

INSTITUTUL POLITEHNIC „TRAIAN VUIA” TIMIȘOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCTII

ING. PRELUSCHEK ERVIN

CONTRIBUTII LA PROGNOZA VIITURILOR SI
UTILIZAREA VALORILOR PROGNOZATE IN
GOSPODARIREA APELOR

—TEZA DE DOCTORAT—

CONDUCATOR STIINTIFIC: PROF. DR. ING. JURA CORNEL

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

INSTITUTUL POLITEHNIC TIMIȘOARA

B. CA

Vol. nr. 527509
Data 29.11.89 Lit. F

1989

BUPT

Capitolul 1

INTRODUCERE.OBJECTIVELE TEZEI

Gradul avansat de amenajare a cursurilor de apă și a lacurilor de acumulare și pentru apărare împotriva inundațiilor pune o exploatare corespunzătoare, optimizată a lacurilor de acumulare și a apelor. De asemenea, creșterea necesității de apă și a folosințelor, pe lângă o exploatare rațională, impune utilizarea și a surselor existente în amenajări, și anume transformarea surselor nepermanente în acumulări pe scurte și mijloc, precum și utilizarea surselor permanente în vederea satisfacerii necesităților utile și cele de protecție în vederea apărării împotriva inundațiilor.

Dezvoltarea în viitor a lucrărilor de amenajare și a amenajării integrale a resurselor de apă și a lucrărilor de gospodărire a apelor în condiții economice și tehnice, în vederea asigurării unei exploatare raționale în condiții de siguranță.

Atât în proiectarea cât și în execuția lucrărilor de gospodărire a apelor utilizarea planșelor hidrografice de viitură aduce beneficii importante. Această lucrare își propune să aducă aceste lucrări de viitură și utilizarea acestora în proiectarea și execuția lucrărilor de gospodărire a apelor, și anume:

- o sinteză sumară a metodelor de proiectare și execuție pe termen lung, cu propunerea de a se realiza în condițiile actuale a unui termen nou și anume a proiectării și execuției lucrărilor hidrotehnice. Această sinteză se realizează pe baza la determinarea pe baze statistico-probabilistice a valorilor diverse probabilități a mărimilor hidrologice și a proiectării, respectiv verificarea lucrărilor hidrotehnice;

- în domeniul prognozelor pe durata de existență (pe termen lungă durată) se propune introducerea în practică a unei metode noi foarte bine încheiate, bazată pe cuceririle moderne ale statisticii matematice și a teoriei probabilităților pentru determinarea de valori de diverse probabilități - metodologie verificată prin prelucrarea datelor hidrologice înregistrate la diverse posturi hidrometrice situate pe râurile din Banat.

- pe baza unor contracte și studii /130/ /24/ efectuate de un colectiv din care autorul a făcut parte, se prezintă considerații legate de transformarea acumulărilor nepermanente în acumulări permanente, în vederea satisfacerii necesarului de apă de folosințelor, precum și rezultatele obținute în acest sens, prin utilizarea viiturilor prognozate și a timpului de anticipație a prognozelor ;

- o problemă ce trebuie rezolvată în vederea utilizării practice a prognozelor viiturilor, este generarea hidrografului de viitură care să respecte parametrii prognozați : debit maxim, volumul undei, timpii caracteristici și coeficientul de formă. În acest sens se propune o variantă îmbunătățită a metodei Sokolov prin construirea unui grafic din care se pot determina puterile variabile din ecuațiile prin care se descriu cele două ramuri ale hidrografului, în vederea reducerii la minimum a erorilor ;

- se propune verificarea metodei Sokolovski îmbunătățită prin comparare cu metoda clasică, și cu metoda Cadariu, prin compararea erorilor de generare, precum și prin compararea rezultatelor obținute la dimensionarea unei acumulări nepermanente. Conex cu această verificare, se propune și verificarea condițiilor de proiectare a acumulării nepermanente existente Cadar-Dubez, precum și utilizării rezultatelor pentru a stabili câteva principii și indicații pentru dimensionarea acumulărilor nepermanente ;

- implementarea unor programe de calcul în limbaj BASIC pentru rezolvarea problemelor menționate pe calculatorul SMIC, cel mai simplu calculator de tip personal ce s-a fabricat în țară, având în acest fel siguranța că programele pot fi utilizate în orice instituție de proiectare sau de exploatare care dispune de o dotare minimă în materie de tehnică de calcul.

Capitolul 2

PROGNOZA HIDROLOGICA

Acest capitol este sinteza referatelor nr.1 (Stadiul actual al metodicii prognozelor hidrologice) și nr.2 (Tehnica modelării prognozelor hidrologice), întocmite și susținute în colectivul Catedrei C.H.I.F.

În literatura de specialitate se dau diferite definiții atât în ceea ce privește noțiunea de prognoză, cât și pentru clasificarea prognozelor funcție de timpul de anticipație.

Astfel în lucrarea /14/ se spun următoarele : "Prognoza este o știință a previziunii care se ocupă cu studiul celei mai probabile evoluții în viitor a unor sisteme a căror comportare este cunoscută pînă în prezent. Prognoza se ocupă cu studiul unor procese stochastice obișnuite.

Scopul studiilor de prognoză este multiplu. După natura activității studiate se deosebesc : prognoze economice, sociale, tehnologice, meteorologice, hidrologice etc.

În general, se prevăd prognoze pe termen scurt, mijlociu și lung. Încă nu există un consens unanim asupra noțiunilor acestor termene. Se obișnuiește să se numească prognoză pe termen scurt atunci cînd intervalul t_a (în viitor) la care se referă prognoza (timp de anticipație), satisface relația $t_a \leq 1/3 T$, în care T este mărimea intervalului de timp pentru care avem date în girul dinamic (secvență de valori discrete, fiecare corespunzînd unui anumit moment de timp). În mod analog avem prognoză pe termen mijlociu cînd $1/3 T < t_a \leq T$ sau cînd putem prevedea comportarea a sistemului cu o probabilitate de cel puțin 50 %, prognoză pe termen lung cînd $t_a > T$.

Prognoza hidrologică a viiturilor are o deosebită importanță în proiectarea și exploatarea lucrărilor de gospodărire a apelor, în special a lucrărilor de acumulare. În acest sens, în lucrarea /77/ conf.dr.ing.M.Podani indică un grafic (fig.nr.2.1) care aducește clasificarea prognozelor, ținînd seama de precizia lor și de eficiența măsurilor ce se pot lua în gospodărirea apelor mari pe baza prognozelor, funcție de timpul de anticipație.

În acest grafic se compară doi factori variabili în funcție de timpul de anticipație al informației și prognozei hidrometeo-

rologice, și anume : precizia prognozelor (P_r) și eficiența măsurilor ce se pot lua pe baza prognozei (E_f). Precizia prognozelor este o funcție descrescătoare cu timpul de anticipare T_a iar eficiența este o funcție crescătoare.

Făcînd produsul celor doi factori, se obține o nouă variabilă cu alura din figură, curba $P_r \cdot E_f = f(T_a)$ indică eficiența tuturor prognozelor.

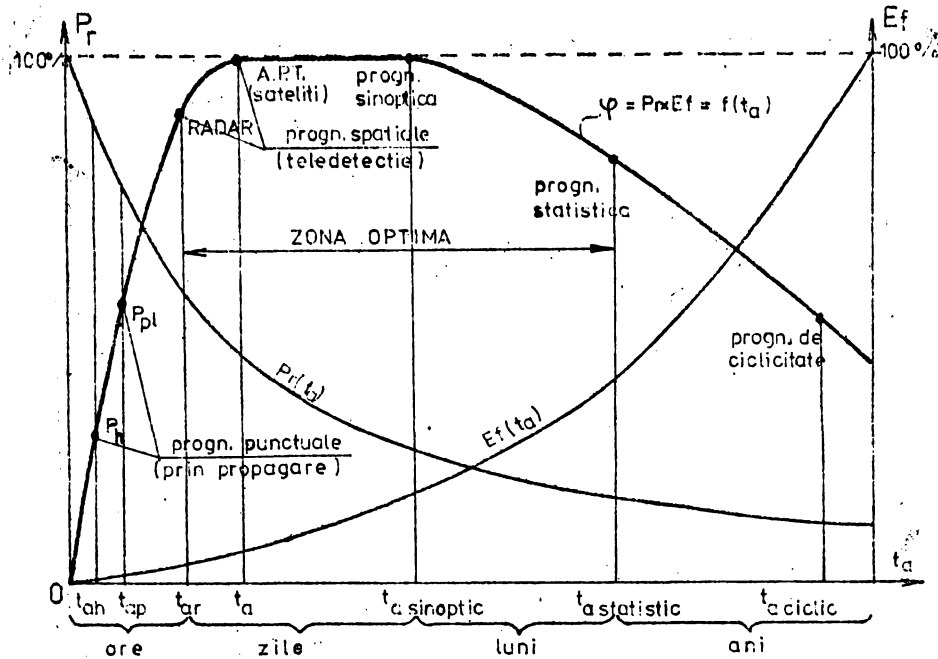


Fig. nr. 21

Poziționînd informațiile și prognozele hidrometeorologice pe același grafic, rezultă următoarele :

- prognozele punctuale, bazate pe măsurători la posturile hidrometrice și pluviometrice (fenomen produs) au anticipație și eficiență foarte mică dar precizie foarte mare ;
- prognozele spațiale sau de teledetectie cum sînt radarele hidrometeorologice și informațiile satelitare, au anticipație mai mare, precizie foarte bună și se situează aproape în zona centrală a curbei de optimizare $P_r \cdot E_f = f(T_a)$;
- metodele meteosinoptice se situează între metodele spațiale și cele statistice prin anticiparea mai mare dar precizia relativ mică care le este specifică ;

- prognozele de lungă durată și de tendință ocupă zona marginală în ceea ce privește precizia lor, în schimb au un timp de anticipație mare, fapt care le conferă o mare eficiență, în special pentru măsuri care presupun timp îndelungat, cum este cazul pregătirii acumularilor cu capacitate de regularizare multianuală a debitelor ;

- metodele de ciclicitate fac parte din grupa metodelor statistice, însă ele deși au cea mai mare anticipare (chiar de ordinul anilor), sînt foarte puțin precise.

Lucrarea de față își propune să aducă câteva contribuții la îmbunătățirea metodelor de prognoză și la utilizarea acestora în proiectarea, respectiv exploatarea lucrărilor de gospodărire a apelor mari, în special a lacurilor de acumulare.

2.1. Metode de prognoză utilizate în hidrologie

2.1.1. Prognoza de scurtă durată

În cadrul metodelor de prognoză de scurtă durată, metodele se pot împărți :

A. După specificul datelor folosite în: metode hidrometrice, metode hidrometeorologice și metode combinate.

Metodele hidrometrice folosesc numai datele de la postul prognozat și pe cele de la posturile hidrometrice situate în decențe în diverse puncte ale rețelei hidrografice. Ele se bazează pe caracteristicile mișcării apei de-a lungul diverselor sectoare de râu. În această categorie se încadrează metoda tendinței, metoda valorilor corespondente. Metodele hidrometrice se aplică numai la râurile mai mari cu rețeaua dezvoltată și cu rezervă mare de apă în rețeaua hidrografică. În general aceste metode oferă interval redus de anticipație.

Metodele hidrometeorologice, pe lângă datele hidrometrice, folosesc datele asupra precipitațiilor lichide căzute în diverse intervale de timp în bazin, și asupra temperaturilor aerului. Ele se bazează pe cunoașterea procesului de formare a scurgerii prin solidificarea regiunii precipitațiilor lichide de către caracteristicile bazinului hidrografic. Ele permit mărire intervalului de anticipare ale prognozelor elaborate prin metode hidrometrice, mai ales atunci cînd se pot prevedea precipitațiile lichide sub formă cantitativă. În această categorie se înscrie metoda izocronelor, metoda hidrografului unitar, metoda bilanțului hidric (metoda cotelor hidrodinamice), metoda rezervelor de apă din albie.

Metodele combinate sînt considerate de exemplu, în cazul prognozei viiturilor, metodele de compunere a undelor de viitură prognozate pentru anumite părți ale bazinului hidrografic și prognozate transformate în profilul de închidere.

B. De așezenea metodele de prognoză pot fi clasificate, în funcție de principiul pe care se bazează, în :

- metode ce se bazează pe relația genetică, adică pe transformarea precipitație-scurgere ;

- metode ce se bazează pe relația de transfer (transport).

În prima categorie se încadrează toate metodele hidroclimatologice de prognoză (metoda izocronelor, a hidrografului unitar, metoda rezervei de apă în albie), metode care dau prognoza scurgerii pe baza precipitațiilor, precum și metodele de prognoză de lungă durată ce se bazează pe cunoașterea rezervei de apă din stratul de zăpadă și prognozarea precipitațiilor în timpul topirii zăpezilor.

În a doua categorie se încadrează metodele de rulare a viiturilor (flood routing) ce dau prognoza în secțiunile prognozată pe baza înregistrărilor din secțiunile amonte de pe rețeaua hidrografică.

C. Propagarea undelor de viitură pe un sector de riu este o problemă importantă în hidraulica albiilor de riu. Studiul mișcării nepermanente a apei a fost efectuat de mulți cercetători, datorită aplicațiilor directe în practica construcțiilor hidrotehnice, și în probleme de gospodărire a apelor.

Cu scopul de a oferi o prognoză cât mai exactă a debitelor și în principal a viiturilor, s-au căutat soluții de rezolvare a sistemului de ecuații cu derivate parțiale Saint-Venant /116/.

Legea fundamentală a scurgerii nepermanente se bazează pe principiile conservării masei și energiei. Ea poate fi exprimată prin următoarele două ecuații cu derivate parțiale :

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v^2}{C^2 R} = 0 \quad (2.1)$$

$$A \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial A}{\partial x} + B \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \quad (2.2)$$

în care : H - nivelul suprafeței apei ;

v - viteza ;

A - secțiunea transversală a curentului ;

B - lățimea cursului de apă la oglindă ;

- g - accelerația gravitațională ;
- C - coeficientul de rezistență ;
- R - raza hidraulică ;
- x - distanța de-a lungul canalului ;
- t - timpul.

Trecând ecuațiile (2.1) - (2.2) în diferențe finite, pot fi dezvoltate metode numerice de rezolvare a sistemului.

Introducând câteva ipoteze simplificatoare și stabilind condițiile inițiale și condițiile la limită, s-au imaginat asemenea metode numerice, cum ar fi : metoda caracteristicilor, metoda explicită a rețelelor cu noduri fixe, metoda integrării numerice cu discretizare parțială.

D. Metodele bazate pe integrarea sistemului complet de ecuații Saint-Venant suferă însă de handicapul unei complexități foarte mari, aceste metode se pot rezolva în timp util doar cu ajutorul calculatorului electronic, de asemenea ele necesită un volum foarte mare de date de intrare /118/.

Neglijând însă din sistem ecuația (2.1) a conservării energiei, s-au dezvoltat multe metode de studiu al propagării undei de viitură bazate pe ecuația (2.2) a continuității. Aceste metode simplificate au aplicații generale și dau rezultate acceptabile.

În general procedeele de calcul ale propagării undelor de viitură se bazează pe dependența dintre nivelul apei sau debitul scurs și volumul de apă înmagazinat în sectorul de râu examinat.

Pentru determinarea acestei dependențe sînt posibile două căi :

- Prima constă în determinarea volumelor de apă înmagazinate în albie la diferite niveluri pe baza profilurilor transversale sau a unor hărți topografice detaliate.

- A doua cale utilizată în mod curent constă în determinarea volumelor de apă înmagazinate, pe baza examinării hidrografelor de viitură din înregistrări, considerînd că dependența stabilită pornind de la aceste elemente, va fi valabilă și pentru viitor. Datele necesare pentru această cale constau în înregistrări asupra debitelor și nivelurilor la posturi hidrometrice din secțiunea amonte și în secțiunea aval a sectorului examinat și pe afluenții mai importanți, precum și înregistrările din precipitații pentru porțiunile de bazin necontrolate de posturi hidrometrice. În aceste cazuri volumul de apă înmagazinat în sector, la un anumit moment în timpul producerii viiturii, reprezintă diferența dintre suma

debitelor afluențe în sectorul de curs considerat și suma debitelor defluente la capătul aval al acestuia.

Modul de considerare a dependenței dintre debitul defluent și volumul înmagazinat, constituie principala caracteristică a diferitelor procedee simplificate, pentru calculul propagării viiturilor în albiile râurilor. În această privință V.T.Chaw distinge/105/

- procedee care admit dependența debit-volum univocă ;
- procedee care consideră dependența debit-volum neunivocă;
- procedee care nu utilizează relația debit-volum.

Dintre procedeele din prima categorie se menționează metoda PULS, metoda coeficientului, procedeele Kalinin-Miliukov și procedeele Hock-wood-Nelson, utilizat în cadrul programului SSARR (denumit , pentru simplitate, și procedeele SAR).

În categoria a doua metode se includ metoda Muskingum și metoda variabililor fictive R și D /115/, /118/, /4/, /33/, /34/.

Categoria a treia de metode cuprinde procedeele mediilor succesive și procedeele mediilor mobile progresive. Aceste procedee nu au fost elaborate pe baza relațiilor matematice ale mișcării, ci pornind de la întuirea fenomenului propagării.

2.2. Modelarea hidrologică ca metodă de prognoză

Modelele în hidrologie (fig.nr.2.2) pot fi împărțite în două categorii de bază /89/, /95/, /96/, /97/.

a. Modele fizice care reproduc la scară realitatea din natură (bazine hidrografice sau zone de studiat) și urmăresc fenomenele hidrologice pe baza reproducerii unor cauze în condiții similare cu cele din natură.

Metodele fizice includ modele la scară (iconice) care respectă similitudinea geometrică și hidraulică, și modele analogice, care au structura fizică mult diferită de obiect (sistemul hidrologic studiat) dar al căror rezultate sînt asemănătoare cu cele ale obiectului.

În acest sens, o importanță mare o au experimentările care se realizează pe bazine mici (bazine experimentale și bazine reprezentative) în ceea ce privește condițiile formării scurgerii, precum și pe parcele experimentale asupra domeniilor majore ale proceselor de formare a scurgerii (intercepția, acumulări în depresiuni, infiltrația, evaporația, evapotranspirația etc.)/21/.

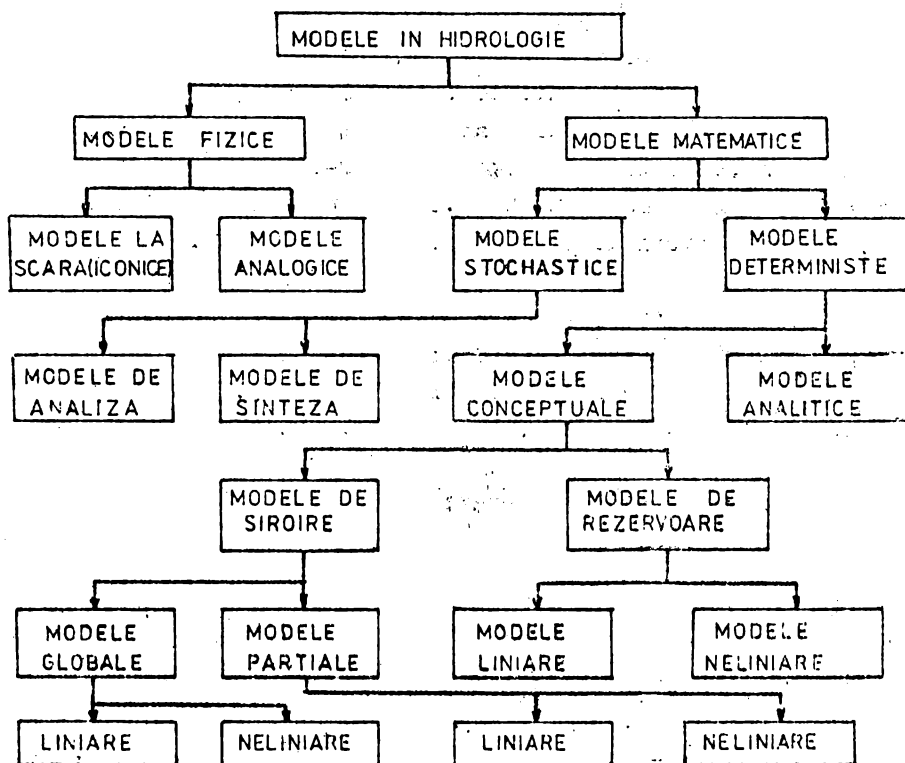


Fig. nr. 2.2

b. Modele matematice care încercă să rezolve prin tehnici matematice descrierea procesului fizic. Modelele matematice pot fi împărțite în modele deterministe și modele stochastice.

- Modelele deterministe neglijează probabilitatea de producere a valorilor variabilelor implicate în proces. Ele caută să transpună în formule matematice procesele hidrologice, pe baza relațiilor fizice între mai mulți parametri. Orice proces determinist se poate exprima printr-o lege de următoarea formă:

$$Y = T(X_1 \dots X_j \dots X_n, a_1 \dots a_j \dots a_n) \quad (2.3)$$

în care : X_j - sînt variabile ;

a_j - sînt parametri care leagă în mod matematic funcția Y de cele n variabile X, T fiind expresia acestei legături.

Studiul modelului urmărește să determine funcția T (implicit sau explicit) plecînd de la o serie de măsurători experimentale asupra elementelor procesului.

- Modelele stoclastice caută să reprezinte fenomenele hidraulice cu ajutorul statisticii matematice și a teoriei probabilităților. Aceste modele pornesc de la premisa că între diferenții termenii ai unui grup de elemente nu există legături cauzale fizice. Cu alte cuvinte, valoarea lui Y nu este calculată plecând de la variabilele X_j , ci este determinată printr-un mecanism de hazard, a cărui funcționare depinde de X_j . Deci Y este o variabilă aleatoare a cărei repartiție depinde de alte variabile.

Cele mai multe procedee de calcul pornesc de la faptul că se acceptă drept corespunzătoare o anumită curbă de repartiție teoretică, dedusă cu ajutorul unor raționamente mai mult sau mai puțin complicate, pentru un șir de date oricât de mare. În practică există numai un șir limitat de date, un eșantion. Rămâne acum problema de a determina devierea eșantionului de la curba de repartiție teoretică. Apare întrebarea cum se găsește repartiția corectă - dacă într-adevăr există una - și apoi cum comparăm această curbă de repartiție cu un eșantion din observații /95/.

Principalele modele deterministe se pot clasifica în :

- modele conceptuale bazate pe analogia cu hidraulica golirii rezervoarelor (modelele Stanford, O'Donnel, Ayers, Girard, modelul SIM al lui Girard, modelele Nash, CREC, IMH 2 ; se mai folosesc și modelele Nielsen-Hansen, Arima, Zielinska, Merc, Diege, Cote etc.);

- modele conceptuale de șiroire - se poate spune fără a greși prea mult, că modelele de șiroire sînt produse de două curente distincte, unul american prin metoda hidrografului unitar a lui Sherman și altul francez, prin metoda rațională a lui Caquot /115/, cea din urmă cu îmbunătățiri aduse de Larieu și de Lacroix ;

- modele analitice - sînt acele modele matematice care analizează cu ajutorul ecuațiilor hidrodinamice ale scurgerii, procesele fizice ce se petrec într-un bazin.....

2.3. Utilizarea mijloacelor moderne de calcul în studiul prognozei viiturilor /118/, /119/, /120/, /123/

Elaborarea prognozelor apelor mari, ca și, în mod deosebit, examinarea variantelor de schemă de combatere a inundațiilor la nivel de bazin hidrografic, necesită un volum mare de date ca și de calcule.

Pentru efectuarea volumului mare de calcule în timp cât mai scurt, în condiții de exactitate sporită, în ultimele decenii se utilizează pe scară tot mai largă mijloacele moderne de cal-

cul. Astfel s-au creat programe specializate pentru efectuarea cu ajutorul calculatoarelor electronice a calculelor de atenuare a viiturilor în lacuri de acumulare și de propagare a acestora în albiile râurilor, programe pentru determinarea regiunii optime de exploatare a sistemelor de lacuri de acumulare, ținând seama de condițiile de producere a pagubelor în zona ce trebuie apărată de inundații, programe de prognoză pe baza relației genetice precipitație-scurgere, precum și sisteme de avertizare și prognoză automată a viiturilor prevăzute cu senzori pentru prelevarea datelor de intrare, sisteme de telecomunicații și calculator de proces. Un asemenea sistem de avertizare și prognoză automată s-a realizat în bazinul hidrografic Mureș Superior în urma viiturilor catastrofale produse în perioada 1970-76.

Studiul propagării undelor de viitură prin procedee simplificate necesită un volum mult mai redus de date de bază în comparație cu procedeele bazate pe integrarea în diferențe finite a sistemului de ecuații Saint Venant.

Totuși, pentru obținerea unei precizii acceptabile, este necesar a se testa anumite ipoteze de valori ale parametrilor de calcul. De asemenea este necesar a se utiliza în calcule secțiuni intermedii, pe lungimea sectorului de calcul, astfel încât ipotezele de bază ale unor procedee să fie respectate în cât mai bună măsură. De aceea și în aplicarea procedeelelor simplificate ca și în cazul procedeelelor mai exacte, folosirea mijloacelor moderne de calcul este de mare utilitate.

În această privință s-au obținut o serie de rezultate, ca de exemplu :

- În activitatea sectorului de proiectare a ISCPGA a fost elaborat și utilizat pentru studiul de gospodărire a apelor în bazinul hidrografic Vedea, un program de calcul, care permite efectuarea cu ajutorul calculatorului, a studiului propagării, inclusiv atenuarea în lacuri de acumulare și compunerii undelor de viitură pentru bazine hidrografice de orice configurație. Calculul propagării în cadrul acestui program se efectuează prin procedeelele Muskingum.

Cercetările efectuate în secția Economia apelor din cadrul ISCPGA privind modelele simplificate de studiu a apelor mari, au permis adoptarea și elaborarea unor programe ca - programul HYD care permite calculul propagării, inclusiv atenuarea în lacuri de acumulare și compunerea undelor de viitură în cadrul unui bazin hidrografic de orice configurație. Programul conține subrutine pentru

tru calculul propagării prin procedeele TATUM, MUSKINGUM și procedeele mediilor progresive, și pentru calculul atenuării în lacuri de acumulare prin metoda PULS. În funcție de configurația rețelei hidrografice și a schemei de combatere a inundațiilor în varianta considerată pentru calculul propagării, se poate utiliza pe bază de opțiune oricare dintre procedeele respective pe diferite secțiuni de râu.

Programul HYDR a fost aplicat pentru propagările și calcularea viiturilor în bazinul hidrografic Tîrnava Mare, utilizînd procedeele MUSKINGUM.

- Programul KAMI permite calculul propagării viiturilor pe un sector de râu prin procedeul Kalinin-Miliukov. Datele de intrare necesare sînt : hidrograful undei de viitură la capătul amonte al sectorului de curs pe care se studiază propagarea, în variante, caracteristicile topografice și hidraulice ale sectorului de curs, și anume lungimea L , panta medie a suprafeței libere în mișcare permanentă i , viteza medie a apei v_{med} , și adîncimea corespunzătoare a apei h_{med} .

Programul permite de asemenea determinarea vitezei medii v_{med} , pe baza caracteristicilor albiei (panta i , raza hidraulică R și coeficientul lui Chézy C). În scopul evidențierii influenței diferiților parametri de calcul menționați și a pasului de timp Δt , este prevăzută posibilitatea considerării acestora în variante.

Prin programul KAMI se determină, în fiecare variantă considerată, parametrii de bază : numărul tronșoanelor de calcul, durata propagării pe tronșoane și hidrograful viiturii propagate în fiecare secțiune intermediară precum și în secțiunea din capătul aval al tronșonului.

- Programul S.A.R. permite efectuarea calculului propagării viiturilor pe un sector de curs prin procedeul propus de Rockwood și Nelson. Datele de intrare cerute de program sînt : hidrograful undei de viitură la capătul amonte, în variante, parametrii de calcul K și r și numărul de tronșoane de calcul. În scopul evidențierii influenței parametrilor de calcul K și r și a pasului de timp Δt este prevăzută posibilitatea considerării acestora în variante.

Si acest program permite determinarea hidrografului de viitură propagat în fiecare secțiune intermediară și în secțiunea finală din capătul aval al sectorului.

- Programul de calcul UNDA S1 (ultima variantă denumită UNDA S5 - folosită și la Catedra CHIF pentru calculul propagării viiturilor

rilor accidentale la mai multe contracte) - se bazează pe integrarea ecuațiilor Saint-Venant în schemă implicită pe o rețea dreptunghiulară cu liniarizarea ecuațiilor. La o rulare, programul UNDA poate efectua calcule de mișcare nepermanentă pentru o singură ipoteză privind geometria, rugozitatea și descrierea condițiilor de margine, constituind fiecare cîte un caz de calcul. Exactitatea valorilor de calcul depinde de alegerea pașilor de calcul Δx și a rugozității. Alegerea rugozității se poate face prin calcul de optimizare sau prin încercări.

Datele de bază ale programului UNDA sînt hidrograful de viitură în secțiunea de intrare și cheia limnometrică în secțiunea de ieșire. Utilizarea programului UNDA în procesul de calcul al viiturii în scopuri de proiectare este ușoară, la utilizarea lui în scopuri de prognoză se întîmpină unele dificultăți deoarece cheia limnometrică în secțiunea aval prezintă o pronunțată instabilitate în perioada de viitură.

- Programul MASTER a fost creat odată cu realizarea sistemului de avertizare și prognoză a viiturilor în bazinul hidrografic Mureș. Este un program complex care îmbină armonios metodele de modelare fizică a scurgerii prin bazine mici avertizare cu modelele matematice și vizează rezolvarea problemei prognozei viiturilor în bazinul superior al râului Mureș, pînă la postul hidro-metric Alba Iulia, urînd ca în sectoarele aval să se dea prognoze prin metoda valorilor corespondente, pornind de la debitele și nivelurile prognozate la p.h. Alba Iulia, și parcurgînd râul din post în post.

Pentru realizarea prognozei, bazinul hidrografic Mureș-Superior a fost încadrat într-o rețea de grilă, de asemenea s-a schematizat rețeaua hidrografică în mod corespunzător.

Programul realizează o determinare a precipitației efective medii ponderate pe subbazine, cu ajutorul căreia prin procedeul SSARR prognozează viitura în subbazine, utilizînd datele culese din bazinele mici avertizoare, dotate cu echipament automat de hidro-, respectiv meteometrie.

Viiturile transferate în punctele de confluență se suprapun printr-un subprogram, iar rularea viiturii în lungul cursului principal (respectiv al afluenților mari), se realizează prin metoda MUSKINGUM, ajungînd la determinarea în timp foarte scurt a prognozei debitelor în secțiunea de închidere a bazinului.

554.509
292F

Utilizarea programului MASTER s-a extins și în alte bazine hidrografice, inclusiv în cele din B.H. Banat /123/.

Desigur, utilizarea unor programe de calcul automat pentru prognozarea mărimilor hidrologice presupune echiparea corespunzătoare a bazinelor hidrografice din punct de vedere a meteo-, și hidrometriei, de asemenea particularizarea programelor generale pentru condițiile concrete ale B.H. în concordanță cu echiparea lor.

2.4. Prognoza de lungă durată

Metodele de prognoză de lungă durată se înscriu în categoria celor cu timp de anticipare mare, de câteva luni, sezoane sau chiar ani. Ele au precizie redusă, însă eficiență mare în ceea ce privește măsurile ce se pot lua pentru combaterea efectelor inundațiilor /77/.

În general în practica prognozelor hidrologice din țară, se urmărește obținerea prognozelor pentru :

- determinarea rezervelor de apă din zăpadă /28/ ;
- prognoza viiturilor produse de topirea zăpezilor /37/ ;
- prognoza apelor mari de primăvară /38/ ;
- prognoza apelor mici de vară - toamnă /39/, /58/, /99/ ;
- prognoza apelor mici de iarnă /103/.

Metodele de prognoză se realizează în general sub formă de corelații, în care mărimea prognozată se determină funcție de parametrii ce caracterizează scurgerea într-o perioadă anterioară cu timp de anticipare destul de mare (debite medii, volume scurse etc.).

2.5. Prognoze pe durata de existență

Revenind asupra graficului prezentat în fig.nr.2.1 și a clasificării prognozelor realizate pe baza acestuia, se propune încadrarea în domeniul prognozelor statistice și de ciclicitate la extremitatea dreaptă a axei absciselor și a procedurilor de determinare a valorilor de diverse probabilități (numite impropriu "asigurări") necesare dimensionării construcțiilor hidrotehnice. Această propunere se bazează pe următoarele considerente (vezi definiția prognozei de la începutul cap.2) :

- determinarea valorilor mărimilor hidrologice corespunzătoare probabilității de calcul, respectiv de verificare (în conformitate cu clasa de importanță în care se încadrează obiectivul sau sistemul proiectat), nu reprezintă altceva, decât prevederea la timp mare de anticipație a valorilor extreme (maxime sau minime).

ale mărimii hidrologice, la care se garantează existența și buna funcționare a lucrărilor hidrotehnice proiectate ;

- determinarea valorilor de calcul și de verificare pe baza fondului de date din măsurători din trecut, utilizând metodele statisticii matematice și teoriei probabilității, este un proces stocastic ;

- acest tip de prognoză este de foarte mare durată, ca se referă la durata normată de existență a obiectivului proiectat care devine în acest fel chiar timpul de anticipație t_a prognozei. Deoarece fondul de date hidrometrice T , de care se dispune în mod obișnuit la proiectarea unei lucrări hidrotehnice se referă la 20-40 ani, iar durata normată de existență a unei construcții hidrotehnice depășește 100 ani, se îndeplinește și condiția $t_a > T$.

Se propune ca această categorie a prognozelor să fie denumită "prognoze pe durata de existență".

În ceea ce privește metodele statistico-probabilistice de prelucrare a datelor hidrometrice, utilizate în prezent în țară, acestea prezintă o serioasă rămânere în urmă față de dezvoltarea la care a ajuns statistica matematică și teoria probabilităților la nivel mondial.

Metodele de prelucrare statistico-probabilistice a datelor hidrometrice utilizate au fost stabilite prin "Instrucțiunile tehnice pentru calculul debitelor maxime de apă I-1-63" elaborate de C.S.A.-I.S.C.H. În anul 1972, C.N.A. - I.M.H. a elaborat "anteproiectul de revizuire Instrucțiunii tehnice pentru calculul debitelor maxime de apă I-1-63", prin care s-au adus unele îmbunătățiri, cu care aceste instrucțiuni sînt utilizate și astăzi.

În "Lista principalelor prescripții tehnice din domeniul gospodăririi apelor și al construcțiilor hidrotehnice (existente, în curs de elaborare și propuneri de noi prescripții)" - difuzată în 1984 de către C.N.A., la poz. 60 respectiv 61 se menționează titlurile a două noi instrucțiuni tehnice ce înlocuiesc I-1-63, și anume "Instrucțiuni tehnice pentru determinarea caracteristicilor viiturilor de calcul (teoretice) pe râuri cu bazine hidrografice peste 50 km²" - la poz. 60, respectiv "Idem, pe râuri cu bazine mici sub 50 - 100 km²" - la poz. 61.

Cu toate precizările aduse, procedeele de calcul statistico-probabilistice aplicate sînt cele clasice, se bazează pe normativul sovietic introdus prin standardul GOST 3999-48 în anul 1948, și care au suferit pînă în prezent puține modificări în practica hidrologică a U.R.S.S. - unde în prezent se utilizează normativul

SNIP - P.I. - 7 - 65.

În principiu, aceste normative, pentru calculul debitelor maxime de apă prin metode directe prevăd utilizarea curbelor de "asigurare" empirice și extrapolarea acestora în domeniul "asigurărilor" extreme cu ajutorul repartiției PEARSON III integrată prin procedeul KRITIKII-MENKEL.

Accese metode sînt criticabile, atît în ceea ce privește modul de trasare a curbelor empirice de probabilitate, cît și alegerea repartiției teoretice celei mai potrivite pentru extrapolarea curbei empirice.

2.5.1. Utilizarea curbelor empirice de probabilitate /80/

Avînd la dispoziție un eșantion constituit din valori măsurate ale unei variabile aleatoare, avînd n termeni distincți și dependenți, termenii eșantionului așezați în ordine descrescătoare formează șirul :

$$X_1 > X_2 > X_3 \dots > X_n \quad (2.4)$$

Termenii șirului avînd valori distincte, frecvența relativă de apariție a fiecărui termen va fi :

$$f(x) = \frac{1}{n} \quad (2.5)$$

iar probabilitatea de depășire a termenului X_1 (în cadrul eșantionului) :

$$P(X_1) = \sum_{i=1}^1 \frac{1}{n} = \frac{1}{n} + \frac{1}{n} + \frac{1}{n} + \dots + \frac{1}{n} = \frac{1}{n} \quad (2.6)$$

relația empirică de tip California pentru calculul curbelor empirice de probabilitate stabilită în 1923.

Această relație pentru $i = 0$ conduce la $P = 0$, iar pentru $i = n$ la $P = 1$ (sau $P_{\%} = 100\%$) indiferent de numărul de termeni ai eșantionului. Această situație este valabilă numai pentru eșantionul de date cu ajutorul căruia se caută să se determine curba de probabilitate a mărimii aleatoare studiate, nu este însă valabilă pentru mulțimea de bază din care provine eșantionul ($n \rightarrow \infty$).

Pentru a permite extinderea probabilităților de depășire calculate cu datele eșantionului și asupra mulțimii de bază, s-a ajustat relația de tip California prin introducerea unor coeficienți, procedeu prin care se evită atingerea relației de certitudine ($P = 0$ și $P = 1$). Au fost stabilite o serie de relații empirice, care aproximează mai mult sau mai puțin repartiția mulțimii

de bază în domeniul probabilităților foarte mici, respectiv foarte mari (tabel nr.2.1)

Tabel nr.2.1

Denumirea formulei	Anul stabilirii	Expresia	Observații	Nr. termeni necesari pt. P=1 %
California	1923	$\frac{1}{n} 100$		100
Hazen	1930	$\frac{2i-1}{2n} 100$		50
Weibull	1939	$\frac{i}{n+1} 100$		99
Kimball	1946	$\frac{i-0,5}{n} 100$	Pentru i=1 Pentru restul valorilor se interpolează linia astfel încât evenimentul median să corespundă probabilității 0,5	50
Cegodaev	1955	$\frac{i-0,3}{n+0,4} 100$		70
Blom	1958	$\frac{i-0,365}{n+0,25} 100$		63
Tukey	1962	$\frac{2i-1}{2n+1} 100$		65
Grigorten	1963	$\frac{i-0,44}{n+0,12} 100$		66
Alexeev	1963	$\frac{i-a}{n+b} 100$	Recomandată pentru repartiții de tip extremal, unde $b = \frac{1}{1 + \frac{n+1}{2n}}$ $a = \frac{1-b}{2}$	

În literatura de specialitate [109], [110] se recomandă utilizarea relației Weibull, în același timp lucrarea [112] menționează ca cel mai frecvent utilizată relația Cegodaev, dar recomandă utilizarea formulei Alexeev, justificată pe criteriul minimizării erorilor.

Pentru alegerea uneia sau alteia din aceste relații nu s-au stabilit criterii; un asemenea criteriu l-ar putea constitui numărul termenilor disponibili în cadrul eșantionului. Astfel, pentru a obține o probabilitate de depășire de 1 %, eșantionul trebuie să aibă, pentru aplicarea fiecăreia dintre relații, numărul de termeni precizat în ultima coloană a tabelului nr.2.1.

Lucrarea /26/ combate utilizarea relațiilor empirice ajustate pentru întocmirea graficelor empirice de probabilitate, bazându-se pe următorul raționament : eșantionul de date cu număr finit de termeni este prelevat dintr-o mulțime de bază, deci la un număr de termeni suficient de mare, va respecta legea de repartiție ce caracterizează această mulțime de bază. Necunoscând toate valorile posibile de bază ale variabilei aleatoare studiate, legea de repartiție a mulțimii de bază nu va putea fi niciodată determinată cu exactitate, ea va putea fi aproximată însă prin legea de repartiție a eșantionului, care la rândul ei se poate determina prin procedeul clasic : trăsarea graficului empiric de probabilitate și alegerea repartiției teoretice a cărei curbă de probabilitate asigură cea mai bună coincidență cu acest grafic. Ținând seama de faptul că eșantionul are în orice caz număr finit de termeni, graficul empiric de probabilitate (care caracterizează eșantionul) admite relație de certitudine la capete ($P = 0, P = 1$), iar evitarea acestor relații (ajustarea), în caracterizarea mulțimii de bază, o va realiza însăși repartiția teoretică aleasă. Rezultă deci, că utilizarea relației de tip California este rațională pentru calculul și trăsarea graficului empiric de probabilitate, în plus, prin structura ei simplă, această relație permite o trasare expeditivă, după cum se va arăta în cap. 3 și 4.

De asemenea, de multe ori, determinarea unor valori de proiectare de o anumită probabilitate se limitează doar la utilizarea curbelor empirice de probabilitate, calculate cu o relație empiric ajustată, fără a se determina și utiliza în acest scop legea de repartiție a mulțimii de bază. În același timp valorile probabilităților de depășire calculate cu relații empirice ajustate depind în mare măsură de numărul total n de termeni ai eșantionului.

Acest lucru poate fi ilustrat pe un exemplu: presupunând existența pe același curs de apă a 5 posturi hidrometrice, înființate la interval de 10 ani, primul în 1920, al doilea în 1930 etc., ultimul în 1960. Calculând cu relația Weibull probabilitatea de depășire a aceleiași viituri din 1970 cu eșantioanele de date înregistrate la aceste posturi ($n = 50, 40, 30, 20, 10$) se obțin valorile 1,96 %, 2,44 %, 3,23 %, 4,76 %, respectiv 9,53 %.

Este evident că probabilitatea de depășire a unei viituri nu depinde de anul înființării posturilor hidrometrice. Singura cale rațională de urmat este aceea de a utiliza la determinarea valorilor de diverse probabilități legea de repartiție a mulțimii de bază, aproximată cum s-a precizat mai sus, și curba de probabilitate

cei-1 corespunde.

2.5.2. Utilizarea repartiției PEARSON III /86/,/80/

Repartiția PEARSON III, rezolvată prin procedeul FOSTER-RIBKIN, a fost introdusă în practica hidrologică prin standardul sovietic GOST 3999-48. În același an cu standardizarea, s-au formulat și primele critici privind utilizarea ei în prelucrarea statistică a datelor hidrometrice. Demonstrând condițiile de aplicabilitate a repartiției Pearson III, Velikanov /26/ a arătat că din punctul de vedere al teoriei probabilităților, utilizarea curbei Pearson III este justificată numai în cazul în care între coeficientul de asimetrie și coeficientul de variație există relația :

$$c_B = 2 \cdot c_V \quad (2.7)$$

Cu o derogare de la demonstrația riguros matematică, Velikanov a admis utilizarea repartiției Pearson III (rezolvarea Foster-Ribkin) și în cazul în care $c_B \neq 2 \cdot c_V$, a accentuat însă că acest lucru nu este valabil pentru toate cazurile, iar utilizarea acestei repartiții în cazul în care $c_B < 2 \cdot c_V$ depășește granița logicii aplicabilității ei.

Astfel Foster a întocmit tabele de calcul cu ajutorul cărora se pot calcula ordonatele curbei Pearson III pentru orice raport între c_B și c_V , chiar și în cazul $c_B < 2 \cdot c_V$, însă în acest caz este valabilă observația de mai sus.

În 1952 Krițkii și Menkel au propus utilizarea unei transformate exponențiale a repartiției Pearson III, rezultând curba de probabilitate Krițkii-Menkel, standardizată prin I-1-63 pentru determinarea debitelor maxime de apă, curbă care de asemenea permite calculul curbei de probabilitate pentru orice valoare a raportului

$$\alpha = c_B / c_V.$$

Principalele observații care se pot aduce utilizării curbei Krițkii-Menkel sînt următoarele : raportul $\alpha = c_B / c_V$ nu se determină pe baze riguros științifice, prin calcul, ci se alege pe baza experienței, funcție de natura mărimii aleatoare prelucrată. În diferite lucrări de specialitate /16/,/70/ și în standarde și instrucțiuni /109/,/110/,/112/ se dau recomandări privind alegerea valorii lui α , aceste recomandări însă se înscriu în limite largi, ceea ce duce la utilizarea pur mecanică a unor relații și tabele de calcul.

2.5.3. Metodologia standardizată privită prin prisma
stadiului actual de dezvoltare a statisticii
matematice și teoriei probabilităților /26/,/80/

Neajunsurile metodologiei actuale de prelucrare a mărimilor aleatoare în hidrologie se manifestă chiar în ceea ce privește constituirea eșantionului pe baza căruia se calculează curbele de probabilitate, deoarece normativele prevăd doar metode empirice de verificare a termenilor eșantionului, bazate pe experiență, fără însă a avea la bază criterii demonstrate matematic (cap.4.1 din I-1-63). De asemenea, normativele în vigoare acceptă ca limită minimă a numărului termenilor eșantionului $n = 20$, deși teoria probabilităților a demonstrat că la $n < 30$, rezultatele prelucrărilor pot fi acceptate doar cu titlu informativ.

Un neajuns general al metodologiei actuale de determinare a valorilor de dimensionare de diverse probabilități îl prezintă extinderea utilizării acestor curbe de probabilitate la prelucrarea unei largi categorii de mărimi hidrometeo cu caracter aleator, indiferent de natura lor. Ori, admitând că nivelurile, debitele, volumele scurgerii se încadrează într-o anumită repartiție (nu neapărat Pearson III), nu este obligatoriu ca alte mărimi cu caracter aleator (cantitatea de precipitații, numărul de zile cu precipitații pe lună, temperaturile, numărul de zile cu fenomene de îngheț etc.) să se încadreze în aceeași repartiție.

De asemenea, metodologia actuală nu ține seama de tipul de variabile aleatoare în care se încadrează fenomenul, deși statistica matematică și teoria probabilităților diferenciază net variabilele de tip discret de cele de tip continuu, indicând repartiții distincte pentru prelucrarea fiecărei categorii în parte. Repartiția Pearson III (Gama incompletă) este o repartiție de tip continuu, deci aplicarea ei la prelucrarea unor variabile de tip discret (număr de zile cu precipitații pe lună, număr de zile cu fenomene de îngheț pe an etc.) este absolut nejustificată.

Cunoștințele actuale în domeniul teoriei probabilităților și a statisticii matematice permit introducerea în domeniul hidrologiei a unei metodologii foarte bine încheiate, fondată pe baze riguroase științifice în ceea ce privește stabilirea valorilor de diverse probabilități de depășire a mărimilor studiate. Mărimile hidro-, respectiv meteometrice, prin natura lor constituie

variabile aleatoare, deci la prelucrarea lor sînt valabile toate axiomele, teoremele și legile statisticii matematice și teoriei probabilităților, ramură a matematicii care se ocupă prin excelență de studiul acestei categorii a variabilelor aleatoare.

Din punct de vedere cronologic, teoria probabilităților nu se găsește printre cele mai vechi domenii ale matematicii, nici printre cele mai noi /65/. Primele preocupări mai serioase în acest domeniu au fost generate de problemele pe care cavalerul de Méré, mare amator de jocuri de noroc, i le-a prezentat lui Pascal în legătură cu jocul cu zaruri, în 1654. Aceste probleme au stîrnit interesul și preocuparea nu numai a lui Pascal, ci și a matematicienilor Fermat și Huygens, interes care a dus la dezvoltarea vertiginoasă a teoriei probabilităților. Au urmat apoi lucrările lui Bernoulli, care dă prilej la formă a legii numerelor mari, generalizată mai tîrziu de Poisson, Borel, Cantelli, Kolmogorov.

Molire în prima jumătate a sec. al XVIII-lea face primele observații asupra repartiției normale, care va fi studiată temeinic de Gauss un secol mai tîrziu. Prin lucrările lui Laplace, teoria probabilităților ia o mare răspîndire.

Următoarea perioadă de dezvoltare este dominată de lucrările lui Cebîșev, Leapunov și Markov la sfîrșitul secolului al XIX-lea și începutul sec. al XX-lea.

Perioada modernă de dezvoltare a acestei ramuri a matematicii începe cu axiomatizarea acestei discipline cu începere din al treilea deceniu al secolului nostru de către A.N. Kolmogorov.

S-a ajuns pînă în prezent la realizarea unui sistem încheiat de axiome, teoreme și legi care permit o prelucrare riguros științifică a variabilelor aleatoare, indiferent de natura fizică a acestora, începînd cu constituirea eșantionului de date, verificarea ipotezelor statistice privind eșantionul (independența termenilor, reprezentativitatea și omogenitatea eșantionului), alegerea celei mai corespunzătoare repartiții teoretice pentru încadrarea fenomenului studiat, verificarea suprapunerii (coincidenței) curbei teoretice alese peste graficul empiric de probabilitate a eșantionului și pînă la determinarea valorilor de diverse probabilități de depășire a variabilei aleatoare studiate.

Teoria probabilităților oferă în prezent o gamă largă de repartiții teoretice pentru încadrarea cît mai exactă a fenomenelor studiate, de asemenea prin testările pe care le dispune, oferă și posibilitatea de a se stabili matematic exactitatea, respectiv gradul

de risc al rezultatelor obținute /26/.

Bazându-se pe o cunoaștere temeinică a teoriei probabilităților și statisticii matematice, în R.P.Ungaria, la Vizügyi Kutató Tudományos Intézet (VITUKI - omologul ICFGA) s-a elaborat și standardizat o metodologie de prelucrare a datelor hidrometrice cu valabilitate generală /26/. Această metodologie a stat în principal la baza elaborării contractului nr.6224/1981, elaborat în cadrul Catedrei CHIF, în trei faze între anii 1981-1983 privind îmbunătățirea metodologiei actuale de obținere din date primare hidro-rețea a valorilor de diverse probabilități, temă înscrisă în Planul nominalizat de stat de cercetare științifică, de asemenea constituie baza de elaborare a următoarelor două capitole ale tezei.

Ținând seama de tematica tezei, se fac referiri doar la prelucrarea variabilelor aleatoare de tip continuu (niveluri, debite, volume), variabile caracteristice problemelor de prognoză a viiturilor.

Capitolul 3.

METODE MODERNE ALE STATISTICII MATEMATICE ȘI TEORIA PROBABILITĂȚILOR CU APLICĂȚII ÎN HIDROLOGIE

Acest capitol și cel următor au fost întocmite pe baza
cursului nr.3 (Rezultate teoretice și experimentale în calcul
tabelar) întocmit și susținut în colectivul Catedrei CHIF.

Metoda-se pe metodologia modernă de prelucrare statistică
econometrică a datelor hidro- și meteorologice, elaborată
Unghi, în colectiv al Catedrei CHIF a propus completarea și
actualizarea existente în momentul de față în țara noastră cu
la determinarea nivelurilor și debitelor maxime de diferențe
lității, cu următoarele aspecte :

1. noțiunea de eșantion și principiile prelevării acestuia ;
2. principiile verificării ipotezelor statistice ;
3. determinarea momentelor empirice și a momentelor centrale ;
4. ipoteze statistice de bază și verificarea acestora
 - 4.1. verificarea independenței termenilor aleatorii
 - 4.2. verificarea omogenității eșantionului
 - 4.3. verificarea suprafeței curburilor în regiunile
tice de probabilitate, peste graficul empiric ;
5. calculul și reprezentarea graficului empiric de probabilitate și a unor curbe analitice.

Spre deosebire de normativele sovietice /112/, care o
în unele cazuri metode momentelor cu metoda corelației
metodologia propusă este o aplicație pură a metodei moment

3.1. Principiile prelevării eșantionului

În statistica matematică se numește eșantion, totalitate
observațiilor efectuate asupra variației aleatoare, în acest
rile din observații constituite eșantionul.

