N şi înălţimea vacuummetrică admisibilă de aspiraţie H_{vac}^{ad} sau coeficientul de rezervă la cavitaţie Δh şi debitul Q la turaţia constantă n. Caracteristica de funcţionare se construieşte pe baza datelor din măsurători, obţinute la încercarea pompei. Ca exemplu,

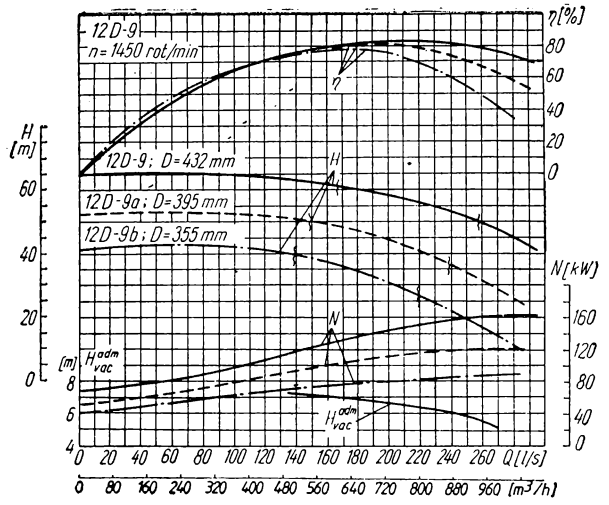


Fig. 15.39, *a*. Caracteristica pompei centrifuge.

în fig. 15.39, *a* este dată caracteristica pompei centrifuge cu dublu flux (marca 12 D-9) la turația arborelui $n = 1\,450$ rot/min. Pe curba H este marcată zona de funcționare în care se recomandă utilizarea pompei date, deoarece în acest domeniu ea are randamentul cel mai mare. Pe caracteristică, în afară de liniile pline H, η și N, corespunzătoare diametrului exterior al rotorului de 432 mm, sînt trasate și curbele întrerupte. Curbele întrerupte corespund rotorului micșorat, adică strunjit pînă la diametrul exterior de 395 mm (prima treaptă de reducere se notează prin indicele „a") și de 355 mm (a doua treaptă se notează prin indicele „b"). Micșorarea diametrului rotorului se aplică pentru lărgirea domeniului de utilizare a pompei de un anumit tip și nu trebuie să depășească 15—20% din diametru, pentru a nu provoca scăderea exagerată a randamentului.

În fig. 15.39, *b* este reprezentată caracteristica pompei axiale cu pale mobile (marca OP3-110) la $n = 585$ rot/min. Aici sînt duse curbele de egal randament (cel mult $\eta = 87\%$), izoliniile rezervei la cavitație Δh_t și curbele înălțimii de pompare pentru diferite unghiuri de fixare ale palelor rotorului de la $\delta = +4°$ pînă la $\delta = -4°$. Valoarea puterii necesare pentru acționare se află cu formula (15.22), dacă se cunosc Q, H și η.

Dacă turația se modifică, caracteristica pompei trebuie recalculată, folosind formulele (15.23).

Alegerea pompelor se face în funcție de valorile necesare ale debitului Q și înălțimii de pompare H. Deoarece debitul pompei cu pale variază mult cu variația înălțimii de pompare, este mai bine ca aceasta din urmă să se dea sub forma de caracteristică a conductei (rețelei), care reprezintă relația între înălțimea de pompare necesară și debitul Q pompat pe conductă. Caracteristica conductei se află cu formula (15.21) și cuprinde două mărimi determinante: înălțimea statică H_{st} și pierderile de sarcină totale în rețea h_r. Pierderile de sarcină depind de lungimea conductei, diametrul ei,

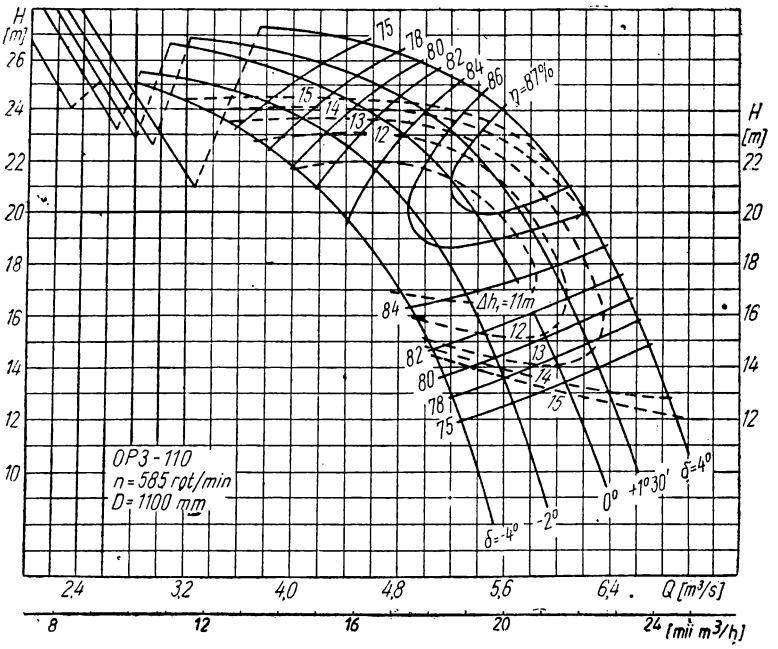


Fig. 15.39, *b*. Caracteristica pompei axiale cu pale mobile.

existența rezistențelor locale. Pentru condițiile reale de funcționare, pierderile de sarcină locale sînt reprezentate prin relația

$$h_l = kQ^2,$$

în care : k este un coeficient care depinde de dimensiunile și de forma conductei. Astfel, caracteristica conductei este determinată cu formula

$$H = H_{st} + kQ^2,$$

adică, în coordonatele QH se reprezintă printr-o parabolă care începe din punctul H_{st} unde $Q = 0$ (fig. 15.40).

Debitul efectiv se determină intersectînd caracteristicile pompei și rețelei, așa cum se arată în fig. 15.41 (debitele Q, Q_1,... pentru diferite caracteristici ale rețelei).

Problema alegerii pompei se consideră rezolvată satisfăcător dacă regimul de funcționare (punctul de intersecție) se află în limitele domeniului recomandat de utilizare a pompei. La compararea mai multor variante posibile, varianta optimă se stabilește în funcție de indicatorii tehnico-economici, cu considerarea atît a costului utilajului, cît și a cheltuielilor de exploatare.

Marcarea pompelor este operația de imprimare pe pompe a principalilor parametri determinanți. Marca pompei, de regulă, indică forma constructivă, dimensiunea caracteristică, tipul pompei.

Forma constructivă se notează prin literele: K — în consolă, KM — în consolă, monobloc, D sau ND — cu dublu flux, V — verticală, O sau OP — axiale elicoidale cu pale fixe sau cu pale rotorice mobile. Unele tipuri de pompe, de exemplu cu mai multe trepte, nu au sistem unic de notații.

Dimensiunea caracteristică a pompei, în majoritatea cazurilor, este diametrul racordului cu conducta de aspirație la intrarea în rotor, dar în unele cazuri și diametrul racordului de refulare (de exemplu, la pompele ND). În marcă se trece diametrul racordului (mm), micșorat de 25 ori. La pompele axiale dimensiunea caracteristică este diametrul camerei rotorului (cm).

Drept criteriu de marcare a tipului de pompă se indică rapiditatea n_s a rotorului (a unui singur, rotor), micșorat de 10 ori. La pompele axiale în marcă se dă numărul tipului. La pompele cu mai multe trepte se indică numărul de trepte. Exemple de marcare a pompelor :

2K-9 — pompa în consolă cu diametrul racordului de admisie de 50 mm (2 × 25), rapiditatea $n_s = 90$.

32V-12 — pompă centrifugă verticală, diametrul racordului de admisie 800 mm (32 × 25) și rapiditatea $n_s = 120$.

05-87 — pompă axială (elicoidală cu pale rotorice fixe) tip 5, diametrul camerei rotorului 87 cm.

OP2-110 — pompă axială elicoidală cu pale rotorice mobile, tip 2, diametrul camerei rotorului 110 cm.

Nomenclatorul de pompe. Fiecare pompă de un anumit tip, ținînd seama de reducerea rotorului sau modificarea unghiului palelor, acoperă în cîmpul Q-H un anumit domeniu. Realizarea unui șir întreg de tipuri de pompe de același fel formează nomenclatorul respectiv. Dacă în cîmpul Q-H se trec domeniile caracteristicilor de funcționare ale pompelor din nomenclatorul respectiv, se va obține o reprezentare intuitivă a domeniului de utilizare a tipului dat de pompe.

Domeniul de utilizare a pompelor în consolă, cu dublu flux, centrifuge verticale și axiale din nomenclator sînt date în figurile 15.42—15.45. Pe fiecare dintre figuri este reprezentat în sistemul de coordonate Q și H domeniul de folosire al fiecărui tip de pompe. Aceste domenii sînt reprezentate sub formă de dreptunghiuri curbilinii, în interiorul cărora sînt înscrise marca pompei și turația. Pe unele cîmpuri sînt date valorile aproximative ale puterii necesare pentru acționarea pompei (s-a luat în medie $\eta = 75\%$).

Cîmpurile expuse pot fi folosite pentru alegerea prealabilă a pompei. De exemplu, se cere să se asigure debitul $Q = 25$ l/s și înălțimea de pompare $H = 20$ m (înălțimea statică plus pierderile de sarcină). Din fig. 15.42 rezultă că pentru aceste condiții este convenabilă pompa 4K-18 cu electromotor de 2 900 rot/min, cu puterea de circa 7 kW (prin interpolare).

Trebuie avut în vedere că în cazul în care punctul de regim (de funcționare) se găsește în partea inferioară a dreptunghiului curbiliniu, se întrebuințează rotorul redus (a sau b). La modificarea turației în raport cu cea indicată, recalcularea debitului și înălțimii se poate efectua cu formulele

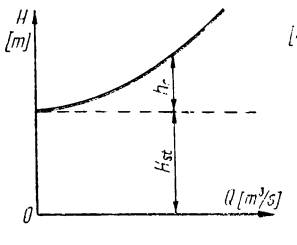


Fig. 15.40. Caracteristica conductei (rețelei de conducte).

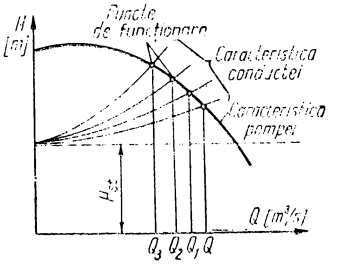


Fig. 15.41. Determinarea punctelor de funcționare prin suprapunerea caracteristicilor pompei și conductei.

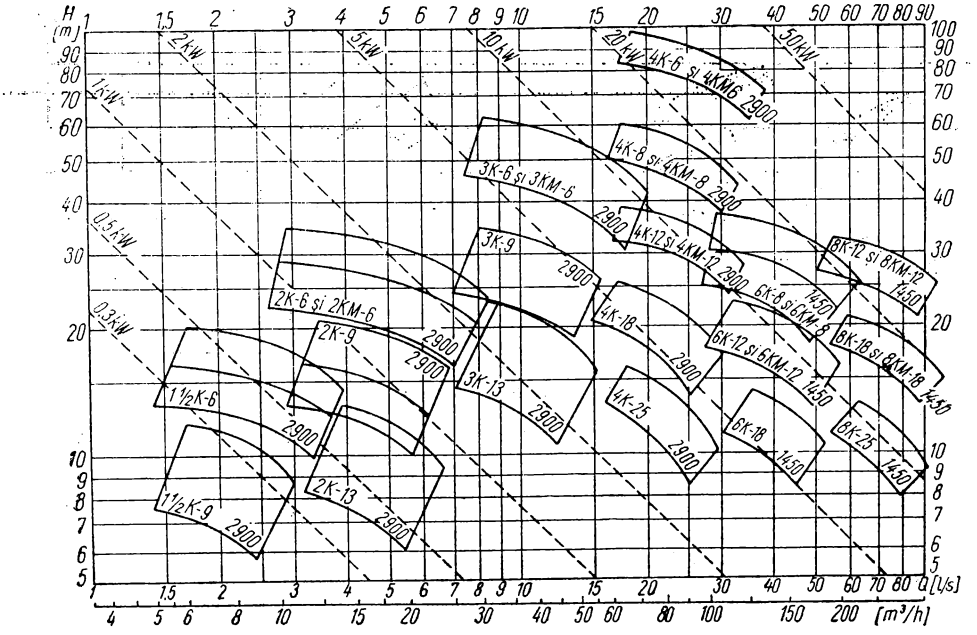


Fig. 15.42. Nomenclatorul pompelor în consolă tip K și al pompelor monobloc tip KM.

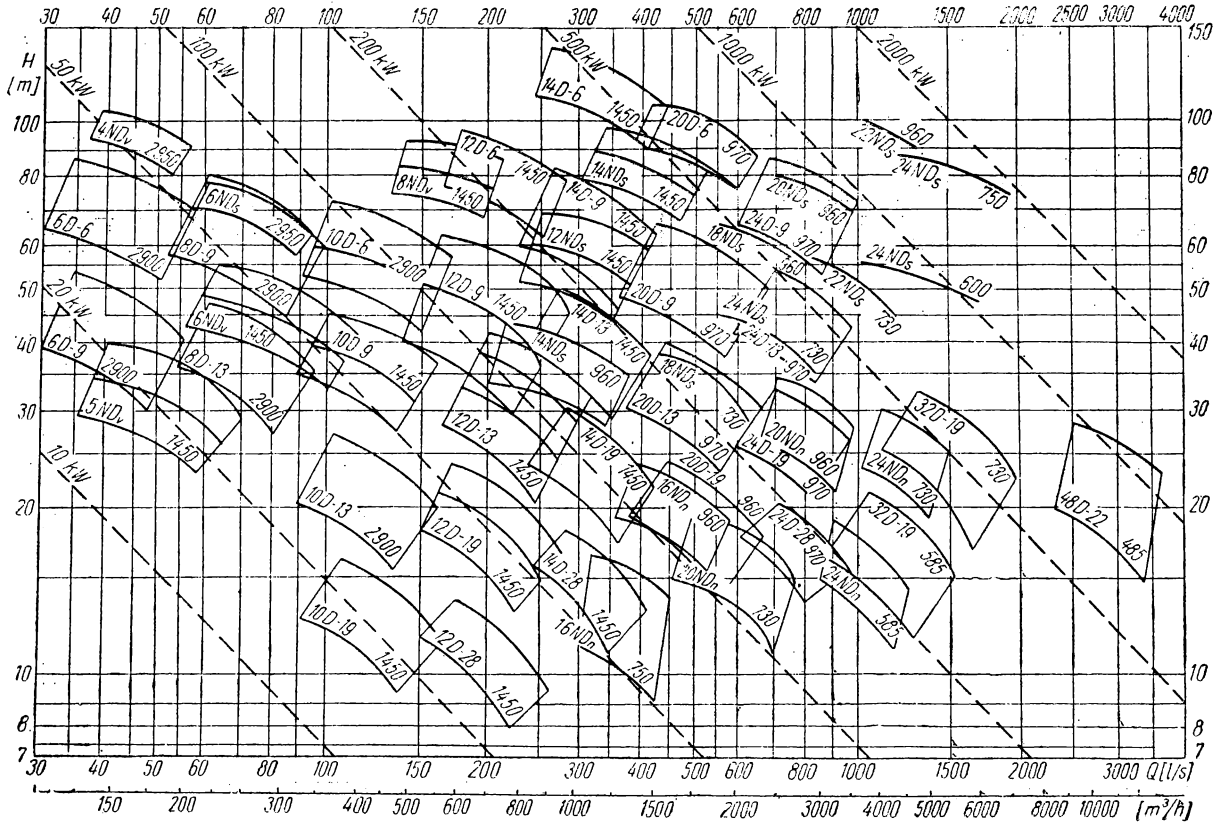


Fig. 15.43. Nomenclatorul pompelor cu dublu flux tip D și ND.

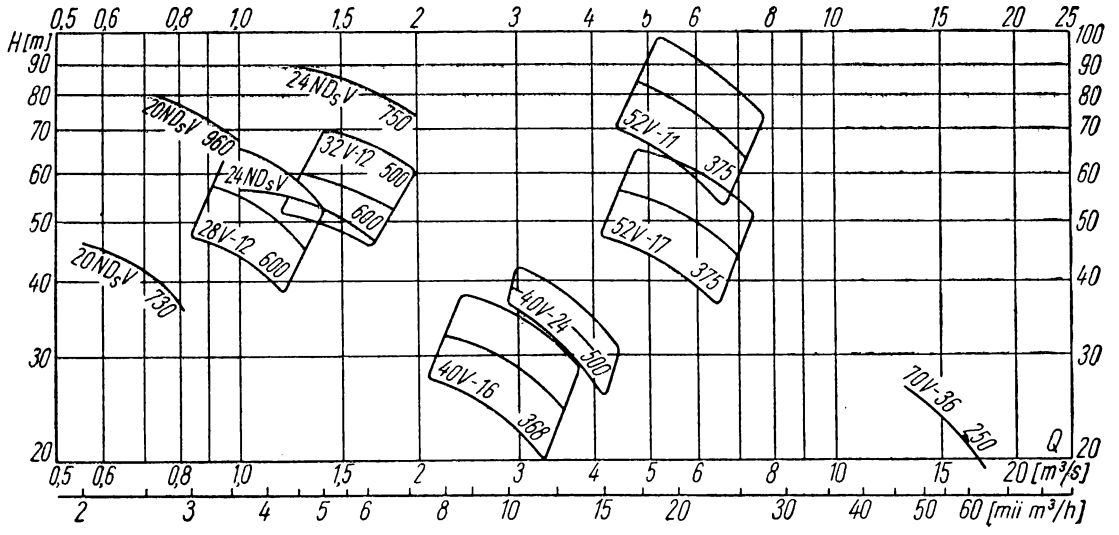


Fig. 15.44. Nomenclatorul pompelor verticale tip V și NDs.

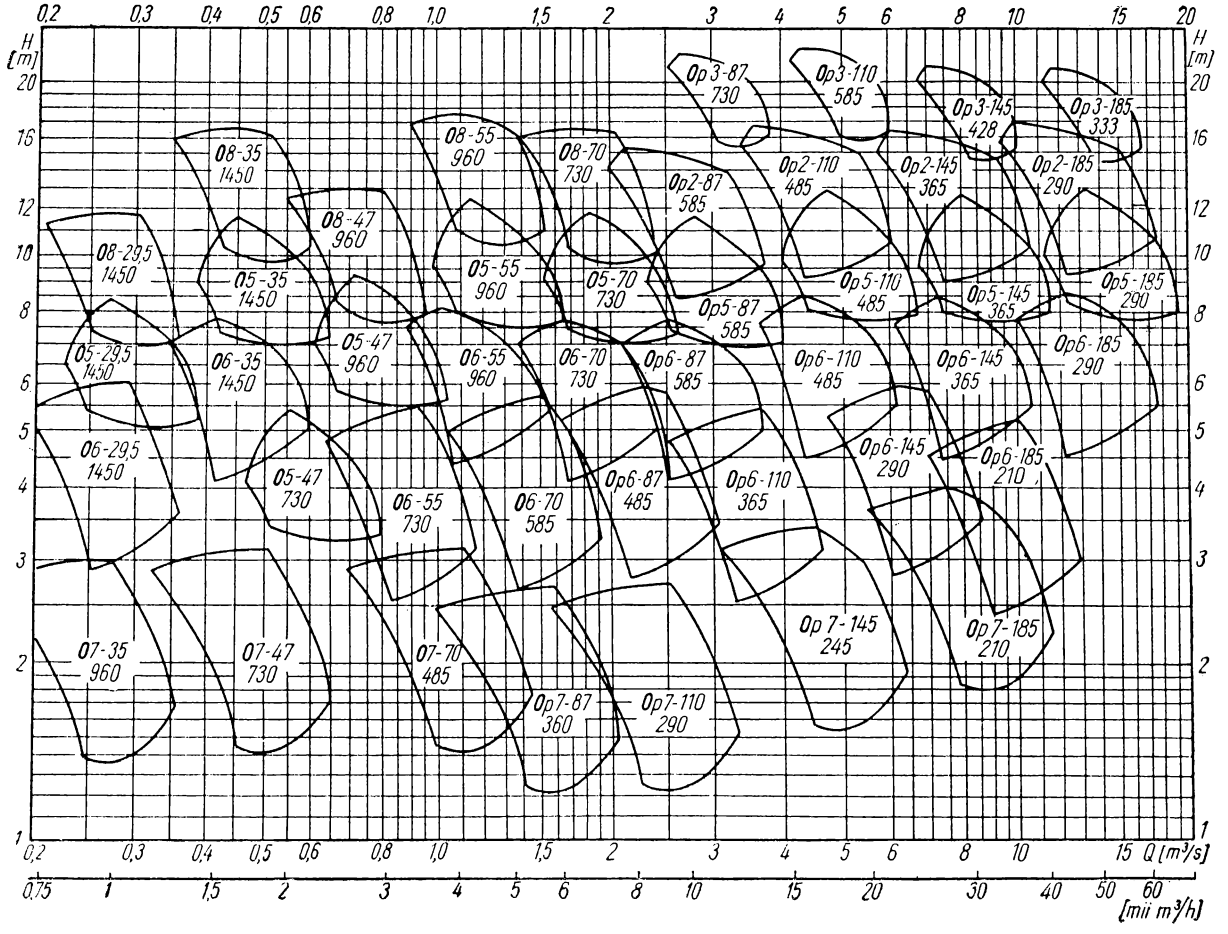


Fig. 15.45. Nomenclatorul pompelor axiale tip O și cu pale mobile tip OP.

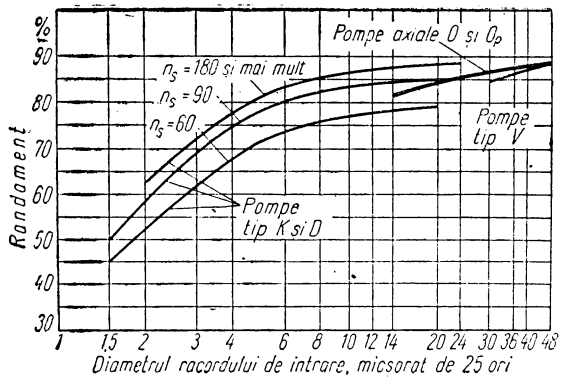


Fig. 15.46. Valorile orientative ale randamentului pompelor.

(15.23). La determinarea puterii motorului pentru pompă, din formula (15.22), valoarea randamentului poate fi adoptată orientativ din fig. 15.46.

În fig. 15.47 se prezintă nomenclatorul pompelor de noroi; totodată, debitele și presiunile sînt indicate pentru apă curată. Marca pompei de noroi cuprinde notația „Gr" sau „Gru" (lărgite, calculate la trecerea unor pietre mai mari), cifra din față arată dimensiunea racordului de intrare, micșorată de 25 ori (de exemplu, 8 Gru are racordul de intrare $8 \times 25 = 200$ mm), cifra de la sfîrșit indică rapiditatea, micșorată de 10 ori ($0{,}1\ n_s$). Latura inferioară a fiecărui patrulater curbiliniu corespunde rotorului cu diametrul redus.

Unele caracteristici tehnice ale pompelor submersibile sînt date în tabelul 15.8, iar ale electropompelor submersibile (EȚV — electrică, centrifugă, pentru pomparea apei) în tabelul 15.9. Înălțimea de pompare necesară se asigură prin alegerea numărului corespunzător de trepte.

Tabelul 15.8

Caracteristicile tehnice ale pompelor submersibile (ȚTV) STAS 14835-69

Diametrul minim interior al conductei, mm	Debitul, m³/h	Înălțimea de pompare, m	Diametrul minim interior al conductei, mm	Debitul, m³/h	Înălțimea de pompare, m
150	6,3—25	40—175	348	400	30—90
199	40; 63	25—160	396	630	40—80
250	100	30—120	482	1 000	25—75
296	160; 250	35—100			

Tabelul 15.9

Caracteristicile tehnice ale electropompelor submersibile (EȚV) STAS 10428-71

Diametrul minim interior al conductei, mm	Debitul, m³/h	Înălțimea de pompare, m	Diametrul minim interior al conductei, mm	Debitul, m³/h	Înălțimea de pompare, m
100	1,0—10,0	120— 50	250	40,0—210,0	350—105
122	4,0—10,0	200—100	301	100,0—375,0	380— 90
150	4,0—40,0	190— 90	353	100,0—500,0	475—120
200	16,0—100,0	300—100	402	160,0—800,0	600—200

Pornirea pompelor cu pale, adică asigurarea curgerii apei prin conductă după pornirea pompei, este posibilă numai în cazul în care conducta de aspirație și rotorul sînt umplute complet

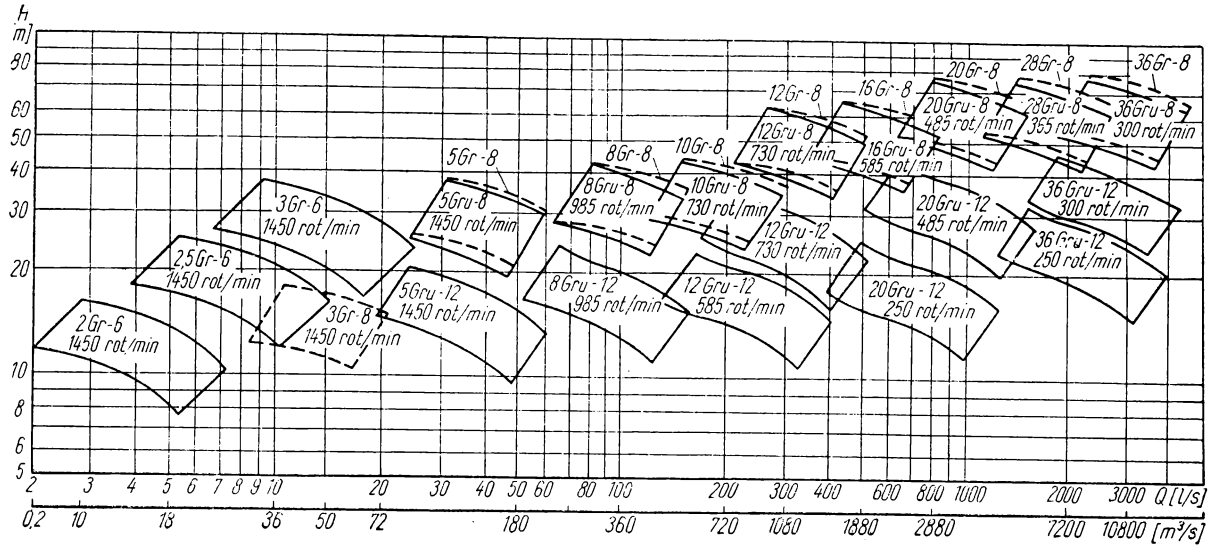


Fig. 15.47. Nomenclatorul pompelor de noroi.

cu lichid (apă), aerul fiind evacuat. Pornirea pompelor cu pale se realizează prin mai multe procedee:

— instalarea pompei sub nivelul apei din bazinul de aspirație ($H_s < 0$). Astfel se instalează, de obicei, pompele axiale (elicoidale), adesea și pompele centrifuge verticale. În acest caz, pentru pornire este suficientă conectarea la rețeaua electrică a motorului;

— umplerea prealabilă a pompei. Înainte de conectarea motorului, conducta de aspirație și camera rotorului pompei se umplu cu apă (manual prin pîlnie sau cu ajutorul unei admisii speciale). Pentru ca apa să nu se scurgă în afară la umplere, în sorbul conductei de aspirație se montează un clapet de reținere, care se închide la circulația apei în sens invers;

— introducerea prealabilă a apei în conducta de aspirație și în camera rotorului cu ajutorul unor pompe de vid speciale. Se poate folosi pompa de vid cu camere radiale sau ejectorul. Pornirea pompei se efectuează în modul următor: mai întîi se pornește instalația de vid care funcționează pînă cînd va înceta ieșirea aerului din pompă și va începe evacuarea apei. După aceasta, se conectează motorul pompei și se deschide vana de pe conducta de refulare. Un asemenea procedeu de pornire se folosește la pompele fixe mari și la pompele de noroi.

Reglarea debitului la pompele cu pale se realizează, de obicei, prin metoda strangulării secțiunii de curgere. În acest caz, reducerea debitului se realizează prin închiderea parțială a vanei pe conducta de refulare; ca rezultat se creează o rezistență suplimentară, care modifică caracteristica conductei. Procesul poate fi urmărit în fig. 15.41. Curba caracteristică inferioară a conductei corespunde situației în care vana este complet deschisă, debitul fiind egal cu Q. Pe măsura închiderii vanei, caracteristica conductei se deplasează în sus și scade debitul (Q_1, Q_2, ...). Cînd vana este complet închisă, debitul este egal cu zero.

Reglarea debitului pompei cu pale se poate realiza și prin variația turației. În acest caz, în planul Q, H caracteristica pompei se deplasează conform relației (15.23), ceea ce duce la modificarea poziției punctului ei de intersecție cu caracteristica conductei (punctului de funcționare). Un asemenea procedeu de reglare a debitului pompei este mai avantajos din punct de vedere energetic decît strangularea secțiunii de curgere, însă este foarte greu de aplicat în practică în cazul acționării pompei cu motor electric asincron.

Cuplarea în paralel a pompelor pe o conductă comună (fig. 15.48, *a*) se folosește adesea în scopul realizării unui debit mai mare. Pentru determinarea debitului total al mai multor pompe funcționînd în paralel se construiește caracteristica lor însumată. Dacă pompele sînt identice, atunci caracteristica însumată se obține prin dublarea, triplarea etc. a absciselor Q ale caracteristicii unei pompe, după cum se arată în fig. 15.48, *b* (H_1, H_{1+2}, H_{1+2+3}). Debitul total efectiv este determinat de punctul de intersecție al caracteristicii rezultante a pompelor cu caracteristica conductei (care trece prin punctul H_{st} cînd $Q = 0$). După cum se vede, debitul efectiv Q_{1+2}, Q_{1+2+3} se mărește, dar este mai mic decît de 2 Q_1, 3 Q_1 etc., ceea ce se explică prin panta caracteristicii conductei. Cu cît ea este mai mare, cu atît este mai mic efectul dat de cuplarea în paralel a pompelor suplimentare. Dacă pentru funcționarea în paralel se cuplează pompe diferite, pompele trebuie să dezvolte presiuni de valori apropiate.

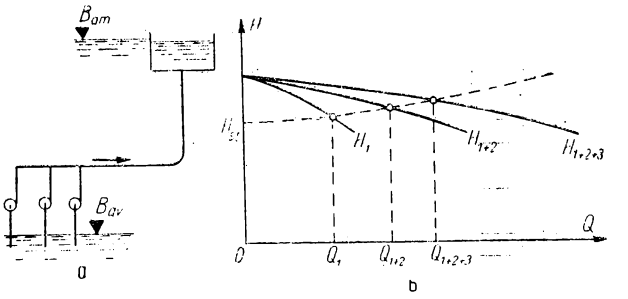


Fig. 15.48. Funcționarea pompelor în paralel.

Cuplarea pompelor în serie (fig. 15.49, *a*) permite să se mărească presiunea dezvoltată. Caracteristica însumată a două pompe cuplate în serie se construiește prin însumarea ordonatelor, a înălțimilor de pompare ($H_{1+2} = H_1 + H_2$), după cum se arată în fig. 15.49, *b*. Analog, se construiește caracteristica pentru trei pompe etc. Prin cuplarea în serie a mai multor pompe se poate obține o înălțime de pompare foarte mare și deci, se poate

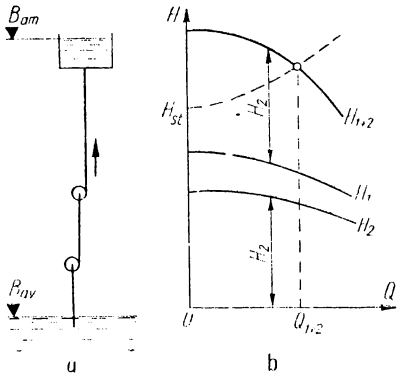


Fig. 15.49. Funcționarea pompelor în serie.

ridică apa la o înălțime care nu era asigurată de o singură pompă (caracteristica conductei, reprezentată prin linia întreruptă, este deasupra caracteristicilor fiecărcia din pompe luate în parte). Trebuie însă să se aibă în vedere faptul că, de regulă, corpurile pompelor și alte elemente sînt dimensionate la o anumită presiune, care nu poate fi depășită. Deoarece la cuplarea în serie prin fiecare pompă trece același debit, pompele cuplate trebuie să fie de debite apropiate ca valoare, adică de dimensiuni apropiate.

CAPITOLUL 16

MODELAREA HIDRAULICĂ

16.1. NOȚIUNI SUMARE PRIVIND MODELAREA HIDRAULICĂ[1]

Modelarea hidraulică se bazează pe legile generale ale similitudinii sistemelor mecanice. Doi curenți de fluid sînt asemenea dacă sînt asemenea geometric și dacă pentru toate punctele omoloage se respectă condițiile de similitudine ale caracteristicilor lor cinematice și dinamice. În acest caz, au loc următoarele egalități

$$L = \alpha_l \cdot l\,;\; T = \alpha_t t\,;\; V = \alpha_v v\,;\; a_p = \alpha_a a_n\,;$$

$$P = \alpha_p p\,;\; \rho_p = \alpha_\rho \cdot \rho_m \text{ și } \nu_p = \alpha_\nu \nu_m,$$

în care: L și l; T și t; V și v; a_p și a_n și P și p; ρ_p și ρ_m și, în sfîrșit, ν_p și ν_m reprezintă pentru curenții prototip și model, respectiv lungimea, timpul, viteza, accelerația, forța (presiunea), densitatea și coeficientul de viscozitate cinematică, iar α_l; α_t; α_v etc. — coeficienții de scară ai lungimii, timpului, vitezei etc.

De obicei, la modelarea construcțiilor hidrotehnice, lichidul de modelare este apa cu aceeași densitate și viscozitate ca și la prototip; în afară de aceasta, de obicei, experiențele se fac în condițiile de aceleași valori $g(g_n = g_m)$ și, din acest motiv, coeficienții de scară ai densității, viscozității și accelerației gravitației sînt egali cu unitatea: $\alpha_\rho = 1$, $\alpha_\nu = 1$, $\alpha_g = 1$. În asemenea condiții, nu se respectă similitudinea exactă.

Din punct de vedere practic, pentru realizarea unei similitudini suficient de apropiate între curentul prototip și curentul model este necesar să se realizeze:

— similitudinea geometrică;

— similitudinea condițiilor inițiale și a condițiilor la limită;

— egalitatea criteriilor de similitudine dinamică, care, pentru efectuarea experiențelor, trebuie să fie stabilite luînd în considerare forțele principale care determină curentul prototip.

Relația dintre coeficienții de scară se determină după criteriile de similitudine adoptate. Se pot alcătui următoarele relații mai importante.

$$\frac{\alpha_v^2}{\alpha_g \alpha_l} = \frac{\alpha_\nu \alpha_l}{\alpha_\nu} = \frac{\alpha_p}{\alpha_\rho \alpha_v^2} = \frac{\alpha_\nu \alpha_t}{\alpha_l} = 1, \qquad (16.1)$$

care sînt condiționate de patru criterii de similitudine folosite mai frecvent — numărul Froude $\mathrm{Fr} = v^2/(gl)$, numărul Reynolds $\mathrm{Re} = vl/\nu$, numărul Euler $\mathrm{Eu} = p/(\rho v^2)$ și numărul Strouhal $\mathrm{St} = vt/l$.

Pentru curgerile lente ale lichidelor vîscoase, drept criteriu de similitudine servește numărul Lagrange

$$\mathrm{La} = \frac{\Delta PL}{\rho_p \nu_p V} = \frac{\Delta pl}{\rho_m \nu_m v}, \qquad (16.2)$$

care poate fi reprezentat și ca produsul dintre numerele Euler și Reynolds

$$\mathrm{La} = \mathrm{Eu} \cdot \mathrm{Re}.$$

Observație. La modelarea curgerii lente a lichidelor vîscoase este necesar să se asigure concomitent similitudinea forțelor de viscozitate și căderilor de presiune.

[1] În acest paragraf, noțiunile sumare privind modelarea hidraulică se dau în limitele necesare calculelor preliminare de organizare a cercetărilor experimentale care însoțesc elaborarea proiectelor pentru diferite construcții hidrotehnice (apeducte, canale, baraje deversoare etc.).

Criteriul principal al similitudinii dinamice este criteriul Newton

$$\mathrm{Ne} = \frac{FL}{MV^2} = \text{idem}, \qquad (16.3)$$

adică, pentru curenți asemenea, numărul Newton indicat trebuie să fie identic.

Acest criteriu constituie o urmare a legii a doua a lui Newton $F = M\frac{dV}{dT}$, în conformitate cu care, pentru prototip și model avem notația

$$F = M\frac{dV}{dT} \quad \text{și} \quad f = m\frac{dv}{dt}$$

sau

$$\frac{M}{F} = \frac{dV}{dT} = 1 \quad \text{și} \quad \frac{m}{f}\,\frac{dv}{dt} = 1.$$

Din aceste egalități, pentru curenți dinamici asemenea se poate obține relația dintre coeficienții de scară

$$\frac{\alpha_f \alpha_t}{\alpha_m \alpha_v} = 1.$$

Scara pentru forțe se determină, deci, cu formula următoare

$$\alpha_f = \frac{\alpha_m \alpha_v}{\alpha_t}$$

sau, deoarece $\alpha_m = \alpha_\rho \alpha_l^3$, iar $\alpha_l/\alpha_t = \alpha_v$, rezultă

$$\alpha_f = \frac{\alpha_\rho \alpha_l^3 \alpha_v}{\alpha_t} = \alpha_\rho\, \alpha_l^2 \alpha_v^2.$$

Observație. Înlocuind în ultima formulă coeficienții de scară prin raportul mărimilor fizice corespunzătoare, se obține

$$\frac{F}{f} = \frac{\rho_p L^2 V^2}{\rho_m l^2 v^2} \qquad (16.4)$$

sau

$$\frac{F}{\rho_p L^2 V^2} = \frac{f}{\rho_m l^2 v^2}, \qquad (16.5)$$

care este criteriul principal al similitudinii dinamice, indicat mai sus, adică criteriul Newton, notat însă altfel.

Din criteriul principal al lui Newton (16.3) se pot obține criteriile particulare ale similitudinii pentru forțele de natură fizică diferită. Mai jos se dau principalele forțe întîlnite mai frecvent în problemele hidraulice și criteriile de similitudine corespunzătoare lor:

Forța de greutate	Numărul Froude $\mathrm{Fr} = \frac{v^2}{gl} = \text{idem}$
Forța de viscozitate	Numărul Reynolds $\mathrm{Re} = \frac{vl}{\nu} = \text{idem}$
Forțele de tensiune superficială	Numărul Weber $\mathrm{We} = \rho v^2 l/\sigma = \text{idem}$
Forța de presiune	Numărul Euler $\mathrm{Eu} = \frac{p}{\rho v^2} = \text{idem}$
Forțele deformațiilor elastice (după Hooke)	Numărul Cauchy $\mathrm{Ca} = \frac{\rho v^2}{E} = \text{idem}$
Forțele de inerție pentru mișcarea nepermanentă	Numărul Strouhal $\mathrm{St} = \frac{vt}{l} = \text{idem}.$

Observație. Rolul criteriilor de similitudine poate fi, de asemenea, jucat de orice alți parametri ($\lambda_p = \lambda_m$) și coeficienții ($C_p = C_m$) care, conform condițiilor de modelare în sisteme asemenea, își păstrează neschimbată valoarea. De exemplu, la modelarea hidraulică în condițiile $g_p = g_m$ și $\rho_p = \rho_m$, neglijînd forțele de viscozitate, coeficienții de scară $\alpha_g = \alpha_\rho = 1$ permit să se stabilească relațiile: pentru $\alpha_g = 1$ se obține $\alpha_t = \sqrt{\alpha_l}$ și $\alpha_v = \sqrt{\alpha_l}$, pentru $\alpha_\rho = 1$ se obține $\alpha_f = \alpha_l^4/\alpha_l^2 = \alpha_l^3$.

Coeficienții de scară ai mărimilor principale se exprimă, în mod obișnuit, funcție de scara lungimilor (geometrică) a modelului α_l (tabelul 16.1). Tabelul 16.1 este comod să se folosească la transpunerea la prototip a datelor obținute prin încercări pe model.

Tabelul 16.1

Coeficienții de scară

Condiții de modelare	Coeficienți de scară							
	lungime	arie	volume	timp	viteză	accelerație	debit	forță
După Froude	α_l	α_l^2	α_l^3	$\sqrt{\alpha_l}$	$\sqrt{\alpha_l}$	1	$\alpha_l^{2,5}$	α_l^3
După Reynolds	α_l	α_l^2	α_l^3	α_l^2	α_l^{-1}	α_l^{-3}	α_l	1

Exemplu. Să admitem că modelînd după criteriul Froude (Fr = idem), modelul a fost executat la scara de 1/25 (scara lungimilor $\alpha_l = 25$), iar pentru viteză și debit au fost măsurate valorile $v = 0{,}5$ m/s și $q = 1{,}5$ l/s. Să se determine vitezele și debitele corespunzătoare pe prototip (în natură).

Rezolvare. Din tabelul 16.1 rezultă relațiile: pentru viteză: $\alpha_v = \sqrt{\alpha_l}$ și pentru debit $\alpha_q = \alpha_l^{2,5}$.

Se obține:

— viteza în natură $V = v\alpha_v = v\sqrt{\alpha_l} = 0{,}5\sqrt{25} = 2{,}5$ m/s;

— debitul în natură $Q = q\alpha_l^{2,5} = 0{,}0015 \cdot 25^{2,5} = 4{,}69$ m³/s.

16.2. TEOREMA BUCKINGAM (TEOREMA π)

Orice relație dintre mărimi dimensionale, fizic fundamentată, poate fi formulată și reprezentată ca o relație dintre mărimi adimensionale — parametri, care în sisteme asemenea pot juca rolul de criterii de similitudine. În cazurile în care pentru fenomenul fizic dat (de exemplu, pentru un caz

oarecare de curgere a lichidului) nu se cunoaște relația funcțională dintre factorii care condiționează acest fenomen, pentru determinarea acestei relații se dovedește utilă folosirea teoremei Buckingam (teoremei π).

Cuprinsul acestei teoreme constă în următoarele. Orice ecuație

$$f(a_1, a_2, \ldots, a_n) = 0, \tag{16.6}$$

care exprimă legătura dintre mărimile fizice n-dimensionale, a căror dimensiune este determinată prin m mărimi fundamentale (masă, lungime și timp), poate fi transformată în ecuația (16.7)

$$F(\pi_1, \pi_2, \ldots, \pi_{n-m}) = 0, \tag{16.7}$$

care exprimă legătura dintre $(n-m)$ complexe adimensionale independente π_i alcătuite din $(m+1)$ mărimi dintre cele care intră în ecuația (16.6). Dacă $m = 3$, fiecare complex π_i conține patru factori.

Complexele fundamentale se determină din sistemul următor de ecuații

$$\begin{aligned}
\pi_1 &= a_1^{x_1}\, a_2^{y_1}\, a_3^{z_1}\, a_4^{p_1};\\
\pi_2 &= a_1^{x_2}\, a_2^{y_2}\, a_3^{z_2}\, a_5^{p_2};\\
\pi_3 &= a_1^{x_3}\, a_2^{y_3}\, a_3^{z_3}\, a_6^{p_3};\\
&\cdots\\
\pi_{n-3} &= a_1^{x_{n-3}} a_2^{y_{n-3}} a_3^{z_{n-3}} a_n^{p_{n-3}}.
\end{aligned} \tag{16.8}$$

Aici, exponentul p_i la cel de al patrulea factor din partea dreaptă a oricărei ecuații poate fi luat arbitrar, însă, de obicei, se consideră egal cu unitatea, ceea ce este foarte comod în practică. Exponenții primilor trei factori x_i, y_i, z_i trebuie să fie determinați astfel încît complexul corespunzător π să fie adimensional. Acești exponenți x_i, y_i, z_i sînt diferiți ca valoare numerică la π_i diferiți. Primele trei mărimi fizice a_1, a_2, a_3 intră în toate complexele, iar cea de a patra se modifică de fiecare dată la trecerea de la un complex la altul.

