



ANALELE
UNIVERSITATII “OVIDIUS” CONSTANTA
ANUL I
(1999)

Seria: **CONSTRUCTII**
VOLUMUL I

UNIVERSITATEA “OVIDIUS” CONSTANTA

ANALELE UNIVERSITATII “OVIDIUS” CONSTANTA

Adresa: B-dul Mamaia 124, 8700, RO Constanta; Tel/fax +40 41 618372

ANNALS OF THE UNIVERSITY ‘OVIDIUS’ CONSTANTZA

124, Mamaia Street, 8700 RO Constantza

ANNALS OF THE UNIVERSITY ‘OVIDIUS’ CONSTANTZA

ANNALES DE L’UNIVERSITÉ “OVIDIUS” CONSTANTZA

- **Revista poate fi procurată prin schimb de publicații cu instituții similare din țară și străinătate;**
- **The review may be obtained on exchange basis with similar institution from country as well as abroad;**
- **On fait des exchange des publications avec les institutions similaires du pays et de l’etranger.**

Comitetul științific editorial al secțiunii de construcții:

Dumitru Ion Arsenie, Virgil Breabăn, Lucica Roșu

Tehnoredactare:

Cornel Ciurea, Mirela Popa

Comitet de avizare științifică – Hidrotehnica ‘99

Prof. dr. ing. Dumitru Ion Arsenie (Universitatea “Ovidius” Constanța)

Prof. dr. ing. Virgil Breabăn (Universitatea “Ovidius” Constanța)

Prof. dr. ing. Mihail Popescu (Universitatea “Ovidius” Constanța)

Prof. dr. ing. Gheorghe Popa (Facultatea de Hidrotehnică, Timișoara)

Prof. dr. ing. Dan Stematiu (Universitatea Tehnică de Construcții București)

Prof. dr. ing. Ion Giurma (Universitatea Tehnică “Gh. Asachi”)

CUPRINS

CUPRINS	5
Ion Michael - Amintiri	8
Dumitru Ion Arsenie, Ichinur Omer - Considerații privind calculul hidraulic al conductei cu debit uniform distribuit (în regim permanent și în regim nepermanent)	14
Popescu Ioana, Popa Gheorghe, Ion Michael - Probleme în exploatarea aducțiunii mhc surduc și monitorizarea acestora	28
Emanoil Bârsan, Călin Ignat - Modalități de evaluare a siguranței unui sistem de alimentare cu apă.....	36
Victor Octavian Luca, Bogdan Andrei Luca, Alexandru Dimache - Considerații privind efectul lucrărilor de dragare în albia Dunării asupra fenomenelor erozionale de mal	55
Iordan Novac, Radu Joavină, Mirela Popa - Implicații hidrodinamice și tehnologice ale modificării bulbului la o navă specială (I).....	73
Iordan Novac, Radu Joavină, Mirela Popa - Implicații hidrodinamice și tehnologice ale modificării bulbului la o navă specială (II)	89
Hâncu Corneliu Dan - Soluții tehnice pentru îmbunătățirea producției unor prefabricate din beton	104

Hâncu Corneliu Dan - Determinarea experimentală a efectelor aditivilor asupra tensiunii superficiale a apei utilizate la prepararea betoanelor	112
Anton Chirică, Xenofon Trandafir, Gabriela Tilicea Andrei Olteanu, Rolland Mlenajek Manole Stelian Șerbulea - Stabilitatea, lichefierea și permeabilitatea terenului de fundare. studii de caz	121
Mihai Florea - Considerații privind creșterea preciziei calculelor la șoc hidraulic	140
Kümbetli N Garabet, Mândrescu Georgeta - Contribuții la calculul baraajelor plane și plăcilor de stăvilă	163
Novac Iordan, Joavină Radu, Popa Mirela - Studiu comparativ privind diferite modele spectrale utilizate în proiectarea platformelor marine	172
Iuliana Bulumete, Lucica Rosu - Considerații asupra calculului drenurilor cu pantă mică sau, foarte mică din polietilenă de înaltă densitate (PEID), în condițiile unui regim mixt de funcționare, drenaj-irigație	192
L. Roșu, D.I. Arsenie, Liliana Șerban, Dan Pascale, Cornel Ciurea****, Carmen Maftai***, Iuliana Bulumete- Modelare analitică și fizică a mișcării nepermanente în canale de irigații cu reglaj de nivel de tip BIVAL	205
Anca Constantin, Romulus Rusu - Modelare matematică pentru transportul gazului inert în cazul scufundărilor unitare cu aer comprimat	231

Dumitru Ion Arsenie, Mihai Florea, Ichinur Omer - Considerații privind saltul maxim în castelul de echilibru în ipoteza frecării liniare.....	239
Ichinur Omer - Importanța studiului izotopic al acviferelor carstice din Dobrogea de sud.....	252
David Ioan - Unele aspecte variaționale ale mișcării fluidelor vâscoase în conducte prismatice	260
A.Popescu, I. Popescu - Metode de modelare matematică în hidrotehnica subterană	269
Adrian Popescu - Studiu privind producția de energie în sistemul hidroenergetic al combinatului siderurgic reșița și monitorizarea producției	279

AMINTIRI

*ION MICHAEL**

Copil fiind, la Craiova, am aflat de la sora mea studentă la Politehnica din Timișoara, Facultatea de Mecanică, secția Mașini Hidraulice, că are un coleg, tot craiovean, pe nume Dumitru Arsenie, un student deosebit.

Ieșit din comun era faptul că avea un singur caiet în care își scria toate notițele de curs și seminar, faptul că zâmbea tot timpul sau părea că zâmbește, că era foarte bine pregătit fiind și un foarte bun șahist.

La un examen de matematică, profesorul, o celebritate a Politehnicii, a fost iritat de zâmbetul studentului său Arsenie așa că l-a “plimbat” prin toată materia dându-i însă la sfârșit nota maximă.

La sfârșitul anului I, Profesorul Pompiliu Nicolau șeful Catedrei de Construcții Hidrotehnice de la Facultatea de Construcții, tot craiovean, avea să-l determine pe Dumitru Arsenie să se transfere

* Profesor doctor. inginer - Universitatea Politehnică Timișoara

la această secție, care avea să beneficieze astfel de un student strălucit. Aici avea să fie coleg cu aceea care a devenit Doamna Arsenie Maria, “Mașa” cum o alintau colegii, de-asemena o foarte bună studentă și în particular, colegă cu sora mea, în echipa de volei a Politehnicii.

Terminând facultatea, prin 1956 sau 1957, după câțiva ani de producție, soții Arsenie au fost solicitați să revină la Timișoara, devenind cadre didactice, Dumitru (Mitică, pentru cei care-l îndrăgesc și îl respectă), la Hidraulică fiind asistentul Profesorului Victor Gheoghiu iar Maria la Porturi, Căi Navigabile și Regularizări de râuri, ca asistent al viitorului Profesor Dan Eugen. Așa am avut ocazia să le fiu student și a fost o reală plăcere. Cele spuse în continuare nu au darul să descrie personalitatea Profesorului Arsenie căci nu mi-ar ajunge câteva pagini, ci să reliefeze doar câteva amintiri personale.

În practica dintre anii III și IV, pe valea Argeșului în colonia Oești, seara câțiva dintre colegii mei jucau poker pe sume simbolice care eventual permiteau câștigătorului să bea a doua zi o bere, spre neazul celor care pierduseră. Au fost surprinși într-o seară de sâmbătă de asistentul Arsenie. Ca să scape, colegii mei l-au invitat la joc. Pentru a nu ne deranja, jocul a avut loc în camera Dânsului. Timp de două nopți și o zi, Arsenie Dumitru a jucat non-stop, colegii mei schimbându-se în funcție de oboseală și banii rămași. Luni dimineața nici-unul nu mai avea bani. Domnul Arsenie le-a înapoiat banii, le-a mulțumit pentru plăcerea jocului, i-a sfătuit

să se lase de “sportul acesta” pentru că sunt foarte slabi și I-a invitat să înceapă ziua de practică.

A venit și banchetul de la sfârșitul facultății. Mi-am luat inima în dinți și le-am spus soților Arsenie cine sunt (în particular). Au fost foarte uimiți că mi-au trebuit atâția ani ca să o fac.

În 15 martie 1967 am devenit asistent, deci coleg de acum cu soții Arsenie. Mulți ani am împărțit cabinetul cu Domnii Arsenie, David și Boeriu, într-o perioadă frumoasă în care la Hidraulică funcționa un colectiv excepțional format din Prof. Victor Gheorghiu, Conf. Traian Nicoară, Șef de lucr. Dumitru Arsenie și Ioan David, Asist. Petru Boeriu și Marcela Răcescu, la Construcții Hidrotehnice și Hidrologie predau Prof. Mihai Bălă și Conf. Gheorghe Popa, eu fiind asistentul iar la Porturi, Căi de comunicație pe apă, Regularizări de râuri și Combaterea eroziunii solului, titularii erau Prof. Eugen Dan, Șef de lucr. Maria Arsenie și Asist. Alexandru Bâcov. A fost o perioadă favorabilă din punct de vedere profesional pentru toți. Arsenie Dumitru și David urmaseră și Facultatea de Matematică a Universității din Timișoara și își susținuseră doctoratul ca mulți dintre dascălii mei. S-au editat cursuri universitare valoroase.

Găsesc ca deosebit de semnificativ faptul că s-au stabilit relații de prietenie între Catedrele de Construcții Hidrotehnice din Timișoara și București, promotorii fiind Profesorii Mihai Bălă și Radu Prișcu, relații care dăinuie și astăzi. Astfel și în Timișoara, tinerii de atunci, astăzi personalități ale Hidrotehnicii, Adrian Popovici, Dan Stematiu, Constantin (Bebe) Stere și Lucian Ilie au devenit cunoscuți și apreciați.

Întorcându-ne în timp, prin 1968 dau admitere la doctorat. La proba scrisă, unul dintre subiecte era “Funcții de punct”, fără ca eu să știu despre ce este vorba. La un moment dat, Domnul Arsenie deschizând ușa biroului unde mă aflam mă întrebă “Știi tot?”, răspunsul meu fiind tot o întrebare, “Ce sunt funcțiile de punct?”. Nici dânsul nu știa, dar peste 15 minute a revenit și mi-a spus că este vorba despre “gradient, rotor și divergență”, noțiuni cu care eram familiarizat. Nicăieri nu le-am mai găsit astfel nominalizate.

Profesorul Victor Gheorghiu era de asemenea pasionat de șah, având și o mare dorință, să-l bată pe Arsenie. Așa că, de 2 ori pe săptămână pe la ora 14 când ne pregăteam să mergem la masă, Profesorul apărea cu tabla de șah și piesele zicând “Mitică pe cai”. Noi ceilalți 3 din birou ne ascundeam zâmbetul privindu-l pe Arsenie. Cei 2 se apucau de șah, Mitică câștigând partidă după partidă. Pe la 5-6 d.a. pentru a putea pleca la masă, Arsenie se lăsa bătut spre marea bucurie a Profesorului care-i spunea “Mitică iar te-am bătut”, își lua piesele de șah și pleca acasă.

Pe atunci se părea că singurul lucru care-l interesa pe Arsenie era profesia sa căci tot timpul calcula ceva, nota, scria lucrări științifice sau rezolva câte un contract de cercetare. Și totuși, mă uitam cu plăcere și admirație cum, după-amiezele, pe terenul de sport din fața Catedrei, în Parcul Rozelor, Domnul Arsenie își petrecea câteva ore cu cei doi fii, Mihai și Florin jucând fotbal.

Din păcate am aflat într-o zi că soții Arsenie pleacă la Iași căci la Timișoara nu era nici-o șansă să fie promovați în funcția de Conferențiar. De acolo au plecat mai departe la Constanța. Le-am

simțit cu toții lipsa amintindu-i mereu revăzând modelele hidraulice pe care au efectuat studii și așa aminti doar câteva:

- deversor și golire de fund la barajul Surduc;
- deversor și golire de fund la barajul Stânca Costești;
- vană galerie de golire nr. 2 barajul Vidraru;
- regularizare albie Argeș în zona centralei Căpățâneni;
- studiul inundabilității orașului Oradea;

ca și proiectele de execuție la care au participat.

Pentru mine poate mai mult decât pentru cei din jur, persoana Domnului Arsenie mi-a rămas apropiată. Pasiunea pentru castele de echilibru m-a obligat să-i consult tot ce a scris în domeniu și să mă inițiez în tehnica măsurătorilor de laborator pe care am adoptat-o. M-am familiarizat cu procedeele de calcul pe care le-a aplicat la rezolvarea sistemelor de ecuații diferențiale (amintesc numai seriile trigonometrice sau principii variaționale) și care dovedeau pregătirea sa matematică de excepție. Faptul că ecuațiile care descriu fenomenul nu puteau fi rezolvate mai “exact” decât pe baza procedeelelor Arsenie, dar că totuși comparațiile dintre rezultatele numerice și studiile de laborator nu erau mulțumitoare a fost determinant în evoluția ulterioară a studiilor mele.

În ultimii ani am fost foarte bucuros să constat aprecierea deosebită de care se bucură Profesorul Dumitru Arsenie, în primul rând în cadrul Universității “Ovidius” din Constanța unde este înconjurat de un colectiv valoros dar și la Universitatea Tehnică de Construcții din București, Domnia Sa fiind singurul Profesor care a

predat în cadrul tuturor celor 4 centre universitare din țară, având profilul de Construcții Hidrotehnice.

Aniversarea la care participăm este motiv de bucurie cel puțin pentru noi cei care am avut șansa să-I fim studenți și colegi.

Vă asigur Domnule Profesor dr. ing. Dumitru Arsenie de întreaga mea stimă.

Pentru că mi-ați fost unul dintre dascălii dragi și un model în viață, pentru că mi-ați atestat calitatea de doctor și de profesor, vă mulțumesc.

28 septembrie 1999

LA MULȚI ANI!

CONSIDERAȚII PRIVIND CALCULUL HIDRAULIC AL CONDUCTEI CU DEBIT UNIFORM DISTRIBUIT (ÎN REGIM PERMANENT ȘI ÎN REGIM NEPERMANENT)

*DUMITRU ION ARSENIE *, ICHINUR OMER***

REGIMUL PERMANENT DE CURGERE

Se admite că modelul conductei cu debit uniform distribuit este adecvat pentru unele conducte cum sunt cele care formează rețele de alimentare cu apă sau cele care alimentează aspersoarele în irigații. Deși această concluzie este unanim acceptată, acest model este sumar studiat în literatura de specialitate și nici nu este folosit efectiv în proiectare, studiul rezumându-se doar la determinarea pierderii de sarcină în regim permanent de funcționare [1,2,3]. În ceea ce privește regimul nepermanent, în literatura de specialitate nu se face nici o referire.

* Prof. dr. ing. - Universitatea "Ovidius" Constanța

** Asist. drd. ing. - Universitatea "Ovidius" Constanța

Această situație explică faptul că uneori, chiar în lucrări, cum este [4], se fac unele aproximații grosolane fără a se specifica acest lucru. Astfel este bine cunoscut faptul că într-o conductă simplă pierderea de sarcină între două secțiuni poate fi măsurată fie pe linia energetică, fie pe linia piezometrică, datorită faptului că aceste două linii sunt paralele. În conducta cu debit uniform distribuit cele două linii nu mai sunt paralele, distanța între ele scăzând în sensul de curgere (se subînțelege că diametrul conductei este constant). Din acest motiv la o astfel de conductă este incorect să se măsoare pierderea de sarcină de-a lungul liniei piezometrice, așa cum se face în lucrarea citată, elaborată de un colectiv din mai multe centre universitare.

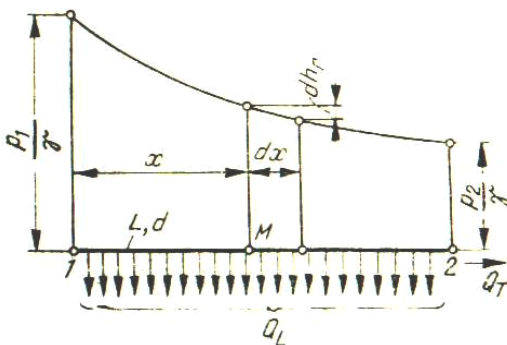


Fig. 1 după [4]

Folosind acest model se obține următoarea expresie a pierderii de sarcină:

$$h_{r_{0-1}} = M \left(Q_0^2 - Q_0 Q_d + \frac{Q_d^2}{3} \right) \quad (1)$$

în care: M reprezintă modulul de rezistență hidraulică al conductei;

Q_0 este debitul în secțiunea inițială ($x=0$);

$Q_d = q \cdot l = Q_0 - Q_l$ este debitul care a ieșit din conductă, fiind uniform distribuit pe lungimea l .

În lucrările citate nu se precizează la ce folosește acest calcul. După cum este cunoscut, în general în hidraulică, pierderea de energie servește la aplicarea corectă a ecuației lui Bernoulli, deci s-ar părea că se poate scrie:

$$H_0 = H_x + h_{r_{0-x}} = H_l + h_{r_{0-l}} \quad ; \quad H = \frac{\alpha v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + z \quad (2)$$

Sub această formă însă, ecuația contrazice principiul conservării energiei pentru întregul curent deoarece:

$$\gamma Q_0 H_0 > \gamma Q_l H_l + \gamma Q_l h_{r_{0-l}} \quad (3)$$

Pentru a restabili egalitatea ar trebui adăugată energia curentului care a ieșit din conductă:

$$\gamma Q_0 H_0 = \gamma Q_l H_l + \gamma Q_l h_{r_{0-l}} + \gamma Q_d \frac{H_0 + H_l}{2} \quad (4)$$

În această relație s-a făcut aproximația de a aprecia sarcina hidraulică a debitului care a ieșit din conductă ca fiind media aritmetică a sarcinilor de la cele două extremități ale conductei.

Introducând notația $\varphi = \frac{Q_l}{Q_0}$, după efectuarea unor calcule algebrice

simple se obține următoarea relație:

$$H_0 = H_l + \frac{2\varphi}{1+\varphi} h_{r_{0-l}} \quad ; \quad 0 \leq \varphi \leq 1 \quad (5)$$

Rezultă că ecuația Bernoulli ar trebui scrisă cu un termen suplimentar, exprimând influența debitului distribuit, care este un termen negativ:

$$H_0 = H_l + h_{r_{0-l}} + h_d \quad ; \quad h_d = \frac{\varphi - 1}{\varphi + 1} h_{r_{0-l}} \quad (6)$$

În cazul în care $\varphi = 1$, adică atunci când conducta nu mai distribuie debit ci este o conductă simplă, se regăsește relația de la conducte simple. În schimb în cazul $\varphi = 0$ se obține un rezultat surprinzător $H_0 = H_l$.

Rezultă că relația (2) nu este strict corectă dar este acoperitoare în sensul că ne conduce la un H_l puțin mai mic decât cel obținut folosind ecuația de bilanț a puterilor.

Faptul că relația (2) este acoperitoare este în concordanță și cu lucrarea [5], în care s-a obținut aceeași concluzie prin utilizarea teoremei impulsului (teoremă specifică pentru studiul mișcării corpurilor cu masă variabilă), concluzie referitoare la posibilitatea presiunii de a crește în lungul conductei. Concluzia teoretică a fost și verificată în laborator.

REGIMUL NEPERMANENT (ȘOCUL HIDRAULIC)

Dacă în cazul regimului permanent nu apar diferențe esențiale, calitative între rezultatele obținute prin studiul celor două modele (modelul conductei simple și modelul conductei cu debit

uniform distribuit), în cazul regimului nepermanent asemenea diferențe apar, după cum se va vedea în cele ce urmează.

Se consideră închiderea totală instantanee a vanei situată în secțiunea aval a conductei cu debit uniform distribuit. Având în vedere modul în care se deduce în mod obișnuit formula celerității într-o conductă simplă, este evident că celeritatea într-o conductă cu debit uniform distribuit se va obține o altă formulă pentru celeritate. În plus dacă la o conductă simplă se poate considera celeritatea constantă, în cazul conductei cu debit uniform distribuit celeritatea variază destul de mult în lungul conductei.

Aplicând aceeași metodă ca și în cazul conductei simple bazată pe exprimarea în două moduri a bilanțului masic aferent unui volum de control reprezentând un tronson de conductă de lungime Δx (fig. 2):

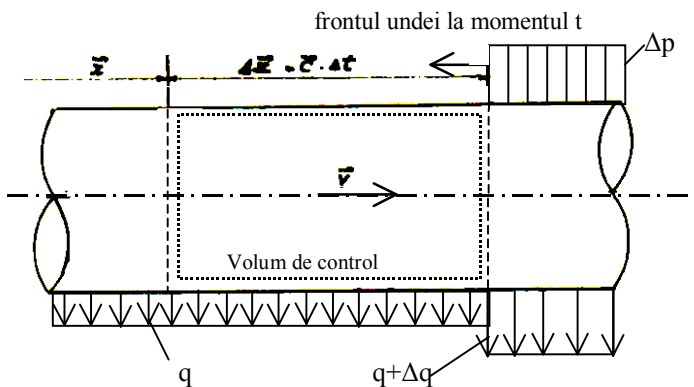


Fig. 2 Schemă de calcul

Un prim mod este identic cu cel folosit în cazul conductei simple:

$$m = \rho A \Delta x \rightarrow \Delta m = \frac{\rho A \Delta x \Delta p_{x+\Delta x}}{E_w} \left(1 + \frac{dE_w}{\delta E_c} \right) \quad (7)$$

Δm – variația masei de apă din volumul de control;

ρ – densitatea apei;

A – aria secțiunii transversale a conductei;

Δp – variația de presiune care se propagă de-a lungul conductei;

d – diametrul conductei;

E_w, E_c – modulele de elasticitate ale apei, respectiv materialului din care este confecționată conducta;

δ – grosimea pretelui conductei.

Un al doilea mod de a scrie variația masei constă în a face diferența dintre masa intrată și masa ieșită în intervalul de timp Δt :

– masa intrată

$$\Delta m_i = \rho Q_x \Delta t \quad (8)$$

– masa ieșită

$$\Delta m_e = \Delta m'_e + \Delta m''_e \quad \Delta m'_e = \rho \Delta t \int_{x+\Delta x}^l (q + \Delta q_\xi) d\xi$$

– masa ieșită prin extremitatea aval a volumului de control

$$\Delta m''_e \cong \rho \frac{q + (q + \Delta q_{x+\Delta x})}{2} \Delta x \Delta t = \left(1 + \frac{1}{2} \frac{\Delta q_{x+\Delta x}}{q} \right) \rho q \Delta x \Delta t$$

- masa ieșită lateral din volumul de control.

Se consideră că atunci când în conductă presiunea crește cu Δp , debitul care iese din conductă (lateral) crește cu Δq , cele două fiind legate prin relația:

$$q = k \sqrt{\frac{p}{\gamma}}, \quad q + \Delta q = k \sqrt{\frac{p + \Delta p}{\gamma}} \Rightarrow \Delta q = q \left(\sqrt{1 + \frac{\Delta p}{p}} - 1 \right) \quad (9)$$

De asemenea se consideră relația lui Jukovski care face legătura între variația de viteză, celeritate și variația de presiune, astfel încât rezultă următoarea ecuație:

$$\begin{aligned} \frac{\rho A \Delta x \Delta p_{x+\Delta x}}{E_w} \left(1 + \frac{dE_w}{\delta E_c} \right) &= \rho Q_x \Delta t - \left[\rho \Delta t \int_{x+\Delta x}^l (q + \Delta q \xi) d\xi + \right. \\ &\left. + \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\Delta p_{x+\Delta x}}{p_{x+\Delta x}}} \right) \rho q \Delta x \Delta t \right] \end{aligned} \quad (10)$$

Notând c celeritatea conductei simple cu aceleași caracteristici:

$$c = \frac{\sqrt{\frac{E_w}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{dE_w}{\delta E_c}}} \quad (11)$$

se ajunge la următoarea formă a ecuației de bilanț masic:

$$\begin{aligned} \frac{c_{x+\Delta x} A \Delta p_{x+\Delta x}}{\rho c^2} &= Q_x - \left[\int_{x+\Delta x}^l (q + \Delta q \xi) d\xi + \right. \\ &\left. + \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\Delta p_{x+\Delta x}}{p}} \right) \Delta x \right] \end{aligned} \quad (12)$$

Înlocuind și celeritatea funcție de variația de presiune:

$$c_{x+\Delta x} = - \frac{\Delta p_{x+\Delta x} A}{\rho \Delta Q_{x+\Delta x}} > 0 \quad (13)$$

și introducând parametrul adimensional $\varepsilon_{x+\Delta x}$:

$$\varepsilon_{x+\Delta x} = -\frac{2A^2 p_{x+\Delta x}^2 g^2}{\gamma^2 c^2 q \Delta x \Delta Q_{x+\Delta x}} \quad (14)$$

Ecuția de bilanț masic devine:

$$\varepsilon_{x+\Delta x} \left(\frac{\Delta p_{x+\Delta x}}{p_{x+\Delta x}} \right)^2 = \frac{Q_x}{q \Delta x} - \left[\frac{2}{\Delta x} \int_{x+\Delta x}^l \left(1 + \frac{\Delta q_\xi}{q} \right) d\xi + \right. \\ \left. 1 + \sqrt{1 + \frac{\Delta p_{x+\Delta x}}{p_{x+\Delta x}}} \right] \quad (15)$$

În această ecuație singura necunoscută este $\Delta p_{x+\Delta x}$. După ce i se determină valoarea, se determină celeritatea $c_{x+\Delta x}$ prin folosirea relației Jukovski. În mod curent calculul se face împărțind lungimea conductei în tronsoane mai mici de lungime Δx , calculul făcându-se succesiv dinspre tronsonul aval spre tronsoanele amonte.

TRONSONUL AVAL

Se consideră conducta împărțită în “n” tronsoane de lungime egală $\Delta x = \frac{l}{n}$, delimitate de punctele x_k , $k = \overline{0, n}$ și se începe calculul cu ultimul tronson (x_{n-1} , x_n).

Ecuția (15) pentru ultimul tronson are o formă simplă, deoarece termenul care conține integrala se anulează:

$$\varepsilon_l \left(\frac{\Delta p_l}{p_l} \right)^2 = \varphi_l - \sqrt{1 + \frac{\Delta p_l}{p_l}} \quad (16)$$

$$\text{unde } \varphi_l = \frac{Q_l}{q\Delta x}.$$

Din această ecuație care are o singură soluție pozitivă $\Delta p/p_l$ și celeritatea c_l ($\Delta Q_l = -Q_l$):

$$c_l = \frac{A\Delta p_l}{\rho Q_l} \quad (17)$$

TRONSONUL CURENT

Se consideră acum un tronson curent de indice “k”, delimitat de secțiunile x_k și x_{k-1} și se înlocuiește integrala din relația (15) printr-o sumă, astfel încât ecuația bilanțului masic capătă forma:

$$\varepsilon_k \left(\frac{\Delta p_k}{p_k} \right)^2 = \frac{Q_x}{q\Delta x} - \left[2 \sum_{j=k+1}^n \left(1 + \frac{\Delta q_j}{q} \right) + 1 + \sqrt{1 + \frac{\Delta p_k}{p_k}} \right] \quad (18)$$

$$\varepsilon_k = -\frac{2A^2 g^2 p_k^2}{\gamma^2 c^2 q \Delta x \Delta Q_k}$$

Deoarece există relația:

$$1 + \frac{\Delta q_j}{q} = \sqrt{1 + \frac{\Delta p_j}{p_j}} \quad (19)$$

ecuația bilanțului masic capătă forma:

$$\varepsilon_k \left(\frac{\Delta p_k}{p_k} \right)^2 = \varphi_k - \sqrt{1 + \frac{\Delta p_k}{p_k}} \quad (20)$$

$$\varphi_k = \frac{Q_{k-1}}{q\Delta x} - \left[2 \sum_{j=k+1}^n \left(1 + \frac{\Delta q_j}{q} \right) + 1 \right] = \frac{Q_l}{q\Delta x} + n - k - 2 \sum_{j=k+1}^n \sqrt{1 + \frac{\Delta p_j}{p_j}}$$

Din această ecuație se determină $\frac{\Delta p_k}{p_k}$ și c_k . Astfel, începând de la

tronsonul aval se pot determina succesiv suprapresiunile și celeritățile, după ce s-a conceput un program de calcul automat.

APLICAȚIE NUMERICĂ

Se consideră o conductă din oțel $\left(\frac{E_w}{E_c} = \frac{1}{100} \right)$ cu debit

uniform distribuit având lungimea $l=100\text{m}$ și diametrul $d=400\text{mm}$ ($A=0.1256\text{m}^2$). În secțiunea amonte viteza medie este $v_0=2.5\text{m/s}$ ($Q_0=0.304\text{m}^3/\text{s}$). Pe parcurs este distribuit debitul

$Q_d=kQ_0$, unde $k=0,1\dots 0,5$, debitul specific consumat fiind

$q = \frac{Q_d}{l}$, astfel încât debitul în secțiunea aval este $Q_l=Q_0-Q_d$.

Presiunea în secțiunea aval este $\frac{pl}{\gamma} = 40mCA$, iar grosimea peretelui

conduței este de $\delta=10\text{mm}$. Să se studieze fenomenul șocului hidraulic ce apare la închiderea bruscă (instantanee) a vanei din secțiunea aval.

Rezultate:

Se consideră conducta împărțită în $n=10$ tronsoane, fiecare având lungimea $\Delta x = \frac{l}{n} = 10m$. Se determină celeritatea în conducta simplă:

$$c = \frac{v_s}{\sqrt{1 + \frac{dE_w}{\delta E_c}}} = \frac{1400}{\sqrt{1 + \frac{0.4}{10^{-2}10^2}}} = 1183 \text{ m/s}$$

Se calculează parametrul adimensional ε_k și φ_k .

Se rezolvă ecuația (20) din care se obține valoarea raportului $\frac{\Delta p_k}{p_k}$. Cu acest raport se calculează $\frac{\Delta p_k}{\gamma}$ și celeritatea c_k .

Pentru variantele $Q_d=0.1Q_0$; $Q_d=0.2Q_0$; $Q_d=0.3Q_0$; $Q_d=0.4Q_0$; $Q_d=0.5Q_0$ rezultatele numerice sunt înscrise în tabele:

Pentru $Q_d=0.1Q_0$

Tronson	ε	φ	ΔQ	$\frac{\Delta p}{p}$	$\frac{\Delta p}{\gamma}$	c
10	4.173574	90	0.2736	4.582373	183.2949	825.4542
9	4.237738	86.27459	0.269457	4.450587	178.0235	801.7146
8	4.302523	82.60529	0.2654	4.32009	172.8036	790.1715
7	4.367891	78.99223	0.261428	4.19084	167.6336	778.2493
6	4.4338	75.43555	0.257542	4.06279	162.5116	765.9328
5	4.500203	71.93542	0.253742	3.935891	157.4357	753.2057
4	4.567049	68.49204	0.250028	3.810089	152.4036	740.0511
3	4.634282	65.10566	0.246401	3.685326	147.4131	726.4506
2	4.701837	61.77654	0.24286	3.56154	142.4616	712.3848
1	4.769648	58.50498	0.239408	3.438661	137.5464	697.8328

Pentru $Q_d=0.2Q_0$

Tronson	ε	φ	ΔQ	$\frac{\Delta p}{p}$	$\frac{\Delta p}{\gamma}$	c
10	2.347635	40	0.2432	4.010603	160.4241	812.7645
9	2.422643	36.52312	0.23567	3.764931	150.5973	762.9782
8	2.498901	33.15738	0.228478	3.523867	140.9547	736.9419
7	2.576156	29.9035	0.221627	3.286956	131.4783	709.0345
6	2.654101	26.76251	0.215118	3.053665	122.1466	679.0754
5	2.732359	23.73577	0.208957	2.823347	112.9339	646.8538
4	2.810484	20.82509	0.203148	2.595214	103.8086	612.1184
3	2.887936	18.03288	0.1977	2.368271	94.73085	574.5621
2	2.964078	15.36231	0.192621	2.141235	85.64938	533.7972
1	3.038145	12.81761	0.187926	1.912375	76.495	489.3134

Pentru $Q_d=0.3Q_0$

Tronson	ε	φ	ΔQ	$\frac{\Delta p}{p}$	$\frac{\Delta p}{\gamma}$	c
10	2.347635	40	0.2432	3.44476	137.7904	797.8219
9	2.422643	36.52312	0.23567	3.103838	124.1535	718.8629
8	2.498901	33.15738	0.228478	2.771583	110.8633	673.9203
7	2.576156	29.9035	0.221627	2.44583	97.83318	623.4891
6	2.654101	26.76251	0.215118	2.123582	84.94328	566.5169
5	2.732359	23.73577	0.208957	1.800415	72.0166	501.5034
4	2.810484	20.82509	0.203148	1.46913	58.7652	426.077
3	2.887936	18.03288	0.1977	1.116049	44.64194	335.8131
2	2.964078	15.36231	0.192621	0.706078	28.24311	219.4357

Pentru $Q_d=0.4Q_0$

Tronson	ε	φ	ΔQ	$\frac{\Delta p}{p}$	$\frac{\Delta p}{\gamma}$	c
10	1.56509	15	0.1824	2.885254	115.4102	779.6109
9	1.673429	12.05779	0.170591	2.46831	98.73238	666.9502
8	1.783029	9.333111	0.160105	2.062274	82.49095	595.8102
7	1.89072	6.83324	0.150986	1.658818	66.35272	510.6363
6	1.991879	4.572064	0.143318	1.242403	49.69614	405.5499
5	2.079658	2.577132	0.137269	0.773817	30.95269	266.1067

Pentru $Q_d=0.5Q_0$

Tronson	ε	φ	ΔQ	$\frac{\Delta p}{p}$	$\frac{\Delta p}{\gamma}$	c
10	1.502487	10	0.152	2.332517	93.30068	756.31
9	1.63768	7.348963	0.139452	1.858762	74.35046	602.6966
8	1.771029	4.967389	0.128952	1.389928	55.59712	491.231
7	1.892836	2.875511	0.120654	0.890381	35.61524	340.3031
6	1.986669	1.125688	0.114955	0.1605	6.42	65.56203

Spre comparație, dacă s-ar fi utilizat modelul conductei simple, la care debitul este repartizat egal la cele două extremități, ar fi rezultat o suprapresiune mult mai mare $\left(\frac{\Delta p}{\gamma} = 262.7 mCA \right)$.

CONCLUZIE

În urma acestor rezultate, rezultă în mod evident că utilizarea modelului conductei simple în studiul șocului hidraulic pentru conductele care distribuie apă pe parcurs nu este acceptabilă, conducând la rezultate greșite. Diferențele sunt cu atât mai mari cu cât debitul specific consumat este mai mare.

BIBLIOGRAFIE

- 1) Arsenie, M., Arsenie, D.I., Florea, M., Hâncu, D.C. – “Considerații teoretice și experimentale privind conducta cu debit distribuit”, Volumul “Lucrări științifice – Construcții hidrotehnice” la a XX-a aniversare a Institutului de Învățământ Superior Constanța, 30 X – 1 XI 1981, pag. 97-110.
- 2) Cioc, D. – *Hidraulica*, EDP București, 1983;
- 3) Ionescu, D., Matei, P., Ancușa, V., Todicescu, A., Buculei, M. – *Mecanica fluidelor și mașini hidraulice*, EDP București, 1983;
- 4) Mateescu, C. – *Hidraulica*, EDP București, 1963;
- 5) Pâslărașu, I., Rotaru, N., Teodorescu, M. – *Alimentări cu apă*, ediția 3^a, Editura tehnică, București, 1981;

PROBLEME ÎN EXPLOATAREA ADUCȚIUNII MHC SURDUC ȘI MONITORIZAREA ACESTORA

POPESCU IOANA, POPA GHEORGHE**, ION MICHAEL ***

Present paper present problems which occurred during the use of powerplant MHC Surduc. Although the main objective of the works was the reservoir created due to construction of a gravity dam, at the design stage it was there is the possibility of using the head created between the base of the dam and theoutlet of the water.

PREZENTAREA LUCRĂRII ADUCȚIUNEA MHC SURDUC

Aducțiunea de la priza la MHC Surduc este realizată din tuburi SENTAB cu diametrul de 2000mm, pe o distanță de 2000m.