Problema care trebuie rezolvată este aceea de a se a
distribuția variabilei aleatoare cu ajutorul eșantionului.
poartă rezolvarea acestei probleme cu metode relativ simple, es
trebuie să înțelegem că condiții de bază

- a. termenii eșantionului trebuie să fie independenți

b. eşantionul trebuie să fie reprezentativ.

Condiția independenței înseamnă că stările observate ale fenomenului la un moment dat nu trebuie să influențeze stările aceluiași fenomen, observate în continuare în șir. De exemplu, nu se poate admite ca după un an cu debite maxime catastrofale, în anul următor vor urma din nou inundații mari, sau dimpotrivă secetă.

Necesitatea reprezentativității cuprinde două condiții : prima cere ca observația să se refere într-adevăr la variabila aleatoare studiată. Ca exemplu, se poate arăta că în calculul referitor la precipitații, se caută variația aleatoare a cantității de precipitații ce ajunge pe sol. În același timp observațiile asupra precipitațiilor se efectuează cu pluviometre amplasate la 1 m deasupra solului. Din cauza factorilor perturbatori însă cantitatea de precipitații ce ajunge pe sol nu este identică cu cea colectată de pluviometru, deci apare pericolul de a se determina distribuția unei variabile aleatoare cu totul diferită de cea căutată.

Cealaltă condiție a reprezentativității cere ca variația întâmplătoare a variabilei aleatoare studiate să fie aceeași la toate observațiile, mulțimea datelor să fie omogenă, adică toți termenii eşantionului să facă parte din aceeași distribuție. Ca exemplu, se poate aminti cazul secțiunilor de măsură pe cursurile de apă care se colmatează treptat. Nivelurile în acest caz prezintă o tendință de ridicare continuă, domeniul variației aleatoare se deplasează la cote tot mai ridicate. Dacă valorile observate ale nivelurilor nu sînt reduse la o stare dată a albiei, a doua condiție a reprezentativității nu este îndeplinită, iar rezultatele vor fi eronate.

2.2. Principiile verificării ipotezelor statistice

Prin ipoteză statistică se înțelege admiterea valabilității unor presupuneri făcute în legătură cu eşantionul studiat. Ca exemple se pot da : presupunerea că termenii eşantionului sînt independenți, eşantionul este omogen etc.

Valabilitatea acestor ipoteze trebuie verificată pe baza unor principii ale teoriei probabilităților și anume :

Dacă termenii eşantionului constituie variabile aleatoare, se va obține o variație aleatoare și în cazul pătratelor termenilor proveniți din observație, la suma sau media unui anumit număr de termeni etc. Stabilind o funcție între termenii eşantionului,

variația alocație a acestora va depinde de variația alocație a mulțimii de bază.

Intotdeauna se poate stabili o funcție între termenii eșantionului care să îndeplinească următoarele condiții :

a. valorile funcției, calculate pe baza termenilor eșantionului pot fi doar pozitive sau nule (≥ 0);

b. ipoteza statistică se va îndeplini dacă funcția stabilită în acest fel va atinge o valoare prestabilită și nu se îndeplinește dacă funcția ia o valoare mult mai mare decât aceasta ;

c. distribuția valorilor funcției, practic este influențată doar de numărul termenilor eșantionului luați în considerare la stabilirea funcției ;

d. cu condiția că ipoteza statistică se îndeplinește, distribuția funcției utilizate la verificarea ipotezei poate fi prestabilită cunoscând numărul de termeni.

Cunoscând distribuția funcției de verificare și calculând valoarea funcției pe baza eșantionului, se poate determina care este probabilitatea ca această valoare să fie depășită.

Ca cît funcția de verificare va atinge valori mai mari, cu stit probabilitatea de depășire p ce i se poate atașa, va fi mai mică, la extremo se poate presupune că la valori foarte mici ale probabilității de depășire ipoteza statistică nu se îndeplinește, deci aceste valori nu au apărut ca urmare a variației alocație, ci din alte cauze. În felul acesta valoarea probabilității de depășire astfel determinate va deveni o măsură a riscului în verificarea ipotezei statistice.

Pe baza experienței s-au stabilit prevederile din tabelul nr. 3.1.

Tabelul nr. 3.1

Probabilitatea de depășire p %	
$p \geq 5$	realizarea ipotezei practic sigură
$0,1 \leq p < 5$	realizarea ipotezei practic nesigură
$0,1 \leq p < 1$	realizarea ipotezei aproape exclusă
$p < 0,1$	realizarea ipotezei practic exclusă

3.3. Determinarea momentelor empirice și a momentelor empirice centrale

Pentru aplicarea metodei momentelor în prelucrarea statistică a eșantionului de date, apare necesitatea calculării momentului es-

piric de ordinul 1 și a momentelor empirice centrale de ordinul 2,3 și 4.

Relațiile de definiție ale acestor momente sînt :

$$\mu_{k,n}(\xi) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \xi_i^k \quad ; \quad k=1,2,3,4,\dots \quad (3.1)$$

$$\mu_{k,n}^*(\xi) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\xi_i - \mu_{1,n})^k \quad ; \quad k=1,2,3,4,\dots \quad (3.2)$$

în care : $\mu_{k,n}$ - este momentul empiric de ordinul k calculat pe baza eșantionului cu n termeni ;

$\mu_{k,n}^*$ - idem momentul empiric central ;

ξ_i - termenii eșantionului obținuți prin observații asupra variabilei aleatoare X.

Utilizarea relațiilor de definiție (3.1) și (3.2) în general duce la calcule laborioase și de lungă durată, în special în cazul eșantioanelor cu număr mare de termeni.

Pentru a ușura calculele, în statistica matematică s-a elaborat o metodologie de calcul care conduce la utilizarea în calcul a unor numere mici, întregi.

În acest scop se efectuează schimbarea de variabile :

$$\xi = a \eta + b \quad \text{de unde} \quad \eta = \frac{1}{a} \xi - \frac{b}{a} \quad (3.3)$$

prin care variabila ξ se înlocuiește cu variabila η care îndeplinește condiția, enunțată mai sus, de a putea fi caracterizată prin valori numerice mici, întregi cu condiția alegerii corespunzătoare a constantelor a și b.

În continuare se calculează sumele :

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n n_i \eta_i &= [\eta] \quad ; \quad \sum_{i=1}^n n_i \eta_i^2 = [\eta^2] \\ \sum_{i=1}^n n_i \eta_i^3 &= [\eta^3] \quad ; \quad \sum_{i=1}^n n_i \eta_i^4 = [\eta^4] \end{aligned} \quad (3.4)$$

în care n_i reprezintă numărul de apariții al noii variabile în cadrul eșantionului.

Momentele empirice (de ordinul 1) și momentele empirice centrale (de ordinul 2,3 și 4) ale noii variabile η se vor calcula cu ajutorul acestor sume utilizînd relațiile :

$$\mu_{1,n}(\eta) = \frac{1}{n} [\eta] \quad (3.5)$$

$$\mu_{2,n}^*(\eta) = \frac{1}{n^2} (n[\eta^2] - [\eta]^2) \quad (3.6)$$

$$\mu_{3,n}^*(\eta) = \frac{1}{n^3} (n^2[\eta^3] - 3n[\eta^2][\eta] + 2n[\eta]^3) \quad (3.7)$$

$$\mu_{4,n}^*(\eta) = \frac{1}{n^4} (n^3[\eta^4] - 4n^2[\eta^3][\eta] + 6n[\eta^2][\eta]^2 - 3n[\eta]^4) \quad (3.8)$$

Avînd calculate aceste valori, momentele corespunzătoare ale variabilei ξ se vor calcula cu relațiile :

$$\mu_{1,n}(\xi) = a \cdot \mu_{1,n}(\eta) + b \quad (3.9)$$

$$\mu_{2,n}^*(\xi) = a^2 \cdot \mu_{2,n}^*(\eta) \quad (3.10)$$

$$\mu_{3,n}^*(\xi) = a^3 \cdot \mu_{3,n}^*(\eta) \quad (3.11)$$

$$\mu_{4,n}^*(\xi) = a^4 \cdot \mu_{4,n}^*(\eta) \quad (3.12)$$

În cazul variabilelor aleatoare de tip continuu (nivouri, debite), schimbarea de variabile poate influența în cariere măsură rezultatele calculului și anume momentele empirice centrale de ordinul 2 și 4. Din această cauză, la prelucrarea acestei categorii de variabile aleatoare de tip continuu, se recomandă corectarea relațiilor (3.10) și (3.12), care vor lua forma :

$$\mu_{2,n}^*(\xi) = a^2 \left[\mu_{2,n}^*(\eta) - \frac{1}{12} \right] \quad (3.10')$$

$$\mu_{4,n}^*(\xi) = a^4 \left[\mu_{4,n}^*(\eta) - \frac{1}{2n^2} (n[\eta_i^2] + [\eta_i]^2 + \frac{n^2}{40}) \right] \quad (3.11')$$

La efectuarea calculului trebuie să se țină seama de următoarele (în cazul variabilelor aleatoare de tip continuu) :

- domeniul de variație al eșantionului de date se împarte în 10-20, cel mult 25 subintervale egale ;
- se determină frecvența de apariție n_i a termenilor pe fiecare subinterval ;
- valoarea constantei a din relațiile (3.3) se stabilește egalând valoarea ei cu mărimea subintervalului ;
- în relațiile (3.3) valoarea variabilei ξ va fi egală cu media pe subinterval ;
- valoarea constantei b se stabilește alegând media unui subinterval care se apreciază a fi media domeniului de variație al eșantionului.

3.4. Ipoteze statistice de bază și verificarea acestora

3.4.1. Verificarea independenței termenilor eșantionului

Verificarea independenței termenilor eșantionului se bazează pe teorema Wald-Wolfowitz, conform căreia dacă termenii unui eșantion cu număr mare de elemente sînt independenți și provin din aceeași distribuție, atunci suma :

$$R = \xi_1 \cdot \xi_n + \sum_{i=1}^{n-1} \xi_i \cdot \xi_{i+1} \quad (3.13)$$

este o variabilă aleatoare cu distribuție normală cu valoarea probabilă :

$$M_{(R)} = \frac{S_1^2 + S_2}{n-1} \quad (3.14)$$

și cu dispersia pătratică :

$$D_{(2)}^2 = \frac{S_2^2 - S_4}{n-1} + \frac{5_1^4 - 4S_1S_2 + 4S_1S_3 + S_2^2 - 2S_4}{(n-1)(n-2)} \quad (3.15)$$

în care : n - numărul termenilor eşantionului ;

ξ_1 - termenul cu numărul de ordine i al eşantionului în ordinea cronologică a observațiilor (eşantion neordonat) ;

$$S_k = \sum_{i=1}^n \xi_i^k = [\eta_i^k] \quad k = 1, 2, 3, 4 \quad (3.16)$$

Se observă că sumele S_k din relațiile (3.14), (3.15) se identifică cu sumele $[\eta_i^k]$ utilizate la calculul momentelor empirice.

Suma R s-a constituit conform relației (3.13), cu funcția de verificare a independenței termenilor eşantionului, în locul sumei R însă se utilizează în acest scop valoarea absolută $|R - M(R)|$ care îndeplinește condiția de a lua doar valori pozitive.

Valoarea de decizie - probabilitatea p asociată funcției de verificare - se calculează pe baza distribuției normale utilizând relația :

$$x_t = \frac{|R - M(R)|}{D_{(2)}} \quad (3.17)$$

la care din tabelele de calcul ale distribuției normale (lucrarea /26/, anexa III) corespunde o valoare $F(x_t)$, cu ajutorul căreia se calculează probabilitatea de decizie p :

$$p = 2[100 - F(x_t)] \quad (3.18)$$

Si în cazul verificării independenței termenilor eşantionului este recomandabil să se lucreze cu numere mici întregi, deci calculele se recomandă a se efectua pe baza schimbării de variabile $\xi - \eta$ precizată la calculul momentelor empirice.

În cazul variabilelor aleatoare de tip continuu (niveluri, debite), prin schimbarea de variabile $\xi - \eta$ se introduc erori în calcule. Pentru a se reduce la minim aceste erori, se recomandă corectarea sumelor utilizate în verificare, după cum urmează :

$$P_k = R - \frac{n}{12} \quad (3.13')$$

$$|S_{1k} = S_1; S_{2k} = S_2 - \frac{n}{12}; S_{3k} = S_3 - \frac{S_1}{4}; S_{4k} = S_4 - \frac{S_2}{2} + \frac{7n}{240} \quad (3.16')$$

Metoda prezentată depinde în foarte mare măsură de numărul termenilor eşantionului și se recomandă utilizarea ei doar în cazul eşantionelor cu cel puțin 30 termeni.

Decarece însă, altă metodă de verificare a independenței termenilor eşantionului nu se cunoaște, metoda se utilizează și în cazul eşantioanelor cu mai puțini termeni, rezultatele vor fi însă informative.

3.4.2. Verificarea omogenității eșantionului

În cazul variabilelor aleatoare de tip discret verificarea omogenității eșantionului se realizează pe baza testului χ^2 al lui Pearson, iar în cazul variabilelor aleatoare de tip continuu (nive-luri, debite) pe baza teoremei lui Smirnov. Deoarece variabilele alea-toare cel mai frecvent întâlnite în hidrologie sînt de tip continuu, în continuare se prezintă această metodă de verificare.

Metoda Smirnov se bazează pe compararea unor segmente ale eșan-tionului. Modul în care se realizează segmentarea, depinde de caracte-risticile eșantionului studiat.

Dacă se poate presupune că valoarea variabilei aleatoare a su-ferit influența unui factor perturbator cu acțiune continuă în ace-lași sens (cum ar fi cazul nivelurilor de apă influențate de ridi-carea patului albiei prin depuneri), este indicat ca eșantionul să fie împărțit în două jumătăți egale, care constituie segmentele.

Dacă influența perturbatoare se manifestă la o dată bine pre-cizată (ca de exemplu influența indiguirii râului asupra niveluri-lor), este recomandabil ca segmentarea să se realizeze în momentul în care a intervenit această influență.

În cazul în care se studiază influența unui factor perturba-tor cu acțiune periodică, segmentarea trebuie să respecte această periodicitate.

De multe ori se întâmplă ca în urma analizei oricît de atente să nu se sesizeze nici un fel de influență perturbatoare. Și în acest caz se recomandă segmentarea la mijloc a eșantionului.

Odată pregătirea fiind terminată prin segmentarea eșantionului, se trece la verificarea efectivă a omogenității pe baza teoremei lui Smirnov anunțată, în felul următor :

Dacă termenii a două eșantioane cu k , respectiv l termeni, pro-venți din aceeași mulțime de bază (deci omogene), sînt independenți, atunci produsul (care constituie funcția de verificare) :

$$z = d_{k,l} \sqrt{n} \quad (3.19)$$

este o variabilă aleatoare, care la valori mari ale lui k și l se apropiează în distribuția Kolmogorov.

În relația de mai sus $d_{k,l}$ reprezintă diferența maximă (în sens pozitiv) între graficele empirice de probabilitate ale celor două eșantioane (segmentele), iar \sqrt{n} se calculează din relația :

$$\sqrt{n} = \sqrt{\frac{k \cdot l}{k + l}} \quad (3.20)$$

Deci omogenitatea se verifică parcurgînd următoarele etape:

- eșantionul se segmentează în mod corespunzător, după care se reprezintă graficele empirice de probabilitate ale segmentelor, detorsîndu-se abaterea maximă $d_{k,1}$ între ele;
- se calculează valoarea \sqrt{n} din (3.19) și valoarea funcției de verificare z din (3.20);
- din tabelele de calcul ale distribuției Kolmogorov (lucrarea /26/, anexa VI), se extrage valoarea $L(z)$ corespunzătoare valorii z calculate;
- probabilitatea de decizie p în verificarea ipotezei statistice a omogenității, se calculează cu relația :

$$p = 100 - L(z) \quad (3.21)$$

3.4.3. Verificarea suprapunerii curbelor funcțiilor analitice de probabilitate peste curbele empirice

Scopul calculelor statistico-probabilistice în hidrologie este de a se stabili funcția (curba) de probabilitate a variabilei aleatoare, pe baza unui eșantion și de a se utiliza funcția (curba) astfel stabilită pentru determinarea unor valori ale variabilei ce corespund la diferite probabilități. Înainte de a trece însă la utilizarea funcțiilor de probabilitate alese din multitudinea funcțiilor cunoscute în teoria probabilităților, este necesar să se verifice dacă se suprapun în mod corespunzător peste graficul empiric de probabilitate a eșantionului.

În cazul variabilelor aleatoare de tip discret, metoda de verificare se bazează tot pe utilizarea testului χ^2 al lui Pearson, ținînd seama de observațiile lui Fischer.

Din aceleași considerente arătate la paragraful 3.4.2., vom prezenta doar metoda utilizată în cazul variabilelor de tip continuu, care se bazează pe următoarea teoremă a lui Kolmogorov.

Dacă un eșantion cu n termeni provine dintr-o mulțime de bază ce poate fi caracterizată prin funcția de distribuție $F(x)$, graficul empiric de probabilitate al eșantionului va aproxima funcția de distribuție $F(x)$, iar produsul (funcția de verificare) :

$$z = d_n \sqrt{n} \quad (3.22)$$

pentru $n \geq 30$ va fi o variabilă aleatoare cu distribuție Kolmogorov.

În relația (3.22) d_n reprezintă abaterea maximă (pozitivă) dintre graficul empiric de probabilitate a eșantionului cu n termeni și funcția de probabilitate $F(x)$ a mulțimii de bază.

În consecință verificarea suprapunerii cere efectuarea ur-

mătoarelor :

- presupunând care ar fi funcția de distribuție a mulțimii de bază, se calculează și se reprezintă curba corespunzătoare, suprapunându-se peste graficul empiric de probabilitate al eșantionului ;

- se determină abaterea maximă d_n dintre aceste două grafice; cunoscând numărul termenilor eșantionului n , se calculează din relația (3.22) valoarea funcției de verificare z ;

- din tabelele de calcul ale distribuției Kolmogorov (lucrarea /26/, anexa VI), prin interpolare se determină valoarea variabilei $I(z)$ la care corespunde valoarea probabilității de decizie p conform relației (3.21).

Atît în cazul relației (3.18), cît și a relației (3.21), ipoteza statistică (independența termenilor, omogenitatea eșantionului, suprapunerea curbelor de probabilitate), se consideră îndeplinită dacă probabilitatea de decizie la valori $p \geq 5$ (conform tabelului nr.3.1).

3.5. Calculul și reprezentarea graficului empiric de probabilitate și a unor curbe teoretice de tip continuu

3.5.1. Calculul și trasarea graficului empiric de probabilitate

Graficul empiric de probabilitate se calculează și se reprezintă pe baza relației tip California cu ajutorul căreia s-au calculat și tabelele ajutătoare (anexa nr. IX din /26/).

$$P_i = \sum_{j=1}^i \frac{1}{n} \quad (3.28)$$

Acest grafic se trasează ușor, dacă reprezentarea se realizează pe hîrtie milimetrică și se alege în mod corespunzător scara probabilităților pe axa ordonatelor, în așa fel încît la raportul $1/n$ să corespundă număr întreg de mm.

Dacă de exemplu $n = 70$, raportul $1/n = 0,0143$ (1,43 %). Ale- gînd corespondența $2 \text{ mm} = 1,43 \%$, la $P = 10 \%$ (0,1) vor corespunde 20 mm , iar la $P = 100 \%$ (1,0) corespund 14 cm .

Trasarea graficului de probabilitate se realizează parcurgînd următoarele etape :

zul de scară $1/n$;

- în dreptul fiecărei valori ξ_i^* cu numărul de apariții n_i se procedează la fel, trasându-se segmentele în continuare ; unindu-se cu horizontale capetele segmentelor trasate, rezultă un grafic în scară, graficul empiric de probabilitate.

3.5.2. Curbe teoretice de probabilitate

a) Curba de probabilitate Pearson III

Calculul și reprezentarea acestei curbe se realizează conform indicațiilor din literatura de specialitate /15/, /46/, /70/, /109/ prin determinarea coeficientului de variație și a coeficientului de asimetrie și calculul ordonatelor curbei prin utilizarea tabelelor Foster-Ribkin și a relației :

$$\xi_{P\%} = \bar{\xi} (1 + \phi \cdot C_v) \quad (3.24)$$

În cazul aplicării procedurii Krițkai-Menzel, se apelează la tabelele de calcul corespunzător /109/ și la relația :

$$\xi_{P\%} = k_{P\%} \cdot \bar{\xi} \quad (3.24')$$

b) Distribuția normală (Gauss)

Această distribuție este caracterizată prin doi parametri :

$$m = M(\xi) \cong \mu_{1,n}(\xi) \quad (3.25)$$

$$\sigma = D(\xi) \cong \sqrt{\mu_{2,n}^*(\xi)} \quad (3.26)$$

Valorile probabilităților aferente diferitelor valori, ale variabilei aleatoare se calculează pe baza tabelelor de calcul din literatura de specialitate (anexa III din /26/) care cuprind valorile funcției de probabilitate corespunzătoare valorilor $x = x_t$ calculate pentru :

$$m=0, \quad \sigma=1 \quad \text{și} \quad x_t \geq 0 \quad (3.27)$$

Dacă $m \neq 0$ și $\sigma \neq 1$, cu ajutorul valorilor x_t extrase din tabele se calculează valorile reale ale lui x pe baza relației :

$$x = m + \sigma \cdot x_t \quad (3.28)$$

Dacă $x_t < 0$, probabilitatea corespunzătoare se determină cu relația :

$$F(-x_t) = 100 - F(x_t) \quad (3.29)$$

c) Distribuția logaritmic normală

În cazul unui număr important de variabile aleatoare se constată că nu valorile măsurate, ci logaritmii lor se pot caracteriza prin distribuția normală. În consecință curba logaritmic normală se calculează și trasează după cele prezentate la b, înlocuind eșantionul original printr-un nou eșantion compus din logaritmii termenilor obținuți din observații, apelând la schimbarea

de variabile :

$$y = \ln x \quad (3.30)$$

Distribuția logaritmic normală are sens numai în cazul valorilor $x > 0$.

Parametrii distribuției vor fi evident :

$$m = M(\ln \eta) \quad \text{și} \quad \sqrt{V} = D(\ln \eta) \quad (3.31)$$

d) Distribuția gama

Parametrii distribuției gama (completă, cu trei parametri) se calculează cu relațiile :

$$x_0 = \mu_1 - 2 \frac{(\mu_2^*)^2}{\mu_3^*} \quad (3.32)$$

$$\lambda = \frac{\mu_1 - x_0}{\mu_2^*} \quad (3.33)$$

$$k = \frac{(\mu_1 - x_0)^2}{\mu_2^{*2}} \quad (3.34)$$

Dacă $x_0 = 0$, distribuția gama completă se transformă în distribuția gama incompletă cu doi parametri.

Calculul valorilor funcției de probabilitate se realizează utilizând tabelele ajutoare indicate de literatura de specialitate (anexa IV din /26/) care specifică valorile variabilei independente $x = x_t$ calculate pentru diferite valori ale lui k și pentru :

$$\lambda = 0,5 \quad \text{și} \quad x_0 = 0 \quad (3.35)$$

Dacă $\lambda \neq 0,5$ și $x_0 \neq 0$, ordonatele curbei de probabilitate se calculează cu relația :

$$x_t = (x - x_0) 2\lambda \quad (3.36)$$

Observatii : se poate întâmpla, cu valoarea calculată a parametrului x_0 din relația (3.32) să rezulte mai mică decât cea mai mică valoare ξ_1^* măsurată în cadrul eșantionului. De asemenea se poate întâmpla să rezulte $x_0 < 0$ în cazul unor variabile alcătuite care nu pot lua valori negative (cum ar fi debitele de exemplu).

În ambele cazuri trebuie analizat eșantionul, deoarece situațiile imposibile de mai sus se pot datora unor erori accidentale. Dacă în urma analizei ericit de atente a eșantionului nu se pot înălțura contradicțiile, se procedează în felul următor :

a) dacă $x_0 < 0$, în timp ce valorile variabilei aleatoare trebuie să fie pozitive, este indicat să se accepte valoarea modificată :

$$x_0 = 0 \quad (3.37)$$

b) dacă $x_0 > \xi_1^*$, și $\mu_{3,n} > 0$, se indică calcularea parametrului x_0 din următoarele relații :

$$x_0' = x_{of} \quad \text{dacă} \quad k > 15 \quad (3.38)$$

$$x_0' = x_{of} + \frac{\xi_1^* - x_{of}}{15} (15 - k) \quad \text{dacă} \quad k < 15 \quad (3.39)$$

În care : x_{of} - este limita inferioară a variabilei aleatoare determinată din natura fenomenului ;

k - valoarea parametrului k calculată direct din ecuația cu relația (3.34) ;

c) dacă $x_0 > \xi_1^*$ și $\mu_{3,n} \leq 0$ se renunță la utilizarea distribuției gama.

În cazurile a și b, cu valoarea modificată x_0' a parametrului x_0 , trebuie recalculate valorile parametrilor λ și k cu relațiile (3.33) și (3.34), iar în continuare se utilizează valorile modificate λ' și k' .

Capitolul 4

EXEMPLE DE APLICARE A METODOLOGIEI PROPUSE

Că exemplificare a metodologiei expuse în capitolul 3 se prezintă în continuare prelucrările de niveluri, respectiv debite maxime anuale înregistrate pe râul Timiș, p.h. Lugoj în perioada 1901-1962. Biroul de date pe 70 de ani a avut două întreruperi în perioada 1919-24, respectiv 1936-37, completarea giranșilor de date s-a făcut prin corelare cu datele de la alte posturi hidrometrice stabilind cheia hidrometrică multianuală a secțiunii.

1. Trasarea nivelurilor

Nivelurile maxime anuale pe râul Timiș, p.h. Lugoj, înregistrate în perioada 1898-1962 sînt înscrise în tabelul nr.4.1.

Tabelul nr.4.1

Tabel : Stație Postul : Lugoj Niveluri maxime anuale ca

anul	N ca	q	q _{max}	anul	N ca	q	q _{max}	anul	N ca	q	q _{max}
1901	181	-1	0	1918	150	-3	6	1949	201	-2	1
1902	177	-2	4	1919	200	-2	6	1950	198	-3	1
1903	202	0	0	1920	210	0	0	1951	194	-2	1
1904	182	-2	0	1921	188	-4	0	1952	180	-3	1
1905	207	-1	4	1922	169	-3	12	1953	186	-2	1
1906	171	-3	3	1923	176	-3	9	1954	182	-2	1
1907	188	-2	4	1924	211	0	0	1955	209	-1	1
1908	192	-3	12	1925	211	-1	0	1956	181	-3	1
1909	186	-2	12	1926	211	-1	-1	1957	181	-3	1
1910	184	-3	12	1927	181	-4	-4	1958	177	-3	1
1911	180	-4	3	1928	177	-4	10	1959	181	-2	1
1912	180	-4	8	1929	111	-4	12	1960	181	-2	1
1913	180	-4	8	1930	194	-3	17	1961	181	-2	1
1914	169	-5	9	1931	170	-3	9	1962	181	-2	1
1915	171	-3	9	1932	189	-2	-8				
1916	172	-3	11	1933	204	-1	11				
1917	184	-2	12	1934	182	-3	0				
1918	184	-2	12	1935	206	-2	8				
1919	184	-2	12	1936	181	-4	8				
1920	184	-2	12	1937	181	-4	8	1963	181	-2	1
1921	184	-2	12	1938	181	-4	8				
1922	184	-2	12	1939	181	-4	8				
1923	184	-2	12	1940	181	-4	8				
1924	184	-2	12	1941	181	-4	8				
1925	184	-2	12	1942	181	-4	8				
1926	184	-2	12	1943	181	-4	8				
1927	184	-2	12	1944	181	-4	8				
1928	184	-2	12	1945	181	-4	8				
1929	184	-2	12	1946	181	-4	8				
1930	184	-2	12	1947	181	-4	8				
1931	184	-2	12	1948	181	-4	8				

... (1) ... (2) ... (3) ...

Tabelul nr.4.2

Subintervale ale variabilei	Media		n_i	η_i	$n_i \eta_i$	$n_i \eta_i^2$	$n_i \eta_i^3$	$n_i \eta_i^4$
	Pe sub- interval	Pe do- meniu						
100-149	125		12	-4	-48	192	-768	3072
150-199	175		19	-3	-57	171	-513	1539
200-249	225		12	-2	-24	48	-96	192
250-299	275		9	-1	-9	9	-9	9
300-349	325	325	10	0	-138	0	-1386	0
350-399	375		3	1	3	3	3	3
400-449	425		3	2	6	12	24	48
450-499	475		1	3	3	9	27	81
500-549	525		1	4	4	16	64	256
		Σ	70		+16 -138		+118 -1386	
					-122	+460	-1268	+5200

Cu ajutorul sumelor $[n_i \eta_i^k]$ și utilizând relațiile (3.5)-(3.8) s-au calculat momentele noi ale variabilei η , iar cu relațiile (3.9)-(3.12) momentele empirice ale eșantionului original ξ .

Momentele variabilei η rezultă :

$$\mu_{1,70}(\eta) = \frac{1}{70}(-122) = -1,7429$$

$$\mu_{2,70}^*(\eta) = \frac{1}{70^2}[70 \cdot 460 - (-122)^2] = 3,5339$$

$$\mu_{3,70}^*(\eta) = \frac{1}{70^3}[70^2(-1268) - 3 \cdot 70 \cdot 460(-122) + 2 \cdot 70 \cdot (-122)^2] = 5,6569$$

$$\mu_{4,70}^*(\eta) = \frac{1}{70^4}[70^3 \cdot 5200 - 4 \cdot 70^2(-1268)(-122) + 6 \cdot 70 \cdot 460(-122)^2 - 3 \cdot (-122)^4] = 40,0894$$

Obs.: a = 50 ; b = 325.

Momentele variabilei ξ :

$$\mu_{1,70}(\xi) = 50(-1,7429) + 325 = 238 \text{ cm}$$

$$\mu_{2,70}^*(\xi) = 50^2(3,5339 - \frac{1}{12}) = 8626,42$$

$$\mu_{3,70}^*(\xi) = 50^3 \cdot 5,6569 = 7,0711 \cdot 10^6$$

$$\mu_{4,70}^*(\xi) = 50^4 [40,0894 - \frac{4}{3 \cdot 70} (70 \cdot 460 - (-122)^2) + \frac{70^2}{40}] = 2,3944 \cdot 10^8$$

Verificarea adevărului termenilor eșantionului se realizează conform celor arătate la 3.4.1.

În tabelul nr.4.1 s-a calculat suma :

$$R = \sum \eta_i \eta_{i+1} = 258 \text{ cm}$$

iar din tabelul nr.4.2 rezultă sumele :

$$S_1 = -122 ; S_2 = +460 ; S_3 = -1268 ; S_4 = +5200$$

Utilizând relațiile (3.13') și (3.16') se calculează :

$$R_K = 258 - \frac{70}{12} = 252,1667$$

$$S_{1K} = -122$$

$$S_{2,K} = 460 - \frac{70}{12} = 454,1667$$

$$S_{3,K} = -1268 + \frac{122}{4} = -1237,50$$

$$S_{4,K} = 5200 - \frac{460}{2} + \frac{7 \cdot 70}{240} = 4972,0416$$

Se calculează relațiile (3.14) și (3.15) :

$$M_{(R_K)} = \frac{(-122)^2 - 454,1667}{(70-1)} = 209,1280$$

$$D_{(R_K)}^2 = \frac{454,1667 - 5200}{(70-1)} + \frac{(-122)^4 - 4(-122)^2 \cdot 454,1667 + 4(-122)(-1237,50) + 454,1667^2 - 2 \cdot 5200}{(70-1)(70-2)} - 209,1280^2 = 802,2510$$

De unde : $D_{(R_K)} = \sqrt{802,2510} = 28,3240$

Din relația (3.17) rezultă :

$$x_t = \frac{|252,1667 - 209,1280|}{28,3240} = 1,5195 \cong 1,52$$

la care din tabelele de calcul (anexa III din /26/) corespunde :

$$P(x_t) = 93,57 \%, \text{ iar variabila de decizie va fi :}$$

$$p = 2(100 - 93,57) = 12,86 \% > 5 \%$$

deci termenii eșantionului sînt independenți.

Pentru verificarea omogenității eșantionului și a suprapunerii curbei analitice de probabilitate peste graficul empiric de probabilitate, în tabelul nr.4.3 s-a ordonat eșantionul de 70 de teșeni. De asemenea s-a segmentat eșantionul în două segmente egale acoperind perioadele 1893-1927 și 1928-1962, segmentele fiind la rîndul lor trecute ordonate în sens crescător în același tabel.

Graficele empirice de probabilitate ale segmentelor s-au reprezentat în fig.nr.4.1, iar al eșantionului unificat în fig.nr.4.2

Verificarea omogenității eșantionului se realizează în conformitate cu cele arătate la 3.4.2.

Abaterea maximă între graficele empirice de probabilitate ale segmentelor (fig.nr.4.1) este :

$$d_{35,35} = 0,17$$

Din relația (3.20) se calculează :

$$\sqrt{n} = \sqrt{\frac{35 \cdot 35}{35 + 35}} = 4,1833$$

deci din relația (3.19) : $z = 0,17 \cdot 4,1833 = 0,7112$.

Interpolînd în tabelul de calcul al distribuției Kolomogorov (anexa VI din /26/) rezultă :

$$L_z = 30,74 \%$$

iar probabilitatea de decizie : $p = 100 - 30,74 = 69,26 \% > 5 \%$,

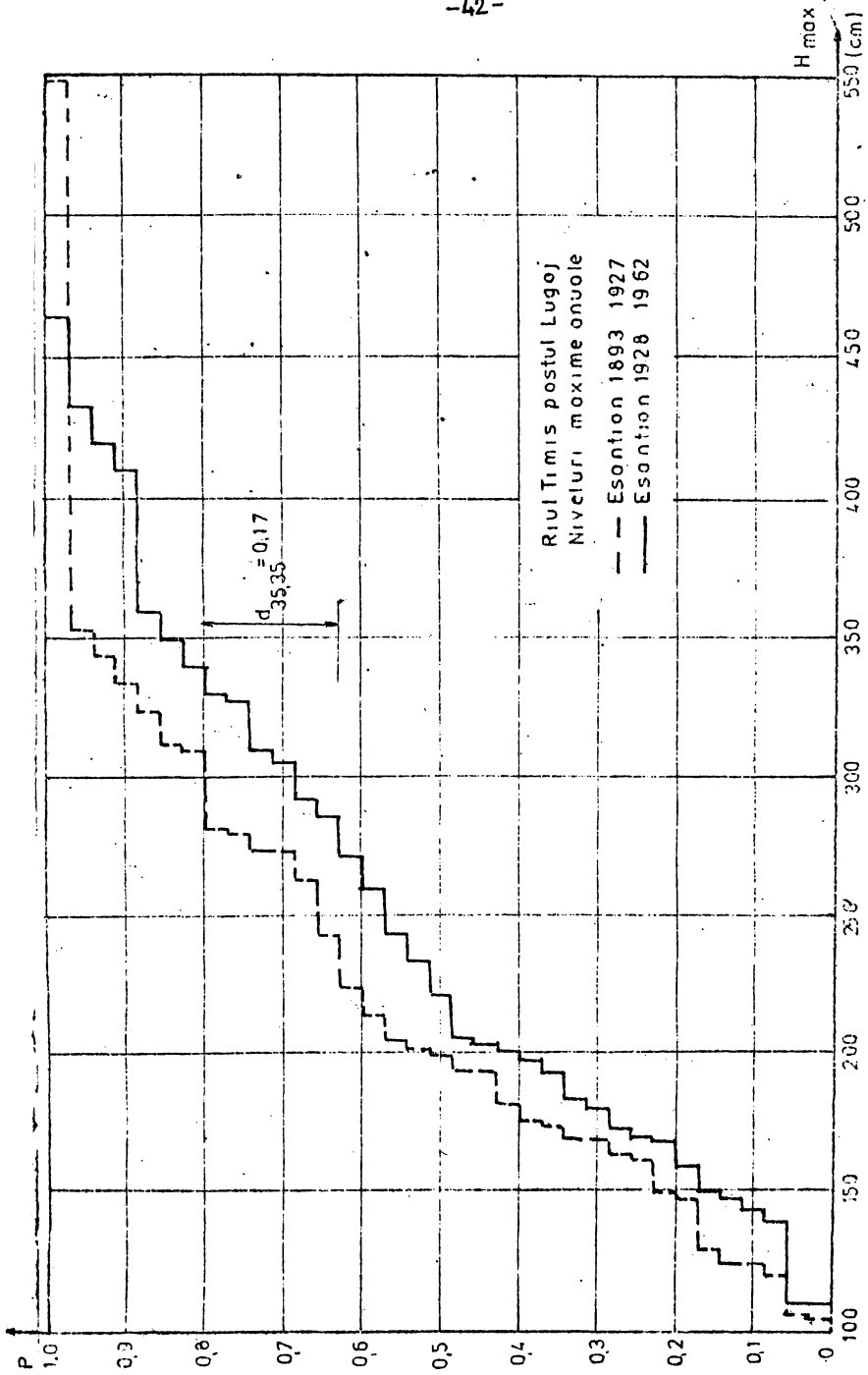
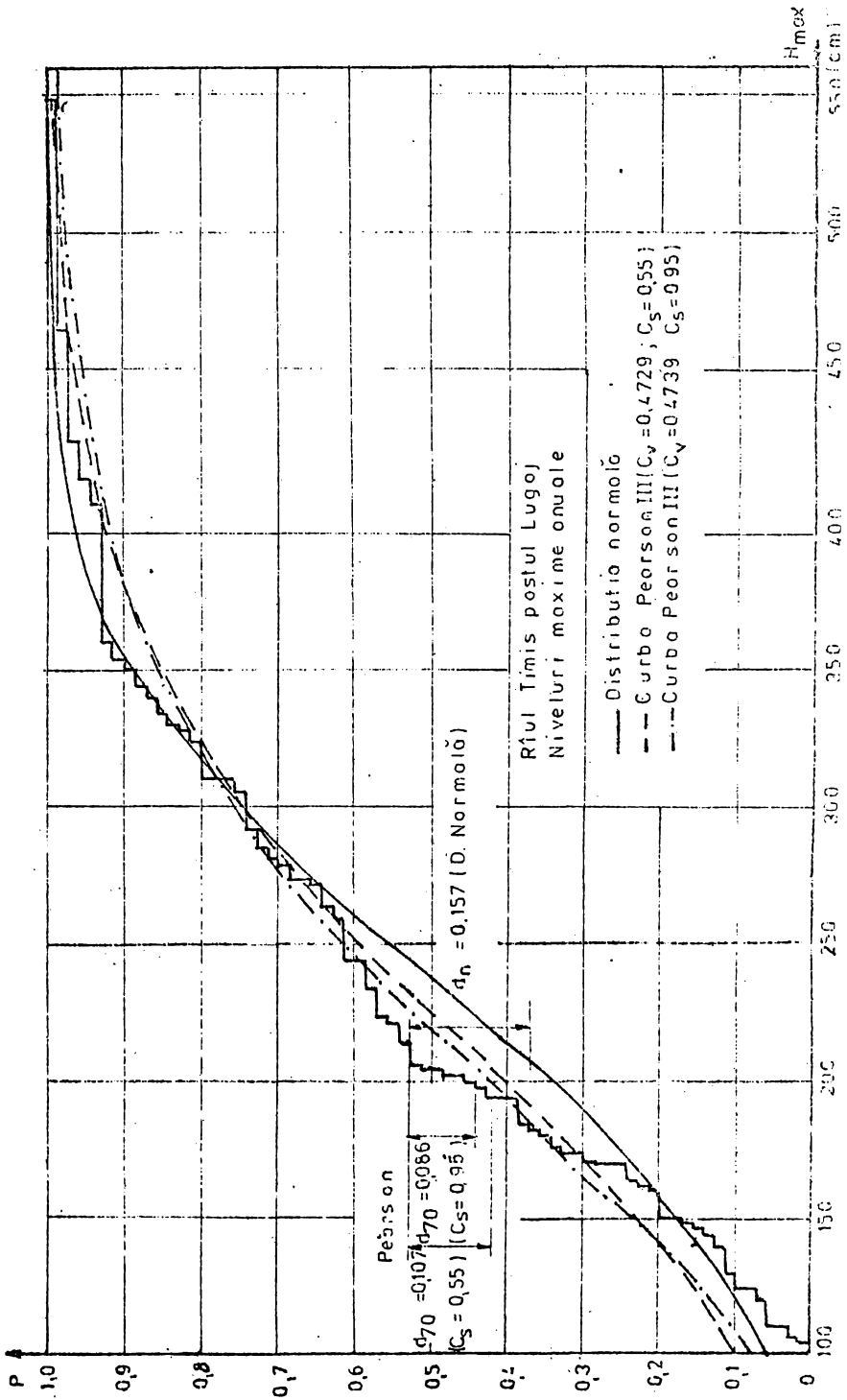


Fig. 4.1



dacă se poate considera cu probabilitate mare că eşantionul este omogen.

Tabelul nr.4.3

Eşantion 1893 - 1962				Segment 1893-1927		Segment 1923-1962	
Nr. crt	ξ_i^*	Nr. crt	ξ_i^*	Nr. crt	ξ_i^*	Nr. crt	ξ_i^*
1	104	36	205	1	104	1	110
2	106	37	206	2	106	2	110
3	110	38	214	3	120	3	139
4	110	39	222	4	124	4	144
5	120	40	224	5	124	5	148
6	124	41	234	6	129	6	150
7	124	42	244	7	147	7	166
8	129	43	244	8	150	8	169
9	139	44	260	9	162	9	170
10	144	45	264	10	164	10	174
11	147	46	272	11	169	11	180
12	148	47	274	12	169	12	184
13	150	48	274	13	174	13	194
14	150	49	280	14	176	14	198
15	160	50	282	15	182	15	202
16	162	51	286	16	194	16	204
17	164	52	292	17	184	17	206
18	169	53	306	18	200	18	222
19	169	54	310	19	202	19	234
20	169	55	310	20	205	20	244
21	170	56	311	21	214	21	260
22	174	57	324	22	224	22	272
23	174	58	328	23	244	23	286
24	176	59	330	24	264	24	292
25	180	60	334	25	274	25	306
26	182	61	340	26	274	26	310
27	184	62	344	27	280	27	328
28	194	63	350	28	282	28	330
29	194	64	354	29	310	29	340
30	194	65	360	30	311	30	350
31	198	66	410	31	324	31	360
32	200	67	420	32	334	32	410
33	202	68	433	33	344	33	420
34	202	69	464	34	354	34	433
35	204	70	548	35	548	35	464

Verificarea suprapunerii distribuției analitice presupunute peste curba empirică de probabilitate

a. Se face presupunerea că distribuția variabilei alcatoare studiate (nivelul maxim anual la p.h.Lugoj) poate fi caracterizată câtă prin funcția de distribuția normală (Gauss).

Parametrii distribuției vor fi :

$$m \cong \mu_{1,70}(\xi) = 238 \text{ cm}$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma_{70}(\xi)} \cong \sqrt{\mu_{2,70}^*(\xi)} = \sqrt{8626,42} = 92,9 \text{ cm}$$

În tabelul nr.4.4 se impune un șir de probabilități $\phi(x_i)$, din tabelele de calcul (anexa III din /26/) se extrag valorile cc

respunzătoare x_t și apelînd la (3.28) se calculează valorile z corespunzătoare probabilităților impuse.

Tabelul nr.4.4

Distribuția normală (Gauss)

$\phi(x_t)$	x_t	$x = m + \sqrt{s} \cdot x_t$	$\phi(x_t)$	x_t	$x = m + \sqrt{s} \cdot x_t$
0,01	-2,327	21,810	0,60	0,253	261,530
0,05	-1,645	85,180	0,70	0,525	286,770
0,10	-1,281	118,995	0,75	0,674	300,620
0,15	-1,047	140,736	0,80	0,842	316,220
0,20	-0,842	159,780	0,85	1,047	335,270
0,25	-0,674	175,390	0,90	1,281	357,010
0,30	-0,525	189,230	0,95	1,645	390,820
0,40	-0,253	214,490	0,98	2,052	428,630
0,50	0,000	238,000	0,99	2,327	454,180

Curba analitică astfel determinată se reprezintă peste graficul empiric de probabilitate (fig.nr.4.2), determinîndu-se abaterea maximă dintre cele două grafice :

$$d_{70} = 0,157$$

din relația (3.22) se calculează :

$$z = 0,157 \cdot \sqrt{70} = 1,315$$

la care prin interpolare în tabelul de calcul al distribuției Kolozorov (anexa VI din /26/) corespunde :

$$L_z = 93,69 \%$$

Probabilitatea de decizie va avea valoarea :

$$p = 100 - 93,68 = 6,31 > 5 \%$$

deci distribuția normală poate fi acceptată pentru aproximarea distribuției nivelurilor maxime la p.h.Lugoș.

b. Calculînd curba Pearson III pentru același set de date, rezultă :

$$\bar{H} = 235,41 \text{ cm} ; c_v = 0,4739 ; c_s = 0,5496 \approx 0,55$$

Deoarece $c_s < 2 c_v$ impune $c_s = 2 c_v = 0,9478 \approx 0,95$. Ordinate curbei Pearson III pentru c_s calculat și pentru $c_s = 2 c_v$ se calculează în tabelul nr.4.5.

Reprezentînd curbele în fig.nr.4.2, abaterile lor față de graficul empiric de probabilitate vor fi :

$$\text{la } c_s = 0,55 \quad d_{70} = 0,107$$

$$\text{la } c_s = 0,95 \quad d_{70} = 0,087$$

la care prin intermediul relațiilor (3.22) și (3.21) corespund următoarele valori ale probabilității de decizie :

$$\text{la } c_s = 0,55 \quad p = 39,94 \% > 5 \%$$

$$c_s = 0,95 \quad p = 67,86 \% > 5 \%$$

Distribuția Pearson III.

Nr. ord	p %	$c_s = 0,55$		$c_s = 0,95$	
		ϕ	H_{max}	ϕ	H_{max}
1.	0,1	-2,32	-23,41	-1,84	30,14
2.	1	-1,92	21,21	-1,62	54,68
3.	3	-1,64	52,45	-1,44	74,76
4.	5	-1,47	71,42	-1,34	85,92
5.	10	-1,21	100,42	-1,14	108,23
6.	20	-0,85	140,58	-0,85	140,58
7.	25	-0,72	155,09	-0,73	153,97
8.	30	-0,58	170,70	-0,62	166,29
9.	40	-0,34	197,48	-0,38	193,02
10.	50	-0,09	225,37	-0,16	217,56
11.	60	0,16	253,26	0,10	246,57
12.	70	0,45	285,61	0,39	278,92
13.	75	0,62	304,58	0,56	297,88
14.	80	0,80	324,66	0,76	320,20
15.	90	1,32	382,67	1,34	384,90
16.	95	1,78	433,99	1,87	444,03
17.	97	2,10	469,81	2,24	485,31
18.	99	2,72	538,86	2,99	568,98
19.	99,9	3,88	668,27	4,46	732,97

4.2. Preluizarea debitelor

Debitele maxime anuale pe râul Timiș, p.h. Lugoj înregistrate în perioada 1893-1962 sînt înscrise în tabelul nr.4.6.

Schimbarea de variabile $\xi - \eta$ (relația 3.5) și calculul sumelor $[\eta_i^k]$ (relațiile 3.4) se prezintă în tabelul nr.4.7.

Cu ajutorul sumelor $[\eta_i^k]$ și utilizînd relațiile (3.5)-(3.8) s-au calculat momentele empirice ale variabilei η , iar cu ajutorul relațiilor (3.9) - (3.12) momentele empirice ale variabilei inițiale ξ .

Obs. a = 100 ; b = 450.

Momentele variabilei η rezultă :

$$\mu_{1,70}(\eta) = \frac{1}{70}(-139) = -1,9857 \quad ; \quad \mu_{2,70}^*(\eta) = \frac{1}{70^2}[70 \cdot 477 - (-139)^2] = 2,8712$$

$$\mu_{3,70}^*(\eta) = \frac{1}{70^3}[70^2(-973) - 3 \cdot 70 \cdot 477(-139) + 2 \cdot (-139)^2] = 18,8638$$

$$\mu_{4,70}^*(\eta) = \frac{1}{70^4}[70^3 \cdot 5121 - 4 \cdot 70^2 \cdot (-973)(-139) + 6 \cdot 70 \cdot 477 \cdot (-139)^2 - 3 \cdot (-139)^4] = 77,3231$$

Tabelul nr.4.6

Riul : Timiș Postul : Lugoj Debite maxime anuale (e_{max})

Anul	ξ_i (m ³ /s)	η_i	$\eta_i \cdot \eta_{i+1}$	Anul	ξ_i (m ³ /s)	η_i	$\eta_i \cdot \eta_{i+1}$	Anul	ξ_i (m ³ /s)	η_i	$\eta_i \cdot \eta_{i+1}$
1893	278	-2	4	1918	132	-3	9	1943	180	-3	6
94	135	-3	6	19	178	-3	9	44	179	-3	9
95	333	-1	3	1920	332	-1	3	45	170	-3	9
96	180	-3	3	21	110	-3	3	46	165	-3	9
97	231	-2	6	22	154	-3	9	47	142	-3	9
98	305	-1	2	23	160	-3	9	48	125	-3	9
99	92	-4	4	24	335	-1	3	49	425	0	0
1900	183	-3	12	25	300	-1	1	1950	132	-3	0
01	110	-3	9	26	480	0	0	51	250	-3	0
02	182	-3	9	27	137	-3	0	52	153	-3	6
03	275	-2	6	28	147	-3	9	53	125	-3	9
04	113	-3	6	29	115	-3	9	54	388	-1	3
05	230	-2	6	1930	180	-3	9	55	786	-3	3
06	152	-3	6	31	160	-3	9	56	611	2	6
07	143	-3	9	32	645	2	6	57	357	-1	2
08	160	-3	9	33	182	-3	6	58	258	-2	2
09	113	-3	9	34	175	-3	9	59	574	1	2
1910	254	-2	6	35	183	-3	9	1960	155	-3	3
11	148	-3	6	36	115	-3	9	61	138	-3	9
12	1080	-6	-18	37	315	-1	3	1962	298	-2	6
13	354	-1	6	38	405	0	0	$R = \sum \eta_i \cdot \eta_{i+1} = 309$			
14	208	-2	2	39	325	-1	0				
15	400	0	0	1940	285	-2	2				
16	80	-4	0	41	205	-2	4				
1917	105	-3	12	1942	265	-2	4				

Tabelul nr.4.7

Subintervale ale variabilei ξ	Media		n_i	η_i	$n_i \eta_i$	$n_i \eta_i^2$	$n_i \eta_i^3$	$n_i \eta_i^4$
	pe sub-interval	pe do- meniu						
0- 99	50		2	-4	-8	32	-128	512
100- 199	150		37	-3	-111	333	-999	2997
200- 299	250		12	-2	-24	48	-96	192
300- 399	350		10	-1	-10	10	-10	10
400- 499	450	450	4	0	-150	0	-1233	0
500- 599	550		1	1	1	1	-1	1
600- 699	650		2	2	4	8	16	32
700- 799	750		1	3	3	9	27	81
800- 899	850		0	4	0	0	0	0
900- 999	950		0	5	0	0	0	0
1000-1099	1050		1	6	6	36	216	1296
		Σ	70		+14		+260	
					-153		-1233	
					-139	+477	-975	+5121

Momentele variabilei ξ sînt :

$$\mu_{1,70}(\xi) = 100(-1,9857) + 450 = 251,43 \approx 251,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mu_{2,70}^*(\xi) = 100^2(2,8712 - \frac{1}{12}) = 27873$$

$$\mu_{3,70}^*(\xi) = 100^3 \cdot 18,8633 \text{ J} = 18,8633 \cdot 10^6$$

$$\mu_{4,70}^*(\xi) = 100^4 [77,3231 - \frac{1}{2 \cdot 70} (70 \cdot 477 - (-139)^2 + \frac{70^3}{40})] = 78,875 \cdot 10^8$$

Verificarea independenței termenilor eșantionului

În tabelul nr.4.6 s-a calculat suma :

$$R = \sum \eta_i \cdot \eta_{i+1} = 309$$

Iar din tabelul nr.4.7 rezultă sumele :

$$S_1 = -139 ; S_2 = 477 ; S_3 = -973 ; S_4 =$$

Din relațiile (3.13!) și (3.16!) se calculează :

$$R_K = 309 - \frac{70}{12} = 303,1667$$

$$S_{1K} = -139 ; S_{2K} = 477 - \frac{70}{12} = 471,1667$$

$$S_{3K} = -973 - \frac{-139}{4} = -938,25$$

$$S_{4K} = 5121 - \frac{477}{2} + \frac{7 \cdot 70}{240} = 4884,5416$$

Se calculează relațiile (3.14) și (3.15) :

$$M(R_K) = \frac{(-139)^2 - 471,17}{70 - 1} = 273,186$$

$$D^2(R_K) = \frac{471,17^2 - 4884,54}{70 - 1} +$$

$$\frac{(-139)^4 - 4(-139)^2 \cdot 471,17 + 4(-139)(-938,25) + 471,17^2 - 2 \cdot 4884,54}{(70 - 1)(70 - 2)} - 273,186 = 4$$

de unde $D(R_K) = \sqrt{472,769} = 21,7433$

Din relația (3.17) rezultă :

$$x_c = \frac{|303,1667 - 273,1860|}{21,7493} = 1,3789 \approx 1,38$$

La care din tabelele de calcul ale distribuției normale (III din /26/) corespunde : $F(x_c) = 91,62\%$ iar probabilitatea de decizie va avea valoarea :

$$p = 2(100 - 91,62) = 13,76\% > 5\%$$

Deci termenii eșantionului sînt independenți.