Observație. Trebuie să se aibă în vedere că dacă toate mărimile care intră în ecuația (16.8) sînt cinematice, dimensionalitatea lor este determinată numai de două mărimi (lungimea și timpul) și, de aceea, în acest caz $m = 2$ și fiecare complex π_i este alcătuit din $(m + 1)$ mărimi, adică din trei factori.

Succesiunea calculelor la alcătuirea ecuației criteriale (cu aplicarea teoremei π) se arată în exemplele următoare.

Exemplul 1. Pentru un caz de mișcare a lichidului s-a stabilit că debitul $Q[L^3/T]$ depinde de viteză $v[L/T]$, aria secțiunii de curgere a curentului $\omega[L^2]$, densitatea $\rho[FT^2/L^4]$, coeficientul de viscozitate dinamică a lichidului $\mu[FT/L^2]$ și căderea de presiune $H[L]$. Această condiție se notează astfel:

$$Q = f_0(v, \omega, \rho, \mu, H)$$

sau

$$f(v, \omega, \rho, \mu, H, Q) = 0. \tag{16.9}$$

Se cere să se alcătuiască ecuația criterială

$$F(\pi_1, \pi_2, \ldots, \pi_{n-m}) = 0,$$

în care fiecare π_i trebuie să fie exprimat prin mărimile indicate în ecuația (16.9). Aceste mărimi dimensionale (în număr de șase) sînt determinate de trei mărimi fundamentale (forța, lungimea, timpul) și de aceea, numărul de complexe adimensionale π este egal cu trei: $(n-m) = 3$.

Rezolvare. 1. Ecuația căutată capătă forma

$$F(\pi_1, \pi_2, \pi_3) = 0 \tag{16.10}$$

în care, în conformitate cu (16.9), pentru fiecare π_i se poate scrie

$$\begin{aligned}
\pi_1 &= v^{x_1}\, \omega^{y_1}\, \rho^{z_1} \mu;\\
\pi_2 &= v^{x_2}\, \omega^{y_2}\, \rho^{z_2} H;\\
\pi_3 &= v^{x_3}\, \omega^{y_3}\, \rho^{z_3} Q;
\end{aligned} \tag{16.11}$$

2. Se calculează apoi, pentru fiecare π_i, valorile numerice ale exponenților x_i, y_i, z_i.

Pentru π_1, înlocuind mărimile v, ω, ρ și μ prin dimensiunile lor, se obține

$$\left[\frac{L}{T}\right]^{x_1} [L^2]^{y_1} \left[\frac{FT^2}{L^4}\right]^{z_1} \left[\frac{FT}{L^2}\right], \tag{16.12}$$

sau, ceea ce este echivalent

$$L^{x_1+2y_1-4z_1-z}\, T^{-x_1+2z_1+1}\, F^{z_1+1}. \tag{16.12'}$$

3. Expresia (16.12') trebuie să fie adimensională și exponenții mărimilor L, T și F trebuie să fie egali cu zero, adică

$$\begin{aligned}
x_1 + 2y_1 - 4z_1 - 2 &= 0;\\
-x_1 + 2z_1 + 1 &= 0;\\
z_1 + 1 &= 0.
\end{aligned}$$

Rezolvînd acest sistem se găsește:

$$x_1 = -1;\ y_1 = -\frac{1}{2};\ z_1 = -1.$$

Astfel, se obține expresia următoare pentru π_1:

$$\pi_1 = v^{x_1}\, \omega^{y_1}\, \rho^{z_1}\, \mu = v^{-1}\, \omega^{-1/2}\, \rho^{-1}\, \mu$$

$$\pi_1 = \frac{\mu}{v\sqrt{\omega}\,\rho} = \frac{\nu}{v\sqrt{\omega}},$$

sau, deoarece se poate adopta $\sqrt{\omega} = l$

$$\pi_1 = \frac{\nu}{vl} = \frac{1}{\mathrm{Re}}.$$

4. Analog, se calculează în aceeași succesiune π_2 și π_3. Pentru π_2

$$\pi_2 = v^{x_2}\,\omega^{y_2}\,\rho^{z_2}H,$$

prin urmare, pentru π_2 avem

$$\left[\frac{L}{T}\right]^{x_2}\,[L^2]^{y_2}\left[\frac{FT^2}{L^4}\right]^{z_2}[L].$$

Analog cu cele expuse mai sus, valorile exponenților se vor afla egalînd exponenții mărimilor L, T și F cu zero:

$$x_2 + 2y_2 - 4z_2 + 1 = 0;$$
$$-x_2 + 2z_2 = 0;$$
$$x_2 = 0,$$

de unde $x_2 = 0$, $z_2 = 0$ și $y_2 = -\frac{1}{2}$.

Deci, se obține

$$\pi_2 = v^0\omega^{-1/2}\rho^0 H = H/\sqrt{\omega}\,.$$

Pentru π_3

$$\pi_3 = v^{x_3}\,\omega^{y_3}\,\rho^{z_3}Q,$$

prin urmare,

$$\left[\frac{L}{T}\right]^{x_3}\,[L^2]^{y_3}\left[\frac{FT^2}{L^4}\right]^{z_3}\frac{L^3}{T}$$

și atunci

$$x_3 + 2y_3 - 4z_3 + 3 = 0;$$
$$-x_3 + 2z_3 - 1 = 0;$$
$$z_3 = 0,$$

de unde se află

$$x_3 = -1;\ y_3 = -1;\ \text{și}\ z_3 = 0$$

și, prin urmare,

$$\pi_3 = v^{-1}\omega^{-1}\rho^0 Q = \frac{Q}{v\omega}.$$

5. Ecuația criterială căutată (16.10) capătă forma

$$F\left[\frac{\nu}{v\sqrt{\omega}};\ \frac{H}{\sqrt{\omega}};\ \frac{Q}{v\omega}\right] = 0,$$

sau deoarece

$$\frac{\nu}{v\sqrt{\omega}} = \frac{1}{\mathrm{Re}};\ F\left(\frac{1}{\mathrm{Re}};\ \frac{H}{\sqrt{\omega}};\ \frac{Q}{v\omega}\right) = 0.$$

Observație. Folosind (16.10') se poate scrie

$$\frac{Q}{v\omega} = \Phi\,(\mathrm{Re};\ H/\sqrt{\omega})$$

și deoarece $v = \sqrt{2gH}$,

$$Q = \omega\sqrt{2gH}\ \Phi\,(\mathrm{Re};\ H/\sqrt{\omega})$$

sau

$$Q = m\omega\sqrt{2gH},$$

în care coeficientul $m = \Phi\,(\mathrm{Re};\ H/\sqrt{\omega})$.

Exemplul 2. Să se determine parametrii ecuației criteriale

$$F(\pi_1,\ \pi_2,\ \pi_3,\ \pi_4) = 0,$$

dacă mișcarea fluidului este descrisă în forma generală de o ecuație conținînd $n = 7$ mărimi:

$$f(l,\ t,\ v,\ g,\ \Delta p,\ \rho,\ \nu) = 0. \qquad (16.13)$$

Rezolvare. Dimensiunile fiecărei mărimi sînt determinate de trei mărimi fundamentale alese (lungime, timp, masă)

$l[L]$, $t[T]$, $v\left[\frac{L}{T}\right]$, $g\left[\frac{L}{T^2}\right]$; $\Delta p\left[\frac{M}{LT^2}\right]$; $\rho\left[\frac{M}{L^3}\right]$ și $\nu\left[\frac{L^2}{T}\right]$.

1. Urmînd schema adoptată, pentru fiecare complex adimensional π_i se poate scrie

$$\begin{aligned}\pi_1 &= l^{x_1}\,t^{y_1}\,\rho^{z_1}\,v;\\ \pi_2 &= l^{x_2}\,t^{y_2}\,\rho^{z_2}\,g;\\ \pi_3 &= l^{x_3}\,t^{y_3}\,\rho^{z_3}\,\Delta p;\\ \pi_4 &= l^{x_4}\,t^{y_4}\,\rho^{z_4}\nu,\end{aligned} \qquad (16.14)$$

sau cu considerarea dimensiunii mărimilor inițiale

$$\begin{aligned}\pi_1 &= [L]^{x_1}\,[T]^{y_1}\left[\frac{M}{L^3}\right]^{z_1}\left[\frac{L}{T}\right];\\ \pi_2 &= [L]^{x_2}\,[T]^{y_2}\left[\frac{M}{L^3}\right]^{z_2}\left[\frac{L}{T^2}\right];\\ \pi_3 &= [L]^{x_3}\,[T]^{y_3}\left[\frac{M}{L^3}\right]^{z_3}\left[\frac{M}{LT^2}\right];\\ \pi_4 &= [L]^{x_4}\,[T]^{y_4}\left[\frac{M}{L^3}\right]^{z_4}\left[\frac{L^2}{T}\right];\end{aligned} \qquad (16.15)$$

2. Ecuațiile (16.15) se aduc la forma

$$\begin{aligned}\pi_1 &= L^{x_1-3z_1+1}\,T^{y_1-1}\,M^{z_1};\\ \pi_2 &= L^{x_2-3z_2+1}\,T^{y_2-2}\,M^{z_2};\\ \pi_3 &= L^{x_3-3z_3-1}\,T^{y_3-2}\,M^{z_3+1};\\ \pi_4 &= L^{x_4-3z_4+2}\,T^{y_4-1}\,M^{z_4},\end{aligned} \qquad (16.15')$$

de unde, egalînd exponenții de pe lîngă L, T și M cu zero, se obține pentru fiecare din cele patru π_i sistemul de ecuații

$$\left.\begin{aligned}x_1 - 3z_1 + 1 &= 0;\\ y_1 - 1 &= 0;\\ z_1 &= 0;\end{aligned}\right\}\qquad \left.\begin{aligned}x_2 - 3z_2 + 1 &= 0;\\ y_2 - 2 &= 0;\\ z_2 &= 0;\end{aligned}\right\}$$

$$\left.\begin{aligned}x_3 - 3z_3 - 1 &= 0;\\ y_3 - 2 &= 0;\\ z_3 + 1 &= 0;\end{aligned}\right\}\qquad \left.\begin{aligned}x_4 - 3z_4 + 2 &= 0;\\ y_4 - 1 &= 0;\\ z_4 &= 0;\end{aligned}\right\}$$

3. Rezolvînd fiecare din cele patru sisteme se obține

pentru π_1: $x_1 = -1$; $y_1 = 1$; $z_1 = 0$;

pentru π_2; $x_2 = -1$; $y_2 = 2$; $z_2 = 0$;

pentru π_3: $x_3 = -2$; $y_3 = 2$; $z_3 = -1$;

pentru π_4: $x_4 = -2$; $y_4 = 1$; $z_4 = 0$;

4. Se determină structura complexelor adimensionale

$$\pi_1 = \frac{tv}{l} = \mathrm{St}$$

$$\pi_2 = \frac{gt^2}{l} = \frac{gl}{v^2} = \frac{1}{\mathrm{Fr}}$$

$$\pi_3 = \frac{\Delta p t^2}{l^2 \rho} = \frac{\Delta p}{v^2 \rho} = \mathrm{Eu}$$

$$\pi_4 = \frac{t\nu}{l^2} = \frac{\nu}{vl} = \frac{1}{\mathrm{Re}}$$

și se scrie forma generală a ecuației criteriale pentru mișcarea nepermanentă a fluidului vîscos

$$F(\mathrm{St}, \mathrm{Fr}, \mathrm{Eu}, \mathrm{Re}) = 0$$

16.3. MODELAREA MIȘCĂRII FLUIDELOR ÎN CONDUCTE SUB PRESIUNE

La modelarea mișcării fluidelor, ecuația criterială în forma generală se poate scrie

$$f\left(\frac{\Delta}{R}, \mathrm{Re}, \mathrm{Eu}, \mathrm{St}, \mathrm{Fr}\right) = 0, \qquad (16.16)$$

în care: Δ/R este rugozitatea relativă a pereților conductei; celelalte notații sînt cunoscute.

În cazul mișcării sub presiune, cînd lipsesc forțele de greutate, ecuația criterială (16.16) nu conține numărul Froude, în plus, în regim permanent de mișcare a fluidelor, din ecuația criterială se elimină și criteriul Strouhal. Rezultă:

$$f_1(\Delta/R, \mathrm{Re}, \mathrm{Eu}) = 0. \qquad (16.16')$$

În alcătuirea criteriului Euler intră diferența de presiune, a cărei valoare nu se cunoaște și, prin urmare, criteriul determinant este numărul Re; din relația (16.16') se pot obține condițiile de modelare sub forma

$$\mathrm{Eu} = f(\Delta/R, \mathrm{Re}) \qquad (16.16'')$$

pentru Re = idem,
sau, avînd în vedere că $\mathrm{Eu} = (L/4R)\lambda$, sub forma

$$\lambda = f(\Delta/R, \mathrm{Re}) \qquad (16.16''')$$

pentru Re = idem.

Condițiile de modelare se ușurează substanțial în cele două zone de automodelare:

— zona regimului laminar a curgerilor foarte lente a lichidelor vîscoase, cînd se pot neglija forțele inerțiale. Similitudinea se stabilește după criteriul Lagrange

$$\mathrm{La} = \mathrm{Eu} \cdot \mathrm{Re} = \mathrm{idem}, \qquad (16.17)$$

ceea ce duce la condiția

$$\mathrm{Eu} = \frac{\mathrm{idem}}{\mathrm{Re}}; \qquad (16.17')$$

— zona rezistenței pătratice cînd $\mathrm{Re}_m > \mathrm{Re}_l$, respectiv cînd se pot neglija forțele de viscozitate și se poate adopta $\Delta/R = \mathrm{const}$.

Condițiile de similitudine se determină din

$$\begin{aligned} &\mathrm{Eu} = \mathrm{idem}; \\ &\lambda_p = \lambda_m. \end{aligned} \qquad (16.18)$$

În acest caz, problema de modelare se reduce la alegerea rugozității albiei pe model pentru a asigura condiția $\lambda_p = \lambda_m$. Limita inferioară a zonei pătratice se poate stabili, în acest caz, după formula Nikuradse

$$\mathrm{Re}_l = \frac{84R_m}{\Delta_m \sqrt{\lambda}}, \qquad (16.19)$$

sau, luînd în considerare variația relativ mică a coeficientului de rezistență a conductelor rugoase în zona de trecere, din formula[1]

$$\mathrm{Re}_l = \frac{14R_m}{\Delta_m \sqrt{\lambda}}, \qquad (16.20)$$

în care: R_m și Δ_m sînt raza hidraulică și rugozitatea pe model.

Coeficienții de scară α_i pentru toate mărimile fizice se pot stabili pe baza relațiilor (16.16'') și (16.18).

Comparînd valorile numerelor Reynolds limită admisibile pentru model (16.19), (16.20) cu numerele Reynolds de pe prototip (natură), se poate scrie

$$\frac{\mathrm{Re}_p}{\mathrm{Re}_m} = \frac{\alpha_v \alpha_l}{\alpha_\nu}. \qquad (16.21)$$

Pentru $\alpha_g = \alpha_\rho = \alpha_\nu = 1$ se obțin relațiile

$$\begin{aligned} &\alpha_l = \alpha_v^{-1}\left(\frac{\mathrm{Re}_p}{\mathrm{Re}_m}\right); \\ &\alpha_q = \alpha_v \alpha_l^2 = \alpha_l\left(\frac{\mathrm{Re}_p}{\mathrm{Re}_m}\right) \end{aligned} \qquad (16.22)$$

și pentru Eu = idem, relația

$$\alpha_{\Delta p} = \alpha_v^2. \qquad (16.22')$$

Adoptînd scara lungimilor α_l în concordanță cu raportul rugozităților de pe prototip și model, precum și în concordanță cu relația (16.16''), din (16.22), punînd condiția $\mathrm{Re}_m = \mathrm{Re}_l$ se determină coeficienții de scară pentru viteză α_v, debit α_q și presiune $\alpha_{\Delta p}$.

Pentru conductele hidraulic netede, similitudinea se stabilește punînd condițiile

$$\begin{aligned} &\mathrm{Re} = \mathrm{idem}; \\ &\lambda = f(\mathrm{Re}), \end{aligned} \qquad (16.23)$$

[1] Levi, I. I., Modelirovanie ghidravliceskih iavlenii, M. Energhiia, 1967.

ceea ce duce la următoarele relații între coeficienții de scară

$$\alpha_v = \alpha_v\ \alpha_l^{-1};$$

$$\alpha_{\Delta p} = \alpha_l^{-2}\alpha_\rho\alpha_v^2; \qquad (16.24)$$

$$\alpha_q = \alpha_l\alpha_v.$$

În laboratoarele hidraulice, de cele mai multe ori $\alpha_v = \alpha_\rho = 1$. În aceste condiții, funcțiile (16.24) se simplifică, dar pentru transpunerea oricărei mărimi (v, p, q etc.) de la model la natură (prototip) trebuie introduse corecții de scară care țin seama de influența forțelor de viscozitate

$$\Delta v = f(\mathrm{Re});\ \Delta p = f(\mathrm{Re});\ \Delta q = f(\mathrm{Re})\ \text{ș.a.m.d.} \qquad (16.25)$$

și care trebuie determinate efectuînd cercetări într-o gamă largă a numerelor Reynolds Re pe modele, la diferite scări geometrice (scări în serie).

Exemplu. Pentru studiul capacității de transport a unei conducte sub presiune se cere să se determine debitul pe model, dacă în natură conducta este de beton, are diametrul $D = 4$ m, $\Delta_p = 0{,}1$ cm, coeficientul de rezistență $\lambda_p = 0{,}01$ și transportă la o diferență de presiune dată debitul de apă $Q = 25$ m³/s. Materialul pereților modelului are rugozitatea $\Delta_m = 0{,}008$ cm.

Rezolvare. 1. Făcînd raportul rugozităților se obține scara geometrică a modelului

$$\alpha_l = \frac{\Delta_p}{\Delta_m} = \frac{0{,}1}{0{,}008} = 12{,}5,$$

precum și diametrul și raza hidraulică a conductei model

$$d = D/\alpha_l = 400/12{,}5 = 32\ \text{cm};\quad R_m = \frac{d}{4} = \frac{32}{4} = 8\ \text{cm};$$

2. Punînd condiția $\lambda_p = \lambda_m$ cu formula (16.20) se determină pe model limita domeniului de automodelare

$$\mathrm{Re}_l = \frac{14R_m}{\Delta_m\sqrt{\lambda}} = \frac{14\cdot 8}{0{,}008\sqrt{0{,}1}} = 140\,000$$

și cu viteza $V = 4Q/\pi D^2 = 4\cdot 25/3{,}14\cdot 4^2 = 1{,}99$ m/s se determină numărul Reynolds în natură

$$\mathrm{Re}_p = \frac{VR_p}{\gamma} = \frac{1{,}99\cdot 100}{0{,}01} = 1\,990\,000;$$

3. Cu formulele (16.22) se calculează coeficienții de scară

$$\alpha_v = \frac{1}{\alpha_l}\left(\frac{\mathrm{Re}_p}{\mathrm{Re}_m}\right) = \frac{1}{12{,}5}\left(\frac{1\,990\,000}{140\,000}\right) = 1{,}14$$

și

$$\alpha_q = \alpha_v\alpha_l^2 = 1{,}14\cdot 12{,}5^2 = 178;$$

4. Viteza curentului pe model rezultă

$$v = V/\alpha_v = 199/1{,}14 = 175\ \text{cm/s}$$

iar debitul

$$q = Q/\alpha_q = 25/178 = 0{,}14\ \text{m}^3/\text{s} = 140\ \text{l/s}.$$

Observație. Dacă s-ar respecta condiția Re = = idem, pe model ar fi necesar debitul $q = 2$ m³/s, valoare care, din punct de vedere al realizării practice, prezintă mari dificultăți.

16.4. MODELAREA MIȘCĂRILOR UNIFORME ALE LICHIDELOR ÎN ALBII DESCHISE

Ecuația criterială generală pentru determinarea experimentală a oricărei mărimi fizice este de forma

$$a_i = f(\mathrm{Fr},\ \mathrm{Re}). \qquad (16.26)$$

În domeniul de automodelare în care $\lambda_p = \lambda_m$, condițiile de reproducere pe model a fenomenului curgerii devin

$$\mathrm{Fr} = \text{idem};\quad \mathrm{Re}_m > \mathrm{Re}_l. \qquad (16.26')$$

Limitele domeniului de automodelare $\mathrm{Re}_m > \mathrm{Re}_l$ se pot determina cu relațiile (16.19) — pentru zona pătratică a rezistenței și (16.20) — pentru zona de tranziție a rezistenței.

Relațiile dintre coeficienții de scară pentru Fr = idem (tabelul 16.1) conduc la condiția

$$\frac{\mathrm{Re}_p}{\mathrm{Re}_m} = \alpha_l^{3/2}\alpha_v^{-1}, \qquad (16.27)$$

sau cînd $\alpha_v = 1$, la condiția

$$\alpha_l^{3/2} = \frac{\mathrm{Re}_p}{\mathrm{Re}_m}, \qquad (16.27')$$

care pentru $\mathrm{Re}_m = \mathrm{Re}_l$, pe baza relației (16.20) și a relației $\lambda_p = \lambda_m$, permite să se stabilească scara minimă posibilă a modelului

$$\alpha_{l\ min} = \left(\frac{V\Delta_m\sqrt{\lambda_m}}{14\nu}\right)^2. \qquad (16.28)$$

Dacă la modelarea după Froude, Fr = idem, rezistența curentului pe model este mai mare decît rezistența curentului în natură (pe prototip) ($\lambda_m > \lambda_p$), pe model nu se mai realizează o similitudine riguroasă a fenomenului. În acest caz, condiția necesară $\mathrm{Re}_m > \mathrm{Re}_l$ (16.26') poate fi

asigurată prin distorsionarea geometrică a modelului, respectiv prin adoptarea scării pe verticală α_h diferită de cea pe orizontală $\alpha_l (\alpha_h \neq \alpha_l)$[1].

Coeficienții de scară la modelarea hidraulică aproximativă cu distorsionarea geometrică a modelului sînt determinați de relațiile

$$\begin{aligned} \alpha_i &= \frac{\alpha_h}{\alpha_l}; \\ \alpha_\lambda &= \frac{\alpha_h}{\alpha_l}; \\ \alpha_\omega &= \alpha_h \alpha_l; \\ \alpha_v &= \sqrt{\alpha_h}; \\ \alpha_q &= \alpha_v \alpha_l \alpha_h = \alpha_l \alpha_h^{3/2}. \end{aligned} \qquad (16.29)$$

Observație. În afara limitelor domeniului de automodelare, cînd $\lambda = f(\mathrm{Re})$, un criteriu determinant devine și numărul Reynolds (Re = idem) și în acest caz, la modelarea după Froude trebuie să se ia în considerare influența forțelor de viscozitate, introducînd corecții de scară de tipul (16.25).

Exemplu. După o durată $T = 80$ s de la derivarea într-un canal a unui curent de apă, se stabilizează debitul $Q = 42$ m³/s, viteza $V = 1{,}3$ m/s și adîncimea $H = 3{,}2$ m. Se cunosc înălțimea rugozității pe suprafața de beton a modelului $\Delta_m = 0{,}1$ cm și coeficientul de rezistență $\lambda_m = 0{,}01$. Să se determine scara geometrică minimă a modelului și să se calculeze mărimile pe model h, t, v și q.

Rezolvare. 1. Scara minimă admisibilă a modelului se calculează cu formula (16.28).

$$\alpha_{l\ min} = \left(\frac{V\Delta_m\sqrt{\lambda_m}}{14\nu}\right)^2 = \left(\frac{130 \cdot 0{,}1 \cdot \sqrt{0{,}01}}{14 \cdot 0{,}01}\right)^2 = 86{,}5.$$

Se adoptă $\alpha_l = 80$;

2. Realizînd modelarea după Froude cu ajutorul tabelului 16.1 se determină mărimile

$$h = \frac{H}{\alpha_l} = \frac{320}{80} = 4 \text{ cm};$$

$$t = \frac{T}{\alpha_t} = \frac{T}{\sqrt{\alpha_l}} = \frac{80}{\sqrt{80}} = 8{,}95 \text{ s};$$

$$v = \frac{V}{\sqrt{\alpha_l}} = \frac{130}{\sqrt{80}} = 14{,}5 \text{ cm/s};$$

$$q = \frac{Q}{\alpha_l^{2{,}5}} = \frac{42\,000}{80^2\sqrt{80}} = 0{,}735 \text{ l/s};$$

3. Pentru caracterizarea regimurilor de mișcare trebuie să se calculeze valorile numărului Re pe prototip (în natură și pe model

$$\mathrm{Re}_p = \frac{VH}{\nu} = \frac{130 \cdot 320}{0{,}01} = 4\,160\,000$$

și

$$\mathrm{Re}_m = \frac{vh}{\nu} = \frac{14{,}5 \cdot 4}{0{,}01} = 5\,800 > \mathrm{Re}_l = 5\,600;$$

4. Pentru verificarea scării adoptate a modelului și pentru verificarea calculelor efectuate se determină scara geometrică α_l

$$\alpha_l = \left(\frac{\mathrm{Re}_p}{\mathrm{Re}_m}\right)^{2/3} = \left(\frac{4\,160\,000}{5\,800}\right)^{2/3} = 80.$$

16.5. PROBLEME SPECIALE ALE MODELĂRII HIDRAULICE

a) Modelarea eroziunilor în albii cu pat mobil[2]

La modelarea eroziunilor în albii cu pat mobil este necesar să se examineze în comun criteriile de similitudine dinamică a curentului (Fr, Re, Ka, λ), parametrii și criteriile de similitudine privind erodarea și deformarea albiei (H_a/H; V/V_i^*; ρ'; Re_*), precum și criteriile privind antrenarea și transportul în suspensie și prin tîrîre a particulelor solide de către curent (V/ω_0; $V^2/\rho' \cdot gH$).

În prezența pulsațiilor intense ale mărimilor hidrodinamice ale curentului, ecuația criterială pentru determinarea experimentală a interacțiunii cursului de apă cu particulele solide se poate scrie sub forma

$$a_i = f(\mathrm{Fr},\ \mathrm{Re}_d,\ \mathrm{Ka},\ H_a/H,\ \ldots), \qquad (16.30)$$

în care numărul Karman

$$\mathrm{Ka} = V'/V = \text{idem}$$

reflectă similitudinea pulsațiilor vitezei model prototip, iar numărul Froude

$$\mathrm{Fr} = \text{idem}$$

determină condițiile de transpunere de la model la prototip (natură) a rezultatelor experimentale obținute (vezi tabelul 16.1), în cazul în care se lucrează în domeniul de automodelare, $\mathrm{Re}_m \geqslant \mathrm{Re}_l$.

Legătura dintre scara geometrică $\alpha_d = D/d$ și scara densității α_ρ, ale particulelor solide, în domeniul automodelării în raport cu numărul Reynolds, $\mathrm{Re}_m \geqslant \mathrm{Re}_l$, este dată de relația

$$\alpha_{u*} = \sqrt{\alpha_d \alpha_{\rho'}}, \qquad (16.31)$$

care se stabilește pornind de la formula vitezei dinamice a curentului

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_p}} = \sqrt{gR_p i} = a\sqrt{\rho' g D}, \qquad (16.32)$$

unde $\rho' = (\rho_1 - \rho)/\rho$ este densitatea relativă a materialului solid de pe patul albiei ρ_1 și ρ — densitățile particulelor solide și apei; τ_0 — efortul unitar tangențial dezvoltat de curent la perete;

[1] Distorsionarea geometrică a modelului ($\alpha_l \neq \alpha_h$) se aplică, de asemenea, la modelarea eroziunilor în albii cu pat mobil format din material nisipos cu granulație fină (vezi §16.5, *a*), precum și a proceselor de albie pe modele aerodinamice sub presiune.

[2] După lucrarea lui Levi I. I., Modelirovanie ghidravliceskih iavlenii, M., Energhiia, 1967.

R — raza hidraulică; i — panta curentului corespunzătoare începutului afuierii; D — diametrul particulelor solide de pe patul albiei; a — coeficient de proporționalitate.

Viteza dinamică u_*, corespunzătoare începutului deplasării particulelor solide pe patul albiei, depinde de numărul Reynolds, deci coeficientul $a = f(\mathrm{Re})$.

Exemplu. Să se stabilească structura formulei și criteriile determinante de similitudine la studiul vitezei de neafuiere a curentului de apă într-o albie cu pat din material necoeziv

$$v_0 = f(C, \rho, \gamma, d, \mu), \tag{16.33}$$

unde: C este un coeficient adimensional; ρ și ρ_1 — densitățile apei și particulelor solide; $\gamma_1 = (\rho_1 - \rho)g$; d — diametrul particulelor; $\mu = \rho\nu$ — coeficient de viscozitate dinamică.

Rezolvare. 1. Se scrie v_0 sub formă de monom de puteri ale acestor mărimi

$$v_0 = C\rho^x\gamma_1^y d^z \mu^p; \tag{16.34}$$

considerînd lungimea, timpul și masa cele trei mărimi dimensionale fundamentale în conformitate cu teorema π, se poate scrie

$$\frac{L}{T} = \left[\frac{M}{L^3}\right]^x \left[\frac{M}{L^2T^2}\right]^y L^z \left[\frac{M}{LT}\right]^p; \tag{16.34'}$$

2. Rezultă sistemul de trei ecuații cu patru necunoscute

$$\begin{aligned} x + y + p &= 0; \\ 1 &= -3x - 2y + z - p; \\ 1 &= 2y + p; \end{aligned} \tag{16.35}$$

3. Se determină x, y, z funcție de p

$$\begin{aligned} y &= \frac{1-p}{2}; \\ x &= -\frac{1+p}{2}; \\ z &= \frac{1-3p}{2}; \end{aligned} \tag{16.35, a}$$

4. Se stabilește structura relației experimentale sub forma următoare

$$v_0 = C\rho^{-\frac{1+p}{2}} \gamma_1^{\frac{1-p}{2}} d^{\frac{1-3p}{2}} \mu^p =$$

$$= C\sqrt{\frac{\rho_1 - \rho}{\rho} gd} \left(\frac{\nu}{d\sqrt{\frac{\rho_1 - \rho}{\rho} gd}}\right)^p. \tag{16.36}$$

Cu considerarea propunerii lui B. A. Fidman

$$\mathrm{Re}_d = \sqrt{\frac{\rho_1 - \rho}{\rho} gd}\,\frac{d}{\nu},$$

forma generală a relației experimentale poate fi reprezentată și astfel

$$v_0 = C\sqrt{\frac{\rho_1 - \rho}{\rho} gd}\cdot f(\mathrm{Re}_d). \tag{16.37}$$

Scara de modelare a diametrului particulelor, minimă admisibilă din condițiile de automodelare, poate fi stabilită pe baza relației

$$\alpha_{\mathrm{Re}} = \alpha_d^{3/2}\,\alpha_{\rho'}^{1/2} \leqslant \frac{\mathrm{Re}_{dp}}{\mathrm{Re}_{dl}}, \tag{16.38}$$

din care reiese că

$$\alpha_d = \frac{1}{\sqrt[3]{\alpha_{\rho'}}}\left(\frac{\mathrm{Re}_{dp}}{\mathrm{Re}_{dl}}\right)^{2/3}. \tag{16.39}$$

Folosind formula (16.39), experiențele trebuie efectuate pentru condiții caracteristice ale interacțiunii dinamice a curentului cu particulele solide, stabilind de fiecare dată factorii fundamentali, criteriile determinante și limita domeniului de automodelare $\mathrm{Re}_m \geqslant \mathrm{Re}_l$ în conformitate cu particularitățile fenomenului studiat (tabelul 16.2).

În unele cazuri, condiția $\mathrm{Re}_m \geqslant \mathrm{Re}_l$ se asigură prin distorsionarea geometrică a modelului ($\alpha_l \neq \alpha_h$). Necesitatea modelării aproximative cu distorsionarea geometrică a modelului (16.29) apare ca rezultat al:

— imposibilității modelării rugozității din albiile hidraulice netede ($\lambda_m > \lambda_p$);

— apariției forțelor de coeziune între particulele aluviunilor fine ($d < 0{,}5$ mm);

— nerespectării regimurilor de mișcare a curentului de pe model și curentului din natură (prototip);

— modelării în afara limitelor domeniului de automodelare.

Distorsiunile geometrice limită admisibile $\alpha_l/\alpha_h = 6-10$.

Exemplu. Să se aleagă densitatea materialului solid pe model ρ_m și să se determine diametrul d al particulelor dacă scara modelului este $\alpha_l = 100$, iar erodarea albiei în natura are loc la $V = 1{,}25$ m/s, aluviunile din albie avînd diametrul $D = 10$ mm și densitatea $\rho_n = 2{,}7$.

Rezolvare. 1. Se determină regimul de mișcare al curentului în jurul particulei solide prototip (în natură)

$$\mathrm{Re}_p = \frac{D\sqrt{\rho_p' gD}}{\nu} = \frac{1\sqrt{1{,}7\cdot 9{,}81\cdot 1}}{0{,}01} = 4\,080 > \mathrm{Re}_l = 75;$$

2. În cazul similitudinii geometrice riguroase

$$d = \frac{D}{\alpha_l} = \frac{10}{100} = 0{,}1 \text{ mm}.$$

Diametrul materialului $d = 0{,}1$ mm este inacceptabil din condiția de apariție a forțelor de coeziune între particule.

Este necesară distorsionarea geometrică a modelului $\alpha_l/\alpha_h = n$;

Exemple de modelare a cursurilor de apă în interacțiunea lor cu particulele solide

Fenomenul modelat	Condiții de modelare					
	Forma generală a relației funcționale și a ecuației criteriale	Condițiile de similitudine	Domeniul de automodelare		Relații de scară	
			Expresia Re_l	Valoarea Re_l	Pentru similitudinea geometrică completă	Pentru similitudinea cu distorsionare a scărilor geometrice
Eroziuni în albii cu microrelief pe fund	$f(\rho', u_*, d, \gamma, \mu, \omega_0) = 0$ $\Phi\left(\mathrm{Fr}; \mathrm{Re}_d; \frac{u_*}{\omega_0}\right) = 0$	$\mathrm{Fr} = \frac{v^2}{gh} = \text{idem}$ $Re_m > Re_l$ sau $Re_{*m} > Re_{*l}$	$Re_d = \frac{d\sqrt{\rho' g' d}}{\nu}$ $Re_* = \frac{u_* d}{\nu}$	60—75 10—12	$\alpha_l = \alpha_h = \alpha_d$ $\alpha_\rho = \alpha_i = \alpha_\lambda = 1$ pentru $\alpha_{\rho'} \neq 1$ $\alpha_v = \alpha_{u*} = \alpha_{\omega_0} =$ $= \sqrt{\alpha_h} = \sqrt{\alpha_d \alpha_{\rho'}}$	$\alpha_l \neq \alpha_h \neq \alpha_d$ $\alpha_l = \alpha_h^2 \alpha_d^2$
Eroziuni în canale $d < 1{,}0 - 1{,}5$ mm			$Re_d = \frac{d\sqrt{\rho' g d}}{\nu}$ $Re_* = \frac{u_* d}{\nu}$	300 50		$\alpha_{\rho'} \neq 1$ $\alpha_i \neq 1$; $\alpha_\lambda \neq 1$ $\alpha_\lambda \neq \alpha_i \neq \alpha_h/\alpha_l$
Transport hidraulic de materiale nisipoase	$f(\rho', p, d, \omega_0, v, \mu) = 0$ $(\mathrm{Fr}_d; \mathrm{Re}_d; v/\omega_0) = 0$	$\mathrm{Fr}_d = \frac{v^2}{gd} = \text{idem}$ $\frac{v}{\omega_0} = \text{idem}$ $Re_m > Re_l$	$Re_l = \frac{vd}{\nu}$	200—250	$\alpha_d = \frac{1}{\sqrt{\alpha_{\rho'}}} \cdot \left(\frac{Re_p}{Re_l}\right)^{2/3}$	$\alpha_{\rho'} = \frac{Re_l}{Re_p}\left(\frac{\alpha_h}{\sqrt{\alpha_l}}\right)^2$ $\alpha_h = \sqrt{d_l}\left(\frac{Re_p \alpha_{\rho'}}{Re_l}\right)^{1/2}$
Sedimentarea aluviunilor	$f(\rho', i, h, v, d, \gamma_1, \mu, \omega_0) = 0$ $\Phi\left(\frac{l}{h}; \frac{v}{\omega_0}; Re_1; \mathrm{Fr}_1\right) = 0$	$\mathrm{Fr}_1 = \frac{v^2}{\rho' gh} = \text{idem}$ $\frac{v}{\omega_0} = \text{idem}$ $Re_m > Re_l$ sau $Re_m = Re_p$ dacă $Re_p < Re_l$	$Re_1 = \frac{vd}{\nu}$ $Re_1 = \frac{vd}{\nu}$	100—200 sau $10\sqrt{\frac{2}{\lambda}}$ 20—30 sau $\frac{5}{\sqrt{\lambda}}$	Formula (16.51) $\alpha_d = \frac{1}{\sqrt[3]{\alpha_{\rho'}}}$	$\alpha_h = \sqrt{\alpha_l}\,(\alpha_{\rho'})^{1/3} = \frac{\alpha_{\rho'}}{\alpha_\lambda}$
Afuierea albiei în zona construcțiilor (afuieri locale)	$f(h_{af}, h, h_2'', v, d, \rho', \omega_0, s) = 0$ $\Phi\left(\mathrm{Fr}; \mathrm{Ka}; \frac{v}{\omega_0}; \frac{s}{h_{eaf}}; \frac{h_{af}}{h}; \eta\right) = 0$	$\mathrm{Fr} = \frac{v^2}{gh} = \text{idem}$ $\frac{v}{\omega_0} = \text{idem}$ $\mathrm{Ka} = \frac{v'}{v} = \text{idem}$ $Re_m > Re_l$ sau $Re_m = Re_p$ dacă $Re_p < Re_l$	$Re = \frac{vh}{\nu}$	2 500— —5 000	$\alpha_h = \left(\frac{Re_p}{5\,000}\right)^{2/3}$ $\alpha_d = \frac{1}{\sqrt[3]{\alpha_{\rho'}}}$	$\alpha_v = \sqrt{\alpha_h}$ $\alpha_{\omega_0} = \alpha_v\left(\frac{\alpha_h}{\alpha_l}\right)^{\frac{2}{3}}$
Curenți de densitate	$f(\rho', \lambda, v, i, h, \mu) = 0$ $\Phi(Re; \mathrm{Fr}_1) = 0$	$\mathrm{Fr}_1 = \frac{v^2}{\rho' gh} = \text{idem}$ $Re_m > Re_l$	$Re = \frac{vh}{\nu}$	10 000— — 20 000	$\alpha_h =$ $= \left(\frac{\alpha_v}{\sqrt{\alpha_{\rho'}}} \cdot \frac{Re_p}{20\,000}\right)^{\frac{2}{3}}$	$\alpha_h =$ $= \left(\alpha_v \frac{Re_p}{20\,000}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{\alpha_i}{\alpha_{\rho'}}\right)^{1/4}$

3. Adoptînd distorsiunea minimă $n = 2$, se determină $\alpha_h = \alpha_l/n = 100/2 = 50$ și scara densității relative

$$\alpha_{\rho'} = \left(\frac{75}{\mathrm{Re}_p}\right)\left(\frac{\alpha_h}{\sqrt{\alpha_l}}\right)^3 = \frac{75}{4\,080}\left(\frac{50}{\sqrt{100}}\right)^3 = 2{,}3\,;$$

4. Scara diametrelor aluviunilor pentru $\alpha_{\rho'} = 2{,}3$ este

$$\alpha_d = \frac{1}{\sqrt[3]{\alpha_{\rho'}}}\left(\frac{\mathrm{Re}_p}{75}\right)^{2/3} = \frac{1}{\sqrt[3]{2{,}3}}\left(\frac{4\,080}{75}\right)^{2/3} = 10\,;$$

5. Cunoscînd $\alpha_{\rho'} = 2{,}3$ și $\alpha_d = 10{,}0$ se determină diametrul aluviunilor $d = D/\alpha_d = 10/10 = 1$ mm și densitatea $\rho_m = 1/\alpha_{\rho'}(\rho_p - 1) + 1 = 1/2{,}3(2{,}7 - 1) + 1 = 1{,}736$, ceea ce corespunde cu densitatea unor materiale din mase plastice.

b) Modelarea fenomenelor de cavitație

Cavitația apare într-un curent de apă la presiuni apropiate de presiunea vaporilor saturați (vezi tabelul 15.3). Momentul apariției cavitației se caracterizează prin valoarea critică a cifrei de cavitație σ_{cr}, care se exprimă, de obicei, sub forma numărului Euler.

În funcție de scopul și de metodica cercetărilor cifra de cavitație are următoarele expresii:

— în cazul modelării curenților sub presiune

$$\sigma_{cr} = \frac{p_\infty - p_v}{\rho\dfrac{V_\infty^2}{2}}, \qquad (16.40)$$

în care: p_v este presiunea vaporilor saturați; p_∞, V_∞ — presiunea și viteza medie a curentului neperturbat (într-o secțiune amonte);

— în cazul modelării curenților cu suprafața liberă

$$\sigma_{cr} = \frac{p_0 - p_{cr}}{\gamma\dfrac{V_i^2}{2g}}, \qquad (16.40')$$

în care: p_0 este presiunea atmosferică exterioară; p_{cr} — presiunea critică la care apare cavitația în curentul de apă; V_i — viteza curentului în zona din apropierea sursei de cavitație; γ, g — greutatea volumetrică a apei și accelerația căderii libere;

— la studiul cavitației în zona rugozităților și la studiul eroziunii prin cavitație

$$\sigma_{cr} = \frac{\bar{H} - H_{cr}}{\dfrac{V_i^2}{2g}}, \qquad (16.40'')$$

în care: $\bar{H} = H_0 + H_i$ este presiunea absolută a curentului (exprimată în înălțime coloană de lichid), mediată în timp (H_0 — presiunea atmosferică, în m H_2O; H_i — adîncimea curentului, în m); H_{cr} — presiunea absolută la apariția cavitației, celelalte notații sînt ca mai înainte.

Cînd $\sigma > \sigma_{cr}$ cavitația lipsește; $\sigma = \sigma_{cr}$ corespunde cu începerea cavitației; $\sigma < \sigma_{cr}$ caracterizează existența cavitației.

Variația presiunii absolute a curentului la apariția cavitației H_{cr} depinde de modul în care se combină diferitele forțe care acționează, și chiar cazurile particulare de studiu al cavitației sînt denaturate de factorii însoțitori și necesită introducerea corecțiilor de scară corespunzătoare.

Condițiile de modelare a cavitației impun determinarea cifrei de cavitație, cu considerarea corecției de scară

$$\sigma_p = \Delta\eta_i \sigma_m \qquad (16.41)$$

unde: valoarea corecției de scară $\Delta\eta_i$, funcție de condițiile de modelare, poate fi $\Delta\eta_i = f_1(\mathrm{Re}, \mathrm{We})$; $\Delta\eta_2 = f_2(\mathrm{Re}, \mathrm{St})$; $\Delta\eta_3 = f_3(\mathrm{We}, \mathrm{St})$ etc.

De exemplu, la studiul cavitației în curenții cu suprafață liberă, ecuația criterială are forma:

$$f\left(\mathrm{Fr}, \mathrm{Ka}, \mathrm{Re}, \mathrm{We}, \frac{\varepsilon}{H_i}\right) = 0,$$

din care condiția de modelare după Froude se poate scrie sub forma

$$\mathrm{Fr} = \text{idem};$$

$$\Delta\eta_1 = f_1(\mathrm{Re}.\ \mathrm{We}). \qquad (16.42)$$

Pe baza relației (16.41) se poate scrie

$$\frac{\bar{H} - H_{cr}}{V_i^2/2g} = \frac{\bar{h} - h_{cr}}{v_i^2/2g}\,\Delta\eta. \qquad (16.43)$$

După unele transformări se obține

$$\frac{\bar{H} - H_{cr}}{\bar{h} - h_{cr}} = \Delta\eta\frac{V_i^2}{v_i^2} \quad \text{și} \quad \frac{\bar{H} - H_{cr}}{\bar{h} - h_{cr}} = \Delta\eta\alpha_l.$$

Dacă se introduc valorile presiunii absolute $\bar{H} = H_0 + H_i$ și $\bar{h} = h_0 + h_i$, atunci

$$h_0 = \frac{1}{\alpha_l\Delta\eta}\left[\alpha_l\Delta\eta(h_{cr} - h_i) + H_i - H_{cr} + H_0\right] \qquad (16.44)$$

sau în cazul reproducerii prin modelare $h_{cr} = H_{cr}$

$$h_0 = \frac{1}{\alpha_l\Delta\eta}\left[H_{cr}(\alpha_l\Delta\eta - 1) + H_i(1 - \Delta\eta) + H_0\right]. \qquad (16.44')$$

Cercetările privind cavitația se efectuează în instalații speciale cu vacuum (tunele sau canale hidrodinamice), în care se pot reproduce condițiile de presiune la suprafața liberă a lichidului, impuse de criteriile de similitudine.