* Ș.l.dr.ing. - Universitatea "Politehnica" din Timișoara

** Prof.dr.ing. - Universitatea "Politehnica" din Timișoara

Traseul aducțiunii urmărește firul văii, astfel că în fața centralei se realizează o presiune maximă ce variază între 3 până la 4 atmosfere. Căderea este realizată de baraj și de derivație.

Tuburile sunt așezate pe o fundație continuă din beton, îmbinările în aliniament fiind realizate clasic cu mufe etanșe. În zonele de curbură mare sunt realizate coturi din beton armat turnat în cofraj. Conducta de aducțiune fiind aeriană nu este protejată la variațiile de temperatură, factori climatici și umiditate.

NECESITATEA EFECTUĂRII UNEI EXPERTIZE DE SPECIALITATE

Aducțiunea a funcționat timp de 11 ani de la data punerii în funcțiune și până în anul 1977, când a apărut o prima avarie a conductei, în imediata apropiere de intrarea în piesa pantalon de la centrală (centrala este echipată cu două grupuri FO). În urma acestui incident, întreaga aducțiune este nefuncțională, debitele de apă se scurg pe râu și ca urmare energia amenajării se pierde.

Avaria a constat din expulzarea locală a betonului de pe ultimul tronson monolit.

Beneficiarul a încercat remedierea avariei cu o soluție improprie acestor genuri de lucrări, astfel că la repunerea în funcțiune a conductei avaria a reapărut în același loc. În acest moment exista un proiect executat de ISPH – filiala Timișoara,

proiect ce da o soluție corectă de reparație a conductei în zona avariata. In urma exploatării timp de 11 ani, conducta a avut de suferit din cauza agenților externi, mai ales în ceea ce privește stratul ce protejează armătura pretensionată a tuburilor SENTAB.

In urma vizitei efectuate la fața locului s-au constatat multe zone în care pot apare avarii ca urmare a deteriorării continue al stratului de protecție al armăturii. Avarii și defecțiuni pot apărea și în continuare astfel că este necesar să se depisteze cauzele care ar putea conduce la viitoare defecțiuni, ce ar pune în pericol funcționarea sistemului la parametrii proiectați.

Expertizarea întregului traseu s-a impus cu atât mai mult cu cât se are în vedere o ridicare a nivelului normal de retenție la baraj cu aproximativ 6 m. Acest lucru conduce la o mărire a presiunii de lucru a aducțiunii cu aproape o atmosferă, dacă se ține cont și de suprasarcinile datorate regimurilor ce apar la manevrele vanelor de la centrală.

Exploatarea în continuare a sistemului baraj-aducțiune-centrală impune efectuarea unei expertize a aducțiunii, care să depisteze punctele slabe ale conductei și să propună soluții globale, posibile, de intervenție, astfel ca să se înlăture posibilitatea apariției unor defecțiuni punctuale pe măsură ce rezistența și permeabilitatea conductei slăbesc, ca urmare a exploatării lucrării în aceleași condiții ca cele de până acum.

Expertiza a urmărit următoarele elemente:

1. Monitorizarea defecțiunilor de-a lungul traseului aducțiunii

Această operație a pus în evidență punctele slabe ale conductei de-a lungul întregului traseu, oferind o imagine de ansamblu a stării actuale a aducțiunii.

Monitorizarea a urmărit:

- gradul de etanșare și rezistență al stratului de acoperire al armăturii de rezistență prin metode nedistructive, cât și prin relevee foto;
- starea armăturii de rezistență în zonele în care stratul ei de protecție a fost afectat de agenții atmosferici în decursul exploatării conductei;
- starea betonului de rezistență în interiorul tuburilor;
- starea fundației pe care a fost pozată conducta;
- comportarea îmbinărilor între tuburi, precum și modul de conlucrare dintre tuburi și betonul turnat monolit la coturile de curbă mare.

2. Stabilirea cauzelor care au condus la micșorarea siguranței în exploatare a aducțiunii:

- în urma analizelor de laborator s-a stabilit gradul de scădere a parametrilor de rezistență și etanșeitate a elementelor aducțiunii;
- influența agenților atmosferici
- influența regimurilor de exploatare a aducțiunii în diferite marje de temperatură a aerului și a apei din conductă.

3. Expunerea unor soluții de ansamblu pentru a face posibilă exploatarea în siguranță a conductei. Soluțiile de ansamblu se referă la:

- impermeabilizarea conductei;
- mărirea rezistenței conductei
- stabilirea unui program de funcționare sigur.

Încadrarea tronsoanelor a fost făcută în funcție de gradul de rezistență și conservare a calităților betonului de acoperire și protecție a armăturilor postensionate ale conductei. În paralel cu monitorizarea după gradul de rezistență au fost realizate și măsurători ale rezistenței betonului. Măsurătorile de rezistență s-au făcut cu sclerometrul Schmidt tip nr.8 și cu betonscopul pentru încercarea betonului cu ultrasunete, tip N-2703.

Gradul 0 - Rezistență mecanică cu valori $R > 450 \text{ daN/cm}^2$
 - Beton compact, fără fisuri longitudinale sau transversale

Releveele foto corespunzătoare acestui grad sunt date în figura 1.

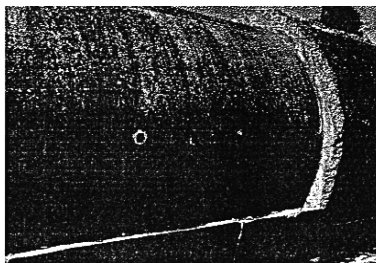


Figura 1. Relevu foto pentru gradul de monitorizare 0 (Pe tronson se văd și punctele de măsurare a rezistenței cu betonscopul).

Gradul 1: - Rezistență mecanică cu valori R cuprinse între 250 și 450 daN/cm^2

- Beton cu microfisuri locale. Compactitatea și rezistența locală se păstrează în limite ce permit exploatarea în continuare a tronsonului

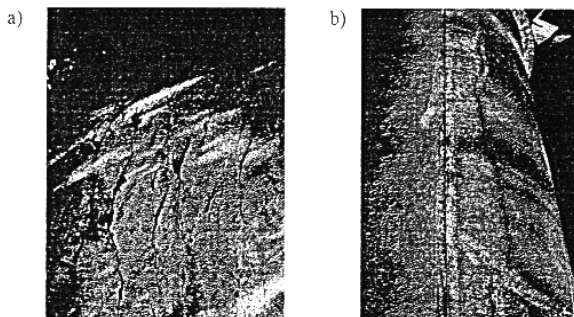
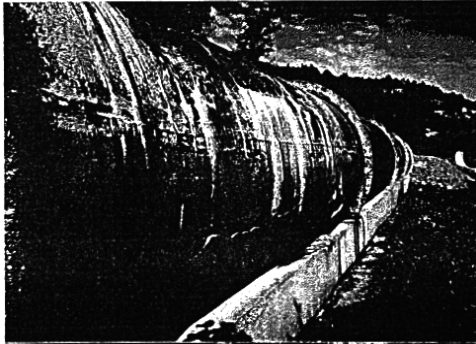


Figura 2 a,b. Relevee foto pentru gradul 1 de monitorizare

- Gradul 2:** - Beton exfoliat cu desprindere de armatură pe suprafețe mari (la lovire cu ciocanul suna a gol) se evidențiază suprafețe mari cu armatură neprotejată
- Tronsoanele sunt supuse în continuare unei degradări continue care afectează atât betonul de protecție cât și armătura.
 - Rezistența betonului de acoperire nu poate fi măsurată

a)



b)

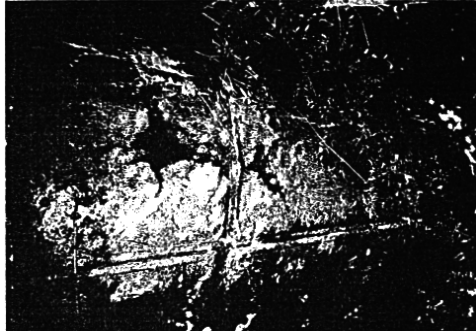


Figura 3a,b. Releveu foto ale gradului 2 de monitorizare.

Gradul 3/4: - Fisuri longitudinale și/sau transversale ce traversează întreaga zona a betonului de acoperire

- Desprinderi pe suprafețe mari ale betonului de acoperire. Armatura corodată cu efect de micșorare a diametrului.

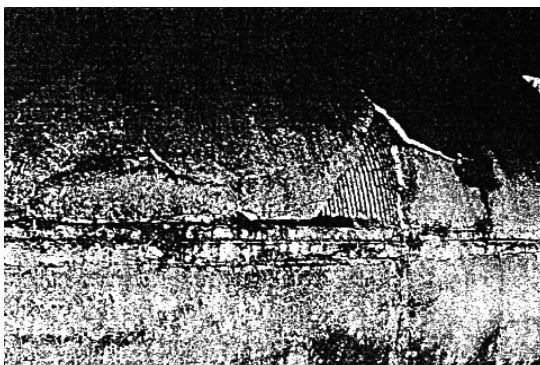


Figura 4a. Releveu foto pentru gradul 3 de monitorizare

BIBLIOGRAFIE

- 1) Priscu, R. – Construcții hidrotehnice vol.I+II – Editura Didactică și Pedagogică, București 1980
- 2) *** - Expertiza la “Aducțiunea MHC Surduc”. Proiect de expertiza al SC Prefcon SRL

MODALITĂȚI DE EVALUARE A SIGURANȚEI UNUI SISTEM DE ALIMENTARE CU APĂ

EMANOIL BÂRSAN*, CĂLIN IGNAT**

INTRODUCERE

Un sistem de alimentare cu apă este alcătuit dintr-un număr de componente dispuse în serie și paralel, fiecare cu o funcțiune specifică care conferă în ansamblu sistemului capacitatea de a asigura continuu necesarul de apă la folosințe (cantitate, calitate și presiune).

Siguranța în funcționare a unui sistem reprezintă capacitatea sistemului de a funcționa fără defecțiuni (căderi sau întreruperi).

În funcție de natura sistemului siguranța (fiabilitatea) se exprimă printr-o serie de indicatori specifici cum ar fi:

- probabilitatea de funcționare fără întreruperi într-un anumit

$$\text{interval de timp: } R(t) = \frac{T_{\text{funcționare}}}{T_{\text{funcționare}} + T_{\text{a var ie}}}$$

* Prof.dr.ing. - Universitatea Tehnică “Gh. Asachi” Iași

** Prof.dr., Universitatea “Al.I.Cuza” Iași

- durata medie probabilă de funcționare: $T_{functionare} = \frac{t}{N}$ t – timpul de observație; N – numărul de avarii,
- numărul mediu probabil de întreruperi într-un anumit interval de timp: $N_a = \frac{N}{t}$
- durata medie probabilă a unei întreruperi: $T_{a\ vari e} = \frac{t_a}{N}$ t_a – timpul total pentru remedierea avariilor; etc.

În studiul siguranței (fiabilității) unui sistem, acesta se consideră alcătuit din componente (elemente). Fiecare componentă a sistemului prezintă o probabilitate (siguranță) **p** de a funcționa în condițiile cerute și o probabilitate **q** de a funcționa defectuos sau deloc; probabilitățile **p** și **q** sunt complementare:

$$p = 1 - q \quad \text{sau} \quad q = 1 - p \quad (1)$$

În relația (1), **p** reprezintă siguranța componentei (elementului) iar **q** nesiguranța, respectiv riscul ca elementul să nu funcționeze corespunzător.

În continuare cu **R(t)** se va nota siguranța unui sistem de alimentare cu apă (sau a componentelor sale) de a fi operațional(e) la un moment de timp dat t .

Determinarea fiabilității (siguranței) unui sistem în general și în particular a celui de alimentare cu apă se face în funcție de modul de dispunere a componentelor în sistem.

Modul de dispunere (conectare) a componentelor în sistem constituie schema logică de siguranță (fiabilitate) a sistemului care arată dependența avariei sistemului în funcție de avariile elementelor.

Baza formulării schemelor logice (bloc) pentru evaluarea siguranței sistemelor de alimentare cu apă este analiza tehnologică (și constructivă) a sistemului.

Intr-un sistem de alimentări cu apă se disting următoarele elemente (subsisteme): captarea apei cu sursele de apă; stația de tratare a apei; stațiile de pompare; rezervoarele; apeductul și rețeaua de distribuție.

Aceste subsisteme se pot subdivide la rândul lor. Descompunerea sistemelor de alimentare cu apă se realizează la gradul de detaliu cerut de scopul și nivelul de evaluare a siguranței.

Pentru realizarea schemelor bloc în vederea evaluării siguranței unui sistem de alimentare cu apă se vor avea în vedere următoarele reguli:

1. elementele nerepetabile (unice) se reprezintă prin blocuri separate și distincte;
2. elementele care sunt de același tip se reprezintă ca blocuri separate identice;
3. dacă o avarie la un element dat duce la avaria întregului sistem, acel element se introduce în schema bloc cu conexiuni în serie;
4. dacă o avarie a sistemului este cauzată de avariile simultane a unor elemente diferite, aceste elemente se introduc în schema sistemului prin conexiuni în paralel.

Pentru stabilirea siguranței sistemelor de alimentare cu apă se consideră că avariile elementelor componente ale sistemului sunt independente și pentru evaluarea siguranței se aplică regulile teoriei probabilităților.

SCHEME LOGICE PENTRU STABILIREA SIGURANȚEI SISTEMELOR DE ALIMENTĂRI CU APĂ.

Analiza funcționalității sistemelor de alimentare cu apă arată că un sistem de alimentare cu apă poate avea următoarele structuri de dispunere a elementelor (subsistemelor) componente:

1 Conexiunea în serie (de bază) (fig.1 a) în care siguranța globală a sistemului se stabilește cu relația:

$$R(t) = \prod_{i=1}^n R_i(t) \quad (2)$$

în care: $\prod_{i=1}^n R(t) = R_1(t)x, \dots, xR_n(t)$; $\mathbf{R_i(t)}$ este siguranța elemen-

tului i iar n este numărul de elemente.

Din relația (2) se constată că pentru $0 < \mathbf{R_i(t)} < 1$ și când valorile lui $\mathbf{R_i(t)}$ sunt independente, siguranța sistemului scade odată cu creșterea numărului de elemente dispuse în serie.

2 Conexiunea în paralel (alternativă) (fig.1.b) în care unul (unele) din elemente funcționează, celelalte au rolul de rezervă.

Siguranța $\mathbf{R(t)}$ a unui sistem (subsistem) alcătuit după schema conexiunii în paralel (alternativă) este dată de relația:

$$P_p = 1 - (q_1 q_2 \dots q_m) ; P_p = 1 - \prod_{j=1}^m (1 - p_j) \quad (3)$$

Siguranța sistemului în conexiune alternativă crește odată cu creșterea numărului de elemente legate în paralel.

3 Conexiunea mixtă (în serie de elemente dispuse în paralel).

În această schemă (fig.1 c) unul sau mai multe din elementele dispuse în serie din succesiunea necesară pentru realizarea funcției cerute sistemului sunt realizate din blocuri care cuprind elemente dispuse în paralel din care unele în rezervă.

Această schemă este întâlnită frecvent la sistemele de alimentare cu apă.

Siguranța unui sistem cu structură de serii de segmente (subsisteme) paralele **R(t)** (fig.1.c) se stabilește folosind următoarea formulă:

$$R(t) = \prod_{i=1}^n \left\{ 1 - \prod_{j=1}^{m_i} [1 - R_{ij}(t)] \right\} \quad (4)$$

unde n - numărul de segmente (subclasa elementelor cu conexiuni paralele); m_i - numărul de elemente în segmentul i; și $R_{ij}(t)$ - siguranța elementului j din segmentul i.

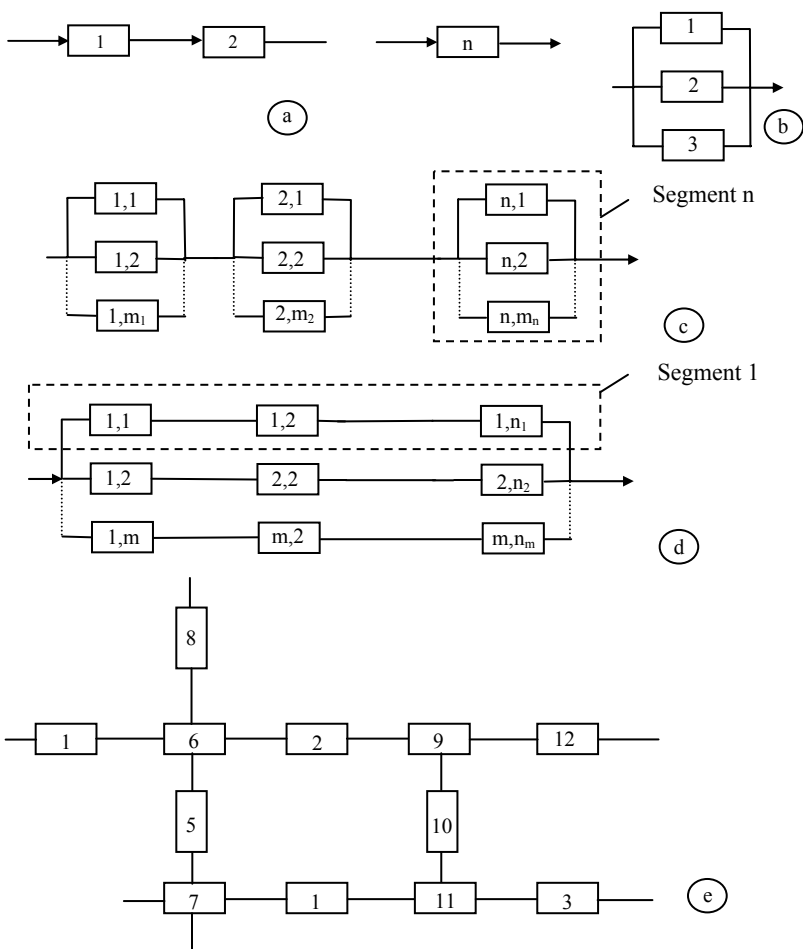


Fig.1.Scheme logice pentru siguranța sistemelor [după 2] a - conexiunea în serie (de bază); b - conexiunea în paralel (alternativă); c - conexiunea mixtă în serie cu elemente dispuse în paralel; d - conexiune mixtă în paralel cu elemente dispuse în serie; e - conexiune complexă (tip punte) $i = 1...n$; $j = 1...m$.

Siguranța unui sistem cu structură serii dispuse paralel cu diferite niveluri de funcționare (operare), $\mathbf{R(t)}$ se stabilește folosind formula:

$$R(t) = \prod_{i=1}^n \left[\sum_{j=1}^{m_i} R_{ji}(t) \right] \quad (5)$$

unde $\sum_{j=1}^{m_i} R_{ji}(t)$ este siguranța segmentului i pentru combinațiile

diferitelor niveluri de exploatare ale elementelor sale; $R_{ji}(t)$ siguranța segmentului i cu combinația j a elementelor sale și m_i - numărul de combinații ale elementelor operaționale în segmentul i care asigură funcționarea segmentului.

4 Conexiune mixtă în paralel cu elemente în serie (fig-1.d)

Siguranța sistemului $\mathbf{R(t)}$ este dată de relația:

$$R(t) = 1 - \prod_{j=1}^m \left[1 - \prod_{i=1}^{n_j} R_{ji}(t) \right] \quad (6)$$

unde m - numărul de segmente (serie de elemente cu conexiuni în serie); n_j - numărul de elemente din segmentul j ; $R_{ji}(t)$ - siguranța elementului i din segmentul j

Siguranța sistemului cu structură serii cu diferite niveluri de exploatare (operare) $R(t)$ se calculează cu relația:

$$R(t) = \sum_{l=1}^z R_l(t) \quad (7)$$

în care: z – numărul de combinații ale segmentelor operaționale asigurând funcționarea sistemului; $R_l(t)$ - siguranța sistemului în combinația l de segmente. Siguranța $R_l(t)$ se poate calcula cu următoarea formulă:

$$R_l(t) = \prod_{j=1}^m \left\{ [R_j(t)]^{x_{jl}} \cdot [1 - R_j(t)]^{(1-x_{jl})} \right\} \quad (8)$$

unde m - numărul de segmente; $R_j(t)$ – siguranța segmentului j ; x_{jl} – funcție binară care ia valori 1 când segmentul j se găsește în combinația l (funcționează) și zero în situația inversă. În acest caz este necesar mai întâi de a stabili combinațiile segmentelor care urmează să asigure funcționarea și apoi calcularea siguranței $R(t)$ pe baza ecuației (8).

5. Pentru a evalua siguranța sistemelor cu diagrame bloc complexe (fig.1e) este necesar folosirea unor **metode (și formule) mai complexe**. Eficiența metodelor depinde în principal de precizia cerută evaluării siguranței și acurateța de calcul. În același timp, metoda trebuie să ia în considerare limitele specifice ale ipotezelor sistemului examinat, precizia indicilor de siguranță a elementelor și posibilitățile de obținere a evaluării siguranței cu minimum de date. Metoda aleasă trebuie să fie simplă de aplicat.

Ipoteza de bază a evaluării siguranței sistemului este independența între avariile elementelor.

Cu considerațiile de mai sus se pot accepta două metode pentru evaluarea siguranței sistemelor cu structuri complexe.

- metoda stărilor operaționale
- metoda setului de tăieturi minime

Principiul **metodei stărilor operaționale** constă în stabilirea siguranței sistemului de n elemente considerate în două clase separate, adică, în stările de operare E_+ și neoperaționale E_- , suma lor formând o clasă completă de evenimente E ($E_+ \cup E_- = E$)

După această metodă evaluarea siguranței sistemului $R(t)$ se face cu formula:

$$R(t) = \sum_{j=1}^m \left\{ \prod_{i=1}^n [R_{ij}(t)]^{x_{ij}(t)} x[1 - R_{ij}(t)]^{[1-x_{ij}(t)]} \right\} \quad (9)$$

unde:

m – numărul de stări de operare a sistemului;

n – numărul de elemente în sistem

$R_{ij}(t)$ – siguranța elementului i funcționând în starea j de operare a sistemului;

$x_{ij}(t)$ – funcție binară care determină starea elementului i care funcționează în starea j a sistemului. Are valori: 1 când elementul funcționează (operează) și 0 când elementul nu funcționează (este avariata)

Setul de tăietură minimă este un set a elementelor sistemului care, când se avariază, cauzează avariarea sistemului, însă când măcar un element al setului nu s-a avariata se asigură funcționarea sistemului.

Principiul metodei seturilor de tăietură minimă constă în stabilirea siguranței sistemului pe baza identificării seturilor de tăietură minimă[3].

Elementele cuprinse în setul de tăietură minimă se consideră conectate în paralel din punct de vedere a funcționării, schema (diagrama) bloc reală poate fi înlocuită (substituită) cu o structură serie de elemente paralele, în care seturile de tăietură minimă sunt conectate în serie.

Siguranța $R(t)$ a sistemului se stabilește cu relația (similară cu (4)):

$$R(t) = \prod_{i=1}^n \left\{ 1 - \prod_{ji=1}^{m_i} [1 - R_{ij}(t)] \right\} \quad (10)$$

unde:

n – numărul de seturi cu tăietură minimă;

m_i – numărul de elemente ale setului de tăietură minimă;

$R_{ij}(t)$ – siguranța elementului j aparținând setului de tăietură minimă i .

Schemele pentru siguranța sistemelor de alimentare cu apă și elementele lor pot fi determinate pe bază de teste pe teren sau date a sistemelor similare.

Metodele prezentate pentru evaluarea siguranței permit determinarea influenței unor elemente asupra siguranței întregului sistem.

De asemenea, este de o importanță deosebită construirea adecvată (corespunzătoare) a schemei bloc de siguranță a unui sistem care trebuie să rezulte din analiza tehnologică (și constructivă) și a considerării scopului pentru care sistemul dat funcționează.

Aceste metode dau o bază pentru proiectarea și exploatarea sistemelor de alimentare cu apă și a componentelor lor

În schema bloc de siguranță în serie o avarie la una din componente duce la avaria întregului sistem de alimentare cu apă

În schema bloc de siguranță în paralel, siguranța crește odată cu creșterea numărului de elemente dispuse în paralel.

Sistemul cu schema bloc în serii paralele funcționează dacă cel puțin o linie de conexiuni în serie este activă. Pentru eficiența sistemului și aplicarea de scenarii de exploatare este necesar să funcționeze simultan mai multe linii de conexiuni în serie.

Structuri cu serii de elemente dispuse în paralel se întâlnesc la alimentarea cu apă a unei localități cu două sau mai multe sisteme independente

Structurile alcătuite dintr-o serie de blocuri cu elemente în paralel caracterizează sistemele de alimentări cu apă cu elemente dispuse în paralel pe o filieră de producere și distribuire a apei.

Structurile complexe caracterizează rețelele de distribuția apei.

CAUZELE INSUFICIENȚII ÎN FUNCȚIONAREA UNUI SISTEM DE ALIMENTARE CU APĂ POT FI:

- avarii pe linia de transport a apei (apeducte, magistrale ale rețelei);
- avarii la pompe;
- avarii în alimentarea cu energie electrică;

- micșorarea neadmisă a nivelului apei la captare;
- poluarea la sursă.

Multe evenimente care duc la micșorarea calității deservirii consumatorilor sunt accidentale și sunt constituite din avariile care apar la construcțiile și instalațiile componente ale sistemului de alimentare cu apă. De regulă sunt remediate de echipa de intervenție a sistemului respectiv,

Deoarece cauzele care provoacă abaterea de la funcționarea normală a sistemului sunt diferite evenimente întâmplătoare, evaluarea numerică a siguranței sistemelor de alimentare cu apă are un caracter probabilistic ce se poate evalua prin analiza și prelucrarea informațiilor statistice înregistrate.

Prelucrările statistice au arătat că probabilitatea funcționării normale a unui obiect din sistemul de alimentare cu apă este [4]:

$$P(t) = e^{-\lambda t} \quad (11)$$

unde λ este numărul de avarii pe unitate de timp iar probabilitatea insuficienței funcționării aceluiași obiect este:

$$Q(t) = 1 - e^{-\lambda t} \quad (12)$$

La centrele populate, o insuficiență a alimentării cu apă se poate înregistra nu numai din cauza avariilor, ci din cauza necorelării alimentării cu necesarul care este variabil în timp și a neplanificării depășirii în timp a necesarului de apă ca urmare a dezvoltării localităților respective.

O MODALITATE DE STABILIREA A SIGURANȚĂ PENTRU SISTEMELOR DE ALIMENTARE CU APĂ [5]

Siguranță se poate defini în mai multe moduri. Un alt mod de definire a siguranței este următorul:

Deoarece sistemul de alimentare cu apă trebuie să asigure continuu un anumit debit (QC) care are o mărime calculată după STAS 1343/1-95, siguranța sistemului de alimentare cu apă se va defini în funcție de deficitul debitului (Q) față de QC și a deficitului volumului de apă (V) față de necesarul folosințelor pe o anumită perioadă de timp (VC).

Prin considerarea deficitului de debit și volum se încearcă cuantificarea atât a avariilor grave și de scurtă durată cât și a avariilor (sau a stărilor sistemului) care generează diminuări ale alimentării cu apă de valori mai mici dar pe perioade lungi.

Cele două componente ale siguranței sistemului de alimentare cu apă sunt [5]:

1 - Factorul de siguranță referitor la debit:

$$RQ = 1 - \left(\frac{Q}{QC} \right)^n \quad (13)$$

unde Q este debitul nefurnizat din cauza unei avarii (în l/s); QC - debitul de calcul ; n - un exponent ($n > 1$) care face ca RQ să descrească foarte repede când Q se apropie de QC.

2. Factorul de siguranță referitor la volumul de apă tranzitat prin sistem:

$$RV = I - \left(\frac{V}{VC} \right) \quad (14)$$

în care V - volumul nefurnizat în timpul unei avarii sau în timpul unei perioade de timp (de ex. un an) $V = Q.D$ - produsul dintre debitul nefurnizat (Q) și durata (D) pentru repararea și restaurarea alimentării cu apă la parametrii normali (QC și VC); VC - volumul de calcul pentru aceleași condiții;

$$RF = \frac{RQ + RV}{2} = I - \frac{\left(\frac{Q}{QC} \right)^n + \left(\frac{Q}{QC} \right)}{2} \quad (15)$$

Cu acești factori de siguranță parțiali, factorul de siguranță total va fi:

Relația (15) s-a scris după formula probabilității totale a unui sistem complet de evenimente (evenimente incompatibile și cu reuniunea eveniment sigur).

Pentru stabilirea unui factor de siguranță a unui element al sistemului de alimentare cu apă se pot adopta și alte definiții care să includă alți parametri cum, de exemplu, ar fi:

- numărul total de avarii într-o perioadă dată;
- durata perioadelor fără avarii;
- mărimea și durata avariei celei mai grave etc.

CREȘTEREA SIGURANȚEI UNUI SISTEM DE ALIMENTARE CU APĂ.

Siguranța unui sistem de alimentare cu apă poate fi sporită cu ajutorul unei game destul de largi de măsuri, cum ar fi:

- capacități de rezervă la sursă (ex. puțuri de rezervă, mai multe linii de captare la sursele de suprafață; pompe de rezervă la captări);
- mai multe linii tehnologice de tratare iar după caz și componente de rezervă;
- unități de înmagazinare suplimentare;
- capacități de pompare suplimentare la stațiile de pompare;
- creșterea capacității de transport pentru apeducte și rețelele de distribuție;
- calitatea materialelor și instalațiilor care intră în alcătuirea sistemului de alimentare cu apă;
- îmbunătățirea întreținerii pompelor, conductelor și a celorlalte componente.

Siguranța necesară sistemelor de alimentare cu apă se realizează prin dispunerea în sistem de rezerve.

Acestea sunt de două tipuri: structurale și temporale.

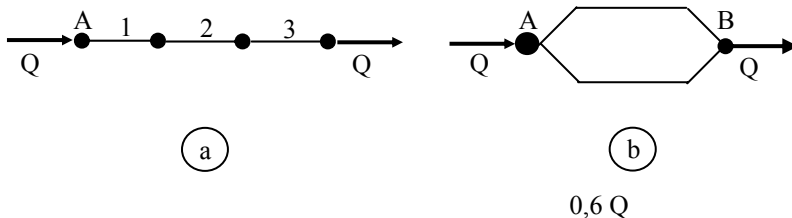


Fig.2. Conducte fără rezervare structurală.

Rezerve structurale. Cel mai simplu exemplu de nerezervare a sistemului de alimentare cu apă este apeductul alcătuit din n tronsoane în serie a cărui siguranță se calculează cu relația (2) (fig.2a).

Avaria unui tronson oarecare conduce la scoaterea din funcțiune a apeductului.

Fără rezerve sunt, de asemenea, sistemele care constau de exemplu, din două linii care deși sunt legate în paralel între două puncte A și B (fig.2 b) alimentarea cu apă se face fără întreruperi numai dacă ambele linii lucrează împreună.

Ca exemplu de sistem cu rezerve poate sluji sistemul de transport al apei de la captare la folosință cu două sau mai multe aducțiuni paralele. Dacă la aceste sisteme se introduc și bretele are loc o sporire suplimentară a siguranței.

Considerăm un apeduct cu m (trei) conducte în paralel cu bretele (fig.3 a și b) funcționând gravitațional, prin care se alimentează o localitate cu debitul Q .

Cu condiția $h = h_a$, rezultă că:

Dacă în punctul de intrare a apei se păstrează presiunea constantă, reducerea debitului în cazul avariei la una din conducte va

reduce debitul total de α ori (pentru $m = 2 \rightarrow a = 0,5$; $m = 3 \rightarrow a = 0,67$; $m = 5 \rightarrow a = 0,8$).

$$h = R_I(N+1)\left(\frac{Q}{m}\right)^2 = \left(R_I\frac{N+1}{m^2}\right)Q^2 \quad (19)$$

În cazul unui sistem cu bretele, pierderea de sarcină în regim normal este:

iar pierderea de sarcină la avariarea unui tronson din sistem (fig.3b) este:

$$h_a = R_I\left(\frac{Q_a}{m}\right)^2 N + R_I\left(\frac{Q_a}{m-1}\right)^2 = \left[R_I\frac{N}{m^2} + s\frac{1}{(m-1)^2}\right]Q_a^2 \quad (20)$$

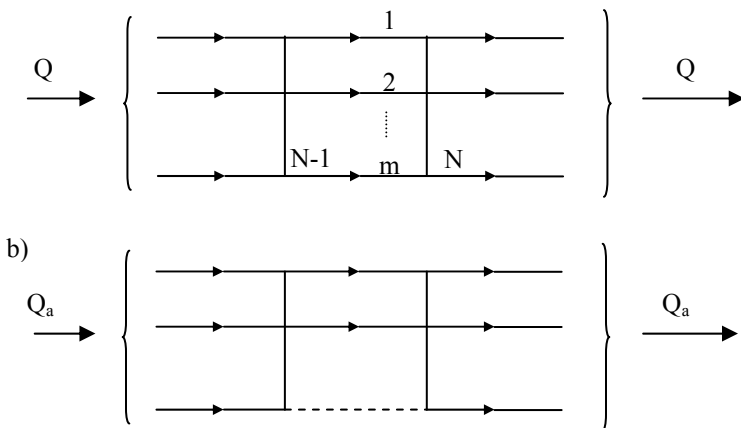


Fig.3. Conducte dispuse în paralel cu sau fără bretele
(cu rezervări structurale)

în care N este numărul de bretele iar R_I - rezistența hidraulică a unui tronson de conductă dintre două bretele.

$$\frac{Q_a}{Q} = \alpha = \sqrt{\frac{\frac{(N+1)}{m^2}}{\frac{N}{m^2} + \frac{1}{(m-1)^2}}} \quad (21)$$

Cu condiția ca $h = h_a$ rezultă [4]:

Valorile numerice ale lui α care înseamnă probabilitatea asigurării debitului pentru diferite valori ale lui m și N sunt date în tabelul 2. Din tabelul 2 se observă că un număr mai mare de fire și bretele conferă o siguranță sporită care nu trebuie să depășească siguranța admisă pentru categoria folosinței alimentate cu apă.

Tabelul 2.

	Valoarea coeficientului α în funcție de N .				
	0	2	3	5	9
	1,50	0,71	0,76	0,82	0,88
	0,67	0,84	0,87	0,92	0,95
	0,75	0,89	0,91	0,94	0,96

CONCLUZII

Prin complexitatea și diversitatea de alcătuiri tehnologice, sistemele de alimentare cu apă pun probleme la stabilirea siguranței de funcționare.

Pentru evaluarea siguranței și stabilirea unei metode de calcul pentru siguranța sistemului se pornește de la modul de dispunere a componentelor în sistem, funcție de care se stabilește schema logică de siguranță a sistemului, schemă care rezultată din analiza tehnologică (constructivă) a sistemului.

Adoptarea unei scheme bloc (logice) corespunzătoare pentru evaluarea siguranței unui sistem de alimentare cu apă permite stabilirea corectă a siguranței sistemului și oferă elemente necesare pentru proiectarea și exploatarea sistemelor de alimentare cu apă.

Creșterea siguranței unui sistem de alimentare cu apă se realizează cu **rezerve structurale** (ex. puțuri de rezervă, pompe de rezervă, linii tehnologice de tratare de rezervă etc.) sau **temporale** (volume de avarii în rezervoarele de înmagazinare), modalități prevăzute prin proiectare și folosite în exploatarea sistemelor.

Un exemplu simplu (apeduct multifilar cu bretele) arată modul de calcul a siguranței acestei componente și creșterea siguranței la sporirea numărului de firelor de transport și a legăturilor transversale (bretele) (rezerve structurale)

BIBLIOGRAFIE

- 1) Abramov, N.N., Vodosnabjenie, Stroiydat, Moskva, 1982;
- 2) Garribba, S., Mussio, P., Naldi F., Reina, G., Volta, G., Efficient construction of minimal cut sets for fault trees, IEEE Transactions on Reliability, vol.26, nr.2, 1977.
- 3) Kwietniewski, M., Roman, M., Reliability assessment of water supply systems, Aqua, vol. 46, nr.5, Londra, 1997;
- 4) Mănescu, Al., Sandu, M., Ianculescu, O., Alimentări cu apă, EDP, București, 1994;
- 5) Shamir, U., Howard, D., D., JAWWA, nr.9, 1981.