Pentru efectuarea verificărilor privind omogenitatea eșantionului, precum și pentru verificarea suprapunerii curbelor de probabilitate peste graficul empiric, în tabelul ordonat eșantionul de 70 de termeni, de asemenea segmente rînd perioadelor 1893-1927 și 1928-1962.

Graficele empirice de probabilitate ale segmentelor sînt reprezentate în fig.nr.4.3, iar cele ale eșantionului uni-

Tabelul nr.4.8

Epoca 1893-1902				Segment 1893-1927		Segment 1928-1962	
Nr. crt.	Et*	Nr. crt.	Et*	Nr. crt.	Et*	Nr. crt.	Et*
1	80	36	182	1	80	1	115
2	92	37	183	2	92	2	115
3	105	38	183	3	105	3	125
4	110	39	183	4	110	4	125
5	110	40	205	5	110	5	132
6	113	41	208	6	113	6	138
7	113	42	230	7	113	7	142
8	115	43	231	8	132	8	147
9	115	44	250	9	135	9	153
10	125	45	254	10	137	10	155
11	125	46	258	11	143	11	160
12	132	47	265	12	148	12	165
13	132	48	275	13	152	13	170
14	135	49	278	14	154	14	175
15	137	50	285	15	160	15	179
16	138	51	298	16	160	16	180
17	142	52	300	17	178	17	180
18	143	53	306	18	180	18	182
19	147	54	315	19	183	19	183
20	148	55	325	20	183	20	205
21	152	56	332	21	208	21	250
22	153	57	333	22	230	22	258
23	154	58	335	23	231	23	265
24	155	59	354	24	254	24	265
25	160	60	357	25	275	25	298
26	160	61	388	26	288	26	315
27	160	62	400	27	300	27	325
28	165	63	405	28	306	28	357
29	170	64	425	29	332	29	388
30	175	65	480	30	333	30	405
31	178	66	574	31	335	31	425
32	179	67	611	32	354	32	574
33	180	68	645	33	400	33	611
34	180	69	786	34	480	34	645
35	180	70	1080	35	1080	35	786

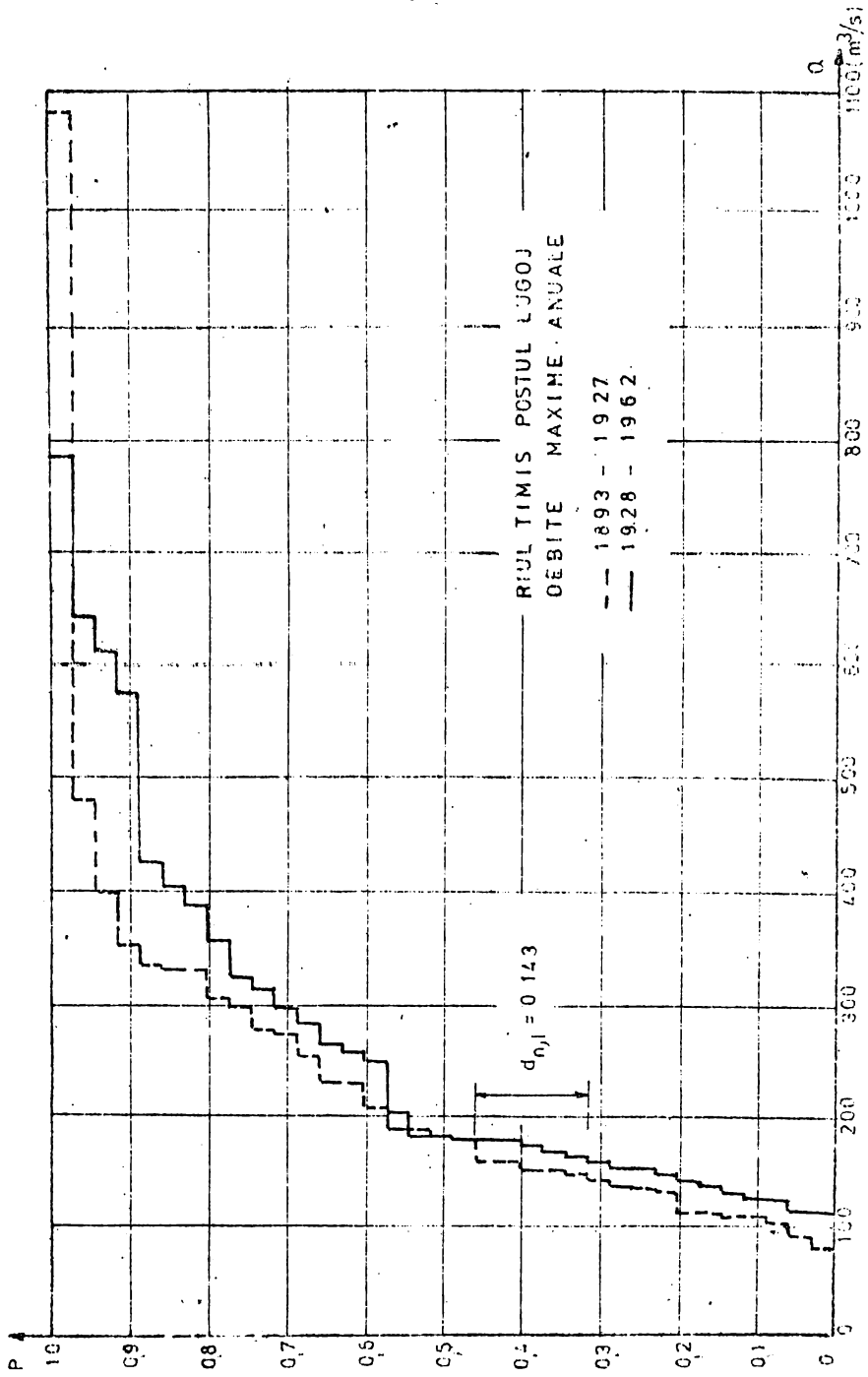


Fig. 4.3.

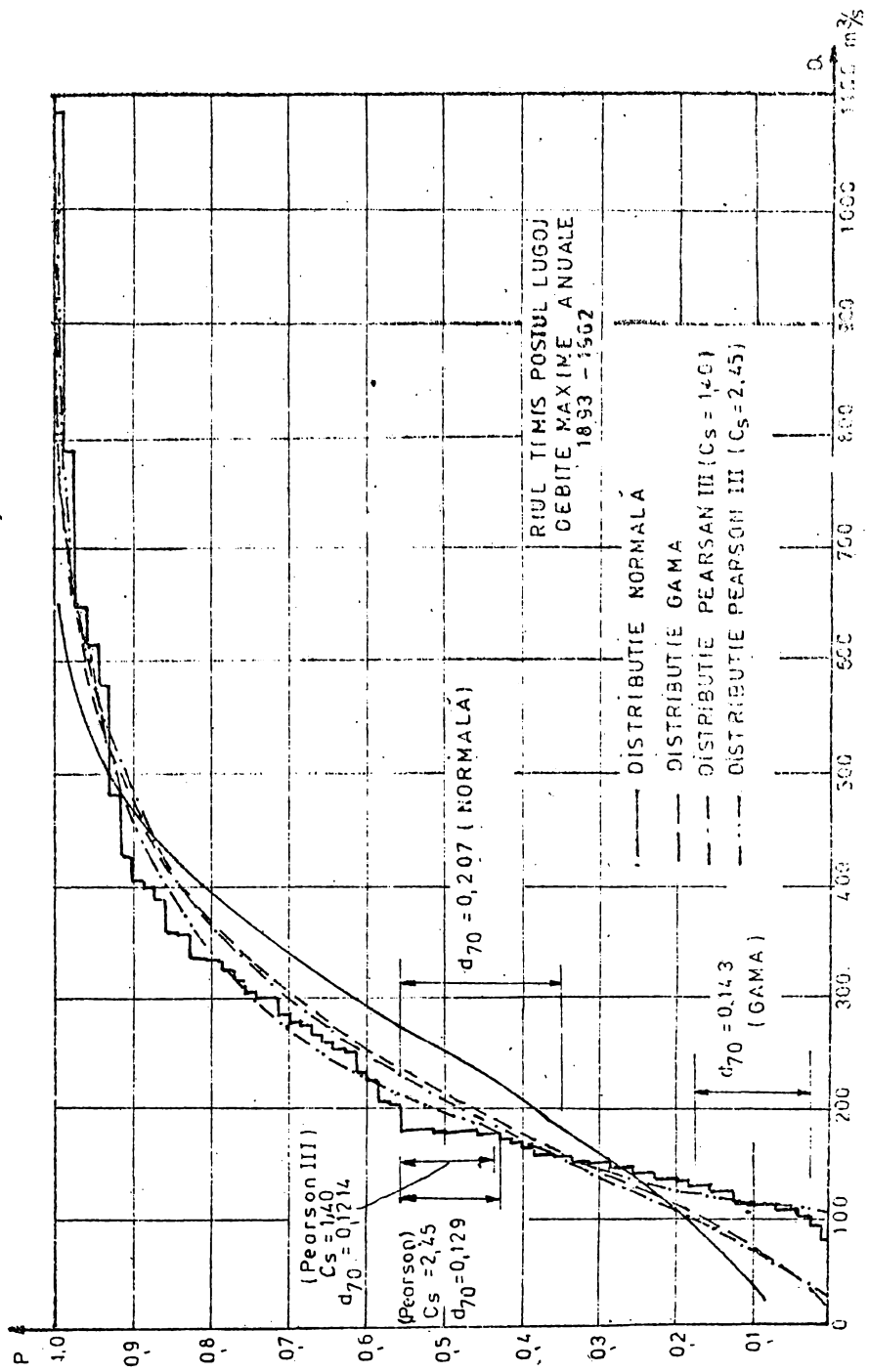


Fig. 4.4.

Verificarea omogenității cantionului

Cantionul s-a segmentat pe perioadele 1893-1926 și 1927-1956, fiecare segment conținând $k = 1 = 35$ termeni. Reprezentând grafic empirice de probabilitate ale segmentelor (fig.nr.4.3) s-a determinat abaterea maximă dintre ele :

$$d_{k,1} = 0,143$$

Din (3.20) se calculează :

$$\sqrt{n} = \sqrt{\frac{35-35}{35+35}} = 4,1833$$

iar din (3.19) : $z = 0,143 \cdot 4,1833 = 0,5983$, la care din tabelul de calcul ale distribuției Kolmogorov (anexa VI din /26/) corespunde :

$$L_z = 12,29 \%$$

Probabilitatea de decizie având valoarea :

$$p = 100 - 12,29 = 87,71 \% > 5 \%$$

Cantionul este omogen.

Verificarea suprapunerii curbelor analitice de probabilitate peste graficul empiric

a. Se încearcă aproximarea distribuției debitelor maxime la p.h.Lugoș cu distribuția normală. Parametrii distribuției vor fi $m \approx \mu_{2,70}(\xi) = 251,5 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\sigma = \sigma_{70}(\xi) \approx \sqrt{\mu_{2,70}^*(\xi)} = \sqrt{27879} = 166,97 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cu ajutorul tabelelor de calcul (anexa III din /26/) și a relației (3.28), în tabelul nr.4.9 se calculează ordonatele curbelor normale de probabilitate.

Reprezentând curba normală de probabilitate peste graficul empiric din fig.nr.4.4 se determină abaterea :

$$d_{70} = 0,207$$

Din relația (3.22) se calculează :

$$z = 0,207 \cdot \sqrt{70} = 1,7319$$

la care din tabelele de calcul de distribuție Kolmogorov (anexa VI din /26/) corespunde :

$$L_z = 99,503 \%$$

Variabila de decizie având valoarea :

$$p = 100 - 99,503 = 0,497 \% < 1 \%$$

Rezultă că practic este exclusă suprapunerea, deci distribuția debitelor maxime anuale pe râul Timiș, p.h.Lugoș trebuie aproximată cu altă funcție de distribuție, nu cea normală (Gauss).

b. Se testează suprapunerea distribuției. Gama calculându-se parametrii din relațiile (3.32), (3.33), (3.34) :

Distribuția normală (Gauss)

$\phi(x_t)$	x_t	$x = \mu + \sqrt{\sigma} \cdot x_t$	$\phi(x_t)$	x_t	$x = \mu + \sqrt{\sigma} \cdot x_t$
0,01	-2,327	-137,04	0,60	0,253	293,74
0,02	-2,052	-91,12	0,70	0,525	339,16
0,05	-1,645	-23,17	0,75	0,674	354,04
0,10	-1,281	37,61	0,80	0,842	392,09
0,15	-1,047	76,68	0,85	1,047	426,32
0,20	-0,842	110,99	0,90	1,281	465,59
0,25	-0,674	138,96	0,95	1,645	526,17
0,30	-0,525	163,84	0,98	2,052	594,12
0,40	-0,253	209,26	0,99	2,327	640,04
0,50	0,000	251,50			

$$x_0 = \mu_{1,70} - 2 \frac{(\mu_{2,70}^* - \mu_{1,70}^*)^2}{\mu_{2,70}^*} = 251,5 - 2 \frac{27,879^2 \cdot 10^6}{18,8639 \cdot 10^6} = 169,095 > \xi_1^* = 80 \text{ m}^3/\text{s}$$

Decarece $x_0 > \xi_1^*$, se impune $x_0 = x_{of} = 0 \text{ m}^3/\text{s}$

$$k = \frac{\mu_{1,70} - x_0}{\mu_{2,70}^*} = \frac{251,5 - 0}{27879} = 0,0093$$

$$k^2 = \frac{(\mu_{1,70} - x_0)^2}{\mu_{2,70}^*} = \frac{(251,5 - 0)^2}{27879} = 2,269 < 45$$

Ordonatele curbei de probabilitate se calculează în tabelul nr.4.10.

Tabelul nr.4.10

P %	x_t	$x = \frac{x_t}{2X} + x_0$	P %	x_t	$x = \frac{x_t}{2X} + x_0$
0,05	0,111	6,167	60	4,585	254,722
0,10	0,150	8,233	70	5,470	303,888
0,50	0,310	17,222	80	6,640	368,888
1,0	0,426	23,666	90	8,510	472,777
2,5	0,658	36,556	95	10,295	571,944
5,0	0,931	51,722	97,5	11,950	665,888
10	1,335	74,166	99	14,200	788,888
20	1,995	110,833	99,5	15,800	871,777
30	2,695	144,166	99,9	19,500	1083,333
40	3,205	178,095	99,95	21,050	1169,444
50	3,855	214,166			

Reprezentind curba gama prin suprapunere peste graficul engineric de probabilitate in fig.4.4, rezultă ahaterea :

$$d_{70} = 0,143$$

din relația (3.22) :

$$z = 0,143 \sqrt{70} = 1,197$$

la care din tabelul de calcul al distribuției Kolmogorov (anexa VI din /26/) corespunde :

$$L_z = 88,61 \%$$

iar probabilitatea de decizie fiind :

$$p = 100 - 88,61 = 11,39 \% > 5 \%$$

rezultă că distribuția poate fi aproximată prin funcția gaussiană.

c. Calculul curbei Pearson III pentru aceiași ecuațion conduce la următoarele valori ale parametrilor :

$$Q = 249,67 \text{ m}^3/\text{s} ; c_v = 0,6885 ; c_s = 2,45$$

raportul $c_s/c_v = 3,53$ deci se îndeplinește condiția :

$$c_s = (2 - 4)c_v$$

Ordânatele curbei de probabilitate se calculează în tabelul nr.4.11.

Tabelul nr.4.11

Nr. crt	p %	ϕ	Q_{max} (m^3/s)	Nr. crt	p %	ϕ	Q_{max} (m^3/s)
1	0,1	-0,82	106,71	11	60	-0,14	225,60
2	1	-0,82	108,71	12	70	0,13	272,02
3	3	-0,81	110,43	13	75	0,31	302,96
4	5	-0,80	112,15	14	80	0,54	342,49
5	10	-0,78	115,59	15	90	1,25	434,54
6	20	-0,71	127,62	16	95	2,01	535,13
7	25	-0,66	135,22	17	97	2,58	633,17
8	30	-0,62	143,09	18	99	3,81	804,60
9	40	-0,50	163,72	19	99,9	6,54	1373,88
20	50	-0,36	187,79				

Reprezentînd curba în fig.nr.4.4 prin suprapunere peste graficul empiric de probabilitate rezultă abaterea :

$$d_{70} = 0,129$$

și utilizînd relațiile de calcul (3.22) și (3.21) și tabelele de calcul (anexa VI din /26/), se calculează valoarea probabilității de decizie :

$$p = 19,45 \% > 5 \%$$

deci curba Pearson III aproximează bine distribuția debitelor maxime anuale de la p.h.Lugoș.

4.3. Rezultate ale prelucrării datelor hidrometrice (niveluri și debite maxime anuale) înregistrate de la cei alte posturi hidrometrice din spațiul hidrografic Banat

Utilizînd metodologia expusă în cap.3 și exemplificată în cap.4 s-au prelucrat datele hidrometrice înregistrate în perioada 1953-1962 la un număr de 11 posturi hidrometrice situate pe râurile din spațiul hidrografic Banat, și anume nivelurile maxime anuale la 11 posturi hidrometrice (Teregova, Lugoș, Carenebeș, Săg pe Timiș, Râșca pe riul Rece, Valea Pui pe Pogăniș, Făget și Balint pe Begea, Cenci și Beregsău pe Begea Veche și Bocșa pe Fărzava), de asemenea

debitele maxime anuale la 4 posturi hidrometrice la care au existat debite înregistrate în aceeași perioadă și posibilități de completare a șirului de debite cu ajutorul cheilor limnimetrice (Terego Lugoș și Sag pe Timiș și Balinț pe Bega).

Rezultatele prelucrărilor de nivel sînt centralizate în tabelul nr.4.12 iar ale celor de debit în tabelul nr.4.13.

În tabele sînt trecute rezultatele obținute în urma verificării ipotezelor statistice și anume valorile probabilității de decizie pentru :

- verificarea independenței termenilor eșantionului ;
- verificarea omogenității eșantionului ;
- verificarea suprapunerii curbelor teoretice de probabilitate peste graficele empirice de probabilitate.

În cazul tuturor posturilor hidrometrice, atît pentru niveluri, cît și debite maxime anuale, s-a verificat suprapunerea distribuției normale, a distribuției gama și a distribuției Pearson III în două variante : pentru validarea coeficientului de asimetrie calculat pe baza eșantionului și pentru cazul $c_s = 2 c_v$.

4.3.1. Analiza rezultatelor

Analizînd datele înscrise în tabelele nr.4.12 și 4.13 se constată următoarele privitor la verificarea ipotezelor statistice :

A. În ceea ce privește independența termenilor eșantionului rezultatele obținute sînt relativ slabe. În cazul prelucrării nivelurilor maxime anuale, ipoteza este îndeplinită doar în 4 cazuri din cele 11 prelucrate, cu valorile probabilității de decizie $9,64 \% < p < 24,36 \%$, în 4 cazuri independența rezultă nesigură cu $1,202 \% < p < 4,80 \%$, într-un caz independența termenilor eșantionului este aproape exclusă ($p = 0,645 \%$), iar în 2 cazuri valorile probabilității de decizie fiind $p < 0,1 \%$ independența este exclusă.

TABEL CENTRALIZATOR AL PRELUCRĂRIILOR DE NIVELUL

RIUL	POSTUL	PERIODA PRELUCRATA	NR. TERMENI			SUPRAFAȚA B.T. (km ²)	ALTITUDINEA MED. A B.H. (m d.m.)	VERIFICAREA IND. PENDENȚEI TERMN. NILOR ESANȚIONU. CUI P %	VERIFICAREA OMOGENITĂȚII ESANȚIONULUI P %	DISTR. NORMALA	DISTR. GAMA	PEARSON III.		DISTR. NORMALA	DISTR. GAMA	PENTRU P=99% (cm)	
			PRELUCRATI	DIN DATE DIRECTE	COMPLETE (CORRELATI)							C _s calculat	C _s C _s =2C _v			C _s calculat	C _s C _s =2C _v
TIMIS	TERE GOVA	1893- 1962	70	46	24	167	871	9,64	86,88	22,23	70,66	C _s = 0,35 63,09	C _s = 0,65 0,256	282	303	307	452
TIMIS	CARAN- SEBES	1893- 1962	70	59	11	1072	769	24,36	11,42	2,74	39,65	C _s = 0,55 39,94	C _s = 0,95 6,7,86	454	511	668	733
TIMIS	LUGOJ	1893- 1962	70	60	10	2706	665	12,86	69,26	6,34	31,88	C _s = 0,75 88,16	C _s = 0,90 77,87	264	293	290	285
RECE	RUSCA	1893- 1962	70	15	55	163	1157	10,15	75,78	31,88	87,45	C _s = 0,60 82,47	C _s = 0,85 91,44	506	587	544	580
7	BEGA	1893- 1962	70	59	11	474	464	0,00002	48,45	31,88	9,83	C _s = 0,65 97,64	C _s = 0,85 86,66	432	456	468	507
8	BEGA	1893- 1962	70	25	45	1064	329	0,645	60,13	91,44	0,000002	C _s = 0,65 98,76	C _s = 0,65 86,66	681	1531	755	776
9	BEGA VECHE	1893- 1962	70	42	20	1389	137	0,000001	6,26	48,45	93,36	C _s = 0,90 99,59	C _s = 1,20 96,81	591	789	642	627
0	BEGA VECHE	1893- 1962	70	25	45	1540	133	4,81	31,88	31,88	59,26	C _s = 0,30 39,38	C _s = 0,95 39,59	489	584	569	592
1	BIFAZA	1893- 1962	70	54	16	352	570	2,78	48,59	5,3,22	31,88	C _s = 0,30 39,38	C _s = 0,95 39,59	493	552	519	568

TABEL CENTRALIZATOR AL PRELUCRARILOR DE DEBITE MAXIME ANUALE

NR. CRT.	RIUL	POSTUL	PERIODA PRELUCRAVA	NR. TERMENI PRELUCRATI		SUPRAFATA B.H. (km ²)	ALTITUDINEA MEDIA B.H. (mdm)	VERIFICAREA INDEPENDENTE TERMENILOR ESANTIONNULUI P%	VERIFICAREA OMOGENITATII ESANTIONNULUI P%	VERIFICAREA SUPRAPUNERII DISTRI-BUTIIILOR TEORETICE P%				C _{max} PENTRU P = 99% (m ³ /s)	
				DIN DATE DIRECTE	COMPLETARI (CORRELATII)					DISTR. NORMALA	DISTR. GAMA	PEARSON III C _s CALCULAT	PEARSON III C _s = 2 C _v	DISTR. NORMALA	DISTR. GAMA
1	TIMIS	TEREGOVA	1893-1962	70	62	1072	671	26,84	75,57	0,01	-	4,972	-	50,02	45,55
2	TIMIS	LUCIJJ	1893-1962	70	73	2706	665	16,76	87,71	0,50	11,42	640	712	905	817
3	TIMIS	SAG	1893-1952	70	69	4493	468	9,01	68,13	0,26	0,0002	852	1319	1231	1061
4	BEGA	BALINT	1893-1962	70	66	1064	329	0,134	66,13	58,15	97,60	182	217	210	187

instituită, impusă de importanța viiturilor. Este posibil ca la viitură de mai mică amploare, efectuând citiri la măsură din 4 în 4 ore să nu se sesizeze chiar vârful undei.

Ca o concluzie, se desprinde necesitatea dotării pe măsura și stabilităților - a posturilor hidrometrice cu limnigrafe.

b) Eșantioanele de date prelucrate au fost incomplete în perioada luată în considerare, existând întreruperi în înregistrarea datelor. Sirurile au fost completate prin corelare cu p.h. Lugoj (p.h. de bază pentru spațiul hidrografic Banat) luând în considerare și sirurile de înregistrări din perioada 1893-1973, iar pentru completarea eșantioanelor de debite s-au folosit cheile limnimetrice ale p.h. studiate.

Completarea eșantioanelor pe bază de corelații desigur au influențat neîndeplinirea ipotezei independenței însă nu decisiv, ceea ce se confirmă prin faptul că s-au obținut rezultate mai bune la unele p.h. la care s-a obținut un număr mai mare de termeni prin completare (p.h. Rusca pe Rîul Rece, p.h. Faliș pe Bega, p.h. Valea Pui pe Pogăniș, p.h. Conei pe Bega Veche - H_{max} ; p.h. Sag pe Timiș - Q_{max}), decât la p.h. la care există mai multe date directe (p.h. Păgot pe Bega, p.h. Sag pe Timiș - Q_{max} , p.h. Terogova pe Timiș - Q_{max}).

c) Poziția p.h. în cadrul bazinului hidrografic a influențat de asemenea rezultatele; s-au obținut rezultate bune la p.h. situate în bazinele superioare ale cursurilor de apă studiate cu altitudini medii ale b.h. aferent peste 600 mdM, adică în zone în care din cauza pantelor mari, concentrarea scurgerii pe versanți (funcția genetică a viiturilor) s-a produs rapid.

În zona de câmpie, unde se pune în principal problema viiturilor (funcția de transport) rezultatele sînt slabe.

d) Corelat cu altitudinea trebuie să se ia în considerare și faptul că în bazinele superioare ale cursurilor de apă din Banat lucrările de amenajare și regularizare sînt puțin dezvoltate, pe cînd în zona de câmpie influența intervenției omului este masivă și se manifestă de multă vreme, ceea ce desigur a dus la modificări importante în timp ale regimului curgerii.

Influența lucrărilor de amenajare, efectuate masiv în special în ultimii 20 de ani, este pușă pregnant în evidență de faptul că la p.h. la care s-au obținut rezultate bune pentru perioada 1893-1962, ipoteza independenței nu s-a mai verificat încercînd prelucrarea perioadei 1893-1973 (șir de 81 de ani pentru care se

dispune de date).

Acest lucru demonstrează cele enunțate la principiile prelevării eșantionului /26/ și anume necesitatea raportării datelor din măsurători la aceeași stare a albiei, atunci când aceasta suferă modificări prin indiguiri, regularizări, depuneri, eroziuni etc. Neavînd la dispoziție date cu privire la momentul și amploarea intervenției omului asupra regimului scurgerii, această operațiune nu s-a putut efectua.

B. In ceea ce privește ipoteza statistică a omogenității eșantionului, rezultatele obținute sînt foarte bune, ipoteza omogenității fiind verificată în toate cele 15 cazuri studiate.

C. Ipoteza statistică a suprapunerii curbelor teoretice de probabilitate peste graficul empiric

Această ipoteză statistică permite alegerea distribuției în care se încadrează variabila aleatoare studiată, urmînd ca utilizînd parametrii distribuției respective să se determine valorile de diverse probabilități ale variabilei.

Verificînd această ipoteză pentru distribuția normală, distribuția gama cu 3 și 2 parametri și distribuția Pearson III cu c_g calculat din relația de definiție și cu $c_g = 2 c_v$, se constată următoarele :

- rezultatele cele mai bune s-au obținut în cazul distribuției Pearson III cu c_g calculat (8 cazuri din 11 la prelucrarea nivelurilor maxime anuale, 2 cazuri din 4 la prelucrarea debitelor maxime anuale) chiar în cazurile în care pe baza eșantionului rezultă c_g calculat $< 2 c_v$. Chiar în situația în care altă distribuție se dovedește a fi cea mai bună, distribuția Pearson III cu c_g calculat se verifică cu probabilitatea de decizie imediat următoare ca valoare. Într-un singur caz din 15 s-a obținut suprapunere nesigură ($Q_{max} = p.h. Paliniș pe râul Bega$);

- distribuția Pearson III cu $c_g = 2 c_v$ se suprapune în general destul de bine peste graficul empiric de probabilitate, însă doar în 9 cazuri din 15 se dovedește a fi cea mai bună, într-un caz rezultă suprapunere nesigură ($p = 3,27 \%$) și într-un caz suprapunere aproape exclusă ($p = 0,256 \%$);

- distribuția Gama se suprapune în general bine în cazul nivelurilor maxime (2 cazuri din 11 în care obține cea mai mare valoare a probabilității de decizie și un singur caz de suprapunere exclusă), în cazul debitelor maxime anuale însă rezultatele sînt eteroge (1 caz din 4 cu suprapunerea cea mai bună, 1 caz de suprapunere exclusă și 1 caz în care nu se aplică);

- cele mai slabe rezultate s-au obținut în cazul distribuției normale, cu valorile cele mai reduse ale probabilității de decizie, totuși această distribuție se aplică destul de bine în cazul nivelurilor maxime anuale (un singur caz de suprapunere nesigură), în cazul debitelor maxime anuale însă prezintă rezultate foarte slabe (2 cazuri de suprapunere aproape exclusă din 4 și 1 caz de suprapunere exclusă).

Comparând valorile nivelurilor respectiv debitelor maxime anual calculate pentru probabilitatea de depășire $p = 1\%$ (probabilitatea de nedeășire $p = 99\%$ în tabele) se constată :

- în cazul nivelurilor maxime anuale valorile acoperitoare rezultă pentru distribuțiile gama și Pearson III cu $c_g = 2$ și c_v decât în aceste cazuri apare câte unul în care suprapunerea este exclusă
- în cazul debitelor maxime anuale distribuția gama și distribuția Pearson III cu c_g calculat furnizează valorile acoperitoare.

4.3.2. Concluzii la capitolele 3 și 4

- Maximile întâlnite și prelucrate în general în hidrologie au caracter aleator. În prelucrarea statistico-probabilistică a acestor mărimi, în determinarea valorilor extreme de diverse probabilități de depășire necesare la proiectarea și/sau exploatarea construcțiilor hidrotehnice, se simte nevoia introducerii unor metode științifice riguroase, care să ofere o siguranță sporită a rezultatelor. Metodologia expusă, bazată pe aplicarea în hidrologie a cunoștințelor actuale ale teoriei probabilităților și statisticii matematice - ramuri ale matematicii care se ocupă prin excelență cu studiul variabilelor aleatoare - rezolvă acest deziderat.

- Metodologia prezentată cere un volum important de date, esențiale care să acopere cel puțin 30 de ani. Considerăm că prin activitatea hidrometrică desfășurată în special din anul 1950-55 pînă în prezent, s-a acumulat un fond de date suficient de bogat pentru a se putea aplica metoda științifice de prelucrare. În plus acest fond de date se poate îmbogăți în bazinele hidrografice sau posturile hidrometrice deficitare din acest punct de vedere prin corelații multietape cu posturi hidrometrice de bază cu un fond bogat de date.

- Prin verificarea ipotezelor statistice, metodologia prezintă un grad sporit de siguranță și de încredere a rezultatelor prelucrării variabilelor aleatoare din hidrologie - pus în evidență de probabilitatea de decizie - implicit un grad sporit de siguranță în proiectarea și exploatarea lucrărilor hidrotehnice.

- Fiind vorba de o metodologie generală, valabilă pentru variabile aleatoare în general, ea poate fi aplicată și în alte domenii, neapărat în cea a hidrologiei, gosp. apelor sau a constr. hidrotehnice.

Capitolul 5

PROBLEME ALE PROGNOZARII VIITURILOR IN B.H. CONTROLATE DE LACURI DE ACUMULARE SI ALE UTILIZARII PROGNOZELOR LA DIMENSIONAREA SI EXPLOATAREA ACESTORA

Componentele valumului unui lac de acumulare sînt (fig.nr.5.1)

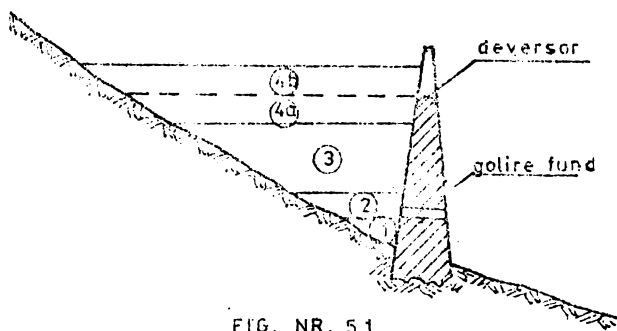


FIG. NR. 5.1

- 1 - volumul mort
- 2 - rezerva de fier $W_{r.f.}$
- 3 - volumul util W_u
- 4 - volumul de protecție W_p în două tranșe ;
- 4a - volumul de protecție sub creasta deversorului W_{p1} ;

4b - volumul de atenuare deasupra crestei deversorului W_{p2} (pînă la nivelul maxim de retenție).

Funcție de componente pe care le cuprind acumulările, pot fi clasificate în :

a. acumulări permanente realizate pentru satisfacerea necesarului de apă al folosințelor avînd drept componentă principală volumul util. Dintre celelalte componente eventual poate să lipsescă rezerva de fier ; și volumul de protecție sub creasta deversorului atînci cînd acumularia are doar un rol secundar în atenuarea viiturilor în cadrul bazinului hidrografic ;

b. acumulări nepermanente realizate pentru apărarea împotriva inundațiilor prin atenuarea undelor de viitură. Aceste acumulări nepermanente sînt caracterizate în principal prin faptul că nu dispun de volum util ($W_u = 0$), ele nedeservind folosințe. Componenta principală este volumul de protecție cu cele două tranșe, rezerva de fier fiind nulă ($W_{r.f.} = 0$), de asemenea volumul mort de regulă este nul ($W_m = 0$). Acumulările nepermanente pot fi realizate fie în albia râului controlat, fie în afara albiei, rezultînd în acest fel două variante :

- acumulări nepermanente cu barare frontală ;
- acumulări laterale (poldere).

În prezenta lucrare dintre acumulările nepermanente se vor face referiri doar asupra acumulărilor nepermanente cu barare frontală.

În ceea ce privește comportarea la ape mari a acumulărilor (acumulări permanente avînd și rol de atenuare și acumulări nepermanente), prognoza viiturilor își aduce contribuția atât la proiectarea lucrărilor de apărare împotriva inundațiilor cît și la verificarea lucrărilor existente și exploatarea acestora.

a) În proiectarea acumulărilor de atenuare a viiturilor (acumulări nepermanente și tranșa de protecție a acumulărilor permanente) se utilizează prognozele pe durata de existență, prin determinarea valorilor de proiectare, corespunzătoare probabilităților de calcul, respectiv de verificare, după cum s-a arătat în cap. 2, 3 și 4.

b) În ceea ce privește verificarea la ape mari a lucrărilor existente, se utilizează de asemenea prognozele pe durata de existență. Aceste verificări sînt necesare dacă valorile corespunzătoare probabilității de calcul, respectiv de verificare se modifică odată cu acumularea de noi date hidrometrice privind viiturile (viiturile din perioada 1970-76 au modificat valorile probabile în majoritatea bazinelor hidrografice). De asemenea, verificarea lucrărilor existente este necesară, în special în cazurile acumulărilor nepermanente, deoarece dacă în ipoteza de calcul ele sînt corect dimensionate, deseori se constată că pentru ipoteza de verificare sînt subdimensionate.

În general acumulările nepermanente se dimensionează astfel încît în ipoteza de verificare să funcționeze doar golirea de fund, deci nivelul maxim atenuat să nu depășească cota crestei deversorului (atenuare în volumul de protecție sub cresta deversorului), iar deversorul să intre în funcțiune numai în ipoteza de verificare. Deseori se constată însă că deversorul, care ar trebui să descurcă o cotă-parte importantă a viiturii de verificare, este subdimensionat, are lungime mică față de necesități, ceea ce poate duce la deversări peste coronamentul barajelor cu toate consecințele ce decurg de aici.

c) În exploatarea acumulărilor se utilizează atât prognozele pe durata de existență cît și prognozele pe termen scurt. Problema ce solicită aceste prognoze sînt transformarea acumulărilor nepermanente în acumulări permanente în vederea satisfacerii unor folosințe, și utilizarea intercalată a volumelor utile și a volumelor

de protecție, ambele în vederea optimizării exploatarei acumularii.
Studierea acestor probleme se justifică pe baza următoarelor
considerente [77] :

Un mare volum din acumulări este puțin utilizat, fiind rezervat numai atenuării undelor de viitură cu frecvență foarte rară. Printr-o prognoză corespunzătoare a viiturilor, prin realizarea prognozei cu timp de anticipație sporit, este posibil să se utilizeze o parte din aceste volume pentru a majora volumele utile acumulate în anumite perioade, fără a periclitiza siguranța obiectivelor din aval, și realizând prognoza ale acumulațiilor în vederea prelucrării viiturilor prognozate. La nivelul anului 1983 volumul rezervat pentru atenuarea viiturilor la nivelul întregii țări a însumat 2,1 miliarde m^3 față de volumul total amenajat în acumulări de 10,6 miliarde m^3 adică aproximativ 20 % [76], [77].

Pe teritoriul Banatului există un număr mare de acumulări permanente cu baraje frontale, amenajate pe afluenți secundari în vederea atenuării undelor de viitură. Într-o listă preliminară a inventarierei a lucrărilor hidrotehnice aflate pe teritoriul de administrație Direcției Apelor Mureș-Banat, Filiala Zonală Timiș sunt menționate 31 de acumulări nepermanente cu baraje frontale cu un volum total de verificare de peste 121 milioane m^3 , din care 11 mil. de protecție sub creasta deversorului reprezintă cca. 90 milioane m^3 .

Utilizarea unei părți a acestor volume nepermanente în scop util intră în ultimii ani în preocupările DAMB-FET, cu atât mai mult cu cât unele din aceste acumulări nepermanente sunt exploatare general pentru piscicultură, cu volum permanent, de către organele locale, fără acord de gospodărire a apelor. O asemenea exploatare pune în pericol atât barajul acumularii cât și obiectivele în aval, deoarece ocuparea în scop util a unei părți din volumul acumularii duce la pierderea funcției de atenuare a acestora.

Problema transformării acumulațiilor nepermanente în scări permanente a fost studiată de un colectiv de la Catedra CHIF pe deosebire [78], și s-a construit un model matematic corespunzător utilizabil și în studiul problemei utilizării intercalate a volumului util și a volumului de protecție în cazul acumulațiilor permanente.

2.1. Problema transformării acumulațiilor nepermanente în scări permanente

5.1.1. Principalele situații în exploatarea unei acumulări nepermanente transformată în acumulare permanentă

În lucrările /24/, /130/ s-a propus un model matematic aplicabil în transformarea unei acumulări nepermanente, din punctul de vedere al gospodăririi apelor, în acumulare permanentă, modelul putând fi utilizat fără nici o dificultate și la exploatarea optimizată a acumulărilor permanente cu tranșe de protecție.

Pentru ilustrarea fenomenului și ușurarea înțelegerii intuitive a logicii care stă la baza modelului matematic, se prezintă un procedeu grafic, care însă nu constituie un model operațional de calcul.

Pentru o acumulare nepermanentă dată se cunoaște de regulă curba integrală a debitelor afluențe prognozate ($\int Q_a dt$) și volumul acumulării (W). Se poate de asemenea construi curba integrală a debitelor evacuate ($Q_e = Q_{\text{folosințe}} + Q_{\text{golire fund}} + Q_{\text{deversat}}$), pornind de la lacul plin, că fiind situația cea mai defavorabilă, și se determină pe această bază timpul de golire (T_g).

De asemenea se cunoaște, sau se poate determina, în funcție de condițiile reale ale bazinului hidrografic, timpul de anticipație maxim (T_a).

Pe baza acestor date se pot imagina două variante reprezentative ale curbelor integrale prognozate, respectiv un număr de subvariante în funcție de valorile relative ale timpului T_g și T_a , care vor fi descrise în continuare cu scopul de a prezenta o imagine calitativă a problemelor care pot apărea în transformarea unei acumulări nepermanente într-o acumulare permanentă.

Varianta V₁ corespunde viiturii de calcul a acumulării nepermanente (fig.nr.5.2).

Se reprezintă grafic curba integrală și se trasează curba coborâtă corespunzătoare unui volum de acumulare W . Se prezintă de asemenea curba integrală a debitelor evacuate (fig.nr.5.2,a). Translatând această curbă astfel încît în punctul (B) să devină tangentă inferioară la curba integrală a afluenței la începutul hidrografului de viitură de calcul. Dacă acumularea a fost corect dimensionată, punctul (A) va fi situat pe curba coborâtă. Intervalul de timp corespunzător proiecției segmentului de curbă (AB) pe axa timpului este chiar timpul de golire (T_g) a lacului. În raport cu acest interval de timp, timpul de anticipație maxim realizabil (T_a) poate avea trei valori, determinînd trei subvariante caracteristice ;

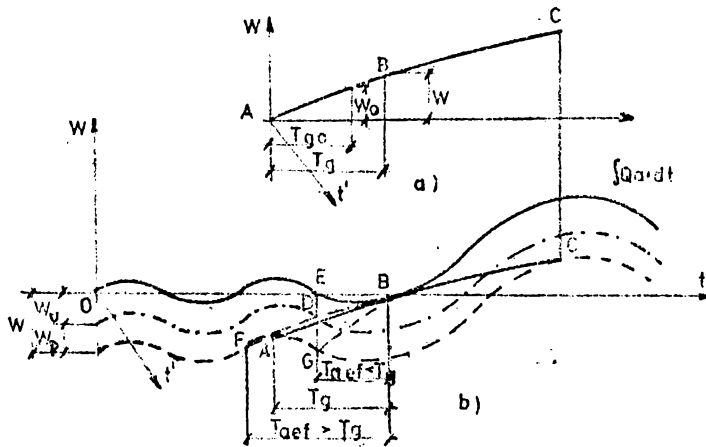


FIG. NR. 5.2

- $V_{1.1}$ - corespunzător situației când $T_a = T_g$, caz în care întregul volum al acumularii (W) poate fi transformat în volum util ($W_u = W$). În această situație, în momentul prognozării viiturii de calcul, începe golirea lacului. În momentul când hidrograful de viitură ajunge la lacul de acumulare, acesta trebuie să fie complet golit (punctul B). În continuare se desfășoară o funcționare complexă a sistemului hydraulic (afluentă, golire lac, defluentă, astfel încât lacul să rămână plin după trecerea undei (curba BC, punctul C). Evacuarea lacului plin este posibilă fără dificultăți dacă în momentul începerii scăderii nivelului în lac (atingerea N.N.R.) se încep golirile, evacuarea continuându-se numai prin descărcătorul de suprafață.

- $V_{1.2}$ - corespunde situației când $T_a > T_g$, caz în care se poate considera $W_u = W$ și există posibilitatea golirii lacului după altă curbă (cu debite în general mai mici, curba FB - fig.nr.5.2).

- $V_{1.3}$ - corespunde situației când $T_a < T_g$, caz în care volumul util maxim realizabil este mai mic decât volumul acumularii nepermanente ($W_u < W$). În fig.nr.5.1, în această situație, timpului T_g îi corespunde punctul (D) pe curba de golire (AB). Aceasta înseamnă că lacul poate fi menținut cel mult la un volum W_u (segmentul DC). În momentul avertizării se începe golirea lacului după segmentul (DB).

Toste aceste variante raportate la viitura de calcul sînt

caracteristice problemelor de stabilire a posibilităților și condițiilor de transformare a unei acumulări nopermanente într-o acumulare permanentă, rezultând una din cele două posibilități : $W_u = W$ sau $W_u < W$. De asemenea ele oferă și indicații privind exploatarea, atunci cînd se prognozează o viitură egală cu viitura de calcul.

Problemelor de exploatare le sînt însă caracteristice situațiile rezultate din prognozarea unor viituri mai mici decît col de calcul și vor fi analizate în continuare în cadrul variantei V_2 .

Varianta V_2 corespunde viiturilor mai mici decît viitura de calcul iar subvariantele se vor diferenția după volumul util rezultat din analiza variantelor $V_{1.1} - V_{1.5}$.

- Varianta $V_{2.1}$ ($W_u = W$). Se reprezintă curba integrală și cea coborîtă corespunzătoare unui volum $W_u = W$ cu observația că viitura va fi mai mică decît în cazul V_1 , ceea ce determină o coborîre a ambelor curbe în zona viiturii (fig.nr.5.3).

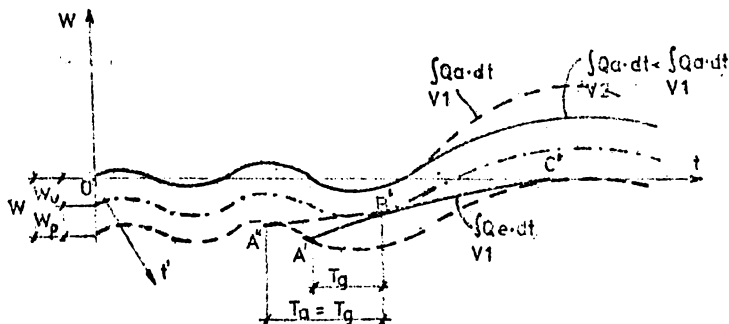


FIG. NR. 5.3

Presupunînd nemodificată curba de golire în zona (BC) (fig. nr.5.1, a) și translatînd-o paralel cu ea însăși pînă ce punctul C devine tangentă superioară la curba coborîtă (punctul C', fig.nr. 5.3), punctele B și A vor ocupa pozițiile B' și A'. Evident că B' va fi situat sub curba integrală, ceea ce arată că lacul nu trebuie să fie complet pregolit, putîndu-se păstra o tranșă utilă W_u . Va trebui să fie pregolit doar volumul W'_g , ceea ce se poate realiza în două variante : într-un interval de timp, mai scurt, $T'_g < T_a$ și debite maxime ale golirilor (curba A'B', fig.nr.5.2) respectiv într-un interval de timp $T_g = T_a$ și debite mai mici (curba A''B', fig.nr.5.3).

- Varianta $V_{2.2}$ este similară cu $V_{2.1}$ cu observația că reprezentarea se face pentru $W_u < W$ rezultând din analiza variantelor V_1

5.1.2. Modelul matematic

Modelul matematic se referă la două categorii de probleme :

- problema verificării unei acumulări nepermanente date, stabilindu-se posibilitățile de transformare într-o acumulare permanentă în condițiile unei viituri de calcul și al unui timp de anticipație maxim posibil pentru bazinul respectiv (varianta V_1) ;
- probleme de exploatare ale acumulării permanente rezultate din varianta V_1 în condițiile prognozării unor viituri mai mici decât cel de calcul.

Modelul matematic conține o parte generală comună ambelor categorii de probleme.

Schema bloc a modelului este prezentat în fig.nr.5.4 iar schema logică a părții generale în anexa nr.5.1.

În utilizarea modelului matematic se folosesc o serie de caracteristici ale acumulării, și anume : curbele orografice $S(H)$, $W(H)$, curba debitelor evacuate $QE(H)$ (prin golirea de fund, prin devorsor și spre folosințe), precum și curba timpilor de golire $TG(H)$.

Aceste curbe se introduc în model prin puncte, determinându-se pentru un șir de niveluri $H(I)$ (la un pas ΔH , acoperind domeniul de interes) valorile corespunzătoare $S(I)$, $W(I)$, $QE(I)$ și $TG(I)$ (fig. nr.5.5).

De asemenea se introduce hidrograful de viitură $QA(T)$ tot prin puncte, luându-se în considerare un număr M de valori ale debitului $QA(K)$ pentru un pas de timp ΔT acceptat. Hidrograful corespunde unei de viitură de calcul în ipoteza verificării acumulării, respectiv cel prognozat la un moment dat în condițiile problemelor de exploatare.

În schema logică prezentată în anexa nr.5.1 apare un subprogram care se referă la interpolarea mărimilor S , W , QE și TG atunci când nivelul H , la momentul K este cuprins între două valori ale șirului $H(I)$ prin care s-au introdus curbele în program.

Pornind de la starea inițială a acumulării, caracterizată prin nivelul H_0 în momentul interceptării unei de viitură ($K = 1$), se determină valorile inițiale $S(1)$, $W(1)$, $QE(1)$ și $TG(1)$ ale mărimilor S , W , QE și TG .

În continuare se trece la calculul atenuării unei de viitură în acumulare, calculând pentru fiecare moment K , nivelul apei în bazin:

$$HH(K) = HH(K-1) + (QAM(K-1) - QEM(K-1)) \cdot \Delta T / S(K-1) \quad (5.1)$$

pentru care prin subprogramul de interpolare se determină valorile corespunzătoare $S(K)$, $W(K)$, $QE(K)$ și $TG(K)$ ale mărimilor S , W , QE și TG .