Corecțiile de scară de forma $\Delta\eta_1 = f_1(\mathrm{Re}, \mathrm{We})$ pot fi neglijate la numere $\mathrm{Re} > 10^6$, dar această condiție reclamă modele de dimensiuni relativ mari[1]. Pe de altă parte, condițiile de automodelare ($\Delta\eta = 1$), în cazul respectării criteriului Froude sînt asigurate la un număr Weber limită

$$\mathrm{We}_l = \frac{v\sqrt{l}}{C_m} = \frac{vd^{1/2}}{\left(\frac{\sigma}{\rho}\right)^{1/2}}, \qquad (16.45)$$

ceea ce pentru $\sigma/\rho = \text{const}$ înseamnă

$$v\sqrt{l} \geqslant N_{lim}. \qquad (16.45')$$

Luînd în considerare relațiile $V/v = \sqrt{\alpha_l}$ și $L/l = \alpha_l$ (vezi tabelul 16.1), condiția (16.45') permite să se stabilească scara geometrică minimă posibilă ($\Delta\eta = 1$) a modelului

$$\alpha_l \leqslant \frac{V\sqrt{L}}{N_{lim}}. \qquad (16.46)$$

Mărimea N_{lim} se determină prin efectuarea unor experiențe metodice[2].

Cercetarea fenomenelor de cavitație necesită modelarea presiunii absolute în lichid, cu considerarea corecțiilor de scară (16.44') sau efectuarea experiențelor la viteze mari ($v = 20—30$ m/s) în instalațiile de mari dimensiuni.

[1] Conform datelor lui N. P. Rozanov $\mathrm{Re} > 10^4$.

[2] Conform datelor lui I. I. Levi $N_{lim} = 3—4$ m^{1,5}/s.

PARTEA A DOUA

METODE NUMERICE DE REZOLVARE A PROBLEMELOR DE HIDRAULICĂ

Prof. dr. doc. ing. Simion Hâncu

I. NOȚIUNI INTRODUCTIVE

În cazul problemelor hidraulice de complexitate deosebită, pentru rezolvarea ecuațiilor mișcării se aplică în prezent următoarele metode numerice:

— metoda diferențelor finite pe scheme implicite sau explicite;
— metoda caracteristicilor (în cazul ecuațiilor diferențiale ale mișcării de tip hiperbolic);
— metoda elementului finit;
— metoda integralelor pe contur.

În această notă se expun metode numerice care sînt folosite cu prioritate în Institutul de Cercetări Hidrotehnice și care în cea mai mare parte se găsesc prezentate în diverse publicații.

Orice schemă de rezolvare numerică a unor ecuații diferențiale scrise în diferențe finite trebuie să satisfacă trei condiții principale:

— *de consistență*: la limită, cînd pașii de calcul tind către zero, ecuația în diferențe finite trebuie să tindă către ecuația diferențială a cărei soluție se caută;

— *de stabilitate*: erorile intervenite în procesul calculului numeric nu trebuie să se amplifice în timp și în spațiu;

— *de convergență*: soluția numerică trebuie să tindă către soluția ecuațiilor diferențiale ale mișcării. Această ultimă condiție este îndeplinită dacă sînt îndeplinite condițiile de consistență și de stabilitate [1]

În plus, este necesar ca schema și algoritmul de calcul să îndeplinească condiții de acuratețe, de convergență rapidă, de claritate și ușurință de programare.

Pentru efectuarea calculului numeric, domeniul $D + \Gamma$ de variație a variabilelor independente, de exemplu x, y, z, t (fig. I.1) D — domeniul interior, Γ — frontiera domeniului D) se împarte într-o *rețea* de calcul cu *pașii* Δx, Δy, Δz (metoda diferențelor finite și metoda caracteristicilor) sau în *elemente finite* (metoda elementului finit). Se notează $F^n_{i,j,k}$ valoarea funcției F în nodul $i\Delta x$, $j\Delta y$, $k\Delta z$, la momentul $n\Delta t$, unde Δt este pasul de timp și se caută aceste valori discrete $F^n_{i,j,k}$ ale funcției F.

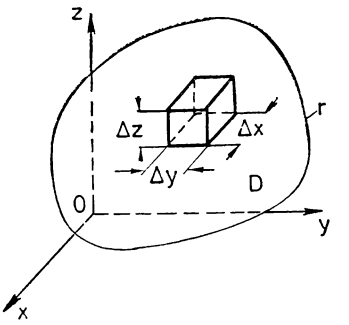


Fig. I.1. Schemă de discretizare a unei funcții de două variabile.

II. MIȘCAREA NEPERMANENTĂ GRADUAL VARIATĂ A APEI ÎN ALBII DE RÎURI (MIȘCARE UNIDIMENSIONALĂ)

Ecuațiile mișcării (ecuațiile Saint-Venant) [2]:

$$\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\mu}{g\omega}\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\mu + \nu}{g\omega^2}\cdot Q\frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\nu Q^2}{g\omega^2}\frac{\partial \omega}{\partial x} + \xi\frac{Q^2}{K^2} = 0 \qquad \text{(II.1)}$$

ecuația dinamică și

$$B\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0, \qquad \text{(II.2)}$$

ecuația continuității, unde: z este cota suprafeței libere; x — distanța în lungul albiei de la o sec-

țiune origine la o secțiune curentă ; t — timpul ; Q — debitul ; ω — secțiunea de curgere ; K — modulul de debit ; B — lățimea albiei la oglinda apei ; g — accelerația gravitației ; μ, ν, ξ — coeficienți care iau valoarea 1 sau 0 în funcție de necesitatea de a menține sau elimina termenii pe lîngă care stau.

Condițiile la limită, de cele mai multe ori sînt de forma

$$x = 0 \qquad Q_0 = Q_0(t) ; \tag{II.3}$$

$$x = l \qquad Q_l = Q_l(z_l) \text{ sau } z_l = \text{const}, \tag{II.4}$$

unde : $Q_0(t)$ este o funcție cunoscută de timp, iar $Q_l(z_l)$ este cheia limnimetrică.

Condițiile inițiale corespund unei stări cunoscute

$$t = 0 ; \quad z = z(x) ; \quad Q = Q(x). \tag{II.5}$$

Metoda diferențelor finite pe o schemă implicită :

Folosind relațiile [3] (fig. II.1)

$$\frac{\partial F}{\partial x} = \frac{1}{\Delta x_{k,\,k-1}} [\theta(F_k^{n+1} - F_{k-1}^{n+1}) + (1 - \theta)(F_k^n - F_{k-1}^m)] ; \tag{II.6}$$

$$\frac{\partial F}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t}\left[\frac{1}{2}(F_k^{n+1} + F_{k-1}^{n+1}) - \frac{1}{2}(F_k^n + F_{k-1}^n)\right] \tag{II.7}$$

și condiția de racordare

$$Q_{k\,am} = Q_k - q_k, \tag{II.8}$$

unde : θ este un coeficient de ponderare ; $Q_{k\,am}$ — debitul în secțiunea k în amonte de afluent ; Q_k — debitul în secțiunea k în aval de afluent ; q_k — debitul afluentului în secțiunea k ; ecuațiile mișcării capătă forma :

$$A_{k-1/2}Q_{k-1}^{n+1} + (B_{k-1/2} + C_{k+1/2})Q_k^{n+1} + D_{k+1/2}Q_{k+1}^{n+1} = R_k^n \tag{II.9}$$

și

$$2z_k^{n+1} + \left(\frac{1}{\theta} - 1\right)(z_k^n - z_{k-1}^n) - (z_k^n + z_{k-1}^n) + \underline{\alpha}(Q_k^{n+1} + Q_{k-1}^{n+1}) - \underline{\alpha}q_k^{n+1} - \underline{\alpha}(Q_k^n + Q_{k-1}^n) + \underline{\alpha}q_k^n + \underline{\gamma}(Q_k^{n+1} - Q_{k-1}^{n+1}) - \underline{\gamma}q_k^{n+1} + \underline{\gamma}\left(\frac{1}{\theta} - 1\right)(Q_k^n - Q_{k-1}) - \underline{\gamma}\left(\frac{1}{\theta} - 1\right)q_k^n + \underline{\delta}(Q_k^{n+1} + Q_{k-1}^{n+1}) - \underline{\delta}q_k^{n+1} + \bar{\delta}\left(\frac{1}{\theta} - 1\right)(Q_k^n + Q_{k-1}^n) - \frac{1}{\underline{\delta}}\left(\frac{1}{\theta} - 1\right)q_k^n + \underline{\beta}(Q_k^{n+1} - Q_{k-1}^{n+1}) - \underline{\beta}q_k^{n+1} + \underline{\beta}\left(\frac{1}{\theta} - 1\right)(Q_k^n - Q_{k-1}^n) - \underline{\beta}\left(\frac{1}{\eta} - 1\right)q_k^n = 0, \tag{II.10}$$

unde :

$$\underline{\alpha} = \frac{\mu\Delta x}{2g\omega^n\theta\Delta t} ; \quad \underline{\beta} = \frac{2\eta\Delta t}{B^n\Delta x} ; \quad \gamma = \frac{\mu + \nu}{2g\underline{\omega}^2} ;$$

$$\underline{\gamma} = \underline{\gamma}'(Q_k^{n+1} - q_k^{n+1} + Q_{k-1}^{n+1}) ;$$

$$\underline{\delta}' = \left[\frac{\xi\Delta x}{4(K^2)^n} - \frac{\nu(\omega_k^n - \omega_{k-1}^n)}{4g(\underline{\omega}^3)^n}\right](Q_k^{n+1} - q_k^{n+1} + Q_{k-1}^{n+1}) ;$$

$$\underline{\delta} = \underline{\delta}'(Q_k^{n+1} - q_k^{n+1} + Q_{k-1}^{n+1}) ;$$

$$A_{k-1/2} = \underline{\alpha} - \underline{\beta} - \underline{\gamma} + \underline{\delta} ; \quad B_{k-1/2} = \underline{\alpha} + \underline{\beta} + \underline{\gamma} + \underline{\delta}$$

$$C_{k+1/2} = \bar{\alpha} + \bar{\beta} - \bar{\gamma} + \bar{\delta} ; \quad D_{k+1/2} = \bar{\alpha} - \bar{\beta} + \bar{\gamma} + \bar{\delta}$$

$$E_{k-1/2} = \underline{\alpha} + \left(\frac{1}{\theta} - 1\right)(\underline{\beta} - \underline{\gamma} - \underline{\delta}) ;$$

$$F_{k-1/2} = \underline{\alpha} - \left(\frac{1}{\theta} - 1\right)(\underline{\beta} + \underline{\gamma} + \underline{\delta}) ;$$

$$G_{k+1/2} = \bar{\alpha} - \left(\frac{1}{\theta} - 1\right)(\bar{\beta} - \bar{\gamma} + \bar{\delta}) ; \tag{II.11}$$

$$H_{k+1/2} = \bar{\alpha} + \left(\frac{1}{\theta} - 1\right)(\bar{\beta} - \bar{\gamma} - \bar{\delta}) ;$$

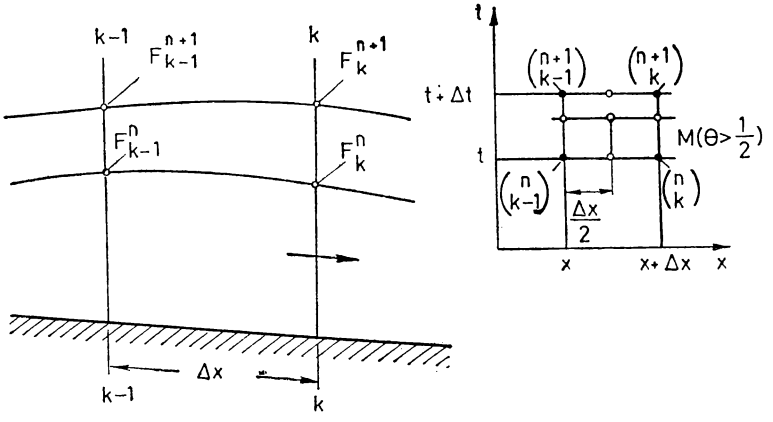


Fig. II.1. Schema de calcul la mișcarea unidimensională.

$$R_k^n = E_{k+1/2}Q_{k-1}^n + (F_{k-1/2} + G_{k+1/2})Q_k^n +$$
$$+ H_{k+1/2}Q_{k+1}^n + B_{k-1/2}q_k^{n+1} + D_{k+1/2}q_{k+1}^{n+1} -$$
$$- F_{k-1/2}q_k^n - H_{k+1/2}q_{k+1}^n - \frac{1}{\theta}(z_{k+1}^n - z_{k-1}^n).$$

Cu bară dedesubt s-au notat mărimile medii pe sectorul $k-1$, k; cu bară deasupra s-au notat mărimile medii pe sectorul k, $k+1$.

Condițiile la limită completează sistemul de ecuații (II.9) și (II.10) cu încă două ecuații

$$k = 0\,;\ Q_0^n = Q_0(n\Delta t)\,; \qquad \text{(II.12)}$$

$$k = s\,;\ z_s^{n+1} = z_s^{n+1} + m(Q_s^{n+1} - Q_s^n) -$$
$$- m(q_s^{n+1} - q_s^n). \qquad \text{(II.13)}$$

Consistența sistemului de ecuații este evidentă. Eroarea de trunchiere (aproximarea) este de ordinul doi $\left(\text{pentru } \eta = \theta = \frac{1}{2}\right)$.

Stabilitatea este asigurată dacă ecuația

$$\left(\lambda - 1 + \frac{1}{\theta}\right)^2 \beta \sin^2\frac{\varphi}{2} + \alpha(\lambda-1)^2\cos^2\frac{\varphi}{2} +$$
$$+ (\lambda-1)\left(\lambda - 1 + \frac{1}{\theta}\right)\delta\cos^2\frac{\varphi}{2} +$$
$$+ i(\lambda-1)\left(\lambda - 1 + \frac{1}{\theta}\right)\gamma\sin\frac{\varphi}{2}\cos\frac{\varphi}{2} = 0 \qquad \text{(II.14)}$$

are rădăcinile

$$|\lambda_{1,2}| \leqslant 1 \qquad \text{(II.15)}$$

(condiția Neumann [1], oricare ar fi arcul $\varphi(0 \leqslant \varphi \leqslant 2\pi)$, unde s-a admis $\alpha = \underline{\alpha} = \bar{\alpha}$; $\beta = \underline{\beta} = \bar{\beta}$ $\gamma = \underline{\gamma} = \bar{\gamma}$; $\delta = \underline{\delta} = \bar{\delta}$.

Relația (II.13) impune

$$\frac{1}{2} \leqslant \theta \leqslant 1 \quad \text{și} \quad \frac{g\omega^3}{K^2} \geqslant \frac{\omega_k^n - \omega_{k-1}^n}{\Delta x}. \qquad \text{(II.16)}$$

Calculele arată că există o valoare Δt_0 suficient de mare $[\Delta t_0 \approx (10-20)\ \Delta x/(Q/\omega - \sqrt{g\omega/B})]$ și chiar mai mare, astfel încît $|\lambda_{1,2}| < 1$, dacă $\Delta t < \Delta t_0$. De exemplu, pentru $\theta = 1$; $\gamma = 0$ și $\delta = 0$ $|\lambda| < 1$ și schema de calcul este necondiționat stabilă.

Succesiunea calculelor este următoarea:

— La momentul $n\Delta t$ sînt cunoscute toate mărimile Q, z, ω, K, B. Determinantul format din coeficienții necunoscutelor Q^{n+1} ale sistemului de ecuații (II.9) este tridiagonal, deci pentru condițiile la limită (II.12) și (II.13) se pot scrie relațiile

$$Q_{k-1}^{n+1} = a_k Q_k^{n+1} + b_k, \qquad \text{(II.17)}$$

unde:

$$a_k = -\frac{A_{k,\,k-1}}{B_{k-1/2} + C_{k+1/2} + a_{k+1}D_{k+1/2}};$$
$$b_k = \frac{R_k^n - b_{k+1}D_{k+1/2}}{B_{k-1/2} + C_{k+1/2} + a_{k+1}D_{k+1/2}}. \qquad \text{(II.18)}$$

Pentru $k = s$; $a_{s+1} = b_{s+1} = 0$.

Rezultă a_s și mai departe a_k $(k = s-1, s-2, \ldots, 0)$.

— Se calculează necunoscutele Q_k^{n+1} cu ecuațiile (II.17).

— Cu ecuațiile (II.10) se determină z_k^{n+1} și celelalte mărimi care depind de z.

— Se trece apoi la momentul următor.

Exemple de aplicații. 1. Sînt concludente cîteva din rezultatele calculelor de propagare a viiturilor pe Dunăre pe sectorul aferent R. S. România (fig. II.2). În figura II.3 se prezintă hidrografele nivelurilor, iar în figura II.4 cheile limnimetrice în cîteva posturi hidrometrice pentru viitura din anul 1970;

2. În figura II.5 sînt reproduse rezultatele simulării numerice a evacuării unei viituri de calcul din canalul Dunăre — Marea Neagră în Marea Neagră, prin descărcătorii ecluzei Agigea, iar în figura II.6 — hidrografele unei viituri create de ruperea unui baraj.

Metoda caracteristicilor:

Ecuațiile mișcării pe caracteristici în variabilele Q, z scrise direct în diferențe finite [2] au expresiile:

— unda directă

$$\Delta x = \left(v + \sqrt{\frac{g\omega}{B}}\right)\Delta t; \qquad \text{(II.19)}$$

$$\frac{1 - \mathrm{Fr}}{v + \sqrt{\frac{g\omega}{B}}}\Delta z + \left(\frac{Q^2}{K^2} - i_0\mathrm{Fr}\right)\Delta t + \frac{\Delta Q}{g\omega} = 0; \qquad \text{(II.20}$$

— unda inversă

$$\Delta x = \left(v - \sqrt{\frac{g\omega}{B}}\right)\Delta t; \qquad \text{(II 21)}$$

$$\frac{1 - \mathrm{Fr}}{v - \sqrt{\frac{g\omega}{B}}}\Delta z + \left(\frac{Q^2}{K^2} - i_0\mathrm{Fr}\right)\Delta t + \frac{\Delta Q}{g\omega} = 0, \qquad \text{(II.22)}$$

unde: în plus s-au introdus notațiile: i_0 — panta fundului albiei; $\mathrm{Fr} = Q^2B/g\omega^3$ — numărul Froude; $v = Q/\omega$ — viteza curentului.

Fig. II.2. Sectorul de Dunăre pe care au fost simulate viiturile.

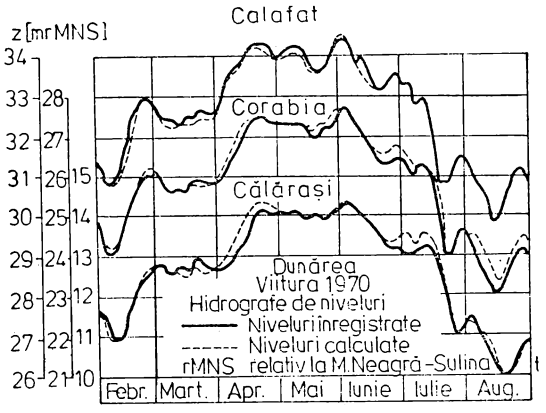


Fig. II.3. Hidrografe ale nivelurilor viiturii din anul 1970, măsurate și reproduse prin calcule.

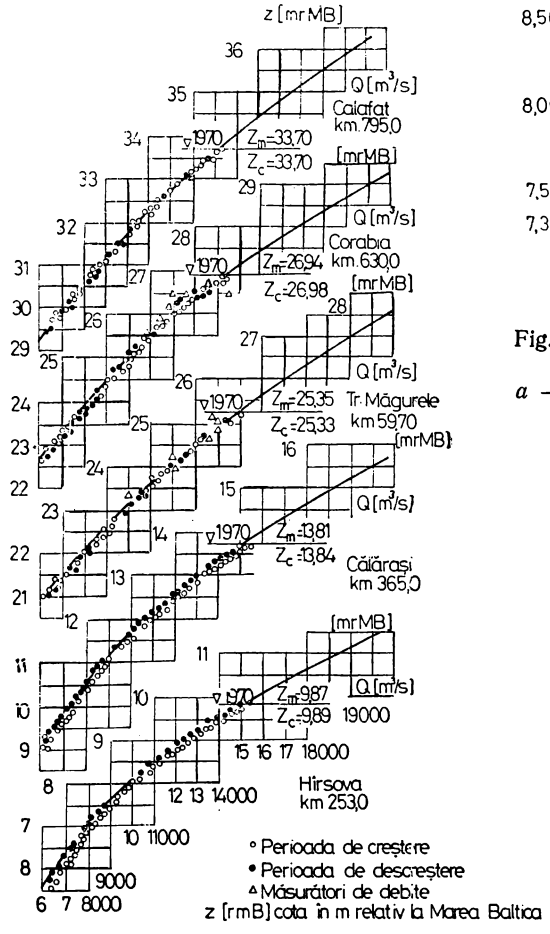


Fig. II.4. Chei limnimetrice pe Dunăre.

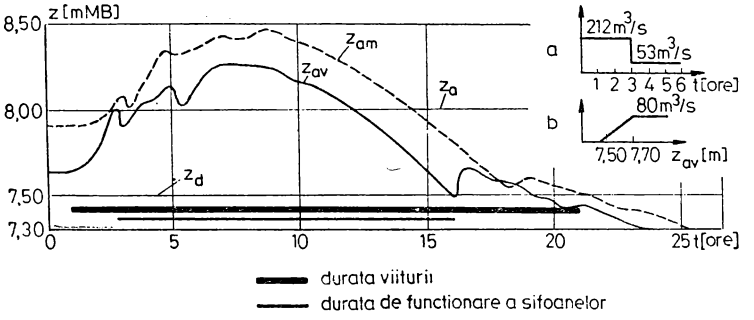


Fig. II.5. Evacuarea automată prin sifoane și prin clapete de reglaj a debitelor de apă din canal la viituri:
a — variația debitului evacuat la CNE, $Q_{am} = f(t)$; *b* — relația de reglaj la clapetă; $w_{1\%} = 15{,}522$ mil. m³.

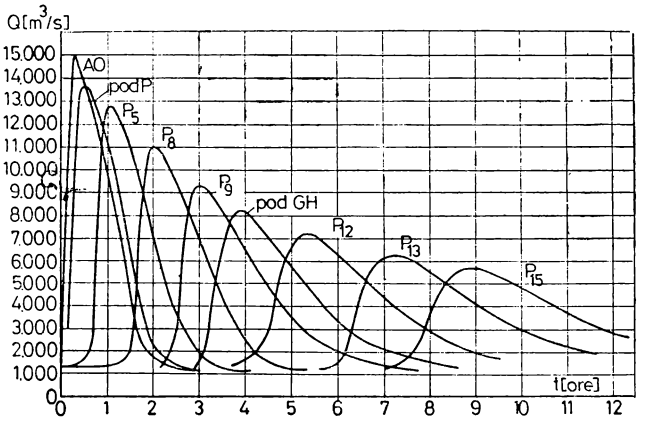


Fig. II.6. Hidrografele debitelor undei de rupere a unui baraj în timpul unei viituri cu asigurare 1 %.

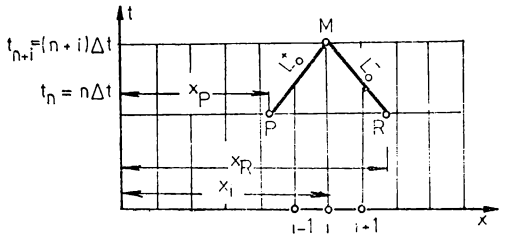


Fig. II.7. Schemă de calcul la metoda caracteristicilor.

La momentul n, în orice nod al rețelei de calcul (fig. II.7) sînt cunoscute variabilele z, Q. Din nodul i, $n+1$ cu ecuațiile (II.19) și (II.21) se duc cele două caracteristici L_0^+ și L_0^- care intersectează dreapta $t = n\Delta t$ în punctele P și R unde, prin interpolare, de asemenea se cunosc mărimile z și Q. Rezultă:

$$x_i - x_p = \left(v + \sqrt{\frac{g\omega}{B}}\right)_{P,M} \Delta t \qquad \text{(II.23)}$$

$$\left(\frac{1-\mathrm{Fr}}{v+\sqrt{\frac{g\omega}{B}}}\right)_{P,M} (z_i^{n+1} - z_p) + \left(\frac{Q^2}{K^2} - i_0\,\mathrm{Fr}\right)_{P,M} \Delta t + \frac{Q_i^{n+1} - Q_p^n}{g\omega_{PM}} = 0 \qquad \text{(II.24)}$$

pentru unda directă și

$$x_i - x_R = \left(v - \sqrt{\frac{g\omega}{B}}\right)_{R,M} \Delta t \qquad \text{(II.25)}$$

$$\left(\frac{1-\mathrm{Fr}}{v-\sqrt{\frac{g\omega}{B}}}\right)_{R,M} (z_i^{n+1} - z_R^n) + \left(\frac{Q^2}{K^2} - i_0\,\mathrm{Fr}\right)_{R,M} \Delta t + \frac{Q_i^{n+1} - Q_R^n}{g\omega_{RM}} = 0, \qquad \text{(II.26)}$$

pentru unda inversă, unde: indicele P, M sau R, M indică valoarea medie pe caracteristică a mărimii respective.

Cu ecuațiile (II.24) și (II.26) se determină mărimile z_i^{n+1} și Q_i^{n+1}. Calculele se fac prin aproximații succesive. În prima aproximație, valorile medii ale coeficienților necunoscutelor pe caracteristicile PM și RM se înlocuiesc cu valorile lor în punctul P și R. În aproximațiile următoare se calculează valorile medii ale acestor mărimi, ținînd seama de valorile z_i^{n+1} și Q_i^{n+1} din aproximația precedentă.

Convergența și stabilitatea sînt asigurate dacă se îndeplinește condiția Courant-Friedrichs-Lewy (CFL) [1]

$$\Delta t \leqslant \frac{\Delta x}{v \pm \sqrt{\frac{g\omega}{B}}}, \qquad \text{(II.27)}$$

unde semnul minus este pentru unda directă, iar semnul plus este pentru unda inversă.

Metoda caracteristicilor reproduce mai fidel fenomenul fizic decît metoda diferențelor finite, în schimb, volumul de calcul este mai mare.

Exemplu de calcul. S-a calculat cu metoda caracteristicilor și cu metoda diferențelor finite propagarea unui hidrograf al debitelor într-un canal de secțiune trapezoidală ($b = 1{,}0$ m; $1 : m = 1 : 1{,}5$) cu pantă $i_0 = 1‰$ și lungimea $l = 3\,000$ m.

Rezultatele calculelor (fig. II.8, II.9), arată că doar la valori mici ale pașilor Δx și Δt cele două metode conduc la aceeași atenuare a debitului maxim.

Metoda elementului finit [4]:

Soluția sistemului de ecuații (2.1) și (2.2) se caută sub următoarea formă

$$Q(x, t) = \sum_{i=1}^{N} Q_i(t)\,\Phi_i(x);$$
$$z(x, t) = \sum_{i=1}^{N} z_i(t)\,\Phi_i(x), \qquad \text{(II.28)}$$

în care: $i = 1, 2, \ldots; N$ sînt punctele nodale care împart domeniul curgerii unidimensionale $x \in [a, L]$ într-un număr de $N-1$ elemente finite de tip „bară"; $\Phi_i(x)$ sînt funcțiile de formă alese de tipul operatorului Kroneker cu valorile 0 sau 1 în punctele nodale și cu o variație lineară între acestea, iar $Q_i(t)$ și $z_i(t)$ sînt parametrii determinanți funcție numai de timp.

Utilizînd pentru întregul domeniu metoda rezidual ponderată Galërkin (anularea produsului intern dintre reziduu și funcția de formă $< r_1, \Phi_i(x) > = 0$), se obține următorul sistem integro-diferențial

$$\int_0^L \left(B\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x}\right)\Phi_i(x)\,dx = 0;$$

$$\int_0^L \left[\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\mu}{g\omega}\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\mu+\nu}{g\omega^2}\frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\nu Q^2}{g\omega^3}\frac{\partial \omega}{\partial x} + \xi\frac{Q^2}{K^2}\right]\Phi_i(x)\,dx = 0, \qquad \text{(II.29)}$$

în care derivatele parțiale ale necunoscutelor se calculează din relațiile lineare (II.28).

Calculînd aproximativ (metoda Simpson de exemplu) integralele din sistemul integro-diferențial (II.29) se obține transformarea acestuia într-un sistem diferențial ordinar nelinear de tipul

$$\alpha_1(z)\frac{dZ_1}{dt} + \beta_1(z)\frac{dZ_2}{dt} - Q_1 + Q_2 = 0;$$

$$\alpha_i(z)\frac{dZ_{i-1}}{dt} + \beta_i(z)\frac{dZ_i}{dt} + \gamma_i(z)\frac{dZ_{i+1}}{dt} -$$

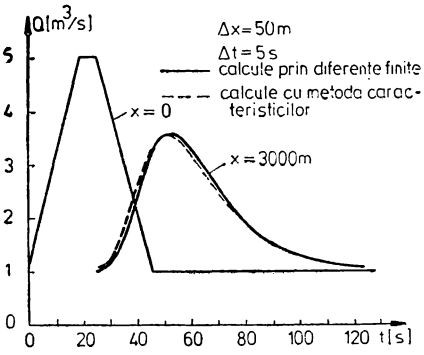


Fig. II.8. Rezultate ale calculelor comparative cu metoda diferențelor finite și metoda caracteristicilor.

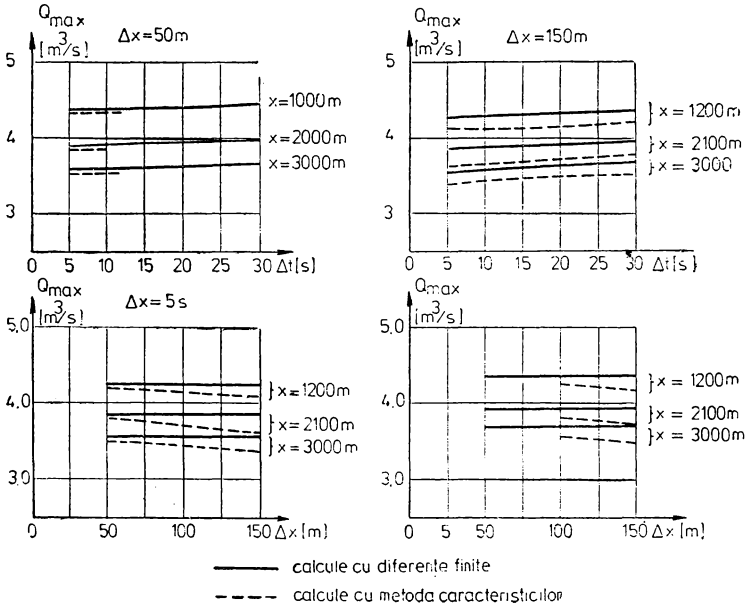


Fig. II.9. Hidrografele debitelor în diverse secțiuni de calcul.

$$
\begin{aligned}
&-Q_{i-1}+Q_{i+1}=0\,;\ (i=2\,;\ 3\,;\ \ldots\,;\ N-1)\,;\\
&\delta_i(z,\ Q)z_{i-1}+\varepsilon_i(z,\ Q)z_i+\mu_i(Z,\ Q)Z_{i+1}+\\
&+\nu_i(z)\frac{dQ_{i-1}}{dt}+\rho_i(z)\frac{dQ_i}{dt}+\eta_i(z)\frac{dQ_{i+1}}{dt}+\\
&+E_i(z)Q_{i-1}^2+F_i(z)Q_i^2+G_i(z)Q_{i+1}^2+H_i(z)Q_{i-1}Q_i+\\
&+J_i(z)Q_iQ_{i+1}+U_i(z)Q_{i-1}+V_i(z)Q_i+\\
&+W_i(z)Q_{i+1}=0\,;\ (i=2\,;\ 3\,;\ \ldots\,;\ N-1)\\
&\delta_N(z,\ Q)Z_{N-1}+\varepsilon_N(Z,\ Q)Z_N+\nu_N(z)\frac{dQ_{N-1}}{dt}+\\
&+\rho_N(z)\frac{dQ_N}{dt}+E_N(z)Q_{N-1}^2+F_N(z)Q_N^2+\\
&+H_N(z)Q_{N-1}Q_N+U_N(z)Q_{N-1}+V_N(z)Q_N=0,
\end{aligned}
\tag{II.30}
$$

în care coeficienții de multiplicare și termenii liberi sînt funcții de necunoscutele z, Q și de parametrii geometrici și hidraulici ai curgerii.

Derivatele parțiale în raport cu timpul ale necunoscutelor se aproximează cu relațiile

$$
\begin{aligned}
\frac{dQ_i(t)}{dt}&\approx\frac{1}{\Delta t}\,(Q_i^n-Q_i^{n-1})\,;\\
\frac{dZ_i(t)}{dt}&\approx\frac{1}{\Delta t}\,(Z_i^n-Z_i^{n-1}),
\end{aligned}
\tag{II.31}
$$

rezultînd în final un sistem de $2N-2$ ecuații neliniare în diferențe finite, cu $2N$ necunoscute (Q_i^n și z_i^n, $i=1\,;\ 2\,;\ \ldots\,;\ N$), care se completează cu 2 ecuații furnizate de condițiile la limită de tipul (II.3), (II.4) și se rezolvă prin orice metodă aproximativă (Newton-Ralphson, de exemplu).

O dată determinate $Q_i^n(t)$ și $Z_i^n(t)$, se reconstituie soluțiile (II.28) în toate punctele nodale $i=1\,;\ 2\,;\ \ldots\,;\ N$ și se efectuează calculele după același procedeu la momentul următor.

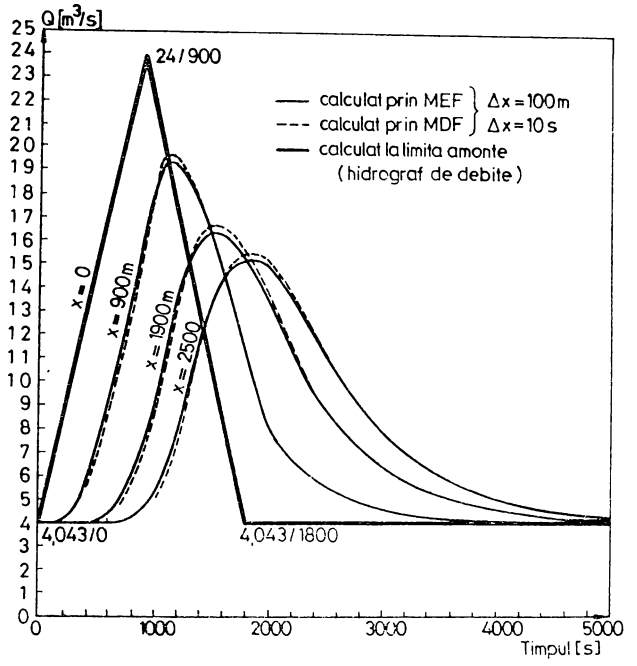


Fig. II.10. Rezultate ale calculului propagării unei unde de debit cu metoda elementului finit.

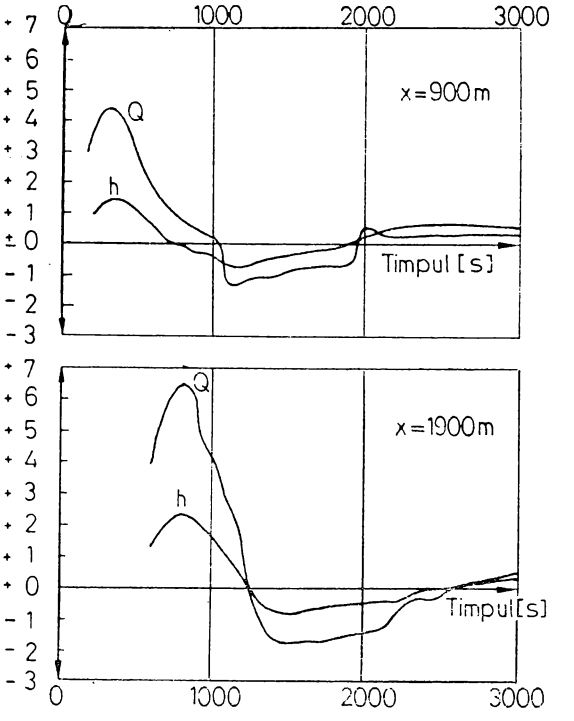


Fig. II.11. Diferențe între rezultatele calculelor cu metoda diferențelor finite (MDF) și metoda elementului finit (MEF).

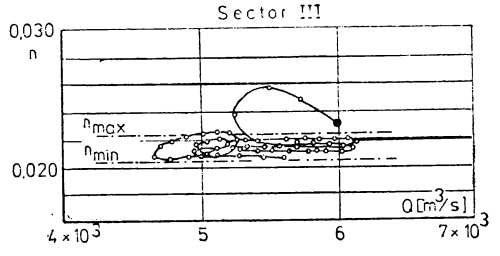


Fig. II.12. Calculul coeficientului de rugozitate al albiei în regim nepermanent.

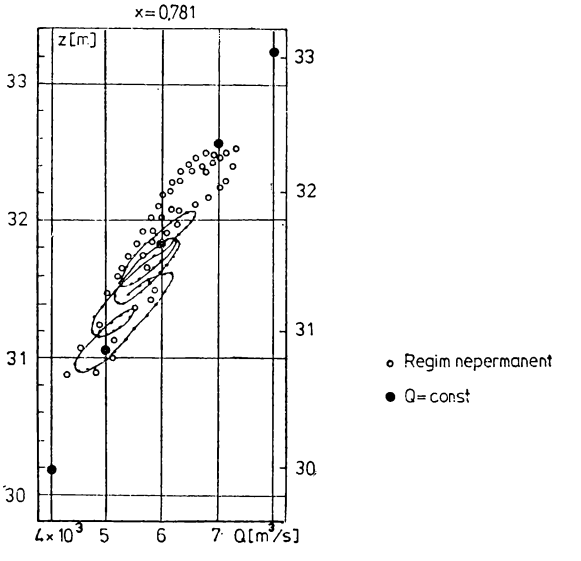


Fig. II.13. Calculul cheii limnimetrice într-o secțiune de referință pe Dunăre în regim nepermanent.

Exemplu de calcul. Pentru exemplificare, în figura II.10 se prezintă comparativ rezultatele calculelor efectuate cu metoda elementului finit și cu metoda diferențelor finite pentru cazul propagării unei unde de debit într-un canal trapezoidal de lungime $l = 2\,500$ m; lățime la fund $b = 2$ m; coeficientul de pantă al taluzurilor $m = 1{,}5$; panta fundului $i = 1‰$; coeficient de rugozitate $n = 0{,}020$. S-au adoptat $\Delta x = 100$ m; $\Delta t = 10$ s.

Diferențele între rezultatele celor două metode (fig. II.11) sînt foarte mici.

O b s e r v a ț i e. Problema principală la aplicarea calculului numeric este tararea modelului matematic (determinarea coeficientului n) pe bază de măsurători.

În figurile II.12 și II.13 sînt prezentate rezultatele calculelor $n = n(Q)$ pe un sector al Dunării și $z = z(Q)$ într-o secțiune de referință în cazul variației orare a debitului la o centrală hidroelectrică, cunoscînd $Q = Q(t)$ la hidrocentrală și $z = z(t)$ în diferite secțiuni.

III. MIȘCAREA BIDIMENSIONALĂ NEPERMANENTĂ A APEI CU SUPRAFAȚĂ LIBERĂ

Ecuațiile mișcării:

— ecuația continuității:

$$\frac{\partial Z}{\partial t}+\frac{\partial U}{\partial x}+\frac{\partial V}{\partial y}=0; \qquad \text{(III.1)}$$

— și ecuațiile dinamicii:

$$\frac{\partial U}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{U}{h}\right)^2+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{UV}{h}\right)+gh\frac{\partial Z}{\partial x}=$$

$$=-g\frac{U\sqrt{U^2+V^2}}{C^2h^2}+k_t\Delta U+C_f\frac{\rho_a}{\rho}|w_a|w_{ax}; \qquad \text{(III.2)}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{V^2}{h}\right)+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{UV}{h}\right)+gh\frac{\partial Z}{\partial y}=$$

$$=-g\frac{V\sqrt{U^2+V^2}}{C^2h^2}+k_t\Delta U+C_f\frac{\rho_a}{\rho}|w_a|w_{ay},$$

unde: $U=uh$; $V=vh$; u și v — componentele vitezei, medii pe verticală, pe axele Ox și Oy considerate în planul curgerii; h — adîncimea curentului; C — coeficientul lui Chézy; k_t — coeficientul de viscozitate aparentă (Boussinesq); C_f — coeficientul de frecare datorat vîntului; w_a — viteza vîntului cu componentele w_{ax} și w_{ay} pe axele Ox și Oy; ρ — densitatea apei; ρ_a — densitatea aerului.

Condițiile la limită

— pe frontiera impermeabilă Γ_1:

$$W_n=0; \qquad \text{(III.4)}$$

— pe frontiera permeabilă Γ_2:

$$U=U(t);\ V=V(t) \text{ sau } h=h(t), \qquad \text{(III.5)}$$

unde: $\Gamma=\Gamma_1+\Gamma_2$ este frontiera domeniului ocupat de apa în mișcare; W_n — componenta normală pe frontiera Γ_1 a vectorului de componente U și V.

Condițiile inițiale:

$$t=0;\ h=h(x,\ y);\ U=(x,\ y);\ V=V(x,\ y), \qquad \text{(III.6)}$$

în tot domeniul D al mișcării.

Metoda diferențelor finite — pe direcții alternante de rezolvare a ecuațiilor mișcării

Se notează cu $F^n_{j,\,l}=F(j\Delta x,\ l\Delta y,\ n\Delta t)$ oricare dintre funcțiile Z, U, V în punctul de coordonate $j\Delta x$, $l\Delta y$, $n\Delta t$ și se folosesc următoarele relații pentru transcrierea în diferențe finite a ecuațiilor mișcării [2]:

— pe intervalul de timp $n\Delta t$, $(n+k)\Delta t$:

$$\frac{\partial F}{\partial t}=\frac{1}{2\Delta t}\left(F^{n+1}_{j,\,l}-F^{n}_{j,\,l}+F^{n+k}_{j-1,\,l}-F^{n}_{j-1,\,l}\right); \qquad \text{(III.7)}$$

$$\frac{\partial F}{\partial x}=\frac{1}{\Delta x}\left[\theta(F^{n+k}_{j,\,l}-F^{n+k}_{j-1,\,l})+(1-\theta)(F^{n}_{j,\,l}-\right.$$

$$\left.-F^{n}_{j-1,\,l})\right]; \qquad \text{(III.8)}$$

$$\frac{\partial F}{\partial y}=0 \text{ (cu excepția termenului } \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{UV}{h}\right) \text{ care se scrie la momentul } n\Delta t); \qquad \text{(III.9)}$$

— pe intervalul de timp $(n+k)\Delta t$, $(n+1)\Delta t$

$$\frac{\partial F}{\partial t}=\frac{1}{2\Delta t}\left(F^{n+1}_{j,\,l}-F^{n}_{j,\,l}+F^{n+1}_{j,\,l-1}-F^{n}_{j,\,l-1}\right); \qquad \text{(III.10)}$$

$$\frac{\partial F}{\partial y}=\frac{1}{\Delta x}\left[\theta(F^{n+1}_{j,\,l}-F^{n+1}_{j,\,l-1})+\right.$$

$$\left.+(1-\theta)(F^{n}_{j,\,l}-F^{n}_{j,\,l-1})\right]; \qquad \text{(III.11)}$$

$$\frac{\partial F}{\partial x}=0 \text{ (cu excepția termenului } \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{UV}{h}\right)$$

care se scrie la momentul $(n+k)\Delta t$). (III.12)

Ecuațiile mișcării pe fiecare dintre cele două intervale de timp devin

$$\frac{\partial Z}{\partial t}+\frac{\partial U}{\partial x}=0; \qquad \text{(III.13)}$$

$$\frac{\partial Z}{\partial x}+\frac{1}{gh}\frac{\partial U}{\partial t}+\frac{2}{gh^2}U\frac{\partial U}{\partial x}-$$

$$-\frac{U}{gh^3}\frac{\partial h}{\partial x}+\frac{U\sqrt{U^2+V^2}}{gC^2h^3}=X, \qquad \text{(III.14)}$$

pe intervalul de timp $n\Delta t$ și $(n+k)\Delta t$ și

$$\frac{\partial Z}{\partial t}+\frac{\partial V}{\partial y}=0; \qquad \text{(III.15)}$$

$$\frac{\partial Z}{\partial y}+\frac{1}{gh}\frac{\partial V}{\partial t}+\frac{2}{gh^2}V\frac{\partial V}{\partial y}-$$

$$-\frac{V^2}{gh^3}\frac{\partial h}{\partial y}+\frac{V\sqrt{U^2+V^2}}{gC^2h^3}=Y, \qquad \text{(III.16)}$$

pe intervalul de timp $(n+k)\Delta t$, $(n+1)\Delta t$, unde:

$$X=-\frac{1}{gh}\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{UV}{h}\right)+\frac{k_t}{gh}\Delta U+\frac{C_f}{gh}\frac{\rho_a}{\rho}|w_a|w_{ax}; \qquad \text{(III.17)}$$

$$Y=-\frac{1}{gh}\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{UV}{h}\right)+\frac{k_t}{gh}\Delta V+\frac{C_f}{gh}\frac{\rho_a}{\rho}|w_a|w_{ay}. \qquad \text{(III.18)}$$

Ecuațiile (III.13) și (III.14) sau (III.15) și (III.16) sînt asemănătoare ecuațiilor (II.1) și (II.2), dacă $\mu = \nu = \xi = 1$; $B = 1$ și $\omega = h$, cu excepția termenilor X și Y.