CONSIDERAȚII PRIVIND EFECTUL LUCRĂRILOR DE DRAGARE ÎN ALBIA DUNĂRII ASUPRA FENOMENELOR EROZIONALE DE MAL

VICTOR OCTAVIAN LUCA, BOGDAN ANDREI LUCA**, ALEXANDRU
DIMACHE***

REZUMAT

Configurația malurilor albiilor râurilor, precum și a țărmurilor lacurilor, mărilor și oceanelor este într-o permanentă schimbare care, de regulă, are efecte considerabile asupra mediului înconjurător.

De obicei, studiile de specialitate analizează cauzele care generează transformările morfologice ale malurilor, fără a face aprecieri privind efectele care se repercută în sectorul agricol și forestier sau cele care afectează căile de comunicație, platformele industriale, plajele marine etc.

* Prof. dr. ing. - Universitatea Tehnică de Construcții București

** Asist. drd. ing. - Universitatea Tehnică de Construcții București

În lucrare se prezintă un studiu de caz care se referă la efectul exploatării, prin dragare, a balastului din Dunăre asupra fenomenelor erozionale de mal.

INTRODUCERE

Pentru executarea unor produse din beton pentru căi ferate, drumuri și poduri, din Dunăre se extrage balast prin dragarea fundului albiei. Excavarea balastului se face pe fâșii în lungul albiei, axul acestora fiind situat la o distanță de cca. 60.0 m față de malul stâng, iar grosimea stratului de balast excavat este de cca. 2.0m.

Malul stâng al Dunării, în zona în care se execută lucrările de dragare, este flancat de o lizieră arborescentă. Proprietarul acestei liziere a constatat că malul Dunării se degradează afectând liziera. A apărut, astfel, întrebarea: excavațiile prin dragare a fundului albiei pot fi cauza degradării malului stâng al Dunării ?

Pentru a răspunde la această întrebare s-au folosit mai multe metode (teorii) și anume:

- - metoda vitezei maxime admisibile;
- - metoda efortului critic de antrenare (metoda forței de antrenare);
- - metoda regimului.

De asemenea, s-a recurs la modele matematice privind stabilitatea la alunecare a malurilor.

DEFINIREA NOȚIUNII DE ALBIE STABILĂ

În timp, cursurile naturale de apă și canalele executate în pământ, datorită fenomenelor de eroziune, de transport și de depunere a materialului solid aluvionar, își modifică albia. Aceste modificări se referă, în special, la forma profilului transversal și la traseul în plan.

Noțiunea de “stabilitate a albiei”, pentru un pat aluvionar necoeziv, poate fi privită și definită din cel puțin trei puncte de vedere, și anume:

a. O albie este considerată stabilă atunci când nu se produc nici eroziuni și nici depuneri;

b. Dacă de-a lungul unui ciclu hidrologic (anual) există echilibru între eroziuni și depuneri de material solid aluvionar, albia este considerată stabilă;

c. Albia este considerată stabilă dacă își menține, în timp, traseul în plan, fie că acesta inițial a fost în aliniament sau meandrat.

Mișcarea apei în cursurile naturale de apă (râuri) este, de regulă, neuniformă și nepermanentă. De aceea, când se fac referiri la râuri și fluvii – mai ales când acestea au debite și niveluri variabile datorită precipitațiilor sezoniere neuniforme sau datorită amenajărilor hidrotehnice din amonte de secțiunea considerată precum baraje, prize pentru captarea apei, derivații etc. – este greu și chiar impropriu de a vorbi despre o secțiune transversală stabilă. Acesta este și cazul Dunării între km. 504 și km. 511.

În ultimele decenii, configurația albiei Dunării a suferit modificări importante. Astfel între km. 504 și km. 508, datorită fenomenelor aluvionare, șenalul navigabil s-a mutat de pe partea stângă a ostrovului (km. 506) pe partea dreaptă a acestuia, figura 1.

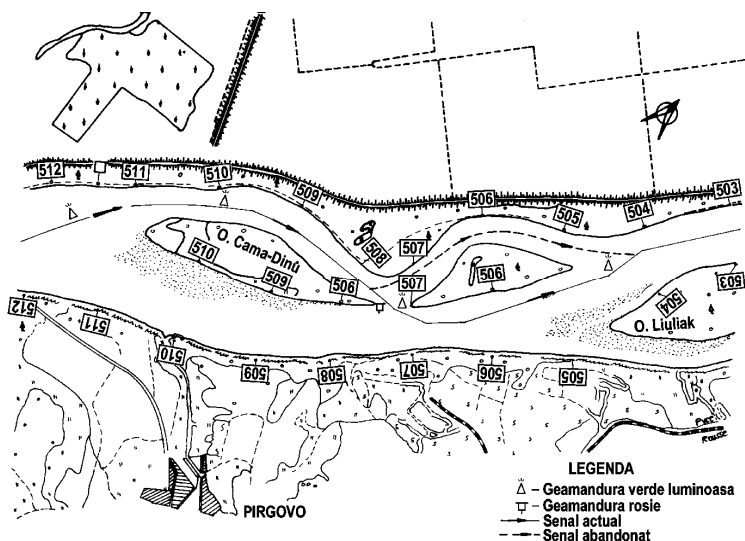


Fig. 1. Plan de încadrare în zonă.

METODE (TEORII) PRIVIND DIMENSIONAREA ȘI VERIFICAREA STABILITĂȚII UNEI ALBII CU PAT ȘI TALUZE MOBILE (ERODABILE)

METODA EFORTULUI CRITIC DE ANTRENARE

Conform acestei metode, o albie este stabilă dacă, în timp, nu se produc eroziuni. Eroziuni nu se produc dacă efortul tangențial de frecare

$$\tau = \rho ghI \quad (1)$$

este mai mic decât efortul critic de antrenare, $(\tau_0)_{cr}$. Efortul tangențial critic de antrenare pe taluz este dat de relația:

$$(\tau_T)_{cr} = (\tau_0)_{cr} \cos \theta \sqrt{1 - \frac{tg^2 \theta}{tg^2 \varphi}} \quad (2)$$

SECȚIUNEA TRANSVERSALĂ STABILĂ IDEALĂ

Referitor la figura 2, relațiile de calcul pentru o albie stabilă executată dintr-un material solid granular necoeziv sunt:

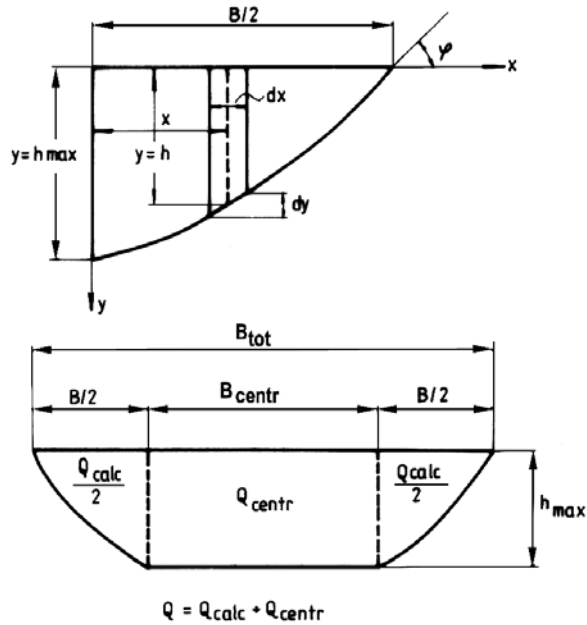


Fig. 2. Schiță pentru stabilirea unei albie stabile ideale.

Ecuția conturului albiei:

$$h = h_{\max} \cos \left(\frac{\operatorname{tg} \varphi}{h_{\max}} x \right) \quad (3)$$

Aria secțiunii transversale:

$$A = \frac{2h_{\max}^2}{\operatorname{tg} \varphi} \quad (4)$$

Viteza medie în secțiune:

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{h_{\max} \cos \varphi}{E} \right)^{2/3} I^{1/2} \quad (5)$$

Perimetrul udat:

$$P = \frac{2h_{\max}}{\sin \varphi} E \quad (6)$$

Raza hidraulică:

$$R = \frac{h_{\max} \cos \varphi}{E} \quad (7)$$

Adâncimea maximă:

$$h_{\max} = \frac{(\tau_0)_{cr}}{0,97 \rho g I} \quad (8)$$

Lăţimea albiei la nivelul oglinzii albiei:

$$B = \frac{\pi h_{\max}}{tg \varphi} \quad (9)$$

Funcţia “E” poate fi calculată cu relaţia:

$$E = \frac{\pi}{2} (1 - 0,25 \sin^2 \varphi) \quad (10)$$

Din relaţiile (3) şi (4) rezultă debitul: $Q_{\text{calc}} = A \cdot V$

Dacă Q_{calc} este mai mic decât debitul Q pentru care se calculează albia, atunci se procedează la extinderea lăţimii albiei în zona centrală (fig.2) folosind relaţiile:

$$Q_{\text{centr}} = Q - Q_{\text{calc}}$$

$$B_{\text{centr}} = \frac{n Q_{\text{centr}}}{h^{5/3} I^{1/2}}$$

$$B_{\text{tot}} = B + B_{\text{centr}}$$

METODA (TEORIA) REGIMULUI

Teoria regimului se bazează pe observații directe, experimentale. Conform cu această teorie, o albie se consideră stabilă dacă de-a lungul unui ciclu hidrologic există echilibru între eroziuni și depuneri de material aluvionar.

Relațiile de calcul sunt:

$$V = 0,438 Q^{\frac{1}{6}} f^{\frac{1}{3}} [m/s] \quad (11)$$

$$R = 0,4725 Q^{\frac{1}{3}} / f^{\frac{1}{3}}, [m] \quad (12)$$

$$A = 2,28 Q^{\frac{5}{6}} / f^{\frac{1}{3}}, [m^2] \quad (13)$$

$$P = 4,82 Q^{\frac{1}{2}}, [m] \quad (14)$$

$$I = 0,0003 f^{\frac{5}{3}} / Q^{\frac{1}{6}} \quad (15)$$

în care $f = 1,59 \sqrt{d_{50}}$

METODA VITEZEI MAXIME ADMISIBILE

Viteza maximă admisibilă este de fapt viteza critică, adică viteza limită la care se produce punerea în mișcare a particulelor solide aflate la suprafața patului aluvionar. Patul albiei este stabil dacă viteza efectivă (reală) a curentului lichid este mai mică decât viteza critică.

În continuare se vor folosi câteva formule considerate ca fiind în concordanță cu rezultatele obținute din măsurători experimentale.

Formula lui Velicanov, M.A. și Bocicov, N.M., [2]:

$$V_{cr} = \sqrt{(15d + 6)g}, \quad [mm] \quad (16)$$

în care:

d - diametrul particulei solide exprimate în mm;

g - accelerația gravitațională în mm/s^2 .

Formula Neill, C. R. (1967), [1]:

$$\frac{V_{cr}^2}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)gd} = 2,50 \left(\frac{d}{h}\right)^{-\frac{1}{5}} \quad (17)$$

în care:

ρ_s - densitatea particulei solide;

ρ - densitatea apei;

$d = d_{50}$ - dimensiunea medie a particulei solide;

h - adâncimea apei.

CALCULE PRIVIND CAPACITATEA DE REZISTENȚĂ LA EROZIUNE A PATULUI ALBIEI ȘI A MALULUI

VERIFICAREA STABILITĂȚII ALBIEI CU METODA EFORTULUI CRITIC DE ANTRENARE

Calculule s-au făcut în mai multe profile transversale. În continuare se redau calculele referitoare la profilul transversal situat la km. 509,5, figura 3.

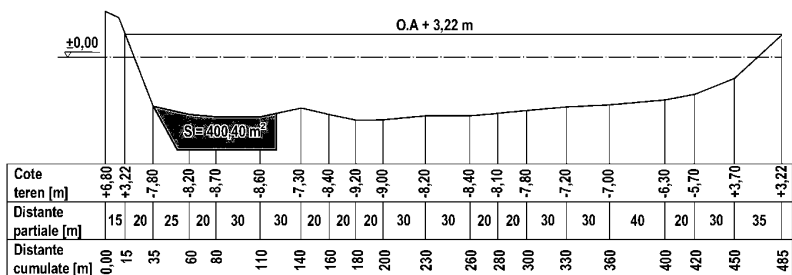


Fig. 3. Profilul transversal km. 509.5.

Date de bază:

- panta hidrolică: $I = 0,00003$
- aria secțiunii transversale în regim natural (fără dragare):
 $A_n = 4745,0 \text{ m}^2$
- aria secțiunii transversale după dragare: $A_d = A_n + 400,40 = 5145,4 \text{ m}^2$
- perimetrul udat în regim natural și după dragare: $P_n = 473,57 \text{ m}$;
 $P_d = 480,60 \text{ m}$

- unghiul exterior taluzului față de orizontală: $\theta = 29^0$
- unghiul taluzului natural: $\varphi = 30^0$
- diametrul particulei solide: $d_{s0}=3,15$ mm
- lățimea albiei la nivelul oglinzii apei: $B = 470,0$ m
- rugozitatea: $n = 0,02$

Rezultatele calculelor sunt prezentate centralizat în tabelul nr. 4.1.

Tabelul 4.1.Eforturi tangențiale de antrenare în kgf/m^2 (τ_0)_{cr}

Starea albiei		Pe patul albiei		Pe taluz		Obs.
		τ_0	$(\tau_0)_{cr}$	τ_T	$(\tau_T)_{cr}$	
Q și H medii*	Condiții naturale (fără dragaj)	0,36	0,45	0,33	0,20	- Pat erodabil - Taluz erodabil
	Excavații executate prin dragare	0,48	0,45	0,48	0,20	- Pat stabil - Taluz erodabil
Q și H max**	Condiții naturale (fără dragaj)	0,43	0,45	0,40	0,20	- Pat stabil - Taluz puternic erodabil
τ_0 - efortul tangențial efectiv pe fundul albiei $(\tau_0)_{cr}$ - efortul tangențial critic pe fundul albiei τ_T - efortul tangențial efectiv pe taluz (mal) $(\tau_T)_{cr}$ – efortul tangențial critic pe taluz (mal) * $H_{med} \cong 3,0$ m peste cota “0” la mira Giurgiu ** $H_{max} \cong 5,5$ m peste cota “0” la mira Giurgiu						

VERIFICAREA STABILITĂȚII ALBIEI CU TEORIA REGIMULUI

Folosind relațiile de calcul (11)...(15) și debitul $Q = 6031$ m³/s corespunzător cotei $H_{med} = 3,22$ m peste cota “0” la mira Giurgiu, s-au calculat elementele geometrice și hidraulice ale albiei, astfel că patul aluvionar al acesteia să nu fie deformabil, tabelul 4.2.

Tabelul 4.2.

	Teoria regimului	Valori reale (albie naturală)
Viteza (m/s)	2,82	2,64
Aria (m ²)	2281,00	4745,00
Perimetrul udat (m)	374,00	473,57
Raza hidraulică (m)	6,10	10,00

Faptul că elementele geometrice reale ale secțiunii transversale în regim natural, aria A_n , perimetrul udat P_n și raza hidraulică R_n sunt cu mult mai mari față de cele rezultate pe baza teoriei regimului, conduce la concluzia că patul albiei nu este erodabil.

VERIFICAREA STABILITĂȚII ALBIEI FOLOSIND CRITERIUL VITEZEI MAXIME ADMISIBILE

Rezultatele calculelor pe baza criteriului vitezei maxime admisibile sunt prezentate în tabelele 4.3. și 4.4. În aceste tabele, C_e reprezintă coeficientul de siguranță la erodabilitate definit de raportul între viteza medie efectivă, V și viteza critică, V_{cr} . Când $C_e > 1$ fenomenul de eroziune se produce.

Valori ale vitezei în profilul transversal de la km. 509,5, în
m/s (fără dragare)

Tabelul 4.3

Formula	$d_{50} = 3,15 \text{ mm}$			$d_{50} = 7,1 \text{ mm}$			Observații
	V_n	V_{cr}	C_e	V_d	V_{cr}	C_e	
Velicanov, M. N. și Bocicov, N. M.	1,30	0,72	1,80	1,30	1,05	1,23	Albie erodabilă
Neill, C. R.	1,30	0,81	1,60	1,30	1,13	1,15	Albie erodabilă
$Q = 6031 \text{ m}^3/\text{s};$ $H = 3,22 \text{ m}$, peste cota "0" de la mira Giurgiu $I = 0,00003$, panta hidroaualică $A_n = 4745,0 \text{ m}^2$, aria seetionii în condiții naturale; $P_n = 473,6 \text{ m}$, perimetrul udad în condiții naturale; $R_n = 10,0 \text{ m}$, raza hidroaualică							

Valori ale vitezelor în profilul transversal de la Km. 509,5,
în m/s (cu exaavații prin dragare)

Tabelul 4.4

Formula	$d_{50} = 3,15 \text{ mm}$			$d_{50} = 7,1 \text{ mm}$			Observații
	V_n	V_{cr}	C_e	V_d	V_{cr}	C_e	
Velicanov, M. N. și Bocicov, N. M.	1,17	0,72	1,62	1,17	1,05	1,11	Albie erodabilă
Neill, C. R.	1,17	0,84	1,39	1,17	1,16	1,00	Albie erodabilă
$Q = 6031 \text{ m}^3/\text{s};$ $H = 3,22 \text{ m}$, peste cota "0" de la mira Giurgiu $I = 0,00003$, panta hidroaualică $A_d = 4745,0 + 400,4 = 5145,4 \text{ m}^2$, albie cu exaavații prin dragare; $h = 13,00 + 3,22 = 16,2 \text{ m}$, adâncimea ape;							

MODEL MATEMATIC PENTRU CALCULUL STABILITĂȚII LA ALUNECARE A MALULUI

Analiza stabilității malului Dunării în zona ostrovului Cama-Dinu a fost efectuată prin metoda fâșiilor (Fellenius) considerând suprafețele de cedare circular cilindrice.

Masivul alunecător se împarte în fâșii verticale de lățime ΔL . Pentru fiecare fâșie se determină forțele active (greutatea proprie, presiunea apei și acțiunea cutremurului) și forțele de rezistență la forfecare ale pământului de la baza fâșiei. Cu ajutorul acestora se determină un coeficient de stabilitate F . Valoarea minimă a acestui coeficient reprezintă coeficientul de siguranță la alunecare al taluzului.

Pentru calcularea coeficientului lui F s-a folosit formula Fellenius (metoda suedeză):

$$F = \frac{cL + \sum_{i=1}^n (G_i \cos \alpha_i - U_i) \tan \phi - k_s \sum_{i=1}^n G_i \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^n G_i \sin \alpha_i + k_s \sum_{i=1}^n G_i \cos \alpha_i}$$

în care:

c este coeziunea;

ϕ - unghiul de frecare internă;

L – lungimea suprafeței de alunecare;

k_s – coeficientul seismic;

U – presiunea apei.

Căutarea și tatonarea poziției suprafeței de alunecare și raza cercului căruia îi corespunde valoarea minimă a lui F necesită mai multe încercări.

Secțiunea transversală a profilului studiat a fost împărțită în fâșii de 0,50 m, calculele efectuându-se automat pe baza unui program conversațional care permite examinarea secțiunilor neomogene complexe cu până la 30 tipuri de pământuri cu caracteristici geotehnice diferite.

Pentru calcule s-au folosit datele din tabelul 5.1.

Tabelul 5.1

Natura pământului	$\phi (^{\circ})$	$C(\text{daN/cm})$	$\gamma(\text{kN/m}^3)$
Aluviuni fine din suprafață	14	0,2	19,0
Pietrișuri	30	0,0	20,0
Argile din bază	16	0,3	19,5

Calculele au fost efectuate luând în considerare și fluxul infiltrațiilor către Dunăre. În zona malului, nivelul apei subterane a fost considerat la 3,0 m peste cota apei Dunării.

Au fost analizate stabilitatea locală și stabilitatea generală. Stabilitatea locală se referă la zona din imediata vecinătate a malului. Pentru stabilitatea generală, suprafețele de alunecare au fost extinse și asupra zonei din albia minoră unde au fost executate excavațiile. Rezultatele calculelor sunt prezentate centralizat în tabelul 5.2. și ilustrate în figura 4.

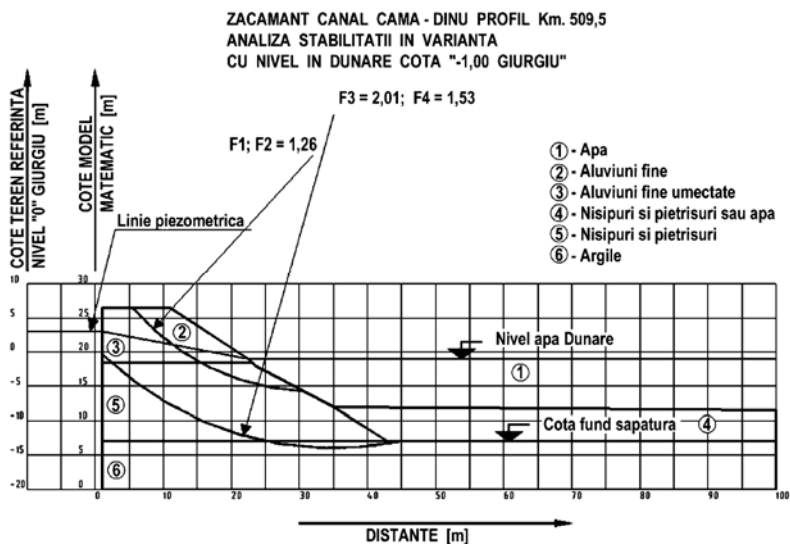


Fig. 4.

*Tabelul 5.2. Analiza stabilității taluzurilor pentru zăcământ Canal
Cama-Dinu. Profil km. 509,5*

Varianta de nivel în Dunăre	Coeficienți de siguranță rezultați			
	Stabilitate locală mal		Stabilitate generală	
	Fără săpătură (F ₁)	Cu săpătură (F ₂)	Fără săpătură (F ₃)	Cu săpătură (F ₄)
Nivel + 1,00 m	1,47	1,47	2,36	1,74
Nivel ± 0,00 m	1,28	1,28	2,17	1,63
Nivel – 1,00 m	1,26	1,26	2,01	1,54

CONCLUZII

Pentru analizarea stabilității patului albiei Dunării și a malurilor supuse eroziunii (maluri concave) s-au folosit metodele de

calcul existente: metoda efortului critic de antrenare, metoda regimului și metoda bazată pe viteza critică de antrenare.

Calcululele privind verificarea stabilității albiei cu metoda efortului critic de antrenare sunt prezentate sintetic, în tabelul 4.1. Datele din acest tabel arată că la nivelul patului albiei nu se produc eroziuni chiar dacă în albie se execută excavații până la cota – 13,00 m față de cota “0”, mira Giurgiu. Tot din acest tabel rezultă că malul (taluzul) concav al Dunării este afectat de fenomenul de eroziune indiferent dacă în albie se execută excavații prin dragare sau nu.

Metoda regimului și metoda bazată pe viteza maximă admisibilă confirmă rezultatele obținute cu metoda efortului critic de antrenare, adică faptul că patul albiei nu este erodabil. Aceste două metode evaluează global stabilitatea albiei, cu referire la patul albiei, fără a face aprecieri cantitative asupra evoluției morfologice a malurilor. Din acest punct de vedere, metoda efortului critic de antrenare este preferabilă.

Calcululele de stabilitate la alunecare a malului arată că suprafețele de cedare la alunecare, corespunzătoare coeficienților de siguranță minimi, se situează în taluzul malului, în afara zonei în care au fost executate excavațiile. Aceasta înseamnă că stabilitatea malului la alunecare nu este influențată de existența excavațiilor realizate prin dragare.

Deteriorarea malurilor concave ale Dunării, în zona studiată, se datorează cumulării acțiunii următorilor factori: acțiunea forței hidrodinamice a curentului de apă care este pregnantă în zonele concave ale malului; existența curenților transversali;

fenomenul de sufozie care se produce atunci când nivelul apelor freatice din mal este mult superior nivelului apei din albie; valurile provocate de vânt și în special de circulația ambarcațiunilor.

BIBLIOGRAFIE

- 1) Graf, W. H., (1971) – “Hydraulics of Sediment Transport”, McGraw – Hill, Book Company, Inc. New York.
- 2) Luca, O., (1993) – “Hidraulica râurilor”, I.C.B., București.
- 3) Randkivi, A. J., (1967) – “Loose Boundary Hydraulics”, Pergamon Press. Ltd. Oxford.
- 4) Yalin, M. S., (1977) – “Mechanics of Sediment Transport”, Pergamon Press. Ltd. Oxford.

IMPLICAȚII HIDRODINAMICE ȘI TEHNOLOGICE ALE MODIFICĂRII BULBULUI LA O NAVĂ SPECIALĂ (I)

IORDAN NOVAC, RADU JOAVINĂ**, MIRELA POPA****

CONSIDERAȚII INTRODUCTIVE.

NECESITATEA MODIFICĂRII BULBULUI NAVEI SPECIALE.

Alinierea flotei României la cerințele NATO, în limitele actualului “parteneriat pentru pace” și în perspectiva unei viitoare aderări, impun ca prime urgențe modernizarea comunicațiilor, a capacității de căutare comunicare submarină și a armamentului. Din cauza bugetului limitat numai primele două urgențe au putut fi abordate corespunzător și într-o primă fază de modernizare, printre altele s-a pus problema modificării instalației de ascultare submarină a unei nave tip distrugător, considerată nava amiral a flotei românești. Stația de hidrolocație care dotează această navă aflată în

* Conf. dr. ing. – Institutul de Marină Civilă Constanța

** As. ing. drd. – Universitatea “Ovidius” Constanța

*** Prep. ing. drd. – Universitatea “Ovidius” Constanța

exploatare este amplasată într-o carcasă carenată hidrodinamic, care are posibilitatea de a fi coborâtă sub linia de bază printr-o deschidere practică în fundul navei între coastele 135 ...144 (figura 1).

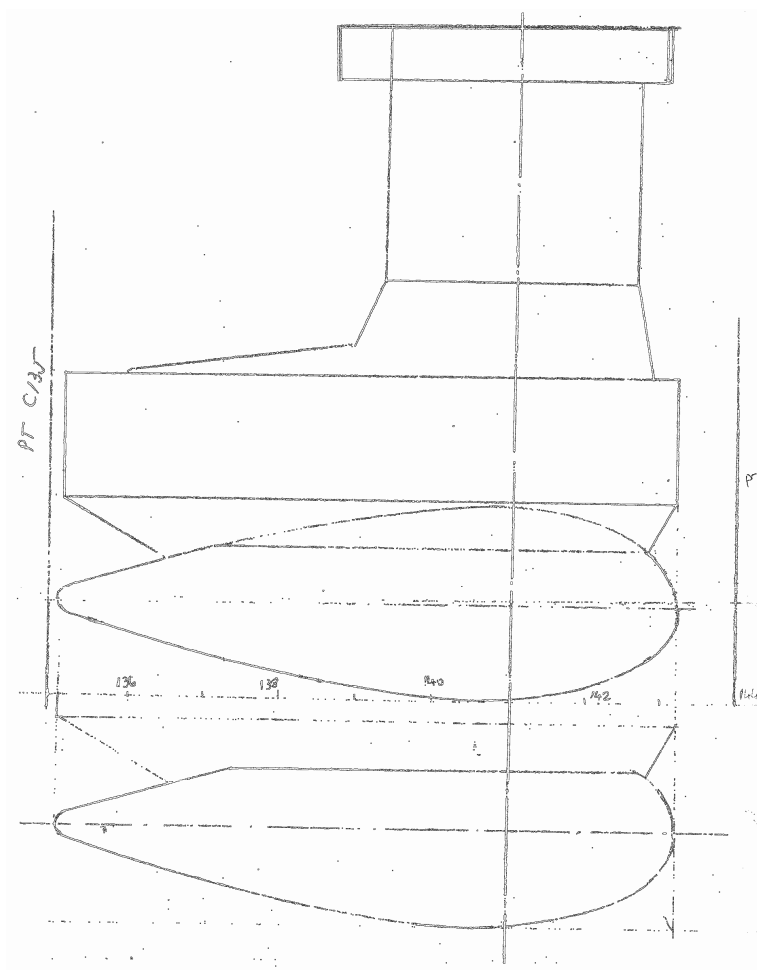


Fig. 1

Din multiple motive această variantă constructivă nu mai corespunde cerințelor tehnico – tactice impuse de asigurarea interoperabilității cu navele aliate și se impune reamplasarea antenei într-o poziție cât mai degajată, care să asigure un orizont de ascultare cât mai larg și în egală măsură să fie cât mai departe de sursele de perturbație care pot afecta procesul de căutare și comunicare submarină.

În actuala variantă sunt trei inconveniente majore care afectează instalația, două de tip zgomot – vibrațiile induse de motoarele principale (aflate prea aproape de hidromotor) și “zgomotul hidrodinamic” generat de vârtejurile specifice curgerii din zonă, predominant turbionară, respectiv, de tip structural. Acest inconvenient, mai subtil s-a făcut simțit în timp, în procesul de exploatare a navei, fiind în zona cu deformații maxime de încovoiere și torsiune a navei, ghidajele de coborâre – ridicare și-au viciat alinierea și paralelismul făcând ca această operație să fie din ce în ce mai dificilă și, în final imposibilă.

În consecință, se impune cu necesitate reamplasarea hidrolocatorului și zona care răspunde cel mai bine cerințelor sus amintite sunt extremitatea prova, sub linia de bază, ceea ce presupune modificarea majoră a bulbului și a unei părți din etravă.

NECESITATEA STUDIERII SLAMMINGULUI CA EFECT AL MIȘCĂRILOR NAVEI.

Soluția tehnică de principiu, propusă mai sus, ridică însă o altă problemă majoră: în ce măsură fenomenele de șoc hidrodinamic, specifice zonei prova: slamming și slapping pot afecta funcționarea instalației de hidrolocatie. Pentru a răspunde la această întrebare devine necesară studierea slammingului (slappingului) ca efect al mișcărilor navei. În subsidiar se ridică și problema modificării în sens favorabil sau defavorabil a rezistenței la înaintare și implicit a vitezei navei. Pentru o deplină înțelegere a complexității fenomenului, în figură se prezintă macroproblema efectelor mișcărilor navei în mare reală [1], cu precizarea că determinarea acestora nu reprezintă un scop în sine, mult mai importante fiind fenomenele de șoc amintite împreună cu fenomenele conexe de tip “whipping” și vibrații locale ale fundului, bordajelor și uneori a punții. Analiza blocurilor și modelelor prezentate în figura 2 arată că fenomenele de șoc abordate în acest capitol, ocupă un loc important **în cadrul blocului doi, ce conține problema hidrodinamică**, fiind în directă dependență atât față de **blocul unu, care conține problema condițiilor de navigație** (spectrul absolut și de întâlnire al valurilor, corelat implicit cu viteza și unghiul de marș la navei) cât și față de modulul mișcărilor navei în condițiile definite de blocul unu. La rândul loc, fenomenele de șoc determină răspunsurile de tip tranzitoriu ale grinzii navă (Whipping), respectiv vibrațiile locale ale planșeelor, aceste fenomene făcând parte din **blocul trei ce conține**

problema hidroelastică. Prin această schematizare se poate observa mai ușor importanța practică a studiului fenomenelor de șoc, pentru că în ultimă instanță, acestea se reflectă în starea de eforturi din structura navei (**blocul patru – problema structurală**), mai ales prin valori maxime ale tensiunilor care depășesc valorile admisibile și produc dezvoltarea sub formă de fracturi, a microfisurilor de oboseală, deja existente în corpul navei. Mai mult, instalațiile de ascultare submarină, sunt atât de sensibile, atât structural cât și tehnologic, încât sunt perturbate în funcționare chiar și numai de slapping, dacă acesta depășește o anumită frecvență și intensitate și, din acest motiv, aprecierea cât mai exactă a riscului de apariție a fenomenelor de șoc este procentual o măsură a eficienței funcționale și tactice a navei.

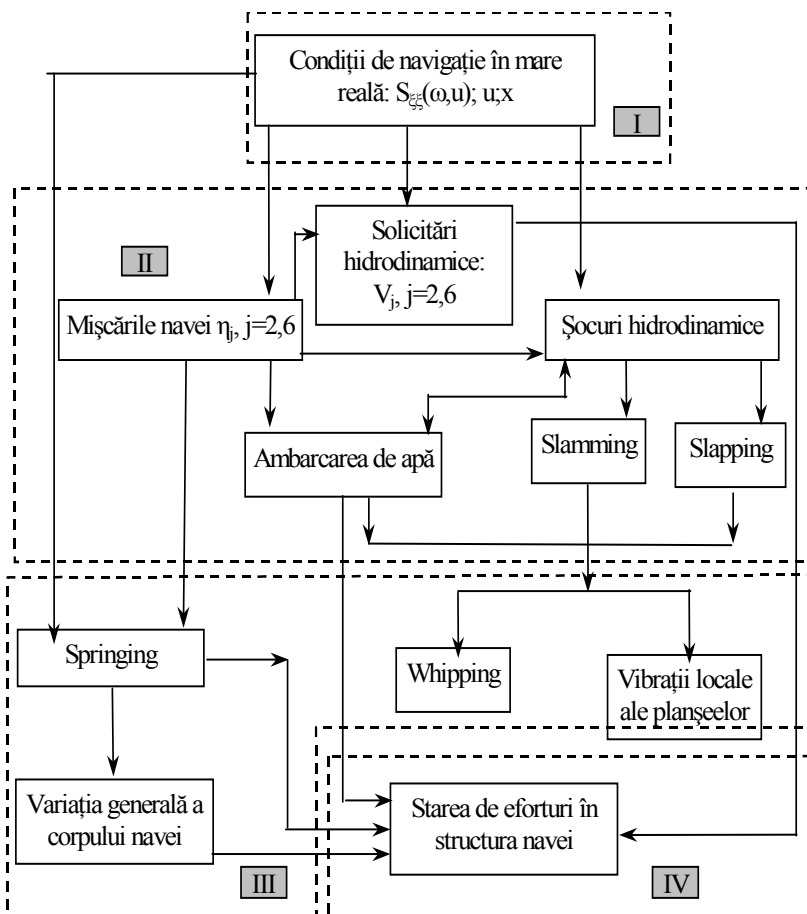


Fig. 2 Efectele mișcărilor navei în mare reală I Problema condițiilor de navigație; II Problema hidrodinamică; III Problema hidroelastică; IV Problema structurală.

MODELUL MATEMATIC DE ESTIMARE A PROBABILITĂȚII DE APARIȚIE A SLAMMINGULUI

În concordanță cu motivația tehnică prezentată în capitolul anterior, modelarea matematică a probabilității de apariție a fenomenelor de șoc pleacă de la ipoteză că sunt cunoscute condițiile de navigație și mișcările simetrice verticale (tangaj, η_5 și oscilație verticală η_3) ale navei.

În aceste condiții, sub aspect determinist, mișcarea relativă la secțiunea x capătă expresia:

$$\eta_r(x, t) = \eta_3(t) - x \cdot \eta_5(t) - \xi(t) \quad (1)$$

în care $\xi(t)$ reprezintă deplasarea verticală efectivă a suprafeței valului la secțiunea considerată.