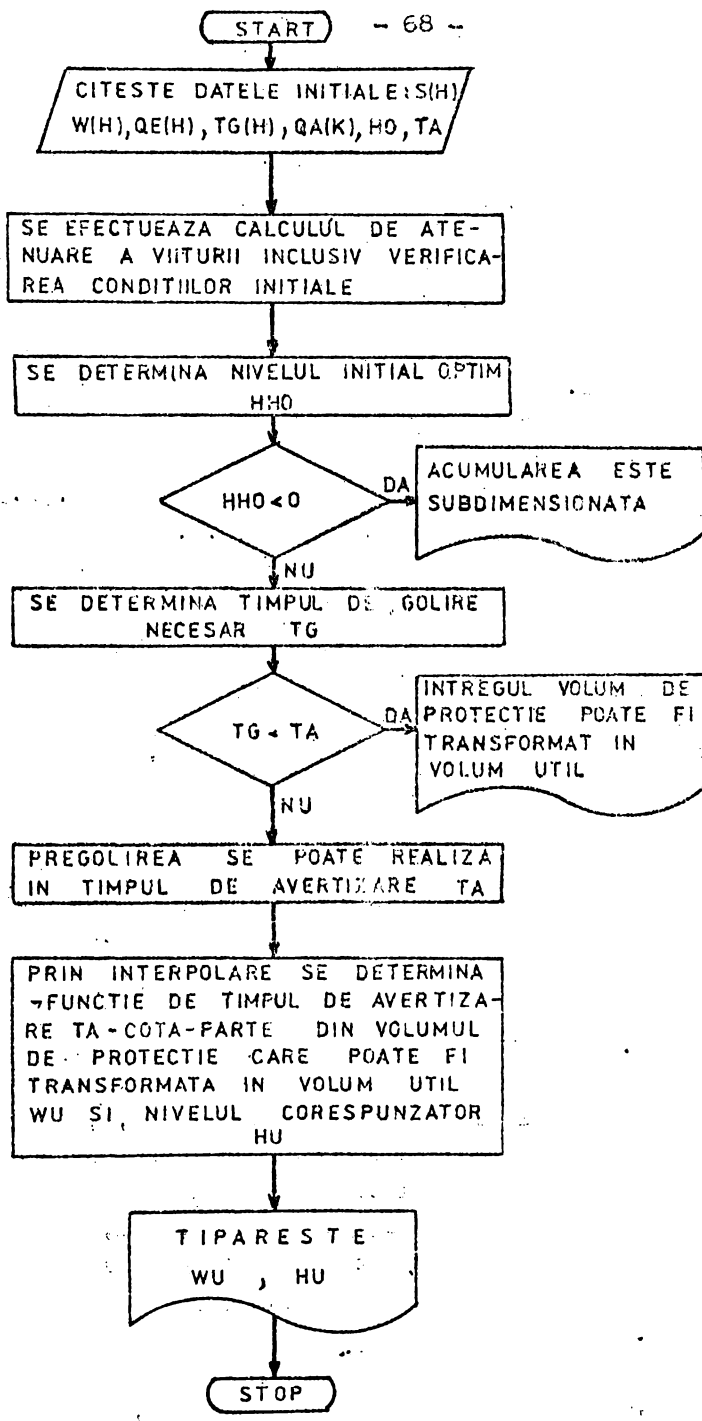


FIG. NR. 5.4

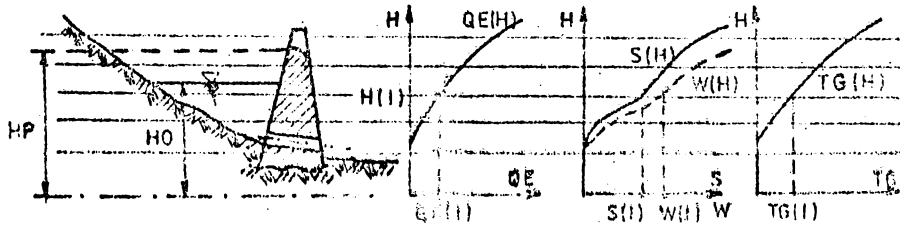


FIG. NR. 3.5

În relația (5.1) $Q_{AM}(K-1)$, respectiv $Q_{EM}(K-1)$ reprezintă debitul afluent, respectiv defluent mediu pe intervalul de la $K-1$ la K . Deoarece valoarea $Q_E(K)$ nu se cunoaște, și deci nu se poate determina nici $Q_{EM}(K-1)$, relația (5.1) se va rezolva iterativ, pornind de la valoarea $Q_E(K-1)$, pînă cînd se îndeplinește condiția :

$$|C = Q_{AM}(K-1) - Q_{EM}(K-1) - (H_H(K-1) - H_H(K)) * \frac{S(K-1) + S(K)}{2 * \Delta T}| < EPS1 \quad (5.2)$$

unde EPS 1 reprezintă eroarea admisă între pașii de iterație succesivi. Condiția (5.2) reprezintă satisfacerea ecuației de continuitate cu o eroare dinainte precizată.

În fiecare moment K se verifică condiția nedepășirii debitului maxim evacuat admis :

$$Q_E(K) < Q_{EAD} \quad (5.3)$$

În cazul nerespectării acestei condiții apare necesitatea pregolirii lacului, nivelul H_0 nepermițînd atenuarea corespunzătoare viiturii (de calcul sau prognozate).

De asemenea se impune verificarea următoarelor condiții :

- nedepășirea nivelului maxim de retenție.

Pentru aceasta în fiecare pas de calcul K se verifică îndeplinirea condiției :

$$AA = (H_H(K) - (H_P + H_D)) < 0 \quad (5.4)$$

Dacă condiția nu se verifică, apare necesitatea pregolirii lacului, ca și la condiția (5.3).

- menținerea nivelului lacului după trecerea viiturii la nivelul pragului deversorului H_P .

Pentru aceasta se calculează timpul scurs de la momentul interceptării viiturii :

$$BB = K - DT/3600 \quad (5.5)$$

care se compară cu timpul de creștere a viiturii T_C :

$$BB > T_C \quad (5.6)$$

În cazul îndeplinirii acestei condiții înseamnă că vârful viiturii a fost depășit, iar în continuare se verifică raportul dintre debitul afluent și cel defluent :

$$Q_A(K) < Q_E(K) \quad (5.7)$$

În cazul îndeplinirii acestei condiții, se procedează diferit funcție de raportul dintre nivelul în lac în momentul respectiv H și cota pragului deversor :

$$HH(K) < HP \quad (5.8)$$

Dacă condiția este îndeplinită, se verifică valoarea diferenței

$$CC = HH(K) - HP \quad (5.9)$$

și se continuă calculul pînă în momentul în care valoarea acestei diferențe scade sub valoarea erorii admise EPS_2 :

$$ABS(CC) < EPS_2 \quad (5.10)$$

și se determină timpul de echilibru, respectiv nivelul inițial în lac la care se produce atenuarea cu respectarea tuturor condițiilor puse :

$$TECH = BB \quad (5.11)$$

$$HHO = HH(K) \quad (5.12)$$

Dacă condiția (5.8) nu este îndeplinită, înseamnă că atenuare se va realiza în mod corespunzător, chiar dacă nivelul inițial în este superior valorii HO și se trece la determinarea acestei valori prin majorarea :

$$HO = HO + DH \quad (5.13)$$

și reluarea calculelor.

Modelul de calcul are trei ieșiri. În primul caz, cînd $HO < 0$, rezultă că acumularea nu corespunde viiturii de calcul luate în considerare și se reiau calculele pentru o viitură mai mică sau se recomandă redimensionarea acumulării.

În celelalte cazuri acumularea se poate transforma într-o acumulare permanentă, fie cu un volum util egal cu cel al lacului ($W_u = W$) - varianta V_1 , fie cu un volum util mai mic ($W_u < W$) - varianta V_2 .

Cunoscîndu-se condițiile de transformare, respectiv volumul util W_u și toate celelalte mării corespunzătoare acestui volum (H, S etc.) se poate trece la programul de exploatare pentru viiturile prognozate, mai mici decît cea de calcul.

În cazul acesta se prognozează pregolirile necesare, care, evident, vor fi volume mai mici decît cele corespunzătoare viiturii de calcul. Astfel există posibilitatea menținerii în lac al unui

anualet volum de apă, nefiind necesară pregolirea completă..

Modelul de calcul a fost aplicat în cadrul contractului /130 la condițiile acumulării nepermanente Cadar-Duboz de pe râul Pogașniș, iar ulterior la condițiile a încă șase acumulări nepermanente din spațiul hidrografic Banat.

5.1.3. Caracteristici ale acumulării nepermanente
Cadar - Duboz /117/

A. În etapa actuală schema generală a lucrărilor cuprinde :

a) Barajul din materiale locale Cadar-Duboz de tip omogen de pământ cu $H = 10$ m și $L = 1590$ m. ;

b) acumularea nepermanentă Cadar-Duboz cu un volum total de $41,4$ milioane m^3 (corespunzător probabilității de verificare de $0,5$ %) ;

c) instalații și construcții aferente :

- evacuatorul de ape mari ;
- golirea de fund ;
- cantonul de exploatare ;
- instalații electrice ;
- legătură telefonică interurbană și radiotelefon

Caracteristicile generale ale acumulării :

a) Niveluri caracteristice :

- la probabilitatea de 2 % (de calcul) $125,25$ mdMB
- la probabilitatea de $0,5$ % (de verificare)..... $115,90$ mdMB
- la probabilitatea de 10 % $122,45$ mdMB

b) Volume reținute (de protecție) :

- sub creasta deversorului - 2 % $35,7$ mil. m^3
- la probabilitatea de $0,5$ % $41,4$ mil. m^3

Nivelul maxim de retenție (de calcul) crează o adâncime de apă de $7,5$ m și o gardă de $2,25$ m față de coronamentul barajului.

Amenajarea intră în funcție numai la ape mari ; în momentul în care începe acumularea, debitul golirii de fund la nivelul corespunzător probabilității de 2 % (de calcul) fiind limitat la 17 m^3/s . Limitarea debitului evacuat s-a realizat prin obturarea fixă a golirii de fund. Debitul maxim evacuat corespunde capacității de transport a albiei în aval, în secțiunile cele mai strânsulate, de 71 m^3/s .

c) Suprafețe inundate în cuveta acumulării :

- la probabilitatea de calcul 2 % 1030 ha-
- la probabilitatea de verificare $0,5$ % ... 1175 ha
- la probabilitatea de 20 % 650 ha

B.. In etapa finală, analizată în proiectul de execuție, pentru irigarea unei suprafețe de cca. 10.000 ha, și la alimentarea cu apă potabilă a comunelor din aval de acumulare (debit necesar $Q_{aj} = 0,28 \text{ m}^3/\text{s}$), fiind posibilă obținerea unor volume pentru satisfacerea folosințelor, prin supraînălțarea barajului din prima etapă, rezultă următoarele caracteristici :

- nivel volum mort.....	110,50 mDMB
- nivel minim de exploatare	120,55 mDMB
- nivel maxim util	124,90 mDMB
- nivel maxim cu probabilitate de 2 % (de calcul)	127,25 mDMB
- nivel maxim cu probabilitate de 0,5 % (de verificare)	127,87 mDMB
- volum mort	0,85 mil.m ³
- volum util	31 mil.m ³
- volum de protecție sub creasta deversorului - 2 %	27,6 mil.m ³
- volum de protecție la probabilitatea de verificare 0,5 %	35,30 mil.m ³

Pentru a se obține caracteristicile de mai sus ale acumulării în etapa finală, vor trebui realizate următoarele lucrări, necesitând investițiile corespunzătoare :

a) Supraînălțarea barajului cu 2,70 m de la cota coronamentului de 127,80 mDMB la cota 130,50 mDMB, ceea ce cu menținerea înclinărilor paramenților (1:4 amonte și 1:3,5 aval) necesită un volum de umplutură de 506.336 m³ (76,74 % din volumul actual al barajului de cca. 660.000 m³) la noul profil al barajului.

b) Supraînălțarea deversorului de ape mari de la cota 125,40 mDMB la cota 127,25 mDMB

c) Executarea ecranului de etanșare a barajului pe paramentul amonte, cuprinzând :

- pintelul de reazem al ecranului la piciorul taluzului amonte ;
- filtru invers în 2-3 straturi în grosime minimă de 10 cm fiecare, sub ecran ;
- ecran din dale de beton în suprafață totală de cca. 85.225 m² ;
- parapet spargeval din beton armat la marginea superioară ecranului ;
- rostuirea cu mastic bituminos a ecranului datat. -

d) Îndepărtarea grinzilor de beton armat cu care s-a realizat obturarea parțială a golirii de fund în vederea limitării de-

debitului descărcat la $17 \text{ m}^3/\text{s}$.

e) Montarea în turnul de manevră a dispozitivelor de închidere prevăzute pentru etapa a II-a și anume :

- stăvilarul de serviciu cu dimensiunile $2,4 \times 2,4 \text{ m}$ care obturează primul compartiment ;

- stăvilarul de rezervă, cu dimensiuni identice, în fața intrării în conductă ;

- stăvilarul de acces și reglare a debitului pentru folește, cu dimensiuni de $1,2 \times 2,0 \text{ m}$ situat sub nivelul minim de exploatare în etapa a II-a ($120,55 \text{ mdMB}$) ;

- stuțul din țevă $\varnothing 140 \text{ mm}$ și robinetul $Dn 125 \text{ mm}$ pentru echilibrarea presiunilor în cazul izolării turnului prin închiderea cu batardou ;

- mecanismele și instalațiile de manevră a stăvilarelor precizate mai sus.

5.1.4. Verificarea dimensionării acumulării în etapa a II-a conform proiectului de execuție /130/

Pentru etapa finală proiectul de execuție prevede transformarea acumulării nepermanente Cadar-Daboz în acumulare permanentă servind pentru irigarea unei suprafețe de cca. 10.000 ha și alimentarea cu apă potabilă a localităților rurale din bazinul râului Fogăniș aval de acumulare. Pentru realizarea acestui scop proiectul de execuție prevede un volum util de $31 \text{ milioane } \text{m}^3$.

Înainte de a trece la optimizarea exploatarea acumulării pe baza modelului matematic prezentat, s-a efectuat o verificare a prevederilor proiectului de execuție, prin redimensionarea volumului util, ținând seama de afluența naturală (debite medii lunare măsurate în perioada 1955 - 1982 la p.h. Valea Pai), precum și de cerința de apă a folosințelor. În ceea ce privește necesarul de apă al folosințelor, pentru alimentarea cu apă a localităților din bazin s-a luat în considerare valoarea $Q_{a1} = 0,28 \text{ m}^3/\text{s}$, determinată la ICPGA - Filiala Timișoara, iar pentru irigații s-au calculat debitele necesare pe baza normelor nete de irigații determinate la P.H. Timișoara, cu ajutorul relației :

$$Q_{ir} = \frac{S \cdot N}{\Delta t \cdot k} \quad (5.14)$$

în care :

- S - suprafața irigată (10.000 ha) ;

- N - normele lunare nete pentru irigații ;

- Δt - pasul de timp = $2,63 \cdot 10^6 \text{ s}$;

$k = 0,9$ - coeficient de randament.

Calculule de dimensionare s-au efectuat în două ipoteze, conform metodelor cunoscute /17./, /18./, și anume :

- ipoteza I - satisfacerea tuturor folosințelor (alimentării cu apă potabilă + irigații) la probabilitatea de satisfacere mai mică (cea a irigațiilor) ;

- ipoteza II - satisfacerea alimentărilor cu apă la probabilitatea mai mare (cea a alimentărilor cu apă).

Efectuând în ipoteza a I-a gruparea folosințelor, calculule de bilanț și de determinare a volumelor necesare satisfacerii folosințelor, valorile volumelor (în milioane m^3) ce corespund la diferite probabilități, sînt înscrise în tabelul nr.5.1.

Tabelul nr.5.1

Volum de lac corespunzătoare diverselor probabilități

Probabilități %	75 %	80 %	85 %	90 %	95 %
Volum util ($10^6 m^3$)	19,699	23,446	29,985	30,941	33,664

Probabilitatea standardizată de satisfacere a cerințelor de apă pentru irigații fiind $P_{ir} = 80\%$, rezultă că volumul util necesar pentru satisfacerea necesarului în ipoteza I-a este de 23,5 milioane m^3 .

În ipoteza a II-a de calcul se cere satisfacerea doar a folosinței de alimentare cu apă potabilă la probabilitatea corespunzătoare acesteia, precum și a unui debit de scurgere salubă $Q_s = 0,05 m^3/s$, debitul necesar luat în considerare fiind :

$$Q_u = Q_{al} + Q_s = 0,28 + 0,05 = 0,33 m^3/s$$

Probabilitatea de satisfacere a cerințelor de apă pentru alimentarea cu apă potabilă a centrelor populate în mediu rural fiind $P = 80 - 90\%$, această folosință poate fi satisfăcută în regim natural de către afluența râului Fogăniș, întrucît doar în 10 luni din cele 336 (28 ani) luate în considerare, debitul afluent scade sub valoarea necesarului, cea ce corespunde la o probabilitate de satisfacere de 97,02 %. Această valoare depășește cu mult probabilitatea standardizată, chiar dacă se acceptă limita superioară a acesteia de 90 %.

În aceste condiții, în ipoteza a II-a rezultă că nu este nevoie de volum util în lac pentru satisfacerea doar a folosinței de alimentare cu apă potabilă, deci ipoteza de bază pentru dimensionarea volumului util în etapa finală a acumulării Cadar-Duboz va fi ipoteza I.

Analizând aceste rezultate, se poate trage concluzia că, pentru satisfacerea necesarului de apă luat în considerare, este necesar să se prevadă în acumulare un volum util de 23,5 milioane la probabilitatea de satisfacere a folosințelor de 80 %, volum mai mic decât cel prevăzut în proiectul de execuție al amenajării, de 31 milioane m^3 , care conform tabelului nr.5.1 corespunde probabilității de 90 %, adică situației în care se ia în considerare satisfacerea ambelor folosințe la probabilitatea mai mare.

Păstrind valorile din proiectul de execuție pentru volumul mort, volumul de protecție sub creasta deversorului (probabilitate de calcul 2 %), volumul de protecție cu probabilitatea de verificare de 0,5 % și acceptând pentru volumul util valoarea calculată anterior de 23,5 milioane m^3 , caracteristicile acumulării Cader-Duboz vor fi :

- volum mort 0,85 mil. m^3
- volum util 23,50 mil. m^3
- volum de protecție sub creasta deversorului probabilitate de calcul 2% 27,60 mil. m^3
- volum de protecție cu probabilitatea de verificare de 0,5 % 35,30 mil. m^3
- nivel volum mort 119,50 mdMB
- nivel minim de exploatare 120,55 mdMB
- nivel volum util 124,38 mdMB
- nivel maxim cu probabilitatea de calcul 2 % 126,85 mdMB
- nivel maxim cu probabilitatea de verificare de 0,5 % 127,35 mdMB

În această variantă de dezvoltare (probabilitatea de satisfacere a folosințelor $P = 80 \%$), față de prevederile proiectului de execuție sînt necesare următoarele lucrări :

a) Supraînălțarea barajului cu 2,20 m (față de 2,70 m) de la cota coronamentului de 127,8 mdMB la cota 130,00 mdMB, ceea ce necesită în aceleași condiții un volum de umplură de 426.34 m^3 (cu 79.993 m^3 mai puțin față de 506.335 m^3 în varianta din proiectul de execuție), adică 64, 1 % din volumul actual decca. 666.000 m^3 al barajului (cu 12,13 % mai puțin față de prevederile proiectului de execuție).

b) Supraînălțarea deversorului de apă mare de la cota 125,40 mdMB la cota 126,85 mdMB (cu 0,40 m mai puțin față de varianta din proiect).

c) Executarea ecranului de etanșare a barajului pe paramentul amonte, cu o suprafață a ecranului de 81.947 m^2 (cu 3278 m^2

mai puțin față de varianta din proiect - economie de 3,85 %), de asemenea reducerea în aceeași proporție de 3,85 % a lucrărilor de executat a filtrului invers.

Din cele de mai sus rezultă că respectind probabilitățile normale de satisfacere a cerințelor de apă la calculele de dimensionare a acumulării permanente Cadar-Duboz (etapa a II-a), se obțin importante reduceri ale volumelor de lucrări și ale investițiilor necesare realizării etapei II de dezvoltare a amenajării, fără ca aceasta să influențeze negativ satisfacerea cerințelor de apă ale folosințelor la probabilitățile normale.

Reducerea cu peste 12 % a volumelor de umpluturi în corpul barajului, cu 3,85 % a volumelor de lucrări pentru etanșarea perimetrelor amonte, a volumelor de betoane la supraînălțarea coronamentului de apă mari etc., conduc la reducerea substanțială a investițiilor necesare dezvoltării acumulării. Deoarece cheltuielile anuale de exploatare și întreținere a lucrărilor nu se modifică substanțial, reducerea investițiilor va asigura recuperarea acestor investiții într-un termen mai scurt față de varianta din proiectul de execuție, ridicând eficiența economică a lucrărilor.

5.1.5. Optimizarea exploatarei acumulării Cadar-Duboz prin aplicarea modelului automatizat PRONIS /130/

În vederea optimizării exploatarei acumulării Cadar-Duboz, s-a rulat la calculatorul MELIX 0 136 un program de calcul conceput în limbaj FORTRAN pe baza modelului de calcul expus la 5.1.2., în 3 variante, fiecare cu câte 3 subvariante.

Variantele luate în calcul sînt următoarele :

- Varianta I - Situația actuală de acumulare Cadar-Duboz, fără supraînălțări, doar cu montarea dispozitivelor de control pe evacuatori, cu $HP = 125,25$ mdMB, $HD = 0,65$ m și pornind de la $H_0 = 116,79$ mdMB.

- Varianta II - acumularea transformată în acumulare permanentă în conformitate cu prevederile proiectului de execuție, cu supraînălțarea coronamentului la cota 180,50 mdMB, cu $HP = 127,25$ mdMB și $HD = 0,63$ m și pornind de la nivelul minim de exploatare $H_0 = 120,55$ mdMB.

- Varianta III - acumularea transformată în acumulare permanentă în conformitate cu rezultatele de la 5.1.4., cu supraînălțarea coronamentului la cota 130,00 mdMB, cu $HP = 126,85$ mdMB, $HD = 0,5$ m și pornind de la nivelul minim de exploatare $H_0 = 120,95$ mdMB.

Subvariantele studiate se referă la timpul de anticipare sibil cu care se poate prognoza viitura pentru exploatarea scuarării. S-au luat în considerare trei situații :

- situația actuală, când prognoza se realizează cu un timp de anticipare TA = 15 ore de la P.H.Valea Pail ;

- două situații posibile de perspectivă, în care ar fi posibilă dublarea sau chiar triplarea timpului de anticipare (TA = 30 ore, respectiv TA = 45 ore), prin realizarea unui post hidrometric (sau hidrometeorologic) la distanța mai mare în bazinul superior al râului Pogăniș (eventual P.H. Brebu existent), sau obținerea unor prognoze cu durată de anticipare mai mare prin aplicarea în viitor a programului MASTER, conform lucrării /123/.

Pentru rularea programului de optimizare s-a luat în considerare viitura de calcul cu probabilitatea de 2 % (uncea nr.5).

În urma efectuării calculului, programul indică pentru fiecare subvariantă următoarele rezultate :

- nivelul notat cu HU (mdMB) la care se poate menține scuararea pentru satisfacerea folosințelor, fără a-și pierde funcția de atenuare, realizându-se pregolirea corespunzătoare în timpul de anticipare TA ;

- volumul corespunzător nivelului HU, notat cu WU', care poate fi menținut în lac în aceleași condiții. Scăzând din volumul WU' volumul mort W_m, va rezulta volumul util disponibil pentru satisfacerea folosințelor

$$WU = WU' - W_m \quad (5.1)$$

Rezultatele furnizate de programul de optimizare sunt centralizate în tabelul nr.5.2.

Tabelul nr.5.2

Varianta	Subvarianta	TA (ore)	Rezultate ale optimizării			Obn.
			HU (mdMB)	WU' (10 ⁶ m ³)	WU (10 ⁶ m ³)	
I	1	15	119,809	1,79	0,94	Da
	2	30	120,589	3,82	2,97	Da
	3	45	121,186	7,10	6,25	Da
II	1	15	124,824	28,31	27,40	Nu
	2	30	125,124	32,14	31,29	Da
	3	45	125,422	35,83	34,98	Da
III	1	15	124,083	21,09	20,34	Nu
	2	30	124,371	23,11	22,26	Da
	3	45	124,655	25,98	24,13	Da

Analizând rezultatele din tabelul nr.5. se pot observa

toarele concluzii :

a) în varianta I - fără supraînălțarea barajului - se pot asigura în toate subvariantele volume utile în lac pentru satisfacerea folosințelor, volume de 0,94 milioane m^3 pentru $TA = 15$ ore, 2,97 milioane m^3 pentru $TA = 90$ ore, ajungând la 6,25 milioane m^3 pentru $TA = 45$ ore;

b) în varianta II - cu supraînălțarea barajului conform proiectului de execuție, se permite optimizarea volumului în subvariantele 2 și 3 cu timpi de anticipare $TA = 30$ ore respectiv $TA = 45$ ore, când volumul util al lacului poate crește peste valoarea strict necesară, ocupând parțial volumul de protecție, nivelul corespunzător depășind nivelul maxim util indicat în proiectul de execuție de 124,90 mdMB. În subvarianta I, cu $TA = 15$ ore nivelul optimizat rezultă de 124,834 mdMB, apropiat de nivelul maxim util de 124,90 mdMB, ceea ce arată că timpul de anticipare actual de 15 ore nu este suficient pentru realizarea optimizării ;

c) în varianta III - cu supraînălțarea barajului conform rezultatelor de la 5.1.4., optimizarea exploatarei acumularii este posibilă doar în subvarianta 3, cu $TA = 45$ ore, când nivelul în lac se poate menține la cota 124,665 mdMB, superioară nivelului maxim util rezultat de 124,38 mdMB. În subvariantele 1 și 2 optimizarea nu este posibilă din cauza timpului de anticipare prea mic.

Aceste rezultate corespund desigur situației în care se prognozează apariția unei de viitură ce corespunde probabilității de depășire de 2 % (de calcul).

Cum viiturile care apar în mod obișnuit nu ating amplitudinea viiturii de calcul, desigur că optimizarea este posibilă de fiecare dată pentru aceste viituri mai reduse ca amplitudine.

Pentru aceasta programul optimizat trebuie rulat la calculator de fiecare dată când se prognozează o viitură, cu datele corespunzătoare hidrografului programat.

Programul de calcul furnizează în câteva minute nivelul la care se poate menține lacul de acumulare pentru a se putea atenua viitura. Comparând acest nivel cu cel existent în lac, poate rezulta necesitatea evacuării în timpul de anticipație a unui volum din lac, dar și posibilitatea de a se realiza atenuarea ciliar la niveluri mai ridicate decât cel existent.

Metoda de optimizare prezentată a fost aplicată pentru cazul a încă 6 acumulări nepermanente din spațiul hidrografic Banat. Rezultatele determinărilor sînt trecute în tabelul nr.5.3, pentru

aceeași timp de anticipație TA de 15,30,45 ore /24/.

Tabelul nr.5.3

Denumirea acumulării	W_{loc} ($10^6 m^3$)	Volum util W_u ($10^6 m^3$)		
		TA = 15 h	TA = 30 h	TA = 45 h
Giaruța	1,16	1,16	1,16	1,16
Satchinez	2,40	1,44	1,65	1,80
Mureni	3,97	1,88	2,11	2,35
Ianova	4,65	3,13	3,35	3,56
Mănăstur	6,60	2,56	2,77	3,02
Bușiu	7,42	1,14	2,20	3,64

5.2. Problema utilizării intercalate a volumului util și a volumului de protecție în acumulări permanente

Utilizând același model matematic și programul de optimizare prezentat se poate realiza și optimizarea exploatarea acumulatorilor permanente, în sensul de a se determina ce volume utile suplimentare pot fi acumulate prin ocuparea parțială sau totală a volumului de protecție sub creșterea deversorului pentru satisfacerea folosințelor, de asemenea, se determină ce volume trebuie evacuate din acumulare în timpul de anticipație (chiar pe scara volumelor utile), pentru a se atenua în mod corespunzător o viitură prognozată.

Acest aspect, nefiind cuprins în obiectivele prezentei lucrări, nu se dezvoltă în detaliu.

5.3. Probleme conexe ale prognozei viiturilor în utilizarea lor la dimensionarea și exploatarea acumulatorilor

Prognoza viiturilor de regulă furnizează debitul maxim prognozat cu timpul de anticipație TA și precizia corespunzătoare metodei de prognoză ce se aplică (cap.2). Pentru utilizarea prognozei în scopuri practice este însă nevoie de hidrograful de viitură, adică variația în timp a debitelor viiturii pe întreaga perioadă de desfășurare a acesteia. Deoarece în prognoză nu se poate lucra cu viituri reale înregistrate, apare necesitatea de a genera hidrograful singular tip al viiturii care să respecte un complex de parametrii caracteristici (fig.nr.5.6), și anume :

- debitul maxim prognozat (prognoză pe durata de existență sau prognoză pe termen scurt) - Q_{max} (m^3/s) ;
- volumul undei W ($10^6 m^3$) ;
- timpul total de desfășurare a undei T_T (ore) ;

- timpul de creștere, T_{cr} (ore) ;

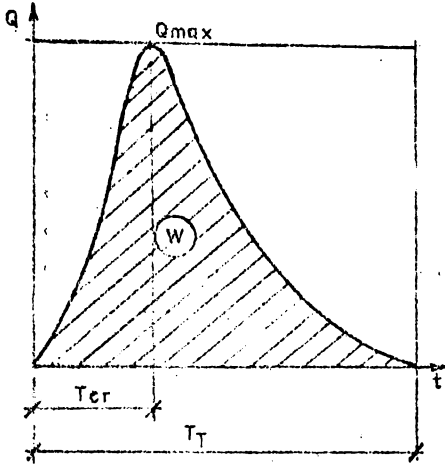


FIG. NR. 5.8

- coeficientul de formă determinat cu relația:

$$f = \frac{W}{Q_{max} \cdot T_t \cdot 3600} \quad (5.16)$$

Dacă debitul și volumul unei prognoze sunt o mare variabilitate funcție de cauzele și condițiile în care se produce viitura, ceilalți trei parametri (timpul caracteristic, coeficientul de formă) sunt condiționați de parametri fizico-geografici ai bazinului, și sunt indicați în literatură pentru un număr

mare de posturi hidrometrice /125/, /126/, /128/. De asemenea există relații de generalizare hidrologică stabilite pe bazine hidrografice, cu ajutorul cărora acești parametri pot fi determinați pentru secțiunile studiate.

Având la dispoziție parametrii hidrografului prognozat, se poate trece la calculul hidrografului, metodele de generare a hidrografului de viitură pe baza parametrilor constituind obiectivul capitolelor următoare.

METODE DE GENERARE A UNITARILOR DE VIITURĂ
PE BAZA PARAMETRILOR

Pentru generarea hidrografelor de viitură, producându-se toate asupra datelor hidrometrice trebuie să surprindem următoarea parametru (fig. nr. 1, cap. 5) :

- debitul maxim al viiturii Q_{max} (m^3/s) ;
- volumul undei W ($10^6 m^3$) ;
- timpul total de desăvârșire a undei t_{des} (zile) ;
- timpul de creștere t_{cr} (zile) ;
- coeficientul de formă γ determinat prin relația (p. 10).

Pentru a utiliza în calcul hidrografii de viitură, aceste date trebuie descrise prin debitele Q_t determinate în timpul de timp ales funcție de necesități. În acest scop, având la dispoziție metrii, trebuie generat hidrografii de viitură.

Cercetările efectuate în această direcție au dus la schematizarea viiturilor în funcție de debitelor și clase hidrologice și gospodărirea apelor, prin generarea formelor geometrice (bazate funcții analitice), a formelor model tip (determinate de viituri înregistrate) și a formelor rezultate pe baza utilizării metodei hidrografului unitar /11/.

În ceea ce privește schematizarea geometrică a viiturilor cele mai simple forme sînt de tip triunghiular și trapezoidal, propuse de D.N.Kocerin, expresia de calcul al debitului fiind dată de o expresie de gradul întâi. Schematizările lui Kocerin introduceau în calcule erori uneori neadmisibile, fapt ce a determinat intensificarea eforturilor specialiștilor în direcția elaborării unor forme de viitură tot mai perfecționate.

Experiența acumulată în domeniul de investigații din această direcție a rătat că, în majoritatea cazurilor, formele hidrografelor viiturilor au o formă asemănătoare graficului funcției exponențiale. Aceasta explică faptul că majoritatea autorilor au propus forme pentru viiturile singulare teoretice, bazate de expresia a cărei formă fundamentală o reprezintă cea de tip exponențial.

Dintre modelele ce au la bază metoda de generare a viiturilor evidențiază modelul D.L.Sokolov, în care debitul este funcție de timpul diferită pentru ramura de creștere respectiv pentru ramura de descreștere, și modelul G.A.Alexeev, avînd expresia de calcul

debitului unică pentru întreg hidrograful viiturii.

Dintre modelele ce au la bază o combinaire a funcțiilor exponențiale și sinusoidală se relevă modelul Keitz-Kreps, avînd expresia de calcul a debitului dată pentru ramura de creștere printr-o sinusoidală și pentru ramura de descreștere printr-o exponențială..

Sînt de asemenea revelatoare formele de viitură care au rezultat pe baza combinării funcției exponențiale cu funcția-putere. Se menționează printre acestea modelele Pearson și Kazeny, avînd expresiile de calcul al debitului unice pentru întreg hidrograful viiturii.

Modelul Srebrenovic se bazează pe o combinaire a funcțiilor putere și sinusoidală pentru ramura de creștere și pe utilizarea unei funcții putere pentru ramura de descreștere.

6.1. Metoda Cadariu de generare a hidrografului de viitură

În lucrarea /11/ ing. Radu Cadariu propune un model nou pentru forma undelor de viitură teoretice, expresia de calcul al debitului fiind dată de o funcție rațională, unică pentru întreg hidrograful viiturii.

Modelul propus are la bază o funcție analitică adimensională de forma :

$$Q^* = \frac{t^* (\tau^* - t^*)}{At^{*2} + Bt^* + C} \quad (6.1)$$

în care :

- Q^* - reprezintă debitul în unitați adimensionale, respectiv raportul dintre o valoare curentă a debitului Q și valoarea debitului maxim Q_{max} ;
- t^* - timpul în unitați adimensionale, respectiv raportul dintre o valoare curentă a timpului t și valoarea datei de creștere T_{cr} ;
- T^* - durata totală în unitați adimensionale, respectiv raportul dintre valoarea datei totale T și valoarea datei de creștere T_{cr} ;

A, B, C - parametrii adimensionali ce determină forma hidrografului.

În cadrul sistemului de axe adimensionale definit anterior, elementele caracteristice ale hidrografului de viitură sînt după

cum urmează :

- debitul maxim $Q^*_{max} = Q_{max}/Q_{max} = 1$
- durata de creștere $T^*_{cr} = T_{cr}/T_{cr} = 1$
- durata totală $T^* = T/T_{cr} \geq 2$.
- coeficientul de formă $\gamma = W^*/T^*$

Reprezentarea grafică a relației (6.1) este ilustrată în fig.nr.6.1.

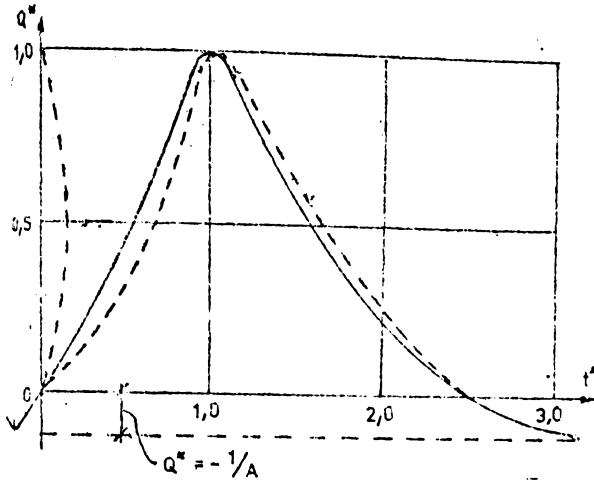


FIG. NR. 6.1

Analizarea graficului funcției arată că ramurile lui spre ($t^* = \pm \infty$) tind asimptotic către dreapta de ecuație $Q^* = -1/A$. Ca urmare, graficul funcției este deosebit de flexibil în zona valorilor pozitive ale lui, ceea ce de fapt și interesează pentru scopul modelării unui hidrograf de viitură.

Se menționează că forma ramurilor de creștere,

respectiv de descreștere ale hidrografului descris de relația (6.1) este unică și determinată de valorile date parametrilor A, B și C .

Forma definită de relația (6.1) poate fi modificată, dacă se adună (respectiv se scade), la hidrograful inițial pe direcția absciselor, valorile t^* date de ecuația parabolei (fig.nr.6.2) :

$$t^* = 4 t_1^* Q^* (1 - Q^*) \quad (6.2)$$

în care se păstrează notațiile evidențiate anterior, t_1^* fiind valoarea maximă a parabolei corespunzătoare debitului $Q^* = 1/2$.

De exemplu, operația de adunare date de relația (6.2) modifică forma hidrografului adimensional de creștere și se mărește corespunzător volumul adimensional de descreștere cu aceeași valoare (fig.nr.6.1). Așadar, forma hidrografului dată de relația (6.1) poate fi modificată în așa fel încât să se respecte și un anumit raport între volumele aferente duratelor de creștere, respectiv de descreștere. Acest lucru este posibil prin calculul valorii lui t_1^* din relația (6.2) în funcție de volumul de creștere al hidrografului inițial (dat de relația (6.1)) și de volumul de creștere cerut pentru forma finală a hidrografului, știindu-se că suprafața parabolei (respectiv volumul de corecție) mărginită de axa debitelor este egală cu $2/3 t_1^*$.

Modelul analitic se poate utiliza la calculul analitic al perechilor de valori (timp, debit) pentru hidrografele de viitură teoretice, în ipoteza că sînt date următoarele elemente caracteristice ale viiturii : debitul maxim Q_{max} , debitul de bază Q_0 ,

volumul maxim W , durată totală T , durată de creștere T_{cr} , raportul dintre volumele de creștere W_{cr} , respectiv de descreștere W_{dcr} (W_{cr}/W_{dcr}).

Pentru determinarea parametrilor A, B și C se calculează inițial durată totală adimensională $T^* = T/T_{cr}$ și coeficientul de formă γ al viiturii propriuzise (exclusiv volumul aferent debitului de bază) cu relația :

$$\gamma = \frac{W - Q_0 T}{(Q_{max} - Q_0) T} \quad (6.3)$$

În funcție de aceste valori calculate se determină parametrii A, B și C aferenți relației (6.1), rezolvând sistemul de ecuații ce rezultă prin impunerea următoarelor condiții :

1. Graficul relației (6.1) să treacă prin punctul de coordonate ($t^* = T_{cr}^* = 1$ și $Q^* = Q_{max}^* = 1$); această condiție determină o ecuație de forma :

$$B = T^* - 2(A + 1) \quad (6.4)$$

2. Abscisa punctului de maxim al relației (6.1) să fie egală cu $t^* = T_{cr}^* = 1$; această condiție determină următoarea ecuație :

$$C = \frac{B + A \cdot T^*}{T^* - 2} \quad (6.5)$$

Din ecuațiile (6.4) și (6.5) se elimină parametrul B , obținându-se relația :

$$C = A + 1 \quad (6.6)$$

3. Integrala definită : $\int_0^{T^*} Q^*(t^*) dt^*$ să fie egală cu volumul adimensional al undei $W^* = \gamma \cdot T^*$.

În ecuația rezultată din condiția a treia se introduc valorile calculate pentru parametrul B cu relația (6.4) și pentru parametrul C cu relația (6.6), obținându-se în final o ecuație având necunoscută valoarea parametrului A :

$$W^* = \frac{\xi \cdot \theta}{A^2} \ln \varphi + \frac{\xi(2A\varphi - \theta^2)}{A^2 \sqrt{4A\varphi - \theta^2}} \cdot \left(\operatorname{arctg} \frac{2A\varphi + \theta}{\sqrt{4A\varphi - \theta^2}} - \operatorname{arctg} \frac{T^* - 2\xi}{\sqrt{4A\varphi - \theta^2}} \right) - \frac{T^*}{A} \quad (6.7)$$

În care s-au făcut notațiile :

$$\xi = A + 1 ; \quad \varphi = T^* - 1 ; \quad \theta = T^* - 2 \quad (6.8)$$

Rezolvarea ecuației (6.7) conduce la determinarea parametrului A și implicit, prin intermediul relațiilor (6.4) și (6.6), la determinarea parametrilor B și respectiv C .

În aplicațiile curente, pentru rezolvarea ecuației (6.7) se utilizează programe de calcul în limbaj FORTRAN și BASIC întocmite de autorul metodei.

Valorile determinate pentru parametrii A, B și C se păstrează aceleași și în sistemul de unități reale, relația de calcul al debitelor hidrografului viiturii teoretice (dată prin elementele caracteristice) având următoarea formă finală :

$$Q(t) = Q_0 + \frac{(Q_{\max} - Q_0)(T - t) \cdot t}{A \cdot t^2 + B \cdot T_{cr} \cdot t + C \cdot T_{cr}^2} \quad (6.9)$$

Efectuarea corecției formei hidrografului reprezentat de relația (6.9) în așa fel încît să respecte și condiția raportului W_{cr}/W_{dec} , comportă etape de calcul similare cu cele prezentate anterior pentru modelul adimensional.

Funcția analitică propusă are posibilitatea modelării viiturilor teoretice, singulare avînd coeficienții de formă cuprinși între valorile 0,15 ÷ 0,50 și valori ale raportului durată totală, durată de creștere de 2 ÷ 6,5.

Se menționează că metoda Cadariu de generare a hidrografului de viitură pe baza parametrilor, constituie parte componentă a programului de calcul UNDA 85 (menționat în cap.2).

În scopul verificării metodologiei ce se propune în continuare în acest capitol pentru îmbunătățirea metodei Sokolovski, apoi în capitolul 7, s-a creat programul de calcul RSDC el pentru calculatorul a Mic, de concepție proprie, care permite generarea hidrografului de viitură după metoda Cadariu, la erori aduse sînt în concordanță cu cele de la metoda Sokolovski îmbunătățită (program prezentat în anexa nr.6.1)

6.2. Metoda Sokolovski de generarea hidrografului undei de viitură

D.L.Sokolovski a propus descrierea hidrografului de viitură prin ecuații diferite pentru cele două ramuri, și anume :

- pentru ramura de creștere a undei :

$$Q_i = Q_{\max} \left(\frac{T_i}{T_{cr}} \right)^P \quad (6.9)$$

- pentru ramura de descreștere :

$$Q_i = Q_{\max} \left(\frac{T_d - (T_i - T_{cr})}{T_d - T_{cr}} \right)^R \quad (6.10)$$

în care (fig.nr.6.2) :

Q_i - reprezintă debitele hidrografului la diferite momente;

Q_{\max} - debitul maxim al hidrografului ;

T_i - momentele alese la pasul Δt la care se calculează debitele hidrografului ;

T_{cr} - timpul de creștere ;

- T_d - timpul de descreștere ;
- P - puterea pe ramura crescătoare ;
- R - puterea pe ramura de descreștere.

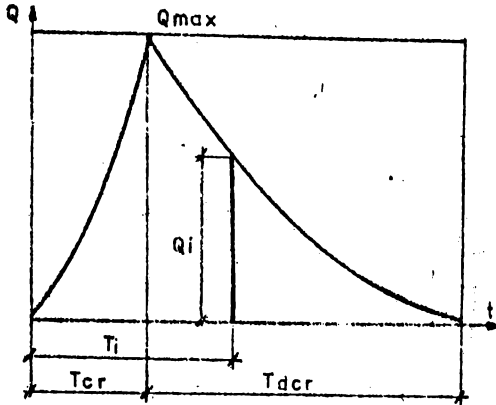


FIG. NR. 6.2

Conform indicațiilor literaturii $P = 2$ și $R = 3$, iar hidrograful obținut are vîrf ascuțit la Q_{max} (fig.nr.6.2).

Hidrograful astfel obținut respectă 3 din cei 5 parametri ai hidrografului precizați mai sus, și anume Q_{max} , T_i , T_{cr} și ar mai trebui să respecte și condiția de volum al undei W și coeficient de formă f .

Pentru verificarea acestei metode s-a întocmit un

program în limbaj BASIC pentru calculatorul a Mic (programul "BASIC 55" prezentat în anexa 6.1.

Programul permite calcularea hidrografului de viitură pornind de la valorile Q_{max} , T_i , T_{cr} utilizînd pentru rezolvarea ecuațiilor (6.9) și (6.10) puterile $P = 2$ și $R = 3$. Prin integrarea numerică a hidrografului astfel calculat se obține volumul W_{calc} al hidrografului calculat precum și a coeficientului de formă f_{calc} al hidrografului calculat, cu ajutorul relației (6.3).

Se compară volumul hidrografului calculat W_{calc} cu volumul W_{max} al hidrografului obținut din prelucrări statistice și se calculează diferența dintre cele două valori :

$$\Delta W = W_{calc} - W_{max} \quad (6.11)$$

și eroarea de determinare a volumului :

$$\varepsilon W = \frac{|\Delta W|}{W_{max}} \cdot 100 \quad (6.12)$$

De asemenea se calculează eroarea coeficientului de formă calculat f_{calc} față de coeficientul de formă f obținut din prelucrări statistice :

$$\varepsilon f = \frac{|f_{calc} - f|}{f} \cdot 100 \quad (6.13)$$

Verificările s-au efectuat prin programul BASIC 55 pentru un număr de 12 posturi hidrometrice, iar rezultatele sînt trecute în tabelul nr.6.1 și pentru un număr de 95 posturi hidrometrice care au valorile celor 5 parametri precizați în tabelele nr.31...

și nr.34. în /128/, verificări ale căror rezultate sînt trecute în anexa nr.6.2.

Analizînd elementele înscrise în aceste tabele rezultă următoarele concluzii :

- coeficienții de formă indicate în literatură la viiturile cu probabilitate de depășire de 1 % pentru aceste posturi acoperă un domeniu destul de larg de la 0,22 la 0,32. Erorile cele mai mici ($\delta W, \delta \gamma$) se obțin în cazurile în care coeficientul de formă se află în zona 0,26 - 0,27 (posturile Purcești pe Mureș și Caransebeș pe Timiș în tabelul nr.6.1) ;

- atunci cînd coeficientul de formă se abate de la această valoare medie a domeniului de variație obișnuit al lui γ , erorile de determinare cresc foarte mult, ajungînd la valori de 15 - 16 % pentru $\gamma = 0,32$ și peste 21 % pentru $\gamma = 0,22$.

Luarea în considerare a unor asemenea hidrografe calculate cu erori de 15 - 20 % are consecințe grave, fie în ceea ce privește siguranța în explicatare a construcțiilor fie din punct de vedere economic.

S-au prezentat în detaliu metoda Cadariu și metoda Sokolovski deoarece în continuare se propune o îmbunătățire a metodei Sokolovski prin introducerea unor puteri variabile în cele două ecuații ce descriu ramurile hidrografului (P și R variabil), cu scopul de a permite calculul hidrografelor cu erori minime, pe de altă parte, în cap.7 metoda Cadariu va constitui metoda-etalon de comparație pentru verificarea îmbunătățirilor propuse.

6.5. Îmbunătățirea metodei Sokolovski de generare a hidrografului viiturii

Încercînd o modificare arbitrară a puterilor P și R în ecuațiile (6.9) și (6.10) în cazul parametrilor aceluiași hidrograf de viitură se poate obține o micșorare sau mărire a erorilor $\delta \gamma, \delta W, \Delta W$, de unde se desprinde concluzia că puterile P și R nu sînt constante ci au o gamă destul de largă de variație și, înainte de a calcula hidrograful cu ajutorul relațiilor (6.9) și (6.10) trebuie determinate puterile P și R de la caz la caz.

Încercînd stabilirea unor curbe de variație ale puterilor P și R funcție de coeficientul de formă γ , din rînduri pe calculator s-a desprins concluzia că pentru același hidrograf de viitură și pentru o oarecare valoare a coeficientului γ se găsesc o infinitate de perechi de valori ale puterilor P-R, de unde a rezultat că doi 5 parametri ($Q_{max}, p, W_p, T_p, T_{cr}, \gamma$) nu definesc complet hidrograful de viitură. Pentru diferite perechi de puteri P-R se pot

tabel nr. 6.1

NR. CRTI.	RIUL POSTUL	ELEMENTE DATE						ELEMENTE CALCULATE			ERORI		
		Qmax (%) (m ³ /s)	W1% (10 ⁶ m ³)	T _T (ore)	T _{cr} (ore)	δ	W _{calc} (10 ⁶ m ³)	δ _{calc}	ΔW (10 ⁶ m ³)	εW (%)	εδ (%)		
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
1	TIMIS LUSOJ	1250	209	179	45	0,26	218,27200	0,27098	+9,27299	4,43683	4,22241		
2	TIMIS CARANBEBES	520	81	166	36	0,26	83,31527	0,25811	+2,31528	2,85837	3,11868		
3	NERA MOCERIS	520	74	164	28	0,24	81,13310	0,26427	+7,13311	9,63933	10,11260		
4	CARAS VARADIA	320	73	210	48	0,302	65,09321	0,26907	-7,90678	10,89120	10,90420		
5	GLADNA SURDUCUL MIC	105	10,5	87	19	0,32	8,82416	0,26333	-1,67384	15,96030	16,14810		
6	MURCS PORCESTI	610	116	196	35	0,27	114,02100	0,25491	-1,97860	1,70568	1,88527		
7	MURCS TG. MURES	1060	214	181	51	0,31	188,91000	0,27351	-25,08951	11,72400	11,77140		
8	ARIES CIMPENI	390	40	118	25	0,24	44,35490	0,26773	+4,35491	10,88720	11,55300		
9	ARIES LAIJA DE ARISS	510	77,6	176	36	0,24	86,30277	0,26708	+8,70278	11,21450	11,28220		
10	TIKNAVA MARE	300	30,2	127	25	0,22	36,54887	0,26647	+6,54887	21,02270	21,12220		
11	GEORGHIU GEORGHIU	280	16	69	13	0,23	18,48440	0,26391	+2,48441	15,87000	15,61190		
12	RIUL MARE PAUSESEL	460	42,5	107	20	0,24	47,07434	0,26567	+4,57435	10,76310	10,69520		

calcula hidrografe de viitură care să respecte întreg complexul celor 5 parametri de mai sus, avînd imagini diferite însă (fig.

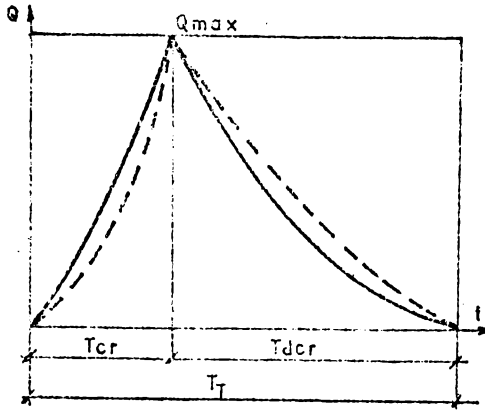


FIG. NR. 6.3

- un coeficient de formă δ_2 caracterizînd ramura de des-

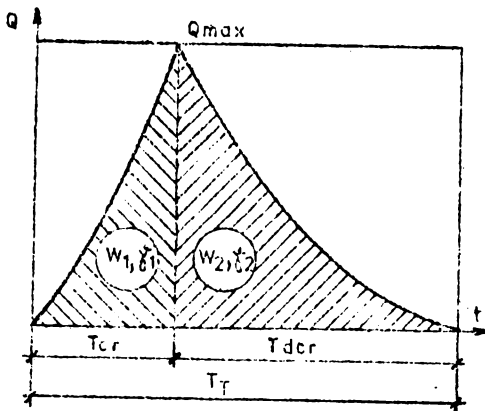


FIG. NR. 6.4

nr.6.3) cu repartizarea diferită a volumelor corespunzătoare ramurii de creștere respectiv ramurii de descreștere a viiturii, în raport cu ordonata Q_{max} .