Problema bidimensională s-a redus la două probleme unidimensionale, care se rezolvă cu algoritmul din paragraful II.

Consistența rezultă din eliminarea variabilelor Z^{n+k}, U^{n+k}, V^{n+k} din ecuațiile (III.13), (III.14), (III.15) și (III.16). Se obține o ecuație în diferențe finite care tinde către ecuațiile diferențiale ale mișcării, cînd pașii Δx, Δy, Δt tind către zero.

Stabilitatea este alterată de termenii $\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{UV}{h}\right)$ și $\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{UV}{h}\right)$. Stabilitatea poate fi îmbunătățită dacă acești termeni se mediază pe nodurile învecinate ale rețelei, de exemplu cu relația

$$\tilde{f}_i = \alpha f_{i-1} + (1 - 2\alpha) f_i + \alpha f_{i+1}, \quad \text{(III.19)}$$

unde: $\alpha < 1$, $i = j$, l. Coeficientul α se determină prin încercări.

Convergența este asigurată și calculele arată că este și foarte rapidă.

Aplicație. Pentru exemplificare, în figura III.1 se prezintă rezultatele calculelor cu metoda expusă mai sus, privind mișcarea bidimensională a apei în zona unui epiu. O altă aplicație privește propagarea valurilor într-un acvatoriu (fig. III.2).

Metoda caracteristicilor:

Se notează cu

$$\vec{R} = \begin{pmatrix} Z \\ U \\ V \end{pmatrix}$$

vectorul necunoscutelor și cu

$$\vec{R}^n_{i,j} = \vec{R}(i\Delta x,\ j\Delta y,\ n\Delta t),$$

valoarea acestui vector în nodul $i\Delta x$, $j\Delta y$ la momentul $n\Delta t$.

Se construiește conul caracteristic de dependență cu vîrful în nodul i, j, $n+1$ și cu baza în planul n, pe care-l intersectează după un cerc γ cu centrul în $-u\Delta t$ și $-v\Delta t$ față de nodul i, j, n și cu raza $\Delta t\sqrt{gh}$ (fig. III.3). Pe cercul γ valorile oricărei mărimi se determină prin interpolare.

Ecuațiile mișcării în formă parametrică în diferențe finite au expresia [2]:

— pe prima familie de suprafețe caracteristice, tangente la conul caracteristic:

$$\left(\sqrt{gh} - u\cos k\frac{\pi}{2} - v\sin\frac{k\pi}{2}\right)^n_{i,j} \frac{Z^{n+1}_{i,j} - Z^n_k}{\Delta t} +$$

$$+\left(u\sin\frac{k\pi}{2} - v\cos\frac{k\pi}{2}\right)^n_{i,j}\left[(-\sqrt{gh})^n_{i,j}\sin\frac{k\pi}{2}\left(\frac{\partial Z}{\partial x}\right)^n_{i,j} +\right.$$

$$\left.+(\sqrt{gh})^n_{i,j}\cos\frac{k\pi}{2}\left(\frac{\partial Z}{\partial y}\right)^n_{i,j}\right] + \cos\frac{k\pi}{2}\frac{U^{n+1}_{i,j} - U^n_k}{\Delta t} +$$

$$+\sin\frac{k\pi}{2}\frac{V^{n+1}_{i,j} - V^n_k}{\Delta t} -$$

$$-\sin\frac{k\pi}{2}\left[(-\sqrt{gh})^n_{i,j}\sin\frac{k\pi}{2}\left(\frac{\partial U}{\partial x}\right)^n_{i,j} +\right.$$

$$\left.+(\sqrt{gh})^n_{i,j}\cos\frac{k\pi}{2}\left(\frac{\partial U}{\partial y}\right)^n_{i,j}\right] +$$

$$+\cos\frac{k\pi}{2}\left[(-\sqrt{gh})^n_{i,j}\sin\frac{k\pi}{2}\left(\frac{\partial V}{\partial x}\right)^n_{i,j} +\right.$$

$$\left.+(\sqrt{gh})^n_{i,j}\cos\frac{k\pi}{2}\left(\frac{\partial V}{\partial y}\right)^n_{i,j}\right] =$$

$$= X^n_{i,j}\cos\frac{k\pi}{2} + Y^n_{i,j}\sin\frac{k\pi}{2}; \quad \text{(III.20)}$$

— pe a doua familie de suprafețe caracteristice, pivotante în jurul axului conului de dependență:

$$\left(u\sin\frac{k\pi}{2} - v\cos\frac{k\pi}{2}\right)^n_{i,j}\frac{Z^{n+1}_{i,j} - Z^n_\alpha}{\Delta t} +$$

$$+(\sqrt{gh})^n_{i,j}\left[(-\sqrt{gh})^n_{i,j}\sin\frac{k\pi}{2}\left(\frac{\partial Z}{\partial x}\right)^n_{i,j} +\right.$$

$$\left.+(\sqrt{gh})^n_{i,j}\cos\frac{k\pi}{2}\left(\frac{\partial Z}{\partial y}\right)^n_{i,j}\right] - \sin\frac{k\pi}{2}\frac{U^{n+1}_{i,j} - U_\alpha}{\Delta t} +$$

$$+\cos\frac{k\pi}{2}\frac{V^{n+1}_{i,j} - V^n_\alpha}{\Delta t} =$$

$$= -X^n_{i,j}\sin\frac{k\pi}{2} + Y^n_{i,j}\cos\frac{k\pi}{2}, \quad \text{(III.21)}$$

în care s-au folosit notațiile: h — adîncimea curentului; u, v — componentele vitezei pe cele două axe de coordonate Ox și Oy din planul curgerii; $U = uh$; $V = vh$; Z — cota suprafeței libere a apei;

$$X = -\frac{gU\sqrt{U^2+V^2}}{C^2h^3} + u^2\frac{\partial D}{\partial x} + uv\frac{\partial D}{\partial y} +$$

$$+ k_t\Delta U + C_f\frac{\rho_a}{\rho}|w_a|w_{ax}; \quad \text{(III.22)}$$

$$Y = -\frac{gV\sqrt{U^2+V^2}}{C^2h^3} + v^2\frac{\partial D}{\partial y} + uv\frac{\partial D}{\partial x} +$$

$$+ k_t\Delta V + C_f\frac{\rho_a}{\rho}|w_a|w_{ay}; \quad \text{(III.23)}$$

D — adîncimea apei în regim static ($h = Z + D$); Δ — laplasianul; $k = 0; 1; 2; 3$ — definește punctele (0; 1; 2; 3) pe cercul γ în care se scriu

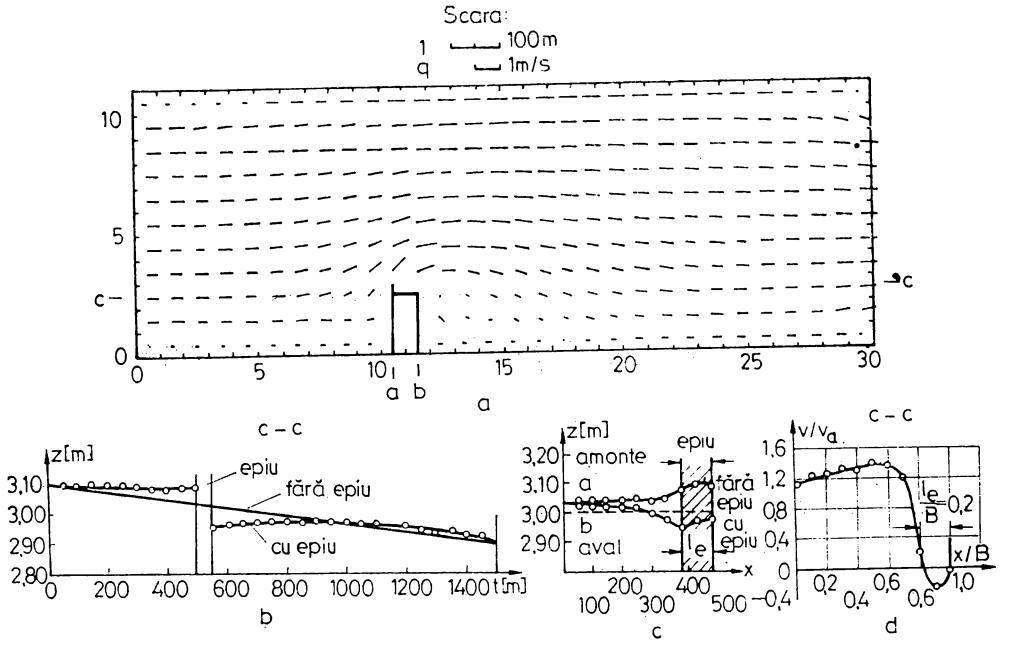


Fig. III.1. Mișcarea bidimensională a apei în zona unui epiu.

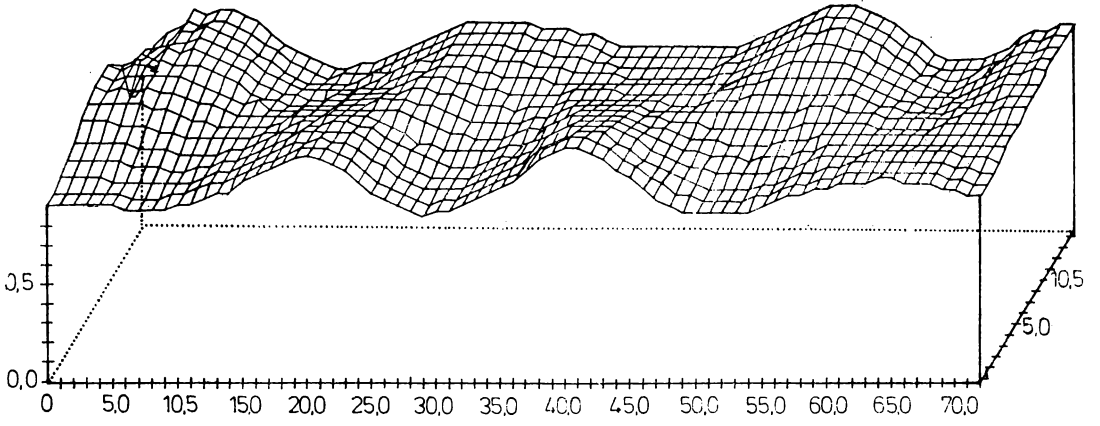


Fig. III.2. Propagarea valurilor într-un acvatoriu.

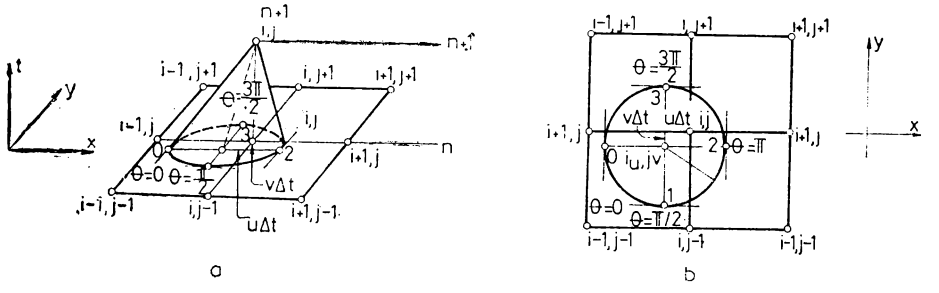


Fig. III.3. Conul caracteristic:
a — în spațiul *xyt*; *b* — în spațiul *xy*.

ecuațiile pe prima familie de caracteristici (fig. III.3, *b*) ; α definește centrul cercului γ de coordonate iu și $jv(x_{iu} = x_i - u\Delta t$; $y_{jv} = y_j - v\Delta t)$; C — coeficientul Chézy ; C_f — coeficient de rezistență ; ρ_a — densitatea aerului ; w_a — viteza aerului.

Succesiunea calculelor este următoarea :

— Se elimină variabilele $U_{i,j}^{n+1}$ și $V_{i,j}^{n+1}$ din ecuațiile (III.20), însumînd aceste ecuații două cîte două, corespunzătoare valorilor $k = 0$ și $k = 2$, respectiv $k = 1$ și $k = 3$. Se obțin două valori pentru $Z_{i,j}^{n+1}$;

— Se face media aritmetică a celor două valori $Z_{i,j}^{n+1}$ și se obține valoarea de calcul $\tilde{Z}_{i,j}^{n+1}$;

— Se calculează $U_{i,j}^{n+1}$ și $V_{i,j}^{n+1}$ din ecuația (III.20) cît și din ecuația (III.21) și se adoptă mediile aritmetice $\tilde{U}_{i,j}^{n+1}$ și $\tilde{V}_{i,j}^{n+1}$.

Condițiile inițiale corespund, în general, unei situații de repaus (sau unei situații de mișcare cunoscută).

Condițiile la limită sînt date în tabelul III.1 și în figura III.4.

Tabelul III.1

Condiții la limită

a)

$$U_{j,l}^{n+1} = 0$$

$$Z'_{j,l} = \frac{v(Z_3 - Z_1) - (V_3 - V_1)}{2\sqrt{gh}} + \frac{Z_1 + Z_3}{2} U_{j+1,l} \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

$$Z''_{j,l} = Z_2 - \frac{1}{\sqrt{gh}} U_2 + \Delta t \left(v \frac{Z_{j,l+1} - Z_{j,l-1}}{2\Delta y} - \frac{V_{j,l+1} - V_{j,l-1}}{2\Delta y} \right)$$

$$Z_{j,l}^{n+1} = \frac{Z'_{j,l} + V''_{j,l}}{2}$$

$$V_{j,l}^{n+1} = vZ_{j,l}^{n+1} - vZ_a + V_a + \Delta t \left(Y - gh \frac{Z_{j,l+1} - Z_{j,l-1}}{2\Delta y} \right)$$

b)

$$U_{j,l}^{n+1} = 0$$

$$Z'_{j,l} = \frac{v(Z_8 - Z_1) - (V_8 - V_1)}{2\sqrt{gh}} + \frac{Z_1 + Z_8}{2} + U_{j-1,l} \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

$$Z''_{j,l} = Z_0 + \frac{1}{\sqrt{gh}} U_0 + \Delta t \left(v \frac{Z_{j,l+1} - Z_{j,l-1}}{2\Delta y} - \frac{V_{j,l+1} - V_{j,l-1}}{2\Delta y} \right)$$

$$Z_{j,l}^{n+1} = \frac{Z'_{j,l} + Z''_{j,l}}{2}$$

$$V_{j,l}^{n+1} = vZ_{j,l}^{n+1} - vZ_a + V_a + \Delta t \left(Y - gh \frac{Z_{j,l+1} - Z_{j,l-1}}{2\Delta y} \right)$$

c)

$$V_{j,l}^{n+1} = 0$$

$$Z'_{j,l} = \frac{u(Z_2 - Z_0) - (U_2 - U_0)}{2\sqrt{gh}} + \frac{Z_0 + Z_2}{2} - V_{j,l+1} \frac{\Delta l}{\Delta y}$$

Tabelul III.1 (continuare)

$$Z''_{j,l} = Z_3 - \frac{1}{\sqrt{gh}} V_3 + \Delta t \left(u \frac{Z_{j+1,l} - Z_{j-1,l}}{2\Delta x} - \frac{U_{j+1,l} - U_{j-1,l}}{2\Delta x} \right)$$

$$Z_{j,l}^{n+1} = \frac{Z'_{j,l} + Z''_{j,l}}{2}$$

$$U_{j,l}^{n+1} = uZ_{j,l}^{n+1} - uZ_a + U_a + \Delta t \left(X - gh \frac{Z_{j+1,l} - Z_{j-1,l}}{2\Delta x} \right)$$

d)

$$V_{j,l}^{n+1} = 0$$

$$Z'_{j,l} = \frac{u(Z_2 - Z_0) - (U_2 - U_0)}{2\sqrt{gh}} + \frac{Z_0 + Z_2}{2} + V_{j,l-1} \frac{\Delta t}{\Delta y}$$

$$Z''_{j,l} = Z_1 + \frac{1}{\sqrt{gh}} V_1 + \Delta t \left(u \frac{Z_{j+1,l} - Z_{j-1,l}}{2\Delta x} - \frac{U_{j+1,l} - U_{j-1,l}}{2\Delta x} \right)$$

$$Z_{j,l}^{n+1} = \frac{Z'_{j,l} + Z''_{j,l}}{2}$$

$$U_{j,l}^{n+1} = uZ_{j,l}^{n+1} - uZ_a + U_a + \Delta t \left(X - gh \frac{Z_{j+1,l} - Z_{j-1,l}}{2\Delta x} \right)$$

e)

$$U_{j,l}^{n+1} = V_{j,l}^{n+1} = 0$$

$$Z'_{j,l} = Z_2 - U_2 \frac{1}{\sqrt{gh}} - V_{j,l+1} \frac{\Delta t}{\Delta y}$$

$$Z''_{j,l} = Z_3 - V_3 \frac{1}{\sqrt{gh}} - U_{j+1,l} \frac{\Delta t}{\Delta y}$$

$$Z_{j,l}^{n+1} = \frac{Z'_{j,l} + Z''_{j,l}}{2}$$

f)

$$U_{j,l}^{n+1} = V_{j,l}^{n+1} = 0$$

$$Z'_{j,l} = Z_0 + U_0 \frac{1}{\sqrt{gh}} - V_{j,l+1} \frac{\Delta t}{\Delta y}$$

$$Z''_{j,l} = Z_3 - V_3 \frac{1}{\sqrt{gh}} + U_{j-1,l} \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

$$Z_{j,l}^{n+1} = \frac{Z'_{j,l} + Z''_{j,l}}{2}$$

g)

$$U_{j,l}^{n+1} = V_{j,l}^{n+1} = 0$$

$$Z'_{j,l} = Z_1 + V_1 \frac{1}{\sqrt{gh}} - U_{j+1,l} \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

$$Z''_{j,l} = Z_2 - U_2 \frac{1}{\sqrt{gh}} + V_{j,l-1} \frac{\Delta t}{\Delta y}$$

$$Z_{j,l}^{n+1} = \frac{Z'_{j,l} + Z''_{j,l}}{2}$$

h)

$$U_{j,l}^{n+1} = V_{j,l}^{n+1} = 0$$

Tabelul III.1 (continuare)

$$Z'_{j,i} = Z_0 + U_0 \frac{1}{\sqrt{gh}} + V_{j,i-1} \frac{\Delta t}{\Delta y}$$

$$Z''_{j,i} = Z_1 + V_1 \frac{1}{\sqrt{gh}} + U_{j-1,i} \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

$$Z^{n+1}_{j,i} = \frac{Z'_{j,i} + Z''_{j,i}}{2}$$

i) $$U^{n+1}_{j,i} = 0 \quad (V^{n+1}_{j,i} = 0)$$

$$Z^{n+1}_{j,i} = \frac{Z_0 + Z_1 + Z_2 + Z_3}{4}.$$

Exemple-aplicații. În figura III.5 este prezentată structura curenților într-un acvatoriu de formă dreptunghiulară, cu intrare și ieșire asimetric dispuse, iar în figura III.6 se prezintă rezultatele calculelor privind curgerea apei în lacul Razelm.

Metoda elementului finit:

Această metodă poate prezenta avantaje în raport cu metoda diferențelor finite (cu pas constant) sau în raport cu metoda caracteristicilor, în cazurile în care domeniul mișcării fluidelor conține zone cu variații mari ale vitezei curentului și zone în care viteza curentului variază lent de la un punct la altul.

Este important ca elementele finite, pe cît posibil, să se înscrie în tuburi de curent.

Dacă în ecuațiile (III.2) și (III.3) se notează

$$\mathcal{A} = gh \frac{\partial h}{\partial x} + gh \frac{\partial z_0}{\partial x} + \frac{gU}{C^2h^2} \sqrt{U^2 + V^2};$$

$$\mathcal{B} = gh \frac{\partial h}{\partial y} + gh \frac{\partial z_0}{\partial y} + \frac{gV}{C^2h^2} \sqrt{U^2 + V^2}; \qquad \text{(III.24)}$$

$$\mathcal{Q} = \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{U^2}{h}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{UV}{h}\right);$$

$$Q = \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{V^2}{h}\right) + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{UV}{h}\right) \qquad \text{(III.25)}$$

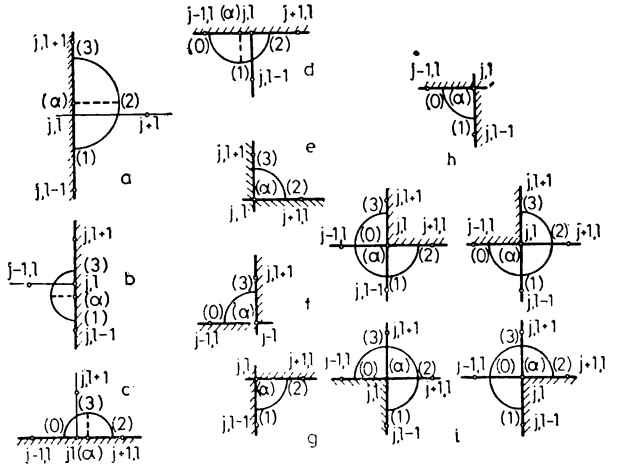


Fig. III.4. Condițiile la limită pe frontiera impermeabilă.

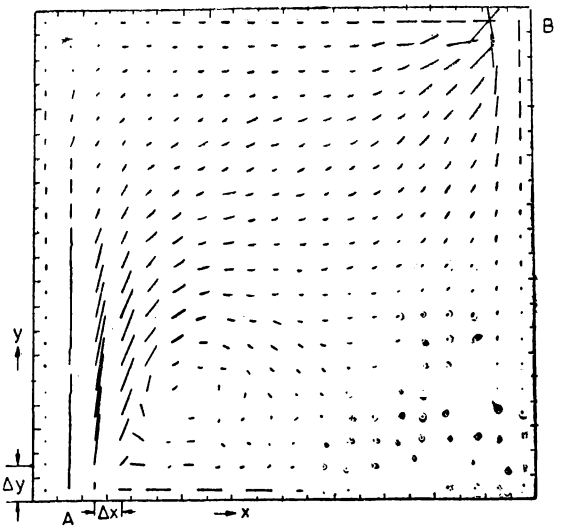


Fig. III.5. Structura curenților într-un acvatoriu.

ecuațiile mișcării scrise în variații după procedeul Galërkin au expresiile

$$\sum \iint_{el} \left(\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial y}\right) \delta h \, d\omega = \int_S (q - q_0) \delta h \, ds; \qquad \text{(III.26)}$$

$$\sum \iint_{el} \left(\frac{\partial U}{\partial t} + \mathcal{Q} + \mathcal{A}\right) \delta U \, d\omega = 0; \qquad \text{(III.27)}$$

$$\sum \iint_{el} \left(\frac{\partial V}{\partial t} + Q + \mathcal{B}\right) \delta V \, d\omega = 0, \qquad \text{(III.28)}$$

în care integralele se calculează pe fiecare element finit, iar însumarea se face pe toate elementele finite asamblate.

Ecuația (III.26) poate fi integrată prin părți. Rezultă:

$$\iint \left(\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y}\right) \delta h \, d\omega = \oint (V \, dy - U \, dx) \delta h -$$

$$- \iint \left(U \frac{\partial \delta h}{\partial x} + V \frac{\partial \delta h}{\partial y}\right) d\omega = \oint q_n \, ds -$$

$$- \iint \left(U \frac{\partial \delta h}{\partial x} + V \frac{\partial \delta h}{\partial y}\right) d\omega$$

și ecuația (III.26) devine:

$$\sum \iint \left(U \frac{\partial \delta h}{\partial x} + V \frac{\partial \delta h}{\partial y} - \frac{\partial h}{\partial t} \delta h\right) d\omega =$$

$$= \int_S q_0 \, ds \delta h, \qquad \text{(III.29)}$$

în care q_0 este debitul unitar pe conturul s al domeniului de integrare dat prin condiția la limită.

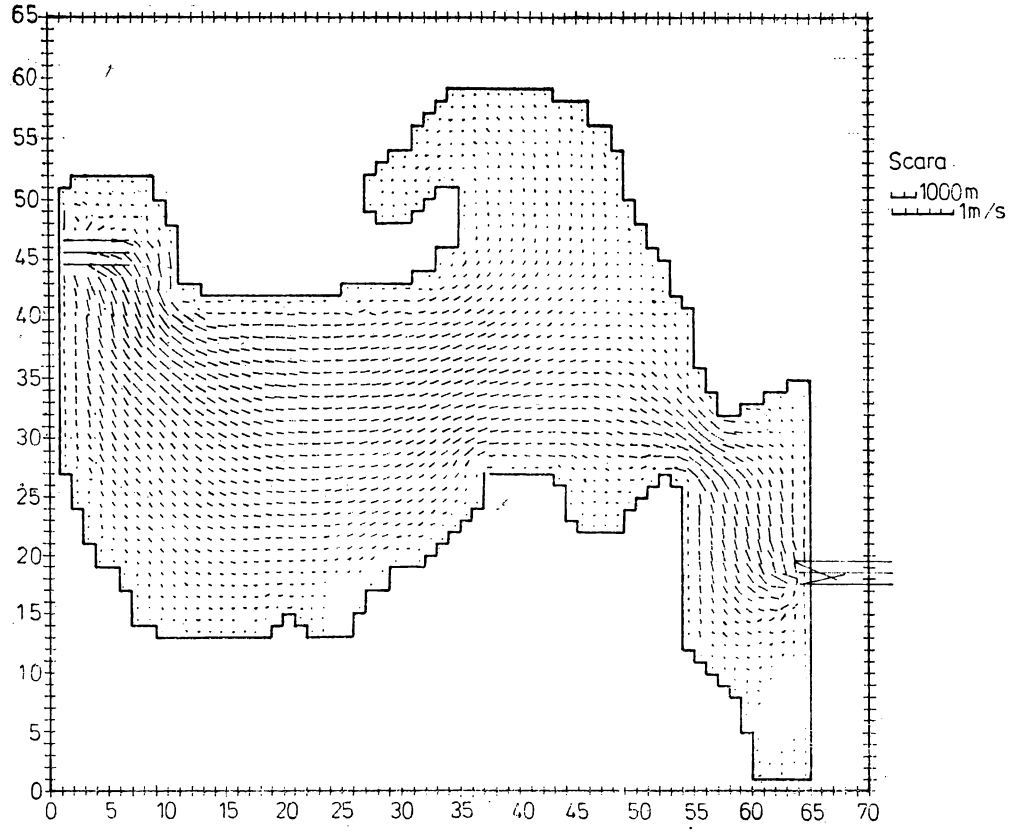


Fig. III.6. Vectorul viteză în lacul Razelm.

Se adoptă următoarele expresii pentru mărimile necunoscute

$$U = \Phi^T U^n;\ V = \Phi^T V^n;\ h = \Phi^T h^n, \qquad \text{(III.30)}$$

unde:

$$\Phi^T = [\Phi_1 \Phi_2 \ldots \Phi_r];\ U^n = (U_1 U_2 \ldots U_r)^n$$

$$V^n = (V_1 V_2 \ldots V_r)^n;\ h^n = (h_1 h_2 \ldots h_r)^n, \qquad \text{(III.31)}$$

r — numărul nodurilor în element; n — numărul nodurilor în sistem; Φ_i — funcții de interpolare; U_i, V_i, h_i — necunoscutele în nodurile elementului.

Funcțiile de interpolare (lineară sau pătratică) pentru elemente triunghiulare și pentru elemente dreptunghiulare au expresiile din figura III.7.

Întrucît:

$$\iint_{el} U \frac{\partial \delta h}{\partial x}\, d\omega = \delta h^{nT} \iint_{el} \Phi \Phi_x^T\, d\omega U^n;$$

$$\iint_{el} \frac{\partial h}{\partial t}\, \delta h\, d\omega = \delta h^{nT} \iint_{el} \Phi \Phi^T\, d\omega \frac{dh^n}{dt}; \qquad \text{(III.32)}$$

$$\iint_{el} P \delta U\, d\omega = \delta U^{nT} \iint_{el} P \Phi\, d\omega$$

și punînd:

$$\mathfrak{M} = \iint_{el} \Phi \Phi^T\, d\omega;\quad \mathfrak{F}_1 = -\iint_{el} (\mathfrak{L} + \mathfrak{A}) \Phi\, d\omega;$$

$$\mathfrak{F}_2 = -\iint_{el} (Q + \mathfrak{B}) \Phi\, d\omega;$$

$$\mathfrak{F}_h = \iint_{el} (\Phi \Phi_x^T U^n + \Phi \Phi_y^T V^n)\, d\omega - \int_S q_0 \Phi\, ds, \qquad \text{(III.33)}$$

ecuațiile mișcării devin

$$\delta h^{nT} \left(\mathfrak{M} \frac{dh^n}{dt} - \mathfrak{F}_h \right) = 0;$$

$$\delta U^{nT} \left(\mathfrak{M} \frac{dU^n}{dt} - \mathfrak{F}_1 \right) = 0; \qquad \text{(III.34)}$$

$$\delta V^{nT} \left(\mathfrak{M} \frac{dV^n}{dt} - \mathfrak{F}_2 \right) = 0.$$

Însumînd ecuația (III.34) pentru întregul sistem, rezultă

$$\mathfrak{M} \frac{d\mathfrak{L}}{dt} = \mathfrak{F}, \qquad \text{(III.35)}$$

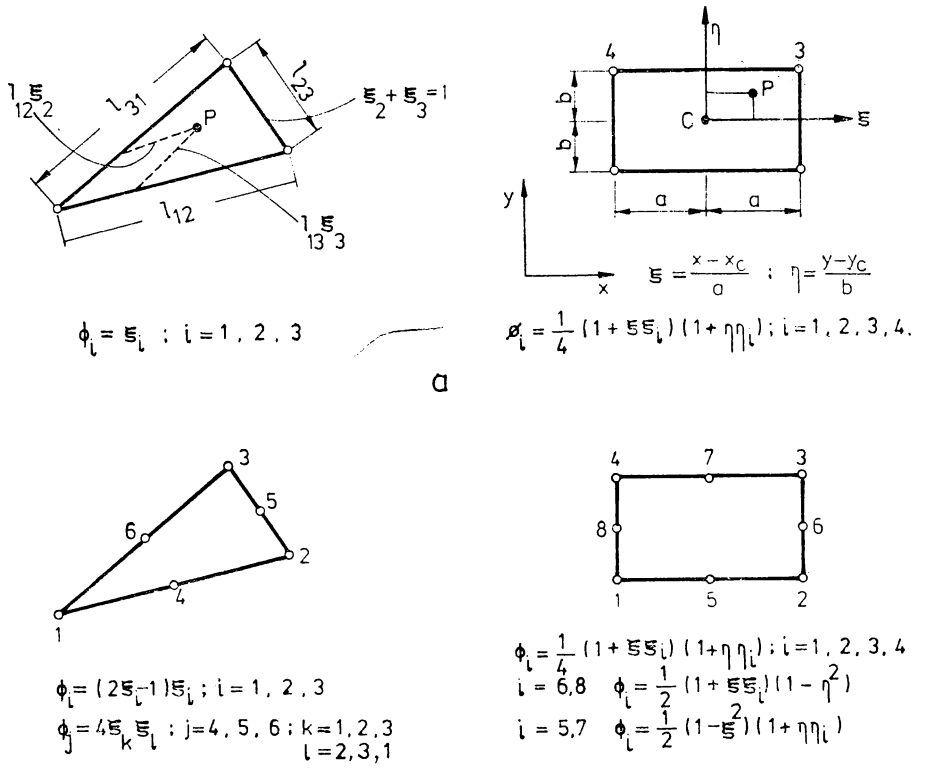


Fig. III.7. Elemente finite triunghiulare şi dreptunghiulare:
a — liniare; *b* — pătratice.

unde:

$$\mathfrak{L}=\begin{pmatrix} h^n \\ U^n \\ V^n \end{pmatrix}; \quad \mathfrak{F}=\begin{pmatrix} \mathfrak{F}_h \\ \mathfrak{F}_1 \\ \mathfrak{F}_2 \end{pmatrix}; \qquad \text{(III.36)}$$

$$\Phi_x=\frac{\partial\Phi}{\partial\xi}\frac{\partial\xi}{\partial x}\left(\text{de ex. } \frac{\partial\Phi_1}{\partial x}=\frac{\partial\Phi_1}{\partial\xi_1}\frac{\partial\xi_1}{\partial x}+\right.$$
$$\left.+\frac{\partial\Phi_1}{\partial\xi_2}\frac{\partial\xi_2}{\partial x}+\dots\right).$$

Ecuaţia (III.35) se rezolvă cu metode obişnuite, de exemplu cu metoda implicită a trapezelor

$$\mathfrak{L}^{m+1}-\mathfrak{L}^m=\left[\frac{\Delta t}{2}\left(\frac{\mathfrak{F}}{\mathfrak{M}}\right)^{m+1}+\left(\frac{\mathfrak{F}}{\mathfrak{M}}\right)^m\right], \qquad \text{(III.37)}$$

în care funcţiile sînt cunoscute la momentul $m\Delta t$ şi se determină valoarea lor la momentul $(m+1)\Delta t$.

Notă: În cazul unor domenii limitate de suprafeţe curbe este recomandabil să se folosească elemente finite-izoparametrice [5].

Observaţii. 1. În exemplele de calcul prezentate, s-a considerat k_s = const. Rezultate cu precizie mai bună se obţin, dacă se adoptă modelul lungimii de amestec sau modelul k — [6]. Atît modelul lungimii de amestec, cît mai ales modelul $k-\varepsilon$ necesită calcule foarte laborioase, În schimb, modelul $k-\varepsilon$ reproduce corect nu numai cîmpul vitezelor, ci şi distribuţia energiei de turbulenţă.

2. Mişcarea permanentă a apei în albii şi în acvatorii se obţine din mişcarea nepermanentă, stabilizînd condiţiile la limită.

IV. MIŞCAREA UNIDIMENSIONALĂ A ALUVIUNILOR ÎN ALBIILE RÎURILOR ŞI ÎN CANALE

Ecuaţiile mişcării constau din:

— ecuaţiile mişcării apei (fazei lichide), respectiv ecuaţiile Saint-Venant (II.1) şi (II.2);

— ecuaţiile debitului solid total (în suspensie şi prin tîrîre), respectiv a fazei solide, sub formă tip Einstein [7]

$$\Phi=f(\psi), \qquad \text{(IV.1)}$$

sau tip Velikanov [8]

$$c_m = f(\alpha,\ \beta), \qquad \text{(IV.2)}$$

sau sub formele

$$\frac{v}{(wh)^{1/3}} = \Phi f(\mu_m\ )\ ;\ b\, f(\mu_m) \qquad \text{(IV.3)}$$

$$b = \frac{\text{const}}{\beta^{1/3}} = \frac{v\alpha^{1/6}}{(wR)^{1/3}} \qquad \text{(IV.3)}$$

și

— ecuația de deformare a albiei

$$\gamma_v B \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0, \qquad \text{(IV.4)}$$

în care:

$$\Phi = \frac{c_m v R}{\sqrt{gad^3}} \qquad \text{(IV.5)}$$

este funcția de transport

$$= \frac{ad}{iR} \qquad \text{(IV.6)}$$

este funcția de stabilitate a albiei; $a = (\rho_s - \rho)/\rho$; c_m — concentrația medie volumetrică a aluviunilor, $c_m = Q_s/Q$; Q_s — debitul de aluviuni în volum; Q — debitul de apă; R — raza hidraulică i — panta hidraulică; d — diametrul aluviunilor; B — lățimea la fund a albiei; ζ — cota fundului albiei; $\gamma_v = \gamma_d/\gamma_s$; γ_d — greutatea volumică a materialului din patul albiei în stare uscată; γ_s — greutatea volumică a scheletului materialului solid transportat; $\alpha = \text{const}\frac{d}{h}$; h — adîncimea curentului în albie; w — mărimea hidraulică; v — viteza curentului; $\beta = \varkappa a w/i\sqrt{ghi}$ — parametrul teoriei gravitaționale; $\varkappa = 0{,}4$ — constanta lui Karman; $\mu_m = \gamma_s C_m$.

După [9]

$$\gamma_d = \gamma_{d1} + k \log t, \qquad \text{(IV.7)}$$

unde: γ_{d1} este greutatea volumică a materialului în stare uscată după un an vechime; t — timpul, în ani; k — un coeficient avînd următoarele valori orientative:

— pentru nisipuri și nisipuri fine
$\gamma_{d1} = 1{,}5$ t/m³; $k = 0$;

— pentru prafuri
$\gamma_{d1} = 1{,}0$ t/m³; $k = 0{,}09$ t/m³;

— pentru argile
$\gamma_{d1} = 0{,}5$ t/m³; $k = 0{,}26$ t/m³.

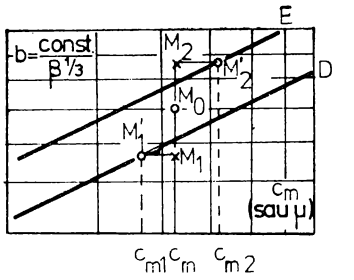


Fig. IV.1. Domeniul valorilor $c_m = f(\alpha, \beta)$ sau $\Phi = \Phi(\psi)$.

Ecuația debitului solid este recomandabil să fie obținută pe bază de măsurători și prelucrată sub una din formele (IV.1), (IV.2) sau (IV.3). De obicei, datele din măsurători se prezintă grafic în scară logaritmică, sub forma, de exemplu, $b = \frac{\text{const.}}{\beta^{1/3}}$, c_m sau μ_m. Punctele din măsurători definesc un domeniu. Convențional se stabilesc două limite: limita superioară — dreapta E — linia de eroziune a albiei și limita inferioară — dreapta D — linia de depuneri în albie (fig. IV.1). Între aceste limite, starea curentului se consideră în echilibru [2].

Metoda de rezolvare numerică a ecuațiilor mișcării — faza lichidă și faza solidă — și a ecuației de deformare a albiei implică următoarea succesiune a calculelor:

— la momentul n se rezolvă ecuațiile Saint-Venant (II.1) și (II.2) din aval spre amonte, mișcarea fizică în regim lent, cu schemele de calcul expuse în paragraful II; geometria albiei se consideră cea corespunzătoare momentului $n-1$;

— se calculează din amonte spre aval cota medie a fundului albiei la momentul n, cu ecuația (IV.4) scrisă în diferențe finite;

$$\frac{\zeta_k^n + \zeta_{k-1}^n}{2} = \frac{\zeta_k^{n-1} + \zeta_{k-1}^{n-1}}{2} - \frac{\Delta t}{\Delta x_{k,\,k-1}} \cdot \frac{(c_m Q)_k^n - (c_m Q)_{k-1}^n}{\gamma_v B_{k,\,k-1}^{n-1}}; \qquad \text{(IV.8)}$$

— la intrare în sectorul de calcul în secțiunea $k-1$ se cunosc Q_{k-1}^n; $Q_{s,\,k-1}^n$; $c_m = Q/Q_s$; d_m — diametrul mediu al aluviunilor transportate; ω — mărimea hidraulică. Se calculează $b = (v\alpha^{1/6})/(\omega R)^{1/3} = \text{const}/\beta^{1/3}$ pe sectorul $\Delta x_{k,\,k-1}$;

— punctul M de coordonate c_m, b poate avea pe graficul din figura IV.1 una dintre următoarele trei poziții: M_0 — în intervalul E—D; M_1 — sub limita D; M_2 — deasupra limitei E. În poziția M_0, sectorul $\Delta x_{k,\,k-1}$ este în echilibru

morfologic și $Q_{k-1,\,s} = Q_{k,\,s}$. În poziția M_1 se produc depuneri: capacitatea de transport a curentului corespunde poziției M_1' pentru care concentrația este c_{m1} și $(c_{m1}Q)_k^n < (c_mQ)_{k-1}^n$; din (IV.8) rezultă $(\zeta_k^n + \zeta_{k-1}^n)/2$. În poziția M_2 se produc eroziuni. Capacitatea de transport solid a curentului corespunde punctului M_2', pentru care concentrația este c_{m2} și $(c_{m2}Q)_k^n > (c_mQ)_{k-1}^n$; cu ecuația (IV.8) se calculează cota medie $(\zeta_k^n + \zeta_{k-1}^n)/2$. Depunerile sau eroziunile pe lățimea albiei pot fi considerate uniforme sau proporționale cu diferența $\tau - \tau_{cr}$ sau $v - v_{cr}$ din fiecare verticală (τ — efortul unitar tangențial, v — viteza medie pe verticală). În unele cazuri, poate avea loc un proces de întîrziere a depunerilor sau eroziunilor și, în aceste cazuri, calculul se poate efectua înlocuind diferența

$$(c_{m_1}Q)_k^n - (c_mQ)_{k-1}^n$$

cu diferența

$$(c_{m_1}\tilde{Q})_k^n - (c_mQ)_{k-1}^n = [(c_{m1}Q)_{k,0}^n - (c_mQ)_{k-1}^n]e^{-r\left|1-\frac{(c_{m1}Q)_k^n}{(c_mQ)_e}\right|}, \qquad \text{(IV.9)}$$

unde: $r = r(\beta, x)$. (Se poate accepta $r \approx 2—4$); $(c_{m1}Q)_k^n$ — valoarea care rezultă folosind graficul din figura IV.1; $(c_mQ)_e$ — valoare de referință pe sectorul respectiv [se poate accepta $c_mQ_e \approx (c_mQ)_{k-1}^n$].

Pe sectoare de rîu cu lacuri de acumulare, aluviunile se depun selectiv după o relație

$$\frac{w_k}{w_{k-1}} = \left(\frac{Q_{s,\,k}}{Q_{s,\,k-1}}\right)^a, \qquad \text{(IV.10)}$$

unde: w — mărimea hidraulică; a — un parametru.

Se recomandă ca parametrii modelului de calcul (a, r, γ_v liniile E și D) să fie determinați prin *tararea* modelului de calcul: abaterea medie pătratică a rezultatelor calculelor față de măsurători la reproducerea unei situații cunoscute să fie *minimă*.

Observații. 1. La simularea eroziunilor în albie trebuie să se țină seama și de fenomenul de pavare, care limitează adîncimea acestor aluviuni, fie prin introducerea unei funcții de selecție a antrenării aluviunilor dacă se dispune de date din măsurători, fie prin introducerea în calcule a diametrului aluviunilor $d_{75}—d_{90}$ în loc de diametrul d_m.

2. În cazul unor procese lente în timp, în locul ecuațiilor Saint-Venant se pot considera ecuația mișcării gradual-variate cu debit constant pe intervale de timp $\Delta t < \Delta t_0$ unde $\Delta t_0 = (\Delta x/c_a)$, unde c_a este celeritatea microformațiunilor morfologice (dune, rifluri), $c_a \approx (0{,}1—50)10^{-4}$ m/s.