Având în vedere gradul de intercorelare al celor două mișcări simetrice și caracterul aleator al acestora în valuri neregulate de spectru dat, aprecierea funcției de autocorelație a mișcării relative conduce la expresia:

$$\begin{aligned} R_{\eta_r, \eta_r}(\tau) = \langle \eta_r(t) \cdot \eta_r(t + \tau) \rangle &= R_{\eta_3, \eta_3}(\tau) + x^2 \cdot R_{\eta_5, \eta_5}(\tau) + R_{\xi, \xi}(\tau) - \\ &- [R_{\xi, \eta_3}(\tau) + R_{\xi, \eta_3}(-\tau)] - x \cdot [R_{\eta_5, \eta_3}(\tau) + R_{\eta_5, \eta_3}(-\tau)] + x \cdot [R_{\xi, \eta_5}(\tau) + R_{\xi, \eta_5}(-\tau)] \end{aligned} \quad (2)$$

Procesele fiind ergodice, după aplicarea transformatei Fourier relației (2), funcția de densitate spectrală a mișcării relative verticale (exprimată în raport cu pulsația de întâlnire) capătă expresia:

$$S_{\eta_r \eta_r}(x, \omega_e) = S_{\eta_3 \eta_3}(\omega_e) + x^2 S_{\eta_5 \eta_5}(\omega_e) + S_{\xi \xi}^R(\omega_e) + 2S_{\eta_3 \eta_3}^R(\omega_e) - 2x S_{\eta_5 \eta_3}^R(\omega_e) - 2x S_{\xi \eta_3}^R(\omega_e) = \left| H_{\eta_r \xi}(x, \omega_e) \right|^2 S_{\xi \xi}(\omega_e) \quad (3)$$

în care

$$\left| H_{\eta_r \xi}(x, \omega_e) \right|^2 = \left| \frac{(\eta_r) a}{\xi a} \right|^2 \quad (4)$$

reprezintă operatorul amplitudinii de răspuns la mișcării relative verticale la abscisa “x”.

Pentru $x=L/2$ se obține spectrul mișcării relative în prova, mărime de interes în analiza probabilității de apariție a slammingului.

Având în vedere că se analizează fenomene reale, cu caracter dinamic, amplitudinea reală a mișcării relative în prova este mai mare decât cea considerată în relația (4), fiind necesar a fi amplificată cu un coeficient dinamic, pentru care Tasaki [2], propune expresia:

$$(\eta_r)_a^d = (\eta_r)_a \left[1 + \frac{1}{3} (C_B - 0,45) \omega_e \sqrt{\frac{L}{g}} \right] \quad (5)$$

în care C_B este coeficientul de finețe al navei.

În aceste condiții spectrul mișcării relative reale în prova devine:

$$S_{\eta_r^d \eta_r^d}(\omega_e) = \left| H_{\eta_r} + d_{\xi} \left(\frac{L}{2}, \omega_e \right) \right|^2 \cdot S_{\xi \xi}(\omega_e) \quad (6)$$

Abordarea în continuare a fenomenelor de șoc ce constituie subiectul dezvoltării de față a impus determinarea spectrului vitezei relative în prova, în forma:

$$S_{\dot{\eta}_r^d \eta_r^d}(\omega_e) = (\omega_e)^2 \left| H_{\eta_r^d \xi} + \left(\frac{L}{2}, \omega_e \right) \right|^2 \cdot S_{\xi \xi}(\omega_e) \quad (7)$$

Aceasta a fost necesar întrucât fenomenul tipic de plesniture pe fundul navei – slamming, specific probei (dar care în anumite condiții poate să apară și în pupa, pe bordaje sau în zona evazată a navei) este esențial condiționat de două fenomene distincte.:

- a) ieșirea probei din apă (condiție determinată utilizând spectrul (6));
- b) depășirea vitezei critice relative între navă și val la prova, mai numita “viteză de prag” sau “viteza lui Ochi” [condiție determinată utilizând spectrul (7)].

Cele două fenomene fiind procese aleatoare static independente, cu banda îngustă, maximele lor respectă distribuția Rayleigh iar probabilitățile de depășire a pescajului prova “ d_{pv} ” (deci de ieșire a probei din apă), respectiv de depășire a vitezei η_r^* (deci condiția de “666plesnire”) sunt:

$$P\left[(\eta_r)_a^d > d_{pv}\right] = \exp\left[-\frac{d_{pv}^2}{2m_0\eta_r^d}\right] \quad (8)$$

$$P\left[(\dot{\eta}_r)_a^d > \eta_r^*\right] = \exp\left[-\frac{(\eta_r^*)^2}{2m_0\dot{\eta}_r^d}\right] \quad (9)$$

În iterațiile (8) și (9) la numitor sunt ariile (momentele de ordin zero) de sub spectrele (6) și (7) iar pentru viteza critică, Ochi recomandă expresia:

$$\dot{\eta}_r^* = 0,093\sqrt{L \cdot g} \quad (10)$$

În baza ipotezei interdependenței statistice celor două procese, probabilitatea de apariție a slammingului este egală cu produsul probabilităților evenimentelor (a) și (b), având expresia:

$$P[\text{slamming}] = \exp \left[- \left(\frac{dp_v^2}{2m_0\eta_r^d} + \frac{(\dot{\eta}_r^*)^2}{2m_0\eta_r^d} \right) \right] \quad (11)$$

Numărul mediu de slammuri în unitatea de timp (frecvența de apariție a slammingului) este egal cu numărul de treceri de sus în jos a provei emersate, cu condiția depășirii vitezei de prag la impact și are expresia:

$$\bar{N}_{slamm.} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{m_0\dot{\eta}_r^d}{m_0\eta_r^d}} P[\text{slamming}] \quad (12)$$

Din punct de vedere al criteriilor de seakeeping frecvența de apariție a slammingului se exprimă fie prin probabilitatea procentuală (furnizată de relația 11 – exprimată în procente) fie prin numărul de evenimente pe oră (furnizat de relația 12 prin înmulțire cu 3600).

Dacă este îndeplinită numai condiția (b) și se depășește viteza critică în prova fără ca aceasta să se emerseze, apare

fenomenul de “slapping”, tot de tipul fenomenelor de șoc, dar submers și cu o intensitate mai redusă decât a slammingului.

Probabilitatea de apariție a slappingului și numărul mediu de slappuri se obțin anulând în relațiile (11) și (12) probabilitatea de emersare a probei. Ambele fenomene generează atât vibrații locale ale panourilor supuse ciocanelor de apă respective, cât mai ales “whipping” care este o solicitare hidrodinamică aleatoare complexă, cu caracter de șoc, a cărei frecvență probabilistică de apariție este egală cu a slammingului sau slappingului ce o generează și care se manifestă sub forma unor vibrații de încovoiere a grinzii, nava având frecvența egală cu un (sub)multiplu al modului fundamental de vibrație de încovoiere verticală; acest tren de vibrații se propagă în structură până când energia de șoc este complet absorbită de aceasta.

ALGORITM ȘI PROGRAM DE CALCUL AL FRECVENȚEI ȘI NUMĂRULUI DE SLAMMURI.

Construirea algoritmului de calcul bazat pe modelul matematic prezentat anterior ridică două probleme dificile:

- a) Determinarea corectă a gradului de intercorelare a mișcărilor simetrice verticale;
- b) Stabilirea cât mai precisă a spectrului mișcării relative reale în prova.

a) Așa cum se poate observa, în relațiile (2) și (3), în afara funcțiilor de autocorelație și spectrelor directe (autospectre) ale

valurilor de întâlnire și mișcărilor verticale, mai intervin funcțiile de intercorelație val-tangaj, tangaj-oscilație verticală și val-oscilație verticală, respectiv părțile reale ale interspectrelor acestora.

Determinarea practică a interspectrelor din relația (3) presupune cunoașterea relației probabilistice de fază între cele trei procese considerate iar elaborarea algoritmului de calcul de calcul pentru un astfel de intercorelator (care presupune un suport teoretic deosebit de complex) depășește cadrul lucrării de față.

În consecință algoritmul de calcul propus ia în considerare numai primii trei termeni din relația (3), neglijându-i pe ultimii trei, care conțin efecte intercorelative. Această aproximație produce o eroare în sens acoperitor întrucât termenii neglijăți sunt cu semn “minus”, deci spectrul mișcării relative va fi mai intens decât în realitate.

b) În condițiile prezentate la punctul (a) determinarea cât mai precisă a spectrului mișcării relative reale în prova presupune următorii pași:

- P1 Stabilirea vectorului pulsațiilor de întâlnire pentru care se definesc spectrele din relația (3): “VOMGE(N)” și a pasului de incrementare “DOMGE”.

Alegerea corectă a limitelor de trunchiere, deci a valorii minime “OMGEMIN” a pulsației de întâlnire, are o influență decisivă asupra corectitudinii spectrului care se obține în final.

-P2 Importul tuturor datelor necesare, (L, CB, ETAPCR, DPV, G, PI) și a celor trei spectre necesare în relația (3), sub forma a trei masive (tablouri) bidimensionale, extinse între limitele de

trunchiere stabilite la P1: SZITA(N, OMG), SETA3(N, OMG), SETA5(N, OMG). Dacă valorile pulsațiilor pentru care sunt furnizate ordonatele spectrale ale celor trei spectre nu coincid cu elementele vectorului VOMGE(N), se poate proceda, fără a genera erori sesizabile, la o interpolare liniară.

- P3 În interiorul unei bucle DØ, deschisă de pulsația de întâlnire se calculează ordonatele spectrale ale mișcării relative în prova, conform relației (3) (numai primii 3 termeni), făcând $x = L/2$ și corectând fiecare ordonată spectrală conform relației (5) (dependente de asemenea de pulsația de întâlnire). Dacă spectrul de întâlnire nu are un caracter exclusiv teoretic ci unul semiexperimental, în care operatorul de transfer din relația (4) este obținut experimental, în bazinele de încercări, cu un “wave probe” amplasat în prova modelului navei (în secțiunea de interes), la P2 se importă doar masivul SZITA(N,OMS) și un masiv HETAR(N, OMG) care conține ordonatele operatorului considerat fără a mai aplica nici un fel de corecție (conținută implicit). P3 în acest caz se realizează tot în cadrul unei bucle DO, calculând ordonatele spectrale conform relației (6).

Pașii următori ai algoritmului sunt aceiași, indiferent dacă spectrul mișcării relative este pur teoretic sau semiexperimental.

- P4 În cadrul aceleiași bucle DØ de la pasul P3, indiferent de modul de calcul a ordonatelor spectrale ale mișcării relative, imediat după calculul fiecăreia dintre acestea se calculează ordonatele spectrale ale vitezei relative în prova, conform relației

(7). Concomitent se creează masivele de ieșire corespunzătoare SETAR(N,OMG) și SETAPR(N,OMG).

- P5 În afara buclei se calculează și se afișează momentele de ordine zero (ariile) “MZETAR” și “MZETAPR”, printr-o procedură de integrare uzuală (trapeze sau Simpson), probabilitatea de apariție a slammingului și slappingului “PSLAM” și “PSLAP” (conform relației 11) și numărul de slammuri sau sloppuri pe oră “NSLAM” și “NSLAP”, (conform relației 12).

Dacă se dispune de valorile criteriale ale probabilității și numărului de evenimente se poate face și comparația între valorile obținute și acești parametrii de seakeeping. Acest algoritm este valabil pentru o stare a mării dată, caracterizată de spectrul de întâlnire “ $S_{\xi\xi}$ ” și se poate apela de câte ori este necesar, eventual într-o buclă exterioară, construită de starea mării.

Schema logică a programului de calcul bazat pe algoritmul de mai sus este prezentată în fig. 3.

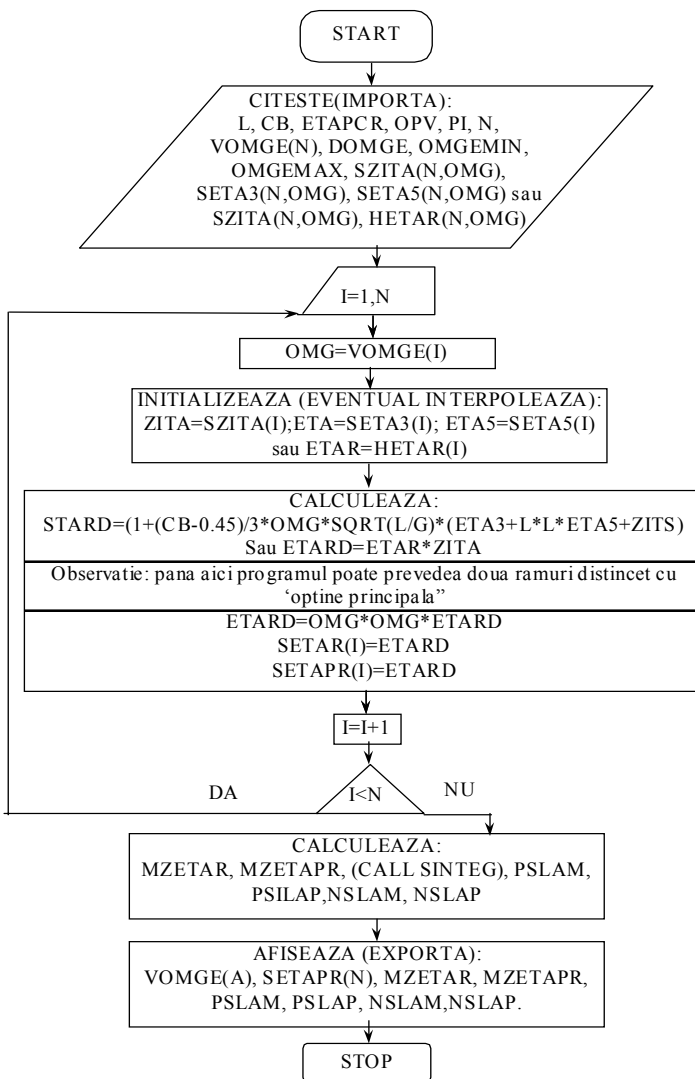


Fig. 3 Schema logică a programului de calcul a probabilității de apariție a slammului și determinare a numărului de slammuri.

BIBLIOGRAFIE

- 1) Levedahl, William J - "A capable, Affordable 21-st Century Destraier", Naval engineers Journal, May 1993, pp. 220,221, fig. 7,9.
- 2) Novac, I. - "Oscilațiile generale ale navelor și determinarea parametrilor sistemelor de amortizare pasive; teza de doctorat , Galați, 1991.
- 3) Novac, B. Ganea, C. Novac – "Cercetări teoretice și experimentale privind dotarea unei nave de tip distrugător cu bulb extins sub linia de bază" A XV-a Sesiune de Comunicări Științifice a cadrelor didactice – 125 de ani – de învățământ superior de marină, Academia navală Mircea cel Bătrân, Constanța, 5-7 nov. 1997.
- 4) A.B. Summers & J.F.P.Eddison - "Future ASW Frigate Concept study of trimaran variant", International Maritime Defence 1995, Conference Proceedings volume one, pp. 81-116, 28-31 march 1995, Greenwich, London, U.K.

IMPLICAȚII HIDRODINAMICE ȘI TEHNOLOGICE ALE MODIFICĂRII BULBULUI LA O NAVĂ SPECIALĂ (II)

IORDAN NOVAC, RADU JOAVINĂ**, MIRELA POPA****

CERINȚE ACUSTICE, CONSTRUCTIVE, FUNCȚIONALE ȘI TEHNOLOGICE SPECIFICE NAVEI SPECIALE.

Din rațiuni impuse de tipul și destinația navei, în această parte a lucrării se vor prezenta succint doar acele cerințe care influențează direct dimensiunea, forma și amplasarea bulbului care înglobează hidrolocatorul în studiu.

CERINȚE ACUSTICE:

- a) Zona de transparență acustică se extinde în plan orizontal la $\pm 180^\circ$ spre prova (având ca referință planul diametral al navei)

* Conf. dr. ing. – Institutul de Marină Civilă Constanța

** As. ing. drd. – Universitatea “Ovidius” Constanța

*** Prep. ing. drd. – Universitatea “Ovidius” Constanța

- b) Zona de transparență acustică în plan vertical se extinde cu 17° în jos și cu 25° în sus având ca plan de referință planul orizontal median al antenei (incluzând și antena de convorbiri)
- c) Zona de transparență acustică se va construi dintr-un material cu impedanța acustică apropiată de a mediului de lucru (apa) pentru a asigura transferul maxim de energie acustică (cauciuc sau PAFS)
- d) Pentru a reduce la minimum deformarea caracteristicii de directivitate a antenei în condițiile asigurării rezistenței mecanice, osatura de rigidizare nu va avea intervale mai mici de 1500 mm pentru toată zona de transparență acustică.
- e) Pentru o funcționare normală a instalației, nivelul de zgomot în locul de amplasare a antenei trebuie să fie de maximum 0,1 Pa, în gama de frecvențe 1Hz...1kHz.

CERINȚE CONSTRUCTIVE PRINCIPALE

- a) Amplasarea antenei hidroacustice de diametru “d” în interiorul carcasei transparente se face în centrul unei sfere echivalente de diametru “a”, respectând condiția $d/a \leq 1$, rezultă $a = 2400$ mm
- b) Pentru a asigura caracteristica de directivitate posterioară a antenei ($90^\circ - 160^\circ$) în spatele acesteia este necesar un spațiu semicilindric “l” cu condiția $l/a \geq 2,5$, rezultă $l \geq 3000$ mm.
- c) Pentru evitarea reflexiilor parazite pe zona semicilindrică din spatele antenei se fixează panouri fonoabsorbante montate la 50 mm de peretele metalic

CERINȚE FUNCȚIONALE

- a) Condiția funcțională principală care se impune hidrolocatorului este de a rămâne în parametri până la stări de agitație ale mării corespunzătoare gradului 5 (înălțime de val $h_w = 2 \dots 2,7$ m); această cerință impune verificarea imersiunii critice la slamming ($d_{pv} \geq 0,02 L + 2$ m sau $d_{pv} \geq 4,72$ m, unde d_{pv} este pescajul în prova navei) – vezi [1]. **Această condiție severă impune amplasarea flanșei antenei la nivelul planului de bază al navei sau maximum la 450 mm deasupra acestuia.**
- b) Carcasa transparentă se inundă cu apă dulce la presiunea mediului exterior
- c) Carcasa, de diametru cel puțin egal cu cel al sferei echivalente, trebuie să evite prin formă desprinderile turbionare generatoare de zgomot de tip hidromecanic.

CERINȚE TEHNOLOGICE

- a) Spațiul disponibil în interiorul carcasei transparente acustic trebuie să permită accesul normal atât la antena hidrolocatorului cât și la antena de convorbiri.
- b) Distanța dintre antenă și compartimentul de hidrolocație unde există aparatura de (pre)amplificare și formare a caracteristicilor de directivitate nu trebuie să depășească 25 m.
- c) Antena se va monta elastic pe flanșa de fixare care admite următoarele abateri în raport cu platforma din carcasa transparentă acustic:

- abatere de la orizontală $\pm 15'$
- abatere de la coplanaritate verticală (în raport cu P.D.) $\leq 0,3$ mm.

STABILIREA SOLUȚIILOR TEHNICE DE MODIFICARE A BULBULUI

Analizând toate aceste cerințe, relativ severe, unele chiar contradictorii și poziția compartimentelor ce deservesc hidrolocatorul (care trebuie să rămână exact unde sunt) rezultă că din punct de vedere hidrodinamic și structural **amplasarea antenei într-un bulb extins sub linia de bază** este posibilă în două variante constructive:

- **cu bulb încastrat** solidar structural cu nava și cu formele evoluând normal, aviat din formele probei (figura 1)

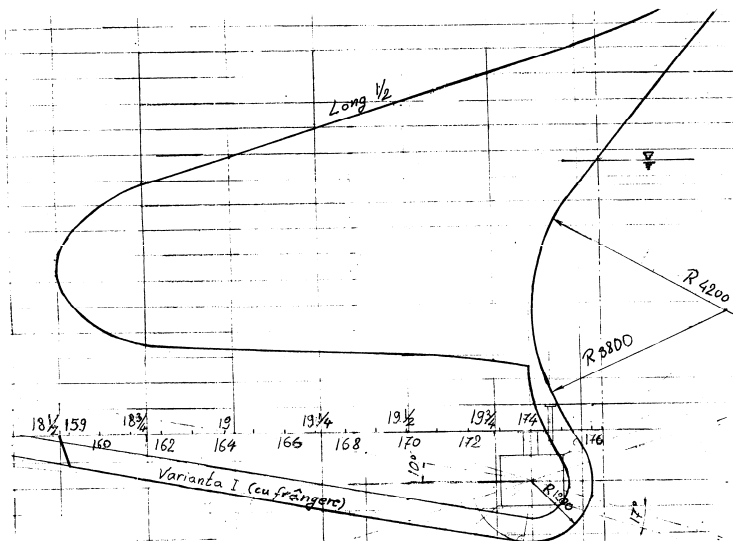


Fig. 1

- **cu bulb aplicat** distinct structural și ca formă (corp de revoluție carenat), legat de navă printr-un cavalet (suport) cât mai fin carenat hidrodinamic și care face trecerea de la formele provei la cele ale bulbului (figura 2)

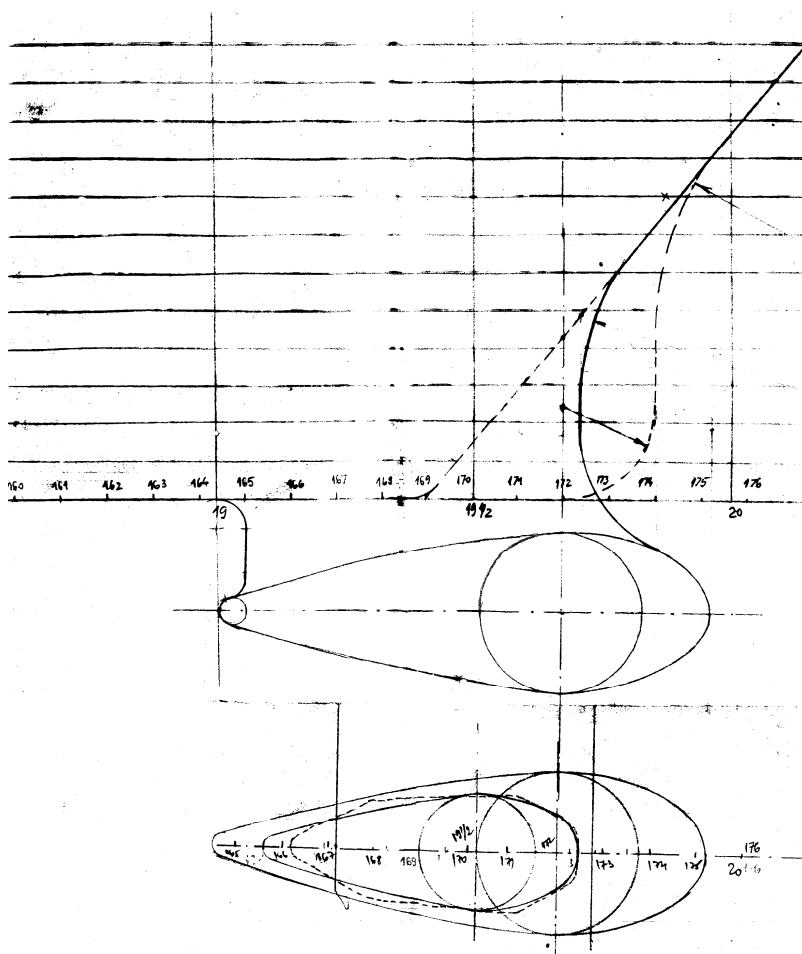


Fig. 2

VARIANTA CONSTRUCTIVĂ CU BULB ÎNCASTRAT

Având în vedere forma probei (care are deja un mic bulb semicilindric) și rațiunile hidrodinamice de amplasare a bulbului

(micșorarea înălțimii valului de prova și reducerea rezistenței la înaintare) s-a optat pentru următoarea soluție tehnică:

1. Flanșa antenei s-a amplasat exact în planul de bază cu axa verticală la C174 și axa orizontală a antenei la 1000 mm sub acest plan
2. Sfera echivalentă cu diametrul de 2400 mm (egal cu al carcasei transparente acustic) se continuă spre pupa cu un cilindru de același diametru având axa înclinată la 10° în raport cu linia de bază a navei. Spre prova și spre suprafața liberă sfera se racordează aviat la formele etravei și a extremității prova, fiind afectate toate cuplele de la K20 la K18 $^{1/4}$.
3. Întrucât acest bulb din punct de vedere al gabaritului coboară sub planul de bază cu 2200 mm și avansează (în raport cu urma verticală a etravei inițiale) înspre prova cu 1200 mm, este de așteptat un efect hidromecanic mai accentuat asupra valului prova, comparativ cu micul bulb semicircular anterior
4. Înspre pupa îmbinarea cilindrului cu fundul navei se poate face în trei moduri: aviat cu concavitățile în jos (la K17), în linie dreaptă (la K18) sau cu frângere dreaptă (la K18 $^{1/2}$). Din rațiuni legate de reducerea la minimum a intervențiilor la corp și corelat cu orientarea modernă în realizarea acestui tip de bulb [2] se impune aplicarea ultimei variante pentru că prezența frângerii va genera un volum de “apă moartă” cu efect de amortizare a turbioanelor de desprindere, dacă acestea au totuși tendința să se formeze.

5. Această variantă constructivă asigură suficientă “liniște hidrodinamică” întrucât zona transparentă acustic se extinde până la $K19^{1/2}$, respectiv până la LA1, adică suficient de departe atât față de suprafața liberă (~ 4,9 m) cât și față de zona de frângere (~ 6 m). În egală măsură însă, varianta propusă are și două inconveniente de tip tehnologic:

- Pentru a asigura accesul la antenă prin interiorul navei, zona afectată de modificări importante de formă și compartimentare se extinde destul de mult: circa 12,5 m pe lungime și circa 3 m pe înălțime față de P.D. (la care se adaugă 2200 mm sub acesta), respectiv circa 3 m pe lățime.
- De asemenea se impune modificarea instalației de ancorare pentru că cilindrul de cădere a ancorelor ($\phi 1700$ mm) se află numai la 200 mm de carcasa transparentă acustic, existând riscul ca acesta să lovească carcasa la lansarea sau recuperarea pe valuri. Este necesară deci modificarea nărilor de ancoră în sensul îndepărtării de bulb cu cel puțin 500 mm.

1) VARIANTA CONSTRUCTIVĂ CU BULB APLICAT

Această soluție tehnică a fost impusă de două rațiuni importante sub aspect tehnico – economic:

- necesitatea de a reutiliza cât mai mult di actuala instalație, care are posibilitatea de a coborî sub navă în zona mediană;
- necesitatea de a interveni cât mai puțin la corp și structura de rezistență

În egală măsură, această soluție răspunde la conceptul modern de proiectare și construcție modularizată a navelor militare, concept care asigură compatibilități tehnico – tactice superioare, dublate de o întreținere și deparare mai ușoară a diferitelor module. În conformitate cu recomandările din [1] se impune amplasarea carcasei carenate care conține antena hidrolocatorului sub forma unui modul independent amplasat sub navă, în extremitatea prova prin intermediul unui caronet de formă hidrodinamică. Gabaritul acestuia trebuie să sigure obligatoriu trecerea tuturor cablurilor necesare instalației și numai în măsura posibilului (dat fiind formele fine ale navei în această zonă) accesul în carcasă, prin interiorul navei. Soluția tehnică adoptată este următoarea:

1. Carcasa carenată, transparentă acustic (existentă) se amplasează cu axa verticală a antenei la C172 și axa orizontală la 1500 mm sub planul de bază, exact în P.D. În acest fel, nici în sens longitudinal și nici ca extindere sub linia de bază, nu prezintă dimensiuni de gabarit mult diferite de varianta anterioară. În plus, orizontul de ascultare în ambele plane se mărește, ceea ce are importanță din punct de vedere funcțional și nu mai apar probleme nici la montarea antenei de convorbiri.

2. La aproximativ același gabarit și aceeași amplasare forma este net superioară hidrodinamic, deci sunt de așteptat efecte favorabile asupra valului de prova și a rezistenței de înaintare, în condiția asigurării unui nivel mai redus de zgomot hidrodinamic în zona antenei.
3. Cavaletul care susține carcasa carenată este conceput sub forma unui cilindru vertical încheiat frontal, pe etravă și posterior, pe fund la K19; acesta, în secțiune respectă forma carcasei carenate pentru a se asigura continuitatea liniilor de curent și a evita desprinderile turbionare. Toate îmbinările cavaletului, atât la carcasă cât și la corp sunt racordate, cu raza care evită efectele hidrodinamice de frântură (suprafețe de viteză nulă sau unghiuri directe conținând apă moartă”).
4. Etrava se modifică prin eliminarea bulbului semicilindric structural existent, revenirea la forma clasică în “V” și îmbinarea prin racordare cu cavaletul carcasei și devierea corespunzătoare a $K10_{3/4}$, $K19_{1/2}$, $K19_{1/4}$ și K19. După K19 modificările sunt neesențiale și se reduc la verticalizarea K181/2 și racordarea ei la fund. K18 rămâne practic neschimbată.
5. În consecință intervențiile la corp pe care le implică această soluție tehnică se reduc practic la eliminarea modului bulbului existent și înlocuirea cu modulul complex condiționând carcasa carenată, cavaletul de susținere și porțiunile de etravă și fund care sau modificat. Acesta este de fapt și principalul avantaj tehnologic al soluției propuse. Apar însă și în această variantă două inconveniente.

1. Problema interacțiunii cu instalația de ancorare se pune la fel, deși distanța de gardă este mai mare (~ 400 mm) tocmai datorită formai carenate, dar riscul de lovire rămâne și deci nările de ancoră trebuiesc reamplasate.
2. Accesul prin navă în carcasă, fiind practic imposibil, orice intervenție la antenă este posibilă ori prin scoaterea navei pe doc, ori prin intervenția scafandrilor. In acest scop în zona antenei sunt prevăzute două capace de vizitare prin care operatorul să poată pătrunde în interiorul carcasei carenate.

2) ANALIZA COMPORTĂRII NAVEI CU NOILE CONFIGURAȚII DIN PROVA. COMPARAREA REZULTATELOR TEORETICE CU CELE EXPERIMENTALE.

Prin cuantificarea efectelor din modificărilor din prova, în prima fază s-au rulat atât programele de calcul ale mișcării generale a navei [2], cât și programul de evaluare a slammingului prezentat în [4]; s-au urmărit patru mărimi esențiale în evaluarea acestor efecte:

- unghiul de tangaj al navei în valuri de întâlnire;
- mișcarea relativă din prova (pentru a estima ieșirea bulbului din apă);
- rezistența totală la înaintare în apă calmă și în valuri la viteza de regim;
- frecvența de apariție a slammingului (slappingu-lui).

Aceste calcule s-au efectuat pentru trei stări ale mării corespunzătoare la 3°, 5° și 7°B, utilizând spectrul standard JONSWAP (pentru a fi ulterior posibilă comparația cu rezultatele experimentale obținute în bazin) atât pentru nava inițială cât și pentru cele două variante modificate, la viteza de regim.

În a doua fază s-au realizat la ICEPRONAV Galați, în bazinul de Rezistență la Înaintare și Autopropulsie și Slapping, încercări experimentale cu modelul la scară al navei inițiale și apoi cu modelul navei în prima variantă modificată – cea cu bulb încastrat. Din păcate resursele financiare limitate nu au permis și experimentarea celei de-a doua variante modificate – cea cu bulb aplicat. Aceste cercetări au fost prezentate în detaliu, inclusiv înregistrările foto și video ale experimentelor în [3], în lucrarea de față prezentându-se numai sinteza comparativă în date relative, a rezultatelor pentru a se formula concluziile practice care se impun (tabelul 1)

Analiza comportării navei prin prisma datelor relative de mai sus arată indubitabil că modificarea provei este benefică din multe puncte de vedere. Mai întâi rezistența totală la înaintare rămâne practic constantă, curbele în apă calmă suprapunându-se aproape perfect (teoretic 100%, 102% și 101%, iar experimental 104% și 103%). Aceasta se poate interpreta și din punct de vedere al zgomotului hidrodinamic pentru că o rezistență cvasiconstantă înseamnă absența desprinderilor turbionare, deci lipsa zgomotului amintit, condiție esențială pentru buna funcționare a hidromotorului. Rezistența de val variază doar în limite reduse impuse în general de

rezistența suplimentară în valuri care la 7°B are o pondere importantă.

	Rez. înainte		Tangaj		Mișc. P.v.		Slamm		Obs
	T	E	T	E	T	E	T	E	
Apă calmă	100	104							Varianta inițială
3°B	109	111	100	97	100	96			
5°B	116	119	108	107	110	109			
7°B	128	127	115	114	124	122			
Apă calmă	102	103							Varianta modificată unu
3°B	112	111	92	90	93	89	0	0	
5°B	119	122	99	98	102	100	0	0	
7°B	130	131	106	104	112	111	20	20	
Apă calmă	101								Varianta modificată doi
3°B	111		93		93		0		
5°B	118		100		100		0		
7°B	126		106		108		30		

În al doilea rând oscilația de tangaj, pentru variantele modificate scade semnificativ mișcarea relativă din prova. Această descreștere a amplitudinii de oscilație are o explicație logică legată de modificarea sensibilă a masei adiționale din prova prin adăugarea bulbului în ambele variante modificate. Această masă mărește inerția probei și reduce amplitudinea de oscilație. Legat de mișcarea relativă este și numărul de slamminguri. Apare evident că la variantele modificate, acesta este 0 la 5°, ceea ce corespunde unei cerințe funcționale importante și abia la 7°B, se fac simțite primele slamminguri cu intensitate importantă. Este de presupus că și experimentarea cu varianta de bulb aplicat, studiată numai teoretic ar fi dus la aceleași concluzii practice.

CONCLUZII

Analizând lucrările I și II în globalitate se pot formula următoarele:

6. Utilizarea navei cu actuala amplasare a hidromotorului este inadecvată, aceasta neputându-și îndeplini integral funcția.
7. Analiza cerințelor multiple impuse instalației de hidrolocație conduce la posibilitatea de a amplasa carcasa transparentă acustic în extremitatea prova sub linia de bază a navei.
8. Această amplasare impune realizarea unui algoritm și program de estimare a slammingului capabil să furnizeze riscul de șoc pe carcasă.
9. Tehnic, există două posibilități de amplasare; într-un bulb încastrat solidar cu nava, sau într-un bulb aplicat sub forma unui modul independent.
10. Ambele variante prezintă avantaje și dezavantaje, dar corespund, atât din punct de vedere hidrodinamic cât și structural, scopului propus.
11. Incontestabil aplicarea oricăreia din variantele modificate va conduce la îmbunătățirea capacității tactic operative a navei speciale studiate în lucrarea de față.

BIBLIOGRAFIE

- 1) A.B. Summers & J.F.P.Eddison - “Future ASW Frigate Concept study of trimaran variant”, International Maritime

- Defence 1995, Conference Proceedings volume one, pp. 81-116, 28-31 march 1995, Greenwich, london, U.K.
- 2) William J Levedahl - "A capable, Affordable 21-st Century Destraier", Naval engineers Journal, May 1993, pp. 220,221, fig. 7,9.
 - 3) Novac, I. - "Oscilațiile generale ale navelor și determinarea parametrilor sistemelor de amortizare pasive; teza de doctorat , Galați, 1991.
 - 4) Novac, I., R. Joavină, M. Popa – "Implicații hidrodinamice și tehnologice ale modificării bulbului la o navă specială." Simpozionul "Hidrotehnica", 29 nov. 1999, Universitatea "Ovidius" Constanța.
 - 5) Novac, I., B. Ganea, C. Novac – "Cercetări teoretice și experimentale privind dotarea unei nave de tip distrugător cu bulb extins sub linia de bază" A XV-a Sesiune de Comunicări Științifice a cadrelor didactice – 125 de ani – de învățământ superior de marină, Academia navală Mircea cel Bătrân, Constanța, 5-7 nov. 1997.

SOLUȚII TEHNICE PENTRU ÎMBUNĂȚĂȚIREA PRODUCȚIEI UNOR PREFABRICATE DIN BETON

*HÂNCU CORNELIU DAN**

La solicitarea unei importante firme de construcții din Constanța –SCIM- GENERAL S.A. – care execută în producție curentă elemente prefabricate pentru pavaje, am realizat un studiu atât asupra compozițiilor microbetoanelor utilizate cât și referitor la tehnologia de lucru.

Firma beneficiară a studiului avea probleme în ce privește realizarea clasei proiectate a betonului (Bc 30) pentru prefabricatele destinate trotuarelor și parcărilor (cu grosime de 8 cm.) și de asemenea dorea să realizeze în viitor prefabricate din beton clasa Bc 40 traforate (pentru parcări) sau pline, cu grosime de 12 cm. (pentru realizarea unor platforme în Portul Constanța sau pentru pavarea carosabilului unor străzi).

* Conf.dr.ing. - Universitatea “Ovidius” Constanța

PROBLEME PRIVIND COMPOZIȚIA MICROBETONULUI

Materialul folosit la execuția pavelor a fost numit microbeton pentru că în compoziția sa intră agregate cu diametrul maxim de 7-8 mm.