În consecință, se propune completarea complexului de parametrii ce definesc hidrografa de viitură cu următoarele (fig.nr.6.4) :

- un coeficient de formă

δ_1 caracterizînd ramura de creștere a hidrografului, definit prin relația :

$$\delta_1 = \frac{W_1}{Q_{max} \cdot T_{cr} \cdot 3600} \quad (6.14)$$

- un coeficient de formă δ_2 caracterizînd ramura de descreștere a hidrografului, definit prin relația :

$$\delta_2 = \frac{W_2}{Q_{max} \cdot T_{dcr} \cdot 3600} \quad (6.15)$$

- raportul

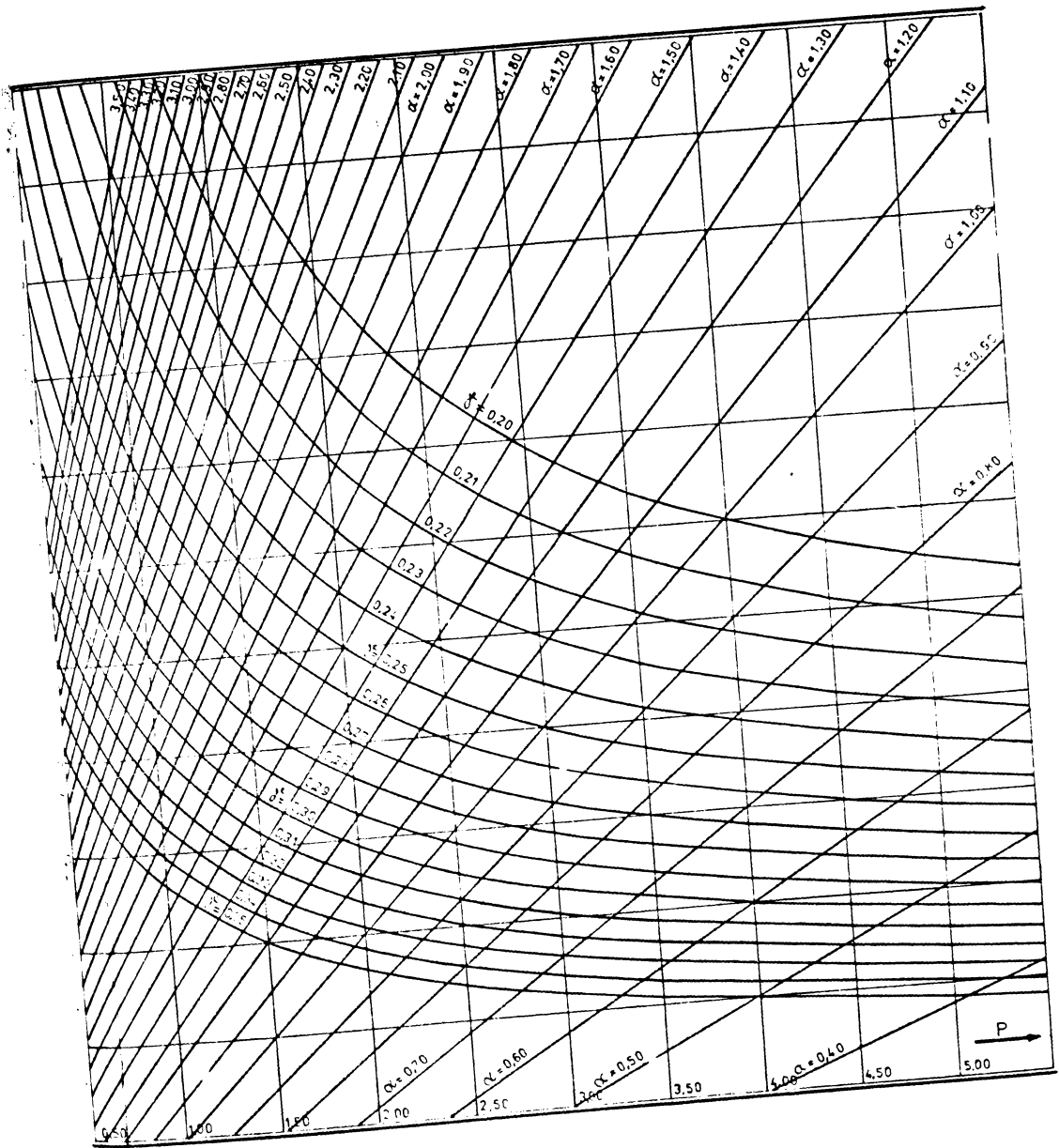
$$\alpha = \frac{\delta_1}{\delta_2} \quad (6.16)$$

care caracterizează repartiția zărilor volumelor undei de viitură față de ordonata debitului maxim.

Parametrii δ_1 și δ_2 se determină prin prelucrarea hidrografelor de viitură înregistrate în același mod cu determinarea coeficientului

de formă δ . Acest lucru presupune determinarea în plus prin prelucrări doar a volumului W_1 caracterizînd ramura de creștere a hidrografului.

Pentru rezolvarea problemei propuse (determinarea hidrografului de viitură cu eroare minimă, sub 0,1 %), s-a trecut la reprezentarea unor curbe de variație ale coeficientului de formă δ funcție de puterile P și R, ca în fig.nr.6.5.



În acest scop s-a creat programul de calcul în limbaj BASIC pentru calculatorul a Mic cu codul BASIC 53.

În principiu, acest program permite calculul curbelor $\gamma = f(P, R)$ după următorul procedeu :

- se alege un hidrograf de viitură carecarea, prin parametrii caracteristici Q_{max}, W, T_p, T_{cr} - parametrii care constituie datele de intrare ale programului. S-a utilizat hidrograful de viitură din secțiunea Secu pe Bîrzava, caracterizat prin $Q_{max} = 124 \text{ m}^3/\text{s}$, $W = 15 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, $T_p = 112 \text{ ore}$, $T_{cr} = 23 \text{ ore}$;

- se prezună domeniul de variație posibilă a puterilor P și R - s-a ajuns la limitarea domeniilor între $P = 0,5 - 6,00$ și $R = 1,00 - 6,5$, de asemenea domeniul de variație al coeficientului de formă γ - s-a ales domeniul $\gamma = 0,20 - 0,35$ (în /128/ tabelul 34 din 152 posturi hidrometrice studiate doar 2 valori ies din acest domeniu : riul Iad, postul Bulz cu $\gamma = 0,18$ și riul Glavacice, postul Videle cu $\gamma = 0,37$) ;

- stabilindu-se un pas de calcul de 0,01 atât pentru puterea P cît și R se parcurge întregul domeniu al puterilor P și R, parcurgînd domeniul puterii P cu pasul 0,01 pentru fiecare valoare a lui R considerată la pas de 0,01. Pentru fiecare punct astfel definit, programul calculează hidrograful de viitură, integrează volumele W, W_1, W_2 , calculează coeficienții de formă $\gamma, \gamma_1, \gamma_2$, coeficientul α și determină eroarea coeficientului de formă față de cel indicat ca dată ;

- alegînd punctele pentru care rezultă $\epsilon \gamma < 0,1 \%$ și reprezentîndu-se funcție de coordonatele lor P și R rezultă o curbă care dă variația coeficientului de formă la valoarea dată ;

- repetînd operațiunile de mai sus pentru fiecare valoare a coeficientului de formă γ de la 0,20 la 0,35, a rezultat o familie de curbe pentru acest domeniu a lui γ . Aceste curbe sînt parabole de tipul :

$$R = \frac{a \cdot P + b}{P} \quad (6.17)$$

Stabilit pe baza programelor BASIC 54 și BASIC 54 A. Curbele de variație ale parametrilor a și b din relația (6.17) sînt redată în fig.nr.6.6 curbe valabile pentru hidrograful ales ca bază de calcule.

- Unind punctele de pe fiecare curbă corespunzînd valorilor alese pentru coeficientul γ , pentru care a rezultat aceeași valoare a coeficientului α graficul s-a completat cu o familie de drepte ce redau variația coeficientului α . Dreptele sînt concurente în punctul de coordonate $P = -1$, $R = -1$, și valoarea coeficientului α ce corespunde unei drepte este egală cu tangenta unghiului

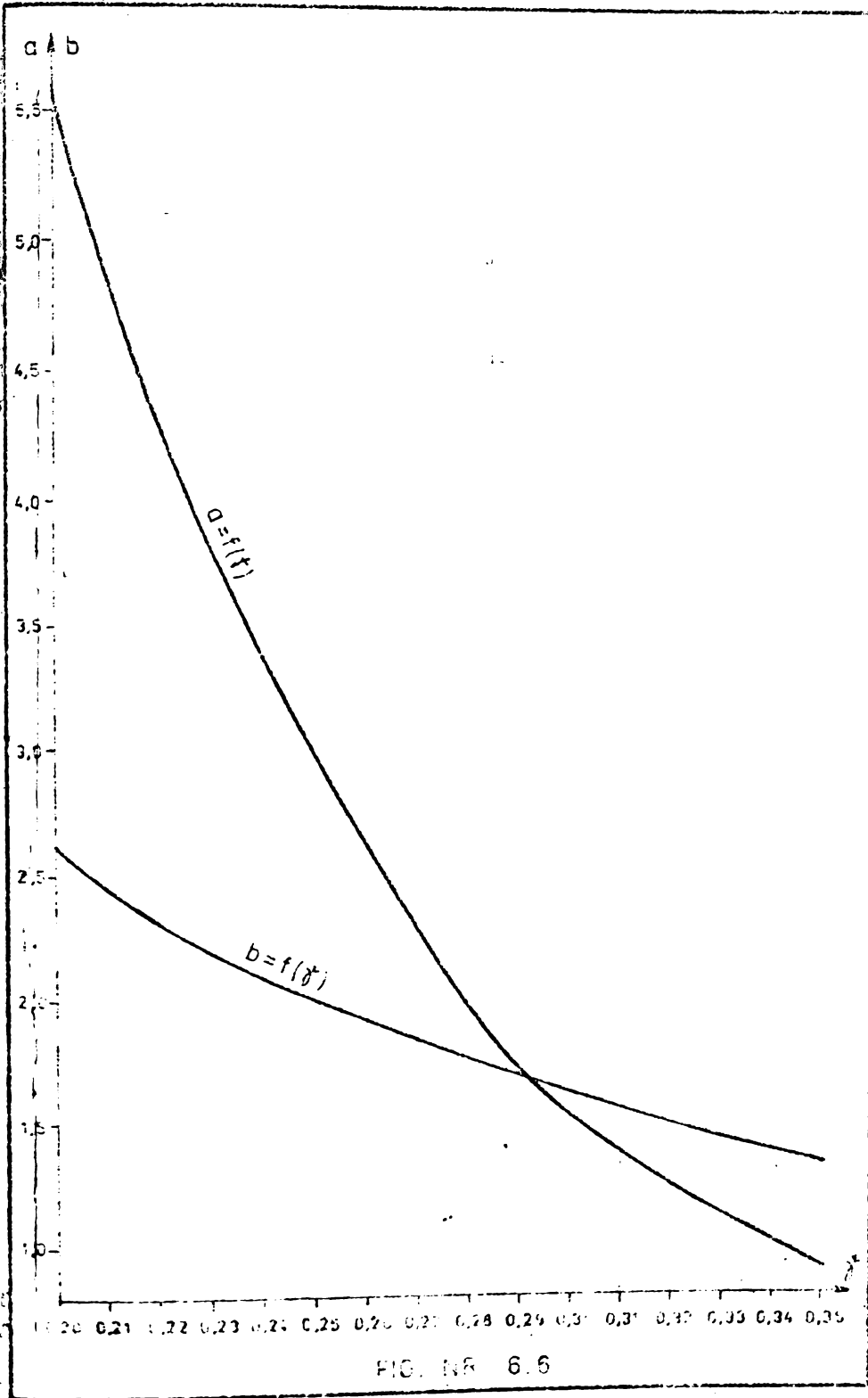


FIG. NR 6.6

inchis de dreapta respectivă cu axa absciselor OP.

Practic, pentru calculul curbelor corespunzătoare variației coeficientului de formă nu s-a trecut la parcurgerea întregului domeniu menționat mai sus, deoarece aceasta ar fi însemnat un imens consum de ore-calculator.

La pasul de calcul acceptat de 0,01 atât pentru P cât și pentru R, domeniul $P = 0,5 \div 6,0$; $R = 1,0 \div 6,5$ cuprinde $551 \times 551 = 303.601$ puncte care ar fi trebuit parcurse, toate pentru a calcula o singură curbă γ . Deoarece s-au calculat 16 curbe, aceasta ar fi însemnat să se ruleze programul BASIC 55 de $303.601 \times 16 = 4857616$ ori. Rularea unui singur punct din acest caroiaj cere calculatorului a Mic o durată de 54 secunde, ceea ce reprezintă pentru calculul întregului grafic o durată totală de 78854,238 ore.

Din această cauză s-a procedat în felul următor: pentru primele curbe calculate ($\gamma = 0,25$ și $\gamma = 0,30$) s-a restrâns domeniul graficului la $P = 1 \div 4,0$, $R = 2,0 \div 4,0$ și acest domeniu s-a parcurs cu un pas al caroiajului de 0,1 acceptând o eroare admisă $\epsilon_\gamma = 1\%$. După trasarea aproximativă a acestor două curbe, ele au fost precizate parcurgând succesiv pătrate mici la pas de 0,01 și eroare admisă $\epsilon_\gamma = 0,1\%$, pătrate considerate succesiv de-a lungul alurii aproximative obținute anterior.

Curbele pentru $\gamma = 0,26 + 0,29$ s-a calculat aplicând metoda calculării pe pătrate mici.

Extinderea curbelor $\gamma = 0,25 + 0,30$ pentru întregul grafic ($P = 0,5 \div 6$; $R = 1,0 \div 6,5$), precum și calculul celorlalte curbe corespunzând valorilor $\gamma = 0,20 + 0,24$ și $\gamma = 0,31 + 0,35$, s-a realizat prin determinarea punctelor de intersecție dintre aceste curbe cu liniile unei rețele de drepte orizontale corespunzătoare ordonatelor R, considerate din 0,1 în 0,1 în domeniul lui R.

În acest fel pentru cele cca. 1200 puncte reprezentate s-au efectuat cca. 6000 rulări ale programului BASIC 57.

6.4. Utilizarea graficului propus pentru calculul hidrografului de viitură

Pentru utilizarea corespunzătoare a graficului la calculul hidrografului de viitură se cere să se cunoască pe lângă cei 5 parametri menționați ai hidrografului de viitură încă un parametru, și anume fie volumul corespunzător ramurii de creștere W_1 , fie cel corespunzător ramurii de debaterere W_2 . Deoarece volumul W_1 se poate determina cu mai multă precizie din integrarea debitelor măsurate în timpul viiturii, se recomandă determinarea acestuia.

Cunoscând aceste elemente, se determină :

$$W_2 = W - W_1 \quad (6.18)$$

$$\delta = \frac{W}{Q_{\max} \cdot T_r \cdot 3600} ; \delta_1 = \frac{W_1}{Q_{\max} \cdot T_{r1} \cdot 3600} ; \delta_2 = \frac{W_2}{Q_{\max} \cdot T_r \cdot 3600} \quad (6.19)$$

și : $\alpha = \frac{\delta_1}{\delta_2} \quad (6.20)$

Interpolând între curbele δ între care se înscrie valoarea coeficientului de formă al hidrografului și dreptele α între care se înscrie α calculat, se determină punctul acestora de intersecție iar din grafic rezultă coordonatele P și R ale acestuia.

În continuare hidrograful poate fi calculat cu ajutorul aceluiași program BASIC 55 cu care s-a efectuat verificarea construirii hidrografului pentru $P = 2$ și $R = 3$, cu înlocuirea valorilor P și R determinate din grafic în instrucțiunea DATA de la linia 800.

Efectuând această verificare pentru același hidrograf ca în tabelul nr.6.1 s-au obținut rezultatele din tabelul nr.6.2.

Analizând aceste rezultate, se observă o micșorare considerabilă a erorilor δW și $\delta \gamma$ față de cele din tabelul nr.6.1, la valori cuprinse între 0,005 - 3,75 % față de 1,70 - 21,13 %.

Înșă de eroarea admisă de 0,1 % ca care s-a calculat curbele graficului, aceste erori sînt totuși foarte mari.

Pentru micșorarea erorilor s-a creșt progresiv BASIC 56 de scopul de a se determina cu precizie mare punctul de intersecție dintre curba δ și dreapta α caracterizînd hidrograful studiat (anexa nr.6.1).

Totu în ideea mării preciziei determinărilor, s-a ținut seama de faptul că valorile coeficienților de formă indicate pentru viitori sînt valori rotunjite la 2 zecimale, deci în program se utilizează valoarea acestui coeficient calculată cu relația (6.13) pe baza celorlalți parametrii al hidrografului (W, Q_{\max}, T_r).

Programul BASIC 56 se bazează pe determinarea (cu erori admisă $\delta \gamma = 0,1\%$, $\delta \alpha = 0,1\%$) a intersecției curbei δ cu dreapta α prin metoda pătratelor.

Pentru rularea programului se introduc următoarele date, ce sînt de instrucțiune READ prevăzute la începutul programului :

- numărul de termeni al hidrografului N
(pe linia 3500 DATA)
- debitul maxim al viiturii (Q_{\max}) $Q_1 (m^3/s)$
- timpul total de desfășurare a viiturii (T_r) $T_1 (ore)$
- timpul de creștere (T_{cr}) $T_2 (ore)$
- (pe linia 3510 DATA)

tabel no. 6.2.

No	Riul	Postul	Puteri dik Grafic		Elemente calculate											ERORI		
			P	R	W (10 ⁶ m ³)	W1 (10 ⁶ m ³)	W2 (10 ⁶ m ³)	δ	δ ₁	δ ₂	α	ΔW (10 ⁶ m ³)	EW (%)	Eδ (%)				
															4	5	6	7
1	TRIMIS	LUGOF	3,10	2,77	309,01	308,02	303,55	303,5	2,423	2,265	2,265	0,158	+0,0150	0,00740	0,00008			
2	TITIS	CF. IANAFLEU	2,23	3,85	30,437	30,874	30,215	32,570	1,0037	1,244	1,265	0,248	-0,04878	0,67144	0,42567			
3	NEA	POCERIO	2,15	2,50	14,233	13,676	13,580	14,000	0,424	0,222	0,222	0,200	-0,40000	0,00000	0,00000			
4	USAGLIA		1,31	2,63	12,655	12,553	12,520	12,104	0,547	0,261	0,261	0,200	-0,03508	0,41342	0,20000			
5	GLABNA		0,81	3,00	6,375	6,545	6,421	6,165	0,264	0,251	0,251	0,200	-0,12648	1,00000	1,00000			
6	MOULI	POCERIO	1,45	3,38	40,126	39,132	39,424	38,604	1,407	1,210	1,210	0,200	-0,19039	0,00000	0,00000			
7	MOULI		2,05	2,27	24,306	23,300	23,711	23,100	0,600	0,200	0,200	0,200	+0,00016	0,00000	0,00000			
8	MOULI		5,20	3,14	33,123	32,216	32,474	32,200	1,204	0,200	0,200	0,200	-0,14000	0,00000	0,00000			
9	MOULI		2,4	3,40	16,040	15,223	15,400	15,264	1,000	0,200	0,200	0,200	-0,00000	0,00000	0,00000			
10	MOULI		1,24	3,747	10,018	9,900	9,900	9,120	0,800	0,200	0,200	0,200	-0,00000	0,00000	0,00000			
11	MOULI		1,65	4,17	14,000	13,348	13,300	12,224	0,800	0,200	0,200	0,200	-0,00000	0,00000	0,00000			
12	MOULI		2,20	3,24	17,000	16,200	16,200	15,200	0,800	0,200	0,200	0,200	-0,00000	0,00000	0,00000			

Pe baza acestor elemente se calculează timpul de descoperire

$t_3 = T_1 - T_2$ și se afișează datele menționate mai sus

- pasul de timp acceptat pentru calcul (ΔT) T 4 (ore)
- pasul de calcul (de deplasare după direcția axelor P și R) T 5
- eroarea admisă pentru aproximarea lui γ E 1 (%)
- eroarea admisă pentru aproximarea lui α (pe linia 3530 DATA) E 2 (%)
- volumul total al undei (W_p) W ($10^6 m^3$)
- volumul corespunzător ramurii de creștere (pe linia 3530 DATA) W 1 ($10^6 m^3$)

Având elementele de mai sus, se calculează și se afișează valorile pentru :

- volumul ramurii de descreștere W 2 ($10^6 m^3$)
- coeficientii de formă din (6.19) G, G 1, G 2
- coeficientul α din (6.20) A

În acest moment calculatorul se oprește și cere introducerea la consolă a elementelor precizate în instrucțiunile 310-360.

Se menționează că erorile γ și α de determinare a intersecției sunt calculate față de valorile G, respectiv A determinate pe calculator, pe baza parametrilor hidrografului de viitură, introduse cu date ale programului.

Cu ajutorul valorilor G și A (γ și α) calculate și afișate pe calculator, se determină din grafic, prin interpolare, intersecția căutată și i se determină coordonatele P_1 și R_1 . Vom numi în continuare acest punct drept punct ipotetic de intersecție.

Pentru precizarea punctului de intersecție, cu erorile admise E 1 și E 2, se delimitează în jurul acestui punct ipotetic de intersecție un patrat, ale cărui colțuri sînt definite prin coordonatele RMIN, RMAX, PMIN, PMAX (determinate față de axele de coordonate ale graficului). Patratul trebuie să îndeplinească următoarele condiții :

$$\begin{aligned} PMIN < P_1 < PMAX & \quad (6.21) \\ RMIN < R_1 < RMAX \end{aligned}$$

Se introduc în continuare coordonatele R_{MIN} , R_{MAX} , P_{MIN} și P_{MAX} , de la consolă, ele constituind datele cerute de calculator, prin liniile 310 - 380.

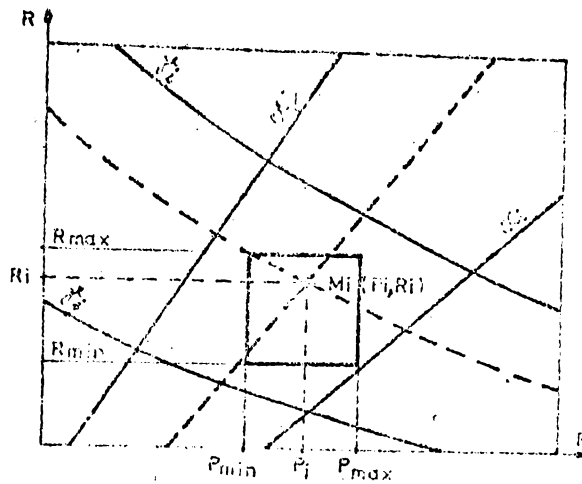


FIG. NR. 5.7

Din acest moment calculatorul reia lucrul, parcurgând punctele de carotaj al patratului considerat, pornind din punctul de coordonate (P_{MIN}, R_{MIN}) , parcurgând pe orizontală linia de coordonată R_{MIN} cu pasul T 5, după care majorează ordonata cu pasul T 5 și felul acesta parcurge toate punctele carotajului pînă la punctul de coordonate (P_{MAX}, R_{MAX}) .

Pentru fiecare punct al carotajului din patrat, programul în considerare calculează coordonatele (P_j, R_j) și calculează:

- ordonatele Q_1 ale hidrografului
- prin integrarea debitelor; volumul unei unde W_3 , volumele parțiale W_4 și W_5 ;
- din relațiile (6.19) coeficienții de formă G_3, G_4, G_5
- din relația (6.20) valoarea coeficientului A_1

Comparînd coeficientul de formă al hidrografului generat cu coeficientul de formă calculat inițial G , se determină eroarea acestuia:

$$ERR.GAMA = ABS(G - G_3) * 100 / G \quad (6.2)$$

la fel se determină eroarea coeficientului α :

$$ERR.ALPHA = ABS(A - A_1) * 100 / A \quad (6.2)$$

În momentul în care ambele erori scad sub valorile admise

$$ERR.GAMA < E_1 \quad \text{și} \quad (6.2)$$

$$ERR.ALPHA < E_2$$

calculatorul renunță la parcurgerea restului de puncte din carotaj.

considerând că valorile (P_j, R_j) care sînt coordonatele punctului care îndeplinește condițiile (6.25), permit calculul hidrografului cu o precizie suficient de bună, și trece la afișarea rezultatelor, după cum urmează :

- înainte de a începe afișarea rezultatelor, calculatorul cere introducerea de la consolă a unui pas de afișare N . Este necesar să se introducă acest element din următoarele considerații : dacă se adoptă pentru calcul un pas de timp $T_4 = 1$ oră, numărul termenilor hidrografului va fi egal cu timpul total al viiturii T_T exprimat în ore :

$$N = T_T / T_4 \quad (6.26)$$

Dar T_T în mod obișnuit este cuprins între 60 - 300 ore, ceea ce înseamnă depășirea capacității de afișare a display-ului de 32 linii a 30 caractere. La $N > 32$, ordonatele afișate ale hidrografului vor defila pe display, reținându-se pentru copiere doar ultimele 30 de valori. Din această cauză s-a trecut la afișarea secvențială a ordonatelor hidrografului, câte N valori, afișarea întrerupându-se prin instrucțiunea INPOT AŞ de la linia 720.

Pentru a nu obține mesaj de eroare, pasul de afișare N trebuie să îndeplinească următoarele condiții : N să fie întreg și divizor al lui 30, de asemenea $N \leq 30$. În caz că N este număr prim, desigur că trebuie ales $N = 1$ și afișarea ordonatelor hidrografului se va realiza valoare cu valoare.

În continuare se afișează următoarele rezultate ale calculului :

- volumul calculat al unei generatoare
- coeficienții de formă $\gamma, \gamma_1, \gamma_2$
- coeficientul α
- puterile P și R pentru care s-a calculat hidrograful (punctul real de intersecție)
- erorile ϵ_γ și ϵ_α

Nu s-a cerut calculul și afișarea erorii volumului, deoarece la $\epsilon_\gamma \leq 0,1\%$, ϵ_W este sensibil egal cu ϵ_γ .

De asemenea se realizează o afișare grafică calitativă a hidrografului de viitură calculat, într-un dreptunghi desenat pe ecran în care la T_T corespund 100 unități grafice (U.G) și la Q_{max} tot 100 U.G.

Deoarece pentru calculul hidrografului după metoda propusă mai sus, este necesar să se cunoască și volumul W corespunzând ramurii de creștere a hidrografului, pentru verificarea metodei s-au utilizat cele 12 hidrografe din tabel nr.6.1 ale căror hidro-

grafe reprezentare s-au găsit în bibliografie /125/, /126/, /127/.
Utilizând hidrografele reprezentate, s-a determinat distanța
procentuală a volumelor pentru ramura crescătoare și ramura
descrescătoare, și utilizând datele intabulate ale parametrilor hi-
drografelor, s-au determinat volumele W_1 și W_2 .

Se menționează că, deoarece lucrările menționate au fost elabo-
rate înainte de viiturile din 1970, parametrii hidrografelor au
suferit modificări în urma realizării lor, și ele diferă de pa-
rametrii utilizați în prezent, și ele nu sînt cuprinse în lucrarea
/128/ utilizată de asemenea pentru elaborarea și verificarea meto-
dei.

În urma verificărilor întreprinse prin rularea programului
BASIC 56 s-a constatat, că metoda nu dă în totdeauna rezultate. În
caz. jumătate din hidrografele luate în considerare la verificare
s-a constatat o deplasare în stînga jos, de-a lungul dreptei α a
punctului real de intersecție față de punctul ipotetic.

Cercetînd cauzele care au dus la această situație, s-a constatat
că poziția curbelor ce corespund valorilor considerate ale coefi-
cientului de formă β , depinde și de alți parametri în afara celor
lor luați în calcul, și anume, în primul rînd de zveltețea hidrogra-
fului exprimată prin raportul :

$$\beta = \frac{Q_{\max}}{T_r} \left(\frac{m^3/s}{ore} \right) \quad (6.27)$$

și de raportul timpilor caracteristici ai hidrografului :

$$\eta = \frac{T_r}{T_{or}} \quad (6.28)$$

Curbele β din grafic au fost calculate luîndu-se în considera-
rare hidrograful real de viitură din secțiunea Secu de pe Rîulava

$$\beta = \frac{124}{112} \cong 1$$

Pentru punerea în evidență a influenței raportului β s-a cal-
culat o nouă familie de curbe β pe baza unui hidrograf ipotetic cu
 $Q_{\max} = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $T_r = 100 \text{ ore}$, $T_{or} = 20 \text{ ore}$, cu raportul $\beta = 10$. În
apăsătoare influență este pusă clar în evidență de reprezentarea ace-
stora în fig. nr. 6.5.a. Totodată se observă că familia de drepte co-
respunzătoare variației coeficientului α nu este influențată de
raportul β . (anexa nr. 6.3)

Considerînd că a treia încă una sau două familii de curbe β
sau η în vederea luării în considerare a efectului coeficientului
 η ar complica foarte mult graficul, s-a renunțat la aceasta și s-a
rezolvat problema determinării hidrografului prin intermediul pro-
gramului de calcul BASIC 56.

În această program s-a introdus o modificare prin secvența de
programare între linie 385-500 ale noii variante BASIC 56 A care read

sează căutarea punctului real de intersecție, atunci când se constată o deplasare a acestuia în stânga-jos față de punctul ipotetic, prin deplasarea succesivă a pătratului circumscriș punctului ipotetic.

Deplasarea pătratului se realizează ținând seama de următoarele (fig.nr.6.8).

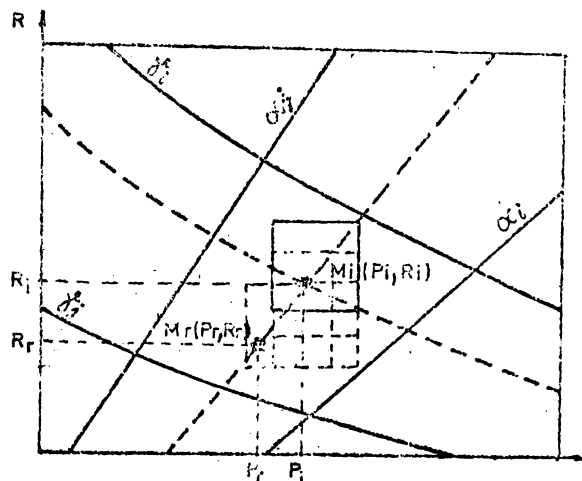


FIG. NR. 6.8

După stabilirea poziției punctului ipotetic de intersecție, și delimitarea pătratului, se trece la efectuarea calculului menționat pentru primele două puncte ale caroidajului pătratului (de coordonate (R_{MIN}, P_{MIN}) și $(R_{MIN}, P_{MIN} + T5)$). Se compară erorile ξ_r și ξ_α calculate pentru aceste două puncte și :

- dacă se constată că ξ_r crește, înseamnă că punctul real de intersecție se află în exteriorul pătratului sub limita R_{MIN} , în consecință se mută pătratul mai jos prin operațiunile :

$$R_{MIN} = R_{MIN} - 2 * T5$$

$$R_{MAX} = R_{MAX} - 2 * T5$$

- dacă ξ_α crește, înseamnă că punctul real de intersecție se află la stânga în exteriorul pătratului, deci acesta se mută la stânga :

$$P_{MIN} = P_{MIN} - 2 * T5$$

$$P_{MAX} = P_{MAX} - 2 * T5$$

- Aceste operațiuni de mutare a pătratului se repetă pînă cînd punctul real de intersecție pătrunde în interiorul pătratului, după care prin efectuarea calculului pentru 1-2 puncte se obțin rezultatele dorite (tabel nr. 6.3)

tabel nr. 6.3.

NR. CRT	RIUL POSTUL	ELEMENTE DATE					ELEMENTE CALCULATE						PUTERI		γ-α-CALC		ERORI	
		Q _{max} (m ³ /s)	W _{max} (10 ⁶ m ³)	T _T (ore)	T _{cr} (ore)	γ	W _{cr} (10 ⁶ m ³)	W _{calc} (10 ⁶ m ³)	γ	δ ₁	δ ₂	α	P	R	γ _{calc}	α _{calc}	ε _γ (%)	ε _α (%)
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1.	TIMIS CARANSEBES	520	81	165	36	0,26	21	81,0216	0,2607	0,117	0,2468	1,2637	2,21	3,055	0,2405	1,2639	0,0267	0,0151
2.	TIMIS LUGOJ	1250	269	175	45	0,26	49	268,6320	0,2593	0,2417	0,2553	0,3111	3,14	3,77	0,2533	0,3119	0,0572	0,0574
3.	NERA MOLERIȘ	520	74	164	28	0,24	15	74,7858	0,2410	0,1051	0,2278	1,3394	2,28	3,39	0,2410	1,3399	0,0187	0,0468
4.	CARAS VARABIA	320	73	210	48	0,302	24	73,2342	0,3116	0,4358	0,2625	0,3228	4,365	2,81	0,3018	1,6537	0,0365	0,0458
5.	GLADNA SURDUL MIE	105	10,5	57	19	0,32	4	10,5100	0,3126	0,5571	0,2532	2,2085	0,285	0,25	0,3193	2,2084	0,0960	0,0387
6.	MUREȘ FORCEȘTI	610	116	196	35	0,27	32,5	116,2840	0,2695	0,4228	0,2381	1,7505	1,365	0,235	0,2685	1,7504	0,0156	0,0053
7.	MUREȘ TÂMBULEȘTI	1060	214	281	51	0,31	63	214,0150	0,3099	0,3237	0,3044	1,0633	2,09	2,285	0,3058	1,0633	0,0062	0,0202
8.	ARIEȘ CÎMPENI	390	40	118	25	0,24	3,25	40,2378	0,2412	0,2000	0,2433	0,8665	1,26	3,11	0,2414	0,8666	0,0684	0,0164
9.	ARIEȘ BAIJA DE ARIEȘ	310	77,6	176	36	0,24	17,4	77,6045	0,2400	0,2338	0,2285	1,2352	2,465	3,415	0,2401	1,2363	0,0573	0,0210
10.	TIRAVA MARE DOBROHEI	300	30,2	127	25	0,22	12,5	30,1754	0,2200	0,4826	0,1588	2,5811	1,160	0,120	0,2262	2,5814	0,0284	0,0073
11.	GEORGHIU DOBROHEI	280	16	69	13	0,26	5,12	16,0012	0,2604	0,3807	0,1928	1,0004	1,560	1,150	0,2300	2,0271	0,0117	0,0288
12.	RIUL MARE PÂRȘEL	460	42,5	107	20	0,24	10,9	42,5315	0,2401	0,3353	0,2180	1,4008	1,400	1,373	0,2338	1,4005	0,0985	0,0468

C a p i t o l u l 7

COMPARAREA METODELOR DE GENERARE A HIDROGRAFELOR DE VIITURA IN PROIECTAREA UNEI ACUMULARI NEPERMANENTE

In acest capitol se propune verificarea metodei Sokolovski îmbunătățită, cu puteri variabile, prin compararea ei cu metoda clasică a lui Sokolovski (cu $P = 2$ și $R = 3$), precum și cu metoda Cađariu.

O primă verificare în acest sens s-a efectuat în cap.6 prin determinarea erorilor de generare a hidrografelor (eroare de volum, respectiv de coeficient de formă), rezultatele fiind trecute în tabelele nr.6.1,6.1,a,6.2 și 6.3.

In prezentul capitol compararea se face utilizând hidrografele de viitură generate prin cele trei metode la dimensionarea unei acumulari nepermanente, în diverse variante, cu mai multe obiective, și anume :

- compararea metodelor de generare a hidrografelor de viitură;
- determinarea implicațiilor utilizării unei valori greșite a coeficientului de formă, fie în ceea ce privește eficiența economică a lucrărilor proiectate, fie în siguranța în exploatare a unei acumulari nepermanente ;
- stabilirea unor principii de dimensionare a acumularilor nepermanente.

Pentru realizarea obiectivelor propuse s-a întocmit un program de calcul pentru calculatorul a Mio în limbaj BASIC (programul BASIC 62), care permite dimensionarea unei acumulari nepermanente în mai multe variante. Programul de calcul s-a aplicat datelor și condițiilor de funcționare ale acumularii nepermanente Cađar-Duboz, acumulare existentă pe râul Pogăniș, efectuându-se re-dimensionarea acesteia în variante, rezultatele calculului permițând stabilirea unor concluzii în legătură cu obiectivele menționate.

7.1. Funcționarea acumularii Cađar-Duboz /117/

Acumularea Cađar-Duboz este realizată pe râul Pogăniș prin bararea albiei cu un baraj de pământ de tip omogen cu înălțimea $H = 10$ m și lungimea $L = 1590$ m.

Amenajarea este prevăzută cu lucrări de descărcare a debitelor în aval, și anume :

- a. Golirea de fund, realizată din tuburi circulare de beton

armat, cu diametrul interior $D = 2,4$ m (Anexa nr.7.1).

La intrarea în golirea de fund s-a realizat un turn de manevră (călugăr) cu două compartimente. În turn s-au executat toate nișele dispozitivelor de închidere pentru :

- stăvilarii de serviciu cu dimensiunile de $2,4 \times 2,4$ m (în compartimentul I) pentru închiderea accesului apei la golirea de fund ;

- stăvilarii de rezervă, cu dimensiuni identice, dispus în compartimentul II, în fața intrării în conductă ;

- stăvilarii de acces și reglare a debitului pentru folosirea (pentru etapa a II-a de dezvoltare) în compartimentul I, de dimensiuni de $1,2 \times 2$ m, situat sub nivelul minim de exploatare în etapa II-a (120,55 mdMB) ;

- două deversoare laterale și unul frontal în pereții compartimentului II, de 1,90 m lungime fiecare, situate la cota 124,90 m, pentru a permite în etapa a II-a descărcarea viiturii cu probabilitatea de calcul de 2 %, și evacuarea ei prin golirea de fund. În etapa actuală, acest deversor din turn nu are influență asupra atenării viiturii ;

- grătar grosier la intrarea în turn, de asemenea pe ferestrele deversor din pereții compartimentului II al turnului.

În etapa actuală, din dispozitivele de manevră și control acționate, nu sînt montate decît grătarele grosiere și palanul manual cu care se ridică grătarul de la intrarea în turn.

Pentru a evita blocarea accidentală a golirii de fund în urma unei manevre greșite, prin regulamentul de exploatare s-a interzis montarea în etapa actuală a stăvililor ce controlează golirea de fund, precum și a sistemelor lor de manevră.

Pentru a limita debitul descărcat de golirea de fund la $Q_{av} = 17$ m³/s, s-a obturat parțial golirea de fund, prin montarea unor grinzi de beton armat în nișa stăvilii de serviciu, la intrarea în tubulatură, astfel încît înălțimea liberă a golirii de fund este de 1,35 m (cota 116,35 mdMB).

Accesul la turn se face de pe coronamentul barajului prin intermediul unei pasarele de acces în lungime de 23 m și o lățime utilă de 0,9 m.

b. Descărcătorul de apă mare are în principal următoarele părți componente :

- canalul de acces ;

- deversorul propriu zis ;

- canalul aval deversor ;

- canal rapid ;
- disipatorul de energie ;
- canalul de evacuare ;
- podul peste descărcător.

- Canalul de acces de secțiune trapezoidală este executat în cumbă cu o lățime la bază variabilă de la 30 m în dreptul deversorului până la 88 m la extremitatea amonte. Inclinarea taluzurilor este de 1 : 1,5, iar viteza apei variază între 0,71 m/s la 1,9 m/s. Zona de acces este protejată cu pereu din beton slab armat de 15 cm grosime, prevăzut cu rosturi de dilatare din 10 în 10 m și rosturi de tasare din 5 în 5 m.

- Deversorul este de tip trapezoidal (Kauluer) avind lungimea crestei de 30 m, realizat din beton simplu marca B 200 cu rost de dilatare longitudinal la mijloc. Cota crestei deversorului în etapa actuală este de 125,40 mdMB, cu 15 cm deasupra nivelului maxim prevăzut pentru probabilitatea de calcul (2 %), iar în etapa a II-a de dezvoltare a amenajării se prevede supraînălțarea la cota 127,85 mdMB. În toate ipotezele deversorul funcționează nelincat.

- Canalul aval deversor este executat în debleu pe o lungime de 2167 m cu o secțiune dubla trapezoidală. Canalul este datat, ceea ce permite o viteză a curentului de apă de 2,2 m/s. Panta longitudinală a canalului este de 0,7 % , panta taluzurilor de 1:1,5, iar lățimea la fund de 15 m.

- Canalul rapid are secțiunea trapezoidală cu panta fundului de 10 %, lungimea 65 m, lățimea la bază 10 m și adâncimea 2,3 m, viteza maximă admisibilă $v = 6$ m/s. Este prevăzut cu redane dreptunghiulare dispuse transversal din 2 în 2 m.

- Disipatorul de energie este prevăzut cu redane și prag dințat avind o lungime de 32 m, grosimea radierului de 45 cm și taluzurile căptușite cu beton.

- Canalul de evacuare are o lungime de 344 m și realizează raportarea disipatorului de energie cu albia minoră a Poganisului. Are lățimea la bază de 15 m, panta 0,5 %, panta taluzurilor 1:3 și adâncimea de 2,3 m.

- Podul peste descărcător este prevăzut cu trei deschideri, fiind calculat pentru clasa a II-a de încărcare.

În ceea ce privește funcționarea descărcătorilor, aceasta este diferită funcție de etapa de dezvoltare a amenajării, de asemenea de ipoteza de lucru (calcul 2 %, verificare 0,5 %).

a. În etapa actuală s-a prevăzut funcționarea după cum urmează :

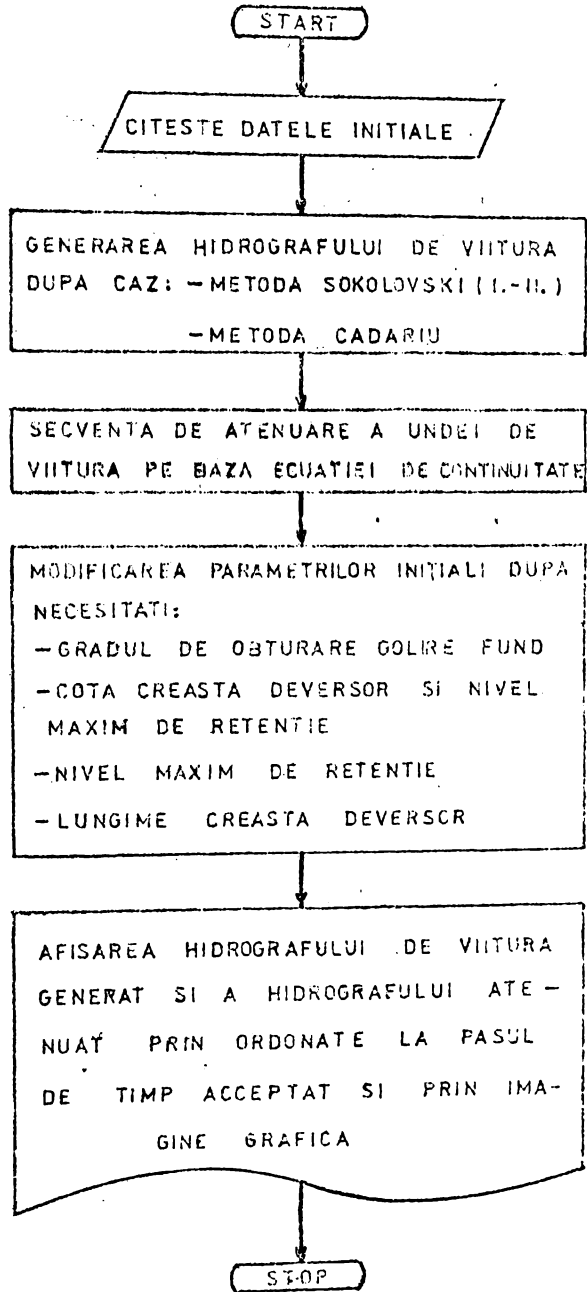


FIG. NR. 7.1

coordonată cu variantele de calcul acceptate. Secvențele de calcul sînt următoarele (conform schemei - bloc din fig.nr.7.1).

a. Secvența de introducere a datelor

Ca date de calcul se introduc următoarele :

N = numărul punctelor prin care se definesc curbele graficului de grad de umplere pentru golirea de fund funcționînd cu față liberă

M = numărul de puncte prin care se definește curba orografică

$S = f(H)$ a acumulării

Niveluri stabilite la predimensionare :

$H1$ = cota prag golire de fund (mdM)

$H2$ = cota ax golire de fund (mdM)

$H3$ = cota crestei deversorului (mdM)

$H4$ = nivel maxim în lac (mdM)

$H0$ = nivel existent în lac în momentul apariției viiturii (mdM)

$T4$ = pasul de timp (ore) pentru calculul atenuării (Δt)

$M4$ = coeficientul de debit al golirii de fund, rezultat dintr-un calcul al pierderilor de sarcină

$H(I)$ = nivelurile pentru care se indică suprafețele $F(I)$ ale oglinzii lacului la definirea curbei orografice a suprafețelor

$H(I)$ ($I = 1, \dots, M$) (mdM)

$F(I)$ = suprafețele corespunzătoare ale oglinzii lacului (conform anexei nr.5.2) (m^2)

$N3$ = pas de afișare hidrografe, adică numărul de termeni ai hidrografelor pe care se dorește să le afișeze monitorul între două intreruperi ale afișării ($N3 < 30$ și divizor al numărului de termeni prin care se indică hidrografe)

$Q1$ = debitul maxim al hidrografului de viitură (m^3/s)

$T1$ = timpul total de desfășurare a undei (ore)

$T2$ = timpul de creștere (ore)

Caracteristici ai golirii de fund :

$D1$ = diametrul golirii (m)

$N1$ = coeficientul de rugozitate al golirii de fund

$l1$ = panta longitudinală a golirii

$D2$ = înălțimea liberă a golirii de fund ($D2 = D1$ dacă golirea nu este închisă parțial printr-o obturare fixă sau mobilă (stabilă) (m)

$F(I)$ = gama gradelor de umplere (raportul dintre înălțimea-apei și diametrul golirii) pentru care se definesc curbele în graficul gradului de umplere

$E(I)$ = abscisa curbei modulului relativ de debit din graficul menționat.

$V(I)$ = abscisele curbei modulului relativ de viteză din graficul menționat

Q_2 = debitul maxim admis aval (m^3/s)

Elemente necesare generării hidrografului prin metoda Cadariu:

Q_0 = debitul de bază al hidrografului (m^3/s)

W_1 = volumul undei de viitură (m^3)

EO = eroarea admisă la generarea hidrografului

} Elemente ale devorsorului de ape mari :

M_3 = coeficient de debit deversor

E_2 = lungimea crestei devorsorului (m)

$G_2 = 9,80665 m/s^2$ - accelerația gravitațională

} Pentru generarea hidrografului de viitură prin metoda Sokolovski :

P = puterea din ecuația de generare a ramurii crescătoare a hidrografului

R = puterea din ecuația de generare a ramurii descrescătoare a hidrografului

Pentru a avea la dispoziție datele necesare calculului debitelor în faza de funcționare cu fața liberă a golirii de fund, tot în cadrul acestei secvențe se calculează și următoarele elemente : secțiunea la plin A_1 , coeficientul Chezy C_1 , raza hidraulică R_1 , modulul de debit la plin K_1 și modulul de viteză la plin V_1 , de asemenea, prin apelarea unui subprogram se determină coeficientul global de debit al devorsorului. Toate acestea calculate, se afișează pe monitor.

b. Secvența de generare a hidrografului de viitură

Pentru întocmirea acestei secvențe de calcul, s-au preluat secvențele corespunzătoare din programele prezentate în capitolul 6, și anume :

- pentru metoda Sokolovski din BASIC 55

- pentru metoda Cadariu din BASIC 61

c. Secvența de atenuare a undei de viitură

Secvența de atenuare a undei de viitură ia în considerare succesiv etapele atenuării undei, odată cu creșterea, apoi cu descreșterea nivelului de apă în lac.

- Într-o primă etapă s-a prevăzut o testare cu scopul de a elimina o posibilă introducere eronată a nivelului inițial în lac HO . Astfel, dacă se constată că acest nivel se află sub cota pragului

deversorului, se semnalează descărcarea și execuția se oprește.

Calculul propriu zis al atenuării se realizează prin rezolvarea ecuației de continuitate scrisă în volum (fig.nr.7.2) :

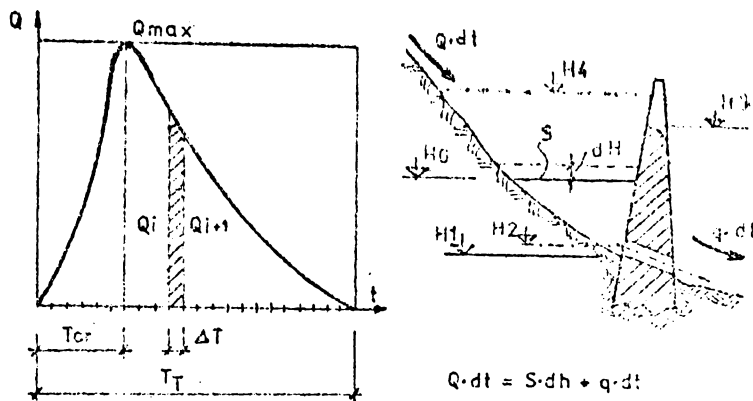


FIG. NR. 7.2

$$Q \cdot dt = S \cdot dz + q \cdot dt \quad (7.1)$$

în care :

Q - reprezintă debitul afluent în acumulare, conform hidrografului de viitură (m^3/s) ;

S - suprafața la oglindă a acumularii conform curbei orografice (m^2) ;

q - debitul evacuat în aval prin golirea de fund sau prin golirea de fund și deversor (m^3/s) ;

dz - variația nivelului apei în acumulare în intervalul de timp dt.

Rezolvarea ecuației de continuitate se realizează diferențiat funcție de etapa atenuării după cum urmează :

- În prima etapă descărcarea debitelor în aval se realizează doar prin golirea de fund funcționând cu fața liberă.

În această etapă debitul descărcat în aval se calculează de metoda consacrată în hidraulică, utilizând curbele gradului de umplere /50/, /51/, (fig.nr.7.3).

În primul pas, pornind de la nivelul $z_1 = H_0$, se calculează gradul de umplere, notat în program sub forma :

$$R(I) = (Z(I) - H_1)/D_1 \quad (7.2)$$

cu care se intră în subprogramul de interpolare în curbele gradului de umplere și se determină modulul de debit corespunzător, notat în subprogram cu A2, iar în programul principal cu U(I).

Avind determinat anterior (in cadrul secvenței de citire a etelilor) modulul de debit la plin K_1 , debitul descărcat prin golirea de fund va fi :

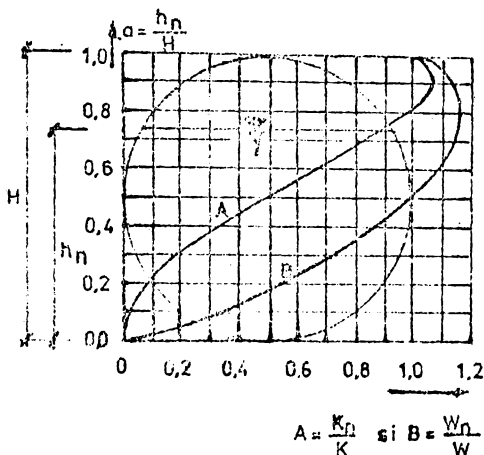


FIG. NR. 7.3

$$D(I) = U(I) * K_1 * \text{SQR}(H) \quad (7.5)$$

Transcriind in diferențe finite ecuația de continuitate (7.1) și exprimind variația de nivel :

$$z_{i+1} - z_i = \frac{1}{S} Q \Delta t - \frac{1}{S} q \Delta t \quad (7.4)$$

in care :

$$Q \Delta t = W_{i+1} = \frac{1}{2} (Q_i + Q_{i+1}) \quad (7.5)$$

reprezintă volumul afluent in acumulare in pasul de timp Δt . Rezultă :

$$z_{i+1} = z_i + \frac{1}{S} W_{i+1} - \frac{1}{S} q \Delta t \quad (7.6)$$

sau cu notațiile din program :

$$Z(I+1) = Z(I) + B(I) - C(I) \quad (7.7)$$

relație cu care se obține nivelul apei in acumulare (mdm) după primul pas de timp și calculul se reia după același procedeu de la relația (7.2), pentru momentul $i+1$.