Exemplu — aplicație. Cu metoda de calcul prezentată s-a simulat procesul de depunere a aluviunilor în lacul de acumulare Prundu pe rîul Argeș și s-a analizat eficiența unor măsuri. Graficul transportului de aluviuni pe rîul Argeș este prezentat în figura IV.2., hidrografele debitelor — în figura IV.3, iar rezultatul tarării modelului de calcul — în figura IV.4.

În figurile IV.5; IV.6 și IV.7 sînt prezentate rezultatele calculelor privind efectul unor măsuri propuse în cazul repetării hidrografelor debitelor din figura IV.3.

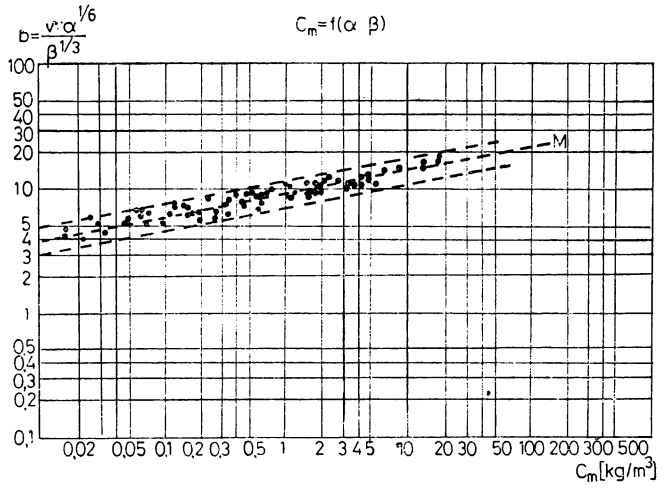


Fig. IV.2. Graficul $k = \frac{v}{(wh)^{1/3}}$, μ_m pe rîul Argeș.

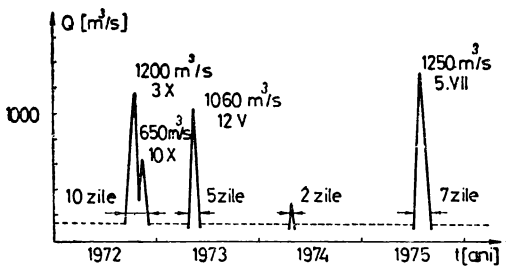


Fig. IV.3. Hidrografele debitelor lichide pe rîul Argeș.

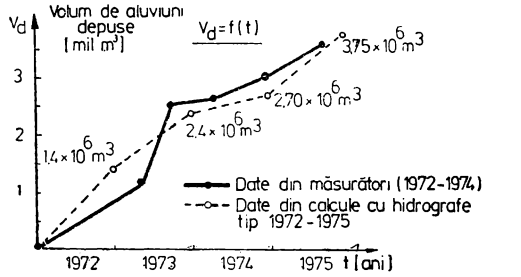


Fig. IV.4. Rezultate comparative măsurători — calcule în albie neamenajată (tararea modelului de calcul).

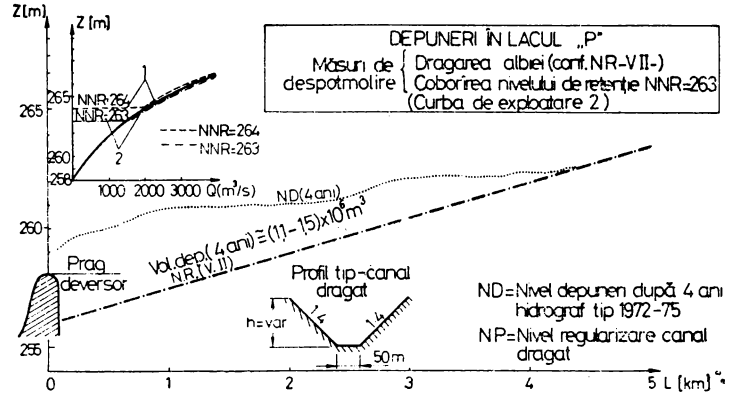


Fig. IV.5. Depuneri de aluviuni în lac în condițiile albiei neamenajate sau albiei cu șenal.

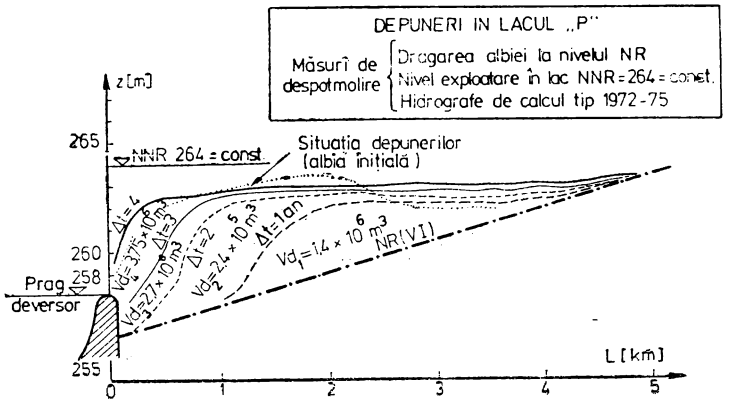


Fig. IV.6. Depuneri de aluviuni în lac în condițiile albiei cu șenal și cotă de retenție coborîtă la ape mari.

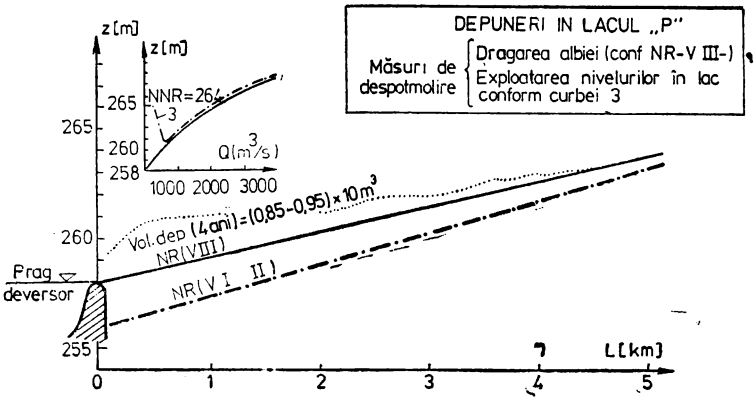


Fig. IV.7. Depuneri de aluviuni în lac în situația aplicării măsurilor recomandate.

V. MIȘCAREA BIDIMENSIONALĂ A ALUVIUNILOR ÎN ALBII ȘI ÎN ACVATORII [2]

Ecuațiile mișcării sînt :

— ecuațiile mișcării fazei lichide (III.1) ; (III.2) și (III.3) ;

— ecuația mișcării fazei solide sub forma (IV.1) ; (IV.2) sau (IV.3) ;

— ecuația de deformare a albiei

$$\gamma_v \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial q_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sy}}{\partial y} = 0, \qquad \text{(V.1)}$$

unde : ζ este cota patului albiei ; γ_a — greutatea volumică a materialului din patul albiei în stare uscată ; $q_{sx} = c_m U$ — componenta debitului specific solid pe direcția Ox ; $q_{sy} = c_m V$ — componenta debitului specific solid pe direcția Oy.

Metoda de rezolvare numerică a ecuațiilor mișcării este următoarea :

— se scrie ecuația de deformare a albiei în diferențe finite sub forma

$$\gamma_v \frac{\zeta^{n+1}_{i-1/2,\, j-1/2} - \zeta^{n}_{i-1/2,\, j-1/2}}{\Delta t} + \frac{(c_m U)^{n+1}_{i,j} - (c_m U)^{n+1}_{i-1,j}}{\Delta x} +$$

$$+ \frac{(c_m V)^{n+1}_{i,j} - (cV)^{n+1}_{i,j-1}}{\Delta y} = 0 ; \qquad \text{(V.2)}$$

— la momentul $n + 1$ se rezolvă ecuațiile mișcării fazei lichide corespunzătoare geometriei ζ^n a patului albiei ;

— se calculează $c_{mi\,j}$ în fiecare nod al rețelei de calcul

$$c_{mi,\,j} = \frac{q^{n+1}_{si,\,j}}{q^{n+1}_{i,\,j}} . \qquad \text{(V.3)}$$

Punctul M poate ocupa una dintre cele trei poziții arătate în graficul din figura IV.4. Pentru poziția M_1, de exemplu, se calculează $(c_{m1}U)^{n+1}_{i+1,\,j}$, $(c_{m1}V)^{n+1}_{i,\,j+1}$ care au valori mai mari decît respectiv $(c_m U)^{n+1}_{i,\,j}$ și $(c_m V)^{n+1}_{i,\,j}$;

— introducînd valorile $c_m U^{n+1}$ și $c_m V^{n+1}$ în formula (V.2) se determină noua geometrie a albiei ζ^{n+1} ; dacă variația debitului solid este bruscă, se poate folosi o funcție de întîrziere care să stabilizeze calculele, de forma

$$(c_{m1}\tilde{U})^{n+1}_{i+1,\,j} - (c_m U)^{n+1}_{i,\,j} = [(c_{m1}U)^{n+1}_{i+1,\,j} - (c_m U)^{n+1}_{i,\,j}] \cdot e^{-r\left|\frac{(c_{m1}U)^{n+1}_{i+1,\,j} - (c_m U)^{n+1}_{i,\,j}}{(c_m U)_e}\right|}, \qquad \text{(V.4)}$$

pentru $c_{m1}\tilde{U}$ și una asemănătoare pentru $c_{m1}\tilde{V}$, sau de forma

$$\Delta\tilde{\zeta}^{n+1}_{i,\,j} = \Delta\zeta^{n+1}_{i,\,j}\, e^{\left|\frac{\Delta\zeta^{n+1}_{i,\,j}}{\Delta\zeta_e}\right|}, \qquad \text{(V.5)}$$

unde $(c_m U)_e$, $(c_m V)_e$ și $\Delta\zeta_e$ sînt valori de referință.

Exemplu — aplicație. În figura V.1 se prezintă rezultatele calculelor efectuate pentru un sector de albie a rîului

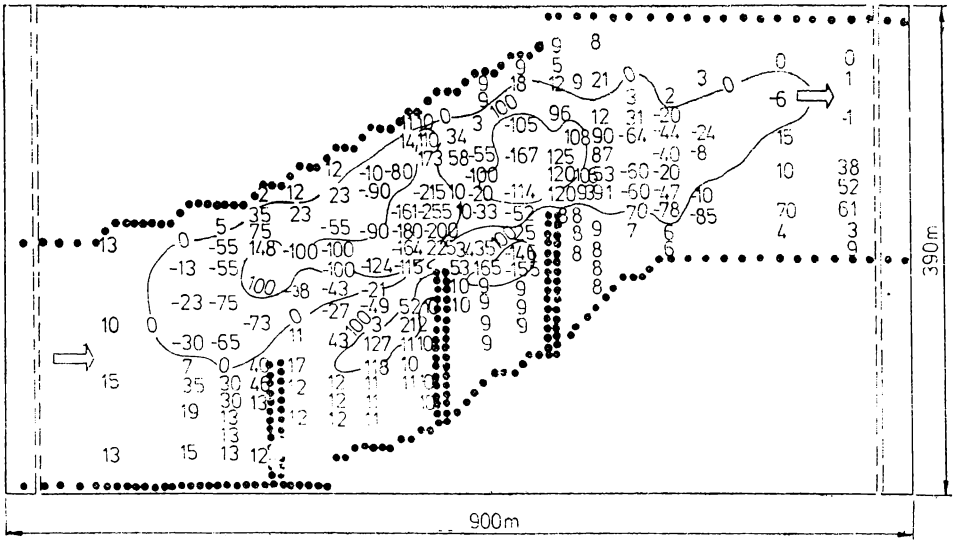


Fig. V.1. Modificări ale patului albiei în zona a trei epiuri.

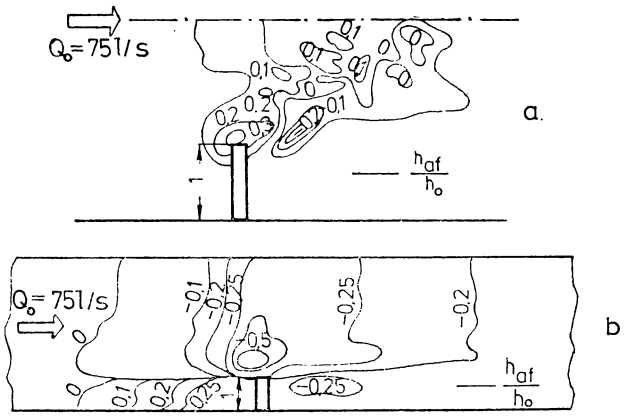


Fig. V.2. Rezultate comparative (calcule şi experimentări) privind afuierile în zona unui epiu.

Argeş în zona a trei epiuri, folosind graficul din figura IV.2, iar în figura IV.2— rezultatele comparative (calcule şi experimentări în laborator) privind afuierile în zona unui epiu în canal.

Observaţii. 1. Înainte de studierea prin calcule a unor situaţii concrete, se recomandă *tararea* modelului de calcul prin reproducerea unor situaţii reprezentative cunoscute pe rîul sau în acvatoriul respectiv.

2. Avînd în vedere complexitatea fenomenului fizic, rezultatele au mai mult caracter calitativ şi mai puţin cantitativ.

VI. MIŞCAREA NEPERMANENTĂ UNIDIMENSIONALĂ A LICHIDELOR STRATIFICATE

Ecuaţiile mişcării a două fluide stratificate (fig. VI.1) au în forma matriceală [10] expresia

$$\frac{\partial H}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=0\,; \tag{VI.1}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+M\frac{\partial H}{\partial t}+N\frac{\partial H}{\partial x}=P, \tag{VI.2}$$

în care

$$H=\begin{pmatrix}h_1\\h_2\end{pmatrix}\quad\text{şi}\quad Q=\begin{pmatrix}q_1\\q_2\end{pmatrix} \tag{VI.3}$$

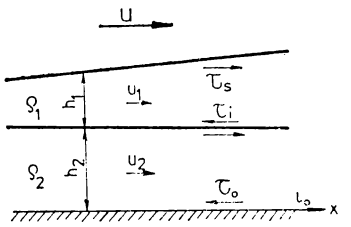


Fig. VI.1. Schema mişcării fluidelor stratificate.

sînt vectorii coloană ai adîncimilor h_1 şi h_2 şi, respectiv, ai debitelor q_1 şi q_2 specifice în cele două straturi ;

$$M=\begin{pmatrix}-\dfrac{2q_1}{h_1} & 0\\ 0 & -\dfrac{2q_2}{h_2}\end{pmatrix};\quad N=\begin{pmatrix}gh_1-\left(\dfrac{q_1}{h_1}\right)^2 & gh_1\\ rgh_2 & gh_2-\left(\dfrac{q_2}{h_2}\right)^2\end{pmatrix}; \tag{VI.4}$$

$$P=\begin{pmatrix} gh_1i_0-\dfrac{1+r}{r}\dfrac{\lambda_i}{8}\left(\dfrac{q_1}{h_1}-\dfrac{q_2}{h_2}\right)\left|\dfrac{q_1}{h_1}-\dfrac{q_2}{h_2}\right|-\\ -\dfrac{2h_1}{b}\dfrac{\lambda_p}{8}\dfrac{q_1}{h_1}\left|\dfrac{q_1}{h_1}\right|+\dfrac{\rho_a}{\rho_1}\dfrac{\lambda_s}{8}U|U| \\ gh_2i_0+\dfrac{1+r}{r}\dfrac{\lambda_i}{8}\left(\dfrac{q_1}{h_1}-\dfrac{q_2}{h_2}\right)\left|\dfrac{q_1}{h_1}-\dfrac{q_2}{h_2}\right|-\\ -\left(\dfrac{2h_2}{b}\dfrac{\lambda_p}{8}+\dfrac{\lambda_0}{8}\right)\dfrac{q_2}{h_2}\left|\dfrac{q_2}{h_2}\right| \end{pmatrix}$$

sînt matricele coeficienţilor derivatelor şi termenilor liberi ; i_0 — panta canalului ; b — lăţimea canalului ; τ_s, τ_i, τ_{p1}, τ_{p2}, τ_0 — eforturile tangenţiale unitare la suprafaţa liberă (datorită vitezei U

a vîntului), la suprafața de separație a celor două straturi de fluid, la perete în stratul inferior și în stratul superior, la fundul canalului;

$$\tau_s = \frac{\lambda_s}{8}\rho_a U|U|;$$

$$\tau_i = \frac{\lambda_i}{8}\rho(u_1 - u_2)|u_1 - u_2|;$$

$$\tau_{p_1} = \frac{\lambda_p}{8}\rho_1 u_1|u_1|; \quad \tau_{p_2} = \frac{\lambda_p}{8}\rho_2 u_2|u_2|; \quad \text{(VI.5)}$$

$$\tau_0 = \frac{\lambda_0}{8}\rho_2 u_2|u_2|; \quad \rho = \frac{\rho_1 + \rho_2}{2};$$

$$r = \frac{\rho_1}{\rho_2}; \quad q_1 = u_1 h_1; \quad q_2 = u_2 h_2,$$

λ — coeficienții de rezistență corespunzători eforturilor τ.

Condițiile inițiale se dau la momentul $t = 0$ (q_1, q_2, h_1, h_2). Condițiile la limită se dau în funcție de regimul de curgere în cele două straturi. Regimul de curgere este dat de direcțiile caracteristicilor care se determină ca rădăcini ale ecuației în c

$$\left[\frac{(u_1 - c)^2}{gh_1} - 1\right]\left[\frac{(u_2 - c)^2}{gh_2} - 1\right] - r = 0, \quad \text{(VI.6)}$$

c_1 și c_1' pentru stratul superior și c_2 și c_2' — pentru stratul inferior. Regimul lent într-un strat este caracterizat de $c > 0$ și $c' > 0$. Regimul rapid — de $c > 0$ și $c' > 0$.

Rădăcinile c corespund punctelor de intersecție a dreptei D

$$\sqrt{gh_1}\theta_1 - \sqrt{gh_2}\theta_2 = u_1 - u_2 \quad \text{(VI.7)}$$

cu ramurile exterioare și ramura interioară a curbei C:

$$(1 - \theta_1^2)(1 - \theta_2^2) - r = 0, \quad \text{(VI.8)}$$

unde

$$\theta_1^2 = \frac{(u_1 - c)^2}{gh_1}; \quad \theta_2^2 = \frac{(u_2 - c)^2}{gh_2}. \quad \text{(fig. VI.2)}$$

Dacă regimul este lent în ambele straturi sînt necesare cîte două condiții, pentru fiecare strat, una în amonte și alta în aval. Dacă regimul este rapid — cele două condiții se dau în capătul care generează caracteristicile.

În diferențe finite, schema de calcul folosită [în 10 și 11] este de forma

$$\frac{H_j^{n+1} - H_j^n}{\Delta t} + \theta_1\frac{Q_{j+1}^{n+1} - Q_{j-1}^{n+1}}{2\Delta x} + (1 - \theta_1)\frac{Q_{j+1}^n - Q_{j-1}^n}{2\Delta x} = 0; \quad \text{(VI.9)}$$

$$\frac{Q_j^{n+1} - Q_j^n}{\Delta t} + M_j\frac{H_{j+1}^{n+1} - H_{j+1}^n + H_{j-1}^{n+1} - H_{j-1}^n}{2\Delta t} + N_j\left[\theta_2\frac{H_{j+1}^{n+1} - H_{j-1}^{n+1}}{2\Delta x} + (1 - \theta_2)\frac{H_{j+1}^n - H_{j-1}^n}{2\Delta x}\right] = P_j, \quad \text{(VI.10)}$$

unde $\frac{1}{2} \leqslant \theta_1 \leqslant 1$; $\frac{1}{2} \leqslant \theta_2 \leqslant 1$ sînt coeficienți de pondere.

Rezultă:

$$A_j^* Q_{j+1}^{n+1} + B_j^* H_j^{n+1} + C_j^* Q_{j-1}^{n+1} = D_j^* \quad \text{(VI.11)}$$

și

$$A_j H_{j+1}^{n+1} + B_j Q_j^{n+1} + C_j H_{j-1}^{n+1} = D_j, \quad \text{(VI.12)}$$

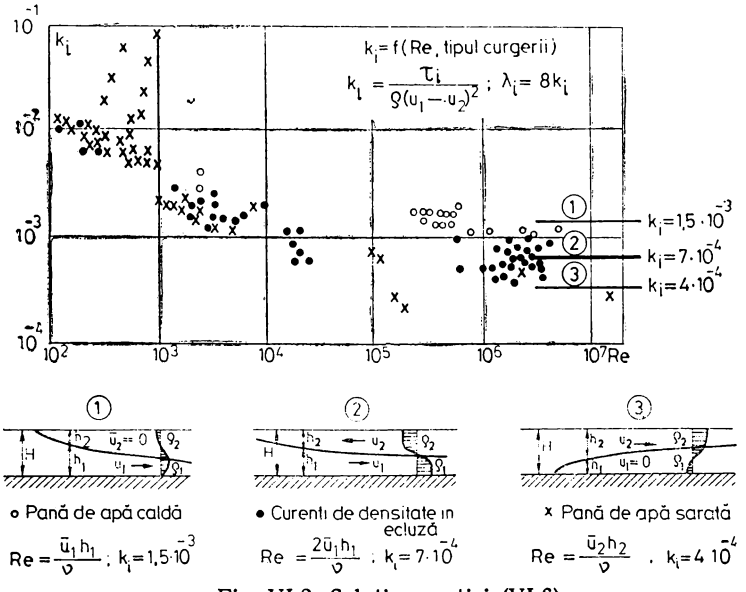


Fig. VI.2. Soluția ecuației (VI.6).

unde

$$A_j^* = \frac{1}{2\Delta x} I;\ B_j^* = \frac{1}{\Delta t} I;\ C_j^* = -\frac{\theta_1}{2\Delta x} I;$$

$$D_j^* = \frac{1-\theta_1}{2\Delta x} Q_{j+1}^n + \frac{1}{\Delta t} H_j^n + \frac{1-\theta_1}{2\Delta x} Q_{j-1}^n; \quad \text{(VI.13)}$$

$$A_j = \frac{1}{2\Delta t} M_j + \frac{\theta_2}{2\Delta x} N_j;\ B_j = \frac{1}{\Delta t} I;$$

$$C_j = \frac{1}{2\Delta t} M_j - \frac{\theta_2}{2\Delta x} N_j;$$

$$D_j = \left(\frac{1}{2\Delta t} M_j - \frac{1-\theta_2}{2\Delta x} N_j\right) H_{j+1}^n + \quad \text{(VI.13)}$$

$$+ \frac{1}{\Delta t} Q_j^n + \left(\frac{1}{2\Delta t} M_j + \frac{1-\theta_2}{2\Delta x} N_j\right) H_{j-1}^n + P_j,$$

iar valorile M_j, N_j și P_j se calculează cu

$$H_j^{n+\theta_2} = \frac{1}{2}[\theta_2(H_{j+1}^{n+1} + H_{j+1}^{n+1}) +$$

$$+ (1-\theta_2)(H_{j-1}^n + H_{j+1}^n]; \quad \text{(VI.14)}$$

$$Q_j^{n+\theta_2} = \theta_2 Q_j^{n+1} + (1-\theta_2) Q_j^n$$

la fiecare iterație, cu H^{n+1} și Q^{n+1} de la iterația anterioară.

Soluțiile ecuațiilor se exprimă sub forma

$$Q_{j+1}^{n+1} = E_j^* H_j^{n+1} + F_j^*; \quad \text{(VI.15)}$$

$$H_{j+1}^{n+1} = E_j Q_j^{n+1} + F_j, \quad \text{(VI.16)}$$

unde: matricele E_j^*, F_j^*, E_j și F_j rezultă din introducerea relației (VI.15) în (VI.11), a relației (VI.16) în (VI.12) și din identificarea valorilor H și Q care se obțin din cele două ecuații

$$E_{j-1}^* = (A_j E_j + B_j)^{-1}(-C_j);$$
$$F_{j-1}^* = (A_j E_j + B_j)^{-1}(D_j - A_j F_j): \quad \text{(VI.17)}$$

$$E_{j-1} = (A_j^* E_j^* + B_j^*)^{-1}(-C_j^*);$$
$$F_{j-1} = (A_j^* E_j^* + B_j^*)^{-1}(D_j^* - A_j^* F_j^*). \quad \text{(VI.18)}$$

Calculul se efectuează prin aproximații succesive, ținînd seama de condițiile la limită:

— Se propune la momentul $(n+1)\Delta t$ soluția de la momentul $n\Delta t$ și se calculează coeficienții A, B, C, D, A^*, B^*, C^*, D^*.

— Fie $Q_J = Q_J(t)$ condiția la limită în secțiunea $J-J$. Din (VI.17) rezultă

$$H_{J-1}^{n+1} = -\frac{C_{J-1}^*}{B_{J-1}^*} Q_{J-2}^{n+1} + \frac{D_{J-1}^* - A_{J-1}^* Q_J^{n+1}}{B_{J-1}^*},$$

iar din (VI.16)

$$H_{J-1}^{n+1} = E_{J-2} Q_{J-2}^{n+1} + F_{J-2},$$

de unde

$$E_{J-2} = -\frac{C_{J-1}^*}{B_{J-1}^*}; \quad F_{J-2} = \frac{D_{J-1}^* - A_{J-1}^* Q_J^{n+1}}{B_{J-1}^*}.$$

Din (VI.17)

$$E_{J-3}^* = -\frac{C_{J-2}}{A_{J-2}E_{J-2} + B_{J-2}}; \quad F_{J-3}^* = \frac{D_{J-2} - A_{J-2}F_{J-2}}{A_{J-2}E_{J-2} + B_{J-2}}$$

etc.

— Fie $H_0 = H_0(t)$ a doua condiție la limită. Rețeaua se potrivește astfel încît în secțiunea $O-O$ să avem determinate E_0^* și F_0^*. Se determină cu (VI.15) Q_1^{n+1}, cu (VI.17) H_2^{n+1} etc. Dacă în secțiunea $O-O$ este dată condiția $Q_0 = Q_0(t)$ rețeaua se potrivește astfel încît să avem determinate E_0 și F_0.

În cazul în care regimul este rapid, ambele condiții la limită se dau în aceeași secțiune de capăt, iar ecuațiile (VI.11) și (VI.12) se rezolvă direct, de exemplu, pentru condiția Q_0 și H_0 în secțiunea $O-O$

$$Q_{j+1}^{n+1} = \frac{D_j^* - B_j^* H_j^{n+1} - C_j^* Q_{j-1}^{n+1}}{A_j^*};$$

$$H_{j+1}^{n+1} = \frac{D_j - B_j Q_j^{n+1} - C_j H_{j-1}^{n+1}}{A_j}.$$

Calculul se repetă pînă la atingerea preciziei impuse. La fiecare timp de calcul $(n+1)\Delta t$ se fac verificările:

— dacă regimul de mișcare calculat corespunde cu cel propus, folosind funcția test

$$F = \left(\frac{u_1^2}{gh_1} - 1\right)\left(\frac{u_2^2}{gh_2} - 1\right) - r, \quad \text{(VI.19)}$$

care trebuie să-și păstreze semnul în toate secțiunile de calcul;

— dacă este asigurată stabilitatea fizică a sistemului stratificat, respectiv dacă

$$\mathrm{Fr}_a = \frac{(u_1 - u_2)^2}{g(1-r)(h_1 + h_2)} < 0{,}33. \quad \text{(VI.20)}$$

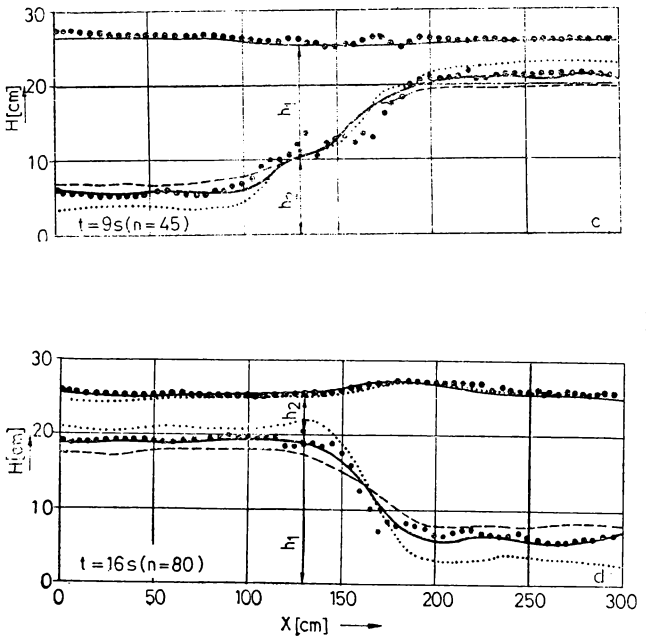


Fig. VI.3. Calibrarea modelului de calcul.

Pentru coeficientul $\lambda_i = 8\,k_i$ se poate folosi graficul din figura VI.2, întocmit după lucrarea [12][1]:

E posibil ca soluția numerică să fie instabilă. În acest caz, în afară de adoptarea unor valori $\theta_1 > 0{,}5$ și $\theta_2 > 0{,}5$ (eroarea de trunchiere minimă se obține pentru $\theta_1 = \theta_2 = 0{,}5$) se poate folosi medierea cu coeficientul

$$\tilde{f}_j^n = f_j^n + \alpha_f(f_{j-1}^n - 2f_j^n + f_{j+1}^n),$$

pentru mărimile H și Q, iar în unele cazuri și pentru coeficienți.

Pentru reducerea subiectivismului în alegerea acestor coeficienți este recomandabilă efectuarea unor calcule de tarare a modelului de calcul.

Exemple — aplicație [11]. În figura VI.3 sînt prezentate calcule de calibrare a modelului matematic după experiențele lui Hodgins, iar în figura VI.4 — rezultate ale calculelor privind mișcarea unui poluant spre suprafața unui acvatoriu.

[1] Cercetători japonezi [18] consideră $k_i = 0{,}2\psi^{-0{,}5}$, unde $\psi = \mathrm{Re}\cdot R_i^{-1}$ este numărul Iwasaki, $R_i = \dfrac{\varepsilon g h_1}{(u_1 - u_2)^2} = \dfrac{1}{\mathrm{Fr}}$ (numărul Richardson; Fr_d — numărul Froude. În general, $k_i = k_i(\mathrm{Re}, \psi, \mathrm{Fr}_d)$.

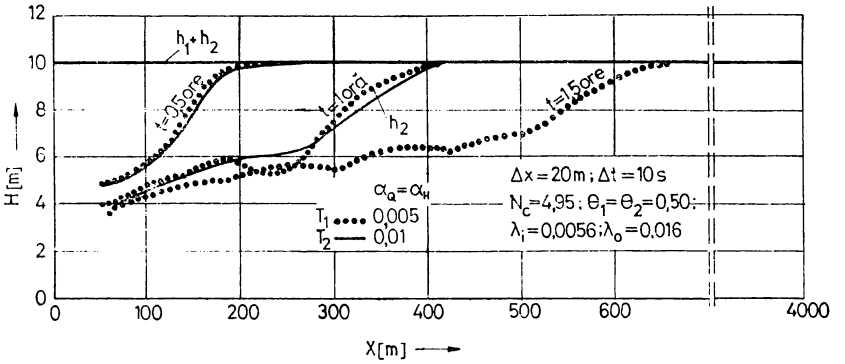


Fig. VI.4. Mișcarea unui poluant spre suprafața liberă a unui acvatoriu.

VII. MIȘCAREA BIDIMENSIONALĂ A FLUIDELOR CU TRANSPORT DE SUBSTANȚĂ UNIFORM REPARTIZATĂ PE VERTICALĂ

Ecuațiile mișcării constau din:

— ecuația continuității:

$$\frac{\partial(\rho h)}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{\rho} uh)}{\partial x} + \frac{\partial(\bar{\rho} vh)}{\partial y} = 0 \qquad \text{(VII.1)}$$

— ecuațiile dinamicii

$$\frac{\partial(\bar{\rho} uh)}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{\rho} u^2 h)}{\partial x} + \frac{\partial(\bar{\rho} uvh)}{\partial y} + g\,\frac{\partial\left(\bar{\rho}\,\frac{h^2}{2}\right)}{\partial x} =$$

$$= -\bar{\rho} g \frac{u\sqrt{u^2+v^2}}{C^2} - \bar{\rho} g h \frac{\partial Z_f}{\partial x} + \bar{\rho} k_t \Delta u + c_f \bar{\rho}_a |w_a| w_{ax}; \qquad \text{(VII.2)}$$

$$\frac{\partial(\bar{\rho}vh)}{\partial t}+\frac{\partial(\bar{\rho}uvh)}{\partial x}+\frac{\partial(\bar{\rho}v^2h)}{\partial y}+g\frac{\partial\left(\bar{\rho}\frac{h^2}{2}\right)}{\partial y}=$$

$$=-\bar{\rho}g\frac{v\sqrt{u^2+v^2}}{C^2}-\bar{\rho}gh\frac{\partial Z_f}{\partial y}+\bar{\rho}k_t\Delta v+$$

$$+c_f\bar{\rho}_a|w_a|w_{ay}; \qquad \text{(VII.3)}$$

— ecuația transportului de substanță

$$\frac{\partial(\bar{c}h)}{\partial t}+\frac{\partial(\bar{c}U)}{\partial x}+\frac{\partial(\bar{c}V)}{\partial y}=$$

$$=\frac{\partial}{\partial x}\left(D_xh\frac{\partial\bar{c}}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(D_yh\frac{\partial\bar{c}}{\partial y}\right) \qquad \text{(VII.4)}$$

— și relația funcțională,

$$\bar{\rho}=f(\bar{c}) \qquad \text{(VII.5)}$$

în care: $\bar{\rho}$ este masa specifică a fluidului, medie pe verticală; $\bar{c}$ — concentrația substanței, medie pe verticală; D_x și D_y — coeficienții de difuzie pe cele două direcții din planul curgerii; restul notațiilor — la fel ca în capitolul III.

Relația (VII.5) capătă diverse expresii, în funcție de natura substanței și a fluidului transportor. De exemplu, dacă $\bar{c}$ este concentrația în sare, între $\bar{\rho}$ și $\bar{c}$ există relația

$$\bar{\rho}=1\,000+805\,\bar{c}-0{,}0065\,(\bar{T}-4+220\,\bar{c})^2, \qquad \text{(VII.6)}$$

în care: $\bar{T}$ este temperatura fluidului, mediată pe verticală; $\bar{c}$ — în $^0/_{00}$ și $\bar{\rho}$ în kg/m^3.

Dacă $\bar{\rho}$ variază puțin față de valoarea de referință ρ_0 (densitatea fluidului transportat pentru $c_0=0$) se poate scrie

$$\bar{\rho}-\rho_0=\frac{\bar{c}}{\alpha}. \qquad \text{(VII.7)}$$

În cazul curenților de răcire, în locul mărimii $\bar{c}$ intervine cantitatea de căldură în unitatea de masă $c_p\bar{T}$, iar în locul ecuației (VII.4), ecuația

$$\frac{\partial(h\bar{T})}{\partial t}+\frac{\partial(UT)}{\partial x}+\frac{\partial(V\bar{T})}{\partial y}=\frac{\partial}{\partial x}\left(D_xh\frac{\partial\bar{T}}{\partial x}\right)+$$

$$+\frac{\partial}{\partial y}\left(D_yh\frac{\partial\bar{T}}{\partial y}\right)+\frac{\Phi}{c_p\rho_0}, \qquad \text{(VII.8)}$$

în care: $\bar{T}$ este temperatura apei mediată pe verticală; c_p — căldura specifică a apei la presiune constantă; ρ_0 — densitatea de referință; Φ — fluxul de căldură pe unitatea de volum, ca urmare a schimbului de căldură între atmosferă și suprafața liberă a apei ($\Phi=a_0T+b_0$; $a_0=\text{const}$; $b_0=\text{const}$). Între $\bar{\rho}$ și $\bar{T}$ există ecuația

$$\bar{\rho}-\rho_0=-\beta\rho_0(\bar{T}-T_0), \qquad \text{(VII.9)}$$

în care β este coeficientul de dilatare termică.

Metoda de rezolvare numerică a ecuațiilor mișcării [2]:

notînd

$$\varphi=\frac{1}{\rho gh}\left[U\frac{\partial\rho}{\partial t}+\left(\frac{U^2}{h}+\frac{gh^2}{2}\right)\frac{\partial\rho}{\partial x}+\frac{UV}{h}\frac{\partial\rho}{\partial y}\right]; \qquad \text{(VII.10)}$$

$$\psi=\frac{1}{\rho gh}\left[V\frac{\partial\rho}{\partial t}+\left(\frac{V^2}{h}+\frac{gh^2}{2}\right)\frac{\partial\rho}{\partial y}+\frac{UV}{h}\frac{\partial\rho}{\partial x}\right]; \qquad \text{(VII.11)}$$

$$f=\frac{1}{\rho}\left(h\frac{\partial\rho}{\partial t}+U\frac{\partial\rho}{\partial x}+V\frac{\partial y}{\partial y}\right), \qquad \text{(VII.12)}$$

și adoptînd schema implicită în diferențe finite (III.7)—(III.12), pentru ecuațiile mișcării rezultă același algoritm de calcul ca în cazul mișcării fluidelor fără transport de substanță, cu deosebirea că termenii liberi au expresiile

$$R^n_{j,i}=\frac{1}{\theta}(\Delta\underline{x}X^n_{j,i}+\Delta\bar{x}X^n_{j+1,i})-\frac{1}{\theta}(\Delta\underline{x}\varphi^n_{j,i}+$$

$$+\Delta\bar{x}\varphi^n_{j+1,i})+2\Delta t(f^n_{j+1,i}-f^n_{j,i}), \qquad \text{(VII.13)}$$

pe direcția Ox și

$$R^{n+k}_{j,i}=\frac{1}{\theta}(\Delta\underline{y}Y^{n+k}_{j,i}+\Delta\bar{y}Y^{n+k}_{j,i+1})-$$

$$-\frac{1}{\theta}(\Delta\underline{y}\psi^{n+k}_{j,i}+\Delta\bar{y}\psi^{n+k}_{j,i+1})+2\Delta t(f^{n+k}_{j,i+1}-f^{n+k}_{j,i}), \qquad \text{(VII.14)}$$

pe direcția Oy.

Ecuația transportului de substanță în diferențe finite — pe direcția Ox:

$$-\theta h_{j,\,l} a_x \bar{c}^{n+k}_{j+1,\,l} + \left(\bar{h}_{j,\,l} + \theta U_{j,\,l} b_x - \bar{f}_{j,\,l}\Delta t - \right.$$

$$\left. - \theta \frac{\partial h}{\partial x} D_x b_x + 2 a_x \theta \bar{h}_{j,\,l}\right) \bar{c}^{n+k}_{j,\,l} +$$

$$+\left(\bar{h}_{j,\,l} - \theta \bar{U}_{j,\,l} b_x - \bar{f}_{j,\,l}\Delta t + \theta \frac{\partial h}{\partial x} D_x b_x - \right.$$

(VII.15)

$$\left. - a_x \theta \bar{h}_{j,\,l}\right) \bar{c}^{n+k}_{j-1,\,l} = (1-\theta)\bar{h}_{j,\,l} a_x \bar{c}^{n}_{j+1,\,l} +$$

$$+\left[\bar{h}_{j,\,l} - (1-\theta)\bar{U}_{j,\,l} b_x + (1-\theta) D_x \frac{\partial h}{\partial x} b_x - \right.$$

$$\left. - 2(1-\theta)\bar{h}_{j,\,l} a_x\right] \bar{c}^{n}_{j,\,l} + \left[\bar{h}_{j,\,l} + (1-\theta)\bar{U}_{j,\,l} b_x - \right.$$

$$\left. -(1-\theta) D_x \frac{\partial h}{\partial x} b_x + (1-\theta)\bar{h}_{j,\,l} a_x\right] c^{n}_{j-1,\,l};$$

— pe direcția Oy:

$$-\theta \bar{h}_{j,\,l} a_y \bar{c}^{n+1}_{j,\,l+1} + \left(\bar{h}_{j,\,l} + \theta \bar{V}_{j,\,l} b_y - \bar{f}_{j,\,l}\Delta t - \right.$$

$$\left. - \theta \frac{\partial h}{\partial y} D_y b_y + 2 a_y \theta \bar{h}_{j,\,l}\right) \bar{c}^{n+1}_{j,\,l} +$$

$$+\left(\bar{h}_{j,\,l} - \theta \bar{V}_{j,\,l} b_y - \bar{f}_{j,\,l}\Delta t + \theta \frac{\partial h}{\partial y} D_y b_y - \right.$$

(VII 16)

$$\left. - a_y \theta \bar{h}_{j,\,l}\right) \bar{c}^{n+1}_{j,\,l-1} = (1-\theta)\bar{h}_{j,\,l} a_y \bar{c}^{n+k}_{j,\,l+1} +$$

$$+\left[\bar{h}_{j,\,l} - (1-\theta)\bar{V}_{j,\,l} b_y + (1-\theta) D_y \frac{\partial h}{\partial y} b_y - \right.$$

$$\left. - 2(1-\theta)\bar{h}_{j,\,l} a_y\right] c^{n+k}_{j,\,l} + \left[\bar{h}_{j,\,l} + (1-\theta)\bar{V}_{j,\,l} b_y - \right.$$

$$\left. - (1-\theta) D_y \frac{\partial h}{\partial y} b_y + (1-\theta)\bar{h}_{j,\,l} a_y\right] \bar{c}^{n+k}_{j,\,l-1},$$

unde în ecuația (VII.15)

$$a_x = \frac{b_x D_x}{\Delta \bar{x}};\quad b_x = \frac{2\Delta t}{\Delta \underline{x}};\quad \bar{h}_{j,\,l} = \frac{h^{n+k}_{j,\,l} + h^{n+k}_{j-1,\,l}}{2};$$

(VII.17)

$$\bar{U}_{j,\,l} = \frac{U^{n+k}_{j,\,l} + U^{n+k}_{j-1,\,l}}{2};\quad f_{j,\,l} = \frac{f^{n+k}_{j,\,l} + f^{n+k}_{j-1,\,l}}{2},$$

în ecuația (VI.16):

$$a_y = \frac{b_y D_y}{\Delta \bar{y}};\quad b_y = \frac{2\Delta t}{\Delta \underline{y}};\quad \bar{h}_{j,\,l} = \frac{h^{n+1}_{j,\,l} + h^{n+1}_{j,\,l-1}}{2};$$

(VII.18)

$$\bar{V}_{j,\,l} = \frac{V^{n+1}_{j,\,l} + V^{n+1}_{j,\,l-1}}{2};\quad \bar{f}_{j,\,l} = \frac{f^{n+1}_{j,\,l} + f^{n+1}_{j,\,l-1}}{2}.$$

Condițiile inițiale sînt date de valorile tuturor funcțiilor la momentul $n = 0$. Condițiile la limită sînt date de valorile $\bar{c}$, respectiv $\bar{\rho}$ (sau ale derivatelor acestora pe normală) la frontiera domeniului mișcării. Pe frontiera impermeabilă, fluxul de substanță este nul. Pe frontiera permeabilă trebuie să se cunoască c sau ρ.

Algoritmul de calcul este consistent, iar soluția numerică este stabilă pentru $\theta > \frac{1}{2}$. De exemplu, pentru $\theta = 1$ factorul de amplificare G din relația $\bar{c}^{n+1}_{j,\,l} = G\bar{c}^{n}_{j,\,l}$ are expresia

$$G = \frac{h}{\left(1 + 2a \sin^2\frac{\alpha}{2}\right)h - f\Delta t - i\left[ah \sin^2\frac{\alpha}{2} + b\left(U - D\frac{\partial h}{\partial x}\right)\right]\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}},$$

(VII.19)

și pentru Δt relativ mic $|G| < 1 (0 \leqslant \alpha \leqslant 2$, $a = a_x = a_y$; $b = b_x = b_y$; $D_x = D_y)$.

Succesiunea calculelor este următoarea:

— se determină soluția ecuațiilor mișcării cu algoritmul de calcul cunoscut cu valori ale funcțiilor φ, ψ și f corespunzătoare momentului anterior;

— cu valorile Z, U și V se rezolvă ecuația transportului de substanță și se găsesc valorile $\bar{c}$ și $\bar{\rho}$;

— se trece apoi la momentul următor.

Exemplu de calcul. În figura VII.1 se prezintă rezultate ale calculului efectuat privind deversarea într-un acvatoriu a unui poluant (apă sărată) cu $\bar{\rho}/\rho_0 = 1{,}05$.