Beneficiarul nu reușea să obțină în mod constant clasa proiectată a microbetonului – Bc 30. Din acest motiv constructorul a încercat varianta de realizare a stratului de uzură (1 – 2 cm) din mortar de marcă superioară. Execuția pavelor din două straturi ridica însă mai multe probleme :

- lungirea timpului de execuție
- necesitatea preparării celor două compoziții diferite cu două utilaje și scumpirea produselor finite
- exfolieri ale stratului de uzură astfel realizat în anumite condiții

Studiind compoziția proiectată și modul de punere a ei în operă am constatat următoarele aspecte :

- deoarece firma cumpăra agregate în cantități relativ reduse și de diferite proveniențe, granulometria nu era stăpânită în mod corespunzător ;în anumite cazuri chiar încercând să scoată o granulometrie în domeniul “bun” nu reușeau din cauza calității slabe a agregatelor aprovizionate
- aditivul folosit – DISAN – nu era dintre cei mai performanți, el fiind doar un aditiv mixt (plastifiant și antrenor de aer)

- cimentul utilizat , H32,5 II A-S (echivalentul fostului HZ 35) satisface, în general, cerințele clasei de beton Bc30. Supus la analize el a relevat următoarele caracteristici :

Σ finețe : 4,7%

Σ constanța de volum pe turte : fără fisuri

Σ constanța de volum pe inel Le Chatelier : 1 cm

Σ apa pentru pasta de consistență nor mală : 25%

Σ început de priză : 2h 55'

Σ sfârșit de priză : 3h 30'

ΣR_{ti}^{28} : 6,67 N/mm²

ΣR_c^{28} : 36,9 N/mm²

Σ raportul apă/ciment utilizat: 0,4 (puțin cam mare raportat la tehnologia avută în vedere).

PROBLEME PRIVIND TEHNOLOGIA DE LUCRU

Tehnologia utilizată avea următoarele etape :

- prepararea unui beton vârtos(L2) în stația de betoane și a mortarului pentru stratul de uzură într-un malaxor de 150 l
- turnarea manuală în tipare în care compactarea (atât pentru stratul de bază cât și pentru cel de uzură) se realiza prin vibropresare; tiparele pentru pavele prezentau doar părțile laterale, fundul fiind o platformă din scândură de brad
- imediat după turnarea și compactarea ultimului strat urma
- decofrarea, pavelele rămânând până la vârsta de o zi pe platforma de scândură

- la 24 de ore pavelele se depozitau sub cerul liber (uneori expuse la soare, lucru ce favoriza pierderea rapidă a apei, inclusiv din apa necesară hidratării cimentului pavelele astfel stivuite erau stropite periodic cu apă, dar operația aceasta nu era strict controlată

ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PRIVIND COMPOZIȚIILE DE MICROBETON

S-au făcut încercări pe numeroase compoziții de microbeton (circa 30) în dorința de a obține rezistențe mecanice ridicate, pentru a putea executa pavele dintr-o singură compoziție(fără strat de uzură) și pentru a obține un preț de cost mai mic.

Câteva din compozițiile studiate sunt prezentate în tabelul

1. A fost utilizat tot cimentul H 32,5 II A-S

tabelul 1

Cod probă	Do zaj ciment C-kg/m ³	Agregat kg/m ³			Aditiv %C	Adao S % C	a/c sau a/c+SUF
		0-3 râu	3-7 râu	3-8 granit			
0	1	2	3	4	5	6	7
11- martor	500	1242	816	-	DISAN 1%C	-	0,4
12	500	1242	816	-	DISAN 1%C	-	0,35
22	500	810	-	91 4	VIMC11 2%C	-	0,3
221	480	838	-	83 8	VIMC11 2%C	SUF 8%C	0,36

32	500	821	-	82 1	FLUBET 1,5%C	-	0,33
321	480	796	-	79 6	FLUBET 1,5%C	SUF 8%C	0,33
61	500	1616	-	-	DISAN 1%C	-	0,33
611	463	1599	-	-	DISAN 1%C	SUF 8%C	0,33
71	500	1656	-	-	FLUBET 1,5%C	-	0,32
81	500	1656	-	-	LSC 1,75%C	-	0,32
91	500	1764	-	-	VIMC11 2%C	-	0,32
911	500	1620	-	-	VIMC11 2%C	-	0,32
92	450	1764	-	-	VIMC11 2%C	-	0,25

Notă: SUF – silice ultrafină ; la betoanele cu SUF s-a avut în vedere raportul apa/ciment+SUF

S-au încercat și compoziții cu adaos de fibre de sticlă dar calitatea acestor fibre nu a permis obținerea de rezultate demne de luat în considerare.

Toate microbetoanele executate au avut lucrabilitățile Lo și $L1$ (tasări 0 sau până la 1 cm). Încercările pe corpurile de probă întărite au dat valorile din tabelul 2.

Tabelul 2

Cod probă	R_c^7 (N/mm ²)	R_c^{28} (N/mm ²)	Absorbție apă (porozitate deschisă) (%)
11-martor	23,7	35	2,92
12	26	38,6	3,94
22	41	57	3,54
221	42,5	68	2,09
32	37	50	2,54
321	32,8	42,5	3,75

61	30,8	40	5,16
611	17,5	22,5	6,54
71	11,5	24	8,41
81	19	20,5	5,91
91	25	25	4,24
911	24,2	28	4,69
92	7,25	20	9,49

Atât pentru betonul martor cât și pentru celelalte , granulozitatea agregatelor a fost în domeniul “bun”.

Încercările pe microbetoane cu agregat doar până la 3 mm au fost făcute având în vedere aspectul exterior al pavelelor rezultate și prețul lor mai scăzut . Chiar dacă rezistențele mecanice nu sunt prea mari ele pot fi totuși utilizate pentru căi de acces pietonale. Se mizează, de asemenea, pe o creștere a rezistențelor până la vârsta de 90 de zile , având în vedere aditivii utilizați(fenomen valabil mai ales pentru superplastifianți).

Prin controlul granulometriei și al raportului a/c s-au putut obține din microbetonul cu compoziția martor sau cu a/c redus probe corespunzătoare clasei Bc 30. De asemeni, conform cerințelor beneficiarului studiului , s-au obținut compoziții corespunzătoare clasei Bc 40 grație și utilizării unor aditivi mai valoroși . În final s-a recomandat utilizarea aditivului superplastifiant VIMC 11 în compoziții fără SUF (care este un adaos valoros dar mărește prețul de cost)

RECOMANDĂRI PRIVIND ÎMBUNĂTĂȚIREA TEHNOLOGIEI DE LUCRU

Pentru prepararea microbetonului s-a recomandat utilizarea unei stații automatizate pentru betoane(existentă) și următoarele etape de lucru :

- malaxare uscată 60 sec. a agregatelor, cimentului și eventualelor adaosuri
- introducerea a 75% din cantitatea de apă și malaxarea 30 sec.
- introducerea restului de 25% de apă și a aditivului și malaxarea finală de 60 sec.

S-a avut în vedere controlul zilnic al granulometriei și umidității agregatelor și respectarea strictă a raportului a/c.

S-a recomandat instruirea specială a echipei de muncitori pentru:

- ungerea tiparelor la fiecare turnare
- folosirea unor platforme de lemn căptușite cu tablă
- umplerea uniformă a tuturor tiparelor pentru ca fiecare pavelă să fie compactată la fel de puternic
- optimizarea timpului de vibropresare prin lungirea sa cu circa 2 secunde

S-a propus de asemenea păstrarea pavelor după decofrare ferite de razele soarelui, de preferință sub prelate menținute și ele umede.

BIBLIOGRAFIE

- 1) Crăciunescu L., Popa E. – Materiale de construcție, U.T.C.B., 1995
- 2) Ionescu I., Ispas T. – Practica actuală a betoanelor, Ed. Tehnică București, 1986
- 3) Ionescu I., Ispas T. – Proprietățile și tehnologia betoanelor - Ed. Tehnică București, 1996
- 4) Hâncu C. D. – Influența factorilor de compoziție asupra microbetoanelor aditivate - SELC X , oct. 1997, Neptun România
- 5) Hâncu C. D. – Betoane de mare rezistență cu aditivare complexă și fundamentarea mecanismului aditivilor – teza de doctorat, U.T.C.B., 1998
- 6) Moldovan V. – Aditivi în betoane - Ed. Tehnică București 1978.

DETERMINAREA EXPERIMENTALĂ A EFECTELOR ADITIVILOR ASUPRA TENSIUNII SUPERFICIALE A APEI UTILIZATE LA PREPARAREA BETOANELOR

*HÂNCU CORNELIU DAN**

Pe baza experienței acumulate în practica utilizării aditivilor, rezultă că majoritatea aditivilor funcționează complex, îndeplinesc roluri ce se manifestă evident și pentru care de regulă se folosesc (funcții principale și secundare), dar au și influențe multiple ce trebuie evidențiate cu mijloace și metode specifice determinării proprietăților respective. Ei trebuie considerați componenți ai betonului ca și cimentul, agregatele și apa. Ei trebuie, pe de altă parte tratați ca optimizanți ai raportului cost - eficiența tehnică pentru un beton.

În utilizarea aditivilor este bine să se verifice:

- influența lor asupra constituenților betonului;

* Conf. dr.ing. - Universitatea “Ovidius” Constanța

- efectul principal: să fie stabil, adică să nu fluctueze sensibil la variații mici ale cantității de aditiv;
- eficacitatea: să nu varieze sensibil cu temperatura;
- efectele marginale: pe cât posibil să fie cunoscute.

Efectul de reducător de apă al aditivilor poate fi intensificat de procesele de udare a suprafețelor cimentului de către aditivi.

Aditivii de tip melamino și naftalenosulfonici precum și lignosulfonații modificați utilizați în lucrare sunt agenți de suprafață anionici, de tipul R-XM care prin disociație electrolitică se transformă într-un macroanion RX^- și un cation metalic ($M^{+/2+}$).

Macroanionii se adsorb pe suprafața granulelor de ciment, încărcate pozitiv, cu capătul mai puțin polar, iar gruparea polară către apă, mărind hidrofilia suprafeței granulelor de ciment. Tensiunea superficială a granulei de ciment se micșorează și se ușurează dispersarea.

Dispersarea se asigură și prin fenomenul de respingere electrostatică ce apare între granulele de ciment pe care s-a adsorbit aditivul și cele pe care nu s-a adsorbit (fig. 1).

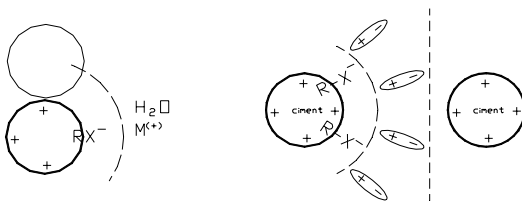


Fig. 1

În sprijinul acestei afirmații vine variația volumului de sediment (metoda Steopoe) determinat în prezenta lucrare.

Se știe că pulberile minerale suspendate în apă iau totdeauna sarcină electrică uniformă pozitivă sau negativă, în funcție de natura lor chimică. În același timp granulele lor se acoperă cu pelicule de apă adsorbită. Din această cauză volumul de sediment în apă al uneia și aceleași pulberi minerale este mai mare decât acela avut de aceeași cantitate de pulbere uscată și îndesată mecanic.

Granulele de ciment se încarcă pozitiv, se resping și volumul de sediment crește față de volumul materialului uscat. Schimbările de sarcină electrică de la suprafață ce conduc la formarea de pelicule stabile de apă adsorbită pe suprafața granulelor, vor conduce la creșterea volumului de sediment (asemenea fenomenelor de înfiorare a nisipului).

Dacă se schimbă semnul sarcinilor electrice pe o parte din granule, pot apare atracții electrostatice ce conduc la apropierea particulelor, volumul de sediment se poate micșora și pot apărea fenomene mai intense de floclare în sistemul ciment - apă.

Dacă sarcina electrică devine calitativ uniformă apar fenomene de respingere și volumul crește sau sedimentarea poate fi împiedicată, pulberea rămânând în suspensie un anumit timp.

INFLUENȚA ADITIVILOR ASUPRA TENSIUNII SUPERFICIALE A APEI

Am pornit de la prezumția că acțiunea aditivilor reducători de apă poate avea drept cauză și modificarea fenomenelor de udare,

modificând unghiul de racord de la interfața ciment - apă și favorizând o așa numită udare perfectă.

În stare de echilibru, unghiul de racord (figura 2) este în funcție de energia de suprafață a solidului (σ_S), de tensiunea superficială a lichidului (σ_L) și tensiunea interfacială solid - lichid (σ_{SL}), conform ecuației lui Young:

$$\sigma_S - \sigma_{SL} = \sigma_L \cdot \cos \theta,$$

valabilă pentru suprafețe plane și omogene.

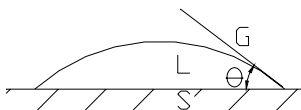


Fig. 2

În cazul unei suprafețe rugoase, Wenzel a introdus factorul de rugozitate r pentru un unghi de contact aparent θ' și anume: $r = \frac{\cos \theta}{\cos \theta'}$

Condiția de udare a unui material de către un lichid este ca tensiunea superficială a lichidului σ_L să fie inferioară unei valori σ_C , caracteristică solidului și numită tensiune critică de udare. Orice lichid cu $\sigma_L < \sigma_C$ se etalează complet pe suprafața solidului, iar cele cu $\sigma_L > \sigma_C$ nu udă complet solidul. Rezultă că micșorarea tensiunii superficiale a apei, în sistemul ciment - apă, conduce la o udare mai bună, cu un unghi de racord tinzând către 0, deci către udare perfectă ($\theta=0$; $\cos \theta=1$).

Pornind de la această idee, s-au efectuat măsurători ale tensiunii superficiale a apei și soluțiilor de aditiv cu apă.

S-a utilizat metoda stalagmometrului, metoda simplă, care permite studiul comparativ al tensiunilor superficiale și mai puțin determinarea unor valori absolute ale acestei proprietăți.

Tensiunea superficială se determină cunoscând tensiunea superficială (σ_a) și densitatea apei (ρ_a) la temperatura la care se efectuează determinarea, precum și densitatea lichidului (ρ) pentru care se face măsurătoarea, și determinând numărul de picături din volumul stalagmometrului pentru apă (Na) și lichidul de analizat (N).

Mărimea picăturii ce se formează prin curgerea lentă dintr-un orificiu circular de rază r , în momentul desprinderii, este determinată de tensiunea superficială (σ) deoarece greutatea picăturii (p) este egală cu forța de suprafața care tinde să o rețină:

$$p = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \sigma$$

De aici posibilitatea de a determina tensiunea superficială (σ) cunoscând masa picăturii (p).

Prin metoda stalagmometrică, tensiunea superficială se determină numărând picăturile (N) ce se formează dintr-un volum (v) dat de lichid (masa picăturii este greu de determinat) cu densitatea ρ . Se poate calcula masa picăturii cu relația:

$$p = \frac{v \cdot \rho \cdot g}{N}$$

de unde,

$$2 \cdot \pi \cdot r \cdot \sigma = \frac{v \cdot \rho \cdot g}{N}$$

$$\sigma = \frac{v \cdot \rho \cdot g}{2 \cdot \pi \cdot r \cdot N}$$

Pentru volume egale de lichid (apă - soluție):

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{N_2}{N_1} \cdot \frac{\rho_1}{\rho_2}$$

Cunoscând pentru apa distilată σ_a , ρ_a și ρ pentru lichidul de analizat, rezultă:

$$\sigma = \sigma_a \cdot \frac{\rho}{\rho_a} \cdot \frac{N_a}{N}$$

S-au efectuat determinări pentru aditivi naftalenosulfonici (Flubet și Durasar - naftalenosulfonat de calciu - Canada), melaminosulfonat (VIMC11) și lignosulfonați modificați, cu conținut redus în zaharuri (LSC și ADCOM).

Toți aditivii utilizați în determinări au manifestat, așa cum era de așteptat, proprietăți tensioactive, reducând tensiunea superficială, diferențiat în funcție de tip și conținut.

Toate determinările s-au efectuat la 20°C, la care $\sigma_{\text{apa}} \approx 73 \cdot 10^{-3} \text{ N/m}^2$ iar $\rho_a = 0,9983 \text{ g/cm}^3 \approx 1 \text{ g/cm}^3$.

Concentrațiile soluțiilor de aditivi în apă au fost calculate astfel încât să corespundă și celor ale apelor de amestecare utilizate la confecționarea betoanelor [1] și până la concentrația aditivului fabricat (aprovizionat). Rezultate obținute sunt prezentate în tabelul nr. 1.

Reducerea tensiunii superficiale a apei în prezența aditivilor intensifică procesul de udare al cimentului, permițând reducerea necesarului de apă și contribuind la crearea rolului aditivilor de reducători ai factorului a/c și implicit al creșterii rezistențelor mecanice.

Tabelul nr.1

Aditiv	Conc. % SU	$\sigma \cdot 10^{-3} \text{ N/m}^2$	Scădere față de apă %
FLUBET	0,6	69,5	5,0
	1,2	67,6	7,5
	2	63,8	12,6
	4,3	63,8	12,6
	7	63,8	12,6
	30	54,7	25,0
DURASAR	0,5	69,4	5,0
	0,8	67,2	7,5
VIMC11	0,26	68,3	6,4
	0,5	64,8	11,2
ADCOM (lignosulfonat modificat)	0,34	67,2	6,4
	1	65,4	10,4
	17	60,2	16,1

Rolul de crescător al rezistențelor este produs atât de scăderea a/c care conduce la structuri favorabile ale betonului, cât și prin hidratarea mai profundă a granulelor de ciment, prin contactul mai intim cu apă, prin udare mai bună datorată scăderii tensiunii superficiale a apei cu conținut de aditivi. Acest efect poate fi considerat “marginal” față de cel reducător de apă al aditivilor superplastifianți.

CONCLUZII

Aditivii utilizați în prezenta lucrare, ca reprezentanți ai principalelor clase de superplastifianți, exercită influențe “marginale” care se cumulează cu efectul principal de reducători de

apă și cu cele secundare de întârzieri de priză și crescători ai rezistențelor mecanice.

Reducători ai tensiunii superficiale a apei cu 5 până la 25% în funcție de tip și conținut de aditiv, ei contribuie la îmbunătățirea procesului de udare putând fi o direcție prin care se produce efectul de reducător de apă al aditivilor. În același timp favorizând dezvoltarea reacțiilor componentilor mineralogici cu apa, prin contactul mai intim între reactanți, favorizează formarea structurilor responsabile de creșterea rezistențelor.

BIBLIOGRAFIE

- 1) Crăciunescu L., Popa E. - Materiale de construcție -UTCB – 1995INCERC - Cercetări teoretice și experimentale pentru realizarea unor aditivi complecși pentru betoane speciale (1991).
- 2) Hâncu C. D. - Influența factorilor de compoziție asupra microbetoanelor aditivate - SELC X - oct. 1997 - Neptun, România.
- 3) Hâncu C. D. – Betoane de mare rezistență cu aditivare complexă și fundamentarea mecanismului aditivilor-Teză de doctorat U.T.C.B.1998
- 4) Hâncu C.D. – Studii asupra microbetoanelor utilizate la realizarea elementelor prefabricate pentru pavaje prin vibropresare – SELC XI - Călimănești, România 29 sept.-2 oct.1998

- 5) Hâncu C.D – Betoane de înaltă performanță pentru construcții hidrotehnice – Simp. Internaț. “ 50 de ani de înv. hidrotehnic în Timișoara” –Timișoara oct. 1998
- 6) Material and Structures - 1992, 25, 49, 56 - Rilem Technical Comitee; 84 AAC - Aplicatii ale aditivilor în betoane. Ghid pentru folosirea aditivilor.
- 7) Moldovan V. - Aditivi în betoane, București, Ed. tehnică, 1978.

STABILITATEA, LICHEFIEREA ȘI PERMEABILITATEA TERENULUI DE FUNDARE. STUDII DE CAZ

ANTON CHIRICĂ, XENOFON TRANDAFIR**, GABRIELA TILICEA**
ANDREI OLTEANU***, MANOLE STELIAN ȘERBULEA****,
ROLLAND MLENAJEK******

INTRODUCERE

POTENȚIALUL DE LICHEFIERE PENTRU AMENAJĂRILE HIDROTEHNICE DE PE RÂUL OLT

După rezonarea seismică a țării noastre impusă prin normativul P100/1992 pentru amplasamentele unor amenajări hidrotehnice din țara noastră a crescut riscul seismic și implicit posibilitatea producerii fenomenului de lichefiere. În acest context s-

* Prof. dr. ing. - U.T.C. București

** Ing. - I.S.P.H. București

*** Asist. ing. - U.T.C. București

**** Prep. ing. - U.T.C. București

***** Ing. - Baunit București

a impus un studiu asupra amenajărilor hidrotehnice Strejești (1), Arcești (2) și Slatina (3) situate pe râul Olt și a amenajării Ostrovul Mic (4) – Hațeg (a se vedea figurile 1 și 2). În prima parte a lucrării se prezintă o metodologie de evaluare a potențialului seismic pe baze rezultatelor investigațiilor experimentale geotehnice. De asemenea a fost necesară evaluarea siguranței la stabilitate la alunecare a digurilor amenajărilor hidrotehnice analizate, în condiții dinamice.



Figura 1



Figura 2

ALEGEREA SOLUȚIEI CONSTRUCTIVE PENTRU REDUCEREA VOLUMULUI DE EXFILTRAȚII ÎN CAZUL DIGURILOR AMENAJĂRII OSTROVUL MIC, HAȚEG

În anul 1998 s-a desfășurat un program complex de cercetare în cadrul căruia s-au parcurs următoarele etape:

- acordarea de consultanță tehnică pentru elaborarea unei sinteze a datelor geologice – geotehnice acumulate până în august 1998

privind execuția și urmărirea comportării în timp a digurilor amenajării Ostrovul Mic,

- efectuarea unor încercări în laboratorul geotehnic U.T.C.B. pentru determinarea valorilor unor caracteristici fizice și a valorii gradientului hidraulic critic pentru materialul fin antrenat de infiltrații în corpul digurilor,
- interpretarea și prelucrarea rezultatelor încercărilor experimentale de teren și laborator și stabilirea domeniilor aferente valorilor de calcul pentru parametrii necesari ca date de intrare în cadrul etapelor de lucru ulterioare,
- stabilirea valorilor de calcul pentru coeficienții de permeabilitate ținând seama de poziția izvoarelor de exfiltrație de pe taluzul aval al digului de pe malul stâng al lacului, ca și de valoarea debitului măsurat în puțul experimental corespunzător,
- analiza condițiilor de stabilitate la alunecare în condiții statice și dinamice pentru situația actuală a digului de pe malul stâng considerând nivelul actual și normal de exploatare pentru apa din lac,
- stabilirea scenariilor de evaluare a efectului mai multor soluții posibile de remediere și alegerea variantelor fezabile,
- stabilirea unor criterii de evaluare și clasificarea variantelor fezabile pe baza unor discuții avute cu reprezentanți ai unor societăți de construcții pentru obținerea de informații legate de tehnologie și respectiv de partea economică,
- recomandări privind alegerea variantei optime de remediere a digurilor amenajării hidrotehnice Ostrovul Mic.

În a doua parte a lucrării se prezintă concluziile activității de cercetare desfășurate, cu recomandări privind soluția tehnică de reducere a volumului de infiltrații prin diguri și implicit de asigurare a stabilității acestora.

EVALUAREA POTENȚIALULUI DE LICHEFIERE ȘI STABILITĂȚII ÎN CONDIȚII DINAMICE

PREZENTARE GENERALĂ

Lucrările complexe hidrotehnice realizate în bazinul inferior al râului Olt, din sudul României au impus construcția mai multor lacuri situate de-a lungul râului mai sus menționat. În figura 2 se prezintă amplasamentele celor 3 amenajări hidrotehnice studiate în prezenta lucrare. Acestea sunt notate în continuare A.H.E. Strejești, A.H.E. Arcești și A.H.E. Slatina (A.H.E. = amenajare hidroenergetică).

În ultimii ani, datorită ultimelor cutremure care au afectat România, zona macroseismică a țării s-a schimbat și accelerația seismică caracteristică zonei studiate a crescut de la 0,05g la 0,16g. În consecință, a apărut problema studierii stabilității terenului de fundare din punct de vedere al potențialului de lichefiere în noile condiții.

Lacurile având volume utile, mai mari de 15 milioane m³, au fost realizate prin bararea cursului râului cu baraje de beton și în

prelungirea lor diguri de închidere cu lungimi de $8\div 12$ km. Digurile sunt realizate în cele trei cazuri din umplutură de natură necoezivă. Pentru determinarea caracteristicilor fizico-mecanice ale formațiunilor geologice din terenul de fundare, s-au efectuat încercări de teren și de laborator ale căror rezultate sunt prezentate în continuare.

REZULTATELE INVESTIGAȚIILOR GEOTEHNICE

Cercetările de teren și de laborator au fost efectuate de către GEOTEC București în perioada iunie ÷ septembrie 1997. Pentru amplasamentul celor trei amenajări hidrotehnice analizate au fost puse în evidență următoarele coloane litologice reprezentative:

AMENAJAREA HIDROTEHNICĂ STREJEȘTI

a) Formațiuni acoperitoare:

- tipul litologic A1: nisipuri fine-medii, slab prăfoase cu grosimi de $1\div 2,5$ m,
- tipul litologic A2: nisipuri cu pietriș cu grosimi de $5\div 8$ m,
- tipul litologic A₃: argila prăfoasă cu grosimi de $0,5\div 1.0$ m,

b) Roca de bază:

- tipul litologic B₃: argilă marnoasă.

AMENAJAREA HIDROTEHNICĂ ARCEȘTI

a) Formațiuni acoperitoare:

- tipul litologic A₁: nisipuri fine-medii, slab prăfoase cu grosimi de $1\div 3,0$ m,

- tipul litologic A₂: nisipuri cu pietriș cu grosimi de 5÷10 m,
- b) Roca de bază:
- tipul litologic B₃: argila marnoasă.

AMENAJAREA HIDROTEHNICĂ SLATINA

- a) Formațiuni acoperitoare:
- tipul litologic A₂: nisipuri cu pietriș cu grosimi de 3÷7 m,
- b) Roca de bază:
- tipul litologic B_{1.1}: nisipuri argiloase, prăfoase cu pietriș, slab marnoase cu grosimi de 1,0÷1,5 m,
 - tipul litologic B₃: argilă grasă.

Folosind rezultatele încercărilor geotehnice fizico-mecanice, s-au stabilit valorile de calcul pentru parametrii geotehnici necesari calculelor de stabilitate și evaluării potențialului de lichefiere.

IDENTIFICAREA ZONELOR LICHEFIABILE

Ținând seama de volumul și calitatea informațiilor geotehnice, pentru identificarea concretă a zonelor lichefiabile sub acțiunea cutremurelor, s-au ales metode analitice simplificate. Aceste metode semi empirice, au la bază comparația dintre efectele produse de solicitarea ciclică asupra probelor de pământ încercate în laborator și efectele solicitării seismice pe teren asupra aceleiași formațiuni geologice. Comparația se poate face atât din punct de vedere al eforturilor unitare (Seed & Idriss, 1977), cât și din punct de vedere al deformațiilor unghiulare specifice (Seed, 1971). Deoarece

evaluarea deformațiilor specifice ciclice necesită estimarea valorii efective a altui parametru și anume a modulului de deformare transversală în condiții dinamice, G_d , a fost aleasă prima variantă. Procedul propus și utilizat necesită parcurgerea a trei etape importante și anume:

- a. calculul eforturilor unitare tangențiale maxime, $\tau_{\max}$, induse de cutremur în teren,
- b. calculul rezistenței la lichefiere, $\tau_{\max,l}$, în teren, la aceleași cote unde s-a calculat și $\tau_{\max}$,
- c. identificarea zonelor de lichefiere care corespund acelor cote z din terenul de fundare unde, conform figura 3 rezultă:

$$(\tau_{\max})_z \geq (\tau_{\max,l})_z \quad (1)$$

Determinarea valorilor eforturilor unitare tangențiale maxime induse de cutremur la cota z în teren, teoretic se face cu relația:

$$(\tau'_{\max})_z = a_{\max} \rho z \quad (2)$$

unde $a_{\max}$ este accelerația maximă indusă de cutremur la suprafața terenului iar ρ este densitatea pământului. Dacă se ține seama de flexibilitatea pământului exprimată printr-un coeficient de reducere, r_d , cât și de existența apei subterane, variația efortului unitar tangențial indus de cutremur pe adâncimea z , poate fi determinată practic cu relația:

$$(\tau_{\max})_z = r_d \frac{a_{\max}}{g} [\gamma h_w + \gamma_{\text{sat}} (z - h_w)] \quad (3)$$

unde:

- γ , γ_{sat} sunt greutatea volumetrică ale pământului deasupra și respectiv sub nivelul apei subterane de la cota h_w ,
- g reprezintă accelerația gravitațională,
- r_d este coeficientul de reducere care se poate calcula cu relația liniară (Iwasaki & Tokida, 1980):

$$r_d = 1 - 0,015z \quad (4)$$

unde: z este cota de calcul, în metri.

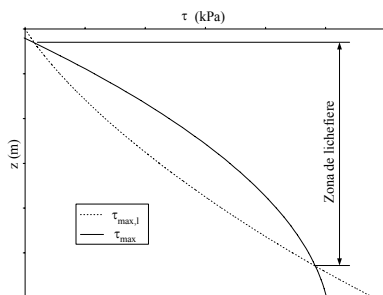


Figura 3

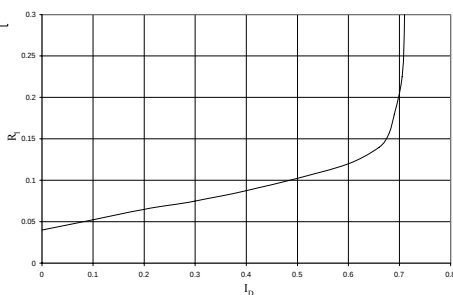


Figura 4

Deoarece rezistența la lichefiere, $\tau_{\text{max},l}$ depinde categoric de efortul unitar vertical σ'_{vo} și de gradul de îndesare I_D (Void, 1981), atunci la cota z din terenul de fundare aceasta se poate determina folosind graficul din fig.4 (Gibs & Holtz, 1957) și relația:

$$(\tau_{\text{max},l})_z = (R_l)_z (\sigma'_{vo})_z \quad (5)$$

În acest mod s-au parcurs etapele a și b, etapa c constând din verificarea relației (1) și identificarea cotelor și a zonelor din terenul de fundare al digurilor cu potențial de lichefiere.

INTERPRETAREA REZULTATELOR ȘI VERIFICĂRI DE STABILITATE LA ALUNECARE

Utilizând metodologia descrisă anterior s-au obținut grafice de variație a eforturilor unitare $\tau_{\max}$ și $\tau_{\max,l}$ în cuprinsul terenului de fundare în secțiuni reprezentative prin digurile celor trei amenajări hidrotehnice studiate pentru diferite valori ale raportului $a_{\max}/g$, până la valoarea maximă 0,16g.

Pentru exemplificare, în figura 5 se prezintă graficele de variație a eforturilor unitare $\tau_{\max}$ și $\tau_{\max,l}$ pe adâncime pentru malul drept al A.H.E. Arcești. Valorile eforturilor unitare tangențiale $\tau_{\max}$ au fost calculate pentru diferite valori ale accelerațiilor induse de cutremur. Din analiza figurii rezultă posibilitatea apariției unor lichefierii locale pentru $a_{\max}/g \geq 0,16$ în stratul A_2 (nisip și pietriș) la adâncimi mai mari de 9,0 m.

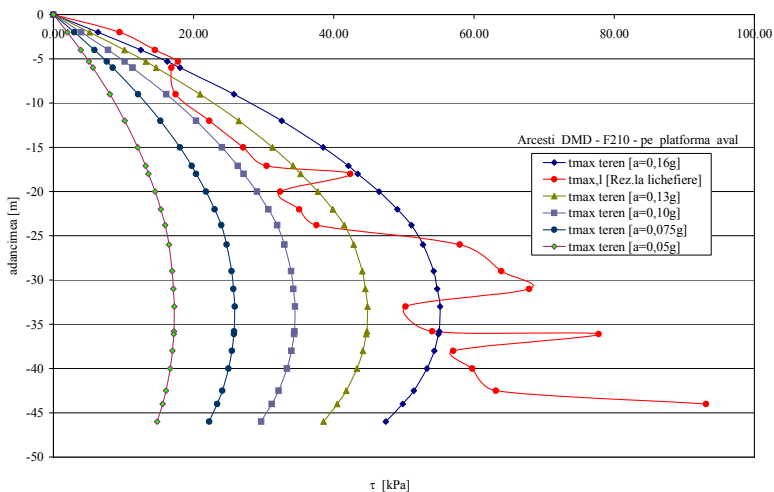


Figura 5

Verificarea stabilității la alunecare a unor secțiuni caracteristice s-a făcut pe baza calculelor pseudo – statice. Programul de calcul utilizat folosește teoria echilibrului limită și admite ca ipoteză de bază formarea unei suprafețe de alunecare. S-au ales ca metode de analiză modelele Bishop, Jambu, Morgenstern – Price. Calculele s-au făcut pentru mai multe valori de accelerații seismice, și anume: 0,05g; 0,075g; 0,10g; 0,13g; 0,16g.

Pentru $a \neq 0$, s-a ținut cont de diminuarea unghiului de frecare internă, funcție de accelerația seismică, folosind relația:

$$\operatorname{tg} \phi_d = \operatorname{tg} \phi_{\infty} + \left(\operatorname{tg} \phi - \operatorname{tg} \phi_{\infty} \right) \cdot e^{-B_{\phi} \frac{a_{\max}}{g}} \quad (6)$$

unde:

- ϕ_{∞} este valoarea lui ϕ_d când $a_{\max} \Rightarrow \infty$,

- B_{∞} este un coeficient, calculat în funcție de efortul vertical care are, de exemplu, valoarea $B_{\infty} = 0,23$ pentru nisipuri mijlocii.

Studiile experimentale au arătat că B_{∞} crește sensibil cu dimensiunile granulelor solide iar pentru nisipuri variază cu efortul vertical σ_v ca în graficul din figura 6 (Youd, 1971). Factorii de stabilitate obținuți pentru cele două secțiuni reprezentative alese (Arcești 1 – DMS și Arcești2 DMD) sunt prezentați în tabelul 1 și figura 7.

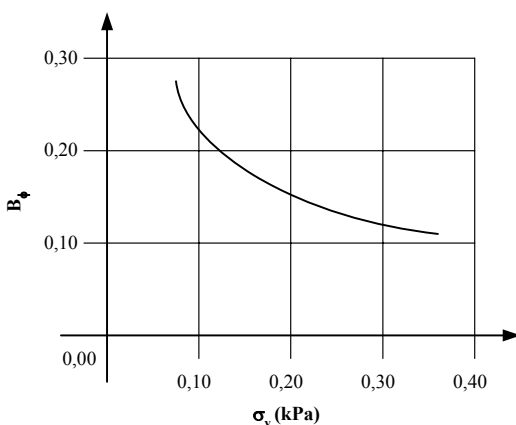


Figura 6

Tabelul 1. Coeficienți de stabilitate

F	Arcești 1 DMS			Arcești 2 DMD		
a/g	B	J	M-P	B	J	M-P
0	3.21	2.68	3.22	2.810	2.34	2.82
0,05	2.73	2.30	2.75	2.424	2.047	2.44
0,075	2.53	2.15	2.55	2.261	1.922	2.28
0,10	2.16	1.85	2.18	2.114	1.812	2.14
0,13	1.80	1.57	1.81	1.521	1.429	1.52
0,16	0.86	0.71	0.90	1.387	1.303	1.39

Pentru accelerațiile seismice ($a \geq 0,13g$) și stratele care au prezentat potențial de lichefiere (A_2 – nisip cu pietriș rar), în calculele de stabilitate în condiții dinamice unghiul de frecare internă a fost redus valoric până la 12° .