- In momentul in care nivelul $Z(I)$ depășește valoarea $(H_1 + Z_2)$ - cota muchiei inferioare a organului de obturare (stavilă sau grinzile fixe in cazul acumulării Cadar-Duboz), golirea de fund intră sub presiune, iar ecuația de continuitate se va rezolva in felul următor :

Debitul descărcat de golirea de fund se va calcula cu relația :

$$q_{vj} = m_g \cdot A \sqrt{2g} \cdot h_g^{1/2} = M_g \cdot h_g^{1/2} \quad (7.8)$$

unde :

m_g - coeficient de debit al golirii de fund ținind seama de pierderile de sarcină ;

A - secțiunea transversală udată ;

h_g - sarcina golirii de fund de la nivelul apei la axa golirii ;

Pentru a simplifica scrierea ecuației s-a notat :

$$M_g = m_g \cdot A \cdot \sqrt{2g} \quad (7.9)$$

care reprezintă coeficientul global de debit al golirii, iar cu notațiile programului relația este :

$$M_2 = M_4 * A_5 * \text{SQR}(2 * G_2) \quad (7.1c)$$

Pentru a determina secțiunea de intrare în conducta de golire, cu luarea în considerare a obturării, s-a procedat după cum urmează:

S-a calculat gradul de umplere corespunzător înălțimii libere $D2$:

$$R2 = D2/D1 \quad (7.11)$$

prin interpolare în curbele graficului de grad de umplere (în sub-program) s-au determinat modulul de debit $A2$ și modulul de viteză $A3$, iar secțiunea rezultă ca raportul dintre debit și viteză corespunzător acestei situații :

$$A5 = (A2 * K1) / (A3 * V1) \quad (7.12)$$

ceea ce permite determinarea secțiunii de intrare, respectiv al coeficientului global de debit pentru orice grad de obturare a golirii de fund.

Ecuția de continuitate devine :

$$Z_{i+1} - Z_i = \frac{1}{S} W_{i+1} - \frac{1}{S} M_g \cdot h_g^{1/2} \Delta t \quad (7.13)$$

sau cu notațiile din program :

$$Z(I+1) = Z(I) + B(I) - C(I) \quad (7.7)$$

în care s-a notat :

$$C(I) = M2 * Y(I)^{(1/2)} * T4 * 3500 / S(I) \quad (7.14)$$

cu $Y(I) = Z(I) - H2$ notându-se sarcina golirii de fund.

Calculul se conduce analog pentru următorii pași de timp Δt .

~ În a treia etapă a atenuării, când se depășește cota crestei deversorului și intră în funcțiune și deversorul, ecuația de continuitate devine :

$$Q_d \cdot dt = S \cdot dh + q_g \cdot dt + q_d \cdot dt \quad (7.15)$$

în care intervine debitul descărcat de deversor, care se calculează cu formula deversorului :

$$q_d = m_d \cdot B \sqrt{2g} \cdot h_d^{3/2} = M_d \cdot h_d^{3/2} \quad (7.16)$$

în care :

m_d = coeficientul de debit al deversorului ;

B = lungimea crestei deversorului ;

h_g = sarcina deversorului ;

iar pentru simplificare s-a notat coeficientul global de debit al deversorului :

$$M_d = m_d \cdot B \cdot \sqrt{2g} \quad (7.17)$$

sau cu notațiile din program :

$$M1 = M3 * B2 * \text{SQR}(2 * G2) \quad (7.18)$$

Se calculează (notații din program) :

• debitul descărcat în aval ;

$$D(I) = X(I)^{(3/2)} * M1 + Y(I)^{(1/2)} * M2 \quad (7.19)$$

în care $X(I) = Z(I) - H3$ este sarcina deversorului ;

. termenul ce ține seama de volumul afluent :

$$B(I) = (Q(I) + Q(I+1)) * T4 * 3600 / (2 * S(I)) \quad (7.26)$$

. termenul ce ține seama de volumul defluent :

$$C(I) = (M1 * X(I)^{(3/2)} + M2 * Y(I)^{(1/2)}) * T4 * 3600 / S(I) \quad (7.27)$$

- iar ecuația de continuitate va lua aceeași formă :

$$Z(I+1) = Z(I) + B(I) - C(I) \quad (7.27)$$

d. Secvența de modificare a parametrilor inițiali în vederea definitivării dimensionării.

Această secvență permite definitivarea unor elemente caracteristice ale descărcătorilor (golire de fund, deversorul de ape mari) ca : gradul de obturare a golirii de fund, cota crestei deversorului, nivelul maxim în lac, cu respectarea condițiilor impuse pentru debitul maxim admis aval.

Secvența s-a întocmit în mai multe variante și anume :

I. Pentru ipoteza de calcul :

I.1.-modificarea gradului de obturare a golirii de fund - ținând seama de faptul că diametrul golirii de fund se alege în așa fel ca în orice caz să poată descărca debitul maxim admis aval determinat pentru ipoteza de calcul, în primă instanță se alege înălțimea liberă a golirii egală cu diametrul ei ($D2 = D1$), calculându-se debitul maxim descărcat. Dacă acest debit depășește Q_{admis} ($Q2$), se micșorează valoarea $D2$ cu un pas prestabilit ΔB , și se reiau calculele de atenuare pînă în momentul în care se respectă condiția debitului maxim admis aval.

I.2.-modificarea cotei crestei deversorului $H3$ și a nivelului maxim de retenție dacă se depășesc aceste cote în timpul atenueării, concomitent cu modificarea gradului de obturare a golirii de fund dacă se depășește debitul maxim admis aval.

Se menționează că de regulă acumulările nepermanente se dimensionează în așa fel, încît în ipoteza de calcul nivelul maxim de retenție să nu depășească cota crestei deversorului, deci descărcarea debitelor în aval se produce doar prin golirea de fund. În cazul acumulării Cader-Duboz cota crestei deversorului este 125,40 mdM, iar nivelul maxim de retenție 125,25 mdM. Deversorul de ape mari intră în funcție doar în ipoteza de verificare.

În ambele variante se menționează că pornind de la un nivel inițial $H0$ oarecare ($H1 < H0 < H4$), înainte de a începe modificările de mai sus, se scade treptat, cu un pas ΔH acest nivel inițial, pînă la golirea completă a lacului. Dacă se obține atenuarea înainte de golirea completă a lacului, înseamnă că s-a pornit de la cote

mentele unei amenajări supradimensionate.

II. Ipoteza de verificare : în această ipoteză se menține gradul de obturare determinat în ipoteza de calcul, operînd doar asupra cotelor.

II.1. În cazul în care se dorește menținerea elementelor determinate ale deversorului inclusiv sarcina la care trebuie să lucreze acesta, se majorează treptat cota crestei deversorului H3 și nivelul maxim de retenție H4 pînă la respectarea debitului maxim admis aval.

II.2. În cazul în care se dorește menținerea cotei crestei deversorului determinată în ipoteza de calcul, se majorează treptat nivelul maxim de retenție, și dacă se depășește debitul maxim admis aval, se reduce treptat lungimea crestei deversorului.

II.3. În cazul în care se dorește (sau se impune din condiții de teren) menținerea cotei crestei deversorului și a nivelului maxim de retenție, se operează asupra lungimii crestei deversorului. Varianta nu s-a dezvoltat, deoarece în cazul acumulării Cădar-Duboz datorită debitului maxim foarte mare în ipoteza de verificare ($542 \text{ m}^3/\text{s}$ față de debitul de calcul de $200 \text{ m}^3/\text{s}$), s-ar ajunge la lungimi ale crestei deversorului de ordinul a 6 - 700 m.

e. Secvența de afișare a rezultatelor : se afișează următoarele elemente :

- cotele finale determinate în urma rulării ;
- hidrograful de viitură atenuat, prin ordonatele $D(t)$ calculate la pasul de timp $\Delta t(T4)$;
- imaginea grafică calitativă a atenuării, în care pentru un interval de 250 ore se reprezintă pe monitor hidrograful afluent, debitul maxim admis aval de acumulare și hidrograful atenuat.

f. Blocul de date, în care prin instrucțiunile DATA se precizează valorile tuturor elementelor de calcul menționate la punctul Programul de calcul scris în limbaj BASIC se prezintă în anexa 7.2.

7.3. Ipoteze de calcul și rezultate ale calculului.

Ipotezele de calcul adoptate se referă la verificări în situația actuală de acumulare nepermanentă Cădar-Duboz. Ipotezele de calcul în care s-a rulat programul BASIC 62 se referă la cele expuse la cap.7.2 punctul d., introducîndu-se o variantă în plus :

- I. Ipoteza de calcul (2 %) :
 - verificarea atenuării viiturii în acumularea Cădar-Duboz în situația actuală, fără modificări ale parametrilor amenajării (var. I.0) ;

- redimensionarea acumulării la gradul actual de obturare a golirii de fund, cu ridicarea din 10 în 10 cm a cotei creștei deversorului (H3) și a nivelului maxim de retenție (H4) (var. I.1.1);
- redimensionarea acumulării cu modificarea gradului de obturare a golirii de fund și ridicarea din 10 în 10 cm a cotei creștei deversorului H3 și a nivelului maxim de retenție H4 (var. I.1.2);

II. Ipoteza de verificare (0,5 %) :

- redimensionarea acumulării la gradul actual de obturare a golirii de fund (cota 116,35 mdMB) și ridicarea cotelor H3 și H4 (din 10 în 10 cm) (var. II.1) ;
- redimensionarea acumulării la datele ipotezei de calcul (grad de obturare modificat și cota creștei deversor H3 determinată pentru 2 %) și modificarea nivelului maxim de retenție H4 și a lungimii creștei deversorului (var. II.2).

Toate variantele menționate au fost rulate generând hidrograful de viitură în 3 variante :

- Sokolovski clasic (P = 2, R=3) ;
- Sokolovski îmbunătățit (P și R variabil) ;
- metoda Cadariu

Pentru a pune în evidență importanța generării corecte a viiturii la un coeficient de formă γ dat, precum și pentru a evidenția implicațiile economice, respectiv asupra siguranței lucrării proiectate rulările s-au realizat pentru o gamă largă de coeficienți de formă între $\gamma = 0,20$ și $\gamma = 0,32$.

Date de intrare în program :

N = 21 - curba graficului de umplere se definește prin 21 puncte (gradul de umplere considerat la pas de 0,05) ;

M = 25 - curbele orografice definite prin 25 puncte conform anexei

nr. 5.2.

Cote caracteristice :

H1 = 115,00 mdMB

H2 = 116,20 mdMB

H3 = 125,40 mdMB

H4 = 125,25 mdMB - ipoteza de calcul (2 %)

125,90 mdMB - ipoteza de verificare (0,5 %)

H0 = 115,20 mdMB

T4 = 2 ore

M4 = 0,3 - valoare adoptată de proiectant

N3 = 25 - afișarea hidrografelor cu cîte 25 termeni simultan,

deoarece calculele se fac pentru 250 termeni

= 117 =

Q1 = 200 m³/s - ipoteza de calcul (2%)
542 m³/s - ipoteza de verificare (0,5%)

T1 = 231 ore

T2 = 38 ore

G = 0,26 (γ)

D1 = 2,4 m

N1 = 0,014 - conductă de beton

I1 = 0,002273 - panta determinată din raportul diferenței de cota

la capetele conductei și lungimea acesteia

D2 = 1,35 m - conducta obturată la cota 116,35 mdMB

Q2 = 17 m³/s - ipoteză de calcul (2%)

71 m³/s - ipoteza de verificare (0,5%)

Q0 = 0 - hidrograful separat de scurgerea de bază

M3 = 0,4

E2 = 30 m

} valori adoptate de proiectant

Analizând rezultatele rulărilor se desprind o serie de concluzii pe variantele studiate :

I. Ipoteza de calcul, varianta I.0 - situația actuală. Rezultatele rulărilor, sint trecute în tabelul nr.7.1 de unde se pot constata următoarele :

La coeficientul de formă de $\gamma = 0,26$ luat în considerare la proiectarea acumulării, prin toate cele trei variante de generare a hidrografului se ajunge la depășirea nivelului maxim de retenție indicat de proiect, fără a se ajunge la valoarea debitului maxim admis aval de 17 m³/s, la gradul actual de obturare a golirii de fund (la cota 116,35 mdMB). De aici rezultă o subdimensionare a acumulării pentru parametrii viiturii de calcul pe de o parte, pe de altă parte o prudență excesivă în ceea ce privește limitarea debitului descărcat aval, care ajunge la valori de oca. 11 m³/s, mult sub Q_{max} admis aval.

Comparând rezultatele obținute pentru coeficienți de formă $\gamma = 0,20$ - $0,22$, se constată o apropiere mare a acestora în cazul metodei Sokolovski, îmbunătățită și a metodei Cadariu.

Varianta I.1. - admitând o majorare a cotelor H3 (creasta deversorului) și H4 (nivelul maxim în lac) și păstrind obturarea la cota 116,35 mdMB se constată (tabelul nr.7.2, tabelul nr.7.3) că prin generarea hidrografului prin metoda Sokolovski (ambele variante), cota creștei deversorului ar trebui să se afle cu 40 cm deasupra cotei actuale (125,80 mdMB) iar la utilizarea metodei Cadariu cu 30 cm deasupra, la cota 125,70 mdMB.

Debitele descărcate în aval nu depășesc $11 \text{ m}^3/\text{s}$ din cauza obturării prea pronunțate a golirii de fund.

Varianta I.2. - Modificând gradul de obturare a golirii de fund și cotele crestei deversorului H3 respectiv nivelul maxim de retenție H4, rezultatele se apropie mai mult de datele proiectului de execuție, și apropiate în ceea ce privește cele 3 variante de generare a hidrografului de viitură: cota crestei deversorului la H3 = 125,65 mdMB la metoda Sokolovski, ambele variante, și H3 = 125,60 mdMB în cazul metodei Cadariu (tabelul nr.7.4, tabelul nr.7.5)

Înălțimea liberă a golirii de fund este însă mult mai mare $D2 = 2,10 \text{ m}$ la metoda Sokolovski și $D2 = 2,06 \text{ m}$ la metoda Cadariu, debitele maxime descărcate sensibil egale cu debitul maxim admis aval de $17 \text{ m}^3/\text{s}$ în ipoteza de calcul.

II. Ipoteza de verificare - cu o observație generală de observă o foarte pronunțată subdimensionare a acumulării și a decantărilor pentru această ipoteză. Rulind programul de calcul RASIO 64 pentru datele acestei ipoteze, rezultă că pentru a respecta debitul maxim admis aval, la dimensiunile actuale ale evacuatorilor și la gradul actual de obturare a golirii de fund, cotele, respectiv înălțimea barajului ar trebui să fie cu 3-5 m deasupra cotelor actuale.

Varianta II.1. Față de cota crestei deversorului de 125,40 mdMB și de nivelul maxim admis în lac de 125,90 mdMB, se obțin la coeficientul de formă $\gamma = 0,26$ valori de 129,90 mdMB respectiv 130,40 mdMB prin metoda de generare Sokolovski, și de 128,60 mdMB respectiv 129,70 mdMB prin metoda Cadariu.

Față de ipoteza de calcul unde s-a constatat o concordanță satisfăcătoare a rezultatelor acestor metode, la ipoteza de verificare se constată diferențe semnificative, datorate volumelor mari ale viiturilor, precum și diferențelor de formă ale hidrografelor generate. Metoda Sokolovski oferă cote mai ridicate, acceptabile, permițând o dimensionare cu siguranță sporită, dar și investiții suplimentare la realizarea amonajurilor (tabelul nr.7.6 și tabelul nr.7.7)

În varianta II.2 s-a menținut cota crestei deversorului la valoarea calculată în ipoteza de calcul, precum și gradul de obturare din ipoteza de calcul, trecînd doar la majorarea nivelului maxim de retenție.

Pentru a nu depăși în acest fel debitul maxim admis aval prin creșterea pronunțată a sarcinii deversorului, se procedează la micșorarea treptată a lungimii frontului deversor. Rezultatele sînt cele din tabelul nr.7.8 și 7.9.

Comparând rezultatele din cele două variante analizate în ipoteza de verificare, aceste rezultate dau indicații în vederea de finalizării elementelor descrescătoarelor, alegând o soluție intermediară, convenabilă atât în ceea ce privește cota crestei deversorului, cât și lungimea acestuia și sarcina la care va lucra la nivelul maxim de retenție.

7.4. Observații asupra necesității alegerii corecte a coeficientului de formă γ la generarea hidrografului de viitură

S-a arătat în cap.6 că generând hidrograful de viitură după metoda clasică Sokolovski, cu ecuație de gradul 2 pe ramura creșterii și ecuație de gradul 3 pe ramura descrescătoare, se obțin hidrografe cu coeficient de formă în jurul valorii $\gamma = 0,26$, chiar dacă în realitate hidrograful este caracterizat prin alte valori ale lui γ .

Prin acceptarea acestor hidrografe, la valori reale mici ale coeficientului de formă ($\gamma = 0,20$) practic se suprardimensionează acumulările, iar la valori mari ale acestora dimpotrivă, ele se subdimensionează.

În primul caz prin suprardimensionare se câștigă în privința siguranței în funcționare, în schimb se fac investiții nejustificate, în cazul al doilea dimensiunile insuficiente ale lucrărilor pot pune în pericol toată investiția prin producerea de avarii și distrugereri de baraje - în general din materiale locale - acumulărilor nepermanente, prin deversări peste coronament.

Pentru a pune în evidență aceste aspecte, programul BASIC 62 a fost rulat cu datele acumulării Cadar-Duboz, dar luând în considerare coeficienții de formă cuprinși între 0,20 și 0,32, rezultatele fiind trecute în tabelele nr.7.1 - 7.9.

Analizând rezultatele din tabelele nr.7.2 și 7.3, se pot pune în evidență ambele aspecte.

Dacă în realitate hidrograful din secțiunea acumulării Cadar-Duboz ar fi caracterizat prin $\gamma = 0,20$, generând hidrograful după metoda clasică Sokolovski, în ipoteza de calcul cota crestei deversorului ar trebui să se ridice la 125,80 m dMB, iar nivelul maxim al pliturii la 125,65 m dMB, adică o suprardimensionare a barajului cu 40 cm. La profilul transversal al barajului (fig.nr.7.4) și la lungimea acestuia de 1590 m, suprardimensionarea reprezintă un volum suplimentar de beton de platură de 52.000 m³ față de volumul actual al barajului de 660.000 m³) în condițiile de proiectare ale barajului, cu investiția corespunzătoare.

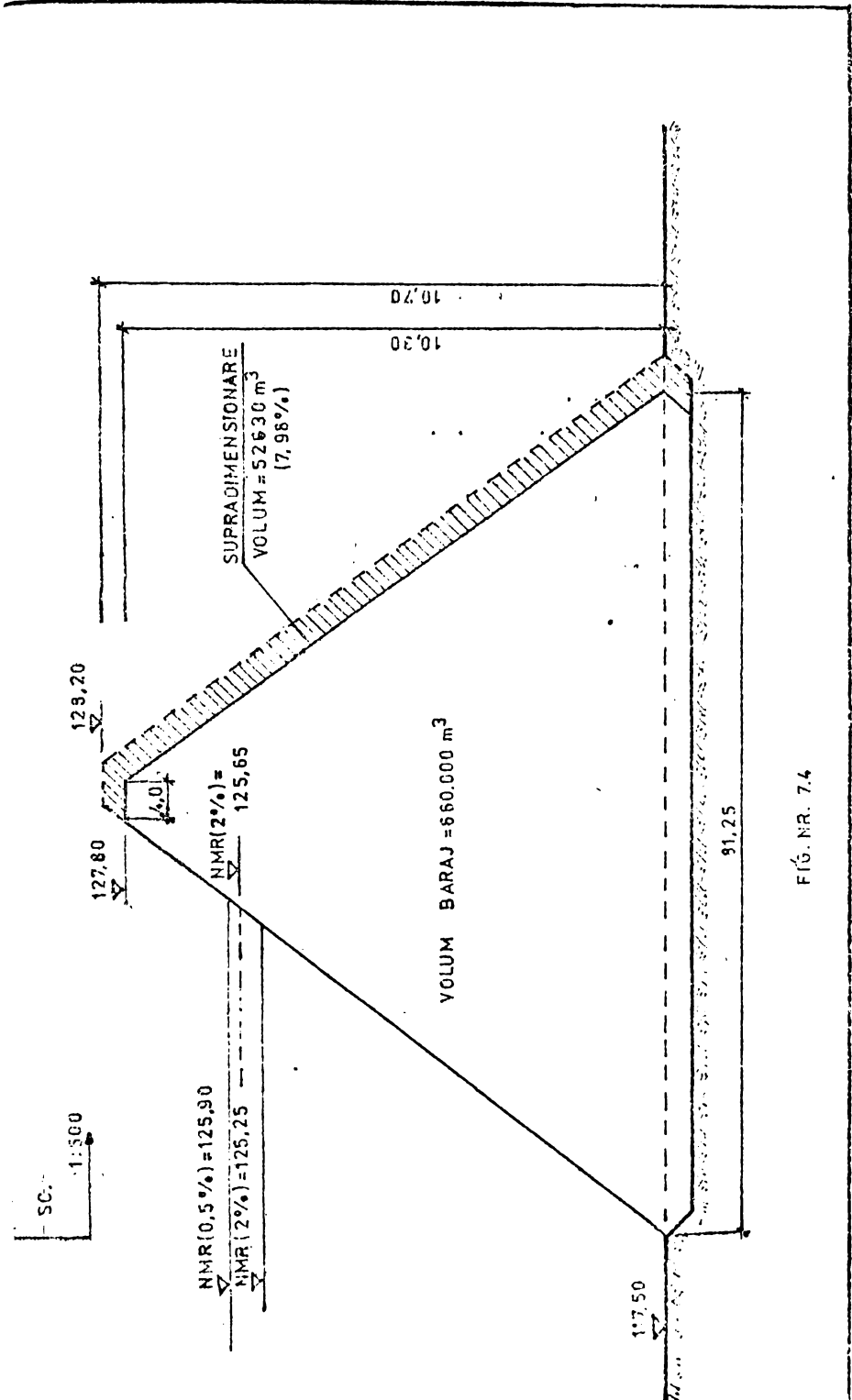


FIG. NR. 7.4

1. Dacă dimpotrivă, hidrograful ar fi caracterizat în realitate prin coeficient de formă $\gamma = 0,32$, barajul ar fi dimensionat cu cota crestei deversorului la 125,80 mdMB, adică cu 1,00 m sub cota rezultată în tabelul nr.7.2 la $\gamma = 0,32$ de 126,80 mdMB.

Tinând seama că în etapa actuală coronamentul barajului se află la 127,80 mdMB, creșterea nivelului în lac poate duce la avarierea barajului și la descărcarea în aval a unui volum de cca.52 milioane m^3 de apă, sub forma unei unde de rupere, a cărei debit maxim să atingă 7-800 m^3/s sau să depășească chiar 1000 m^3/s , funcție de modul și proporția ruperii barajului.

Cu atât mai evidentă este subdimensionarea barajului și acumulării în ipoteza de verificare (tabelul nr.7.6 - 7.9), când pentru coeficientul de formă de $\gamma = 0,26$ se obțin niveluri în lac între 129,30 mdMB și 130,35 mdMB în funcție de ipoteze, cote care toate depășesc cota actuală a coronamentului barajului, putând duce la aceleași efecte prin distrugerea barajului.

În concluzie, în urma verificărilor efectuate în acest capitol, se desprind următoarele :

- la proiectarea și exploatarea lucrărilor de apărare împotriva inundațiilor trebuie acordată o atenție maximă alegerii celei mai potrivite metode de generare a hidrografelor de viitură ;

- nu se recomandă utilizarea metodei Sokolovski în varianta clasică, cu ecuație de gradul 2 pe ramură crescătoare și ecuație de gradul 3 pe ramura descrescătoare, din cauza implicațiilor fie economice, fie compromițând siguranța în exploatare a lucrării, menționate mai sus ;

- pentru practica proiectării lucrărilor de apărare împotriva inundațiilor, se recomandă generarea hidrografului de viitură fie prin metoda Sokolovski îmbunătățită, cu ecuații cu puteri variabile pe cele două ramuri, fie metoda Cadariu, ambele metode prezentate în prezenta lucrare. Prin rezultatele obținute prin cele două metode, ele sînt comparabile, fiecare avînd avantaje și dezavantaje.

Principalul avantaj al metodei Cadariu este faptul că permite generarea hidrografului cu eroare oricît de mică, în schimb, este un dezavantaj, rezolvarea practică a sistemului de ecuații pe care se bazează nu se poate realiza decît dispunînd de calculator și programul de rezolvare.

Față de acestea metoda Sokolovski îmbunătățită, utilizînd ecuații de puteri variabile pe ramurile hidrografului, permite o rezolvare operativă a generării hidrografului, după stabilirea puterilor variabile cu ajutorul graficului prezentat în cap.6. Dezavan-

tajul este eroarea de pînă la 5 % de care este afectat volumul hidrografului în acest caz. Apeland însă la un calculator simplu de tip personal și această eroare poate fi redusă la valori oricît de mici.

- utilizînd o metodă adecvată de generare a hidrografului se asigură dimensionarea lucrărilor de apărare împotriva inundațiilor în condiții economice, fără să se afecteze în același timp siguranța în funcționare a acestora.

Tabelul nr. 7.1

VERIFICAREA SITUAȚIEI ACTUALE (VARIANȚA I.O)

№. crt.	U.N.	λ	P	R	h ₀	H _{DRV}	H _{MAX}	Z _{MAX}	Q _{MAX}	T _{MAX}	OSB.
					mAMB	mAMB	mAMB	mAMB	m ³ /s	ore	
	S.Cb.		2	3	115,10	125,40	125,25	-	-	-	Z _{MAX} > H _{DRV}
	SOKOLOVA - IMBUNA - BARTI	0,20	1,45	5,27	115,20	125,40	125,25	124,649	10,4703	122	Z _{MAX} > H _{DRV}
		0,22	1,29	4,63	115,20	125,40	125,25	125,1505	10,6510	131	Z _{MAX} > H _{DRV}
		0,24	1,155	4,10	115,10	125,40	125,25	-	-	-	Z _{MAX} > H _{DRV}
	CADARIU	0,20	33,312		115,20	125,40	125,25	124,7258	10,3333	138	Z _{MAX} > H _{DRV}
		0,22	36,619		115,20	125,40	125,25	125,0321	10,5807	147	Z _{MAX} > H _{DRV}
		0,24	39,981		115,20	125,40	125,25	125,3391	10,7626	155	Z _{MAX} > H _{DRV}
		0,26	43,473		115,10	125,40	125,25	-	-	-	Z _{MAX} > H _{DRV}

VOLUM
10 m³

Tabelul nr.7.2

IPOTEZA DE CALCUL (2 %) (VARIANTA I.1.)
METODA SOKOLOVSKI

Nr. crt	δ	P	R	H ₀	H _{dev}	H _{max}	Z _{max}	Q _{max}	T _{max}
				mCM	mCM	mCM	mCM	m ³ /s	ore
1	0,20	2	3	115,10	125,80	125,65	125,7348	10,9817	160
2	0,22	5,87	5,27	115,20	125,40	125,25	124,8493	10,4703	122
3	0,24	1,29	4,63	115,20	125,40	125,25	125,1505	10,6510	131
4	0,26	1,155	4,10	115,00	125,50	125,35	125,4371	10,8202	138
5	0,28	1,03	3,63	115,10	125,80	125,65	125,7327	10,992	146
6	0,30	0,935	3,275	115,10	126,00	125,85	125,9913	11,1401	153
7	0,32	0,845	2,93	115,10	126,40	126,25	126,3517	11,3433	160
8	0,32	0,773	2,75	115,10	126,80	126,65	126,7663	11,5616	164

IPOTEZA DE CALCUL (2 %) VARIANTA I.1
METODA CADARIU

Nr. crt	γ	Volu undă	H_0	H_{cav}	H_{max}	Z_{max}	C_{max}	T_{max}
		E_6, m^3	mm	mm	mm	mm	m^2/s	ore
1	0,20	33,3119	115,20	125,40	125,25	124,7258	10,3953	138
2	0,22	36,6195	115,20	125,40	125,25	125,0321	10,5803	147
3	0,24	39,9805	115,20	125,40	125,25	125,3391	10,7626	155
4	0,26	43,4731	115,10	125,70	125,55	125,6399	10,9383	163
5	0,28	46,6045	115,10	125,90	125,75	125,8976	11,0867	169
6	0,30	50,1811	115,10	126,20	126,05	126,1837	11,2490	176
7	0,32	53,2232	115,10	126,50	126,35	126,4189	11,3807	181

Tabelul nr.7.4

IPOTEZA DE CALCUL (2 %) - METODA SOKOLOVSKI
 VARIANTA I.2

Nr. crt	γ	P	R	H ₀	EPRAZ LEV	H MAX LAC	ORBU- RARE	T _{MAX}	Z _{MAX}	Q _{MAX} AV
				mcm	mcm	mcm	m	ore	mcm	m ² /s
1	0,20	1,45	5,27	115,20	125,40	125,25	2,32	112	124,6044	16,9876
2	0,22	1,29	4,63	115,20	125,40	125,25	2,24	120	124,9021	16,9561
3	0,24	1,155	4,10	115,20	125,40	125,25	2,20	128	125,1894	16,9842
4	0,26	1,03	3,63	115,10	125,65	125,50	2,1	136	125,4863	16,9817
5	0,28	0,935	3,275	115,10	126,00	125,85	2,04	142	125,7527	16,9401
6	0,30	0,845	2,93	115,10	126,30	126,15	2,00	150	126,1198	16,9568
7	0,32	0,775	2,75	115,10	126,80	126,65	1,94	154	126,5527	16,8542
8	-	2	3	115,10	125,65	125,50	2,1	148	125,4805	16,9764

Tabelul nr.7.5
 IPOTEZA DE CALCUL (2 %) - VARIANTA I.2
 METODA CADARIU

Nr. crt	δ	VOLUM URMA W1	Eo	HFRAG LEV	HMAX LAC	OSTU- RARE	T MAX	ZMAX	QMAX AV	OBS.
		m ³	m ³	m ³	m ³	m	ore	m ³	m ³ /s	
1	0,20	33,3119	115,20	125,40	125,25	2,34	116	124,4525	16,9367	
2	0,22	36,6195	115,20	125,40	125,25	2,28	125	124,7589	16,9416	
3	0,24	39,9805	115,20	125,40	125,25	2,08	134	125,0576	16,9937	
4	0,26	43,4731	115,10	125,60	125,45	2,06	142	125,3686	16,9374	
5	0,28	46,6045	115,10	125,80	125,65	2,04	150	125,636	16,8363	
6	0,30	50,1811	115,10	126,10	125,95	2,02	158	125,926	16,9417	
7	0,32	53,2232	115,10	126,40	126,25	2,00	165	126,1629	16,9935	

Tabelul nr.7.6

IPOTEZA DE VERIFICARE (0,5 %) - VARIANTA II.1

METODA SCIOLOVSKI

Nr. crt	δ	P	R	H ₀	H Frag dev	H _{max} lec	T _{max}	Z _{max}	Q _{max av}
				mm	mm	mm	ore	mm	m ³ /s
1	0,20	1,45	5,27	115,10	127,50	128,60	102	128,5535	69,9834
2	0,22	1,29	4,63	115,10	128,00	129,10	110	129,0152	67,1137
3	0,24	1,155	4,10	115,10	128,50	129,60	116	129,5255	67,3821
4	0,26	1,03	3,63	115,10	129,20	130,40	124	130,3248	70,1522
5	0,28	0,935	3,275	115,10	130,50	131,60	130	131,5164	68,4050
6	0,30	0,845	2,93	115,10	132,20	133,00	138	133,1932	67,6886
7	0,32	0,775	2,675	115,10	134,20	135,00	142	135,1562	67,5817
8	-	2	3	115,10	128,80	129,90	136	129,8216	68,8399

Tabelul nr.7.7

IPOTEZA DE VERIFICARE (0,5%) - VARIANTA II.1

METODA CADARIU

nr. crt	VOLUM UNDA FL	Ho	H pres cav	H max lec	T max	Z max	Q max av
	m ³	m	m	m	ore	m	m ³ /s
1	90.275	115,10	127,20	128,30	100	128,2596	70,2351
2	99.239	115,10	127,70	128,80	108	128,7347	68,5423
3	108.247	115,10	128,10	129,20	114	129,1545	70,3679
4	117.812	115,10	128,60	129,70	124	129,6255	68,2504
5	126.258	115,10	129,00	130,10	130	130,0344	69,1612
6	135.99	115,10	129,50	130,60	138	130,5462	70,3592
7	144.234	115,10	130,00	131,10	144	131,0402	70,0999

Tabelul nr.7.8
 IPOTEZA DE VERIFICARE (0,5 %) VARIANTA II.2
 METODA SOKOLICYSKI

nr. crt.	δ	P	R	H ₀	H DEV	H MAX	IURG. DEV	Z MAX	Q MAX AV	T MAX	OPT
				mAMB	mCMB	mCMB	m	mAMB	m ² /s	ore	m
1	0,20	1,45	5,27	115,10	125,40	128,40	5,5	128,3225	69,0749	102	2,32
2	0,22	1,29	4,63	115,10	125,40	128,80	4,5	128,7259	69,3285	110	2,24
3	0,24	1,155	4,10	115,10	125,40	129,30	3,5	129,2133	68,0592	116	2,20
4	0,26	1,03	3,63	115,10	125,65	130,10	2,5	130,0300	70,3979	124	2,10
5	0,28	0,935	3,275	115,10	126,00	131,30	2,0	131,2533	63,9246	132	2,04
6	0,30	0,845	2,93	115,10	126,30	132,90	1,5	132,2811	66,8511	138	2,00
7	0,32	0,773	2,75	115,10	126,80	135,00	1,0	134,9473	63,8770	144	1,94
8	-	E	3	115,10	125,65	129,60	3,5	129,5167	68,4194	134	2,10

Tabelul nr.7.9
 IPOTEZA DE VERIFICARE (0,5 %) VARIANTA II.2
 METODA CADARIU

nr. crt	λ	WL	HO	H DEV	H MAX	LUNG. LEV	Z MAX	Q ME AV	T MAX	OBT	OBS
		10 ⁶ m ³	mgmb	mgmb	mgmb	m	mgmb	m ³ /s	ore	m	
1	0,20	90,2750	115,10	125,40	128,10	6,5	128,0423	69,5333	100	2,34	
2	0,22	98,2390	115,10	125,40	128,50	5,0	128,4962	68,4274	108	2,28	
3	0,24	108,3470	115,10	125,40	129,00	4,0	128,9225	67,2128	116	2,08	
4	0,26	117,812	115,10	125,60	129,40	4,0	129,3166	70,5825	122	2,06	
5	0,28	126,298	115,10	125,80	129,80	3,5	129,7444	68,7438	132	2,04	
6	0,30	135,990	115,10	126,10	130,30	3,0	130,2908	65,5863	142	2,02	
7	0,32	144,234	115,10	126,40	130,80	3,0	130,7411	68,5986	146	2,00	

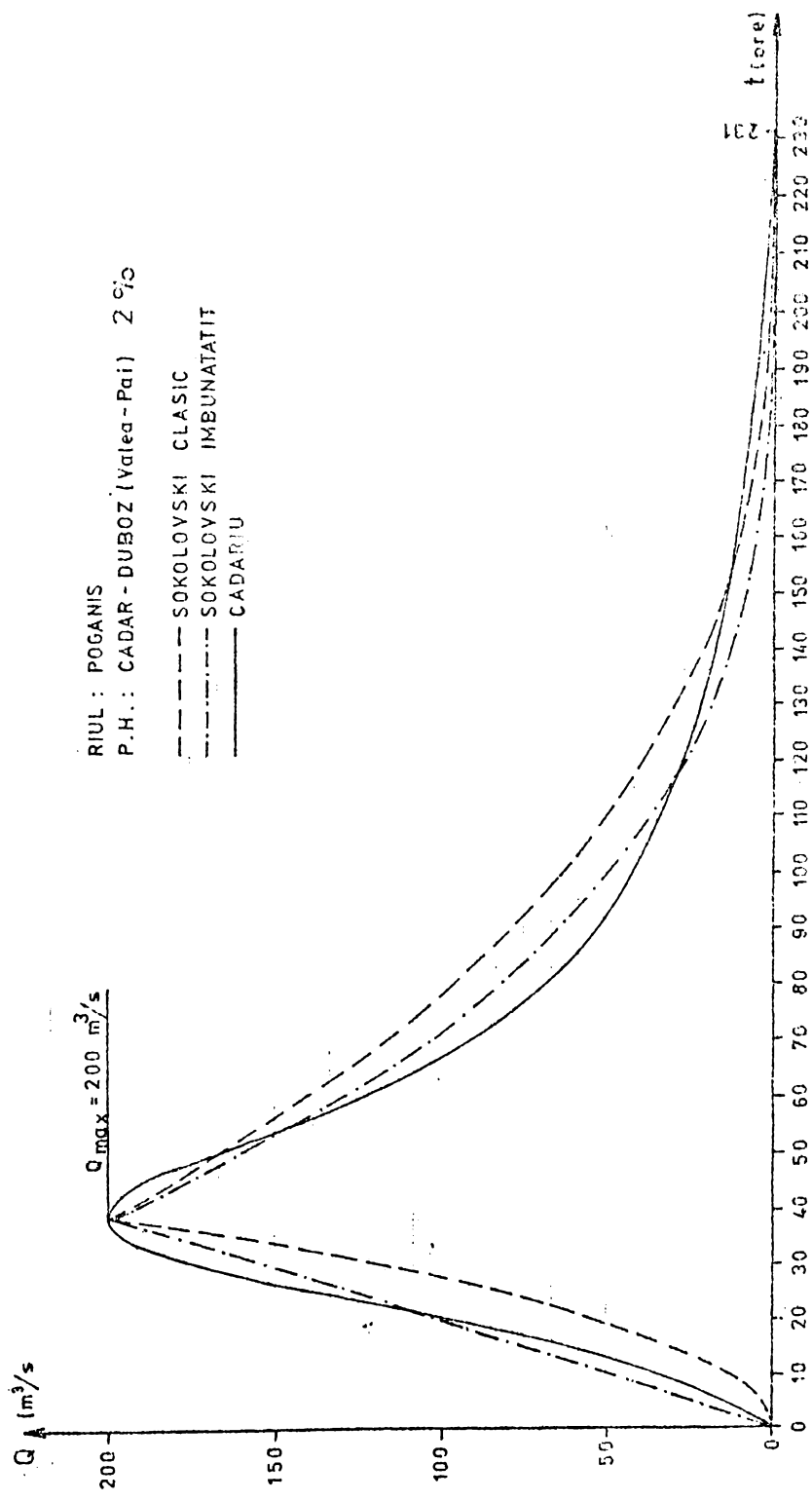


FIG. NR. 7.5.

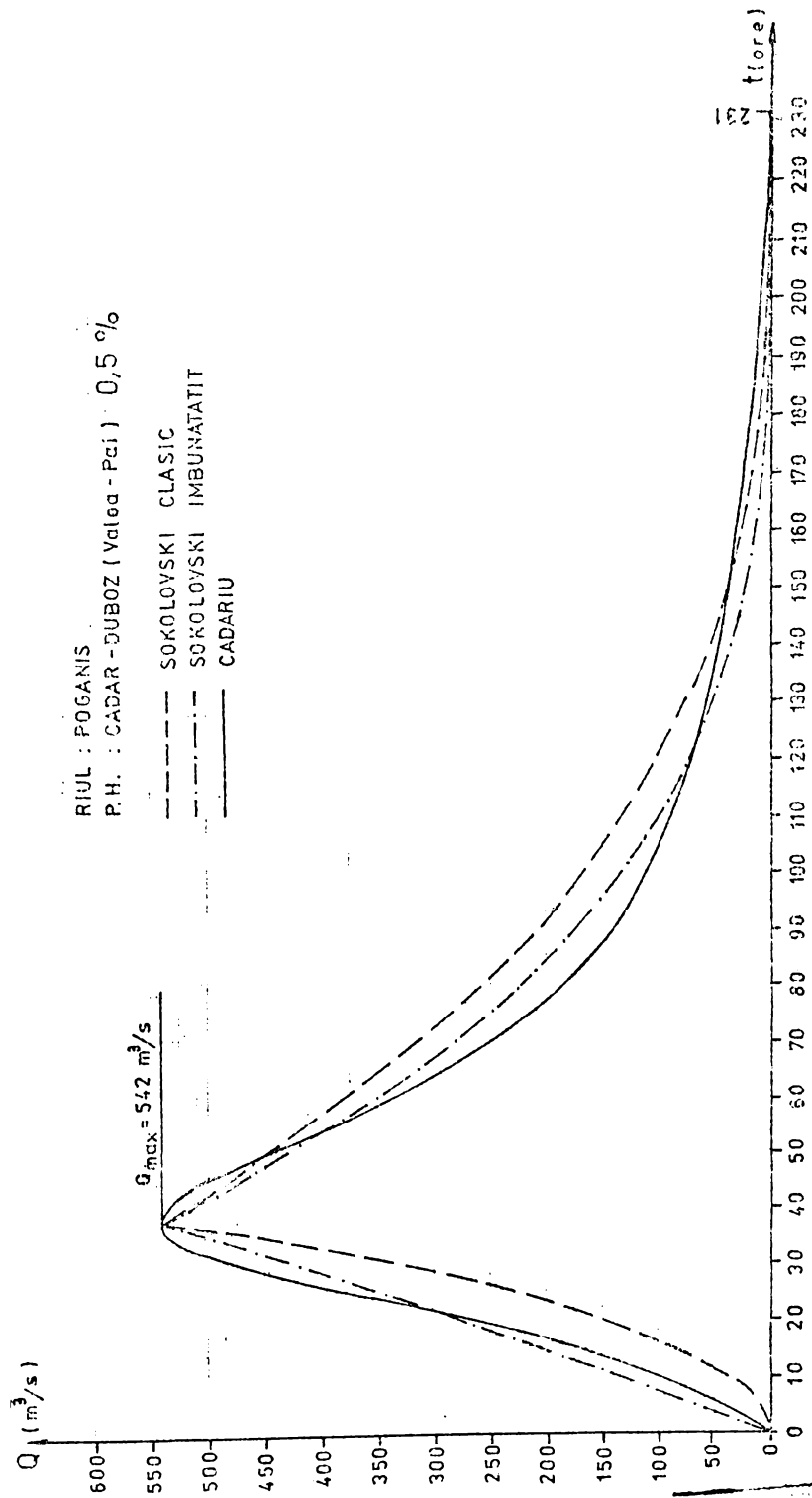


FIG. NR. 7.6

C a p i t o l u l 8

CONSIDERATII FINALE.CONTRIBUTII

8.1. Utilitatea și aplicabilitatea rezultatelor tezei

Teza oferă soluții simple pentru rezolvarea unor probleme de prognoză a hidrografelor de viitură, de proiectare a noi lucrări de apărare împotriva inundațiilor (acumulări nepermanente), precum și pentru exploatarea acestora.

a. In domeniul proiectării lucrărilor :

- metodologie științifică, sigură de determinare a valorilor de diverse probabilități pentru ipoteza de calcul și de verificare, funcție de încadrarea lucrării proiectate într-o clasă de importanță conform standardelor. Metoda se bazează pe descoperirile moderne ale teoriei probabilităților și statisticii matematice, și permite determinarea inclusiv a gradului de siguranță a rezultatelor. Apărând la prima vedere, metoda pare complicată, însă în realitate cere mai puține calcule și mai simple decât metodele standardizate în țară. Operația care cere cel mai mare consum de timp este ordonarea eșantionului și a segmentelor de date ;

- o nouă variantă îmbunătățită a metodei Sokolovski de generare (prognozare) a hidrografului de viitură pe baza parametrilor acestuia, acceptând ecuații diferite pe cele două ramuri, însă cu parametri variabile, indicând un grafic cu ajutorul căruia se pot determina operativ aceste puteri.

Ținând seama că metoda clasică Sokolovski, cu ecuație de gradul 2 pe ramura crescătoare și ecuație de gradul 3 pe ramura descrescătoare, duce la erori ale volumului hidrografului generat de până la 30 %, utilizarea metodei propuse împreună cu graficul menționat, erorile se reduc la max. 5 %.

Dacă se utilizează și programul de calcul BASIC 56 furnizat de autor pentru determinarea coordonatelor punctului real de intersecție din grafic, erorile de volum se pot reduce sub 0,1 %.

Combinând aceste două aspecte, se poate determina cu mare exactitate hidrograful de viitură de calcul, respectiv de verificare, necesare pentru proiectarea oricărei lucrări de apărare împotriva inundațiilor. In acest fel se pot proiecta lucrări noi în condiții economice și cu o siguranță sporită în exploatare, ceea ce s-a verificat

pe exemplul acumulării existente Cadar-Duboz.

b. În exploatarea lucrărilor existente (și proiectate), utilitatea rezultatelor poate fi discutată sub două aspecte :

- transformarea acumulărilor nepermanente în acumulări permanente, în vederea satisfacerii cerințelor de apă ale folosințelor, ținând seama de hidrograful de calcul determinat pentru proiectare, precum și de timpul de anticipare a prognozei.

Acest aspect a fost ilustrat pe exemplul acumulării nepermanente Cadar-Duboz, punându-se în evidență importanțele economiei de investiții ce se pot realiza prin aplicarea modelului de optimizare indicat, precum și pe exemplul celorlalte acumulări studiate, cu determinarea volumelor ce pot fi transformate în tranșe permanente.

Ținând seama de marele număr de acumulări nepermanente amenajate în spațiul hidrografic Banat, și de volumele acumulabile în acestea, modelul de optimizare este foarte util în dezvoltarea alimentărilor cu apă potabilă și a irigațiilor în condiții economice, desigur cu respectarea regulamentelor de exploatare ce se cer întocmite ținând seama de modelul de optimizare ;

- în exploatarea lucrărilor de apărare împotriva inundațiilor (în special a acumulărilor, atât a celor nepermanente cât și a celor permanente cu tranșă de protecție, dar și a altor lucrări ca îndiguiri, acumulări laterale etc.) rezultatele obținute oferă posibilități de prognoză operativă a hidrografelor de viitură.

Metodele de prognoză hidrologică (vezi cap.2) oferă de regulă doar debitul maxim prognozat (Q_{max}) deci un singur parametru al hidrografului, ceea ce pentru necesități practice în proiectare sau în exploatare este insuficient. În practică este nevoie de hidrograful de viitură care va solicita lucrările proiectate respectiv existente.

Ținând seama de faptul că dintre parametrii caracteristici ai hidrografului majoritatea au valoare cvasiconstantă, ce depinde de parametrii morfometrici ai bazinului hidrografic (timpul total T_T , timpul de creștere T_{cr} , coeficientul de formă γ , raportul $\alpha = \gamma_1 / \gamma_2$), în continuare, după prognozarea debitului maxim Q_{max} trebuie prognozat hidrograful de viitură.

Având debitul maxim prognozat (și eventual pentru verificare și volumul W al undei) propunerile tezei permit prognozarea operativă a hidrografului, cu care se poate trece la proiectarea lucrărilor noi sau la verificarea celor existente și la stabilirea măsurilor de alarmare-avertizare sau a manevrelor necesare.

8.2. Caracterul de noutate al tezei. Contribuții

În lucrare se prezintă o serie de contribuții și rezultate din domeniul prognozei viiturilor și a hidraulicii acumulărilor de apă, în vederea împotriva inundațiilor cu aplicabilitate la proiectarea și exploatarea acestor lucrări, dintre care se menționează :

- propunerea de a se introduce categoria de "prognoze pe durata de existență" pentru determinarea valorilor de proiectare de diverse probabilități ;
- propunerea de a se utiliza o metodologie științifică modernă, încheagată și simplă pentru calcule probabilistice în hidrologie ;
- verificarea metodologiei propuse pe baza măsurătorilor de niveluri și debite la o serie de posturi hidrometrice amplasate pe cursuri de apă din Banat ;
- model de optimizare pentru transformarea acumulărilor nepermanente în acumulări permanente, la care autorul și-a adus contribuția în cadrul colectivului care a elaborat modelul ;
- propunerea unei variante îmbunătățite a metodei Sokolovski de generare (prognozare) a hidrografelor de viitură ;
- definirea coeficienților de formă parțiali ai hidrografului de viitură : δ_1 pentru ramura crescătoare, și δ_2 pe ramura descrescătoare precum și a raportului $\alpha = \delta_1 / \delta_2$;
- construirea graficului de determinare a puterilor variabile ale ecuațiilor metodei Sokolovski îmbunătățite (P și R funcție de δ și α) ;
- reducerea erorilor de generare a hidrografului sub 0,1 % prin utilizarea graficului menționat și a programului BASIC 56 ;
- realizarea unui program original în limbaj BASIC pentru rezolvarea metodei Cadariu de generare a hidrografului de viitură, metodă cu care s-au comparat propunerile tezei ;
- realizarea unui program în limbaj BASIC pentru dimensionarea acumulărilor nepermanente în diverse variante, pentru alegerea soluției celei mai convenabile ;
- verificarea pe baza programului menționat a condițiilor funcționării acumulării nepermanente, existente Cadar-Duboz ;
- stabilirea implicațiilor economice ale transformării unei acumulări nepermanente în acumulări permanente, de asemenea a implicațiilor pe de o parte economice, pe de altă asupra siguranței construcțiilor a alegerii corecte a metodei de generare (prognozare) a hidrografului de viitură.