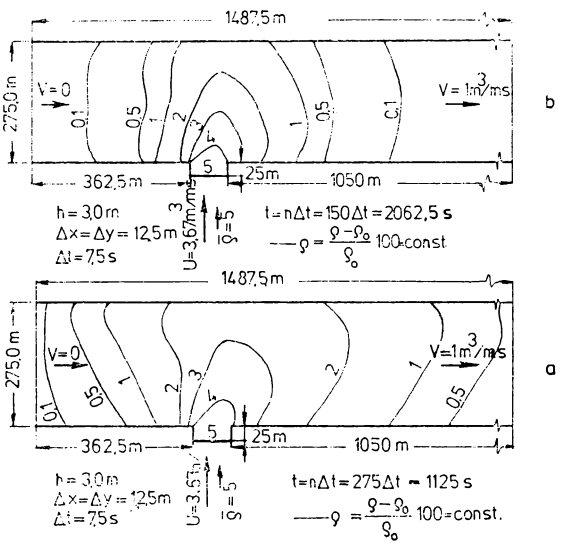


Fig. VII.1. Linii de egală densitate obținute prin calcul de simulare numerică:
a) $t = 1{,}125$ s; *b*) $t = 2\,062{,}5$ s.

VIII. MIȘCAREA RAPID VARIABILĂ A LICHIDELOR ÎN CONDUCTE SUB PRESIUNE (LOVITURA DE BERBEC)

Ecuațiile mișcării au expresia:

$$\frac{\partial v}{\partial s} + \frac{1}{\rho c^2}\frac{\partial p}{\partial t} = 0 \qquad \text{(VIII.1)}$$

ecuația continuității și

$$g\frac{\partial z}{\partial s} + \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial s} + \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\lambda}{2}\frac{v}{d}v = 0 \qquad \text{(VIII.2)}$$

— ecuația dinamicii, în care: v este viteza; p — presiunea; z — cota axului conductei; λ — coeficientul de rezistență; d — diametrul conductei; c — celeritatea; ρ — masa specifică; t — timpul; s — distanța de la secțiunea de referință la o secțiune curentă; g — accelerația gravitației.

Punînd $h = z + \frac{p}{\gamma}$ și neglijînd pierderile de sarcină, prin integrare se obțin dreptele caracteristice (integrala celor două ecuații (VIII.1) și (VIII.2) pe caracteristicile $s - ct = \text{const}$ și $s + ct = \text{const}$):

$$h - h_i = m(Q - Q_i), \qquad \text{(VIII.3)}$$

ecuația primei drepte caracteristice (unda directă) și

$$h - h_i = -m(Q - Q_i), \qquad \text{(VIII.4)}$$

ecuația celei de a doua drepte caracteristice (unda inversă), în care: h_i și Q_i sînt presiunea (în înălțime coloană de lichid) și debitul în secțiunea de referință s_i, la momentul t_i; h și Q — presiunea și debitul în secțiunea s la momentul $t = t_i + (s - s_i)/c = t_i + \tau_s$, adică

$$h_s^{t_i+\tau_s} - h_{si}^{t_i} = m(Q_s^{t_i+\tau_s} - Q_{si}^{t_i}), \qquad \text{(VIII.3')}$$

pentru unda directă și

$$h_s^{t_i+\tau_s} - h_{si}^{t_i} = -m(Q_s^{t_i+\tau_s} - Q_{si}^{t_i}), \qquad \text{(VIII.4')}$$

pentru unda inversă.

Dacă pierderile de sarcină distribuite se introduc sub forma unor pierderi de sarcină locale, în diafragme fictive, în secțiunea diafragmei în orice moment t se poate scrie

$$Q_{am} = Q_{av} = Q; \qquad \text{(VIII.5)}$$

$$h_{am} - h_{av} = M \mid Q \mid Q, \qquad \text{(VIII.6)}$$

unde indicele *am* și indicele *av* semnifică secțiunea amonte și, respectiv, secțiunea aval de diafragmă.

Condițiile inițiale corespund momentului $t = 0$ cînd se cunosc $h = h(s)$ și $Q = Q(s)$.

Condițiile la limită corespund curbelor caracteristice ale instalațiilor la care sînt racordate conductele.

Metoda de calcul numeric cea mai comodă este metoda caracteristicilor, folosită pe scară largă, de exemplu, în țara noastră [13 și 2] și care are la bază ecuațiile (VIII.3') și (VIII.4').

Se împarte conducta în sectoare de calcul de lungime Δx (de obicei sectoarele de calcul au lungimi egale sau sînt de faze τ_s egale). Diafragmele fictive se introduc în secțiunile dintre sectoarele de calcul. Pentru fiecare nod se scriu ecuațiile mișcării pe caracteristici, considerînd $t_i = n\Delta t$ și $\Delta t = \Delta x/c$. De exemplu:

Nod cu diafragmă (fig. VIII.1):

$$h_j^{n+1} - h_{j-1}^n = -m_{j-1}(Q_j^{n+1} - Q_{j-1}^n); \qquad \text{(VIII.7}$$

$$h_{j+1}^{n+1} - h_{j+2}^n = m_{j+1}(Q_{j+1}^{n+1} - Q_{j+2}^n); \qquad \text{(VIII.8)}$$

$$h_{j+1}^{n+1} - h_j^{n+1} = M_j \mid Q_j^{n+1} \mid Q_j^{n+1} \approx M_j \mid Q_j^n \mid Q_j^{n+1} \qquad \text{(VIII.9)}$$

$$Q_j^{n+1} = Q_{j+1}^{n+1}, \qquad \text{(VIII.10)}$$

unde M_j este modulul de rezistență al diafragmei.

Nod cu legătură la castelul de echilibru sau la rezervor cu pernă de aer (fig. VIII.2, *a* și VIII.2, *b*)

$$h_c^{n+1} - h_c^n = \frac{\Delta t}{2\Omega_c}(Q_c^n + Q_c^{n+1}); \qquad \text{(VIII.11)}$$

$$h_j^{n+1} - h_{j-1}^n = -m_{j-1}(Q_j^{n+1} - Q_{j-1}^n); \qquad \text{(VIII.12)}$$

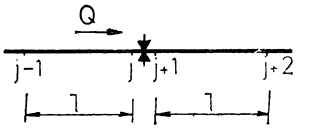


Fig. VIII.1. Nod cu diafragmă.

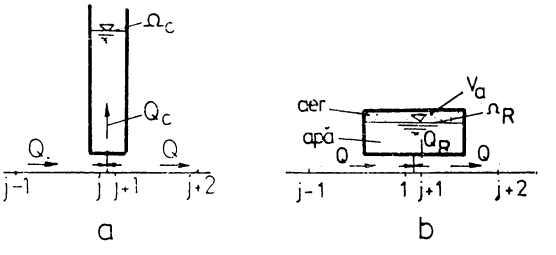


Fig. VIII.2. Nod cu:
a — castel de echilibru; *b* — rezervor cu pernă de aer sub presiune.

$$h_j^{n+1} = h_{j+1}^{n+1}\ ; \qquad \text{(VIII.13)}$$

$$h_c^{n+1} - h_j^{n+1} = M_c \mid Q_c^{n+1} \mid Q_c^{n+1} \approx M_c \mid Q_c^n \mid Q_c^{n+1}$$

$$Q_j^{n+1} = Q_{j+1}^{n+1} + Q_c^{n+1} \qquad \text{(VIII.14)}$$

$$h_{j+1}^{n+1} - h_{j+2}^n = m_{j+1}(Q_{j+1}^{n+1} - Q_{j+2}^n), \qquad \text{(VIII.15)}$$

unde: indicele c se referă la mărimile specifice castelului; Ω_c — aria secțiunii transversale la oglinda apei; M_c — modulul de rezistență al conductei (și rezistenței locale) de legătură.

În cazul rezervorului cu pernă de aer sub presiune se scrie ecuația de stare a aerului

$$(p_c)^{n+1}(V_c^k)^{n+1} = p_0 V_0^k \qquad \text{(VIII.16)}$$

și ecuația de continuitate

$$dV_c^{n+1/2} = -\frac{Q_c^n + Q_c^{n+1}}{2}\Delta t, \qquad \text{(VIII.17)}$$

în care: V_c este volumul de aer în rezervor; k — indicele de politropie ($k = 1{,}0 - 1{,}4$); $p_c = \gamma h_c + p_a$; $p_0 = \gamma h_{c0} + p_a$; p_a — presiunea atmosferică; indicele 0 se referă la momentul inițial (regim permanent).

În locul ecuației (VIII.11) se obține ecuația

$$h_c^n - h_c^{n+1} = \frac{k\Delta t}{2\gamma V_0}\,\frac{(\gamma h_c^n + p_a)^{(1+k)/k}}{(\gamma h_0 + p_a)^{1/k}}(Q_c^n + Q_c^{n+1}). \qquad \text{(VIII.18)}$$

Nod lîngă pompă. În secțiunea p lîngă pompă se scriu ecuațiile

$$h_p^{n+1} - h_1^n = m_p(Q_p^{n+1} - Q_1^n) \qquad \text{(VIII.19)}$$

$$h_p^{n+1} = a_p^{n+1} + b_p^{n+1}Q_p^{n+1} + c_p^{n+1}(Q_p^{n+1})^2, \qquad \text{(VIII.20)}$$

pentru $Q_p^{n+1} > 0$, unde coeficienții a_p^{n+1}, b_p^{n+1}, c_p^{n+1} sînt coeficienți care depind de turația n^{n+1} a pompei, ecuația (VIII.20) aproximînd caracteristica $h - Q$ a pompei cu o parabolă.

Nod lîngă clapet

$$Q_p^{n+1} = Q_p(n\Delta t), \qquad \text{(VIII.21)}$$

$Q_p = 0$, cînd clapetul este închis.

Pasul de timp Δt trebuie să îndeplinească condiția de stabilitate Courant

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{c} \qquad \text{(VIII.22)}$$

și pentru ca erorile de trunchiere să nu afecteze stabilitatea [2], se recomandă

$$\Delta t = (1 - \varepsilon)\frac{\Delta x}{c}, \qquad \text{(VIII.23)}$$

unde $\varepsilon = 0{,}01 - 0{,}005$.

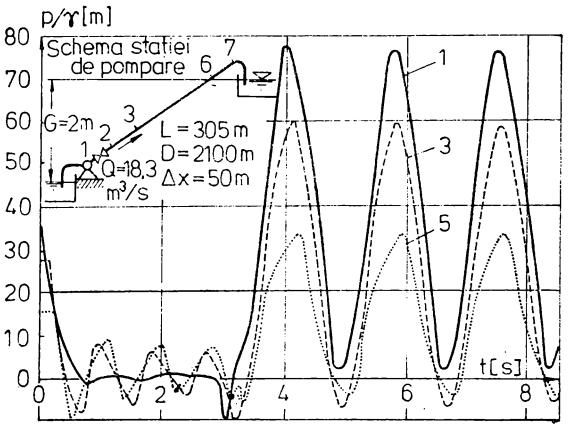


Fig. VIII.3. Variația în timp a presiunilor în conducta de refulare a stației de pompare Dăeni ca urmare a întreruperii alimentării cu energie electrică.

Exemplu — aplicație. În figura VIII.3 se prezintă pentru exemplificare rezultatele calculelor privind presiunile în conducta de refulare a stației de pompare Dăeni.

Lovitura de berbec în rețele de conducte ramificate și inelare [2]. Rețelele inelare se reduc la rețele ramificate prin secționarea fictivă a inelelor, creîndu-se noduri suplimentare numite *noduri aparente* (fig. VIII.4).

Ecuațiile pe caracteristici devin:

Nod de intersecție (fig. VIII.5)

$$h_{j,i}^{n+1} - h_{j-1,i}^n = -m_{j-1,i}(Q_{j,i}^{n+1} - Q_{j-1,i}^n)\ ;$$
$$(i = 1\ ;\ 2\ ;\ \ldots\ ;\ I)\ ;$$

$$h_{j,e}^{n+1} - h_{j+1,e}^n = m_{j,e}(Q_{j,e}^{n+1} - Q_{j+1,e}^n)\ ;$$
$$(e = 1\ ;\ 2\ ;\ \ldots\ ;\ E)\ ;$$

$$h_{j,i}^{n+1} = h_{j,e}^{n+1} = h_j^{n+1}\ ; \qquad \text{(VIII.24}$$

$$\sum_{i=1}^{I} Q_{j,i}^{n+1} = \sum_{e=1}^{E} Q_{j,e}^{n+1} + Q_j^{n+1},$$

unde: I este numărul conductelor care intră în nod; E — numărul conductelor care ies din nod;

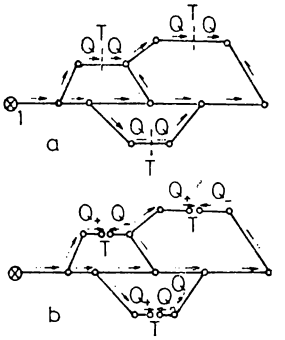


Fig. VIII.4. Transformarea unei rețele inelare în rețea ramificată:
a — rețea inelară; *b* — rețea ramificată; *T* — nod aparent.

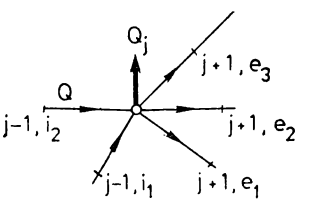


Fig. VIII.5. Nod de intersecție.

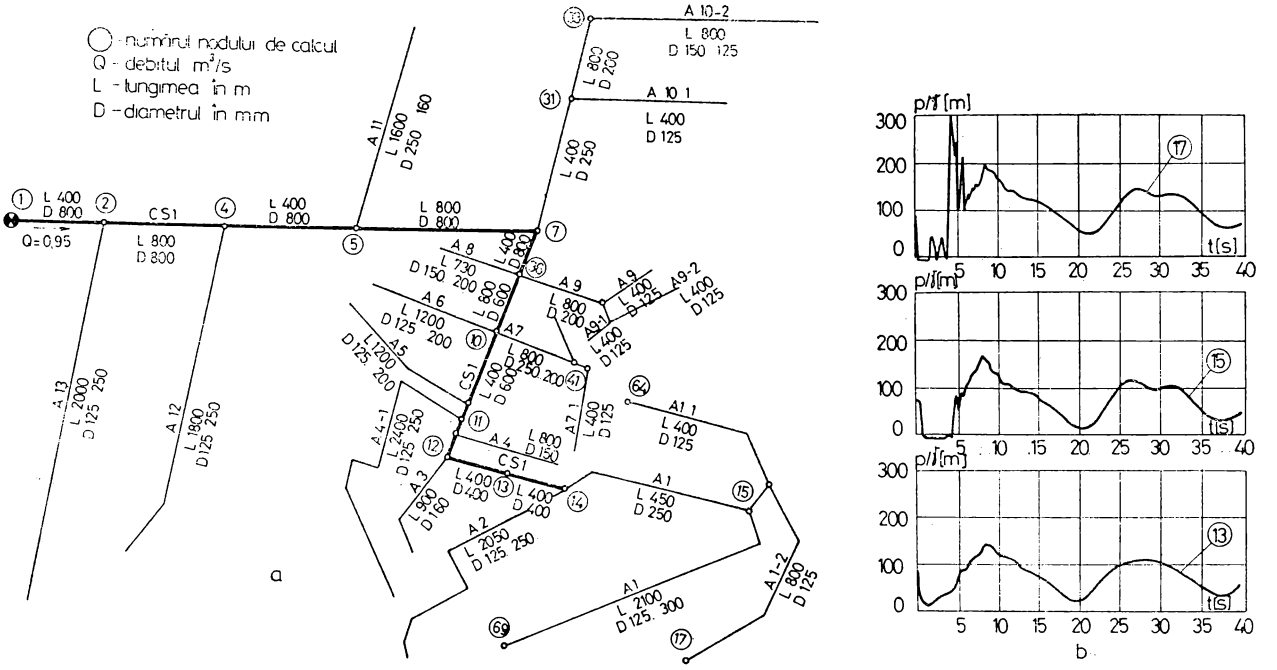


Fig. VIII.6. Rețeaua de conducte din sistemul de irigații Viișoara. Variația presiunii în cîteva noduri în sistemul de irigație Viișoara.

Q_j — debitul care se prelevă din nod și care, în cazul unui hidrant sau supapă sau alt dispozitiv $Q_j = Q_j(h_j)$.

Nod aparent

$$h_j^{n+1} - h_{j-1}^n = -m_{j-1}(Q_j^{n+1} - Q_{j-1}^n)\,; \quad \text{(VIII.25)}$$

$$h_j^{n+1} - h_{j+1}^n = m_j(Q_j^{n+1} - Q_{j+1}^n)$$

$$Q_j^{n+1} = -Q_{j.e}^{n+1}.$$

Exemple-aplicații. În figura VIII.6 se prezintă rezultatele calculului la lovitura de berbec în rețeaua de conducte din sistemul de irigație Viișoara, ca urmare a evacuării unei pungi de aer din nodul *17*, iar în figura VIII.7 — rezultatele calculelor într-o rețea de conducte inelară ca urmare a închiderii vanelor din nodurile *10* și *25* într-un interval de 15 secunde.

Prin echiparea instalațiilor de pompare cu mijloace de protecție la lovitura de berbec care transformă *mișcarea ondulatorie* în *mișcare oscilatorie* (castel de echilibru, rezervor cu pernă de aer sub presiune), mișcarea nepermanentă a lichidului (pe sectorul cu oscilații în masă) poate fi calculată fie cu modelul de fluid compresibil (ecuațiile loviturii de berbec), fie cu modelul de fluid incompresibil (ecuațiile oscilațiilor în masă).

Pentru schema unei instalații de pompare din figura VIII.8, ecuațiile oscilațiilor în masă au expresiile

$$z - \frac{l}{g}\frac{dv}{dt} - k_0 \mid v \mid v + M_c\Omega^2 \left|\frac{dz}{dt}\right| \frac{dz}{dt} = 0\,; \quad \text{(VIII.26)}$$

$$Q_1 = \Omega \frac{dz}{dt} + \omega v \quad \text{(VIII.27)}$$

în care: $Q_1(t)$ este debitul la pompă (cunoscut); l — lungimea conductei de refulare; v — viteza în conducta de refulare; k_0 — coeficientul modul de viteză; M_c — coeficientul modul de debit la intrarea în castel; Ω — aria secțiunii castelului la oglinda apei; z — cota nivelului apei în castel în raport cu nivelul apei în bazinul de refulare.

În diferențe finite, ecuațiile (VIII.26) și (VIII.27) devin

$$\frac{z^{n+1} + z^n}{2} - \frac{l}{g}\frac{v^{n+1} - v^n}{\Delta t} - k_0 \left|\frac{v^{n+1} + v^n}{2}\right| \frac{v^{n+1} + v^n}{2} +$$

$$+ m_c\Omega^2 \left|\frac{z^{n+1} - z^n}{\Delta t}\right| \frac{z^{n+1} - z^n}{\Delta t} = 0\,; \quad \text{(VIII.28)}$$

$$Q_1 = \Omega \frac{v^{n+1} - z^n}{\Delta t} + \omega \frac{v^{n+1} + v^n}{2}, \quad \text{(VIII.29)}$$

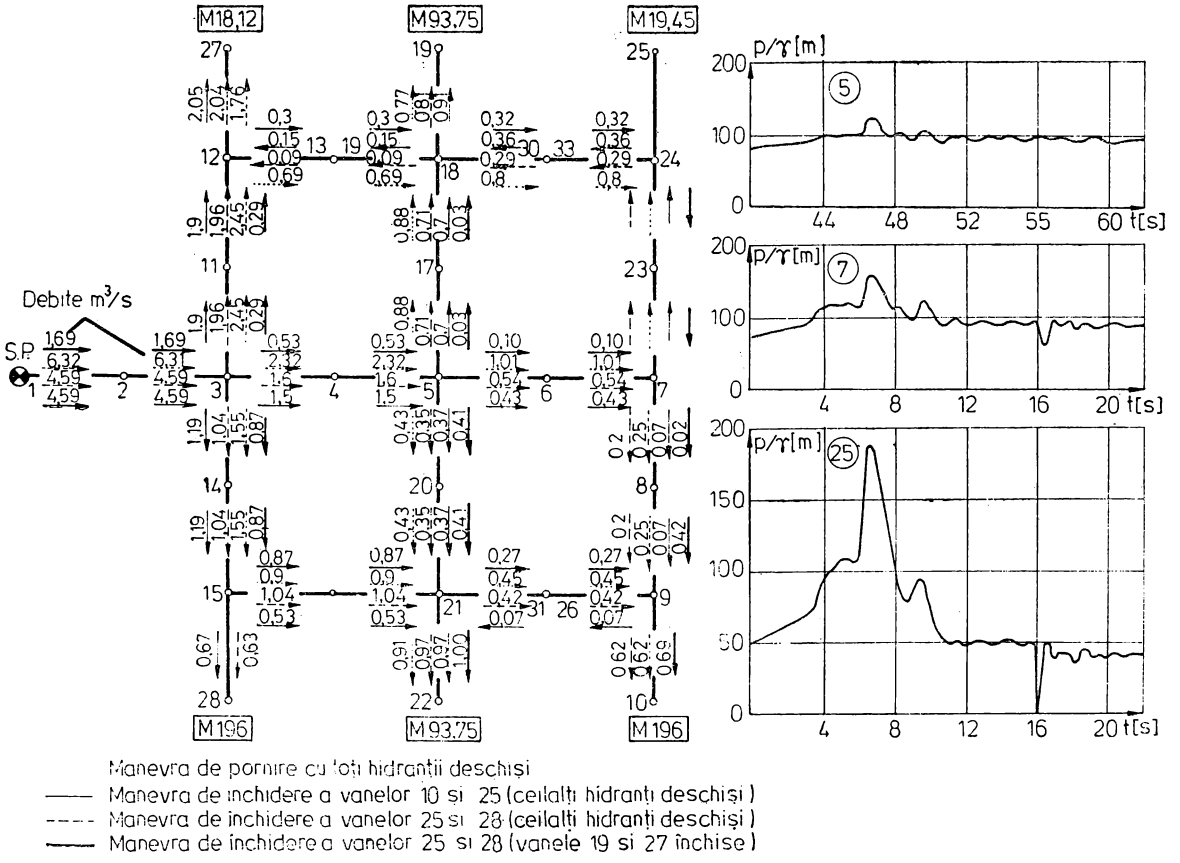


Fig. VIII.7. Variația presiunii în trei secțiuni ale rețelei inelare din lucrarea [2].

i se rezolvă prin aproximații succesive: în prima proximație se adoptă

$$\left.\frac{v^{n+1}+v^n}{2}\right|_1 = v^n \text{ și } \left.\left|\frac{z^{n+1}-z^n}{\Delta t}\right|\right|_1 = \frac{z^n - z^{n-1}}{\Delta t},$$

în a doua aproximație se introduc valorile găsite în prima aproximație etc. După [2] se poate folosi modelul de fluid incompresibil pe sectorul de conductă unde lichidul oscilează în masă, dacă

$$T \geqslant \frac{\pi}{2\sqrt{3\varepsilon}}\, T_r, \qquad \text{(VIII.30)}$$

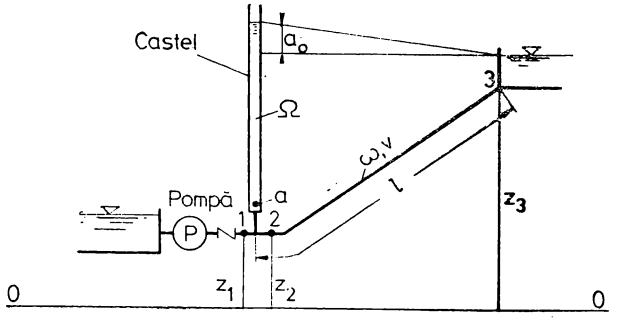


Fig. VIII.8. Instalație de pompare cu castel de echilibru.

unde: $T_r = 2\tau = 4\,\frac{l}{c}$ este perioada mișcării ondulatorii; ε — eroarea admisibilă la amplitudine.

În cazul rezervorului cu pernă de aer sub presiune, în locul ecuațiilor (VIII.28) și (VIII.29) sînt ecuațiile

$$\frac{z^{n+1}+z^n}{2} - \frac{l}{g}\,\frac{v^{n+1}-v^n}{\Delta t} - k_0 \left|\frac{v^{n+1}+v^n}{2}\right| \frac{v^{n+1}+v^n}{2} +$$

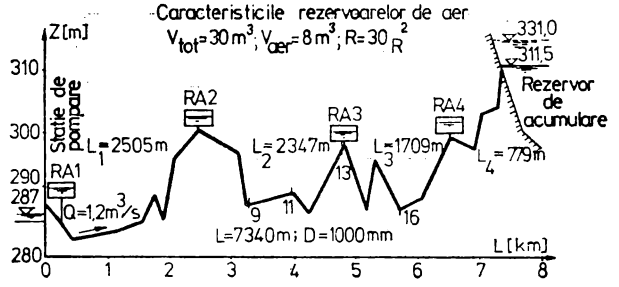
$$+ M_e \Omega_f^2 \left|\frac{z^{n+1}-z^n}{\Delta t}\right| \frac{z^{n+1}-z^n}{\Delta t} = 0; \qquad \text{(VIII.31)}$$

$$Q_1 = \Omega_f \frac{z^{n+1}-z^n}{\Delta t} + \omega\,\frac{v^{n+1}+v^n}{2}, \qquad \text{(VIII.32)}$$

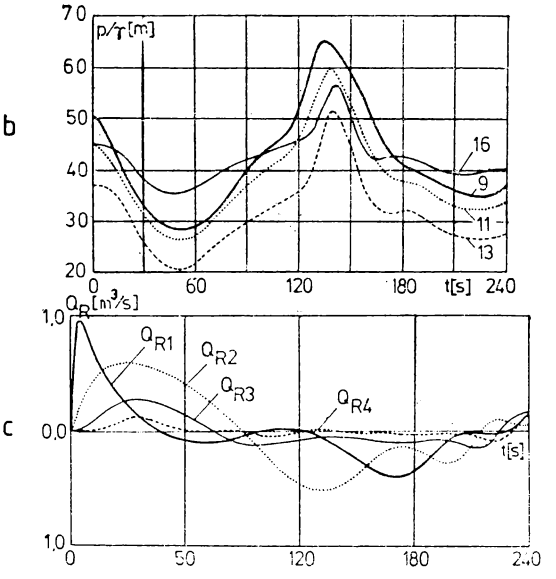
în care: $z = h_c - h_3$; h_c — înălțimea piezometrică în perna de aer; h_3 — înălțimea piezometrică în bazinul de refulare;

$$\Omega_f = \gamma\,\frac{(p_a + \gamma h_c^0)^{1/k}\, V_c^0}{k\left(p_a + \gamma\,\frac{h_c^{n+1}+h_c^n}{2}\right)^{\frac{1+k}{k}}}; \qquad \text{(VIII.33)}$$

Fig. VIII.9. Staţia de pompare Ighiş:
a — profil longitudinal; *b* — presiunile în conducta de refulare; *c* — debite de schimb între rezervoare şi conducta de refulare.



a



p_a — presiunea atmosferică; h_c^0 — înălţimea piezometrică în perna de aer la momentul iniţial; k — indicele de politropie

$$Q_c = \Omega_f \frac{dz}{dt}. \qquad \text{(VIII.34)}$$

Ecuaţiile (VIII.30)—(VIII.33) se rezolvă, de asemenea, prin aproximaţii succesive: în prima aproximaţie se adoptă

$$\left|\frac{v^{n+1}+v^n}{2}\right|_1 = v^n; \quad \left|\frac{z^{n+1}-z^n}{\Delta t}\right|_1 = \left|\frac{z^n - z^{n-1}}{\Delta t}\right|;$$

$$\Omega_f = \gamma \frac{(p_a + \gamma h_c^0)^{1/k} V_c^0}{k(p_a + \gamma h_c^n)^{\frac{1+k}{k}}},$$

în a doua aproximaţie se introduc valorile din prima aproximaţie etc.

Relaţia (VIII.30) poate fi aplicată şi în cazul rezervoarelor cu pernă de aer sub presiune.

Exemplu-aplicaţie. În figura VIII.9 se prezintă rezultatele calculelor privind oscilaţiile în masă în conducta de refulare a unei instalaţii de pompare.

IX. MIŞCAREA LENT VARIABILĂ A LICHIDELOR ÎN SISTEME SUB PRESIUNE CU APLICAŢII LA ADUCŢIUNI HIDROENERGETICE [2]

Ecuaţiile mişcări i (fig. IX.1) sînt:

$$\frac{L}{g}\frac{dW}{dt} + Z + P^* \mid W \mid W + R' \mid V_s \mid V_s = 0; \qquad \text{(IX.1)}$$

$$Wf = F\frac{dZ}{dt} + Q_T, \qquad \text{(IX.2)}$$

în care: L este lungimea galeriei de aducţiune; W — viteza apei în galerie; Z — cota nivelului apei în castel; P^* şi R' — coeficienţi de pierdere de sarcină (moduli de viteză) longitudinală, în galerie şi respectiv locală, în conducta de legătură a castelului la galerie (în strangulare); V_s — viteza

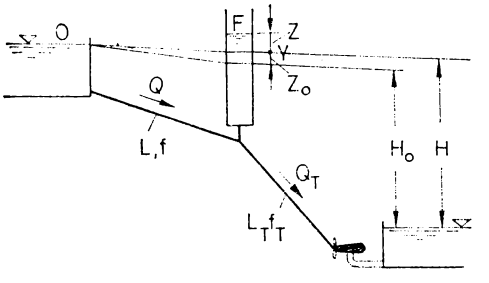


Fig. IX.1. Schema unei uzine hidroelectrice cu castel de echilibru.

apei în strangulare; F — secțiunea castelului la oglinda apei; f — secțiunea galeriei; Q_T — debitul turbinat; t — timpul; g — accelerația gravitației. În general

$$Q_T = f\left(Z,\ t,\ \frac{dZ}{dt},\ \frac{dQ_T}{dt}\right). \qquad \text{(IX.3)}$$

Dacă reglajul se face la putere constantă, ecuația (IX.3) devine

$$\eta g(H + Z_m - K_T Q_{Tm}^2)Q_{Tm} = N. \qquad \text{(IX.4)}$$

Metoda diferențelor finite de rezolvare numerică a ecuațiilor mișcării pentru diferite cazuri:

Cazul unui singur castel de echilibru:

Ecuațiile (IX.1) și (IX.2) scrise în diferențe finite devin

$$\frac{L}{g}\frac{\Delta Q}{\Delta t} + Z_m + P^* \mid W_m \mid W_m + R' \mid V_{sm} \mid V_{sm} = 0; \qquad \text{(IX.5)}$$

$$V_m f_m = F_m \frac{\Delta Z}{\Delta t} + Q_{Tm}, \qquad \text{(IX.6)}$$

unde: indicele m înseamnă valoarea medie a mărimii pe intervalul de timp Δt $\left(Z_m = Z_i + \frac{\Delta Z}{2} = \frac{Z_i + Z_{i+1}}{2} \text{ etc}\right)$.

Exprimînd Q_{Tm} din (IX.6) și introducîndu-l în (IX.3) se obține un sistem de două ecuații cu două necunoscute

$$(\Delta W)^3 + a(\Delta W)^2 + b(\Delta W) + c = 0; \qquad \text{(IX.7)}$$

$$\Delta Z = -2\left[\frac{L}{g}\frac{\Delta W}{\Delta t} + Z_i + R' \mid V_{sm} \mid V_{sm} + P^* \left| W_i + \frac{\Delta W}{2} \right| \left(W_i + \frac{\Delta W}{2}\right)\right], \qquad \text{(IX.8)}$$

sau

$$\Delta W = \Phi(\Delta Z); \qquad \text{(IX.7')}$$

$$\Delta Z = \psi(\Delta W,\ \Delta Z), \qquad \text{(IX.8')}$$

unde

$$a = 6\left(W_i - \frac{F_m}{f_m}\frac{\Delta Z}{\Delta t}\right);$$

$$b = 12\left(W_i - \frac{F_m}{f_m}\frac{\Delta Z}{\Delta t}\right)^2 - 4\left(\frac{H + Z_i + \frac{\Delta Z}{2}}{K_T f_m}\right);$$

$$c = 8\left[\left(W_i - \frac{F_m}{f_m}\frac{\Delta Z}{\Delta t}\right)^2 + \frac{N}{\eta g K_T f_m^3} - \frac{\left(W_i - \frac{F_m}{f_m}\frac{\Delta Z}{\Delta t}\right)\left(H + Z_i + \frac{\Delta Z}{2}\right)}{K_T f_m^2}\right]; \qquad \text{(IX.9)}$$

$$V_s = r\frac{dZ}{dt};\quad r = \frac{F}{f_s},$$

f_s — secțiunea de curgere în strangulare, la intrarea în castel.

Ecuațiile (IX.7') și (IX.8') se pot rezolva prin aproximații succesive. Se notează cu indicele p valoarea propusă și cu indicele c — valoarea calculată pentru ΔZ; în plus, se consideră Δ_i o valoare pentru ΔZ și δ_i — o valoare pentru ΔW. Calculul se face în trei etape

— etapa I

$$\Delta Z_p = \Delta_1;\ \Delta W = \Phi(\Delta_1) = \delta_1;$$
$$\Delta Z_c = \psi(\delta_1,\ \Delta_1);\ \mid \Delta Z_p - \Delta Z_c \mid = \varepsilon_1; \qquad \text{(IX.10)}$$

— etapa a II-a

$$\Delta Z_p = \Delta_2;\ \Delta W = \Phi(\Delta_2) = \delta_2;$$
$$\Delta Z_c = \psi(\delta_2,\ \Delta_2);\ \mid \Delta Z_p - \Delta Z_c \mid = \varepsilon_2; \qquad \text{(IX.11)}$$

— etapa a III-a

$$\Delta Z_p = \Delta_1 - \left(\frac{\Delta_1 - \Delta_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}\right)\varepsilon_1 = \Delta_3;$$
$$\Delta W = \Phi(\Delta_3) = \delta_3; \qquad \text{(IX.12)}$$
$$\Delta Z_c = \psi(\delta_3,\ \Delta_3);\ \mid \Delta Z_p - \Delta Z_c \mid = \varepsilon_3.$$

Calculele la pasul de timp respectiv se consideră încheiate dacă $\varepsilon_3 \leqslant \varepsilon$, unde ε este eroarea admisă. În caz contrar, calculele se continuă considerînd ca etape I și II etapele II și III parcurse anterior. Se adoptă

$$\Delta t \approx \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{100}\right) 2\pi \sqrt{\frac{LF}{gf}}.$$

— Cazul unei aducțiuni cu două castele de echilibru (fig. IX.2):

Pentru cazul din figura IX.2, *b* ecuațiile mișcării în diferențe finite au expresiile

$$\frac{L_1}{g}\frac{\Delta W_1}{\Delta t} + Z_{1m} + P_1^* \mid W_{1m} \mid W_{1m} + R_1' \mid V_{1sm} \mid V_{1sm} = 0; \qquad \text{(IX.13)}$$

$$\frac{L_2}{g}\frac{\Delta W_2}{\Delta t} - Z_{2m} + P_2^* \mid W_{2m} \mid W_{2m} - R_2' \mid V_{2sm} \mid V_{2sm} = 0; \qquad \text{(IX.14)}$$

$$f_1 W_{1m} = F_{1m}\frac{\Delta Z_1}{\Delta t} + Q_{Tm}; \qquad \text{(IX.15)}$$

$$f_2 W_{2m} = -F_{2m}\frac{\Delta Z_2}{\Delta t} + Q_{Tm}^2; \qquad \text{(IX.16)}$$

$$\eta g(H + Z_{1m} - Z_{2m} - K_T Q_{Tm}^2)Q_{Tm} = N_2. \qquad \text{(IX.17)}$$

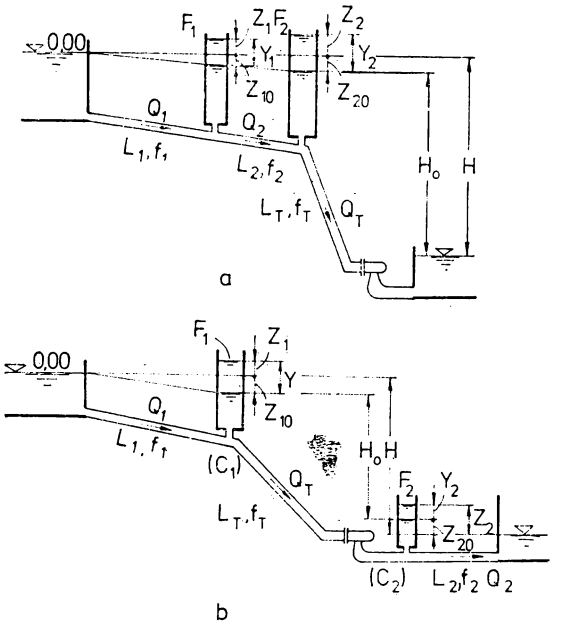


Fig. IX.2. Schema unei uzine hidroelectrice cu două castele situate pe galeria de aducțiune.

Eliminînd Q_{Tm} din (IX.15) și (IX.16) și din (IX.16) și (IX.17), rezultă

$$\Delta Z_1 = -2\left[\frac{L_1}{g}\frac{\Delta W_1}{\Delta t} + Z_{1i} + P_1^*\left(W_{1i} + \frac{\Delta W_1}{2}\right)\left|W_{1i} + \frac{\Delta W_1}{2}\right| + R_1' \mid V_{1sm} \mid V_{1sm}\right]; \quad \text{(IX.18)}$$

$$\Delta Z_2 = 2\left[\frac{L_2}{g}\frac{\Delta W_2}{\Delta t} - Z_{2i} + P_2^*\left(W_{2i} + \frac{\Delta W_2}{2}\right)\left|W_{2i} + \frac{\Delta W_2}{2}\right| - R_2' \mid V_{2sm} \mid V_{2sm}\right]; \quad \text{(IX.19)}$$

$$\Delta W_1 = 2\left[\frac{F_{1m}}{f_1}\frac{\Delta Z_1}{\Delta t} + \frac{F_{2m}}{f_1}\frac{\Delta Z_2}{\Delta t} + \frac{f_2}{f_1}\left(W_{2i} + \frac{\Delta W_2}{2}\right) - W_{1i}\right]; \quad \text{(IX.20)}$$

$$(\Delta W_2)^2 + \alpha(\Delta W_2)^2 + \beta(\Delta W_2) + \gamma = 0, \quad \text{(IX.21)}$$

sau

$$\Delta Z_1 = \Phi_1(\Delta W_1,\ \Delta Z_1); \quad \text{(IX.18')}$$

$$\Delta Z_2 = \Phi_2(\Delta W_2,\ \Delta Z_2); \quad \text{(IX.19')}$$

$$\Delta W_1 = \psi_1(\Delta Z_1,\ \Delta Z_2,\ \Delta W_2); \quad \text{(IX.20')}$$

$$\Delta W_2 = \psi_2(\Delta Z_1,\ \Delta Z_2); \quad \text{(IX.21')}$$

unde:

$$\alpha = 6\left(W_{2i} + \frac{\Delta Z_2}{\Delta t}\frac{F_{2m}}{f_2}\right);$$

$$\beta = 12\left(W_{2i} + \frac{\Delta Z_2}{\Delta t}\frac{F_{2m}}{f_2}\right)^2 - \frac{4}{K_T f_2^2}\left(H + Z_{1i} - Z_{2i} + \frac{\Delta Z_1 - \Delta Z_2}{2}\right); \quad \text{(IX.22)}$$

$$\gamma = 8\left[\left(W_{2i} + \frac{\Delta Z_2}{\Delta t}\frac{F_{2m}}{f_2}\right)^2 + \frac{N_2}{\eta g K_T f_2^3} - \frac{\left(W_{2i} + \frac{\Delta Z_2}{\Delta t}\frac{F_{2m}}{f_2}\right)\left(H + Z_{1i} - Z_{2i} + \frac{\Delta Z_1 - \Delta Z_2}{2}\right)}{K_T f_2^2}\right].$$

Sistemul de ecuații (IX.18')—(IX.21') se rezolvă, de asemenea, pe etape:

— etapa I

$$\Delta Z_1^p = \Delta_1'; \quad \Delta Z_2^p = \Delta_1'';$$

$$\Delta W_2 = \psi_2(\Delta_1', \Delta_1'') = \delta_1''; \quad \Delta W_1 = \psi_1(\Delta_1', \Delta_1'', \delta_1'') = \delta_1'; \quad \text{(IX.23)}$$

$$\Delta Z_1^c = \Phi_1(\delta_1', \Delta_1'); \quad \Delta Z_2^c = \Phi_2(\delta_1'', \Delta_1'');$$

$$|\Delta Z_1^p - \Delta Z_1^c| = \varepsilon_1'; \quad |\Delta Z_2^p - \Delta Z_2^c| = \varepsilon_1'';$$

— etapa a II-a

$$\Delta Z_1^p = 2\Delta_1' = \Delta_2'; \quad \Delta Z_2^p = 2\Delta_1'' = \Delta_2'';$$

$$\Delta W_2 = \psi_2(\Delta_2', \Delta_2'') = \delta_2''; \quad \text{(IX.24)}$$

$$\Delta W_1 = \psi_1(\Delta_2', \Delta_2'', \delta_2'') = \delta_2';$$

$$\Delta Z_1^c = \Phi_1(\delta_2', \Delta_2'); \quad \Delta Z_2^c = \Phi_2(\delta_2'', \Delta_2'');$$

$$|\Delta Z_1^p - \Delta Z_1^c| = \varepsilon_2'; \quad |\Delta Z_2^p - \Delta Z_2^c| = \varepsilon_2'';$$

— etapa a III-a

$$\Delta Z_1^p = \Delta_1' - \left(\frac{\Delta_1' - \Delta_2'}{\varepsilon_1' - \varepsilon_2'}\right)\varepsilon_1' = \Delta_3';$$

$$\Delta Z_2^p = \Delta_1'' - \left(\frac{\Delta_1'' - \Delta_2''}{\varepsilon_1'' - \varepsilon_2''}\right)\varepsilon_1'' = \Delta_3'';$$

$$\Delta W_2 = \psi_2(\Delta_3', \Delta_3'') = \delta_3''; \quad \text{(IX.25)}$$

$$\Delta W_1 = \psi_1(\Delta_3', \Delta_3'', \delta_3'') = \delta_3';$$

$$\Delta Z_1^c = \Phi_1(\delta_3', \Delta_3'); \quad \Delta Z_2^c = \Phi_2(\delta_3'', \Delta_3'');$$

$$|\Delta Z_1^p - \Delta Z_1^c| = \varepsilon_3' < \varepsilon;$$

$$|\Delta Z_2^p - \Delta Z_2^c| = \varepsilon_3'' < \varepsilon.$$

Calculele se efectuează respectînd aceleași reguli ca în cazul unui singur castel.

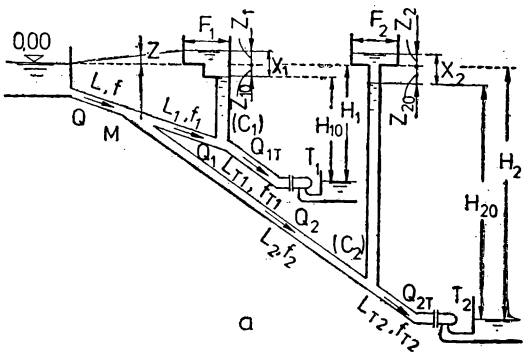
Observaţie. În cazul în care se ţine seama de influenţa conectării uzinei hidroelectrice la un sistem energetic, în locul relaţiei de reglaj (IX.4) se foloseşte relaţia

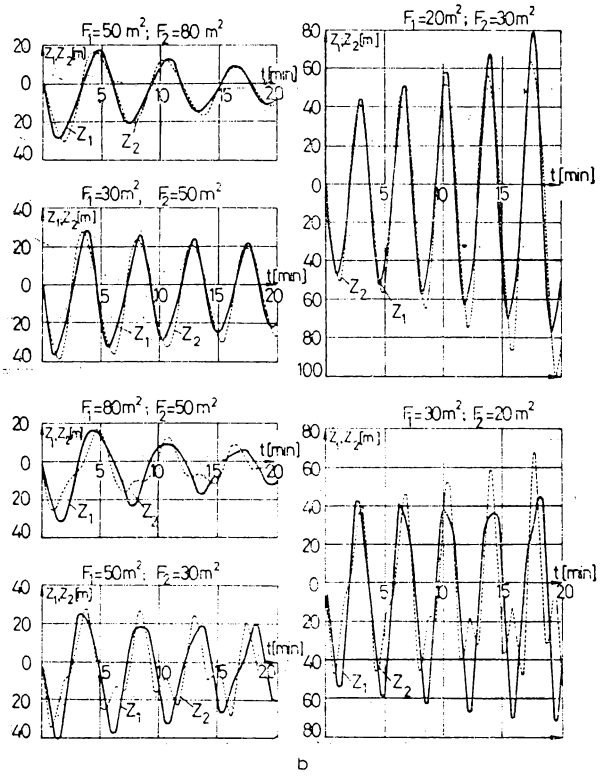
$$\eta g(H+Z-K_T Q_T^2)Q_T = N\left[1+\frac{3}{2}\frac{Y}{H_0}(1-K)\right] \quad \text{(IX.26)}$$

în care: K este raportul între puterea centralei din uzină şi puterea totală din reţea; Y şi H_0 rezultă din figura IX.1.