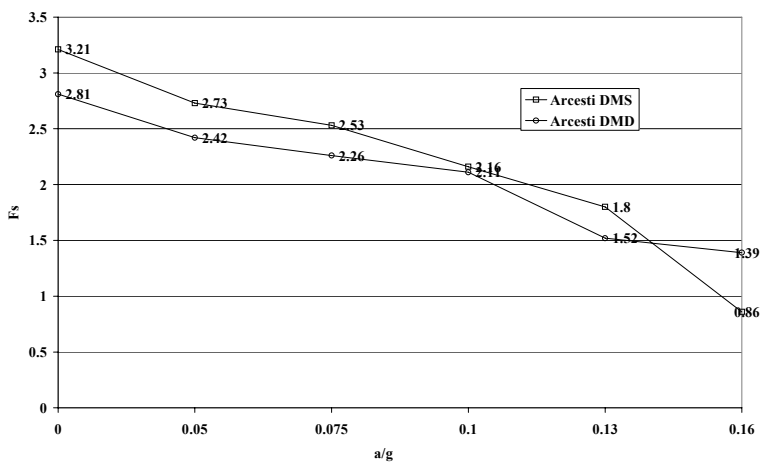


Figura 7

Cu metodologia prezentată mai sus, au putut fi identificate și apoi studiate secțiunile periculoase aferente celor trei amenajări hidrotehnice.

ELEMENTE CONSTRUCTIVE ȘI INTERPRETAREA REZULTATELOR LUCRĂRILOR GEOLOGICO – GEOTEHNICE DE TEREN PRIVIND DIGURILE AMENAJĂRII HIDROTEHNICE OSTROVUL MIC

PRELUCRAREA ȘI INTERPRETAREA REZULTATELOR PROGRAMULUI EXPERIMENTAL

Componenta principală a programului experimental a avut la bază execuția a 3 puțuri geotehnice situate conform figurii 8 astfel:

- | | |
|---------|---|
| Puțul 1 | Având cota terenului de 463.10mdM situat în zona lacului la 38.08m de axul digului malului stâng la Km0+360 |
| Puțul 2 | Având cota terenului de 451.02mdM situat în aval de lac la 35.87m de axul digului malului stâng pe berma exterioară la Km1+270 |
| Puțul 3 | Având cota terenului de 450.70mdM situat în aval de lac dincolo de contracanal la 46.28m de axul digului malului stâng la Km1+270 |

Pe malul drept la Km1+512 s-au realizat șlițurile $S_D1 \div 3$ iar pe malul stâng la Km1+270 s-au realizat alte trei șlițuri $S_S1 \div 3$.

Din punct de vedere al compoziției granulometrice materialul din diguri și terenul natural se situează în categoria *pietriș cu bolovăniș și nisip*. Dimensiunile maxime ale blocurilor întâlnite în puțuri sunt de ordinul 500÷800mm. Pentru partea fină antrenată de infiltrații s-a efectuat analiza granulometrică. Tot pentru partea fină antrenată de infiltrațiile prin dig s-a mai determinat greutatea

specifică γ_s cu ajutorul picnometrului, domeniul valoric pentru gradientul hidraulic critic i_{cr} utilizând un dispozitiv de laborator special conceput pentru simularea fenomenului de antrenare hidrodinamică și domeniului de variație al coeficientului de permeabilitate.

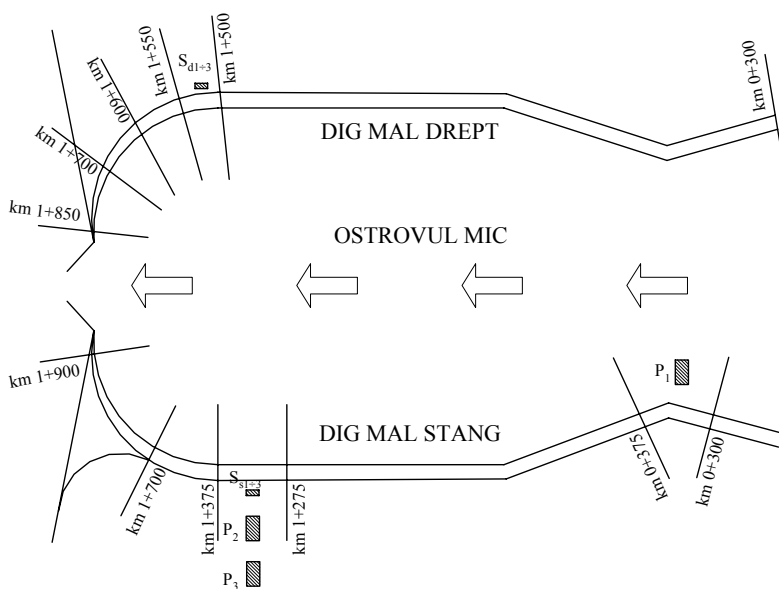


Figura 8

Odată cu realizarea puțurilor $P_1 \div P_3$ s-au obținut informații foarte importante legate de proprietățile fizico – mecanice ale terenului natural precum și despre direcțiile de infiltrare respectiv despre valoarea debitelor specifice. Astfel din tabelul de mai jos rezultă variația debitelor specifice Q din cele trei puțuri pe adâncime.

Din tabel rezultă foarte clar aportul mare al debitului de exfiltrații în aval de digul malului stâng concretizat prin valoarea mare înregistrată pentru debitul specific. La această concluzie s-a ajuns urmărind rezultatele măsurărilor revenirii nivelului hidrostatic în puțul P_2 care au arătat că:

- la 2.3m adâncime nivelul stabilizat la revenire a fost la 0.9m,
- la 6.2m nivelul s-a stabilizat la 1.66m ($Q = 7\text{l/s}$),
- la 9.0m nivelul s-a stabilizat la 1.7m ($Q = 23\text{l/s}$).

Tabel 2 Valorile debitelor specifice

Puț	Adâncime	Q (l/s)
P1	< 6.5m	2.8
	6.5 ÷ 8.6m	6
P2	< 6.2m	23
	6.2 ÷ 9m	7
P3	< 6.3m	7
	6.3 ÷ 9m	19

Pe parcursul desfășurării investigațiilor de teren pe taluzul aval al digului malului stâng în zona km1+300 s-a mărit numărul izvoarelor de exfiltrații (s-a ajuns la cca. 12 izvoare) la cota medie de 452mdM având un debit cumulat de ordinul $6 \div 7\text{l/s}$. Acest lucru a dovedit existența unui proces activ crescător ca intensitate de infiltrare prin dig a apei în lac pe direcții preferențiale dezvoltate odată cu antrenarea părții fine.

Ca urmare, în vederea studierii situației actuale și a eficienței unor posibile măsuri de remediere, s-a ales ca secțiune de

calcul cea corespunzătoare zonei puțului P₂ respectiv secțiunea de la km1+270.

ANALIZA CONDIȚIILOR DE STABILITATE PENTRU DIGURILE A.H. OSTROVUL MIC

Pentru nivelul actual al apei din lac (459.0mdM) respectiv pentru nivelul normal de funcționare (465mdM) s-au efectuat calcule de stabilitate cu metoda Bishop în regim static și dinamic (a se vedea figura 9).

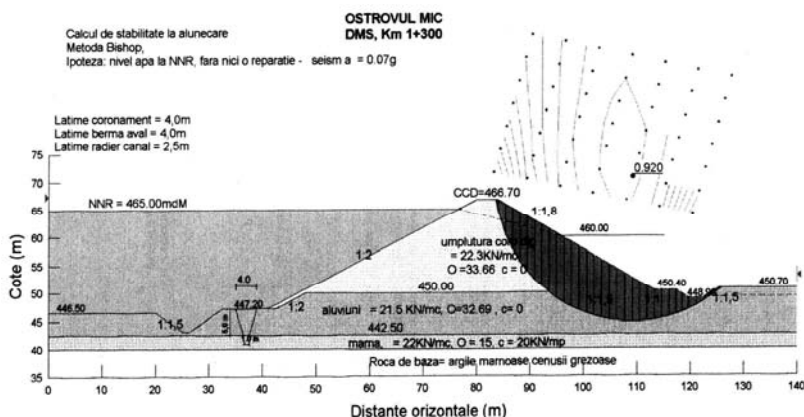


Figura 9

Tabel 3 Valoarea factorului de siguranță

Nivel apă	Regim static	Regim dinamic
459mdM	1.341	1.127
465mdM	1.089	0.92

Se observă din tabelul de mai sus necesitatea unor intervenții care să reducă intensitatea exfiltrațiilor prin diguri și terenul de fundare și implicit să conducă la creșterea siguranței prin raport cu stabilitatea la alunecare în condiții statice și dinamice.

STUDIUL VARIANTELOR DE REMEDIERE

Într-o primă etapă de lucru ținând seama de 3 parametrii experimentali:

- cota de izvorâre (453.0mdM),
- debitul exfiltrat ($Q = 6.38\text{l/s}$),
- gradientul maxim ($i_{\max} = 0.3 \div 0.4$)

s-a calibrat coeficientul de permeabilitate pe verticală și orizontală (k_y și k_x) obținându-se valorile din tabelul de mai jos.

Tabel 4

ZONA	k_x (cm/s)	k_y (cm/s)
1. Teren de fundare	0.4	0.4
2. Corp dig	0.28	0.25
3. Ecran etanșare imperfect	0.001	0.001
4. Pereu fisurat	0.02	0.02
5. Pat albie	0.02	0.06
6. Marnă	0.0001	0.0001
7. Corp dig aval (material fin transportat)	0.035	0.025

În tabelul 5 se prezintă toate variantele de remediere cu rezultatele obținute pentru cei 3 parametrii considerați pentru nivelul normal de retenție al apei din lac (465mdM).

Tabelul 5

1. Suprabetonare pereu amonte + placa avant-radier de 10 m + pereu refăcut
2. Execuția unui ecran paralel cu cel existent +avant-radier de beton l = 10 m + ecran de etanșare refăcut
3. Execuția de micropiloți foraiți de pe coronament și umplerea lor cu lapte de ciment
4.Execuția unui ecran de 60 cm de pe coronament, ecran umplut cu gel-beton
5. Execuția unui ecran de 60 cm de pe coronament, ecran în care se montează o geomembrană fixată în gel-beton
6. Șliț drenant la piciorul bermei și puț drenant la piciorul aval al digului + material drenant
7. Soluția cu avant-radier de geocompozit
8. Soluție mixtă cu suprabetonare pereu, avant-radier de beton de 10 m și puț drenant la piciorul aval (1 x 1m), cu h = 2.5 m
9. Soluție mixtă cu suprabetonare pereu, puț drenant la piciorul aval + șliț la piciorul aval + avant-radier de geomembrană de 10m lungime
10. Ecran paralel cu cel existent, umplut cu gel-beton + suprabetonare pereu + avant-radier de 10m
11. Ecran paralel cu cel existent, umplut cu gel-beton + geomembrană pe tot pereul + avant-radier de 10 m

Din cele 11 variante au fost alese numai două, și anume:

1. Ecran de gel-beton cu geomembrană inclusă (soluția 5)
2. Ecran de gel-beton fără geomembrană inclusă (variantă la soluția 5).

Ținând seama de utilajele existente în prezent la noi în țară s-a ales varianta b. pentru reducerea volumului de apă exfiltrat prin digurile A.H.E. Ostrovul mic.

BIBLIOGRAFIE

- 1) Consultanță tehnico-științifică și analiza rezultatelor încercărilor de teren și laborator pentru determinarea potențialului de lichefiere al terenului în zonele A.H.E. Strejești, Arcești și Slatina” – Contract nr. 55a / Noiembrie 1998, U.T.C.B.
- 2) “Elemente constructive și interpretarea rezultatelor lucrărilor geologico - geotehnice de teren privind digurile A.H.E. Ostrovul Mic” – Contract nr. 125 / Decembrie 1998, U.T.C.B.

CONSIDERAȚII PRIVIND CREȘTEREA PRECIZIEI CALCULELOR LA ȘOC HIDRAULIC

*MIHAI FLOREA**

Literatura de specialitate din domeniul hidraulicii sistemelor sub presiune consemnează numeroase contribuții teoretice și metodologice în abordarea problemelor de calcul al mișcărilor nepermanente. Metodele de calcul al șocului hidraulic pot fi clasificate în mai multe categorii funcție de complexitatea lor.

Complexitatea metodelor de calcul și schemelor de calcul adoptate în practică depinde de importanța instalației hidraulice și de modul de manifestare a fenomenului de șoc hidraulic.[1]

În general, se acceptă că metodele de calcul al șocului hidraulic se împart în două categorii: metode considerate exacte și metode aproximative.

Metodele aproximative se bazează pe folosirea unor grafice sau tabele de calcul, care rezultă prin prelucrarea și sintetizarea unor

* Conf. dr. ing. - Universitatea “Ovidius” Constanța

rezultate obținute prin metode exacte sau pe cale experimentală, a unor formule aproximative de calcul sau prin simulare analogică.

În prezent, dezvoltarea calculatoarelor electronice și pe baza lor, perfecționarea metodelor de calcul numeric, nu mai justifică utilizarea metodelor aproximative.

Fenomenul de șoc hidraulic este un fenomen deosebit de complex. Din acest motiv, elaborarea unor modele de calcul ale căror rezultate să se apropie cât mai mult de realitatea fenomenului este foarte dificilă.

Mulți cercetători din domeniul regimurilor tranzitorii, atât din țară cât și din străinătate, semnalează diferențe între rezultatele obținute prin calcule și cele ale măsurărilor directe din laborator sau din natură. Aceste diferențe privesc atât valorile extreme ale oscilațiilor de presiune cât și perioada și amortizarea în timp a acestor oscilații.

Regimurile tranzitorii în sistemele hidraulice sub presiune sunt influențate de o multitudine de factori. Marea diversitate și complexitate a acestor factori face ca studiul teoretic și experimental al regimurilor tranzitorii să fie dificil. Influența unora dintre factori nu este, până în prezent, suficient studiată și elucidată. Modelele de calcul folosite pentru regimurile tranzitorii chiar și cele considerate exacte, fie că neglijează unii dintre factori, fie îi consideră într-un mod simplificat. Afirmția este susținută de câteva exemple:

- considerarea pierderilor liniare de energie după modelul din cazul curgerilor permanente.

- neglijarea fenomenului de dizolvare suplimentară a aerului în apă, respectiv de degajare a acestuia, pe parcursul variațiilor de presiune.
- neglijarea efectelor disipative ale fenomenului hidroelastic al ansamblului apă – aer - conductă.
- modul de considerare a apariției și stingerii fenomenului de cavitație.
- considerarea densității, modulului de elasticitate al apei și implicit a celerității, drept constante pe timpul derulării fenomenelor tranzitorii.
- neglijarea prezenței inerente a aerului liber în sistemele hidraulice sub presiune, etc.

Simplificările acceptate precum și insuficienta cunoaștere a influenței altor factori, fac ca rezultatele obținute prin diverse metode de calcul să se îndepărteze mai mult sau mai puțin de realitatea fenomenului.

Posibilitățile tot mai mari oferite de perfecționarea continuă a mijloacelor de calcul automat, fac în prezent posibilă utilizarea în studiul fenomenelor tranzitorii a unor modele de calcul complexe, cu considerarea unor mari diversități de condiții la limită și deschid calea spre renunțarea la simplificările acceptate până acum.

Acest fapt impune intensificarea cercetărilor, atât teoretice dar mai ales experimentale, pentru cunoașterea cât mai exactă a influenței diverșilor factori în derularea fenomenelor tranzitorii și

perfecționarea modelelor de calcul astfel încât să țină seama de mai multe elemente.

Un factor cu o influență hotărâtoare asupra modului de desfășurare a fenomenelor tranzitorii, iar prin modul în care poate fi considerat în calcule și asupra rezultatelor acestora, este aerul prezent în stare liberă (nedizolvat) în sistemele hidraulice sub presiune.

Prezența aerului în stare liberă în conductele sub presiune este practic inevitabilă și se datorează unor cauze ca:

- eliminarea incompletă a aerului în timpul operației de umplere cu apă a instalației, în special în cazul în care profilul longitudinal al conductei prezintă mai multe puncte de schimbare a pantei.
- funcționarea supapelor de aerare, care asigură introducerea aerului în conductă în timpul desfășurării fenomenelor tranzitorii, pentru prevenirea apariției cavitației.
- degajarea aerului dizolvat în apă, când în sistem se produc scăderi ale presiunilor.
- aspirarea aerului datorită vortexurilor care pot să apară în bazinele de aspirație ale stațiilor de pompare sau datorită unor neetanșeități ale conductelor de aspirație.
- pătrunderea deliberată sau accidentală a aerului în conducte, ca urmare a epuizării volumului de apă al

rezervoarelor cu pernă de aer sau al castelelor de echilibru, folosite ca mijloace de protecție.

Studiul influenței aerului prezent în stare liberă în sistemele hidraulice sub presiune este un domeniu de studiu relativ nou și care preocupă în ultimul timp tot mai mulți cercetători. Primele cercetări care au abordat această problemă au mai mult un caracter experimental.

În mod sistematic problema prezenței aerului în stare liberă în sistemele hidraulice sub presiune și influența asupra modului de desfășurare a mișcărilor nepermanente, a fost tratată în lucrarea [2] și apoi reluată și detaliată în [3] și [4].

În cele ce urmează se prezintă câteva din rezultatele și concluziile unui studiu propriu, teoretic și experimental, privind influența aerului liber din sistemele hidraulice sub presiune, asupra desfășurării fenomenului fizic și asupra rezultatelor calculelor de șoc hidraulic.

Pe baza prelucrării rezultatelor experimentale privind variația cu presiunea și conținutul de aer liber din apă a densității și modulului de elasticitate al apei, s-a obținut o relație de calcul a celerității undelor, relație ce permite recalcularea celerității la fiecare pas de calcul.

Rezultatele experimentale și modul de determinare al acestei relații sunt prezentate în detaliu în lucrările [5], [6], [7].

Relația respectivă are forma:

$$c_i = \pm \frac{1400 \cdot \sqrt{1 + k_0 \cdot \frac{\Delta p_i}{p_0}} \cdot \left[1 - \alpha \cdot e^{-\beta \left(\frac{p_i}{p_0} \right)^\gamma} \right]}{\sqrt{1 + \frac{d \cdot E_{w_0}}{\delta \cdot E_c} \cdot \left(1 + k \cdot \frac{\Delta p_i}{p_0} \right) \cdot \left[1 - c \cdot e^{-a \left(\frac{p_i}{p_0} \right)^b} \right]}} \quad (1)$$

unde:

d = diametrul conductei

δ = grosimea pereților conductei

E_c = modulul de elasticitate al materialului conductei

E_{w_0} = modulul de elasticitate al apei fără aer liber, la presiunea atmosferică

p_0 = presiunea atmosferică

p_i = presiunea pentru care se face determinarea

$\Delta p_i = p_i - p_0$ (presiuni absolute)

a, b, c, α , β , γ = coeficienți ale căror valori depind de conținutul de aer liber.

- Factorul $\sqrt{1 + k_0 \cdot \frac{\Delta p_i}{p_0}}$ exprimă variația cu presiunea a vitezei de propagare a sunetului în apa fără aer liber.

- Factorul $1 - \alpha \cdot e^{-\beta \cdot \left(\frac{p_i}{p_0}\right)^{\gamma}}$ exprimă variația cu presiunea a vitezei de propagare a sunetului, ținând seama de prezența în apă a unui procent - φ - de aer liber
- Factorul $1 + k \cdot \frac{\Delta p_i}{p_0}$ exprimă variația cu presiunea a modulului de elasticitate al apei fără aer liber
- Prin factorul $1 - c \cdot e^{-a \cdot \left(\frac{p_i}{p_0}\right)^b}$ se ține seama de variația cu presiunea a modulului de elasticitate al apei, atunci când conține un procent - φ - de aer liber.

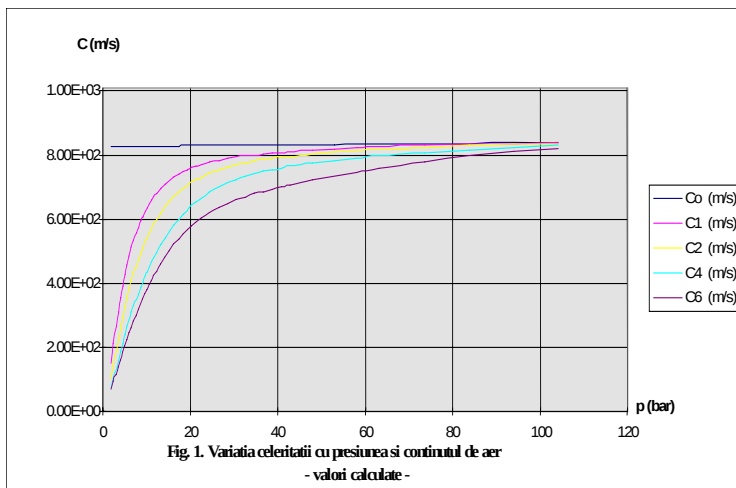
Cu ajutorul relației (1) se poate determina viteza de propagare a șocului hidraulic într-o conductă, ținând seama de conținutul de aer liber din apă și de variația presiunii.

Dacă apa vehiculată prin conductă nu conține aer liber, relația (1) capătă o formă mai simplă, menținându-se doar factorii care exprimă variația cu presiunea a modulului de elasticitate și a densității apei și eliminându-se factorii care exprimă influența conținutului de aer liber. Formula pentru determinarea celerității în acest caz este (1):

$$c_i = \pm \frac{1400 \cdot \sqrt{1 + k_0 \cdot \frac{\Delta p_i}{p_0}}}{\sqrt{1 + \frac{d \cdot E_{am_i}}{\delta \cdot E_c} \cdot \left(1 + k \cdot \frac{\Delta p_i}{p_0}\right)}} \quad (2)$$

Calculând cu relațiile (1) și respectiv (2) valorile vitezei de propagare a șocului hidraulic, la diferite valori ale presiunii și pentru

apă fără aer liber și respectiv cu diferite volume de aer liber, se obțin rezultatele redate sub formă grafică în Fig. nr. 1.



În Fig. nr. 2 este redat sub formă grafică modul de variație a celerității - la presiune constantă - în funcție de conținutul de aer liber al apei. Se constată că celeritatea scade odată cu creșterea conținutului de aer liber. Scăderea este considerabilă în special la presiuni mici pentru volume de aer liber până la 2% din volumul total. La conținuturi de aer peste 2% celeritatea continuă să scadă, dar scăderea devine liniară și mai puțin importantă.

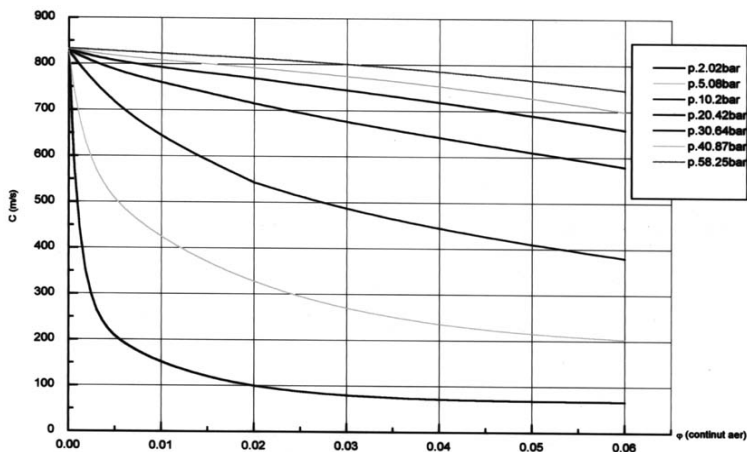


Fig.2 Variația celerității în funcție de conținutul de aer liber

- la presiune constantă -

În cazul presiunilor mari în sistemul hidraulic - peste 20bari - scăderea valorii celerității este liniară și considerabil mai mică decât în situația presiunilor mici.

Aceste rezultate evidențiază faptul că modelul actual de calcul al șocului hidraulic, cu considerarea celerității ca fiind constantă pe parcursul desfășurării fenomenului, poate conduce la abateri considerabile, în special la presiuni de regim relativ mici și în cazurile în care în apa din sistemul hidraulic există aer nedizolvat, chiar și în volume foarte mici, sub 1% din volumul total.

În general, modelele actuale de calcul pentru șocul hidraulic consideră celeritatea ca o mărime ce rămâne constantă pentru o

instalație hidraulică dată, în intervalul de timp cât durează evoluția fenomenului.

Acest mod de abordare a problemei constituie o evidentă abatere de la realitatea fenomenului, pe parcursul căruia presiunile variază în intervale destul de largi.

S-a pus astfel problema determinării influenței pe care o are asupra rezultatelor calculelor de șoc hidraulic, considerarea celerității ca o mărime variabilă în timp, în funcție de evoluția presiunilor din sistemul hidraulic și luând în considerare și prezența sau absența aerului liber.

Calculule comparative s-au făcut pe baza unui program de calcul automat.

Pentru a evidenția diferențele care apar în rezultatele calculelor de șoc hidraulic, atunci când se consideră celeritatea constantă și atunci când se consideră variabilă, s-au efectuat calcule comparative pentru instalația hidraulică prezentată Fig. nr. 3.

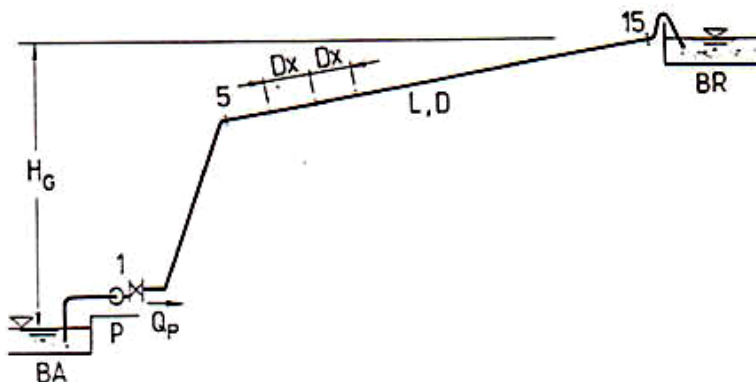


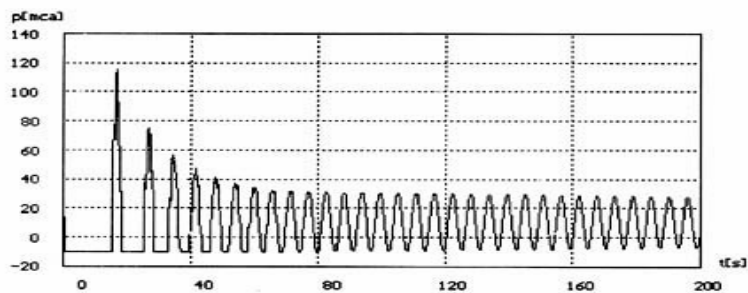
Fig.. 3; Schema instalației de pompare

Caracteristicile principale ale instalației de pompare sunt următoarele: $H_g=48,5$ m; $Q_p=8,5$ m/s; $L=1138$ m; $d=2000$ mm; $\Delta x=81$ m.

Aceste calcule comparative au fost efectuate în ipoteza absenței mijloacelor de protecție la șoc hidraulic și în mai multe variante de protecție întâlnite frecvent în practica inginerescă, considerând de asemenea absența și respectiv prezența diferitelor procente de aer liber.

O parte din rezultatele calculelor care au fost efectuate sunt prezentate sub formă grafică în figurile următoare pentru secțiunea 5 de calcul.

a)



b)

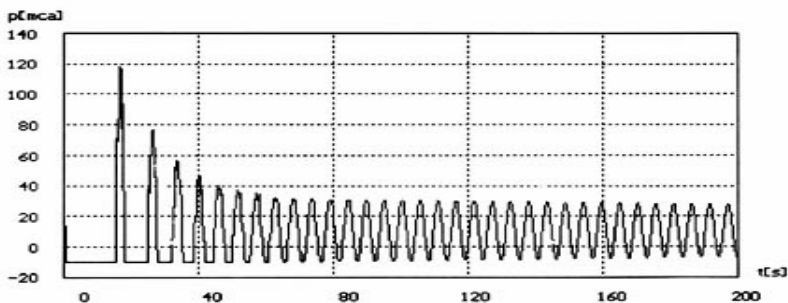
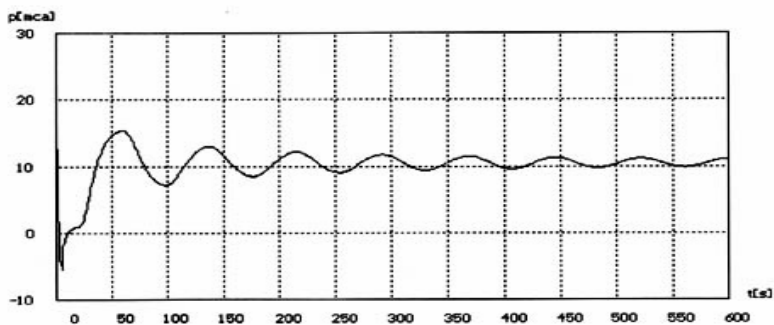


Fig. nr.4-

Variația presiunilor în conducta de refulare (secțiunea 5) - varianta
fără protecție la șoc hidraulic

:a) celeritate constantă b) celeritate variabilă

a)



b)

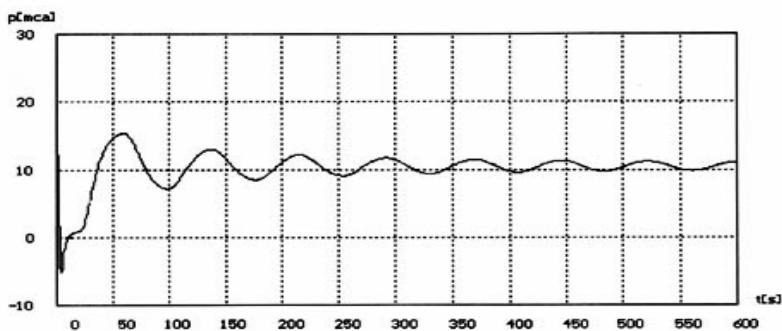


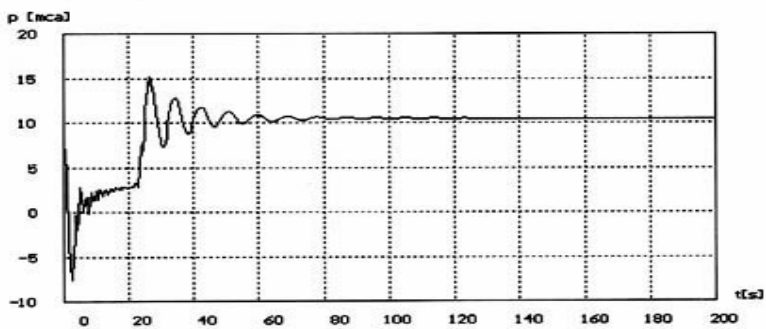
Fig. nr. 5

Variația presiunilor în conducta de refulare (secțiunea 5) - varianta de protecție la șoc hidraulic cu rezervor cu pernă de aer amplasat lângă stația de pompare (vol = 160 m³)

a) celeritate constantă;

b) b) celeritate variabilă

a)



b)

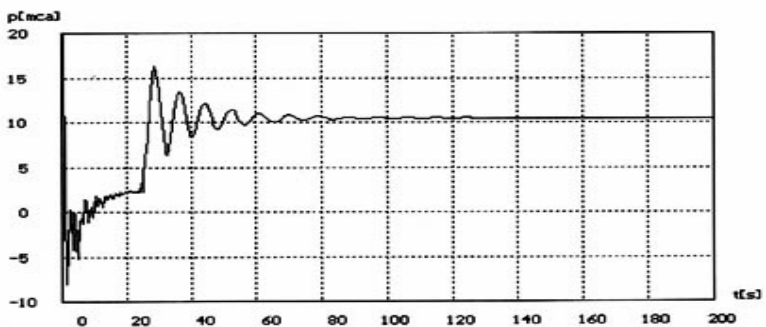


Fig.. 6

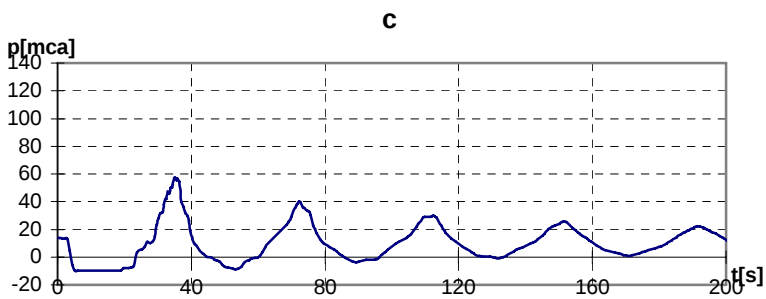
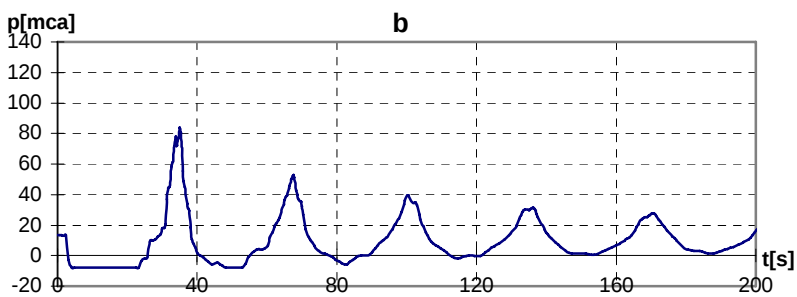
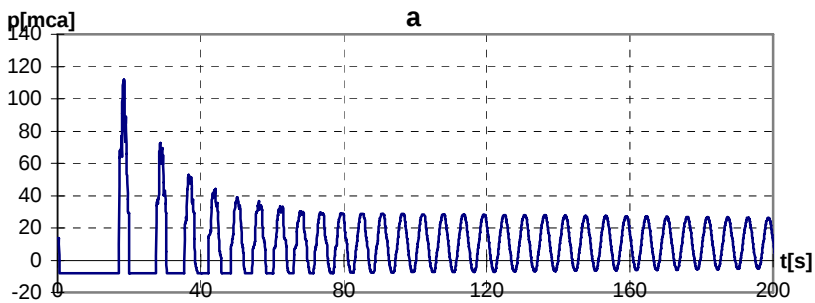
Variația presiunilor în conducta de refulare (secțiunea 5)

- varianta de protecție cu cameră de apă amplasată

în secțiunea 5 de calcul

a) celeritate constantă

b) celeritate variabilă



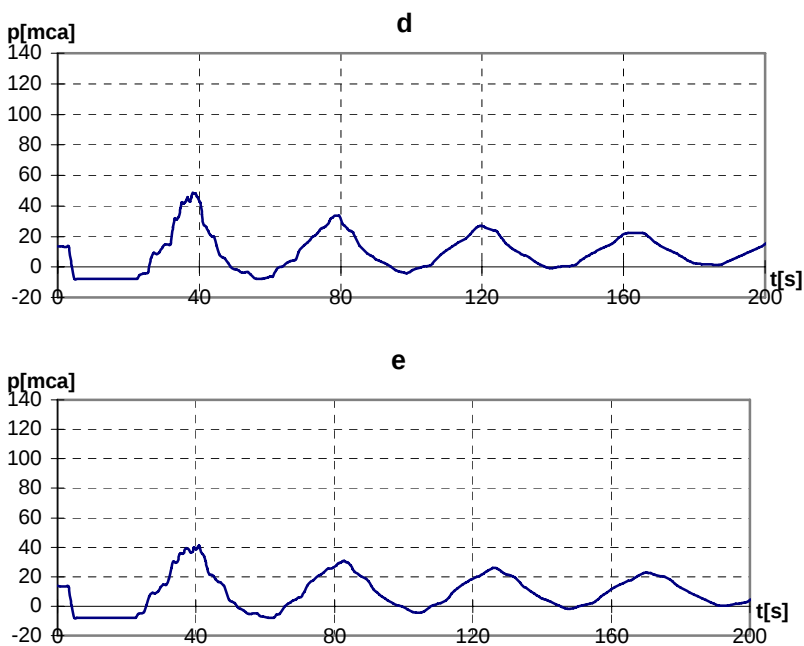
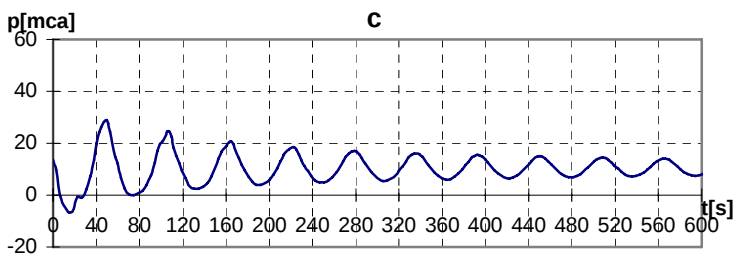
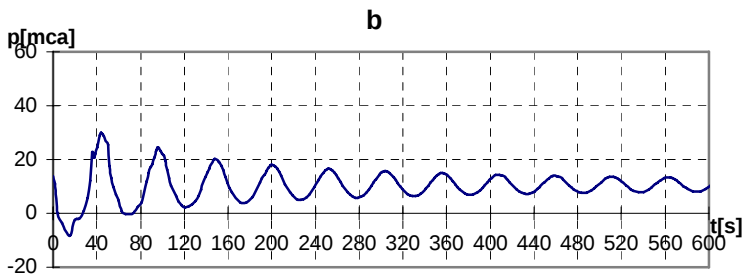
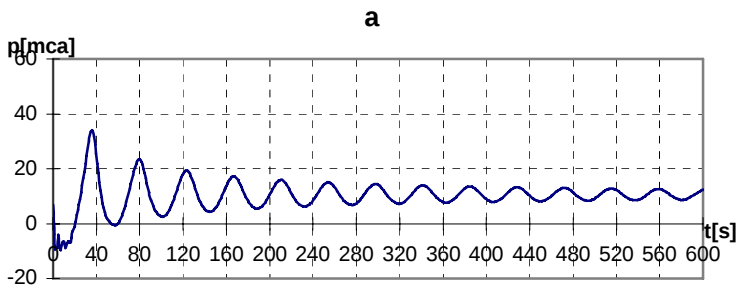