BIBLIOGRAFIE

1. Abonyi, I., Zsuffa, I.: Folyamatos vízálláselőjelzés - Vizügyi Közlemények Nr.3/1978 Budapest
2. Alexandrăscu, Gh., Vrabie, C. : Analize timpilor de propagare a viiturilor pe râurile mari. C.S.A.-I.S.C.H. Studii de hidrologie vol. XLIII - București 1974
3. Apollonov, V.A., Kalinin, G.P., Komariv, V.D.: Ghidrologhiceskie prognozi - Ghidrometeoizdat 1960
4. Baciu-Nicolae, St.: Aplicarea metodei Muskingum de calcul al propagării undelor de viitură în cazul râului Someș - C.S.A.-I.S.C.H.-Studii de hidrologie vol. XLIII, București 1974
5. Robee, B.B., Robitaille, R.: Revizuirea utilizării repartiției Pearson de tip III și a repartiției logaritmice Pearson de tip III aplicate la înregistrările continue ale debitului anual al viiturilor - Water Resources Research nr.2 - apr.1977
6. Pognar, A., Szilagy, E. : Arvizi előjelzés - Vizügyi Közlemények nr.4/1978 - Budapest
7. Borbath, A. : Posibilități de completare a sistemului de cote utilizate pentru avertizarea undelor de viitură - Hidrotehnica nr.3/1978
8. Bucuța, E. : Apărare de inundații prin lucrări de atenuare a viiturilor - Hidrotehnica nr.4/1974
9. Căceu, M. : Cu privire la calculul curbelor empirice de probabilitate a debitelor maxime. Hidrotehnica nr.1/1979
10. Căceu, M. : Metode practice aproximative pentru calculul propagării viiturilor. Hidrotehnica nr.12/1979
11. Cădăriu, E. : Model analitic adimensional pentru forma viiturilor singulare. Hidrotehnica nr.6/1979
12. Castano, B., ș.n.: Alegerea funcțiilor repartiției pentru calculele hidrologice. Water Resources Research nr.5 oct.1977
13. Catană, C., Stănescu, V.: Considerații asupra analizei statistice a elementelor hidrologice dependente. Hidrologia, Gospodărirea apelor, Meteorologia nr.5/1969
14. Chiriac, V., Filotti, A., Manoliu, I.A.: Prevenirea și combaterea inundațiilor. Ed. Ceres București 1980

15. Constantinescu, N., ș.a.: Hidrologie. Ed. Tehnică București 1956
16. Crețu, Gh.: Hidrologie, vol. I-II. Litografia IPT 1978
17. Crețu, Gh.: Economia Apelor. Ed. Didactică și Pedagogică București
1976
18. Crețu, Gh.: Optimizarea sistemelor de gospodărire a apelor.
Ed. Facla Timișoara
19. Crețu, Gh., Preluscek, E.: Economia apelor. Probleme. Litografia
IPTVT 1980
20. Crețu, Gh., Preluscek, E.: Considerații privind prognoza apelor
mari în bazinul superior al unor cursuri de apă.
Sesiunea științifică jubiliară I.P. Cluj-Napoca
oct. 1978
21. Crețu, Gh., Păcurariu, M., Preluscek, E.: Studiul scurgerii utili-
zând modele hidrologice. Bulotinal științific și
tehnice al IPTVT, tomul 25(39) fascicola 1 - ianuarie-
iunie 1980
22. Crețu, Gh., Macridin, Z., Preluscek, E.: Considerații privind scur-
gerea maximă în bazinul hidrografic Bega-Simpozion
Național-Probleme actuale în gospodărirea apelor-
Timișoara noiembrie 1982
23. Crețu, Gh., David, I., Chivereanu, D., Preluscek, E., Bălă, P.: Impli-
cații ale transformării unei acumulări nepermanente
într-o acumulare permanentă asupra calității apei.
Simpozion Național-Probleme actuale ale protecției
tratării și epurării apelor în R.S.R., Timișoara 1981
24. Crețu, Gh., Preluscek, E., Bălan, I.: Model și program pentru ex-
ploatarea optimizată a acumulărilor permanente cu
trânșe de protecție. Simpozion-15 ani de gospodărirea
a apelor în jud. Caraș-Severin Reșița oct. 1986
25. Crușu, G., Lupșa, C.: Programarea calculatorului Felix C 256
FORTRAN-COBOL. Ed. științifică București 1973
26. Csoma, I., Szigyarto, Z.: A matematikai statisztika alkalmazása
a hidrológiában - VITUKI Budapest 1975
27. Diaconu, C.: În problema metodologică calculului volumelor mari
C.S.A.-I.S.C.H. Studii de hidrologie - vol. XXVI -
București 1969

- economia apelor nr.I - București, 1971.
30. Dima, I., Măra, L., Cadariu, R., Busilă, V., Balaban, E.: Stadiul actual al metodelor de calcul al lucrărilor de gospodărire a apelor pentru combaterea inundațiilor - ICPSA - Studii de economia apelor vol.III - București 1974.
 31. Dima, I., Măra, L., Busilă, V.: Orientări actuale în metodologia de determinare a gradului de protecție împotriva inundațiilor - Hidrotehnica nr.4/1974.
 32. Dima, I.: Unele aspecte tehnice și economice privind utilizarea lacurilor de acumulare în scopul combaterii inundațiilor - Hidrotehnica nr.5/1975.
 33. Drobot, R.: Cîteva procedee pentru determinarea directă a parametrilor din relația Muskingum - Hidrotehnica nr.1/1984.
 34. Drobot, R.: Evaluarea parametrilor metodei Muskingum prin programare liniară - Hidrotehnica nr.9/1983.
 35. Dulcu, G.: Probabilitatea în gospodărirea apelor - Hidrotehnica nr.1/1982.
 36. Dumitrescu, V.: Pe marginea unor articole privind calculul debitelor maxime - Meteorologia și hidrologia nr.1/1956.
 37. Dumitrescu, V.: Metodă de prognoză a apelor mari de primăvară pe sectorul românesc al Dunării C.S.A.-I.S.C.H.-Studii de hidrologie vol.XLIII - București 1974.
 38. Dumitrescu, V., Tuca, I.: Prognoza apelor mari de primăvară pe riurile de munte din România - C.S.A.-ISCH - Studii de hidrologie vol.XLIII - București 1974.
 39. Dumitrescu, V., Tuca, I.: Prognoza cu timp mare de anticipație a apelor mici de vară-toamnă pe Dunăre - C.S.A.-ISCH - Studii de hidrologie vol.XLIII - București 1974.
 40. Dancesa, I.: Programarea calculatoarelor numerice pentru rezolvarea problemelor cu caracter tehnic și de cercetare științifică - Ed.Dacia Cluj-Napoca 1973.
 41. Dorn, W.S., Mc Crakeu, D.D.: Metode numerice cu programare în FORTRAN IV (traducere din r.engleză).Ed.Tehnică București 1976.
 42. Filotti, A.: Atenuarea viiturilor - Hidrotehnica nr.2/1978.
 43. Flegont, G.: Cu privire la unele probleme ale combaterii inundațiilor - Hidrotehnica nr.6/1975.
 44. Georgescu, H., Preoteasa, P.: Introducere în sistemul de operare SIRIS - Ed.Albatros București 1978.
 45. Godunov, S.K., Reabenki, V.S.: Scheme de calcul cu diferențe finite - Ed.Tehnică București 1977.

- Hâncu, S., Stănescu, F., Platăgea, Gh.: Hidrologie agricolă. Ed. Cerna
București 1971
- Hrolescu, D., Preluschet, R.: Unele considerații privind gospodărirea
apelor mari în sistemul de conexiune Timiș-Bega
Simpozionul Național - Probleme actuale în gospodărirea
apelor - Timișoara nov. 1982
- Iorgulescu, Fl.: În legătură cu unele probleme privind determina-
rea debitelor maxime necesare în proiectarea construc-
țiilor hidrotehnice - Simpozion Național - Probleme ac-
tuale în gospodărirea apelor Timișoara - noiembrie 1982
- Ivănescu, I. (coordonator) : Statistică. Ed. Didactică și Pedagogică
București 1980
- Kiselev, P. G.: Indreptar pentru calcule hidraulice (traducere din
limba rusă). Ed. Energetică de Stat 1955
- Kiselev, P. G.: Indreptar pentru calcule hidraulice. Ed. Tehnică 1988
- Lăzărescu, F., Stegăroiu, P.: Planul de amenajare complexă a bazinei
lui Hidrografic Mureș Superior - Hidrotehnica nr. 3/1978
- Lăzărescu, D.: Prognoze scurgerii în timpul viiturilor din ploii
pe teritoriul R.S.R. - teză de doctorat (rezumat) - I.C.
București 1969
- Lăzărescu, D.: Probleme actuale ale prognozelor hidrologice în
țara noastră. Hidrotehnica, Gospodărirea apelor, Meteorolo-
gia nr. 12/1974
- Lăzărescu, D.: Prognoza hidrografului viiturilor din ploii pe baza
metodei izocronelor - C.S.A. - ISCH - Studii de hidrologie
vol. XIII - București 1965
- Lăzărescu, D.: Prognoza de scurtă durată a debitelor râurilor
Someș, Mureș, Jiu, Olt și Siret pe baza rezervelor de apă
din albiile rețelei hidrografice - C.S.A. - ISCH - Studii
de hidrologie vol. XIII - București 1965
- Lăzărescu, D.: Prognoza de scurtă durată a debitelor de apă pe
baza rezervelor de apă din albiile și afluxului de apă
în rețeaua hidrografică (cu aplicare la p.h. Alba Iulia
pe râul Mureș). Lucrările Conferinței a III-a Interna-
ționale de prognoze hidrologice a țărilor dunărene
București 1965
- Lăzărescu, D.: Prognoza de lungă durată a debitelor în perioada
de ape mici de vară - toamnă pe unele râuri interioare
din R.S.R. - C.S.A. - ISCH - Studii de hidrologie vol. XXVI
București 1969

9. Lăzărescu, D.: Prognoza de lungă durată a debitului minim de vară-toamnă pe Dunărea românească-Hidrotehnica, Gospodărirea apelor, Meteorologia nr.7/1969
10. Lăzărescu, D.: Prognoza scurgerii în timpul viiturilor din plci pe teritoriul României-C.N.A.-I.M.H.Studii de hidrologie vol.XXXIII - București 1972.
11. Leonte, A., Trandafir, R.: Clasic și actual în calculul probabilităților - Ed.Dacia Cluj-Napoca 1974
12. Mărușter, St.: Elemente ale sistemului de operare SIRIS 3 - Ed. Facla Timișoara 1980
13. Mihoc, Gh., Craiu, V.: Tratat de statistică matematică, vol.I. Selecție și estimare - Ed.Academiei R.S.R.-București 1976
14. Mihoc, Gh., Urseanu, V.: Sondaje și estimări statistice-teorie și aplicații-Ed.Tehnică București 1977
15. Mihoc, Gh., Micu, M.: Teoria probabilităților și statistică matematică-Ed.Didactică și Pedagogică - București 1980
16. Mihoc, Gh., Craiu, V.: Tratat de statistică matematică vol.II. Verificarea ipotezelor statistice-Ed.Academiei R.S.R. București 1977
17. Mustăță, E.: În problema determinării debitelor maxime din plci pe râuri mici - Hidrotehnica, nr.5/1974
18. Oghievski, A.V.: Hidrologia susi-Selhozgiz. - 1951
19. Pavel, D.: Probleme ale atenuării viiturilor-Hidrotehnica nr.7/1974
20. Păcurariu, M.: Hidrologie-Litografia IPTVT 1975
21. Păcurariu, M.: Hidrologie și hidrogeologie-vol.1.-II-Litografia IPTVT 1983-84
22. Pășota, I., Buta, I.: Hidrologie-Ed.Didactică și Pedagogică București 1975
23. Platagea, G., Platagea, M.: Analiza legității unidimensionale de distribuție a probabilităților scurgerii pe râurile din România - Hidrotehnica nr.11/1978
24. Platagea, G., Platagea, M.: Variația caracteristicilor statistice și stochastice ale scurgerii apei pe râurile din România - Hidrotehnica nr.8/1982
25. Podani, M.: În legătură cu problema atenuării viiturilor - Hidrotehnica nr.2/1975
26. Podani, M.: Optimizarea exploatării acumulărilor de apă prin folosirea sistemului informațional hidrometeorologic și dimensionarea descărcătorilor de debite-Sig. Organ. Național-Probleme actuale în gospodărirea apelor-Timișoara noiembrie 1982

77. Podani, M.: Optimizarea exploatării lacurilor de acumulare prin folosirea timpului de anticipare a prognozelor hidrometeorologice. - Hidrotehnica nr.4/1984
78. Poliakov, B.V.: Calcule hidrologice la proiectarea instalațiilor pe râuri cu bazine mici (traducerea din l.rusă) - Ed.Tehnică 1951
79. Popov, E.G.: Prognoze hidrologice (traducerea din l.rusă) - I.D.T. București 1962
80. Preluscek, E.: O analiză a metodei actuale de prelucrare statistică-probabilistică a datelor hidrometrice aplicate în țara noastră. Simpozionul "15 ani de gospodărie a apelor în jud. Caraș-Severin" - Reșița 1986
81. Preluscek, E.: Metode moderne ale teoriei probabilităților și statisticii matematice cu aplicații în hidrologie - Idem-Reșița 1986
82. Preluscek, E.: Aplicații ale metodelor moderne de prelucrare statistică-probabilistică la datele hidrometrice al unor posturi din Banat, Idem, Reșița 1986
83. Preluscek, E.: Asupra unor metode de generare a hidrografului unei viituri - Simpozion Național de Informatică în Construcții Timișoara - mai 1988
84. Reischer, C., Sâmboan, A.: Culegere de probleme de teoria probabilităților și statistică matematică - Ed. Didactică și Pedagogică București 1972
85. Roventă, V.: Determinarea gradului de realizare a prognozelor meteorologice - Hidrotehnica nr.4/1982
86. Salamin, A.: Lefolyásvizsgálótok egységárhullámmal - Vizügyi Közlemények nr.1/1978 Budapest
87. Servatius, G.: Viiturile și inundațiile Tîrnavei Mari la Mediaș mai-iunie 1970 (manuscris) - Mediaș 1970
88. Serban, P., Simota, M., Ungureanu, V.: Modele de prognoză a scurgerii râurilor - Simpozion Național - Probleme actuale al gospodăririi apelor Timișoara 1982
89. Serban, P.: Prognoza undelor de viitură în condițiile amenajării complexe a apelor - teză de doctorat - I. Politehnic București
90. Serban, P.: Model conceptual pentru determinarea hidrografului unitar instantaneu - Hidrotehnica nr.2/1984
91. Serban, P.: Metode de calcul a cedării apelor din stratul de zăpadă - Hidrotehnica nr.3/1984

92. Serban, P.: Selectarea modelelor conceptuale ale hidrografului unitar instantaneu - Hidrotehnica nr.4/1984
93. Serban, P.: Metode matematice pentru prognoza undelor de viitură în bazine hidrografice amenajate hidrotehnice - CNA-IMH-Studii de hidrologie-vol.51-București 1984
94. Starosolszky, C., Muszkalay, L., Börzsönyi, A.: Vízhozamérés-Vituki Budapest 1971
95. Stănescu, V., Serban, P.: Modele matematice în hidrologie și probleme ale testării lor - CNA-IMH - Studii de hidrologie - vol.XLIII - București 1974
96. Stănescu, V.A.: Cu privire la concepția sistemelor informaționale de prognoză și avertizare a viiturilor - Hidrotehnica nr.8/1979
97. Stănescu, V.A.: Modele matematice în hidrologie (Probleme de concepție sistemică) CNA-IMH - București 1985
98. Stăncuță, A., Bogan, V.: Influența amenajării hidroenergetice Bistra-Poiana Mărului-Ruieni-Poiana Ruscă asupra gospodăririi debitului râului Timiș-Simpozion Național-Probleme actuale în gospodărirea apelor Timișoara noiembrie 1982
99. Stegăroiu, P., Popescu, P.: Unele aspecte privind exploatarea lacurilor de acumulare pentru atenuarea debitelor maxime - Hidrotehnica nr.2/1980
100. Stegăroiu, P., Dima, I.: Resurse și rezerve de apă (în gospodărirea apelor) - Hidrotehnica nr.5/1982
101. Teodorescu, A.: Note asupra problemelor de combatere a inundațiilor - Hidrotehnica nr.6/1975
102. Todoran, I.: Tratatul matematică a datelor experimentale.Funcții empirice - Ed.Academiei R.S.R. București 1976
103. Tuca, I.: Prognoza de lungă durată a apelor mici de iarnă în bazinul râului Mureș - CNA-IMH-Studii de hidrologie vol.XLIII-București 1974
104. Ujvári, I.: Geografia apelor României.Ed.Stiințifică București 1972
105. Van Te Chow : Handbook of applied Hydrology - Mc Graw Hill Book Company - New York, San Francisco, Toronto, London 1954
106. Vladimirescu, I.: Hidrologie-Ed.Didactică și Pedagogică București 1980
107. Vladimirescu, I.: Bazele hidrologiei tehnice.Ed.Tehnică București 1984

108. Voinea, B.: Metodă de calcul simplificat al propagării undei de viitură pe albie de riu-Hidrotehnica nr.3/1984
109. x x x Instrucțiuni tehnice pentru calculul debitelor maxime de apă I-1-63-C.S.A. București 1963
110. x x x Anteproiectul de revizuire "Instrucțiuni tehnice pentru calculul debitelor maxime de apă I-1-63" C.N.A.: I.M.H - București 1972
111. x x x STAS 4068-62 - Construcții hidrotehnice. Calculul debitelor maxime -
112. x x x SNIP P-I-7-65. Debite maxime de calcul la proiectarea construcțiilor hidrotehnice pe râuri. Norme de proiectare - Moskova 1965
113. x x x Indrumar metodologic privind elaborarea prognozei pe râurile interne ale R.S.R. cu anticipare de 6-12-2 și 48 ore. (metoda valorilor corespondente) ID-35-27-C.S.A. București 1967 (sub redactarea D. Lăzărescu și M. Stan)
114. x x x Indrumar de prognozare de scurtă durată a hidrografului viiturilor din ploi prin metoda izocronelor ID-45-69-CSA București 1969 (sub redactarea D. Lăzărescu și M. Stan)
115. x x x Planul de amenajare a b.h. Mureș-Superior Tema I - Metode simplificate de studiu al gospodăririi apelor mari. Metoda Muskingum CNA-ICPGA București 1973
116. x x x Idem Tema II - Modele de calcul privind propagarea undelor de viitură prin integrarea sistemului de ecuații Saint-Venant. Elaborarea programelor de calcul pe un tronson de albie unidimensional - CNA-ICPGA București 1973
117. x x x Regulament de exploatare pentru acumularea Cadar-Duboz DAMB - FZ Timișoara 1980
118. x x x Modele simplificate de studiu al apelor mari. Modele simplificate aplicate la b.h. Tîrnava Mare. Comparatie c metoda Saint-Venant-CNA-ICPGA-Secția Economia apelor București-februarie 1974
119. x x x Studiul de fundamentare hidrometeorologică a sistemului informațional de avertizare și prognoză a viiturilor în bazinul Ialomița - CNA-IMH - Laboratorul de cercetare metodică hidrometrică și fond hidrologic București 1974
120. x x x Tehnica de fundamentare a deciziilor în activitatea de

- dispeccerat pentru gospodărirea apelor în b.h. Argeş şi Ialomiţa-Buzău. Analiza de sistem privind fundamentarea deciziilor în activitatea de dispeccerat pentru gospodărirea apelor în b.h. Argeş şi Ialomiţa-Buzău CNA-ICPGA - decembrie 1982
121. x x x Schema hidrotehnică-cadru a b.h. Mureş-CNA-ICPGA-Bucureşti-iunie 1976 (redactare pentru difuzare)
122. x x x Schema-cadru de amenajare hidrotehnică a b.h. Mureş... (actualizare) etapa I - CNA-ICPGA Bucureşti - iunie 1980
123. x x x Studiul de fundamentare hidrometeorologică a sistemului informaţional de avertizare şi prognoză a viiturilor în spaţiul hidrografic Banat - CNA-ICPGA-Bucureşti - decembrie 1980
124. x x x Studiu privind implementarea în SIA a sistemului informaţional din meteorologie, hidrologie de suprafaţă şi subterană CNA-ICPGA-Bucureşti 1976
125. x x x Bazinul hidrografic al râului Mureş. Monografie hidrologică-CSA-ISCH-Studii de hidrologie vol. VI Bucureşti 1963
126. x x x Monografia hidrologică a râurilor din Banat-CSA-ISCH-Studii de hidrologie vol. IX - Bucureşti 1964
127. x x x Atlasul cadastrului apelor din R.S.R. vol. III. Resursele de apă - CNA-IMH-Bucureşti 1972
128. x x x Râurile României. Monografie hidrologică-CNA-IEH Bucureşti 1971
129. Catedra CHIF : Îmbunătăţirea metodologiei de obţinere din date primare hidro-meteo a valorilor de dimensionare. Perfectionarea tehnicilor de calcul şi extrapolare pentru stabilirea valorilor de diverse asigurări. Contract nr. 6224/81 Beneficiar : ICH Bucureşti
- Faza I - 1981
 - Faza II - 1982
 - Faza III - 1983
130. Catedra CHIF : Studiu de expertiză a exploatării acumularii nepermanente cu posibilitatea transformării în acumulare permanentă - Contract nr. 182/1984 . Beneficiar DAMB-FZ Timişoara
131. Catedra CHIF : Studiu de optimizare privind stabilirea undei de viitură de calcul pentru AHE Someş, zona Dej-Contract nr. 186/1986, Beneficiar : I.E. Cluj-Napoca, proiectant general ISM Bucureşti

152. Catedra CHIF : Studiu de gospodărire a apelor pentru apărarea împotriva inundațiilor a zonei Oradea. Contract nr.142/1985 Beneficiar : O.G.A. Rihor
153. Catedra CHIF : Studiu de gospodărire a apelor mari pe canalul Bega aval Topolovăț. Contract nr.219/1986. Beneficiar : DAMB-FZ Timișoara

ANEXE

ANEXA NR. 5.1 - SCHEMA LOGICA PROGRAM
FORTRAN

ANEXA NR. 5.2 - HIDROGRAFUL DE VIITURA CADAR-
DUBOZ. CURBE DE CAPACITATE
(PLANSA)

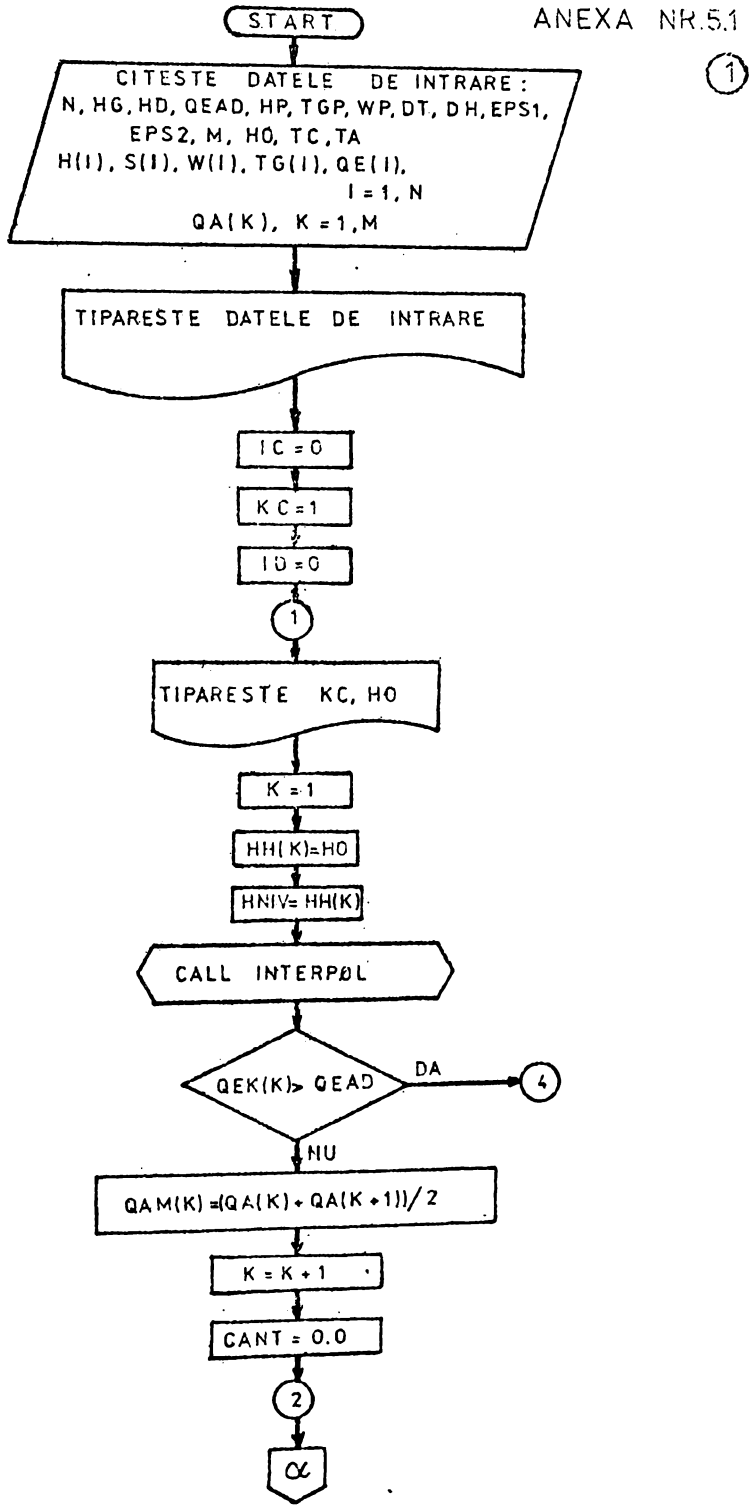
ANEXA NR. 6.1 - PROGRAME BASIC CAPITOL 6

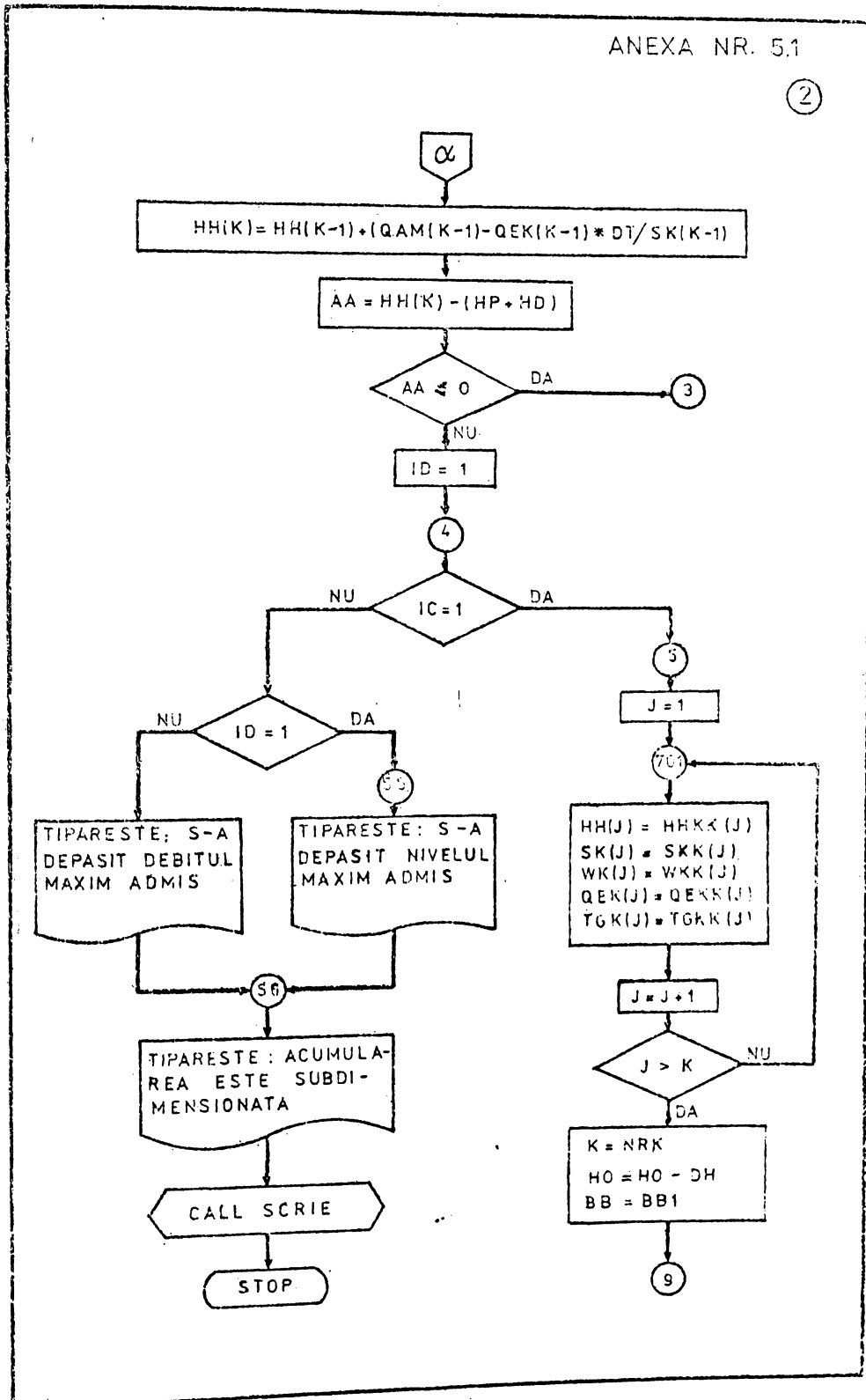
ANEXA NR. 6.2 - TABEL NR. 6.1.a

ANEXA NR. 6.3 - GRAFICUL γ - α -P-R (FIC. NR. 65.a
PLANSA)

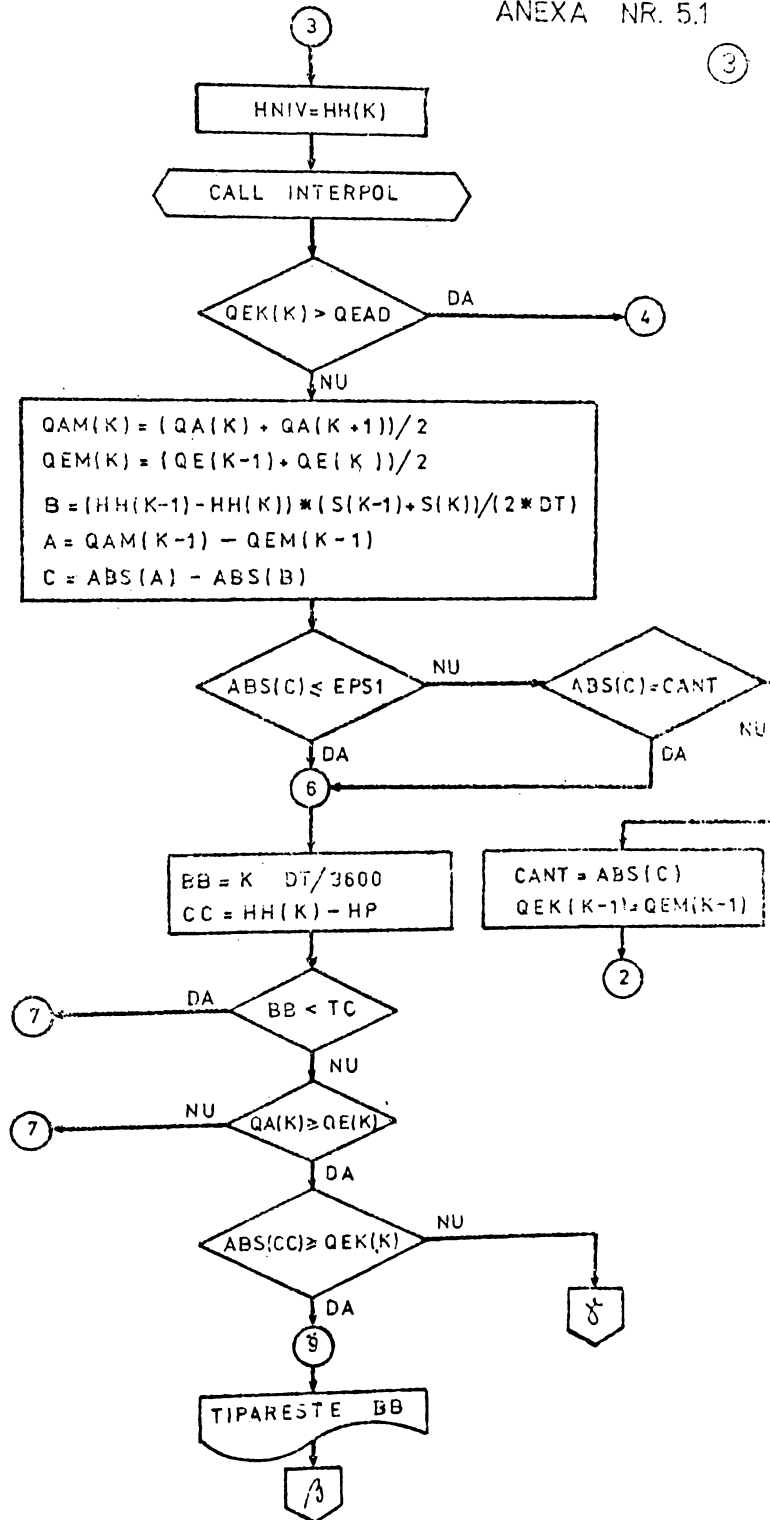
ANEXA NR. 7.1 - PROFIL BARAJ CADAR-DUBOZ
(PLANSA)

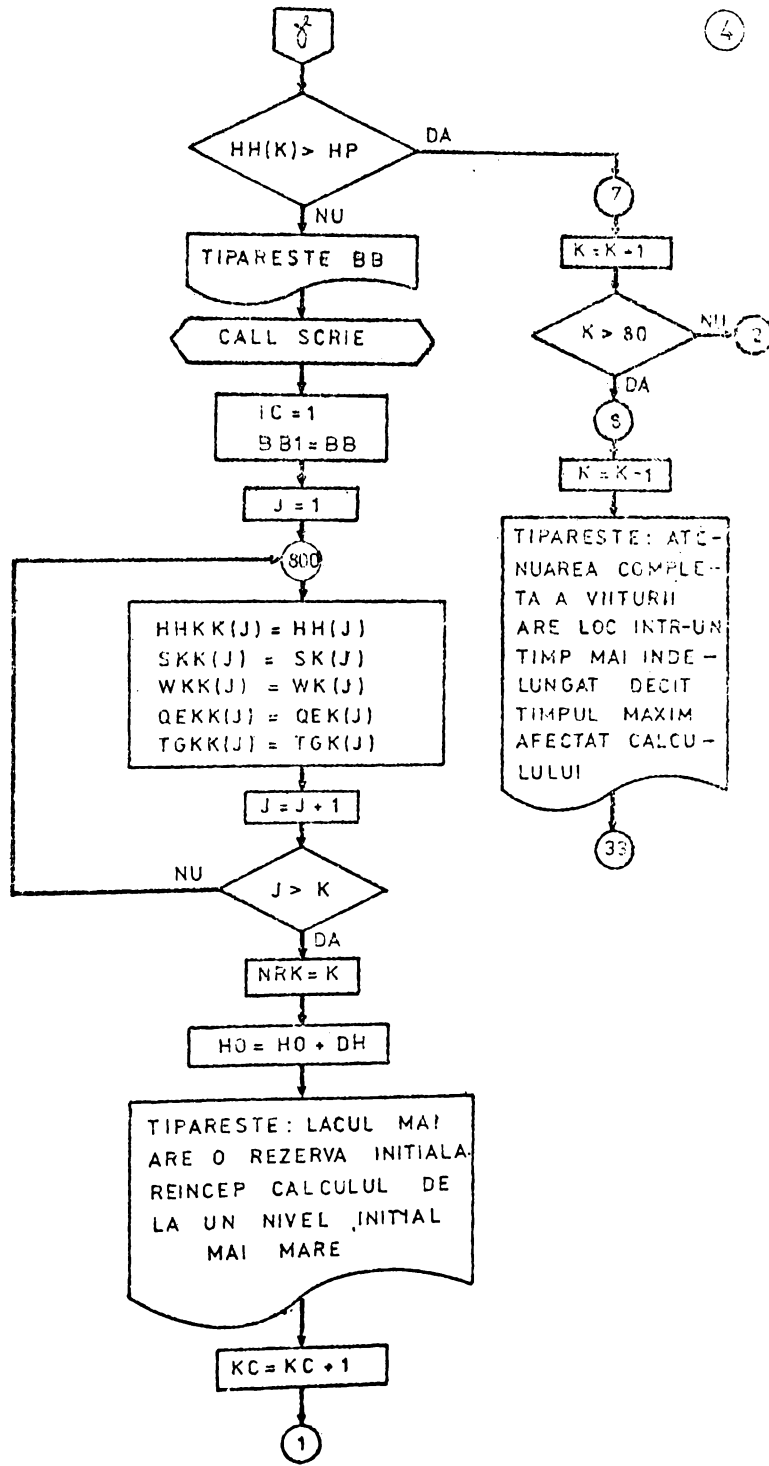
ANEXA NR. 7.2 - PROGRAM BASIC 62

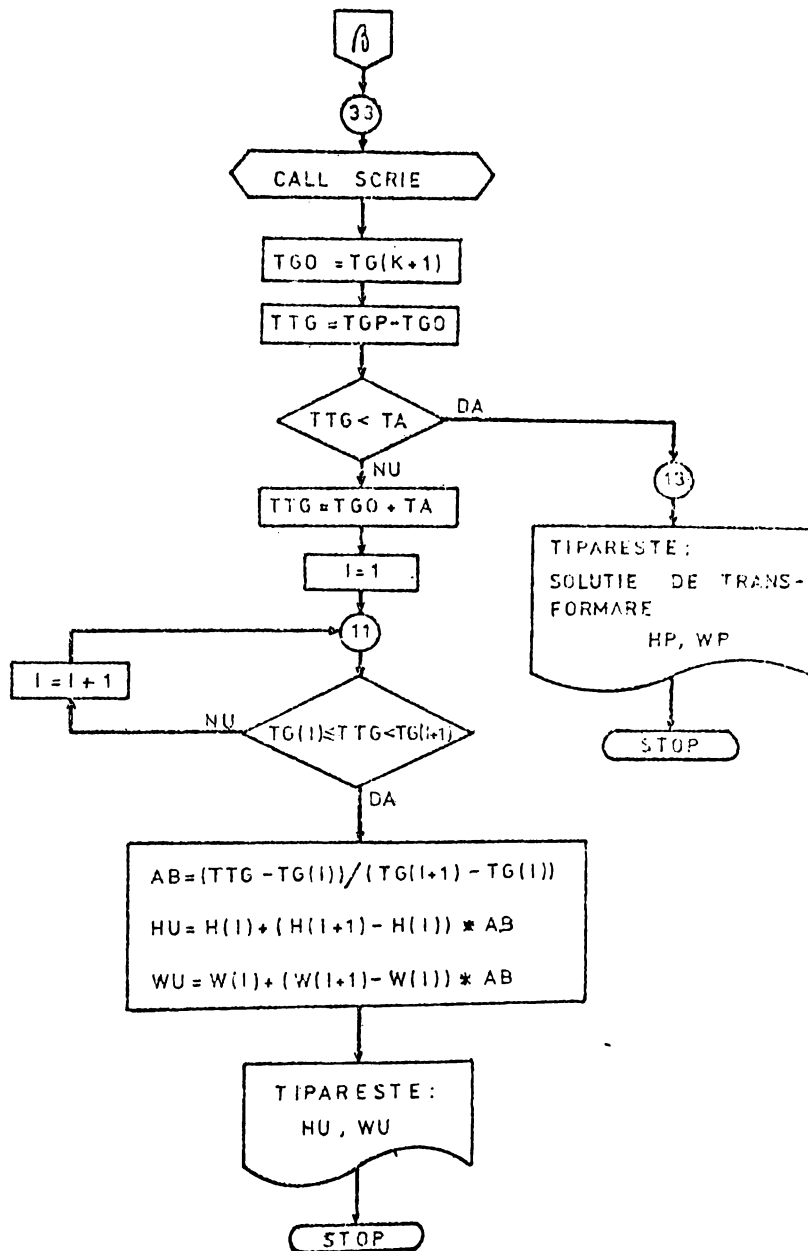


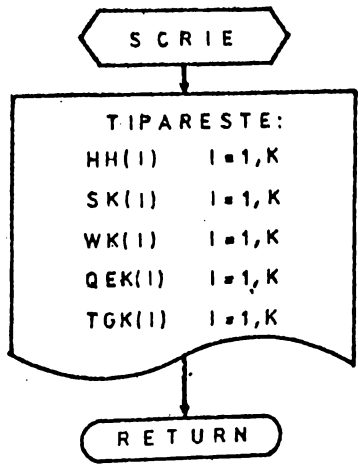
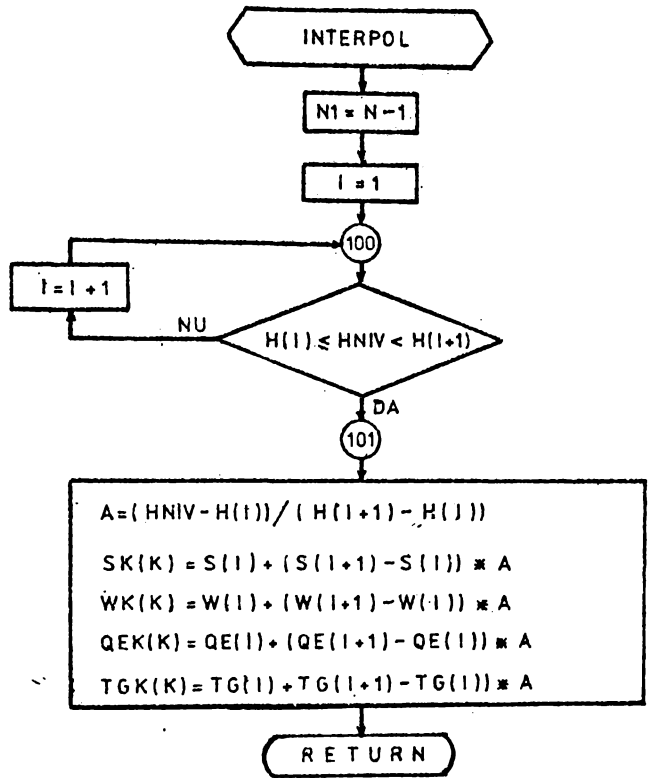


3









```

1 REM "BARIU 53"
5 REM "FINISAJ GRAFIC DACTERAT"
20 READ N
30 PRINT "NUMAR TERMIENI HIDROGRAF N =",N
40 DIM Q(N),T(N),V(N)
50 READ Q1 , T1 , T2
60 T3 = T1 - T2
70 PRINT "QMAX.....";Q1;"M3/S"
80 PRINT "TOTAL.....";T1 ; "ORE"
90 PRINT "TCEBETAT....."; T2 ; "ORE"
100 PRINT "TDESCOBIETARE....." ; T3 ; "ORE"
110 READ T4 , T9 , G
115 PRINT
120 PRINT "PAS DE TAMP =" ; T4 ; "ORE"
125 PRINT
130 PRINT "PAS DE CALCUL =" ; T9 ; "ORE"
135 PRINT
140 PRINT "CCLF.FORMA =" ; G
145 PRINT
190 K = 1
200 PRINT "RMIN=" ;
210 INPUT R
220 PRINT "RMAX=" ;
230 INPUT R1
240 PRINT "PMIN=" ;
250 INPUT P2
260 PRINT "PMM=" ;
270 INPUT P1
280 PRINT
290 P = P2
300 GOSUB 1000
310 P = P + T9
320 IF P > P1 THEN 390
330 GOTO 300
390 INPUT L$
400 R = R + T9
410 IF R > R1 THEN 999
420 GOTO 290
999 STOP
1000 V(1) = 0

```

```
1010 W1 = 0
1020 FOR I = 1 TO T2 STEP T4
1030 T(I) = I
1040 Q(I) = Q1 * (T(I)/T2)^P
1050 NEXT I
1060 FOR I = 2 TO T2 STEP T4
1070 V(I) = (Q(I-1) + Q(I)) * T4 * 3600/2
1080 W1 = W1 + V(I)
1090 NEXT I
1100 V(T2) = 0
1110 W2 = 0
1120 FOR I = T2 TO T1 STEP T4
1130 T(I) = I
1140 Q(I) = Q1 * ((T3 - (T(I) - T2))/T3)^R
1150 NEXT I
1160 FOR I = T2+1 TO T1 STEP T4
1170 V(I) = (Q(I-1) + Q(I)) * T4 * 3600/2
1180 W2 = W2 + V(I)
1190 NEXT I
1200 V(1) = 0
1210 W = 0
1220 FOR I = 2 TO T1 STEP T4
1230 V(I) = (Q(I-1) + Q(I)) * T4 * 3600/2
1240 W = W + V(I)
1250 NEXT I
1300 W3 = W1 + W2
1310 D = W - W3
1320 R9 = ABS(D) * 100/W
1350 G1 = W/(Q1 * T1 * 3600)
1360 G2 = W1/(Q1 * T2 * 3600)
1370 G3 = W2/(Q1 * T2 * 3600)
1400 R5 = ABS(G - G1) * 100/G
1410 A = G2/G3
1460 PRINT "K=" ; K
1470 PRINT "P=" ; P , "R=" ; R
1480 PRINT
1490 PRINT "ERR.GAMA=" ; R5
1500 PRINT "ALPHA =" ; A
1570 PRINT
1580 K = K + 1
1590 RETURN
1800 DATA 112
```