Aplicaţie. În figura IX.3 se prezintă ca exemplu rezultatele calculelor efectuate privind oscilaţiile nivelului apei în castele de echilibru ale unei uzine hidroelectrice cu două centrale.

Fig. IX.3. Schema unei uzine hidroelectrice cu două castele de echilibru situate de o parte şi de alta a turbinelor şi rezultatele calculelor.





X. MIŞCAREA NEPERMANENTĂ A APEI ÎN GALERII ŞI CONDUCTE, CÎND CU NIVEL LIBER, CÎND SUB PRESIUNE

Ecuaţiile diferenţiale ale mişcării în forma dată în lucrarea [14] au următoarele expresii:

— în regim cu nivel liber (Saint-Venant)

$$\frac{\partial v}{\partial t}+v\frac{\partial v}{\partial x}+g\frac{\partial h}{\partial x}+g(I-i_0)=0; \quad \text{(X.1)}$$

$$\frac{\partial h}{\partial t}+v\frac{\partial h}{\partial x}+\frac{A}{B}\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{v}{B}\left(\frac{\partial A}{\partial x}\right)_{h=\text{const}}=0; \quad \text{(X.2)}$$

— în regim sub presiune

$$\frac{\partial v}{\partial t}+v\frac{\partial v}{\partial x}+g\frac{\partial h}{\partial x}+g(I-i_0)=0; \quad \text{(X.3)}$$

$$\frac{\partial h}{\partial t}+v\frac{\partial h}{\partial x}+\frac{a^2}{g}\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{a^2}{g}\frac{v}{A}\left(\frac{\partial A}{\partial x}\right)_{h=\text{const}}=0, \quad \text{(X.4)}$$

unde: v este viteza medie a curentului; h — presiunea în m H_2O măsurată la fundul galeriei; A — secţiunea de curgere; I — panta hidraulică; i_0 — panta patului galeriei; B — lăţimea galeriei la oglinda apei; a — celeritatea; g — acceleraţia gravitaţiei; t — timpul.

Ecuaţiile (X.1) şi (X.2) sînt formal identice cu (X.3) şi (X.4) dacă pentru mişcarea sub presiune se adoptă

$$\frac{A}{b_f}=\frac{a^2}{g}, \quad \text{(X.5)}$$

ceea ce din punct de vefere fizic înseamnă practicarea în partea superioară a galeriei sau conductei a unei fante înguste, de lăţime

$$b_f=g\frac{A}{a^2} \quad \text{(X.6)}$$

şi mărginirea acesteia cu pereţi laterali verticali [14] (fig. X.1).

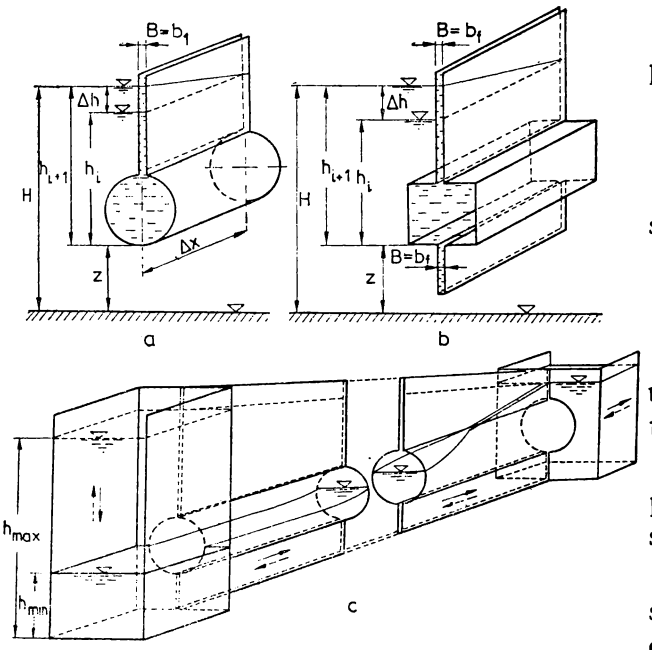


Fig. X.1. Secţiune prin conducta galerie cu fantă.

Rezolvarea ecuaţiilor (X.1) — (X.4) cu metode numerice înseamnă, de fapt, rezolvarea ecuaţiilor Saint-Venant pentru mişcarea apei într-o albie cu nivel liber de forma celei din fig. X.I.

O lăţime mai mare a fantei, $\bar{b}_f = g\frac{A}{a^2}$ conduce la o abatere de la ecuaţia continuităţii

$$\delta\frac{\partial Q}{\partial x} = -(\bar{b}_f - b_f)\frac{\partial z}{\partial t} = -\delta b_f\frac{\partial z}{\partial t},$$

sau

$$\frac{t\delta Q_{max}}{lA} = \delta b_f\frac{\Delta Z_{max}}{A} \leqslant \varepsilon_{ad}, \qquad \text{(X.7)}$$

unde: $\delta b_f \Delta Z_{max}$ este aria secţiunii fantei de lăţime δb_f ocupată de lichid.

Prin urmare, la presiuni ΔZ_{max} relativ mici pot fi admise δb_f relativ mari, fără să se depăşească eroarea admisibilă ε_{ad}.

La rezolvarea numerică a ecuaţiilor Saint-Venant se poate folosi oricare din metodele expuse în capitolul II.

În figurile X.2 şi X.3 se prezintă rezultatele calculelor pentru două cazuri: galerie funcţionînd sub presiune şi galerie funcţionînd cînd sub presiune, cînd cu nivel liber.

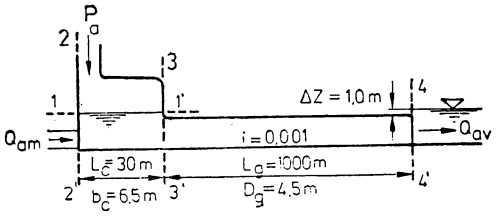
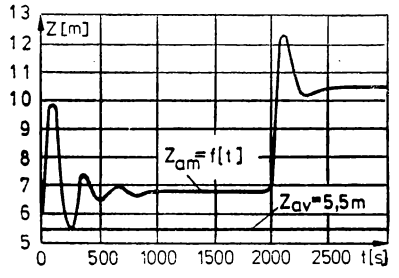


Fig. X.2. Galeria unei uzine hidroelectrice.



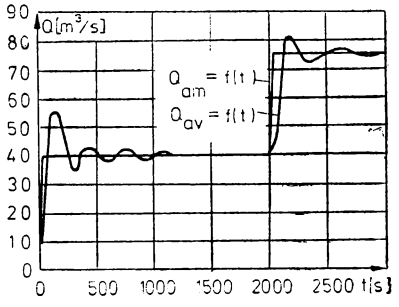
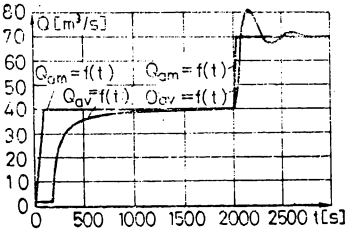
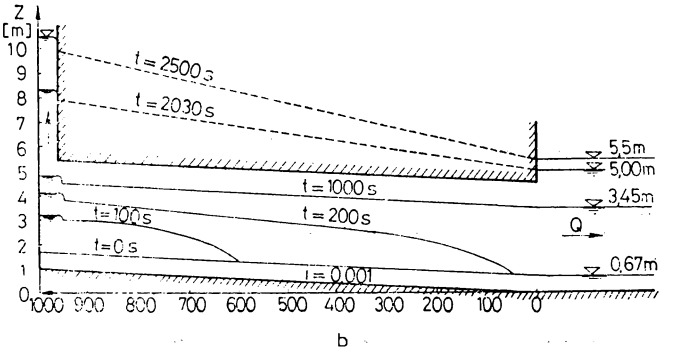


Fig. X.3. Rezultate ale calculelor hidraulice privind linia piezoelectrică.



a



b

XI. MIȘCAREA APEI PRIN MEDII POROASE*

Ecuațiile de bază au următoarele expresii: În condițiile aplicabilității legii lui Darcy

$$\vec{v} = -[k] \operatorname{grad} H, \qquad \text{(XI.1)}$$

unde

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} \qquad \text{(XI.2)}$$

este tensorul simetric al permeabilității ($k_{xy} = k_{yx} = k_{zx} = k_{zy} = k_{yz} = k_{zy}$) în medii tridimensionale, neomogene și anizotrope; $\vec{v}$ — vectorul viteză de infiltrație; $H = z + \frac{p}{\gamma}$ — sarcina hidraulică; z — cota; p — presiunea; γ — greutatea specifică a apei, ecuația continuității are expresia

$$\operatorname{div}([k] \operatorname{grad} H) + q - A \frac{\partial H}{\partial t} = 0, \qquad \text{(XI.3)}$$

(q — debitul sursei; A — coeficientul de înmagazinare).

Pentru mișcarea sub presiune, coeficientul de înmagazinare rezultă

$$A = n\gamma\left(\frac{\alpha}{n} + \beta\right), \qquad \text{(XI.4)}$$

unde: n este porozitatea; α — coeficientul de compresibilitate a mediului poros; β — coeficientul de compresibilitate a apei. Pentru stratele de mică adîncime $A \approx \gamma\alpha$($\alpha = 10^{-2} - 10^{-3}$ cm²/kgf depinde de natura și de încărcarea stratului).

La mișcarea cu nivel liber, coeficientul de înmagazinare se identifică cu porozitatea efectivă n' (partea de pori care participă la înmagazinarea sau cedarea apei) și depinde, în principal, de coeficientul de permeabilitate k (tabelul XI.1).

Tabelul XI.1.

k, cm/s	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	1	10
$\frac{n'}{n}$	0,02 — 0,25	0,20 — 0,45	0,38 — 0,67	0,60 — 0,85	0,80 — 1,0

* Material elaborat în colaborare cu dr. ing. C. Ivan, dr. ing. A. Danchiv și matematician C. T. Stănescu.

Tot la această mișcare, suprafața liberă $z = h(x, y, t)$ se modifică în timp, conform ecuației

$$n' \frac{\partial h}{\partial t} = k_s \operatorname{grad} H \operatorname{grad}(h - z), \qquad \text{(XI.5)}$$

în care: k_s este valoarea tensorului permeabilității pe suprafața liberă; n' — porozitatea efectivă.

Soluția este definită de condiții inițiale

$$t = 0;\ H = H_0(x, y, z);\ h = h_0(x, y) \qquad \text{(XI.6)}$$

și condiții la limită

$$H = H_1(t) \text{ (tip Dirichlet)} \qquad \text{(XI.7)}$$

pe porțiunea Γ_1 a frontierei Γ;

$$Q = Q_r(t) \text{ (tip Neumann)} \qquad \text{(XI.8)}$$

pe porțiunea Γ_r a frontierei Γ (caz particular $Q_r = 0$);

$$H_a = H_b;\ \frac{v_{as}}{k_a} = \frac{v_{bs}}{k_b} \qquad \text{(XI.9)}$$

pe suprafața de separație a două medii a și b cu coeficienți de permeabilitate k_a și k_b, unde v_s este viteza tangentă la suprafața de separație (fig. XI.1)

$$p = p_0 = \text{const} \qquad \text{(XI.10)}$$

pe suprafața liberă și pe suprafața de izvorîre.

În funcție de caracteristicile domeniului în care are loc mișcarea apei, ecuațiile (XI.3) și (XI.5) pot căpăta forme specifice, de exemplu:

— în cazul mișcării cu suprafață liberă a apei în spații extinse în plan orizontal, dar cu dimensiuni reduse pe verticală, în domenii izotrope,

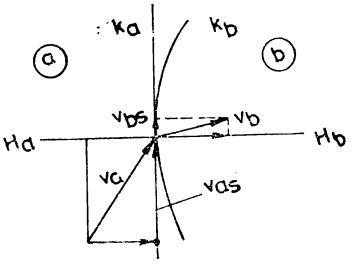


Fig. XI.1. Suprafața de separație a două medii poroase

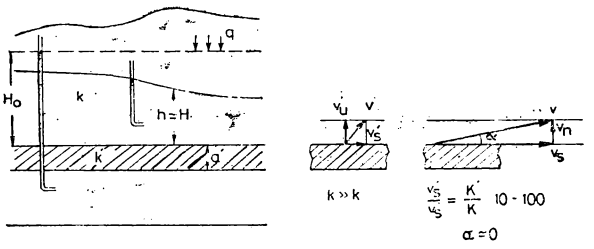


Fig. XI.2. Schemă la ecuația (XI.12).

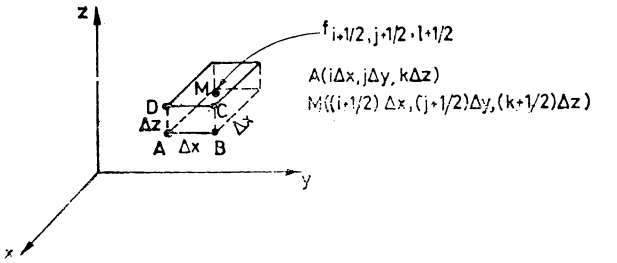


Fig. XI.3. Discretizarea domeniului și variabilelor care caracterizează mișcarea.

dar neomogene, se admite ipoteza lui Dupuit (linii de curent aproape orizontale) și ecuațiile (XI.3) și (XI.5) devin

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(kh\frac{\partial H}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(kh\frac{\partial H}{\partial y}\right)+q=n'\frac{\partial h}{\partial t}, \tag{XI.11}$$

(ecuația lui Boussinesq, dacă $h \approx H$ și $k = \text{const}$).

— dacă mișcarea apei are loc în strate cu permeabilitate mare, despărțite de strate cu permeabilitate mică, se admite ipoteza lui Dupuit generalizată: în stratele cu permeabilitate mare, liniile de curent sînt aproape paralele-orizontale, în stratele cu permeabilitate mică, liniile de curent sînt aproape paralele-verticale [condiția (XI.9)]. Stratele cu permeabilitate mare sînt legate două cîte două prin drenanță. În exemplul din figura XI.2

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(kH\frac{\partial H}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(kH\frac{\partial H}{\partial y}\right)+w+q=n'\frac{\partial H}{\partial t}; \tag{XI.12}$$

$$w=k'\frac{H_0-H}{a'}=D(H_0-H), \tag{XI.13}$$

unde: $D=\dfrac{k'}{a'}$ este drenanța.

— în cazul în care mișcarea are loc sub presiune în m strate cvasiorizontale, fiecare de grosime h_i, cu coeficienți de permeabilitate k_i nu mult diferiți

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(T\frac{\partial H}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(T\frac{\partial H}{\partial y}\right)+q=A\frac{\partial H}{\partial t}, \tag{XI.14}$$

unde:

$T=\sum_{i=1}^{m}k_ih_i=\sum_{i=1}^{m}T_i$ reprezintă transmisivitatea globală,

iar

$A=\sum_{i=1}^{n}A_i$ — reprezintă coeficientul global de înmagazinare.

— în mișcarea plan verticală permanentă în medii neomogene și anizotrope, fără surse ($q = 0$)

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_{xx}\frac{\partial H}{\partial x}+k_{xz}\frac{\partial H}{\partial z}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(k_{zz}\frac{\partial H}{\partial z}+k_{zx}\frac{\partial H}{\partial x}\right)=0. \tag{XI.15}$$

Observații. 1. La variații mici ale sarcinii hidraulice, mișcarea nepermanentă poate fi obținută ca o succesiune de mișcări permanente calculate la diverse momente, cu valorile mărimilor care intră în condițiile de unicitate, corespunzătoare acestor momente.

2. Problema schematizării condițiilor de mișcare a apei în medii poroase este tot atît de importantă pentru precizia soluției ca și problema cunoașterii datelor de bază.

Metoda diferențelor finite de rezolvare a ecuațiilor mișcării. Se adoptă pașii rețelei de calcul Δx, Δy, Δz, Δt și valoarea funcției $f^n_{i+1/2,\,j+1/2,\,l+1/2}$ la momentul $n\Delta t$ în centrul M al paralelipipedului de coordonate $(i+1/2)\Delta x$, $(j+1/2)\Delta y$, $(k+1/2)\Delta z$ și cu muchiile Δx, Δy, Δz ($n = 1; 2; 3; \ldots$) (fig. (XI.3).

Se consideră permeabilitatea k sau transmisivitatea T (în problema plan-orizontală) în centrul paralelipipedului (sau dreptunghiului).

Mișcarea permanentă. Notînd

$$\begin{aligned}\frac{\partial}{\partial x}\left(k\frac{\partial H}{\partial x}\right)&=\frac{k_{i+1/2,\,j,\,l}}{\Delta x^2}(H_{i+1,\,j,\,l}-H_{i,\,j,\,l})-\\&-\frac{k_{i-1/2,\,j,\,l}}{\Delta x^2}(H_{i,\,j,\,l}-H_{i-1,\,j,\,l})=\\&=C_{i+1/2,\,j,\,l}(H_{i+1,\,j,\,l}-H_{i,\,j,\,l})-\\&-C_{i-1/2,\,j,\,l}(H_{i,\,j,\,l}-H_{i-1,\,j,\,l})\end{aligned} \tag{XI.16}$$

rezultă:

$$H_{i,j,l}=\frac{C_{i+1/2,j,l}H_{i+1,j,l}+C_{i-1/2,j,l}H_{i-1,j,l}+C_{i,j+1/2,l}H_{i,j+1,l}+C_{i,j-1/2,l}H_{i,j-1,l}+C_{i,j,l+1/2}H_{i,j,l+1}+C_{i,j,l-1/2}H_{i,j,l}}{C_{i+1/2,j,l}+C_{i-1/2,j,l}+C_{i,j+1/2,l}+C_{i,j-1/2,l}+C_{i,j,l+1/2}+C_{i,j,l-1/2}}, \tag{XI.17}$$

unde

$$C_{i+1/2,\,j,\,l} = \frac{1}{2}\,(C_{i+1,\,j,\,l} + C_{i,\,j,\,l}), \quad \text{(XI.18)}$$

sau

$$\frac{1}{C_{i+1/2,\,j,\,l}} = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{C_{i+1,\,j,\,l}} + \frac{1}{C_{i,\,j,\,l}}\right). \quad \text{(XI.18')}$$

În cazul mișcării plan orizontale descrise de ecuația (XI.12), dar în regim staționar $\left(\frac{\partial H}{\partial t} = 0\right)$ și cu drenanță neglijabilă ($D = 0$) se obține aceeași relație (XI.17), însă pentru $\chi = H^2/2$

$$\chi_{i,\,j,\,l} = \frac{C_{i+1/2,j,l}\,\chi_{i+1,j,l} + C_{i-1/2,j,l}\,\chi_{i-1,j,l} + C_{i,j+1/2,l}\,\chi_{i,j+1,l} + C_{i,j-1/2,l}\,\chi_{i,j-1,l} + C_{i,j,l+1/2}\chi_{i,j,l+1} + C_{i,j,l-1/2}\chi_{i,j,l-1}}{C_{i+1/2,j,l} + C_{i-1/2,j,l} + C_{i,j+1/2,l} + C_{i,j-1/2,l} + C_{i,j,l+1/2} + C_{i,j,l-1/2}}. \quad \text{(XI.19)}$$

Pentru rezolvarea ecuației (XI.17) se folosește metoda suprarelaxării (Southwell):

— Se atribuie fiecărui ochi (nod) o valoare aproximativă H^0 a sarcinii hidraulice (este recomandabil ca în prima aproximație să se adopte valori, construind intuitiv rețeaua hidrodinamică a curgerii în mișcarea plană);

— Se determină valorile $H_{i,j,l}$ cu relația (XI.17), parcurgînd tot domeniul mișcării;

— Se adoptă valoarea $H_{i,j,l}$ corectată cu formula

$$H''_{i,\,j,\,l} = \frac{H''_{i,\,j,\,l} - H'_{i,\,j,\,l}}{\omega} + H'_{i,\,j,\,l}. \quad \text{(XI.20)}$$

Calculul se continuă pînă cînd $|H' - H''| \leqslant \varepsilon$, unde ε este o eroare admisibilă. Pentru ω, coeficientul de suprarelaxare, se recomandă valori crescătoare, de la $\omega = 1$ la $\omega = 2$.

Mișcarea nepermanentă. Prezintă interes mișcarea nepermanentă plan-orizontală. Pentru rezolvarea ecuației continuității (XI.11), (XI.12) sau (XI.14) se recomandă metoda direcțiilor alternante pe scheme implicite.

— În intervalul de timp $n\Delta t$, $(n + 1/2)\Delta t$:

$$\mu_x C_{i,\,i+1} H^{n+1/2}_{i+1} - [1 + \mu_x(C_{i,\,i-1} + C_{i,\,i+1})]H^{n+1/2}_i +$$

$$+ \mu_x C_{i,\,i-1} H^{n+1/2}_{i-1} = -\mu_x\left(\frac{1}{\theta} - 1\right) C_{i,\,i+1} H^n_{i+1} -$$

$$-\left[1 - \mu_x\left(\frac{1}{\theta} - 1\right)(C_{i,\,i-1} + C_{i,\,i+1})\right] H^n_i -$$

$$- \mu_x\left(\frac{1}{\theta} - 1\right) C_{i,\,i-1} H^n_{i-1};\ j = \text{const.} \quad \text{(XI.21)}$$

— În intervalul de timp $(n + 1/2)\Delta t$, $(n + 1)\Delta t$:

$$\mu_y C_{j,\,j+1} H^{n+1}_{j+1} - [1 + \mu_y(C_{j,\,j+1} + C_{j,\,j-1})]H^{n+1}_j +$$

$$+ \mu_y C_{j,\,j-1} H^{n+1}_{j-1} = -\mu_y\left(\frac{1}{\theta} - 1\right) C_{j,j+1} H^{n+1/2}_{j+1} -$$

$$-\left[1 - \mu_y\left(\frac{1}{\theta} - 1\right)(C_{j,\,j+1} + C_{j,\,j-1})\right] H^{n+1/2}_j -$$

$$- \mu_y\left(\frac{1}{\theta} - 1\right) C_{j,\,j-1} H_{j-1};\ i = \text{const.} \quad \text{(XI.22)}$$

S-au folosit notațiile

$$\mu_x = \frac{\theta}{n'}\frac{\Delta t}{\Delta x^2};\quad \mu_y = \frac{\theta}{n'}\frac{\Delta t}{\Delta y^2}; \quad \text{(XI.23)}$$

$\frac{1}{2} \leqslant \theta \leqslant 1$ coeficient de ponderare $\left(\theta = \frac{2}{3}\right)$.

Schema de calcul este consistentă și pentru $C = \text{const}$ — necondiționat stabilă, coeficientul de amplificare fiind

$$G = \frac{1 - 4\mu_x\left(\frac{1}{\theta} - 1\right)\sin^2\frac{\alpha}{2}}{1 + 4\mu_x \sin^2\frac{\alpha}{2}} \cdot$$

$$\cdot \frac{1 - 4\mu_y\left(\frac{1}{\theta} - 1\right)\sin^2\frac{\beta}{2}}{1 + 4\mu_y \sin^2\frac{\beta}{2}} \leqslant 1 \quad \text{(XI.24)}$$

pentru orice valori.

La mișcări cu suprafață liberă trebuie rezolvate concomitent atît ecuația continuității, cît și ecuația (XI.5), care este de forma

$$n' \frac{\partial h}{\partial t} = k\frac{\partial H}{\partial x}\frac{\partial h}{\partial x} + k\frac{\partial H}{\partial x}\frac{\partial h}{\partial x},$$

sau

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u\frac{\partial h}{\partial x} + v\frac{\partial h}{\partial y} = \frac{\partial h}{\partial t} + Ah = 0, \quad \text{(XI.25)}$$

în care: u și v sînt componentele vitezei de înaintare a suprafeței libere. O schemă implicită și absolut stabilă se obține aplicînd metoda descompunerii operatorului A în două componente.

— În intervalul de timp $n\Delta t$, $(n + 1/2)\Delta t$:

$$\nu_x u^{n+1/4}_{i+1/2,\,j}\, h^{n+1/4}_{i+1,\,j} + h^{n+1/4}_{i,\,j} - \nu_x u^{n+1/4}_{i-1/2,\,j}\, h^{n+1/4}_{i-1,\,j} =$$

$$= -\nu_x\left(\frac{1}{\theta} - 1\right) u^n_{i+1/2,\,j}\, h^n_{i+1} + h^n_{i,\,j} +$$

$$+ \nu_x\left(\frac{1}{\theta} - 1\right) u^n_{i-1/2,\,j}\, h^n_{i-1,\,j}; \quad \text{(XI.26)}$$

$$\nu_y v^{n+1/2}_{i,\,j+1/2}\, h^{n+1/2}_{i,\,j+1} + h^{n+1/2}_{i,\,j} - \nu_y v^{n+1/2}_{i,\,j-1/2}\, h^{n+1/2}_{i,\,j-1} =$$

$$= \nu_y\left(\frac{1}{\theta} - 1\right) v^{n+1/4}_{i,\,j+1/2}\, h^{n+1/4}_{i,\,j+1} + h^{n+1/4}_{i,\,j} +$$

$$+ \nu_y\left(\frac{1}{\theta} - 1\right) v^{n+1/4}_{i,\,j-1/2}\, h^{n+1/4}_{i,\,j-1}. \quad \text{(XI.27)}$$

— În intervalul de timp $(n+1/2)\Delta t$, $(n+1)\Delta t$:

$$\nu_y v^{n+3/4}_{i,\,j+1/2}\, h^{n+3/4}_{i,\,j+1} + h^{n+3/4}_{i,\,j} - \nu_y v^{n+3/4}_{i,\,j-1/2}\, h^{n+3/4}_{i,\,j-1} =$$

$$= \nu_y \left(\frac{1}{\theta} - 1\right) v^{n+1/2}_{i,\,j+1/2}\, h^{n+1/2}_{i,\,j+1} +$$

$$+ \nu_y \left(\frac{1}{\theta} - 1\right) v^{n+1/2}_{i,\,j-1/2}\, h^{n+1/2}_{i,\,j-1}; \qquad \text{(XI.28)}$$

$$\nu_x u^{n+1}_{i+1/2,\,j}\, h^{n+1}_{i+1,\,j} + h^{n+1}_{i,\,j} - \nu_x u^{n+1}_{j-1/2,\,j}\, h^{n+1}_{i-1,\,j} =$$

$$= -\nu_x \left(\frac{1}{\theta} - 1\right) u^{n+3/4}_{n+1/2,\,j}\, h^{n+3/4}_{i+1,\,j} + h^{n+3/4}_{i,\,j} +$$

$$+ \nu_x \left(\frac{1}{\theta} - 1\right) u^{n+3/4}_{i-1/2,\,j}\, h^{n+3/4}_{i-1,\,j}, \qquad \text{(XI.29)}$$

unde:

$$u_{i+1/2,\,j} = \frac{u_{i,\,j} + u_{i+1,\,j}}{2}; \quad u_{i-1/2,\,j} = \frac{u_{i,\,j} + u_{i-1,\,j}}{2};$$

$$\frac{1}{2} \leqslant \theta \leqslant 1 \quad u^{n+1/4} = \frac{u^n + u^{n+1/2}}{2}; \qquad \text{(XI.30)}$$

$$\nu_x = \frac{\theta \Delta t u}{2\Delta x}; \quad \nu_y = \frac{\theta v \Delta t}{2\Delta y}.$$

Calculul se efectuează prin aproximaţii succesive: se determină $H^{n+1/2}$ cu ecuaţia (XI.21), în primă aproximaţie considerînd valorile C^n. Apoi se corectează valorile C şi se recalculează $H^{n+1/2}$ în a doua aproximaţie. Se determină

$$u = -\frac{k}{n'}\frac{\partial H}{\partial x}; \quad v = -\frac{k}{n'}\frac{\partial H}{\partial y} \qquad \text{(XI.31)}$$

şi se calculează valorile $h^{n+1/2}$ cu (XI.26) şi (XI.27). Se trece apoi la momentul $(n+1)\Delta t$.

Exemplu-aplicaţie [15]. Se referă la influenţa unei acumulări permanente de apă asupra digului de compartimentare (fig. XI.4) şi asupra dinamicii apelor subterane din compartimentul acumulării nepermanente, în prezenţa diferitelor măsuri de etanşare-drenare.

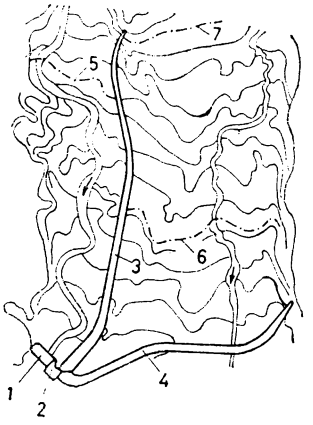


Fig. XI.4. Planul de situaţie al acumulării:
A — permanente şi *B* — nepermanente: *1* — baraj frontal; *2* — nod hidrotehnic; *3* — digul de compartimentare; *4* — dig de închidere aval; *5* — limita acumulării permanente la NNR; *6* şi *7* — limita acumulării nepermanente la viituri cu 1% asigurare şi respectiv 0,1% asigurare.

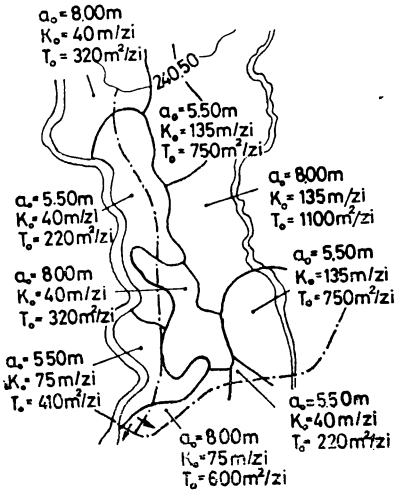


Fig. XI.5. Zona elementelor hidrogeologice.

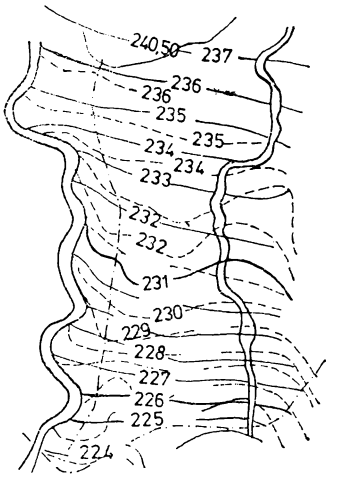


Fig. XI.6. Rezultatele tarării modelului de calcul (——măsurători; — — — — calcule).

A fost considerată mişcarea plan orizontală permanentă cu $\Delta x = \Delta y = 100$ m pentru calcule de ansamblu şi cu pas variabil $\Delta x \neq \Delta y$ pentru calcule de detaliu, cu condiţii la limită de tip Dirichlet (H = const.).

În figura XI.5 se prezintă zonarea elementelor hidrogeologice, iar în figura XI.6 — rezultatele tarării modelului de calcul pe regimul natural.

Ca urmare a calculelor efectuate s-au obţinut toate elementele necesare (debite infiltrate pe contur, efluente şi defluente, condiţii de stabilitate) în diverse soluţii de lucrări de etanşare-drenare.

În figura XI.7 sînt prezentate valorile debitelor drenate pe conturul digurilor de compartimentare şi de închidere aval, iar în figura XI.8 — curbele de egală adîncime a apei pentru una din soluţiile studiate.

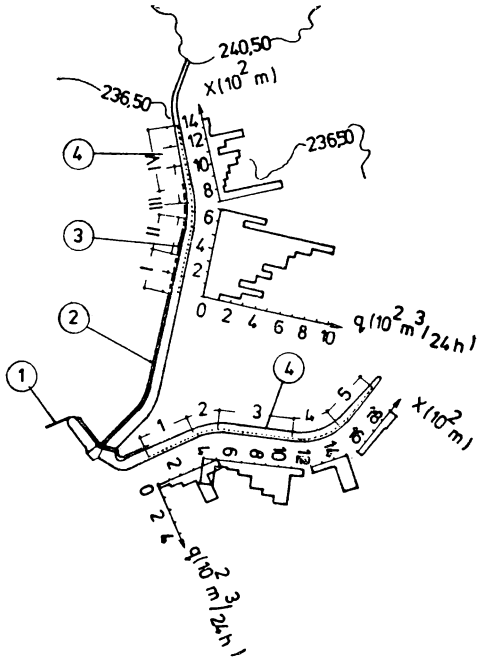


Fig. XI.7. Distribuția debitelor drenate pe conturul digurilor: *1* — ecran de etanșare în versant; *2* — ecran perfect; *3* — ecran imperfect; *4* — dren orizontal.

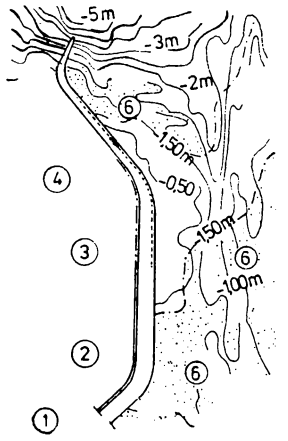


Fig. XI.8. Curbe de egală adîncime a nivelului apei subterane față de cota terenului: (*1*; *2*; *3*; *4* — ca în figura XI.7; *6* — zone care necesită măsuri de desecare).

Metoda elementului finit [2] pentru diferite cazuri:

Mișcarea permanentă, plan-orizontală. În domeniul D, anizotrop și neomogen, ecuația continuității are expresia

$$\alpha(H) = \frac{\partial}{\partial x}\left(T_x \frac{\partial H}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(T_y \frac{\partial H}{\partial y}\right) + q = 0, \tag{XI.32}$$

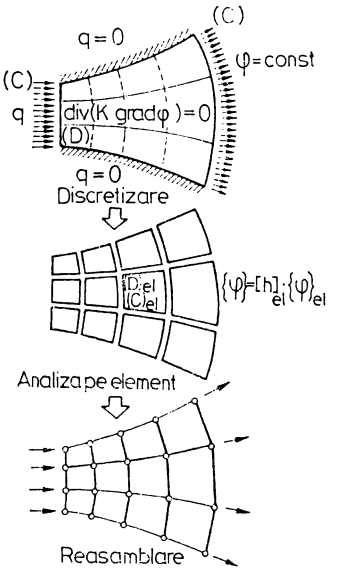


Fig. XI.9. Schemă de împărțire în elemente finite a domeniului mișcării.

cu condiții la limită de tip Dirichlet ($H = H_0$) pe frontiera Γ_1 și de tip Neumann ($Q = Q_0$) pe frontiera Γ_2 a domeniului D.

Domeniul D se împarte într-un număr N de elemente, interconectate în noduri (fig. XI.9).

Fie H_i valorile sarcinii hidraulice în nodurile elementelor. Soluția aproximativă a ecuației (XI.31) se caută sub forma

$$H = \sum_{i=1}^{n} \psi_i H_i, \tag{XI.33}$$

unde: n este numărul nodurilor; ψ_i sînt funcții de interpolare cu valori diferite de zero, doar pe subdomenii limitate și îndeplinind condiția de ortogonalitate (metoda Galërkin)

$$\iint_D \alpha(H)\psi_i \, d\omega = <\alpha, \psi_i> = 0 \tag{XI.34}$$

Pe un element D_{el} ecuația (XI.34), după integrarea prin părți, devine:

$$\iint_{D_{el}} \left(T_x \frac{\partial H}{\partial x}\frac{\partial \delta H}{\partial x} + T_y \frac{\partial H}{\partial y}\frac{\partial \delta H}{\partial y}\right) d\omega - \iint_{D_{el}} q\delta H \, d\omega -$$

$$- \int_{\Gamma_{el}} \left(T_x \frac{\partial H}{\partial x} n_x + T_y \frac{\partial H}{\partial y} n_y\right) \delta H \, ds = 0, \tag{XI.35}$$

unde

$$\delta H = \sum_{i=1}^{n_i} \Phi_i \delta H_i \tag{XI.36}$$

este o variație a funcției H; n_i — numărul nodurilor elementului D_{el}; n_x, n_y — cosinușii directori ai normalei la frontiera elementului; $d\omega$ — arie elementară; ds — lungime elementară.

Folosind notațiile și regulile calculului tensorial și ținînd seama de (XI.36), ecuația (XI.35) capătă forma

$$\iint_{D_{el}} [\delta H_i][B]^t [K][B]\{H_i\}\, d\omega - \iint_{D_{el}} [\delta H_i] q\{\Phi\}\, d\omega - \int_{\Gamma_{el}} [\delta H_i] q_n\{\Phi\}\, dS = 0, \qquad \text{(XI.37)}$$

unde

$[\delta H_i] = [\delta H_1\ \delta H_2 \dots \delta H_{ni}]$ este vector linie;

$\{H_i\} = \{H_1 H_2 \dots H_{ni}\}$ — vector coloană;

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial \Phi_1}{\partial x} & \frac{\partial \Phi_2}{\partial x} & \dots & \frac{\partial \Phi_{ni}}{\partial x} \\ \frac{\partial \Phi_1}{\partial y} & \frac{\partial \Phi_2}{\partial y} & & \frac{\partial \Phi_{ni}}{\partial y} \end{bmatrix},$$

$[B]^t$ — transpusa matricei $[B]$

$$[\Phi] = \{\Phi_1 \Phi_2 \dots \Phi_{ni}\}$$

$$K = \begin{bmatrix} T_x & 0 \\ 0 & T_y \end{bmatrix};$$

q_n — debitul care traversează frontiera elementului.

Asamblarea elementelor se reduce la însumarea integralelor (XI.37) pe toate elementele. Ținînd seama că fiecare componentă δH_i este arbitrară, rezultă

$$\sum_1^N \iint_{D_{el}} [B]^t [K][B]\{H_i\}\, d\omega - \sum_1^N \iint_{D_{el}} q\{\Phi\}\, d\omega - \int_{\Gamma_2} q_n\{\Phi\}\, ds = 0, \qquad \text{(XI.38)}$$

sau

$$[S]\{H_i\} = \{Q_i\}, \qquad \text{(XI.39)}$$

unde

$$[S] = \sum_1^N \iint_{D_{el}} [B]^t [K][B]\, d\omega \qquad \text{(XI.40)}$$

este matricea generală a sistemului;

$$\{Q_i\} = \sum_1^N \iint_{D_{el}} q\{\Phi\}\, d\omega + \int_{\Gamma_2} q_n\{\Phi\}\, ds \qquad \text{(XI.41)}$$

este vectorul debitelor nodale și de frontieră.

Mișcarea permanentă plan-verticală. Ecuațiile sînt formal identice cu cele ale mișcării permanente plan-orizontale, cu deosebirea că matricea $[K]$ are expresia

$$[K] = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix}. \qquad \text{(XI.42)}$$

Mișcarea nepermanentă plan-orizontală. Soluția aproximativă a ecuației continuității

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(T_x \frac{\partial H}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(T_y \frac{\partial H}{\partial y}\right) + q = A \frac{\partial H}{\partial t} \qquad \text{(XI.43)}$$

se caută sub forma

$$H = \sum_{i=1}^n \psi_i(x, y) H_i(t), \qquad \text{(XI.44)}$$

unde ψ_i și H_i au aceeași semnificație ca în (XI.33).

Aplicînd metoda Galërkin se ajunge la ecuația

$$[\mathfrak{J}]\{H_i\} + [\mathfrak{M}]\{H_i\} = \{Q_i\}, \qquad \text{(XI.45)}$$

în care:

$$[\mathfrak{M}] = \sum_1^N \iint_{D_{el}} A[\Phi]\{\Phi\}\, d\omega \qquad \text{(XI.46)}$$

este matricea de înmagazinare.

Folosind schema Crank-Nickolson

$$\mathfrak{M}\frac{H^{n+1} - H^n}{\Delta t} + \mathfrak{J}\frac{H^{n+1} + H^n}{2} = \frac{Q^{n+1} + Q^n}{2}$$

se obține

$$H^{n+1} = \left[\mathfrak{M} + \frac{\Delta t}{2}\mathfrak{J}\right]^{-1} \cdot \left\{\frac{Q^{n+1} + Q^n}{2}\Delta t + \left[\mathfrak{M} - \frac{\Delta t}{2}\mathfrak{J}\right] H^n\right\}. \qquad \text{(XI.47)}$$

Pentru ecuația suprafeței libere (XI.20), metoda Galërkin ne conduce la relația

sau

$$[\mathfrak{A}]\{h_i\} + \mathfrak{N}\{h_i\} = 0, \qquad \text{(XI.48)}$$

$$h^{n+1} = \left[\mathfrak{N} + \frac{\Delta t}{2}\mathfrak{A}\right]^{-1}\left[\mathfrak{N} - \frac{\Delta t}{2}\mathfrak{A}\right] h^n, \qquad \text{(XI.49)}$$

unde

$$[\mathfrak{A}] = \sum_1^N \iint_{D_{el}} [u\{\Phi\}[\Phi_x] + v\{\Phi\} \mid \Phi \mid]\, d\omega; \qquad \text{(XI.50)}$$

$$[\mathfrak{N}] = \sum_1^N \iint_{D_{el}} \{\Phi\}[\Phi]\, d\omega; \qquad \text{(XI.51)}$$

$$h = \sum_1^n \Phi_i h_i(t), \qquad \text{(XI.52)}$$

(condiții la limită de tip Dirichlet).

Ecuațiile (XI.47) și (XI.49) se rezolvă pas cu pas. Mai întîi se rezolvă ecuația (XI.47) și cu valorile H se rezolvă ecuația (XI.49).

Exemplu-aplicație [2]. Se analizează infiltrația nepermanentă a apei prin terenul de fundație a unui baraj de greutate, considerînd problema plană (fig. XI.10). Rețeaua de calcul este alcătuită din 125 elemente izoparametrice liniare și 141 noduri.

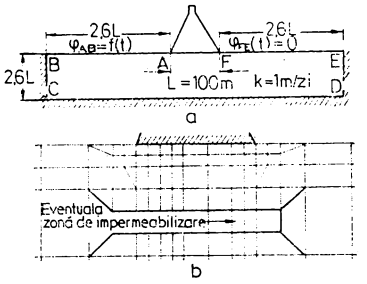


Fig. XI.10. Domeniul mișcării și rețeaua de calcul.

Condițiile la limită sînt de tip Dirichlet la suprafața terenului și de tip Neumann pe restul conturului. Condițiile inițiale corespund presiunii medii multianuale pe tot domeniul.

În figura XI.11 se prezintă distribuția potențialului vitezei în diferite momente, în condițiile existenței unui voal de etanșare.

Mișcarea apei prin medii poroase cu discontinuități majore de tip fisură sau falie*. În mediul poros se consideră valabilă legea lui Darcy

$$\{v_D\} = -[K]\{\text{grad } H\}, \qquad \text{(XI.53)}$$

iar în lungul fisurii sau faliei se consideră valabilă legea lui Louis

$$\{v_L\} = -[K_F]\{\text{grad } H\}, \qquad \text{(XI.54)}$$

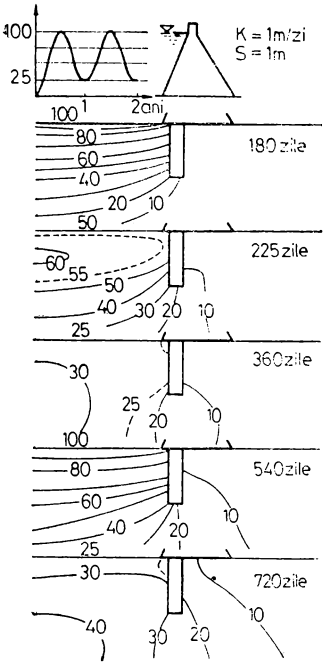


Fig. XI.11. Distribuția potențialului vitezei φ în diferite momente.

* Material elaborat în colaborare cu dr. ing. M. Șelărescu după lucrările [16 și 17].