Fig. 7.
 Variația presiunilor în conducta de refulare (secțiunea 5)- varianta
 fără protecție la șoc hidraulic
 :a)fără aer; b)cu 1% aer; c)cu 2% aer; d)cu 4% aer; e)cu 6% aer



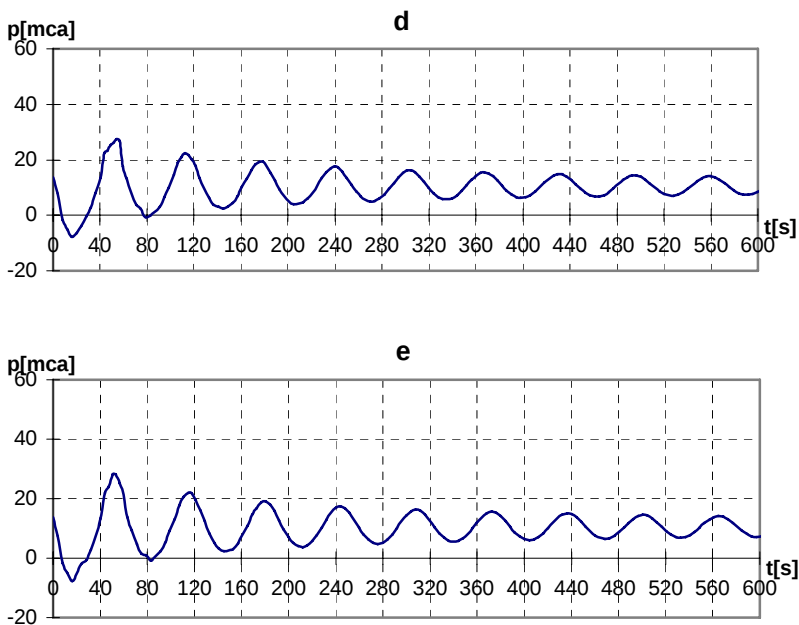
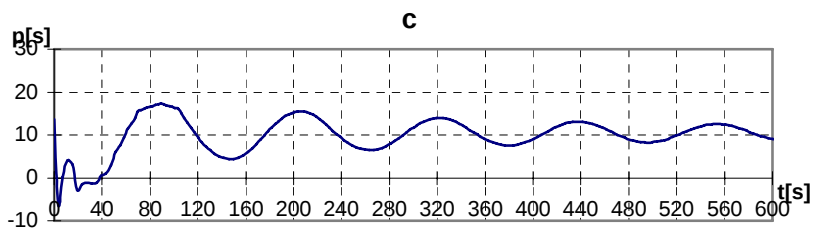
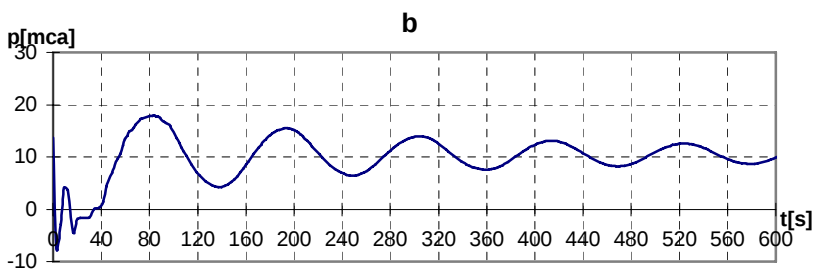
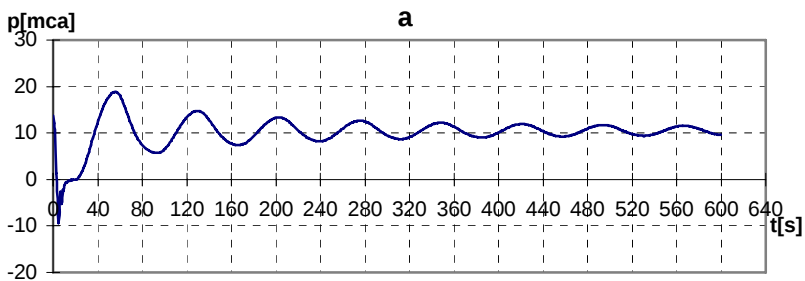


Fig. 8.

Variația presiunilor în conducta de refulare (secțiunea 5) - varianta cu protecție la șoc hidraulic cu rezervor cu pernă de aer amplasat

lângă stația de pompare ($Vol = 160m^3$):

a) fără aer; b) cu 1% aer; c) cu 2% aer; d) cu 4% aer; e) cu 6% aer



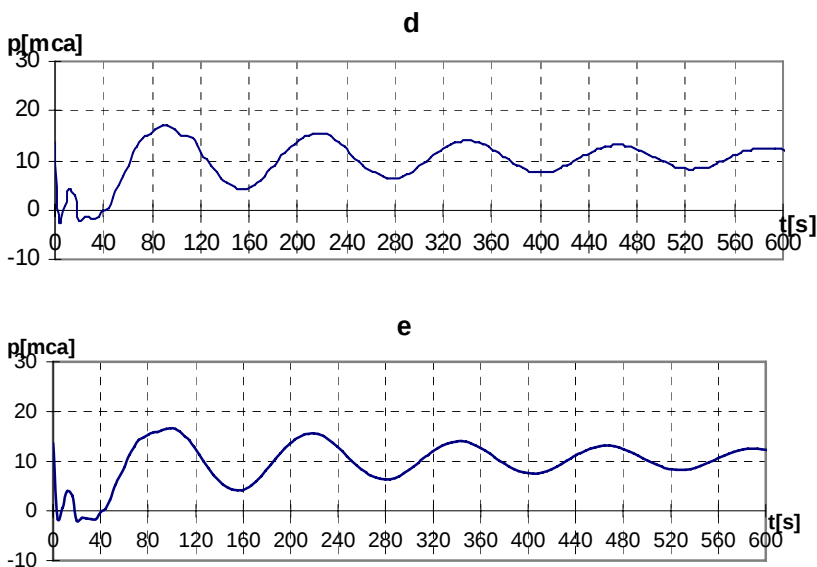


Fig. 9.

Variația presiunilor în conducta de refulare (secțiunea 5)- varianta cu protecție la șoc hidraulic cu castel de echilibru amplasat în secțiunea 5 de calcul:

a) fără aer; b) cu 1% aer; c) cu 2% aer; d) cu 4% aer; e) cu 6% aer

CONCLUZII

Din rezultatele numerice obținute dar și din analiza rezultatelor prezentate sub formă grafică în figurile de mai sus, se constată că dacă în calculele de șoc hidraulic se consideră celeritatea ca o mărime variabilă cu presiunea – așa cum este de fapt în realitate – recalculându-i-se valoarea la fiecare pas de calcul, față de cazul când se consideră constantă, se înregistrează diferențe sesizabile

privind variația presiunilor în sistem, în cazul în care instalația hidraulică nu este echipată cu mijloace de protecție la șoc hidraulic (Fig. nr. 4) și în cazul protecției cu cameră de apă (Fig. nr. 6), deoarece camera de apă nu protejează în fazele de creștere a presiunilor.

Când se consideră în calcule celeritatea variabilă, valorile maxime ale presiunii cresc cu circa 3%. În varianta fără protecție și în cea de protecție cu cameră de apă, se constată și o ușoară scădere a perioadei de oscilație.

Dacă instalația hidraulică este echipată cu mijloace de protecție de tip castel de echilibru, rezervor cu pernă de aer (Fig. nr. 5), sau combinații ale acestora, diferențele între presiunile maxime, în cazul celerității constante și al celei variabile, sunt practic nesemnificative, efectul mijloacelor de protecție fiind mult mai pronunțat față de efectul celerității variabile.

Deci în cazul apei fără aer liber (caz mai mult teoretic) influența celerității variabile asupra calculelor de șoc hidraulic nu este spectaculoasă dar apropiată de rezultate de realitatea fenomenului.

Dacă se consideră în calcule celeritatea variabilă, aceasta înseamnă o relativă complicare a modelului de calcul, dar în realitate acest inconvenient dispare prin folosirea mijloacelor de calcul automat.

În cazul în care în instalația hidraulică există aer în stare liberă, efectul acestuia asupra variațiilor de presiune este spectaculos.

În Fig. nr. 7 sunt redate rezultatele grafice pentru cazul în care instalația hidraulică nu este echipată cu mijloace de protecție. Volumul de aer liber considerat în calcule a fost de maxim 6%. Se constată o scădere considerabilă a amplitudinii și frecvenței (de 6 pana la 8 ori) oscilațiilor de presiune față de ipoteza absenței aerului liber. De asemenea presiunile de cavitație se mențin un interval de timp mai redus. Volume mici de are (1%-2%) au efecte considerabile.

Dacă instalația hidraulică este echipată cu mijloace de protecție la șoc hidraulic (rezervor cu pernă de aer – Fig. nr.; castel de echilibru – Fig. nr. 9), se constată față de situația absenței aerului liber că pentru volume de aer de 1%÷6% perioada oscilațiilor crește (de 1,3÷1,6 ori) și scade într-o oarecare măsură și amplitudinea oscilațiilor de presiune.

Efectele aerului liber sunt favorabile dar mai puțin spectaculoase față de cazul instalației fără mijloace de protecție.

Din cele prezentate rezultă că considerarea în calcule a celerității variabile cu presiunea și conținutul de aer liber (nedizolvat) conduce la obținerea unor rezultate care diferă de cele obținute când se consideră celeritatea constantă și se neglijează prezența aerului liber. Diferențele sunt considerabile în special în cazul instalațiilor hidraulice fără protecție la șoc hidraulic. Pentru instalațiile prevăzute cu mijloace de protecție, efectul acestora este preponderent față de efectele aerului liber și celerității variabile.

În toate cazurile însă considerarea în calcule a celerității variabile cu presiunea și conținutul de aer liber din apă, apropie rezultatele calculelor de valorile reale.

BIBLIOGRAFIE

- 1) Popescu M., Arsenie D. - Metode de calcul hidraulic pentru uzine hidroelectrice și stații de pompare - Ed. tehnică - București 1987.
- 2) Streeter U., Wylie E. - Hydraulic transient - Mc. Graw Hill - New York 1967.
- 3) Tullis J.P., Streeter V.L., Willie E.B. - Waterhammer analysis with air release - On the 2-nd International Conference on Pressure Surges. BHRA Fluid Engineering, London, England 1976.
- 4) Wylie E.B. - Free air in liquid transient flow - Third International Conference on Pressure Surges. BHRA Fluid Engineering - Canterbury, England 1980.
- 5) Florea Mihai – Contribuții la studiul mișcărilor nepermanente sub presiune – Teză de doctorat – Constanța 1997.
- 6) Florea Mihai – Cercetări și rezultate experimentale privind variația modulului de elasticitate și a densității apei – Hidrotehnica – nr. 8-9/1998.
- 7) Florea Mihai – Considerații asupra influenței aerului liber și a celerității variabile asupra fenomenului de șoc hidraulic. Rezultate comparative. – Simpozionul “Zilele Hidraulicii” – București 17-19 iunie 1999 - vol. I pag. 240-252.

CONTRIBUȚII LA CALCULUL BARAJELOR PLĂNE ȘI PLĂCILOR DE STĂVILAR

KÛMBETLIAN GARABET, MÂNDRESCU GEORGETA***

În anul 1977, după ultimul mare cutremur, apăsarea în Editura Tehnică din București, “Manualul pentru calculul construcțiilor”, în care, la pagina 1021, cap.11, §3, se menționa că, “plăcile groase pot fi studiate doar prin metodele teoriei elasticității spațiale”, precizându-se că, până atunci, fuseseră date soluții exacte, doar “în cazul plăcilor circulare, încărcate simetric.”

În anul 1978, Garabet Kumbetlian a propus un model general pentru calculul plăcilor groase, care generalizează modelele existente până la acea dată. Plecând de la funcțiile deplasărilor unui punct al mediului elastic, fără forțe de masă,

* Prof.dr.ing. - Institutul de marină civilă Constanța

** Șl.drd.ing. - Universitatea “Ovidius” Constanța

$$\begin{aligned}
u &= \sum_0^N \frac{z^{2i+1}}{(2i+1)!} (-1)^i \left[\Delta^i (W_x + \Phi) + i \Delta^{i-1} \Omega_x \right], \\
v &= \sum_0^N \frac{z^{2i+1}}{(2i+1)!} (-1)^i \left[\Delta^i (W_y + \Psi) + i \Delta^{i-1} \Omega_y \right], \\
w &= \sum_0^N \frac{z^{2i}}{(2i)!} (-1)^i \left[\Delta^i W + i \Delta^{i-1} \Omega \right],
\end{aligned} \tag{1}$$

aşa cum sunt definite în [8] şi [9], cu ajutorul funcţiilor de reprezentare Φ , Ψ şi Ω , $(N+1)$ armonice:

$$\Delta^{N+1} \Phi = \Delta^{N+1} \Psi = \Delta^{N+1} \Omega = 0 \tag{2}$$

precum şi a deplasării W , $(N+2)$ armonică:

$$\Delta^{N+2} W = 0 \tag{3}$$

din planul median al plăcii, pentru care:

$$\Delta^{N+1} W + (N+1) \Delta^N \Omega = 0, \tag{4}$$

în care

$$\Omega = \frac{\Phi_x + \Psi_y}{2(1-\nu)} \tag{5}$$

şi considerând că pe una din suprafeţele laterale ale plăcii studiate acţionează o sarcină $p(x,y)$ biarmonică:

$$D\Delta^4 W = \Delta^2 p = 0, \tag{6}$$

care determină în punctele plăcii deplasări corespunzătoare relaţiilor (1), pentru $N=3$, s-au calculat tensiunile:

$$\sigma_{ij} = \delta_{ij} \lambda \theta + 2\mu \varepsilon_{ij} = \delta_{ij} \lambda u_{i,i} + \mu (u_{i,j} + u_{j,i}) \tag{7}$$

sau

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \left[\delta_{ij} \frac{\nu}{1-2\nu} \theta + \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \right] \quad (8)$$

în care θ , “funcția dilatării” este:

$$\theta = u_{,x} + v_{,y} + w_{,z} \quad (9)$$

În felul acesta, s-au determinat relațiile explicite pentru toate componentele tensorului tensiune (T_σ) în jurul unui punct:

$$T_\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (10)$$

Ca de exemplu, pentru tensiunea σ_{xx} s-a stabilit relația:

$$\sigma_{xx} = -\frac{Ez}{1-\nu^2} (w_{,xx} + \nu w_{,yy}) - \frac{E}{1-\nu^2} C_1 \Delta w_{,xx} - C_2 p - C_3 p_{,xx} - C_4 \Delta p - C_5 \Delta p_{,xx} \quad (11)$$

în care C_j ($j=1, \dots, 5$) sunt funcții de z , h (grosimea plăcii) și ν :

$$\begin{aligned} C_1 &= \left[\frac{1}{4} \frac{z}{h} - \frac{2-\nu}{6} \left(\frac{z}{h} \right)^3 \right] h^3, \\ C_2 &= \nu \left[\frac{3}{2(1-\nu)} \frac{z}{h} - 2 \left(\frac{z}{h} \right)^3 \right], \\ C_3 &= \left[\frac{5-2\nu}{8(1-\nu)} \frac{z}{h} - \frac{3-2\nu}{4(1-\nu)} \left(\frac{z}{h} \right)^3 + \frac{3-\nu}{10} \left(\frac{z}{h} \right)^5 \right] h^2, \\ C_4 &= \left[\frac{\nu(5-2\nu)}{16(1-\nu)} \frac{z}{h} - \frac{\nu}{4(1-\nu)} \left(\frac{z}{h} \right)^3 + \frac{\nu}{10} \left(\frac{z}{h} \right)^5 \right] h^2, \\ C_5 &= \left[\frac{111-147\nu+91\nu^2-25\nu^3}{640(1-\nu)^2} \frac{z}{h} - \frac{20-31\nu+19\nu^2-5\nu^3}{96(1-\nu)^2} \left(\frac{z}{h} \right)^3 + \right. \\ &\quad \left. + \frac{2-\nu}{40(1-\nu)} \left(\frac{z}{h} \right)^5 - \frac{4-\nu}{420} \left(\frac{z}{h} \right)^7 \right] h^4 \end{aligned} \quad (12)$$

În relația generală (11), recunoaștem:

- -primii doi termeni, ai tensiunii, corespunzătoare modelului Sophie Germaine-Lagrange (1816) și L.Navier, (1820 și 1823), pentru încovoierea pură [11], p.120 și pp 70-73;
- -primii trei termeni ai tensiunii, corespunzătoare modelului A.E.H.Love (1888 și 1899) [11], pp.341, 342;
- -primii cinci termeni ai tensiunii, corespunzătoare “ *teoriei exacte* ” a lui M.Mișicu (1972), [9], [10].

În continuare, s-au determinat cu ajutorul ecuațiilor de echivalență din secțiune, momentele încovoietoare:

$$M_{xx} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{xx} z dz; \quad M_{yy} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{yy} z dz \quad (13)$$

momentul de răsucire

$$M_{xy} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{xy} z dz \quad (14)$$

și forțele tăietoare:

$$Q_{zx} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{zx} dz; \quad Q_{zy} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{zy} dz \quad (15)$$

În cazul încovoierii cilindrice, exprimând sarcina sub forma polinomială:

$$p = P + Qx + R \frac{x^2}{2} + S \frac{x^3}{3!} \quad (16)$$

s-a definit funcția deplasării w , cu ajutorul ecuației plăcii:

$$D\Delta^2 w = p, \quad (17)$$

în care

$$D = \frac{EI}{(1-\nu^2)}; I = \frac{h^3}{12}, \quad (18)$$

pentru care s-au recalculat funcțiile tensiunilor σ_{xx} , momentelor încovoietoare M_{xx} și forțelor tăietoare Q_{zx} .

Pentru cazul în care sarcina este de natură hidrostatică, s-au rezolvat cazurile corespunzătoare plăcilor din figura 1.

În cazul în care mobilitatea conturului este de așa natură încât solicitarea plăcii nu mai poate fi considerată ca fiind cilindrică, s-au dat soluții pentru plăcile dreptunghiulare sub sarcină hidrostatică, din figura 2.

Calculul arată că pentru o placă groasă ($h/a > 1/20$), erorile care s-ar face utilizând teoria de placă subțire, ating valori cuprinse între (26-32)%.

În aceste situații, s-a admis pentru funcția deplasării din planul median al plăcii, soluția M.Lévy:

$$Dw = \sum_{m=1}^{\infty} DY_m \sin(m\pi x/a), \quad (19)$$

în care DY_m este o funcție exclusiv de y . În prealabil, pentru cazul sarcinii hidrostatice, s-au recalculat toate funcțiile tensiunilor, momentelor încovoietoare și de răsucire, precum și forțelor tăietoare, din relațiile generale stabilite anterior, după care, pentru fiecare caz, separat, în funcție de tipul legăturilor pe laturi, s-au determinat (cu mijloace specifice), câmpurile acestor mărimi fizice, calculându-se valorile lor maxime. În cazul barajelor care ar corespunde cazurilor

studiate, eroarea care s-ar face utilizând teoria de placă subțire (pentru grosimi relative ($h/a > 1/20$), ar ajunge la valori de (41-42)%, în funcție de cazul studiat.

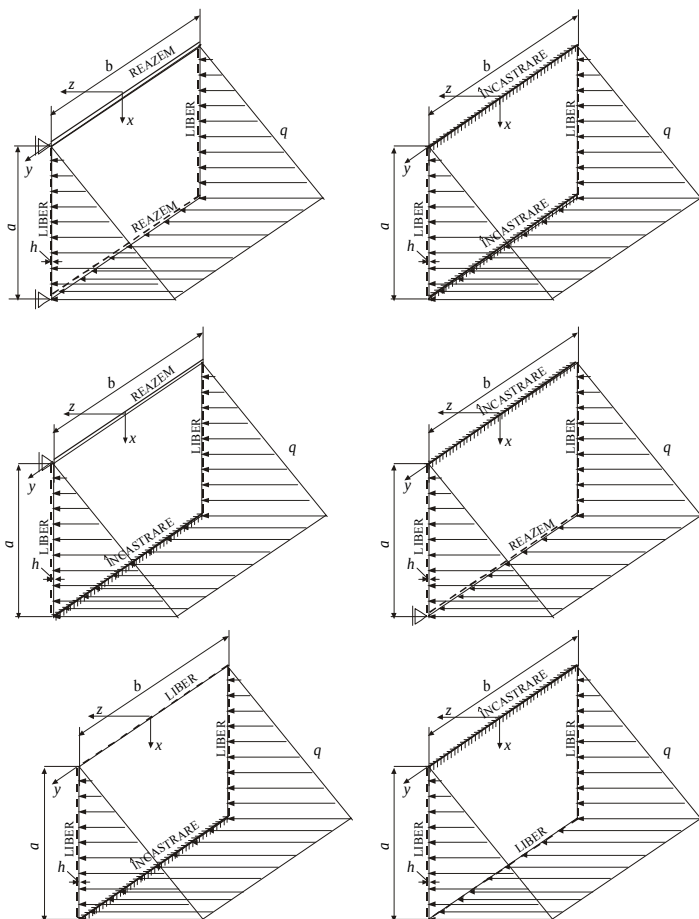


Fig.1 Plăci supuse încovoierii cilindrice, sub sarcină hidrostatică; $h/a \in [0, \infty)$

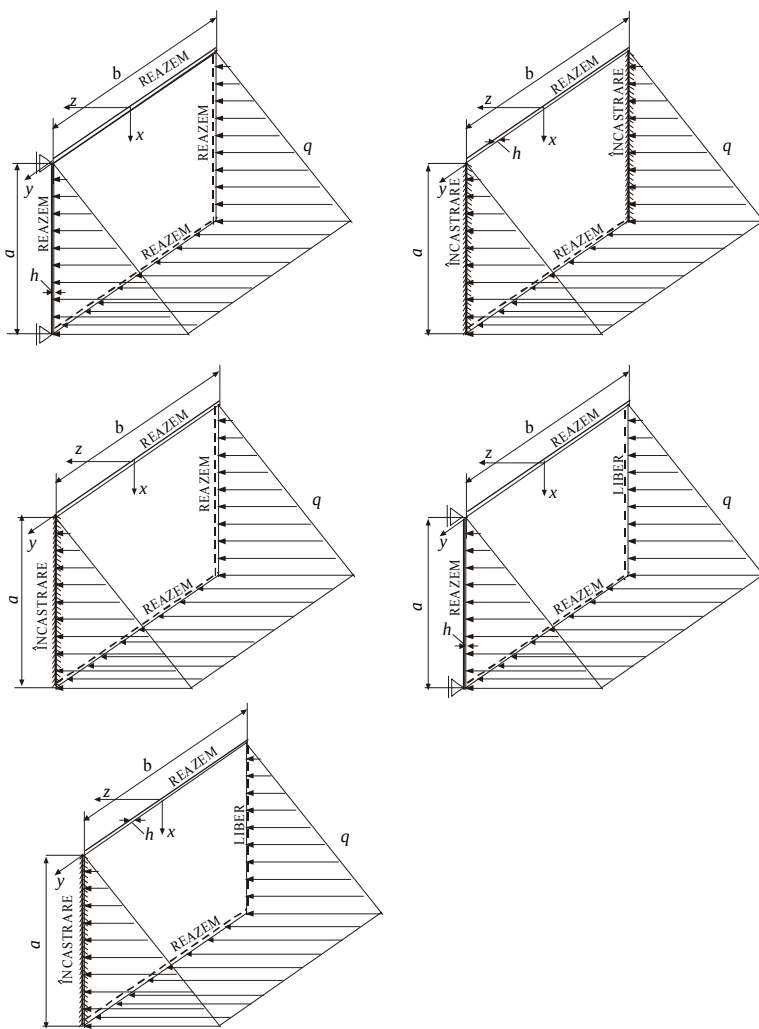


Fig.2 Plăci cu stare complexă de mobilitate a conturului, sub sarcină hidrostatică; $h/a \in [0, \infty)$

CONCLUZII FINALE

Plăcile de stăvilă și mai ales barajele, ar putea fi asimilate unor plăci groase. În acest caz, calculul lor nu mai poate fi făcut în ipoteza de placă subțire. Lucrarea de față descrie principiile care au stat la baza elaborării unui model matematic, de placă groasă, necontradictoriu și compatibil cu teoriile anterioare cunoscute. Corespunzător acestuia, s-au stabilit funcțiile mărimilor fizice ale plăcilor în general și ale celor dreptunghiulare, sub sarcină hidrostatică, în special, pentru care s-au studiat diferite cazuri de plăci cu varii mobilități ale conturului. Pentru fiecare caz în parte, s-au stabilit funcțiile tensiunilor și eforturilor, precum și valorile lor maxime, calculându-se eroarea care s-ar face în cazul în care, plăcilor cu grosimi relative mari ($h/a > 1/20$), li s-ar aplica teoriile simplificate cunoscute, de placă subțire.

BIBLIOGRAFIE

- 1) Kumbetlian, G.- “Determinarea câmpului de deplasări, momente, forțe tăietoare și tensiuni în plăcile dreptunghiulare acționate hidrostatic, cu laturile opuse rezemate și încastrate”, St.cerc.de mec. apl., Acad.Rom. Tom 35, 3/1976; pp.363-386.
- 2) Kumbetlian, G.-“ Exact calculation of the plane rectangular, hydrostatically acted plates, with two opposite edges simply supported and the other two rigidly clamped, on the basis of solving antimedial problem of the theory of elastic mobility”.

- Rev.Roum.sci. techn. série de méc. appl.Acad. Roum. Tome 21, 3/1976, pp.447-462.
- 3) Kumbetlian, G. –“ A general model for the calculation of thick plates (and rods)”. Roum. Journ. of techn. sci. Appl. mech. Acad. Roum. Tome 23, 2/1978, pp.249-262.
 - 4) Kumbetlian, G. – “Influența grosimii asupra câmpurilor mărimilor fizice ale barelor și plăcilor groase”. St.cerc.de mec. apl., Acad.Rom. Tom 38, 1/1979; pp.99-105.
 - 5) Kumbetlian, G.; Pascale, D. – “A computer programme for thick anticlastic plates”, Rev.Roum.Sci. techn. Méc.Appl. Acad. Roum. Tome 26, 6/1981; pp.899-908.
 - 6) Kumbetlian, G.- “Scurt istoric al dezvoltării modelului matematic al plăcilor, în ultimile două secole”, Buletinul de Fizică și Chimie, vol. IX 9/1985, pp.149-158
 - 7) Kumbetlian, G., Mândrescu, G.- “Calculul plăcilor”, Ed.Fund.”Andrei Șaguna”, Constanța, 1999
 - 8) Mișicu, M. – “Exact theories of thick shells, derived by means of the method of transversal mobility of physical fields and correlations with other theories”-Rev.Roum.Sci. Techn., Méc.Appl.Tome 18, 4/1973, pp.663-682
 - 9) Mișicu, M. –“Solutions of the antimedial problem for rectangular plates, using real functions”, -Rev.Roum.Sci. Techn., Méc.Appl. Tome18, 6/1973, pp.1159-1174
 - 10) Mișicu, M. –“Încovoiere și torsiune:” , Ed.Acad.Rom., București, 1973
 - 11) Timoshenko, ST.,P., - “History of strength of materials”, Dover Publications, Inc., New York, 1983

STUDIU COMPARATIV PRIVIND DIFERITE MODELE SPECTRALE UTILIZATE ÎN PROIECTAREA PLATFORMELOR MARINE

NOVAC IORDAN, JOAVINĂ RADU**, POPA MIRELA****

INTRODUCERE

Exploatarea petrolului cu ajutorul platformelor marine datează din secolul XIX. Primele puțuri de petrol de acest gen au fost forate de pe diguri, pe platforme de lemn sprijinite pe piloți, la Sumnerland-California în anii 1890. Prima platformă marină de extracție a fost construită în Louisiana în 1947 pentru o adâncime de 7m în Golful Mexic. Ulterior, industria de foraj marin a realizat multe structuri moderne, plasate în ape din ce în ce mai adânci și în medii din ce în ce mai ostile. Până în 1975, cu un progres relativ mic dar constant structurile marine au fost instalate cu succes în ape cu adâncimi până la aproximativ 144m. În următorii trei ani limita adâncimii a fost mai mult decât dublata prin lansarea unei structuri la

* Conf.dr.ing. – Institutul de Marină Civilă Constanța

** Asist.drd.ing. - Universitatea “Ovidius” Constanța

*** Prep.drd. ing. - Universitatea “Ovidius” Constanța

312m adâncime. Prin construcția navei Golmar Challenger s-a ajuns la adâncimi de forare de peste 6000 m.

Din 1947, peste 10000 de structuri marine de tipuri și mărimi diferite au fost construite în lume, mai mult de 2000 fiind structuri mari.

Deși majoritatea platformelor marine au trecut testul timpului, au fost câteva cedări catastrofale ale acestora. Apa, loviturile exterioare și răsturnările au avut ca rezultat între 1955-1968 pierderea a 24 platforme mobile de forare, valorând aproape 650 milioane \$. Doar de-a lungul coastei Louisiana, uraganele Hilda și Betsy au produs pagube de mai mult de 200 milioane \$ în pierderi de foraje, facilități de producție și conducte în perioada 1957-1959.

În anii recenți două platforme semisubmersibile s-au scufundat în larg cauzând pierderea multor vieți. În 1980 platforma plutitoare Alexander Kielland, a pierdut unul din elementele orizontale și s-a scufundat în sectorul norvegian al Marii Nordului cu pierderea întregului echipaj de 120 de oameni. Cedarea unei consolidări orizontale părea inițial nesemnificativă, dar prin supraîncărcare, lipsa redundanței în sistemul întăririlor inferioare a permis cedarea progresivă a tuturor celorlalte întăriri care se transmiteau în picior, ducând la colapsul structurii. Apoi în 1982, accidentul platformei plutitoare Ocean Ranger, în zona Hibernia, în largul coastelor canadiene, a costat viața întregului echipaj. Câteva schimbări în ghidurile de proiectare publicate au fost deja realizate datorită acestor cedări.

Aceste accidente, datorate cu precădere evaluării incorecte a încărcărilor exterioare, cuplate cu producția de petrol așteptată în anii următori, precizează importanța siguranței în proiectarea platformelor marine. De asemenea, noile rezerve de petrol descoperite în Marea Neagră ne motivează în mod direct eforturile în studiul structurilor marine de forare și exploatare.

Marea este caracterizată de valuri având diferite forme, lungimi și direcții. Putem discuta deci despre o mare neregulată, a cărei formă se schimbă permanent de la un interval de timp la altul astfel încât nu o putem caracteriza printr-o formă sau model particular.

În proiectarea platformelor marine există două aproximări privind încărcările din valuri. Una dintre ele consideră încărcarea produsă de un val convențional iar cealaltă utilizează spectrul de val.

Prima metodă este mai simplă în ceea ce privește analiza de proiectare și determinarea ușoară a răspunsului datorat condițiilor de valul extreme. Se recomandă în acest caz analiza mai multor cazuri de val de caracteristici variabile, proiectarea structurii bazându-se pe cele mai mari încărcări obținute.

Energia valurilor depinde de intensitatea, durata respectiv arealul de acțiune al vântului. Pentru aceleași caracteristici de vânt înălțimea valurilor crește cu durata de acțiune a acestuia până la un prag limită care caracterizează marea complet dezvoltată. Dacă în timpul unei furtuni direcția vântului nu se modifică mult, deplasarea valurilor se va face aproximativ pe aceeași direcție iar crestele lor vor avea lungimi mari. Este cazul valurilor cu creste lungi.

Astfel, intensitatea mării este caracterizată de energia ei totală formată din suma energiilor tuturor valurilor componente. O înregistrare a suprafeței mării pe o perioadă dată poate fi analizată ca o compunere de valuri sinusoidale cu caracteristici precizate. Se poate determina contribuția individuală a fiecărui val de lungime și frecvență diferită; prin urmare se poate arăta cum energia totală a mării este distribuită corespunzător frecvenței valurilor. Această distribuție energetică este numită energia spectrală a mării sau spectru de val. Un spectru de val este exprimat ca energie funcție de frecvența de val astfel încât în cazul reprezentării grafice aria de sub curba spectrală reprezintă întreaga energie a sistemului.

Practic, în proiectare, se alege un model spectral potrivit reprezentând o densitate de distribuție a valurilor care să caracterizeze zona respectivă. Cel mai util spectru ar fi cel măsurat în zonă, dar, deoarece acesta este rareori obținut, se utilizează modele teoretice dependente de fetch, vânt și alte caracteristici meteorologice. Spectrul ales va descrie condițiile de val pe termen scurt.

DENSITATEA ENERGIEI SPECTRALE DE VAL

Cel mai simplu model de val este valul sinusoidal Airy. Profilul unui astfel de val este descris de ecuația:

$$\eta = \frac{H}{2} \cos(kx - \omega t)$$

(1)

sau

$$\eta = \eta_a \cos \omega t \quad \text{pentru } x = 0$$

unde: $\eta_a = H/2$ amplitudinea valului real.

Vom considera valul ca fiind un semnal periodic de frecvență fundamentală ω și îl vom reprezenta ca serie Fourier.

$$\eta = \sum_{n=1}^N A_n \cos(n\omega t + \varepsilon_n)$$

sau

(2)

$$\eta(t) = \sum_{n=1}^N (a_n \cos n\omega t + b_n \sin n\omega t)$$

unde: N este numărul componentelor Fourier.

$$a_n = \frac{2}{T_s} \int_0^{T_s} \eta(t) \cos n\omega t \, dt$$

$$b_n = \frac{2}{T_s} \int_0^{T_s} \eta(t) \sin n\omega t \, dt$$
(3)

unde T_s - perioada de înregistrare a valurilor.