181e DATA 124,112,23

182e DATA 1, e.e1 , e.26

2eoe END

```
1 REM "BASIC 54"
5 REM "ALEGEREA TIPULUI DE CORELATIE"
10 DIM X(100),Y(100),H(10),V(10)
15 PRINT
20 READ N,N1
30 PRINT "NR.TERMINI DE CORELAT N=" ; N
31 PRINT
32 PRINT "PAS DE AFISARE N1=" ; N1
35 PRINT
40 FOR I = 1 TO N
50 READ X(I)
60 NEXT I
70 PRINT "PARAMETRUL A=" ;
80 INPUT A
90 PRINT "PARAMETRUL B=" ;
100 INPUT B
120 PRINT
125 PRINT "K=1"
130 FOR I = 1 TO N
140 Y(I) = (X(I)^B) * A
150 NEXT I
160 GOSUB 600
170 GOSUB 1000
175 PRINT "K=2"
180 FOR I = 1 TO N
190 Y(I) = A * EXP (B * X(I))
200 NEXT I
210 GOSUB 600
220 GOSUB 1000
225 PRINT "K = 3"
230 FOR I = 1 TO N
240 Y(I) = (A * X(I) + B)/X(I)
250 NEXT I
260 GOSUB 600
270 GOSUB 1000
275 PRINT "K = 4"
280 FOR I = 1 TO N
290 Y(I) = X(I)/(A + B * X(I))
300 NEXT I
310 GOSUB 600
320 GOSUB 1000
```

```
325 PRINT "K = 5"
330 FOR I = 1 TO N
340 Y(I) = A * X(I) * EXP(B * X(I))
350 NEXT I
360 GOSUB 600
370 GOSUB 1000
375 PRINT "K = 6"
380 FOR I = 1 TO N
390 Y(I) = A * X(I) * EXP(1 - B * X(I))
400 NEXT I
410 GOSUB 600
420 GOSUB 1000
500 STOP

600 PRINT
610 FOR J = 1 TO N STEP N1
620 N2 = J + N1 - 1
630 FOR I = J TO N2
635 PRINT "X(,";I;") = " ; X(I)
645 PRINT "Y(,";I;") = " ; Y(I)
650 NEXT I
660 PRINT
670 INPUT A$
680 NEXT J
700 RETURN

1000 INPUT
1010 X1 = 0
1020 X2 = 5
1030 Y1 = 0
1040 Y2 = 5
1050 VIEWPORT 10,110,10,100
1060 WINDOW X1,X2,Y1,Y2
1070 MOVE X1,Y1
1080 DRAW X1,Y2
1090 DRAW X2,Y2
1100 DRAW X2,Y1
1110 DRAW X1,Y1
1120 C = X2/10
```



```
1130 FOR I = 1 TO 9
1140 H(I) = X1 + I * C
1150 MOVE H(I), Y1
1160 DRAW H(I) , Y2
1170 NEXT I
1200 D = Y2/L0
1210 FOR I = 1 TO 9
1220 V(I) = Y1 + I * D
1230 MOVE X1 , V(I)
1240 DRAW X2, V(I)
1250 NEXT I
1300 MOVE X(1) , Y(1)
1310 FOR I = 1 TO N
1320 DRAW X(I) , Y(I)
1330 NEXT I
1350 INPUT A$
1360 INTRP
1400 RETURN
```

```
1500 DATA 45,15
```

```
1510 DATA 0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.0,1.1,1.2,1.3,1.4
```

```
1520 DATA 1.5,1.6,1.7,1.8,1.9,2.0,2.1,2.2,2.3,2.4
```

```
1530 DATA 2.5,2.6,2.7,2.8,2.9,3.0,3.1,3.2,3.3,3.4
```

```
1540 DATA 3.5,3.6,3.7,3.8,3.9,4.0,4.1,4.2,4.3,4.4
```

```
1550 DATA 4.5,4.6,4.7,4.8,4.9
```

```
1600 END
```

```
1 REM "BASIC 54 A"
5 REM "CALCULUL CORELATIEI  $Y = (B * X + A)/X$ "
10 DIM X(50), Y(50)
15 PRINT
20 READ N, N1
30 PRINT "NUMAR TERMENI N=" ; N
31 PRINT
32 PRINT "PAS DE AFISARE N1=" ; N1
35 PRINT
40 FOR I = 1 TO N
50 READ X(I)
60 NEXT I
70 PRINT "PARAMETRUL A=" ;
80 INPUT A
90 PRINT "PARAMETRUL B=" ;
100 INPUT B
120 PRINT
150 FOR I = 1 TO N
160 Y(I) = (B * X(I) + A)/X(I)
170 NEXT I
200 PRINT
210 FOR J = 1 TO N STEP N1
220 N2 = J + N1 - 1
230 FOR I = J TO N2
240 PRINT "Y(";I;")=" ; Y(I)
250 NEXT I
260 PRINT
270 INPUT A$
280 NEXT J

300 DATA 16,8
310 DATA 0.2,0.21,0.22,0.23,0.24,0.25,0.26,0.27
320 DATA 0.28,0.29,0.30,0.31,0.32,0.33,0.34,0.35

400 STOP

500 END
```

```
1 NEM "BASIC 55"
5 NEM "VERIFICAREA CALCULULUI HIDROGRAFELOR CU P = 2 SI R = 3"
10 DIM Q(254),T(254),V(254)
20 READ P,R
25 PRINT
30 PRINT "PUTEREA PE RAMURA CRESCATOARE P=" ; P
35 PRINT
40 PRINT "PUTEREA PE RAMURA DESCRESATOARE R=";R
45 PRINT
50 READ N
60 PRINT "NUMAR TERMENI HIDROGRAF N=" ; N
65 PRINT
70 READ Q1,T1,T2
80 T3 = T1 - T2
90 PRINT "QMAX.....";Q1;"M^3/S"
100 PRINT "TTOTAL.....";T1;"ORE"
110 PRINT "TOCRESTERE.....";T2;"ORE"
120 PRINT "TDESCRESTERE .....";T3;"ORE"
125 PRINT
130 READ T4,W,G
140 PRINT "PAS DE TIMP .....";T4;"ORE"
145 PRINT
150 PRINT "WOL.DAT UNDA.....";W;"M^3"
155 PRINT
160 PRINT "GAMA DAT.....";G
165 PRINT
200 V(1) = 0
210 W2 = 0
220 FOR I = 1 TO T2 STEP T4
230 T(I) = I
240 Q(I) = Q1 * (T(I)/T2)^P
250 NEXT I
260 FOR I = 2 TO T2 STEP T4
270 V(I) = (Q(I-1) + Q(I)) * T4 * 3600/2
280 W2 = W2 + V(I)
290 NEXT I
300 V(T2) = 0
310 W3 = 0
320 FOR I = T2 TO T1 STEP T4
330 T(I) = I
340 Q(I) = Q1 * ((T3 - (T(I) - T2))/T3)^R
```

```
350 NEXT I
360 FOR I = T2+1 TO T1 STEP T4
370 V(I) = (Q(I-1) + Q(I)) * T4 * 3600/2
380 W3 = W3 + V(I)
390 NEXT I
400 W1 = W2 + W3
405 D = W1 - W
410 G1 = W1/(Q1 * T1 * 3600)
420 G2 = W2/(Q1 * T2 * 3600)
430 G3 = W3/(Q1 * T3 * 3600)
440 A = G2/G3
450 E1 = ABS(W - W1) * 100/N
460 E2 = ABS(G - G1) * 100/N
500 PRINT
510 PRINT "WOL.CALC           = " ; W1 ; "M^3"
520 PRINT
530 PRINT "WOL.CRESC           = " ; W2 ; "M^3"
540 PRINT
550 PRINT "WOL.DECRESC          = " ; W3 ; "M^3"
560 PRINT
570 PRINT "GAMA CALC             = " ; G1
580 PRINT
590 PRINT "GAMA CRESC           = " ; G2
600 PRINT
610 PRINT "GAMA DECRESC        = " ; G3
620 PRINT
630 PRINT "ALPHA                = " ; A
640 PRINT
650 PRINT "DIF.WOL              = " ; D ; "M^3"
660 PRINT
670 PRINT "ERR.WOL              = " ; E1 ; "% "
680 PRINT
690 PRINT "ERR.GAMA             = " ; E2 ; "% "
700 PRINT

800 DATA 2,3
810 DATA 210
820 DATA 320,210,48
830 DATA 1,73 16 , .302
```

```
900 STOP
```

```
END
```

```
1 REM "BASIC 56"
5 REM "CALCULUL HIDROGRAFULUI DE VITUA CU MARE PELOVICI"
14 READ N
20 PRINT "NUMAR TERMINI HIDROGRAF N = " ; N
30 DIM Q(N),T(N),V(N),P(15),Z(15),K(15,15),F(15,15)
50 READ Q1,T1,T2
60 T3 = T1 - T2
70 PRINT "QMAX ....." ; Q1 ; "M3/S"
80 PRINT "TINITIAL ....." ; T1 ; "S"
90 PRINT "TCRESTING ....." ; T2 ; "S"
100 PRINT "WDESCRIBTERE ...." ; T3 ; "S"
110 READ T4,T5,W1,W2
120 PRINT
130 PRINT "PAS DE TIME....." ; T4 ; "S"
140 PRINT "PAS DE CALCUL...." ; T5
150 PRINT
152 PRINT "ERR.ADM.GAMA = " ; W1
155 PRINT "ERR.ADM.ALPHA = " ; W2
157 PRINT
160 READ W,W1,W2
170 PRINT "WINITIAL ....." ; W ; "M3"
180 PRINT "WCRESTING ....." ; W1 ; "M3"
190 PRINT "WDESCRIBTERE ..." ; W2 ; "M3"
200 PRINT
210 G = W/(Q1 * T1 + 3600)
220 G1 = W1/(Q1 * T2 + 3600)
230 G2 = W2/(W1 * T3 + 3600)
240 A = G1/G2
250 PRINT "GAMA = " ; G
255 PRINT
260 PRINT "GAMA 1 = " ; G1
265 PRINT
270 PRINT "GAMA 2 = " ; G2
280 PRINT "ALPHA = " ; A
290 PRINT
310 PRINT "RMIN = " ;
320 INPUT R1
330 PRINT "RMAX = " ;
340 INPUT R2
350 PRINT "TMIN = " ;
360 INPUT T0
```

```
1 PRINT "PMAX = " ;
2 INPUT P2
3 J = 1
4 R(J) = R1
5 K = 1
6 F(K) = P1
7 GOSUB 3000
8 GOSUB 600
9 IF K < > 2 THEN 510
10 IF F(K,J) < F(K-1,J) THEN 470
11 R1 = R1 - 2 * T5
12 R2 = R2 - 2 * T5
13 GO TO 385
14 IF E(K,J) < E(K-1,J) THEN 510
15 R1 = R1 - 2 * T5
16 R2 = R2 - 2 * T5
17 GO TO 385
18 K = K + 1
19 F(K) = F(K-1) + T5
20 IF F(K) > P2 THEN 545
21 GO TO 410
22 J = J + 1
23 R(J) = R(J-1) + T5
24 IF R(J) > R2 THEN 575
25 GO TO 395
26 STOP
27 IF E(K,J) > = E1 THEN 1200
28 IF F(K,J) > = E2 THEN 1200
29 PRINT
30 PRINT "ORDONATELE HIDROGRAFULUI"
31 PRINT
32 PRINT "PASUL DE AFISARE N1 = " ;
33 INPUT N1
34 PRINT
35 FOR L = 1 TO N STEP N1
36 N2 = L + N1 - 1
37 FOR I = L TO N2
38 PRINT "Q(";I;") = " ; Q(I)
39 NEXT I
40 PRINT
41 INPUT A4
```

```
730 NEXT L
740 PRINT
750 PRINT "VOLUMUL UNDEI W = " ; W3 ; "M^3"
752 PRINT
754 PRINT "WCR = " ; W4 ; "M^3"
756 PRINT
758 PRINT "WDCR = " ; W5 ; "M^3"
760 PRINT
770 PRINT "COEF.DE FØRMA G = " ; G3
780 PRINT
790 PRINT "COEF.FØRMA GAMA 1 = " ; G4
800 PRINT
810 PRINT "COEF.FØRMA GAMA 2 = " ; G5
820 PRINT
830 PRINT "ALPHA = " ; A1
840 PRINT
850 PRINT "PUTERI ECUATII"
860 PRINT
870 PRINT "P = " ; P(K) , "R = " ; R(J)
875 PRINT
880 PRINT "ERRØRI"
881 D = W3 - W
882 E9 = ABS(D) * 100/W
883 INPUT A$
884 PRINT
885 PRINT "DIF.WØL = " ; D ; "M^3"
886 PRINT "ERR.WØL = " ; E9 ; " %"
887 PRINT
890 PRINT
900 PRINT "ERR.GAMA = " ; E(K,J)
910 PRINT "ERR.ALPHA = " ; F(K,J)
920 PRINT
930 INPUT A$
940 REM "AFISARE GRAFICA HIDRØGRAF"
950 INITØ
960 X1 = 0
970 X2 = T1
980 Y1 = 0
990 Y2 = Q1
1000 VIEWPORT 10,110,20,100
1010 WINDOW X1,X2,Y1,Y2
```

```
1020 MOVE X1,Y1
1030 DRAW X1,Y2
1040 DRAW X2,Y2
1050 DRAW X2,Y1
1060 DRAW X1,Y1
1070 MOVE X1,Y1
1080 FOR I = 1 TO N
1090 T(I) = I
1100 DRAW T(I) , Q(I)
1110 NEXT I
1120 PRINT AT (20,2) ; "IT'S O.K."
1130 STOP
1200 RETURN
3000 V(1) = 0
3010 W4 = 0
3020 FOR I = 1 TO T2 STEP T4
3030 T(I) = I
3040 Q(I) = Q1 * (T(I)/T2) ^ P(K)
3050 NEXT I
3060 FOR I = 2 TO T2 STEP T4
3070 V(I) = V(I-1) + Q(I) * T4 * 3000
3080 W4 = W4 + V(I)
3090 NEXT I
3100 V(1) = 0
3110 W3 = 0
3120 FOR I = T2 TO T1 STEP -T4
3130 T(I) = I
3140 Q(I) = Q1 * ((T3 - (T(I) - T2))/T3) ^ N(J)
3150 NEXT I
3160 W3 = W3 + 1 TO T1 STEP T4
3170 V(I) = V(I-1) + Q(I) * T4 * 3000/2
3180 W3 = W3 + V(I)
3190 NEXT I
3200 V(1) = 0
3210 W3 = 0
3220 FOR I = 2 TO T1 STEP T4
3230 V(I) = (Q(I-1) + Q(I)) * T4 * 3000/2
3240 W3 = W3 + V(I)
3250 NEXT I
3300 Q3 = W3/(Q1 * T1 * 3000)
3310 Q4 = W4/(Q1 * T2 * 3000)
```



```
3320 G5 = W5/(Q1 * T3 * 3600)
3330 A1 = G4/G5
3350 E(K,J) = ABS(G - G3) * 100/G
3380 F(K,J) = ABS(A - A1) * 100/A
3400 PRINT
3410 PRINT "P(" ; K ; "," ; J ; ") = " ; F(K,J), "R(" ;
      K ; "," ; J ; ") = " ; R(J)
3415 PRINT
3420 PRINT "ERR.GAMA = " ; E(K,J) ; "% "
3430 PRINT "ERR.ALPHA = " ; F(K,J) ; "% "
3440 PRINT "ALPHA = " ; A1
3450 RETURN
3500 DATA 87
3510 DATA 105, 87, 19
3520 DATA 1, 0.005, 0.1, 0.1
3530 DATA 10.5 T6, 4 T5, 6.5 T6

4000 END
```

```
1 REM "BASIC 61"
3 REM "GENERAREA HIDROGRAFULUI DE VITONCA PE BAZA PARAMETRILOR"
5 REM "METODA CEDARIU"
10 READ N
15 PRINT "NUMAR TERENI HIDROGRAF N = " ; N
20 DIM T(250),Q(250),W(250),A(250),B(250),C(250),D(250),E(250),
    F(250)
22 DIM G(250),V(250),H(250)
25 PRINT
30 READ Q1,Q0,W1,W2,T1,T2,T4,K0
35 W3 = W1 - W2
37 T3 = T1 - T2
40 PRINT "QMAX = " ; Q1 ; "M^3/S"
50 PRINT "QBAZA = " ; Q0 ; "M^3/S"
60 PRINT "WUNDA = " ; W1 ; "M^3"
70 PRINT "WDESCRIESTERE = " ; W2 ; "M^3"
80 PRINT "WDESCRIESTERE = " ; W3 ; "M^3"
90 PRINT "T1TOTAL = " ; T1 ; "ORE"
100 PRINT "T2TOTAL = " ; T2 ; "ORE"
110 PRINT "T3DESCRIESTERE = " ; T3 ; "ORE"
115 PRINT "T4S DE TIMP = " ; T4 ; "ORE"
120 PRINT
130 T5 = T1/T2
140 G = (W1 - Q0 * T1 * 3600)/((Q1 - Q0) * T4 * 3600)
150 PRINT "GAMA = " ; G
155 PRINT
160 F = T5 - 1
170 U = T5 - 2
172 K = 30
174 L = 1
175 PRINT
180 FOR I = 1 TO 250
190 A(I) = K - I/L
192 H(I) = 4 * A(I) * F - U ^ 2
194 IF H(I) > 0 THEN 200
196 K = A(I)
197 PRINT "K = " ; K
198 GO TO 174
200 B(I) = ((A(I) + 1) * U * LOG(F))/(A(I)) ^ 2
210 C(I) = (A(I) + 1) * (2 * A(I) * F - U ^ 2)/(A(I) ^ 2 * SQRT(H(I)))
220 D(I) = ATN((2 * A(I) * F + U)/SQRT(H(I)))
230 E(I) = ATN((T5 - 2 * (A(I) + 1))/SQRT(H(I)))
```

```
240 W(I) = D(I) + C(I) * (D(I) - E(I) - T5 / A(I))
245 X = G * T5
247 PRINT "W = " ; X
250 IF W(I) >= X THEN 270
260 PRINT "A(" ; I ; ") = " ; A(I), "W(";I;")=" ; W(I)
265 GO TO 290
270 Y = (ABS(W(I) - X)) * 100/W(I)
271 IF Y <= 50 THEN 277
272 K = A(I - 1)
273 PRINT "K = " ; K
274 L = L * 10
275 PRINT "L = " ; L
276 GO TO 175
277 PRINT "ERR. = " ; Y
278 A = A(I)
279 W = W(I)
280 GO TO 292
290 NEXT I
292 PRINT
293 PRINT "W* = " ; X
294 PRINT "W = " ; W
295 PRINT "A = " ; A
300 B = T5 - 2 * (A + 1)
305 PRINT "B = " ; B
310 C = A + 1
315 PRINT "C = " ; C
350 FOR I = 1 TO T1 STEP T4
360 T(I) = I
370 F(I) = (Q1 - Q0) * (T1 - T(I)) * T(I)
380 G(I) = A * (T(I)) ^ 2 + B * T2 * T(I) + C * T2 ^ 2
390 Q(I) = Q0 + F(I)/G(I)
400 NEXT I
410 PRINT "PAS DE AFISARE N1 = " ;
420 INPUT N1
450 PRINT
460 PRINT "HIDROGRAFUL DE VIETURA"
470 PRINT
480 FOR J = 1 TO T1 STEP N1
490 N2 = J + N1 - 1
500 FOR I = J TO N2
510 PRINT "Q(" ; I ; ") = " ; Q(I)
620 NEXT I
```

```
530 PRINT
540 LOCATE A$
550 NEXT J
560 V(1) = 0
562 W 5 = 0
564 FOR I = 2 TO T2 STEP T4
566 V(I) = (Q(I-1) + Q(I)) * T4 * 3600/2
568 W5 = W5 + V(I)
570 NEXT I
572 W6 = 0
574 FOR I = T2 + 1 TO T1 STEP T4
576 V(I) = (Q(I-1) + Q(I)) * T4 * 3600/2
578 W6 = W6 + V(I)
580 NEXT I
582 G2 = (W5 - Q0 * T2 * 3600)/((Q1 - Q0) * T2 * 3600)
584 G3 = (W6 - Q0 * T3 * 3600)/((Q1 - Q0) * T3 * 3600)
586 PRINT
588 PRINT "WORKSTRESS = " ; W5 ; "M ^ 3"
590 PRINT "WDRSCALSTRESS = " ; W6 ; "M ^ 3"
592 PRINT "GAMA 2 = " ; G2
594 PRINT "GAMA 3 = " ; G3
596 A5 = G2/G3
598 PRINT "ALPHA = " ; A5
600 V(1) = 0
610 W4 = 0
620 FOR I = 2 TO T1 STEP T4
630 V(I) = (Q(I-1) + Q(I)) * T4 * 3600/2
640 W4 = W4 + V(I)
650 NEXT I
655 PRINT
660 PRINT "WOLUM CALC. = " ; W4 ; "M ^ 3"
670 G1 = (W4 - Q0 * T1 * 3600)/((Q1 - Q0) * T1 * 3600)
675 PRINT
680 PRINT "GAMA CALC. = " ; G1
690 E1 = W4 - W1
700 E2 = ABS(W1) * 100/W1
710 E3 = ABS(G - G1) * 100/G
720 PRINT
730 PRINT "ERR/RI"
735 PRINT
740 PRINT "DEF.VOLUME = " ; E1 ; "M ^ 3"
750 PRINT "DEF.VELOCITY = " ; E2 ; "% "
```

```
760 PRINT "BER.GAMA = " ; B3 ; " % "  
770 INPUT A3  
800 REM "AFISARE GRAFICA"  
810 INTRP  
820 X1 = 0  
830 X2 = T1  
840 Y1 = 0  
850 Y2 = Q1  
860 VIEWPORT 10,110,20,100  
870 WINDOW X1,X2,Y1,Y2  
880 MOVE X1,Y1  
890 DRAW X1,Y2  
900 DRAW X2,Y2  
910 DRAW X2,Y1  
920 DRAW X1,Y1  
930 FOR I = 1 TO N  
940 T(I) = I  
950 DRAW T(I) , Q(I)  
960 NEXT I  
970 PRINT AT(28,2) ; "IT'S O.K."  
990 DATA 87  
1010 DATA 105,0,10.5 86,4 86, 87,19,1  
1020 DATA 0.1  
2000 STOP  
3000 END
```

VERIFICARI PRIN BASIC 55 (P=2; R=3) (tabel nr. 6.1.g.)

NR CRT	RIUL POSTUL	ELEMENTE DATE						ELEMENTE CALCULATE						ERORI		
		Q _{max} (%) (m ³ /s)	W (%) (10 ⁶ m ³)	T _T (ore)	T _{cr} (ore)	γ	W _{calc} (10 ⁶ m ³)	W _{acr} (10 ⁶ m ³)	W _{acr} (10 ⁶ m ³)	δ	h ₁	h ₂	α	ΔW (10 ⁶ m ³)	ε W (%)	ε γ (%)
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	VIȘEU BISTRITA	1000	140	150	35	0,26	147,523	42,016	403,507	0,2697	0,3335	0,2300	1,3337	+5,523	3,945	3,649
2	IZEA VAD	780	103	160	38	0,23	121,228	35,579	87,649	0,2692	0,3335	0,2300	1,3337	+8,224	14,698	13,317
3	TUR TURULUNG.	565	91,5	150	36	0,30	82,990	24,417	57,323	0,2700	0,3335	0,2300	1,3337	-9,110	3,956	3,986
4	SOMEȘUL MARE NEȘOS	990	144	144	32	0,28	137,602	38,033	99,799	0,2686	0,3335	0,2300	1,3335	-6,168	4,283	4,084
5	BISTRITA BISTRITA	600	72	139	31	0,24	80,655	22,330	58,325	0,2606	0,3335	0,2300	1,3338	+8,655	12,021	11,932
6	SOMEȘUL MARE BECLEAN	1870	284	176	42	0,24	319,806	94,273	225,533	0,2699	0,3335	0,2300	1,3336	+33,806	12,608	12,465
7	SOMEȘUL MARE CLUJ CLUJ	500	63	140	34	0,25	69,112	20,408	47,704	0,2703	0,3335	0,2300	1,3337	+5,112	8,114	8,114
8	LAPUS RAZOARE	530	78,5	132	30	0,28	105,418	31,251	54,167	0,2670	0,3335	0,2300	1,3339	-3,022	3,727	3,930
9	CĂMINIC COPALNIC	305	23,1	106	21	0,25	31,029	8,698	22,330	0,2660	0,3335	0,2300	1,3344	+1,523	6,623	6,640
10	LAPUS LAPUȘEL	900	145	160	45	0,28	149,367	48,611	99,307	0,2705	0,3335	0,2300	1,3335	-3,220	3,223	2,729
11	FIGIȚA FERNETIU	260	22,6	83	19	0,29	20,915	6,335	14,580	0,2652	0,3337	0,2300	1,3346	-1,685	3,478	3,168
12	CIȘĂNĂȚA SĂRĂCULUI	300	23,2	104	27	0,26	35,579	9,426	26,153	0,2707	0,3335	0,2300	1,3338	+1,814	4,575	4,507

tabel nr. 61a. (continuare 1)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
13	CRAINA MOFFINU MIC	575	102	165	50	0,30	84,023	34,576	59,316	0,2703	0,3334	0,2500	1,3335	-7,977	7,120	8,239
14	GRETEU SALARD	315	60,2	166	50	0,32	51,792	18,904	32,858	0,2751	0,3334	0,2500	1,3335	-8,408	12,267	14,021
15	CRISUL REPEDE VABUL CRAIS	870	130	148	33	0,28	124,517	34,466	50,071	0,2686	0,3335	0,2500	1,3338	-5,482	4,217	4,052
16	CRISUL REPEDE ORADEA	1000	175	211	44	0,25	203,116	52,813	159,304	0,2674	0,3334	0,2500	1,3336	+28,117	16,064	16,261
17	CRISUL NEGRU BEIUS	560	73,9	141	29	0,26	75,551	13,498	58,452	0,2672	0,3335	0,2500	1,3339	+2,051	2,775	2,765
18	ROJIA POCCLA	215	24,4	121	28	0,26	25,226	7,228	17,998	0,2693	0,3335	0,2500	1,3339	+0,826	3,384	3,576
19	HOLOO HOLDO	205	33,1	116	33	0,33	24,127	8,721	15,005	0,2703	0,3335	0,2500	1,3338	-5,923	18,047	18,100
20	CRISUL NEGRU TINCA	750	138	176	36	0,29	126,915	32,411	84,504	0,2671	0,3335	0,2500	1,3337	-10,084	8,052	7,904
21	CRISUL NEGRU ZERIND	730	176	231	50	0,29	162,522	43,802	116,319	0,2681	0,3334	0,2500	1,3335	-13,222	3,541	3,567
22	CRISUL ALB CRISCIOR	350	42,5	112	24	0,20	37,811	16,066	23,720	0,2679	0,3336	0,2500	1,3342	-4,489	19,612	19,652
23	CRISUL ALB GURAHONT	600	37,3	161	43	0,28	74,632	20,308	65,724	0,2623	0,3334	0,2500	1,3336	-2,608	2,660	2,403
24	DEZNA SEDIS	180	49,1	105	20	0,28	18,026	4,325	13,702	0,2660	0,3337	0,2500	1,3346	-1,014	5,224	5,070
25	CRISUL ALB CHIMNEU CRIS	700	143	236	60	0,29	157,283	39,471	119,812	0,2672	0,3334	0,2500	1,3335	-11,710	9,757	9,452
26	MUREC POSCORIT	610	116	196	35	0,27	116,021	31,322	85,129	0,2649	0,3336	0,2500	1,3335	-1,979	1,200	1,225
27	MUREC TIN. MUREC	1660	214	181	51	0,31	303,010	54,836	248,055	0,2705	0,3334	0,2500	1,3335	-2,500	1,700	1,300

tabel nr. 6.1.a. (continuare) ②

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
28	ARIES CIMPENI	470	386	96	25	0,28	30,573	12,309	26,224	0,2418	0,3336	0,2500	1,3340	-1,087	2,746	2,229
29	ARIES BAIA DE ARIES	530	76,3	129	30	0,31	66,317	19,090	47,227	0,2894	0,3335	0,2500	1,3339	-9,983	12,084	13,085
30	ARIES TURDA	870	138	157	34	0,28	121,224	35,010	96,314	0,2861	0,3335	0,2500	1,3338	-6,155	4,475	4,255
31	TIRNAVA MARE TOPA	750	106	155	30	0,29	57,995	27,013	70,881	0,2896	0,3335	0,2500	1,3339	-8,165	7,644	4,389
32	TIRNAVA MARE BLAJ	680	134	176	44	0,28	128,940	35,913	93,087	0,2887	0,3334	0,2500	1,3336	-5,080	8,776	4,024
33	STARCI PUI	275	31,4	96	22	0,35	25,585	7,266	18,318	0,2892	0,3335	0,2500	1,3343	-5,815	12,520	18,454
34	RUL MARE PADADEL	500	46,0	98	20	0,26	47,118	14,013	35,106	0,2871	0,3337	0,2500	1,3345	+1,118	2,481	2,735
35	GALGEN HATEG	230	20,4	88	18	0,28	19,467	4,974	14,493	0,2872	0,3332	0,2501	1,3348	-0,9227	4,572	4,581
36	STARCI PETRENI	715	104	130	30	0,31	80,109	25,753	54,356	0,2893	0,3337	0,2500	1,3339	-13,891	13,356	13,133
37	GEBA FAGET	200	31,6	120	31	0,25	23,463	7,444	16,022	0,2716	0,3335	0,2500	1,3332	+1,867	8,636	8,656
38	GLAUNKA DURDUCUL MIC	105	10,5	67	19	0,32	8,824	2,397	6,427	0,2863	0,3337	0,2501	1,3346	-1,676	15,960	16,148
39	TIMI'S TERESEVOA	230	20,9	90	19	0,28	17,920	5,280	14,200	0,2877	0,3337	0,2500	1,3346	-9,970	4,546	4,388
40	GIUSTRA CIREVA-VOISLOVA	390	40,0	89	20	0,32	33,594	9,370	24,224	0,2881	0,3337	0,2501	1,3349	-5,406	16,015	15,976
41	TIMI'S LUCIOJ	1150	209	129	43	0,26	210,270	67,515	150,755	0,2800	0,3334	0,2500	1,3336	+9,273	4,437	4,322
42	TIMI'S SARAS	1740	258	210	54	0,27	357,074	114,450	244,304	0,2874	0,3334	0,2500	1,3335	+1,075	4,202	0,507

tabel nr. 6.1.a. (continuare) ③

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
43	BIRZAVA BOCSA VASIOVEI	250	272	112	28	0,27	27,307	8,465	18,902	0,2709	0,3335	0,2500	1,3339	40,107	0,395	0,836
44	CARAS CARASOVA	160	15,8	91	23	0,30	14,214	4,420	9,794	0,2712	0,3336	0,2501	1,3341	-1,586	10,040	0,510
45	CARAS VARADIA	485	85,9	164	40	0,30	77,416	23,287	54,129	0,2704	0,3334	0,2500	1,3336	-8,484	9,877	9,850
46	NERA MADERIS-DALBOSET	550	74,3	134	29	0,28	71,150	19,150	51,960	0,2687	0,3335	0,2500	1,3339	-3,170	4,267	4,253
47	NERA SASCA MONTANA	650	102	162	41	0,27	102,716	31,989	79,789	0,2711	0,3334	0,2500	1,3336	+0,728	0,763	0,417
48	GERNA B. HERC.-PECINISCA	675	86,5	137	31	0,29	84,522	25,122	64,400	0,2689	0,3337	0,2500	1,3338	-6,978	7,237	7,273
49	DESNAUTI LIPOV	295	30,6	93	31	0,31	27,444	10,979	16,465	0,2779	0,3335	0,2501	1,3336	-3,156	10,312	10,364
50	JIU ROMANESC CIMANL LUI NBAG	425	34,4	90	17	0,25	36,610	8,682	27,928	0,2698	0,3336	0,2500	1,3350	+2,210	6,424	6,347
51	JIU VADENI	1400	156	125	36	0,25	112,655	60,501	112,153	0,2747	0,3335	0,2500	1,3336	+10,655	9,275	9,622
52	SUSITA VAIDEI	820	20,6	87	18	0,30	17,423	4,758	13,665	0,2674	0,3338	0,2501	1,3348	-2,777	10,568	10,876
53	BISTRITA TELESTI	450	46,2	95	23	0,30	41,576	12,430	29,166	0,2703	0,3336	0,2500	1,3342	-4,604	9,966	9,907
54	JIU PESTEANA	1800	35,8	174	39	0,30	302,774	84,265	218,710	0,2687	0,3334	0,2500	1,3337	-35,024	10,362	10,420
55	JIU FILIASI	2100	42,0	189	42	0,30	389,408	102,567	277,847	0,2685	0,3334	0,2500	1,3336	-45,287	10,551	10,485
56	MOTRU GRUCSTENI	970	120	123	30	0,27	120,839	34,337	85,563	0,2699	0,3335	0,2500	1,3339	+0,300	0,417	0,132
57	CCURATEA CORBICOVA	650	70	103	27	0,29	69,540	21,670	44,868	0,2719	0,3335	0,2500	1,3337	-4,490	5,371	5,237

tabel nr. 6.1.a. (continuare) ④

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
58	MOTRU FATA MOTRULUI	1360	217	171	36	0,26	226,025	58,733	165,248	0,2675	0,3335	0,2500	1,3337	4,7021	0,235	2,915
59	JIU PODARI	2300	580	226	43	0,31	493,528	110,709	370,818	0,2659	0,3334	0,2500	1,3336	-82,476	14,219	14,254
60	MIRTIBACIU CORNATEL	280	44,8	148	35	0,30	40,242	15,764	28,478	0,2639	0,3335	0,2500	1,3337	-4,557	10,123	10,083
61	CIBIN TALMACIU	650	95,5	120	33	0,34	76,662	25,751	50,902	0,2710	0,3335	0,2500	1,3337	-18,842	12,736	12,712
62	OLANESTI RM. VILCEA	290	16,9	60	14	0,27	18,893	4,882	12,012	0,2692	0,3340	0,2501	1,3336	-0,007	0,059	0,115
63	TESLUI RESCA	290	34,3	106	33	0,31	30,545	11,489	19,057	0,2760	0,3335	0,2500	1,3336	-3,755	10,946	10,962
64	VEDEA ROSCRII DE VEDE	800	104	125	35	0,29	98,420	33,613	64,807	0,2734	0,3335	0,2500	1,3337	-5,580	5,365	5,728
65	VEDEA CERVENIA	1070	184	184	40	0,26	190,052	51,375	138,677	0,2681	0,3334	0,2500	1,3337	-6,053	3,290	3,133
66	ARGES PITESTI POD	660	70,5	110	25	0,27	30,341	12,814	50,487	0,2690	0,3336	0,2500	1,3341	-9,189	0,668	0,583
67	ARGES PITESTI STRANB	1240	118	102	26	0,26	72,426	41,655	58,593	0,2730	0,3335	0,2500	1,3339	-4,6287	5,328	4,825
68	ARGES MALU SPART	1020	145	146	34	0,26	131,537	42,673	110,864	0,2635	0,3335	0,2500	1,3338	-4,9007	4,509	3,035
69	CRICOVUL DULCE VLADENI-BALTIA	260	20,1	65	20	0,33	16,782	6,247	11,535	0,2708	0,3337	0,2501	1,3340	-3,316	16,358	16,414
70	TELEAJEVEN MARA OLMNEASCA	470	48,4	110	25	0,26	50,050	14,110	35,940	0,2490	0,3336	0,2500	1,3341	-4,100	3,450	3,469
71	IALOMITA MIRCESTI-BALCHII	485	44,0	160	22	0,25	46,968	12,715	34,253	0,2700	0,3336	0,2500	1,3340	-2,102	4,357	4,102
72	IZRAHOVA AUFNACATA	690	90,2	148	27	0,27	77,515	29,000	58,515	0,2670	0,3335	0,2500	1,3340	-1,885	6,672	7,008

tabel nr. 6.1.a. (continuare) ⑤

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
73	IALOMITA COSEBENI	900	145	166	29	0,27	142,312	31,537	110,855	0,2646	0,3035	0,2800	1,3340	-2,668	1854	2,000
74	IALOMITA SLEBOZIA	950	171	189	32	0,27	167,141	35,728	131,413	0,2641	0,3335	0,2800	1,3339	-3,858	2,256	2,170
75	SUCEAVA GARDINA	545	68,9	117	20	0,30	60,677	13,054	47,623	0,2645	0,3337	0,2820	1,3346	-5,223	11,934	11,891
76	SUCEAVA ITCANI	1385	248	192	49	0,26	259,711	81,454	178,257	0,2713	0,3334	0,2800	1,3335	+10,711	4,222	4,343
77	MOLDOVA PRISACA DORNEI	550	67,8	157	32	0,25	73,109	21,129	51,980	0,2685	0,3335	0,2800	1,3338	+5,309	7,550	7,806
78	MOLDOVA ROMAN-TUPILATI	1830	382	232	53	0,25	411,227	116,407	294,820	0,2691	0,3334	0,2800	1,3335	+29,227	7,651	7,622
79	BISTRITA CIENU - BICAZ	1670	360	187	45	0,32	303,636	80,201	223,435	0,2701	0,3334	0,2800	1,3336	-55,364	15,657	15,600
80	GRACAU SLEBOZIA	380	42,7	125	27	0,25	45,739	12,319	33,420	0,2661	0,3335	0,2800	1,3340	+3,139	7,351	7,225
81	ASAU ASAU	260	26,6	98	22	0,29	24,657	6,870	17,787	0,2688	0,3336	0,2800	1,3343	-1,445	7,304	7,308
82	TROTUS TG. OCNA	1380	182	122	27	0,30	167,747	44,739	118,002	0,2665	0,3335	0,2800	1,3340	-19,258	10,581	10,487
83	OTUZ BOBANESTI	290	36,5	125	26	0,28	34,855	9,657	25,192	0,2674	0,3336	0,2800	1,3347	-1,665	4,386	4,501
84	TROTUS ARJUN-KANEANA	2000	242	160	32	0,21	307,247	74,734	230,410	0,2667	0,3335	0,2800	1,3338	+65,247	16,982	23,001
85	GRALAD NEGARESTI	320	31,2	90	24	0,30	28,235	8,253	19,982	0,2723	0,3336	0,2800	1,3340	-2,965	3,752	3,223
86	GRALAD GRALAD	395	107	230	60	0,30	67,890	15,444	52,446	0,2700	0,3334	0,2800	1,3335	-10,010	6,290	6,005
87	PUJNA TULNICI	510	57,5	116	23	0,27	76,779	14,692	62,087	0,2666	0,3336	0,2800	1,3343	-0,727	1,253	1,205

tabel nr. 6.1.a. (continuare) (6)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
88	POTNA GOTRLĂU	1409	174	164	37	0,24	203,203	12,184	129,025	2,688	0,394	0,2500	1,3334	748,210	2,2707	2501E
89	BUZAU NEHOIU	1180	158	120	29	0,27	137,739	41,258	206,653	0,2702	0,4335	0,2500	1,8333	-0,269	0,184	0,07E
90	BUZAU MAGURA	1520	192	146	35	0,24	219,178	65,687	159,484	0,2706	0,3335	0,2500	1,3333	724,177	18,535	22,747
91	BUZAU SARGATA	1800	508	150	48	0,23	334,751	10,777	210,050	0,2711	0,3334	0,2500	1,5335	725,751	8,361	0,431
92	JIJIA DOROHOI	175	13,2	70	17	0,30	11,526	3,375	0,351	0,2704	0,3335	0,2501	1,8348	-1,274	0,657	0,860
93	BAHLUI BĂLENTI-MĂRLĂU	210	11,3	60	15	0,25	12,296	3,787	2,509	0,2711	0,3333	0,2501	1,3350	+0,036	2,813	0,423
94	CĂMINCEA CĂMIN	345	16,2	25	8	0,33	13,685	3,258	1,367	0,2712	0,3350	0,2507	1,3352	-2,570	15,236	15,826
95	IRIS COCARAGEA	170	1,37	7	3	0,32	1,262	0,612	0,650	0,2716	0,3333	0,2656	1,2573	-0,108	7,665	7,024

```

1 REM "BASIC 62 A"
2 REM "DIMENSIONAREA UNEI ACUMULARI NEPERMANENTE"
3 REM "GENERAREA HIDROGRAFULUI DE VULTURA"
4 REM "DUPA METODA : "
5 REM "CADARIU"
6 REM "VARIANTA : 1.2."
10 READ N,M
20 PRINT "NR.PUNCTE GRAFIC GRAD DE UMLEERE N = " ; N
30 PRINT "NR.TERBENI CURBE DE CAPACITATE LAC M = " ; M
40 DIM H(M),F(M)
45 DIM P(N),E(N),V(N)
50 DIM Q(250),Z(250),D(250),S(250)
55 DIM X(250),Y(250),T(250),B(250),C(250),A(250)
60 DIM R(250),U(250)
65 DIM I(250),J(250),L(250),M(250),N(250),O(250)
70 READ H1 , H2 , H3 , H4
80 READ H0 , T4
90 READ M4
95 PRINT
100 PRINT "COTA PRAG GOLIRE FUND H1 = " ; H1 ; "MDM"
110 PRINT "COTA AX GOLIRE FUND" H2 = " ; H2 ; "MDM"
120 PRINT "COTA CREASTA DEVERSOR H3 = " ; H3 ; "MDM"
130 PRINT "NIVEL MAXIM IN LAC H4 = " ; H4 ; "MDM"
140 PRINT "NIVEL EXISTENT IN LAC H0 = " ; H0 ; "MDM"
150 PRINT "PAS DE TEMP DT = " ; T4 ; "ZILE"
160 PRINT "COEF.DEBIT GOLIRE FUND M4 = " ; M4
180 FOR J = 1 TO M
190 READ H(J)
200 NEXT J
210 FOR J = 1 TO M
220 READ F(J)
230 NEXT J
270 READ N3

```

```
375 PRINT
390 READ D1,N1,I1,D2
400 PRINT "DIAMETRUL GØLIERE FUND D = " ; D1 ; "M"
410 PRINT "CØEF.FUGØZITATE N = " ; N1
420 PRINT "PANTA GØLIERE FUND I1 = " ; I1
425 PRINT "INALTIME LIBERA GØLIERE FUND D2 = " ; D2 ; "M"
427 PRINT
430 FOR J = 1 TO N
440 READ F(J)
450 NEXT J
460 FOR J = 1 TO N
470 READ E(J)
480 NEXT J
490 FOR J = 1 TO N
495 READ V(J)
500 NEXT J
510 READ Q2
520 PRINT "DEBITUL MAX.ADM.AVAL QMAX.AVAL = " ; Q2 ; "M^3/S"
525 PRINT
610 A1 = (D1^2) * PI/4
620 R1 = D1/4
630 C1 = (R1^(1/6))/N1
640 K1 = A1 * C1 * SQR(R1)
642 V1 = C1 * SQR(R1)
650 PRINT "SECTIUNEA LA PLIN A = " ; A1
660 PRINT "CØEFICIENT CHEZY C = " ; C1
670 PRINT "RAZA HIDRAULICA R = " ; R1
680 PRINT "MØDUL DEBIT LA PLIN K = " ; K1
682 PRINT "MØDUL VITEZA LA PLIN V = " ; V1
700 READ QØ , W1 , EØ
730 PRINT "DEBIT DE BAZA QØ = " ; QØ ; "M^3/s"
740 PRINT "VOLUM UNDA W1 = " ; W1 ; "M^3"
750 PRINT "ERR.ADM.LA A EØ = " ; EØ
755 PRINT
800 READ M3 , E2 , G2
810 PRINT "CØEF.DEBIT DEVERSOR M3 = " ; M3
820 PRINT "LUNG.CREASTA DEVERSOR E2 = " ; E2
830 PRINT "ACCELERATIA GRAVIT. G2 = " ; G2
835 PRINT
840 GØSUB 6000
```

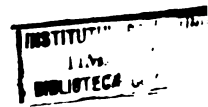
```
1000 RMM "GENERAREA HIDROGRAFULUI DE VIITUCA"
1005 T5 = T1/T2
1010 G = (W1 - Q0 * T1 * 3600)/((Q1 - Q0) * T1 * 3600)
1020 PRINT "GAMA = " ; G
1030 F = T5 - 1
1040 U = T5 - 2
1050 K = 30
1060 L1 = 1
1070 PRINT
1080 FOR I = 1 TO 250
1090 I(I) = K - 1/L1
1100 J(I) = 4 * I(I) * F - U ^ 2
1110 IF J(I) > 0 THEN 1150
1120 K = I(I)
1130 PRINT "K = " ; K
1140 GO TO 1060
1150 L(I) = ((I(I) + 1) * U * LOG (F))/(I(I) ^ 2)
1160 M(I) = (I(I) + 1) * (2 * I(I) * F - U ^ 2 * SQR (J(I)))
1170 N(I) = ARN((2 * I(I) * F + U)/SQR (J(I))) - ARN ((T5 - 2 *
      (I(I) + 1))/SQR(J(I)))
1180 Ø(I) = L(I) + M(I) * N(I) - T5/I(I)
1190 X1 = G * T5
1200 PRINT "W * = " ; X1
1210 IF Ø(I) >= X1 THEN 1240
1220 PRINT "A(";I;") = " ; I(I), "W(" ; I ; ") = " ; Ø(I)
1230 GO TO 1350
1240 Y1 = (ABS (Ø(I) - X1)) * 100/Ø(I)
1250 IF Y1 <= 80 THEN 1310
1260 K = I(I - 1)
1270 PRINT "K = " ; K
1280 L1 = L1 * 10
1290 PRINT "L1 = " ; L1
1300 GO TO 1070
1310 PRINT "ERR. = " ; Y1
1320 A = I(I)
1330 W = Ø(I)
1340 GO TO 1360
1350 NEXT I
1360 PRINT
1370 PRINT "W * = " ; X1
1380 PRINT "W = " ; W
```

```
1390 PRINT "A = " ; A
1400 B = T5 - 2 * (A + 1)
1410 PRINT "B = " ; B
1420 C = A + 1
1430 PRINT "C = " ; C
1450 FOR I = 1 TO T1
1460 T(I) = I
1470 A(I) = (Q1 - Q0) * (T1 - T(I)) * T(I)/(A * T(I)) ^ 2 +
+ B * T2 * T(I) + C * T2 ^ 2 + Q0
1480 NEXT I
1500 PRINT
1510 PRINT "HIDROGRAFUL GENERAL DT = 1 SRA"
1520 PRINT
1530 FOR J = 1 TO Q1 STEP N3
1540 N2 = J + N3 - 1
1550 FOR I = J TO N2
1560 PRINT "A(" ; I ; ") = " ; A(I)
1570 NEXT I
1580 PRINT
1590 NEXT J
1610 PRINT
1620 Q(1) = 0
1630 N4 = 250/T4
1640 FOR I = 2 TO N4
1650 J = T4 * I - T4
1660 Q(I) = A(J)
1670 NEXT I
1680 FOR I = N4 + 1 TO 250
1690 Q(I) = 0
1700 NEXT I
1710 PRINT
1720 PRINT "HIDROGRAFUL DE CALCUL DT = " ; T4 ; "SRA"
1730 PRINT
1740 FOR J = 1 TO 250 STEP N3
1750 N2 = J + N3 - 1
1760 FOR I = J TO N2
1770 PRINT "Q(" ; I ; ") = " ; Q(I)
1780 NEXT I
1790 PRINT
1810 NEXT J
1900 R2 = D2/D1
1910 GOSUB 5000
```



```
1020 A3 = (A1 * K1)/(A3 * V1)
1030 GOTO 0500
1040 PRINT
1050 Z(1) = H0
1060 Z = Z(1)
1070 GOSUB 4000
1080 S(1) = H
1090 FOR I = 1 TO 249
1100 PRINT "I = " , I
1110 IF Z(I) >= H1 THEN 2060
1120 PRINT
1130 PRINT "GRESSELA : NIVELUL INITIAL IN LAC SUB COTA PRU
      GOLIRE FUND"
1140 GO TO 3000
1150 IF Z(I) > H1 + DE THEN 2160
1160 R(I) = (Z(I) - H1)/D1
1170 R2 = R(I)
1180 GOSUB 5000
1190 U(I) = A2
1200 D(I) = U(I) * K1 * SQR (I1)
1210 C(I) = D(I) * T4 * 3600/U(I)
1220 X(I) = 0
1230 Y(I) = 0
1240 GO TO 2240
1250 IF Z(I) > H3 THEN 2200
1260 X(I) = 0
1270 Y(I) = Z(I) - H2
1280 GO TO 2225
1290 IF Z(I) > H4 THEN 2310
1300 X(I) = Z(I) - H3
1310 Y(I) = Z(I) - H2
1320 B(I) = R(I) ^ (3/2) * M1 + Y(I) ^ (1/2) * M2
1330 C(I) = (M1 * X(I) ^ (3/2) + M2 * Y(I) ^ (1/2)) * T4 * 3600/S(I)
1340 B(I) = (Q(I) + Q(I+1)) * T4 * 3600/(2 * S(I))
1350 Z(I+1) = Z(I) + B(I) - C(I)
1360 Z = Z(I + 1)
1370 GOSUB 4000
1380 S(I + 1) = S
1390 NEXT I
1400 GO TO 2450
1410 PRINT
```

```
2315 PRINT "HO = " ; HO
2320 PRINT "SE DEPASSEAZA NIVELUL MAXIM DE RETENTIE"
2325 PRINT "SE REDUCO H0"
2330 PRINT
2340 HO = HO - 0.1
2345 PRINT "HO = " ; HO
2350 IF HO > H1 THEN 2410
2360 PRINT "LACUL COMPLET GOLIT"
2365 PRINT "SE MAJOREAZA H3 si H4"
2370 PRINT
2380 HO = H1 + 0.1
2385 PRINT "HO = " ; HO
2390 H3 = H3 + 0.1
2395 PRINT "HDEB = " ; H3
2400 H4 = H4 + 0.1
2405 PRINT "HMAX = " ; H4
2410 GO TO 2300
2450 FOR I = 10 TO 249
2455 IF D(I) > D(I+1) THEN 2461
2460 NEXT I
2461 Z5 = Z(I)
2462 PRINT
2463 PRINT "Z MAX ADECUAT = " ; Z5 ; "LDM"
2465 Q5 = D(I)
2467 PRINT
2468 PRINT "Q MAX. ADECUAT = " ; Q5 ; "M ^ 3/S"
2469 PRINT
2470 IF Q5 <= Q2 THEN 2550
2475 PRINT
2480 PRINT "SE DEPASSEAZA Q MAX. AVAL"
2485 PRINT "SE ACETUREAZA MAI MULT GOLINEA DE FUND"
2490 PRINT
2500 D2 = D2 - 0.02
2505 PRINT "INALTIMEA LIBERA GOLINEA FUND D2 = " ; D2 ; "L"
2520 GO TO 1900
2530 PRINT
2535 PRINT "COTE FINALE"
2540 PRINT
2565 PRINT "HO = " ; HO ; "LDM"
2570 PRINT "H1 = " ; H1 ; "LDM"
2575 PRINT "H2 = " ; H2 ; "LDM"
2580 PRINT "H3 = " ; H3 ; "LDM"
```



```
2585 PRINT "HMAX.LAC      = " ; H4 ; "MLD"
2587 PRINT "LUNG.DEV.    = " ; R2 ; "M"
2590 PRINT "OBTURARE     = " ; D2 ; "M"
2595 PRINT
2600 INPUT A$
2610 PRINT "HIDRÓGRAFUL ATENUAT"
2615 PRINT
2620 FOR J = 1 TO 250 STEP N3
2625 PRINT "R(" ; J ; ")" , "Q(" ; J ; ")"
2630 PRINT
2635 N2 = J + N3 - 1
2640 FOR I = J TO N2
2645 PRINT Z(I) , D(I)
2650 NEXT I
2655 PRINT
2660 INPUT A$
2670 NEXT J
2700 REM "AFISARE GRAFICA HIDRÓGRAFE"
2710 INITP
2720 X1 = 0
2730 X2 = 250
2740 Y1 = 0
2750 Y2 = Q1
2760 VIEWPORT 10,110,20,100
2770 WINDOW X1,X2,Y1,Y2
2780 MOVE X1,Y1
2790 DRAW X1,Y2
2800 DRAW X2,Y2
2810 DRAW X2,Y1
2820 DRAW X1,Y1
2825 Y5 = Q2
2830 MOVE X1,Y5
2840 DRAW X2,Y5
2850 MOVE X1,Y1
2900 FOR I = 1 TO 250
2910 X(I) = I
2920 DRAW X(I) , Q(I)
2930 NEXT I
2935 MOVE X1,Y1
2940 FOR I = 1 TO 250
2950 X(I) = I
```

```
2950 DRAW X(I),D(I)
2970 NEXT I
2980 PRINT AT (25,5) ; "IT'S O.K."
3000 STOP
4000 PRINT
4010 FOR J = 1 TO M
4020 IF Z < H(J) THEN 4080
4030 IF Z > H(J+1) THEN 4030
4040 A8 = (Z - H(J))/(H(J+1) - H(J))
4050 B = F(J) + (F(J+1) - F(J))* A8
4070 GO TO 4090
4080 NEXT J
4090 RETURN
5000 PRINT
5010 FOR J = 1 TO N
5020 IF R2 < F(J) THEN 5070
5030 IF R2 > F(J+1) THEN 5070
5040 A7 = (R2 - F(J))/(F(J+1) - F(J))
5050 A2 = E(J) + (E(J+1) - E(J)) * A7
5055 A3 = V(J) + (V(J+1) - V(J)) * A7
5060 GO TO 5080
5070 NEXT J
5080 RETURN
6000 M1 = M3 * B2 * SQR(2 * G2)
6005 PRINT
6010 PRINT "COEF.GLOBAL DEBIT DEV. M1 = " ; M1
6015 PRINT
6020 RETURN
6500 PRINT
6510 M2 = M4 * A5 * SQR(2 * G2)
6520 PRINT
6530 PRINT "COEF.GLOBAL DEBIT COLLINE FUND M2 = " ; M2
6540 PRINT
6550 RETURN
8000 DATA 21,20
8010 DATA 115,116.2, 124.9 , 125.25
8020 DATA 115.2 , 2
8030 DATA 0.3
8040 DATA 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120
```

8050 DATA 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127
8060 DATA 128, 129, 130, 131, 132, 133
8070 DATA 5E3, 10E3, 30E3, 100E3, 140E3, 500E3, 2000E3
8080 DATA 3.5E6, 4.8E6, 6.75E6, 8.65E6, 9.75E6, 11.65E6, 13.6E6
8090 DATA 15E6, 19E6, 22E6, 25E6, 29E6, 33E6
8130 DATA 25
8150 DATA 200, 231, 38
8160 DATA 2.4, 0.014, 0.002273, 2.4
8170 DATA 0, 0.05, 0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3
8180 DATA 0.35, 0.4, 0.45, 0.5, 0.55, 0.6, 0.65
8190 DATA 0.7, 0.75, 0.8, 0.85, 0.9, 0.95, 1
8200 DATA 0, 0.005, 0.03, 0.05, 0.09, 0.13, 0.195
8210 DATA 0.265, 0.335, 0.42, 0.5, 0.6, 0.67, 0.75
8220 DATA 0.835, 0.905, 0.98, 1.035, 1.065, 1.055, 1
8230 DATA 0, 0.25, 0.38, 0.51, 0.615, 0.7, 0.775
8240 DATA 0.85, 0.9, 0.95, 0.995, 1.035, 1.065, 1.09
8250 DATA 1.115, 1.13, 1.135, 1.135, 1.03, 1.095, 1
8260 DATA 17
8270 DATA 0, 33.3119E6, 1
8280 DATA 0.4, 30, 9.80665
9000 END

```
3 REM "GENERAREA HIDROGRAFULUI DE VIITURA"
4 REM "DUPA METODA:"
5 REM "SOKOLOVSKI"
    SECVENTA 1000-1500 SE INLOCUIESTE CU :
1000 REM "GENERAREA HIDROGRAFULUI DE VIITURA DUPA SOKOLOVSKI"
1010 FOR I = 1 TO T2
1020 T(I) = I
1030 A(I) = Q1 * (T(I)/T2)^P
1040 NEXT I
1050 FOR I = T2 TO T1
1060 T(I) = I
1070 A(I) = Q1 * ((T3 - T(I) - T2))/T3)^R
1080 NEXT I
1090 IF T1 >= 250 THEN 1500
1100 FOR I = T1 TO 250
1110 T(I) = I
1120 A(I) = 0
1130 NEXT I

6 REM "VARIANTA : I.1"
    - SE ELIMINA LINIILE : 2485 - 2505
    - SE INTRODUC :
2500 G0 TO 2365
3150 DATA 2.4,0.014,0.002273,1.35

6 REM "VARIANTA : II.1"
    - FATA DE VARIANTA I.1 SE MODIFLOA :
8150 DATA 542,231,38
8160 DATA 2.4,0.014,0.002273,1.35
8200 DATA 71

6 REM "VARIANTA : I.2"
    - SE ELIMINA LINIA 2590

6 REM "VARIANTA : II.2"
    - FATA DE VARIANTA I.2 SE INTRODUC :
2485 PRINT "SE REDUCE LUNGIMEA CRESTEI DEVERSOR"
2500 B2 = B2 - 0.5
2505 PRINT "LUNGIMEA CRESTEI DEVERSOR B2 = " ; B2
```

C U P R I N S

CAPITOLUL 1 - Introducere. Obiectivele tezei

CAPITOLUL 2 - Prognoza hidrologică

- 2.1. Metode de prognoză utilizate în hidrologie
 - 2.1.1. Prognoza de scurtă durată
- 2.2. Modelarea hidrologică cu metodă de prognoză
- 2.3. Utilizarea mijloacelor moderne de calcul în studiul prognozei viitorilor
- 2.4. Prognoza de lungă durată
- 2.5. Prognoze pe durata de existență
 - 2.5.1. Utilizarea curbelor empirice de probabilitate
 - 2.5.2. Utilizarea repartiției PEARSON III
 - 2.5.3. Metodologia standardizată privită prin prisma stadiului actual de dezvoltare a statisticii matematice și teoriei probabilităților

CAPITOLUL 3 - Metode moderne ale statisticii matematice și teoriei probabilităților cu aplicații în hidrologie

- 3.1. Principiile prelevării eșantionului
- 3.2. Principiile verificării ipotezelor statistice
- 3.3. Determinarea momentelor empirice și a momentelor empirice centrale
- 3.4. Ipoteze statistice de bază și verificarea acestora
 - 3.4.1. Verificarea independenței termenilor eșantionului
 - 3.4.2. Verificarea omogenității eșantionului
 - 3.4.3. Verificarea suprapunerii curbelor funcțiilor analitice de probabilitate peste curbele empirice
- 3.5. Calculul și reprezentarea graficului empiric de probabilitate și a unor curbe teoretice de tip continuu
 - 3.5.1. Calculul și trasarea graficului empiric de probabilitate
 - 3.5.2. Curbe teoretice de probabilitate

CAPITOLUL 4 - Exemple de aplicații a metodei prognozei hidrologice

- 4.1. Prelucrarea nivelurilor
- 4.2. Prelucrarea debitelor

- 4.3. Rezultate ale prelucrării datelor hidro- metrice (niveluri și debite maxime anuale) înregistrate de la mai multe posturi hidro- metrice din spațiul hidrografic Banat	54
4.3.1. Analiza rezultatelor	55
4.3.2. Concluzii la capitolele 3 și 4	60
CAPITOLUL 5 - Probleme ale prognozei viiturilor în S.H. controlate de lacuri de acumulare, și ale utilizării prognozelor la dimensionarea și exploatarea acestora	61
- 5.1. Problema transformării acumulărilor neperma- nente în acumulări permanente	63
5.1.1. Principalele situații în exploatarea unei acumulări nepermanente transformată în acumulare permanentă	64
5.1.2. Modelul matematic	67
5.1.3. Caracteristici ale acumulării nepermanente Cădar - Duboz	71
5.1.4. Verificarea dimensionării acumulării în etapa a II-a, conform proiectului de execuție	73
5.1.5. Optimizarea exploatarei acumulării Cădar- Duboz prin aplicarea modelului matematic propus	76
- 5.2. Problema utilizării intercalate a volumului util și a volumului de protecție în acumulări permanente	79
- 5.3. Probleme conexe ale prognozei viiturilor în utilizarea lor la dimensionarea și exploatarea acumulărilor	79
CAPITOLUL 6 - Metode de generare a hidrografului de viitură pe bază parametrilor	85
- 6.1. Metoda Cădariu de generare a hidrografului de viitură	84
- 6.2. Metoda Sokolovski de generare a hidrografului de viitură	87
- 6.3. Încunătățirea metodei Sokolovski de generare a hidrografului de viitură	89
- 6.4. Utilizarea graficului propus, pentru calculul, hidrografului de viitură	95
CAPITOLUL 7 - Compararea metodelor de generare a hidro- grafelor de viitură în proiectarea unei acumulări nepermanente	104