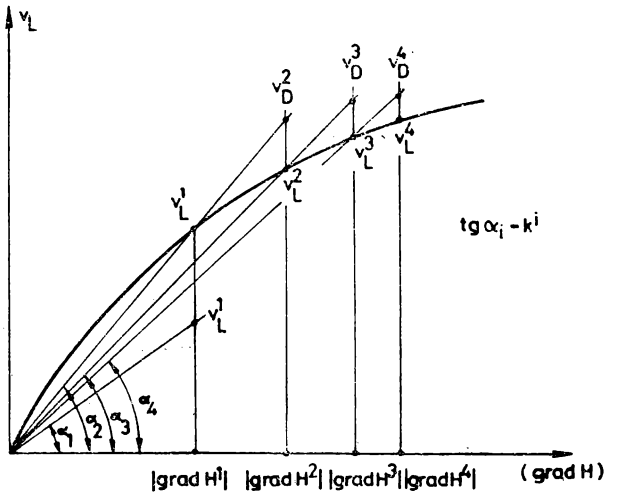


Fig. XI.12. Graficul $v_L = f(\text{grad } H)$.

sau

$$v_L = f(|\text{ grad } H|), \qquad \text{(XI.54')}$$

unde permeabilitatea K_F rezultă din relația (fig. XI.12)

$$|\,[K_F]\{\text{grad } H\}\,| = \left(\frac{2gD_h}{\lambda}\,|\text{ grad } H\,|\right)^{1/n}, \qquad \text{(XI.55)}$$

λ fiind coeficientul pierderilor de sarcină; D_h — diametrul hidraulic al fisurii sau faliei; g — accelerația gravitației; n — exponent care se determină experimental; $[K]$ — matricea de permeabilitate a mediului fără discontinuități.

Zona de discontinuitate se discretizează în N elemente numite elemente Louis, iar restul domeniului — în M elemente numite elemente Darcy.

Ecuația continuității în regim permanent are aceeași expresie (XI.38)

$$[\$]\{H_i\} = \{Q_i\}. \qquad \text{(XI.56)}$$

Matricea $[\$]$ cuprinde atît matricele elementelor Darcy $[s]_D$, cît și matricele elementelor Louis $[s]_L$.

Problema se rezolvă considerînd tot domeniul constituit din elementele Darcy, cu matricea de permeabilitate $[K]$, peste care se suprapun elementele Louis, dar cu matricea de permeabilitate $K_F[I]-[K]$, $[I]$ fiind matricea unitate

$$[\$] = \sum_{I}^{N+M} [s]_D + \sum_{I}^{M} [\bar{s}]_L = [\$]_D + [\$]_L, \qquad \text{(XI.57)}$$

unde

$$[\bar{s}]_D = \int_V [B]^t\,[K][B]\,dV; \qquad \text{(XI.58)}$$

$$[\bar{s}]_L = \int_V [B\ B]^t\ [K_F[\mathrm{I}] - K][BB]\ \mathrm{d}V\ ; \quad \text{(XI.59)}$$

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial \Phi_1}{\partial x} & \frac{\partial \Phi_2}{\partial x} & \dots & \frac{\partial \Phi_n}{\partial x} \\ \frac{\partial \Phi_1}{\partial y} & \frac{\partial \Phi_2}{\partial y} & \dots & \frac{\partial \Phi_n}{\partial y} \end{bmatrix}; \quad \text{(XI.60)}$$

$$[BB] = [J]^{-1}[\bar{J}]^{-1}[B]\ ; \quad \text{(XI.61)}$$

$J = \frac{D(x, y, t)}{D(\xi, \eta, \zeta)}$ este Iacobianul transformării $x, y, z \rightarrow \xi, \eta, \zeta$ pentru elementele din fisură sau falie. Fisura sau falia se consideră mediu omogen și izotrop $[K_F] = K_F[\mathrm{I}]$, avînd în limitele unui element Louis aceeași grosime δ. Sistemul local de referință ξ, η, ζ se adoptă cu axa ζ normală pe planul ξ, η al fisurii

$\bar{J} = \frac{D(\xi, \eta)}{D(s, t)}$ este Iacobianul transformării $\xi, \eta \rightarrow s, t$ cu elemente izoparametrice, astfel încît $\{\mathrm{grad}\ H\}_{x, y, z} = [BB]_{st}\ \{H_i\}$.

Rezultă

$$[\bar{s}]_L = \delta[K_F[\mathrm{I}] - K] \int_{-1}^{1} \int_{-1}^{1} [BB]^t[\mathrm{I}][BB]\ \det \bar{J}\ \mathrm{d}s\ \mathrm{d}t, \quad \text{(XI.62)}$$

în spațiul de analiză tridimensional și

$$[\bar{s}] = \delta[K_F[\mathrm{I}] - K] \frac{1}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}, \quad \text{(XI.63)}$$

în spațiul de analiză bidimensional, unde L este lungimea elementului Louis în acest spațiu.

Debitul Q pe frontiera ω a elementului Louis se calculează cu integrala

$$Q = \int_\omega v_n\ \mathrm{d}\omega = \int_\omega [\alpha\beta]\{K_F\ \mathrm{grad}\ H\}\ \mathrm{d}\omega =$$

$$= K_F \delta \int_l [\alpha\beta][\mathrm{I}][\bar{J}]^{-1}[B]\ \det \bar{J}\ \mathrm{d}s, \quad \text{(XI.64)}$$

unde α și β sînt cosinușii directori ai normalei la frontieră în raport cu axele ξ și η.

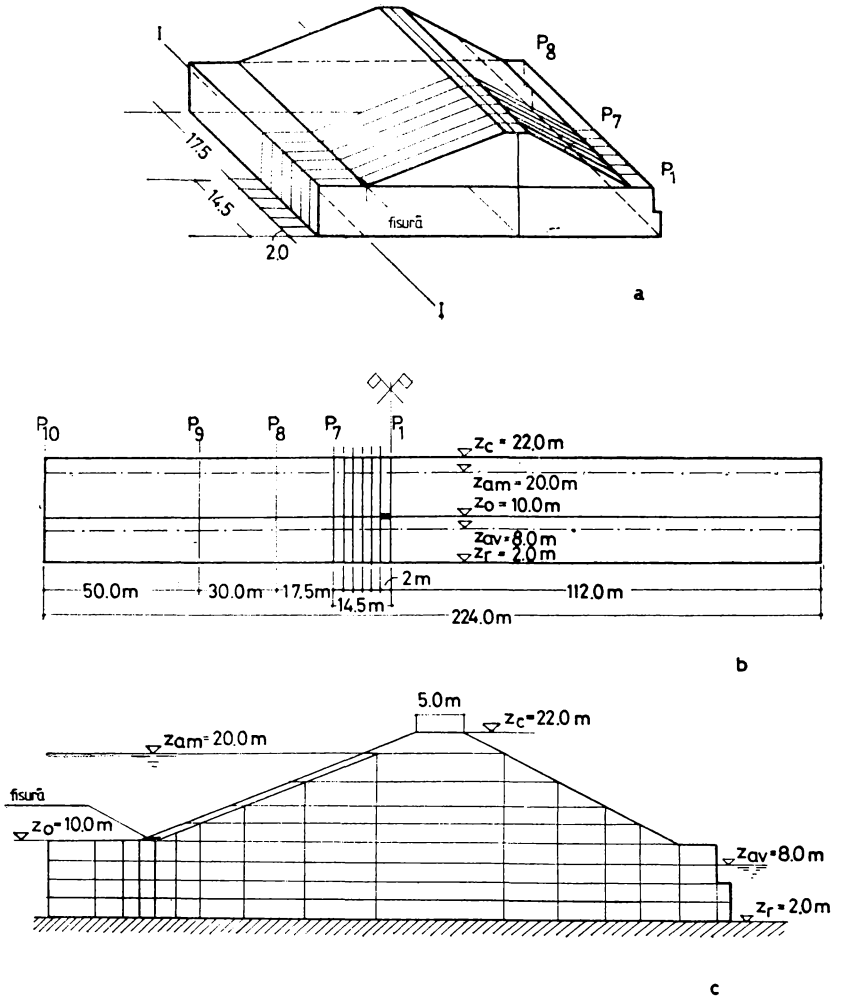


Fig. XI.13. Discretizarea domeniului mișcării:
a — vedere generală a zonei modelate; *b* — secțiune longitudinală; *c* — secțiune transversală.

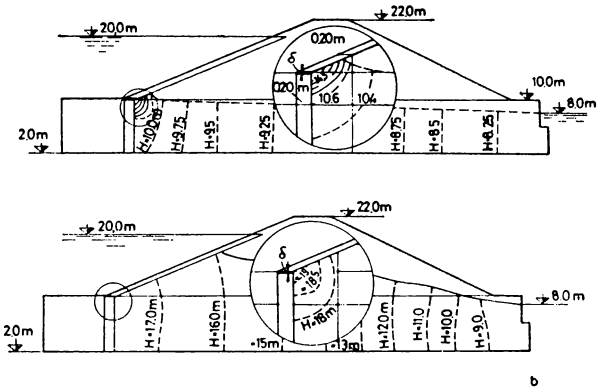


Fig. XI.14. Rezultatele calculelor privind liniile de egal potențial :
a — problema tridimensională ($L = 4$ m); *b* — problema bidimensională ($L = \infty$).

Calculul se efectuează prin iterații. Se face mai întîi un calcul de inițiere cu $K_F^{(1)} = K$ și rezultă $H = H^{(1)}$. Se adoptă $K_F^{(2)} = v_L^{(2)} / |\operatorname{grad} H^{(1)}|$, unde $V_L^{(1)}$ este viteza în elementul Louis (fig. XI.12) corespunzătoare valorii $|\operatorname{grad} H^{(1)}|$. Efectuîndu-se din nou calculele, se obține $H = H^{(2)}$. Se adoptă $K_F^{(3)} = v_L^{(2)} / |\operatorname{grad} H^{(2)}|$ și calculul se repetă.

Cînd

$$|K_F^{(i)}|\operatorname{grad} H^{(i)}| - v_L^{(i)}| < \varepsilon v_L^{(i)},$$

pe direcția curentului în falie unde ε este eroarea admisibilă, calculul se consideră încheiat.

Exemplu de calcul. Fie un baraj (fig. XI.13) din materiale locale cu elemente de etanșare (mască, ecran) în condițiile unei retenții permanente. Permeabilitatea prin corpul barajului și prin fundație are valoarea $k = 10^{-4}$ m/s, prin elementele de etanșare $k = 10^{-8}$ m/s. Condițiile de margine sînt de tip Dirichlet $H_{am} = 20$ m; $H_{av} = 8$ m.

La contactul mască-ecran s-a considerat o fisură cu grosimea $\delta = 1{,}0$ mm; 2,0 mm și 3,0 mm, de lungime 4,0 m. Calculul tridimensional s-a efectuat pe o lungime de 2×112 m de baraj, folosindu-se 2×10 profile transversale (dispuse simetric mai dese în zona fisurii).

Pentru comparație s-a efectuat și un calcul bidimensional, considerînd fisura de lungime infinită.

În figura XI.14 se prezintă rezultatele calculelor privind liniile de egal potențial în profil transversal *I*, iar în figura XI.15 rezultatele privind înălțimea piezometrică într-un profil longitudinal în corpul barajului, imediat aval de ecran

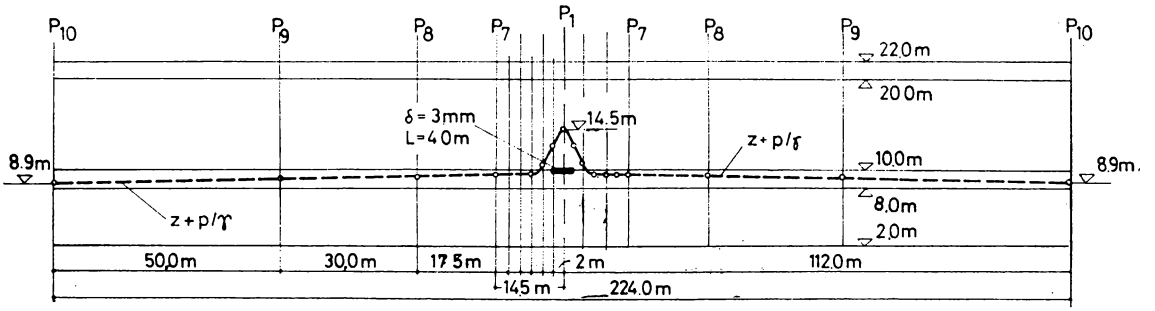


Fig. XI.15. Înălțimea piezometrică în profilul longitudinal *I*.

BIBLIOGRAFIE

1. MARCIUK, G. I. *Metode de analiză numerică.* Editura Academiei R.S.R., 1983 (traducere din limba rusă).
2. HÂNCU, S., POPESCU, M., DUMA, D., DAN, P. ZAHARESCU, E., DANCHIV, A., CONSTANTINESCU A. *Hidraulică aplicată.* Simularea numerică a mişcării nepermanente a fluidelor. Editura Tehnică, Bucureşti, 1985.
3. PREISSMAN, A., CUNGE, J. A. *Calcul des intumescences sur machines éléctroniques.* Proc. IX-th Congres IAHR, Dubrovnik, 1961.
4. BĂTUCĂ, D. *Studiul mişcării nepermanente a apei în albii de rîuri şi în canale, folosind metoda elementului finit.* Hidrotehnica, vol. 25, nr. 6, 1980.
5. CONNOR, J. J., BREBBIA, C. A. *Finite Element Techniques for fluid flow.* Newnes — Butter worths London — Boston.
6. RODI, W. *Hydraulics computations with k-ε turbulence model.* International Symposium on Refined Modelling of Flows, Paris, September 7—10, 1982.
7. GRAF, W., ACAROGLU, E. Sediment transport in conveyance systems. Bulletin of IASH XII-th year, 2, 3/1968.
8. VELIKANOV, M. A. *Ruslovoi protess.* Izd. fizico-matematicescoi literaturî, Moscova, 1958.
9. KEOLTZER, V. A., LAVA, J. M. *Densities and compaction rates of deposited sediments.* Journ. of Hydr. Div. of ASCE, vol. 64, HY 2, 1958.
10. ABBOTT, M. B. *Computational Hydraulics. Elements of the Theory of Free Surface Flows.* Pitman.
11. PETRESCU, V. *Cu privire la mişcarea fluidelor stratificate şi unele aspecte privind dispersia poluanţilor.* Teză de doctorat. Institutul de Construcţii Bucureşti, 1981.
12. ABRAHAM, G., KARELSE, M., VANOS, A. G. *On the magnitude of Interfacial Shear of Subcritical Flows in Relation with Interfacial Stability.* J. Hydr. Res., IAHR, vol. 17, no. 4, pp. 273—288, 1979.
13. CIOC, D. *Contribuţii la calculul mişcărilor nepermanente în conducte şi la teoria sonicităţii cu aplicare la pompajul sonic.* Studii de hidraulică, XVIII, ISCH, 1968.
14. JELER, V., LEJEV, I *Mişcarea mixtă, cînd cu nivel liber, cînd sub presiune, în galerii şi conducte ale centralelor hidroelectrice şi ale staţiilor de pompare.* Studii şi cercetări de mecanică aplicată, tom. 45, nr. 3, 1986.
15. IVAN, C. *Influenţa nivelurilor de apă cu anumite asigurări de calcul asupra digului de închidere aval al unei acumulări nepermanente.* Studii şi cercetări de construcţii hidrotehnice şi mecanica rocilor, vol. XXI, ICH, Bucureşti, 1979, p. 151—168.
16. ŞELĂRESCU, M. *Contribuţii la studiul infiltraţiilor prin baraje şi diguri din materiale locale.* Teză de doctorat. Institutul de Construcţii Bucureşti, 1985.
17. BICHEA, I. *Contribuţii la studiul infiltraţiilor prin roci fisurate.* Teză de doctorat. Institutul de Construcţii Bucureşti, 1986.
18. SUSUMU NAKANO *Friction and Entrainement at the Interface of Two-Layered Stratified Flow.* Reports of the ports and harbours research Institut Ministry of Transport, Vol. 24, No. 2, June 1985.

INDEX

Adîncimea conjugată **160**
Adîncimea critică **129**
Adîncimea critică (de val) **300, 304**
Adîncimea de afuiere **216**
Adîncimea de înecare a orificiului **207**
Adîncimea de separare **169**
Adîncimea normală **134**
Aerarea curentului în canale rapide **192**
Ajutaj cilindric exterior **70**
Albia neprismatică **128**
Albia prismatică **128, 134, 290**
Aluviuni de fund **241, 243**
Aluviuni în suspensie **241, 243**
Aria de plutire **28**
Aspiratorul turbinei **341**
Axa de plutire **27**

Baraj cu nucleu **275**
Bătaia jetului **37**

Canal cu deversor lateral **291**
Canale rapide **188**
Capacitatea de transport **239, 241, 252**
Caracteristicile de exploatare a turbinelor **349**
Caracteristicile turbinelor **344**
Caracteristicile unidimensionale ale turbinelor **344**
Caracteristicile universale ale turbinelor **344**
Carcasele spirale ale turbinei **343**
Castel de echilibru **322**
Castel de echilibru cilindric **323**
Castel de echilibru cu deversor **323**
Castel de echilibru diferențial **323**
Cavitație **213, 342, 376**
Cavitație în pompe **360**
Cădere de restabilire la orificii **207, 208, 226**
Cădere în mai multe trepte **193**
Cădere la centrala hidroelectrică **336**
Cădere la turbină **337**
Centrul deplasamentului **27**
Centrul de presiune **21**
Cifra (parametrul) de cavitație **376**
Coeficient de cavitație **343**
Coeficient de contracție **63, 68**
Coeficient de debit **63, 68, 79, 86**
Coeficient de debit al deversorului **76, 78, 79, 84**
Coeficient de filtrație (permeabilitate) **259**
Coeficient de filtrație-turbulentă **234**
Coeficient de rezistență locală **49—62, 72, 258**
Coeficient de rezistență (pierdere de sarcină) distribuită **32, 41—45, 72, 95**
Coeficient de rugozitate **42, 95, 106, 108**
Coeficient de scară **371**
Coeficient de taluz **106**
Coeficient de viteză **63**
Coeficient de viteză a lamei deversante **215**
Coeficient Chézy **32**
Coeficientul lui Boussinesq **39**
Coeficientul lui Coriolis **31**
Compresibilitate **17**
Concentrația aerului în jet **216**
Condiții de automodelare **372**
Condiții de plutire **28**
Conducta de aspirație a pompei **102**
Conducta sifon **103**
Consistența hidromasei **252**
Constanta de inerție a conductei **313**
Contracția completă **64**
Contracția imperfectă **64**
Contracția incompletă **64**
Contracția jetului **64**
Contracția perfectă **64**
Contralovitură de berbec **317**
Criterii de similitudine **368**
Cuplarea pompelor în paralel **366**
Cuplarea pompelor în serie **366**
Curba de remu negativ **128**
Curba de remu pozitiv **128—158**
Curbura valului **300**

Debit **7, 28, 82, 88, 105**
Debitul specific **130**
Debitul specific de infiltrație **273**
Debitul undei **309**
Densitatea **14**
Deplasament **27**
Deversor cu fantă **94**
Deversor cu muchie ascuțită (cu perete subțire) **76, 78**
Deversor cu prag lat **76, 88**
Deversor cu profil practic **76, 79**
Deversor curbiliniu **79**
Deversor cu vacuum **85**
Deversor fără vacuum (aerat) **83**
Deversor înecat **78**
Deversor neînecat **78**
Deversor oblic **92**
Deversor pîlnie **195**
Deversor sifon **204**
Deversor trapezoidal **93**
Deversor triunghiular **93**

Diametru efectiv **261**
Dilatare termică **17**
Disipator de energie cu bazin şi prag **174**
Distanţa de îndepărtare a saltului **172, 174**
Domeniul de automodelare **371, 372**
Domeniul pătratic al rezistenţei **44, 372**
Drenaj orizontal **265, 266**
Drenuri cu perdea filtrantă **265**
Dune, rifluri **238**

Echilibrul pietrei în curent **233**
Echipotenţiale **278**
Ecuaţia Bernoulli **30, 32**
Ecuaţia criterială **369, 371, 372**
Ecuaţia curbei de depresie **274, 277**
Ecuaţia liniei axiale a tubului de curent **30**
Ecuaţia pompei (Euler) **355**
Ecuaţia turbinelor (Euler) **339**
Ejecţie **225, 227**
Ejecţie la deversoare **225—230**
Ejecţie la goliri de fund **230**
Energia cinetică **30**
Energia de poziţie **30—31**
Energia de presiune **30**
Energia disipată **30**
Energia potenţială **30**
Energia specifică **30, 35, 129**
Exponent hidraulic al albiei **133**

Faza loviturii **313**
Fetchul valurilor de vînt **301, 499**
Formula Abramov **180**
Formula Agroskin **45**
Formula Ahutin **196**
Formula Aivazean **162**
Formula Altschul **42, 47, 50, 53, 57, 63**
Formula Anţiferov **92, 94**
Formula Aravin **162**
Formula Bazin **78, 87**
Formula Berezinski **80, 89**
Formula Blasius **43**
Formula Borda **50**
Formula Cercasov **251**
Formula Certousov **162, 215**
Formula Chézy **45, 105**
Formula Ciugaev **89**
Formula Colbrooke-White **42**
Formula Darcy-Weissbach **41, 95**
Formula Eliasberg **215**
Formula Emţev **190, 230, 235**
Formula Faktorovici **178**
Formula Francis-Creager **80**
Formula Gostunski **242**
Formula Goncearov **241, 243**
Formula Gordienko **188, 191**
Formula Haceatrean **242**
Formula Hinds **58**
Formula Iakovlev **255**
Formula Idelcik **51**
Formula Ilcev **176**
Formula Isacenko **192**
Formula Iuditki **216**
Formula Iufin **254**
Formula Izbaş **233, 234**
Formula Jukovski **50, 312**
Formula Jurin **111**
Formula Kalfa **178**
Formula Keberle **205**
Formula Kennedy **250**
Formula Kiselev **51**
Formula Knoroz **241**
Formula Konakov **253**
Formula Kumin **90**
Formula Latîşenkov **250**
Formula Lebedev **236**
Formula Levi **207, 242, 251**
Formula Lopatin **242**
Formula Lüger **103**
Formula Manning **105**
Formula Mihalev **216**
Formula Milovici **53**
Formula Mirţhulava **216, 244, 245**
Formula Mois **202**
Formula Nekrasov **53**
Formula Nikuradse **43, 371**
Formula Obrazovski **192**
Formula Ofiţerov **84**
Formula Pavlovski **44, 45, 84, 108, 162**
Formula Perelman **74**
Formula Poiseuille **41**
Formula Prandtl **41**
Formula Prandtl-Nikuradse **43**
Formula Pravdiret **227**
Formula Romanko **196, 202**
Formula Rozanov **84**
Formula Ruby **240**
Formula Seveliov **44**
Formula Sevko **202**
Formula Skladnev **220, 225**
Formula Skobey **95**
Formula Skrebkov **215**
Formula Skue **202**
Formula Slisski **181, 220, 226**
Formula Smoldîrev **254**
Formula Sneghirev **177**
Formula Stepanov **220**
Formula Stokes **239**
Formula Studenicinikov **250**
Formula Şapiro **242**
Formula Saumian **161**
Formula Şerenkov **180**
Formula Şevcenko **186**
Formula Şevelev **44**
Formula Şifrinson **43**

Formula Thomson 93
Formula Tuzov 241
Formula Tarevici-Malîşev 255
Formula Vasiliev 184
Formula Velikanov 243
Formula Weissbach 49, 61
Formula Zamarin 243, 250
Frontul undei 308
Funcţia de curent 277, 278
Funcţia potenţialului de viteză 277

Gradul de umplere a canalului 123
Grafice şi nomograme Abramov 180
Grafice şi nomograme Alekseev 194
Grafice şi nomograme Eliasberg 215
Grafice şi nomograme Emţev 182
Grafice şi nomograme Emţev-Slisski 230
Grafice şi nomograme Faktorovici 178
Grafice şi nomograme Ilcev 176
Grafice şi nomograme Isacenko 216
Grafice şi nomograme Izbaş-Lebedev 233—234, 236
Grafice şi nomograme Murin 44
Grafice şi nomograme Orlov 217
Grafice şi nomograme Serenkov 181
Grafice şi nomograme Skreaga 197
Grafice şi nomograme Slisski 210—211, 227, 229
Grinzi de rigidizare a vanei plane 24
Grinzi de rigidizare a vanei segment 26

Infiltraţie din canale 271

Înălţimea (sarcina) cinetică (înălţimea dinamică) 8, 30
Înălţimea de aspiraţie admisibilă 360
Înălţimea de pompare 354
Înălţimea metacentrică 27
Înălţimea elementelor de rugozitate 191
Înălţimea statică (geodezică) 354
Înălţimea treptei 220
Înălţimea valului 300
Înecarea golirii de fund 207
Înecarea pe treaptă 209

Jet înecat 36
Jet liber aruncat 214
Jet neînecat 37

Lamă deversată liberă 77
Lamă lipită (aderată) 77
Legea cantităţi de mişcare (impulsului) 39
Legea de bază a infiltraţiei (Darcy) 259
Linia de curent 278, 289
Linia (curba) de egal potenţial de viteză 278
Linia de plutire 28
Linia energetică 33
Linia integrală a presiunii 22
Linia piezometrică 33
Lovitura de berbec 312
Lucrul mecanic produs de jet 38
Lungimea de amestec a jetului parţial înecat 222
Lungimea echivalentă 275
Lungimea saltului hidraulic 162
Lungimea valului 300
Lungimea vîrtejului deasupra jetului 227
Lungimea vîrtejului sub jet 224

Mărimea hidraulică 239
Mărimea hidraulică a materialului omogen 240
Mărimea hidraulică medie ponderată 241
Metacentru 27
Metoda albiei echivalente 158
Metoda (de construire a curbelor de remu) N. M. Bernadski 156
Metoda de calcul al infiltraţiilor după R. C. Ciugaev 284
Metoda N. V. Mastiţki 156
Metoda N. N. Pavlovski 155
Mişcarea continuă a fluidelor 30
Mişcarea discontinuă 30
Mişcarea elicoidală 30
Mişcarea gradual variată 35
Mişcarea laminară 30, 40
Mişcarea lichidului cu suprafaţă liberă 30
Mişcarea nepermanentă 30
Mişcarea neuniformă 30, 127—159
Mişcarea permanentă 30
Mişcarea potenţială 277
Mişcarea rotaţională 30
Mişcarea sub presiune 30
Mişcarea turbulentă 40
Mişcarea uniformă 30
Model abstract 112
Modulul de debit 95, 110, 123
Modulul de viteză 123

Numărul Cauchy 368
Numărul Euler 368
Numărul Froude 368
Numărul Karman 373
Numărul Lagrange 371
Numărul Reynolds 368
Numărul Strouchal 368
Numărul Weber 368

Pană inferioară 274
Pană superioară 274
Panta critică 133
Panta hidraulică 33, 45, 95
Panta piezometrică 33, 34
Panta suprafeţei libere 34
Perimetru udat 29
Pierderile de sarcină liniare (distribuite) 40
Pierderile de sarcină locale 40
Pompă axială 358
Pompă centrifugă, verticală 356
Pompă cu dublu flux 356
Pompă cu elice 358
Pompă cu mai multe trepte 359
Pompă cu pale rotorice mobile 358

Pompă de noroi 359
Pompă în consolă 356
Pompă monobloc 356
Pompă submersibilă 358, 359
Porozitatea 259
Potențial de viteză 278
Prag de disipare 174
Presiunea absolută 19, 376
Presiunea atmosferică 20, 376
Presiunea cinetică 211
Presiunea critică 376
Presiunea de șoc 313
Presiunea de val 302, 303, 304
Presiunea hidrostatică 19
Presiunea instantanee 213
Presiunea jetului 37
Presiunea la cot 205, 212
Presiunea manometrică 20, 103
Procedeu de închidere pionier 232
Procedeu de închidere uniformă frontală 232
Procedeul echivalenței 276
Puterea la axul (arborele) pompei 355
Puterea turbinei 337
Puț absorbant 263, 264
Puț artezian 263
Puț imperfect 263
Puț perfect 263

Racordarea biefurilor 169
Racordarea biefurilor cu deversoare cu treaptă 217
Racordarea biefurilor în aval de canalul rapid 193
Rapiditatea pompei 360
Rapiditatea turbinei 340
Raza de influență 263
Raza hidraulică 29, 41
Raza metacentrică 28
Regim de mișcare 40
Regim de mișcare critic 217, 218, 230
Regim de mișcare de fund 218
Regim de mișcare de suprafață 218
Regim de mișcare mixt, de suprafață și de fund 217—218
Regim lent al curenților cu nivel liber 133
Regim rapid al curenților cu nivel liber 133
Rețea hidrodinamică 279
Rezerva de cavitație 360
Rezistența conductei 95
Rugozitatea absolută 42
Rugozitatea cu granulație uniformă 42
Rugozitatea echivalentă 42
Rugozitatea liniară redusă 47
Rugozitatea mărită 191
Rugozitatea relativă 42, 371

Salt hidraulic 159
Salt hidraulic de suprafață 218
Salt hidraulic în albie convergentă 186
Salt hidraulic în albie divergentă 184
Salt hidraulic în albie înclinată 176, 188
Salt hidraulic în apeducte de secțiune circulară 177
Salt hidraulic spațial 179
Sarcină hidraulică critică 74
Sarcină hidraulică efectivă a golirilor 206
Sarcină hidraulică limită 70
Secțiunea critică a castelului de echilibru 325
Secțiunea critică de curgere 28
Secțiunea hidraulică optimă 30, 120
Stabilitatea curentului în canalul rapid 192
Stavilă cilindrică 25
Stavilă plană înclinată 23
Stavilă plană verticală 23
Stavilă segment 24

Șoc maxim la limita reglării 314

Turbiditatea 239
Turbine cu acțiune 338
Turbine cu cupe (Pelton) 338
Turbine cu dublă acțiune 338
Turbine cu jeturi înclinate 338
Turbine cu pale mobile 339
Turbine cu reacțiune 338
Turbine diagonale 338
Turbine radial-axiale 338

Unda inversă 308
Unghiul de înclinare a jetului pe treaptă 217

Vacuum 34, 102
Vacuum admisibil 213, 360
Valuri deferlate 300
Valuri de interferență 300
Valuri de vînt 299
Valuri întreținute 299
Valuri libere (valuri de hulă) 299
Valuri mixte 299
Valuri neregulate 300
Valuri regulate 300
Valuri sparte 300
Valuri staționare 300
Vasul cu lichid în mișcare de rotație 27
Viscozitate cinematică 18
Viscozitate dinamică 18
Viteza admisibilă din punct de vedere al rezistenței materialului 101
Viteza critică 130, 252
Viteza de acces 64, 75, 79, 89
Viteza de afuiere 239
Viteza de antrenare 238
Viteza de infiltrare 259
Viteza de propagare a undei de șoc 312
Viteza de propagare a valului 300
Viteza de suspensie 239
Viteza dinamică 41
Viteza medie 28, 40

CUPRINS

Prefață la versiunea în limba română 3
Prefață la versiunea în limba rusă 5
Partea întîi : Termeni întîlniți frecvent în hidraulică . 7
Notații matematice 10
Alfabetul grec 10

Capitolul 1. **Tabele. Diferite date auxiliare** 11

1.1. Rădăcini de ordinul 2 și 3 ale unor numere . 11
1.2. Integrala eliptică de prima speță 11
1.3. Mărimi și relații întîlnite frecvent 11
1.4. Valorile accelerației gravitației g, în unele locuri pe globul terestru 12
1.5. Principalele sisteme de unități de măsură ale mărimilor fizice 13
1.6. Relațiile dintre unitățile sistemului MKfS, unitățile sistemului internațional și unitățile altor sisteme 14
1.7. Greutatea relativă a lichidelor, δ 14
1.8. Greutatea unui metru cub din diferite corpuri solide 14
1.9. Densitatea și greutatea relativă 17
1.10. Compresibilitatea 17
1.11. Dilatarea termică 17
1.12. Viscozitatea 18

Capitolul 2. **Presiunea hidrostatică** 19

2.1. Presiunea hidrostatică într-un punct și măsurarea ei 19
2.2. Schemele piezometrului (manometrului cu lichid), pistonului și presei hidraulice 20
2.3. Forța de presiune pe o suprafață plană . . . 21
2.4. Forța de presiune pe suprafețe curbe 21
2.5. Forța de presiune hidrostatică care se exercită pe stavilele construcțiilor hidrotehnice . . . 23
2.6. Vasul cu lichid în mișcare de rotație 27
2.7. Plutirea corpurilor 27

Capitolul 3. **Noțiuni fundamentale despre mișcarea fluidelor** 28

3.1. Debitul, viteza medie și elementele secțiunii transversale a curentului 28
3.2. Cazurile principale de mișcare a fluidelor . . 30
3.3. Ecuația lui D. Bernoulli (mișcarea permanentă) 30
3.4. Ecuația lui D. Bernoulli pentru un tub elementar de curent într-un canal în rotație 32
3.5. Linia piezometrică, linia energetică, panta hidraulică și panta piezometrică 33
3.6. Energia și puterea curentului 35
3.7. Distribuția presiunii hidrodinamice în interiorul curentului 35
3.8. Jeturi 36
3.9. Legea (ecuația) cantității de mișcare sau a impulsului 39

Capitolul 4. **Rezistențe hidraulice** 40

4.1. Mișcarea fluidelor în regim laminar și în regim turbulent 40
4.2. Pierderile liniare de sarcină și distribuția vitezelor curentului în secțiunea de curgere . . . 41
4.3. Coeficientul pierderilor de sarcină distribuite în cazul regimului turbulent de curgere . . 42
4.4 Rezistențe hidraulice locale 49
4.5. Coeficienții de rezistență în domeniul pătratic pentru calcule orientative (recomandările lui P. G. Kiselev) 62

Capitolul 5. **Curgerea prin orificii și ajutaje** 63

5.1. Curgerea liberă în atmosferă 63
5.2. Influența contracției vînei 64
5.3. Curgerea sub nivel 65
5.4. Curgerea cu nivel variabil 66
5.5. Calculul deschiderii stavilelor (curgerea pe sub stavilă în canale) 68
5.6. Ajutaje și conducte scurte (curgerea prin orificii în pereți groși) 70
5.7. Calculul golirilor de fund la baraje 72
5.8. Formarea pîlniilor la curgerea prin orificii . . 74

Capitolul 6. **Deversoare** 75

6.1. Notațiile folosite și principala formulă de calcul 75
6.2. Formele principale ale lamei deversante . . . 77
6.3. Deversorul cu putere (cu muchie ascuțită) 78
6.4. Deversoarele cu profil practic 79
6.5. Deversorul cu prag lat 88
6.6. Deversorul oblic și deversorul curbiliniu în plan 92
6.7. Deversoarele triunghiulare și trapezoidale . . 93

Capitolul 7. **Conducte sub presiune** 95

7.1. Formule și relații de bază 95
7.2. Alegerea coeficientului de rugozitate la proiectarea conductelor sub presiune 96
7.3. Calculul conductelor 97
7.4. Viteze maxime admisibile ținînd seama de rezistența materialului din care este confecționată conducta 101
7.5. Variația în exploatare a capacității de transport a conductelor sub presiune 101
7.6. Cîteva aplicații privind calculul hidraulic al conductelor 102

Capitolul 8. **Mișcarea uniformă în albii deschise** (calculul canalelor) 105

8.1. Relații și formule principale de calcul 105
8.2. Forma secțiunii transversale a canalului . . . 105
8.3. Alegerea coeficientului de rugozitate 106
8.4. Calculul hidraulic al canalelor de secțiune trapezoidală 109
8.5. Calculul hidraulic al canalelor de secțiune închisă. Galerii cu forme speciale ale secțiunii transversale 122

Capitolul 9. **Mișcarea neuniformă a apei în albii deschise** 127

9.1. Ecuația fundamentală 127
9.2. Calculul curbelor suprafeței libere pentru albii prismatice 134

9.3. Mişcarea neuniformă a apei în canale cu adîncime constantă şi lăţime variabilă (metoda lui V. D. Jurin) 150
9.4. Mişcarea neuniformă în canale de secţiune dreptunghiulară cu lăţime variabilă. Mişcarea radială (metoda lui O. F. Vasiliev) 153
9.5. Calculul curbelor de remu în albiile naturale 153
9.6. Saltul hidraulic 159
9.7. Schimbarea de pantă 163
9.8. Împărţirea debitului 166
9.9. Racordarea biefurilor 169

Capitolul 10. **Hidraulica construcţiilor** 176

A. Cazuri particulare ale saltului hidraulic 176
10.1. Saltul hidraulic în albie dreptunghiulară înclinată 176
10.2. Saltul hidraulic în apeducte de secţiune circulară 177
10.3. Saltul hidraulic parţial în albie prismatică 179
10.4. Saltul hidraulic într-o albie lin divergentă 184
10.5. Saltul hidraulic în albie convergentă 186
10.6. Saltul hidraulic de suprafaţă într-un disipator de energie drenor, cu radier în pantă . . . 188
B. Canale rapide. Căderi în trepte 188
10.7. Canale rapide de lăţime constantă 189
10.8. Canale rapide de lăţime variabilă 189
10.9. Canale rapide cu rugozitate mărită 191
10.10. Stabilitatea şi aerarea curentului în canale rapide 192
10.11. Racordarea biefurilor în aval de canalul rapid 193
10.12. Cădere în mai multe trepte 193
C. Deversorul pîlnie 195
10.13. Deversor pîlnie cu puţ vertical 195
D. Deversorul sifon 204
10.14. Calculul capacităţii de evacuare a sifonului 204
10.15. Calculul presiunii în zona coturilor . . . 205
E. Capacitatea de evacuare a descărcătorilor sub presiune şi golirilor de fund. Calculul presiunilor şi vitezelor în coturi 206
10.16. Sarcina efectivă 206
10.17. Căderea de restabilire. Adîncimea de înecare a orificiului de fund 207
10.18. Calculul capacităţii de evacuare a descărcătorilor sub presiune prevăzuţi cu treaptă . . 208
10.19. Calculul presiunilor şi vitezelor în coturile conductelor sub presiune 211
F. Racordarea biefurilor cu jet aruncat 214
10.20. Lungimea de bătaie a jetului (a lamei de apă deversante) 214
10.21. Unghiul de înclinare a jetului neînecat în secţiunea de desprindere 217
G. Racordarea biefurilor cu jet parţial înecat de la deversoare cu treaptă şi de la evacuatori ai CHE. 217
10.22. Regimurile critice şi calculul lor 217
10.23. Suprafaţa liberă a curentului şi lungimea de amestec a jetului parţial înecat 222
10.24. Calculul ejecţiei la CHE combinate cu evacuator 226
10.25. Căderea de restabilire 226
10.26. Ejecţia produsă de lama de apă deversată 227
10.27. Ejecţia produsă de jetul galeriilor (golirilor) sub presiune 230
H. Barare (închiderea) albiilor rîurilor cu anrocamente 232
10.28. Echilibrul pietrei în curent 233
10.29. Calculul închiderii frontale a albiei 233
10.30. Calculul închiderii albiei după procedeul pionier 236

Capitolul 11. **Mişcarea aluviunilor şi hidrotransportul** 238
11.1. Noţiuni fundamentale şi mărimea hidraulică 238
11.2. Mişcarea aluviunilor prin tîrîre şi în suspensie 241
11.3. Viteza de neafuiere admisibilă la curgerea apei în canale 243
11.4. Relaţii de calcul pentru viteza critică de neînnămolire în canale 250
11.5. Capacitatea de transport a curenţilor sub presiune 252
11.6. Rezistenţele hidraulice la curenţii de hidromasă sub presiune (la transportul hidraulic sub presiune) 253
11.7. Problemele principale la calculul transportului hidraulic sub presiune 259

Capitolul 12. **Mişcarea apei subterane** 259
A. Formula de bază a infiltraţiei, ecuaţiile de mişcare, formule pentru calculul curbei suprafeţei libere 259
12.1. Legea de bază a infiltraţiei 259
12.2. Relaţiile fundamentale pentru mişcarea apei cu nivel liber 261
B. Cazuri particulare de mişcare a apei subterane . . 263
12.3. Afluxul apei subterane spre puţuri verticale 263
12.4. Drenajul orizontal 263
12.5. Afluxul de apă spre gropile de fundaţie în timpul execuţiei lucrărilor de construcţie . 268
12.6. Infiltraţia din canale 271
12.7. Infiltraţia prin baraje de pămînt 273
12.8. Infiltraţia pe sub construcţiile hidrotehnice 277
12.9. Infiltraţia laterală, de ocolire a construcţiilor hidrotehnice (după V. I. Aravin) 289

Capitolul 13. **Mişcarea fluidelor cu debit variabil** . . 290
13.1. Ecuaţia de bază 290
13.2. Forma suprafeţei libere a apei în albii deschise 291
13.3. Cazuri particulare ale mişcării lichidelor cu debit variabil 291

Capitolul 14. **Mişcarea nepermanentă** 299
A. Valurile de vînt şi acţiunea lor asupra construcţiilor hidrotehnice 299
14.1. Caracteristicile principale ale valurilor în bazinele de apă deschise 299
14.2. Acţiunea valurilor asupra construcţiilor cu pereţi verticali 302
14.3. Acţiunea valurilor asupra construcţiilor cu parament abrupt ($90° > \alpha \geqslant 45°$) 304
14.4. Acţiunea valurilor asupra construcţiilor cu taluz 304
14.5. Acţiunea valurilor asupra reazemelor izolate 306
14.6. Acţiunea valurilor de vînt asupra ţărmurilor 307
14.7. Unde în canalele de derivaţie ale CHE . . 307
B. Lovitura de berbec (şocul hidraulic) 312
14.8. Mărimi şi noţiuni de bază 312
14.9. Condiţiile şi datele de bază pentru calculul loviturii de berbec 312
14.10. Calculul analitic al presiunii de şoc 313
14.11. Calculul grafic al loviturii de berbec . . . 319
C. Castele de echilibru 322
14.12. Noţiuni introductive 322
14.13. Bazele calculului hidraulic al castelelor de echilibru 324
14.14. Determinarea secţiunii minime a castelului 325
14.15. Calculul analitic al oscilaţiilor de nivel în castelele de echilibru 326
14.16. Calculul grafic al oscilaţiilor nivelului apei în castelele de echilibru 330

14.17. Calculul oscilațiilor de nivel în castelele de echilibru în condițiile puterii constante a agregatelor 336

Capitolul 15. **Mașini hidraulice** 337

15.1. Turbine 337
15.2. Pompe cu pale 354

Capitolul 16. **Modelarea hidraulică** 367

16.1. Noțiuni sumare privind modelarea hidraulică 367
16.2. Teorema Buckingam (teorema II) 368
16.3. Modelarea mișcării fluidelor în conducte sub presiune 371
16.4. Modelarea mișcărilor uniforme ale lichidelor în albii deschise 372
16.5. Probleme speciale ale modelării hidraulice . 373

*
* *

Partea a doua : Metode numerice de rezolvare a problemelor de hidraulică 378

I. **Noțiuni introductive** 378

II. **Mișcarea nepermanentă gradual variată a apei în albii de riuri (mișcare unidimensională)** 378

III. **Mișcarea bidimensională nepermanentă a apei cu suprafață liberă** 385

IV. **Mișcarea unidimensională a aluviunilor în albiile rîurilor și în canale** 391

V. **Mișcarea bidimensională a aluviunilor în albii și în acvatorii** 395

VI. **Mișcarea nepermanentă unidimensională a lichidelor stratificate** 396

VII. **Mișcarea bidimensională a fluidelor cu transport de substanță uniform repartizată pe verticală** 399

VIII. **Mișcarea rapid variabilă a lichidelor în conducte sub presiune (lovitura de berbec)** . . 402

IX. **Mișcarea lent variabilă a lichidelor în sisteme sub presiune cu aplicații la aducțiuni hidroenergetice** 406

X. **Mișcarea nepermanentă a apei în galerii și conducte, cînd cu nivel liber, cînd sub presiune** 409

XI. **Mișcarea apei prin medii poroase** 411

Bibliografie 420

Index 421

Redactor : ing. ADINA NEGOIȚĂ
Tehnoredactor : MARIA TRĂSNEA

Bun de tipar 02.03.1988
Coli de tipar : 53,5
Cz. 5.3.2 (03)

Întreprinderea Poligrafică „Oltenia"
Craiova
Bulevardul 1 Mai, Nr. 102
Comanda 203/1987