Starea aleatoare a mării pe termen scurt are anumite proprietăți statistice și spectrale, și este cel mai bine reprezentată prin spectrul densității de energie. Energia totală a valului pe unitate de suprafață E pe o perioadă de înregistrare infinită este dată de integrala:

$$E = \frac{1}{2} \rho g \int_{-\infty}^{+\infty} [\eta(t)^2] dt$$
(4)

și dacă rescriem formula (2.3) sub forma generalizată

$$\eta(t) = \frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} [a(\omega) \cos \omega t + b(\omega) \sin \omega t] d\omega$$
(5)

se obține:

$$\begin{aligned}
E &= \frac{1}{2\pi} \rho g \int_{-\infty}^{+\infty} \eta(t) \left[\int_{-\infty}^{+\infty} [a(\omega) \cos \omega t + b(\omega) \sin \omega t] d\omega \right] dt \\
E &= \frac{1}{2\pi} \rho g \int_{-\infty}^{+\infty} \left[a(\omega) \int_{-\infty}^{+\infty} \eta(t) \cos \omega t dt + b(\omega) \int_{-\infty}^{+\infty} \eta(t) \sin \omega t dt \right] d\omega \quad (6) \\
E &= \frac{1}{2\pi} \rho g \int_{-\infty}^{+\infty} [a^2(\omega) + b^2(\omega)] d\omega = \frac{1}{2\pi} \rho g \int_{-\infty}^{+\infty} A^2(\omega) d\omega
\end{aligned}$$

Din egalarea ecuațiilor (2.4) și (2.6) forma finală se obține:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} [\eta(t)]^2 dt = \frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} [A(\omega)]^2 d\omega \quad (7)$$

Dacă scriem valoarea medie pătratică pentru $\eta(t)$ pe o perioadă specifică de înregistrare T_s ca:

$$\overline{[\eta(t)]^2} = \frac{1}{T_s} \int_0^{T_s} [\eta(t)]^2 dt \quad (8)$$

atunci energia medie pe unitatea de suprafață va fi:

$$\overline{E} = \frac{1}{2\pi} \rho g \int_{-\infty}^{+\infty} [A(\omega)]^2 / T_s d\omega \quad (9)$$

Dacă definim densitatea energiei

$$S(\omega) = \frac{[A(\omega)]^2}{\pi T_s} \quad (10)$$

energia totală este obținută din aria de sub curba densității de energie ca funcție de frecvență.

$$\overline{E} = \frac{1}{2} \rho g \int_{-\infty}^{+\infty} S(\omega) d\omega \quad (11)$$

FORMA MATEMATICĂ GENERALĂ A MODELULUI SPECTRAL

Forma matematică sub care pot fi descrise majoritatea modelelor spectrale este:

$$S(\omega) = B\omega^{-p} \exp(-C\omega^{-q}) \quad (12)$$

în care: $S(\omega)$ – spectrul densității de energie

B, C, p, q – parametrii spectrului

Parametrii folosiți în general pentru descrierea spectrului sunt înălțimea semnificativă de val H_s și perioada medie a valului $\bar{T}$ care pot fi descrise de momentele spectrului. Dacă definim momentul de ordin n al spectrului:

$$m_n = \int_0^{\infty} \omega^n S(\omega) d\omega \quad (13)$$

atunci se poate scrie:

$$\begin{aligned} H_s &= 4\sqrt{m_0} \\ \bar{T} &= 2\pi / \varpi \\ \text{unde: } \varpi &= m_1 / m_0 \\ m_0 &= \frac{B\Gamma[(p-1)/q]}{qC^{(p-1)/q}} \end{aligned} \quad (14)$$

Expresia formei generale a spectrului a fost obținută de Hoffman și Walden (1977) și apare ca:

$$S(\omega) = \frac{q}{16\Gamma\left(\frac{p-1}{q}\right)} \Lambda^{p-1} H_s^2 \left(\frac{\varpi^{p-1}}{\omega^p}\right) \exp\left\{-\Lambda^p \left(\frac{\omega}{\varpi}\right)^{-q}\right\} \quad (15)$$

în care

$$\Lambda = \frac{\Gamma\left(\frac{p-1}{q}\right)}{\Gamma\left(\frac{p-2}{q}\right)}$$

iar Γ este funcția gama. Această formă a spectrului poate fi folosită în obținerea variatelor modele de spectre.

SPECTRUL PIERSON-MOSKOWITZ

Acest model spectral descrie o mare complet dezvoltată cu ajutorul unui singur parametru – viteza vântului durată și fetch-ul considerându-se infinite. Pentru aplicarea acestui model este necesar ca vântul să bată pe o suprafață mare cu viteză aproximativ constantă cu mult timp înainte de a efectua înregistrarea valurilor și de asemenea schimbarea de direcție a acestuia trebuie să se încadreze în anumite limite mici. Datorită acestor presupuneri spectrul P-M se utilizează în cazul furtunilor severe.

Modelul spectral P-M poate fi scris ca:

$$S(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp \left[-\beta \left(\frac{\omega U_w}{g} \right)^{-4} \right]$$

sau

$$S(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp \left[-1,25 \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^{-4} \right] \quad (16)$$

unde

$$\alpha = 4\pi^3 \left(\frac{H_s}{gT^2} \right)^2; \quad \beta = 16\pi^3 \left(\frac{U_w}{gT} \right)^4$$

unde $\alpha = 0,0081$ și $\beta = 0,74$ pentru Marea Nordului.

O expresie echivalentă în termeni de frecvență este:

$$S(f) = \frac{\alpha g^2}{(2\pi)^4} f^{-5} \exp \left[-1,25 \left(\frac{f}{f_0} \right)^{-4} \right] \quad (17)$$

unde: $f_0 = \omega_0/2\pi$; $f = \omega/2\pi$

Viteza vântului U_w se măsoară la 19,5 m înălțime deasupra nivelului mării calme.

SPECTRUL BRECHNEIDER

Este construit pe presupunerea că spectrul este de tip bandă îngustă iar înălțimile și perioadele de val urmează distribuția Rayleigh.

$$S(\omega) = 0,1687 H_s^2 \frac{\omega_s^4}{\omega^5} e^{-0,675(\omega_s / \omega)^4} \quad (18)$$

unde: $\omega_s = 2\pi/T_s$

H_s – înălțimea semnificativă de val

$T_s = 0,946T_0$ – perioada caracteristică de val

T_0 – perioada de vârf

Relațiile dintre caracteristicile de val și viteza vântului au fost obținute empiric.

	Mare complet dezvoltată	Mare parțial dezvoltată
gH_s/U_w^2	0,282	0,254-0,226
gT_s/U_w	6,776	4,764

Vitezele vântului în modelele P-M și Bretschneider sunt măsurate la două înălțimi diferite. Distribuția vitezei vântului este dată de relația:

$$U_w = U_{10} \left(\frac{y}{10} \right)^{1/7} \quad (19)$$

unde: y – distanța verticală în metrii peste nivelul mediu al mării

U_{10} – este viteza vântului la o înălțime de 10 m.

Tot din spectrul Bretshneider derivă printr-o ușoară modificare spectrul ISSC.

$$S(\omega) = 0,1107 H_s^2 \frac{\varpi^4}{\omega^5} e^{-0,4427(\varpi / \omega)^4} \quad (20)$$

SPECTRUL ITTC

Provine din modificarea spectrului P – M în termeni de înălțime semnificativă de val și frecvența de trecere prin zero ω_z calculată ca:

$$S(\omega) = \frac{A}{\omega^5} \exp\left(-\frac{B}{\omega^4}\right) \quad (21)$$

sau

$$S(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp\left[-\frac{4\alpha g^2 \omega^{-4}}{H_s^2}\right]$$

$$\text{unde: } \alpha = \frac{0,0081}{k^4}; \quad k = \frac{\sqrt{g/\sigma}}{3,54\omega_z};$$

$$\sigma = \sqrt{m_0} = H_s / 4; \quad \omega_z = \sqrt{\frac{m_2}{m_0}}$$

σ - deviația standard a profilului suprafeței apei.

Dacă pentru arealul respectiv există informații referitoare la viteza vântului, se poate realiza o legătură între aceasta și înălțimea semnificativă de val din curba având următoarele coordonate:

Viteza vântului	Nd	20	30	40	50	60
Hs	m	3,0	5,2	8,0	11,0	14,5

Acest spectru este caracteristic pentru o stare a mării complet dezvoltată, pe termen scurt.

SPECTRUL JONSWAP

Denumirea derivă din Joint North Sea Wave Project și este o modificare a spectrului P – M astfel încât să țină cont de efectul restricțiilor de fetch și de surplusul de energie al vârfului spectrului în cazul furtunilor normale și extreme.

$$S(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp \left[-1,25 \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^{-4} \right] \gamma^{\exp \left[-\frac{(\omega - \omega_0)^2}{2\tau^2 \omega_0^2} \right]} \quad (22)$$

unde: $\gamma = 3,3$ (poate varia între 1 și 7) – parametru de vârf (raportul dintre maximul spectrului JONSWAP și maximul spectrului P – M)

τ - parametru de formă ($\tau_a = 0,07$ pentru $\omega \leq \omega_0$ și $\tau_b = 0,09$ pentru $\omega \geq \omega_0$)

$\alpha = 0,076(x_0)^{-0,22}$ (= 0,0081 când x este necunoscut) – constanta lui Phillips

$$\omega_0 = 2\pi(g/U_w)(x_0)^{-0,33}$$

$$x_0 = gx/U_w^2$$

U_w – viteza medie a vântului la înălțimea anemometrică de 10 m deasupra nivelului mării.

Notăm faptul că, deși este un model spectral caracterizat prin doi parametri, nu se poate obține din forma spectrală unificată.

SPECTRUL SCOTT

Este un spectru obținut cu date privind Atlanticul de nord. Este independent de viteza vântului, fetch sau durată.

$$S(\omega) = \begin{cases} 0,214 H_s^2 \exp \left[-\frac{(\omega - \omega_0)^2}{0,065(\omega - \omega_0 + 0,26)} \right]^{1/2} \\ ptr. -0,25 \leq (\omega - \omega_0) \leq 1,65 \\ 0 \quad \text{în rest} \end{cases}$$

SPECTRUL MĂRII NEGRE

Spectrul Mării Negre a fost elaborat având la bază studiul Institutului de Meteorologie și Hidrologie București în anul 1989.

$$S(\omega) = 2,202 \left(\frac{E}{\bar{\omega}} \right) \left(\frac{\bar{\omega}}{\omega} \right)^{6,9285} \exp \left[-0,3883 \left(\frac{\bar{\omega}}{\omega} \right)^{5,9285} \right] \quad (24)$$

unde: $E = \rho g \frac{H^2}{8}$ - energia specifică medie a câmpului de valuri

(kJ/m²); $\bar{\omega} = 2\pi/\bar{T}$ - pulsația medie (rad/s); ω - pulsația valului

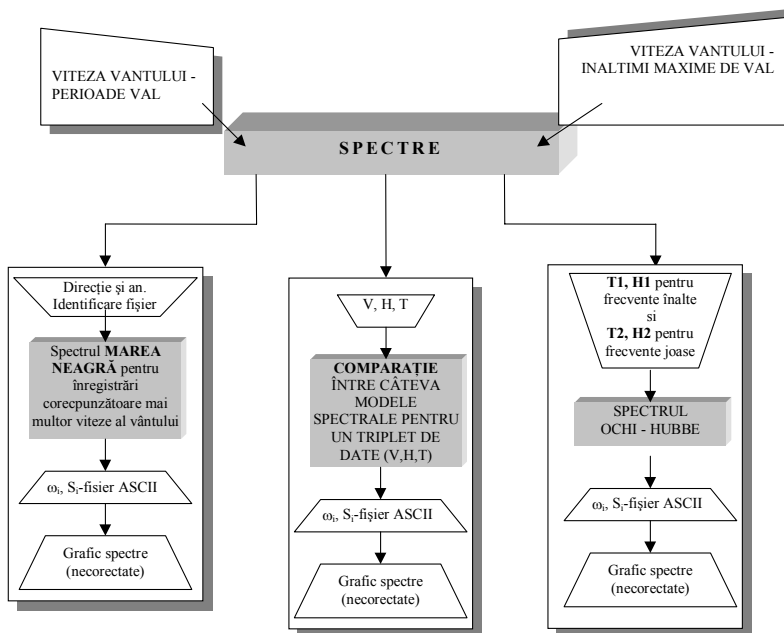
(rad/s); ρ - densitatea apei; H - înălțimea de val.

S-a evidențiat faptul că energia specifică a valurilor măsurate în perioada 1971 – 1994 a avut valori cuprinse între 0,05 – 4,46 kJ/m², 88,9 % situându-se în intervalul 0,7 – 3,7 kJ/m².

Alegerea modelului spectral depinde deci de proiectant.

PREZENTAREA PROGRAMULUI SPECT1.0

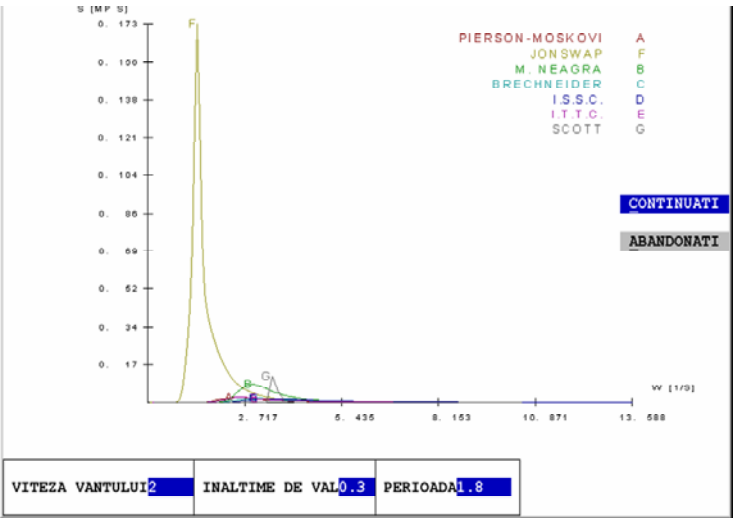
S-a încercat realizarea unui program care să prezinte comparativ câteva din spectrele discutate având ca date de intrare parametrii de val specificii Mării Negre corespunzători direcțiilor cardinale pentru un interval de timp de un an.

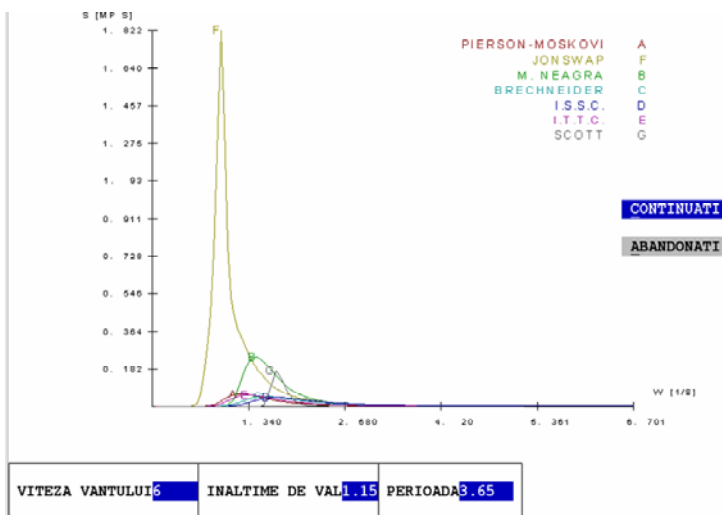
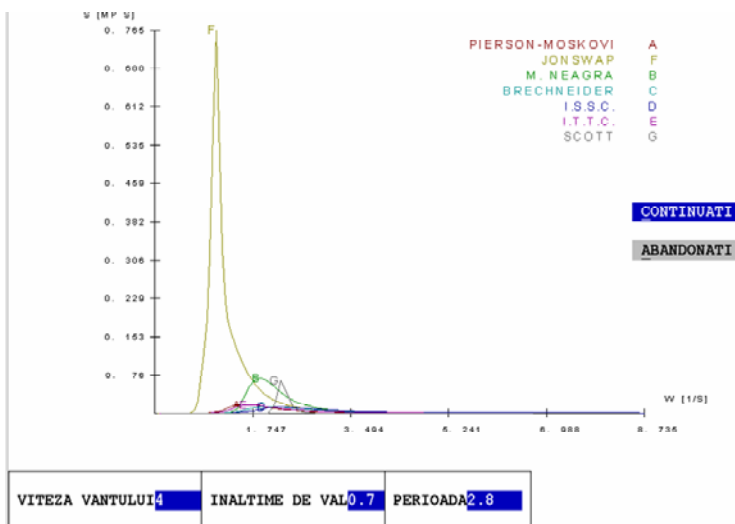


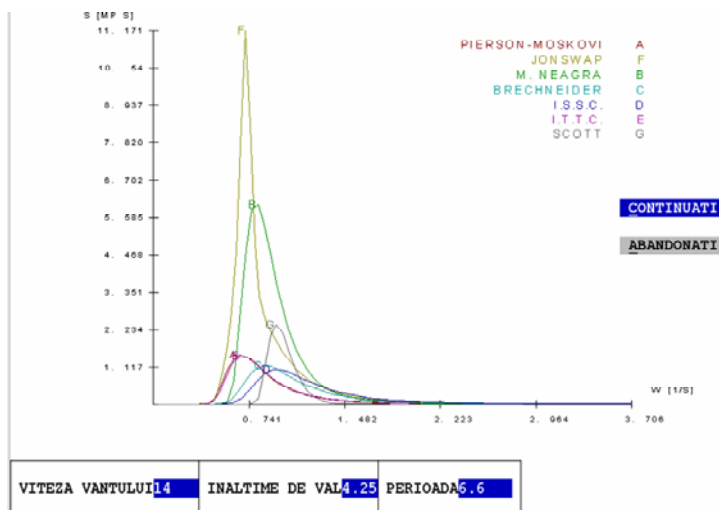
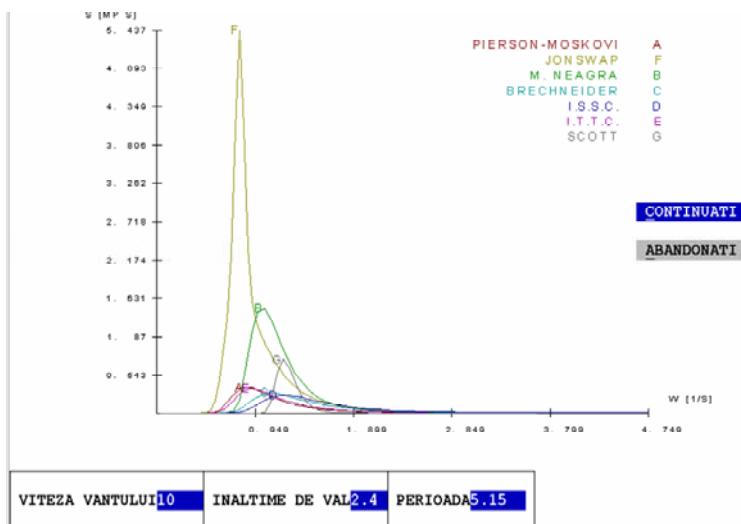
Parametrii de val pentru anul 1997 sunt furnizați de histogramele care prezintă interdependența viteză vânt – perioadă și respectiv viteză vânt – înălțime maximă de val.

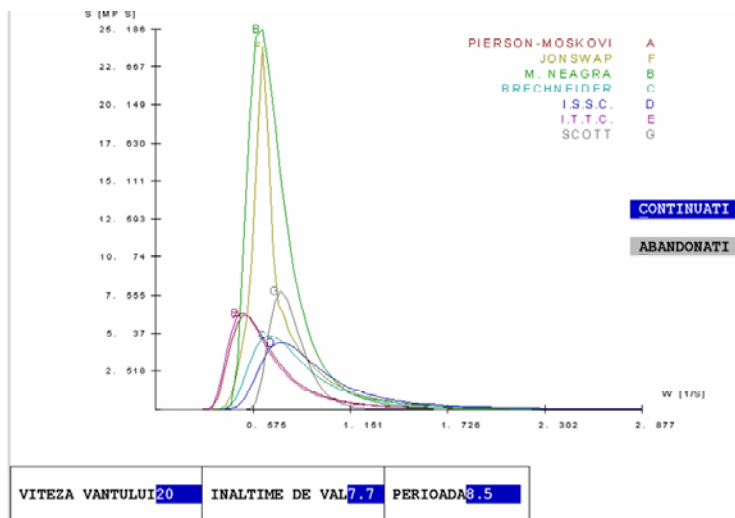
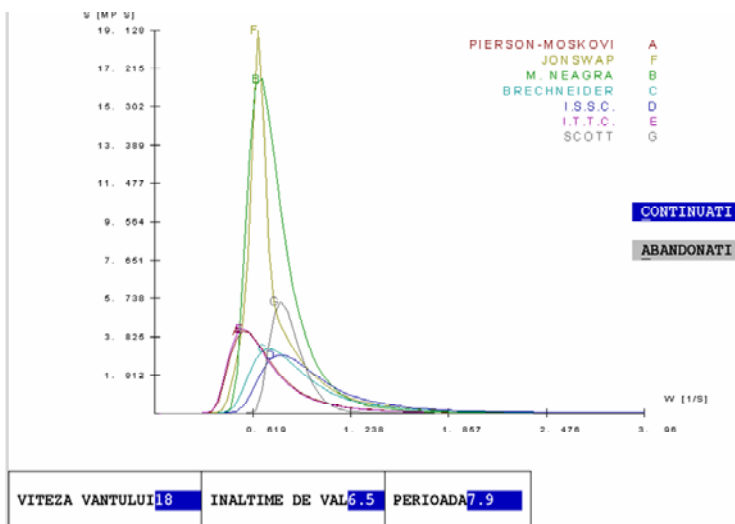
Pentru o vedere de ansamblu a diverselor modele spectrale, utilizatorul furnizează un triplet V,H,T extras din cele două histograme și stabilește în ce fișier salvează datele numerice. Fișierul poate fi deschis ulterior cu orice editor ASCII.

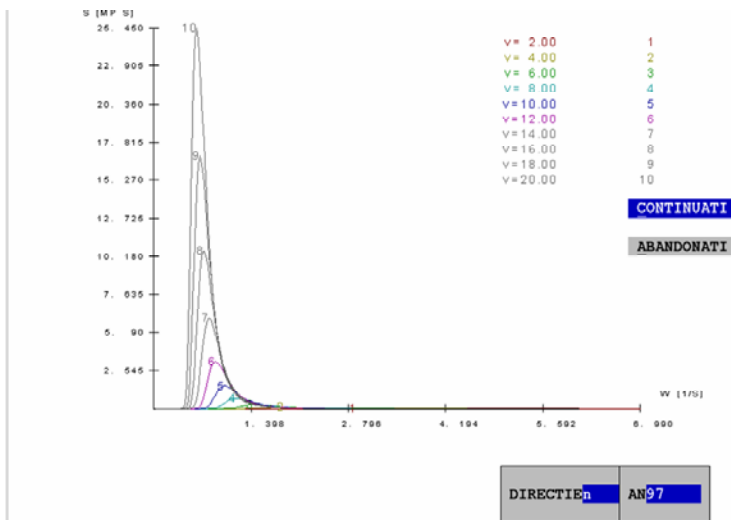
Spectrul pentru Marea Neagră poate fi construit citind unul din fișierele ASCII care sintetizează histogramele mai sus amintite. Numele fișierului este dat de direcție și an. (de exemplu N97, SV97).











CONCLUZII

Pentru valuri de înălțimi mici vârful energetic spectral aparținând spectrului Marea Neagră este apropiat de valoarea maximă a spectrului Scott în timp ce pentru înălțimi de val medii (2-5m), deși valoarea energiei spectrale totale este apropiată cu cea corespunzătoare spectrelor P – M, Scott, ISSC sau ITTC, valoarea maximă energetică spectrală depășește de aproape trei ori valorile obținute prin P – M, ITTC și ISSC respectiv de aproape două ori valorile obținute prin Scott. Pentru înălțimi mari de val (peste 6m) spectrul Mării Negre se apropie atât ca valoare energetică totală cât și ca valoare energetică maximă spectrală de valorile date de spectrul JONSWAP. Se observă deci că atât forma cât și conținutul energetic

al spectrelor studiate sunt diferite. Această situație se explică datorită faptului că Marea Neagră este o mare închisă, cu variații foarte mari și bruște atât în intensitatea vântului cât și în direcția acestuia și de asemenea prin condițiile diferite care se respectă pentru fiecare model spectral în parte: înălțimea la care se înregistrează viteza vântului, dependența de fetch etc.

De aceea înainte de a alege un model particular este necesară efectuarea unui studiu al zonei respectiv al furtunii reprezentative.

BIBLIOGRAFIE

- 1) Chakrabarti S.K. – Hydrodynamics of offshore structures, Computational Mechanics Publications, Southampton Boston, 1994
- 2) Chung J. S. - Offshore and arctic frontiers- structures, ocean minig, Mechanical Engineering, 1985
- 3) Deserts L. -Architecture and application of varios configurations of compliant towers, American Society of Mechanical Engineers, New York, 1992
- 4) Gudmestad O. T. - New concepts, enviroment and model testing, Offshore Mech. and Arctic Engrg. 1993
- 5) Iulian C. – Utilizarea energiei valurilor, Ed. Tehnică, București, 1990
- 6) Kenny J. P. - Study on buckling safety factors for offshore structures, Dept. of Energy, London, England, 1986

- 7) Ocean Industry Collection 1980-1994
- 8) Sarpkaya T, Isaacson M. – Mechanics of wave forces on offshore structures, Van Nostrand Reinhold Co. New York, 1981
- 9) Teng H. Hsu - Applied Offshore Structural Engineering, Gulf Publishing Company, Houston, Texas, 1984

MODELARE ANALITICĂ ȘI FIZICĂ A MIȘCĂRII NEPERMANENTE ÎN CANALE DE IRIGAȚII CU REGLAJ DE NIVEL DE TIP BIVAL

*L. ROȘU**, *D.I. ARSENIE***, *LILIANA SERBAN****, *DAN PASCALE*****,
*CORNEL CIUREA*****, *CARMEN MAFTEI****, *IULIANA BULUMETE******

SCOPUL LUCRĂRII

Pornind de la ideea că reconsiderarea sistemelor de irigație va presupune, ca cerință majoră, reconsiderarea sistemelor de automatizare a canalelor de aducțiune a apei, a fost abordată problema modelării analitice și fizice a mișcării nepermanente a apei în canalele de irigație cu funcționare automatizată cu ajutorul reguletoarelor de tip BIVAL.

Deoarece fiecărui tip de regulator îi este proprie o anumită ecuație de reglaj (ecuație care îi guvernează funcționarea și prin care se definesc condițiile la limită sau de racord), în metodele analitice (de calcul sau de verificare), pentru fiecare tip de regulator trebuie determinate constantele de integrare și respectiv expresiile soluțiilor

* Conf. dr. ing. - Universitatea „Ovidius” Constanța

** Prof. dr. ing. - Universitatea „Ovidius” Constanța

*** S.I. dr. ing. - Universitatea „Ovidius” Constanța

**** Asist. drd. - Universitatea „Ovidius” Constanța

$\zeta(t)$ și $w(t)$ ale variațiilor de nivel și de debit în orice secțiune de calcul din lungul biefului(canalului).

Modelarea analitică a mișcării nepermanente a apei în canalele de irigații echipate cu reglatoare de tip BIVAL și prelucrarea automată a datelor fac posibilă o analiză a fenomenului fizic în intimitatea acestuia, în multiple situații posibile de funcționare a canalului.

În paralel cu elaborarea modelului matematic și a programului de calcul, a fost abordată și problema modelării fizice pe baza unui proiect de stand experimental, adaptat instalației existente (canal vitrat) cu care este dotat laboratorul de “Hidraulică aplicată”. Adaptarea constă în reprofilarea canalului existent și echiparea parțială (în limita sumei alocate la capitolul “Cheltuieli de capital” cu componente ale sistemului de automatizare.

DIMENSIONAREA CANALELOR DE IRIGAȚII AUTOMATIZATE ÎN CAZUL REGLAJULUI REALIZAT CU REGULATOARE DE NIVEL DE TIP BIVAL

MODELUL MATEMATIC

LINEARIZAREA ECUAȚIILOR MIȘCĂRII NEPERMANENTE

Ecuatiile de bază ale mișcării apei în regim nepermanent în curenții cu suprafață liberă sunt **ecuațiile Saint-Venant**, constituite din **ecuația dinamică** și din **ecuația de continuitate**. Ecuatiile Saint-Venant alcătuiesc un sistem de **ecuații neliniare cu coeficienți variabili** ce aparține ecuațiilor diferențiale de **tip hiperbolic**:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial Z}{\partial s} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{1}{g} \cdot \frac{V}{\partial s} \cdot \frac{\partial V}{\partial s} + \frac{Q^2}{K^2} = 0 \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = 0 \end{array} \right.$$

(1)

În aceste două ecuații, sunt funcții de spațiu (s) și de timp (t), următoarele elemente hidraulice: $Z = Z(s, t)$ - cota suprafeței libere a apei; $Q = Q(s, t)$ - debitul în secțiunea de curgere; $V = V(s, t)$ - viteza de curgere; $J = J(s, t)$ - panta hidraulică a curentului ($J = Q^2/K^2$), $A = A(s, t)$ - aria secțiunii de curgere; $K = A \cdot C \cdot \sqrt{R}$ -

modulul de debit; $C=R^y/n$ -coeficientul lui Chézy, în care: n - coeficientul de rugozitate; y - exponent (în relația Manning $y = 1/6$); g - accelerația gravitațională.

Folosind principalele ipoteze ale teoriei oscilațiilor de mică amplitudine, ecuațiile neliniare cu coeficienți variabili, (1), sunt transformate în ecuații liniare de ordinul doi cu coeficienți constanți, ceea ce permite obținerea soluțiilor generale pentru cazul în care mișcarea este periodică

Pentru cazul în care axa s este orientată în sensul curgerii ecuațiile linearizate sunt de forma:

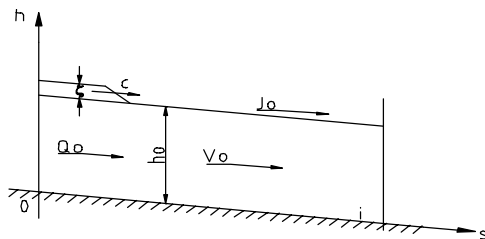


Fig. 1

$$\frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} - (c^2 - V_0^2) \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial s^2} + 2 \cdot V_0 \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial s \cdot \partial t} + \beta \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \alpha \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial s} = 0$$

(2)

$$B_0 \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial s} = 0$$

(3)

Pentru cazul în care axa s este orientată în sens invers curgerii ecuațiile liniarizate sunt de forma:

$$\frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} - (c^2 - V_0^2) \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial s^2} - 2 \cdot V_0 \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial s \cdot \partial t} - \alpha \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial s} + \beta \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial t} = 0$$

(4)

$$B_0 \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial s} = 0 \quad (5)$$

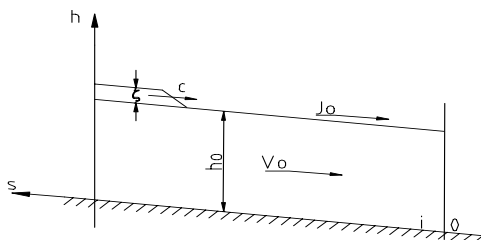


Fig. 2

În ecuațiile de mai sus, c este celeritatea, B_0 este lățimea canalului la oglinda apei iar α și β sunt coeficienți ce depind de elementele geometrice și hidraulice ale canalului

DETERMINAREA SOLUȚIILOR GENERALE ALE ECUAȚIILOR MIȘCĂRII NEPERMANENTE

Problema găsirii soluțiilor generale ale ecuațiilor mișcării nepermanente revine la a determina expresiile necunoscutele ζ și q din ecuațiile liniarizate (2) și (3), respectiv (4) și (5).

În cazul în care axa s este orientată în sensul curgerii, soluția generală a ecuației dinamicii are expresia:

$$\zeta(s, t) = a_1 \cdot e^{p_1 \cdot s} \cdot \cos(\omega \cdot t + q_1 \cdot s + \varphi_1) + a_2 \cdot e^{p_2 \cdot s} \cdot \cos(\omega \cdot t + q_2 \cdot s + \varphi_2)$$

(6)

Analog, plecând de la ecuația de continuitate se stabilește **soluția generală $q(s,t)$** reprezentând debitul undei

$$q(s,t) = B_0 \cdot \omega \cdot \left[\frac{a_1 \cdot e^{p_1 \cdot s}}{\rho_1} \cdot \sin(\omega \cdot t + q_1 \cdot s + \varphi_1 - \psi_1) + \frac{a_2 \cdot e^{p_2 \cdot s}}{\rho_2} \cdot \sin(\omega \cdot t + q_2 \cdot s + \varphi_2 - \psi_2) \right]$$

(7)

În cazul în care axa **s** este orientată în **sens invers curgerii**, **soluția generală a ecuației dinamicii** liniarizate rezultă de forma:

$$\zeta(s,t) = a_1 \cdot e^{-p_2 \cdot s} \cdot \cos(\omega \cdot t - q_2 \cdot s + \varphi_1) + a_2 \cdot e^{-p_1 \cdot s} \cdot \cos(\omega \cdot t - q_1 \cdot s + \varphi_2)$$

(7)

Ca și în cazul precedent, ecuația care descrie debitul undei se obține plecând de la ecuația de continuitate

.Soluția generală reprezentând debitul undei, $q(s,t)$ este:

$$q(s,t) = -B_0 \cdot \omega \cdot \left[\frac{a_1 \cdot e^{-p_2 \cdot s}}{\rho_2} \cdot \sin(\omega \cdot t - q_2 \cdot s + \varphi_1 - \psi_2) + \frac{a_2 \cdot e^{-p_1 \cdot s}}{\rho_1} \cdot \sin(\omega \cdot t - q_1 \cdot s + \varphi_2 - \psi_1) \right]$$

(8)

DETERMINAREA CONSTANTELOR DE INTEGRARE

Regulatorul BIVAL –se bazează pe un reglaj cu comenzi din aval, cu doi traductori de nivel, unul în secțiunea aval și altul în secțiunea amonte a biefului (fig. 3). Pentru simplificarea calculelor s-a admis că în punctul de basculare P a nivelului apei din canalul cu regulator BIVAL, adâncimea curentului de apă rămâne constantă, la

- pentru $k \in (0,1)$ secțiunea de reglaj se va găsi în interiorul biefului între cei doi traductori

Parametrii hidraulici corespunzători momentului inițial sunt: $Z_A = \text{const}$ – cota nivelului apei în rezervorul de alimentare din amonte biefului, $Z_{0,am}$ – cota nivelului apei în amonte (măsurată de traductorul amonte), $Z_{0,av}$ – cota nivelului apei în aval (măsurată de traductorul aval), Q_0 – debitul scurs, h_0 – adâncimea apei în canal, a_0 – deschiderea inițială a stăvilei, Δh_0 – sarcina hidraulică pe stăvilă:

$$\Delta h_0 = Z_A - Z_{0,am}$$

(10)

Valoarea corecției $\Delta a^{(ii)}$ ce trebuie adusă deschiderii stăvilei ca urmare a variației consumului este:

$$\Delta a^{(t_i)} = \frac{1}{2} \cdot \frac{a_0}{\Delta h_0} \cdot \zeta_{am}^{(t_i)} + \frac{q_{am}^{(t_i)}}{Q_0} \cdot a_0$$

(11)

Regulatorul BIVAL funcționează după principiul de livrare al apei “la cerere” și, în consecință, se cunosc graficele de variație ale debitelor solicitate de consumatorii din avalul biefului. Dimensionarea unui bief echipat cu un regulator BIVAL, prin metoda analitică propusă, constă în a determina următoarele elemente:

- graficul de variație al nivelului apei în secțiunea aval a biefului, $Z_{av}(t)$,
- graficul de variație al debitului admis în secțiunea stăvilei din amonte biefului, $Q_{am}(t)$,

- graficul de variație al nivelului apei în secțiunea amonte, $Z_{am}(t)$,
- graficul de variație al deschiderii stăvilei amonte, $a(t)$.

În cazul acestui reglaj, soluțiile generale ale ecuațiilor mișcării nepermanente sunt mai ușor de utilizat, dacă se alege un mod convenabil de orientare al sistemului de referință și anume trecând axa ordonatelor prin punctul **P** astfel încât bieful, de lungime totală L , este împărțit în două tronsoane de calcul astfel:

- tronsonul I, între punctul **P** și capătul aval al biefului, având lungimea L_1 și axa s orientată în sensul curentului ($L_1 = k \cdot L$);
- tronsonul al II – lea, între punctul **P** și capătul amonte al biefului, având lungimea L_2 și axa s orientată în sens invers curentului ($L_2 = (1 - k) \cdot L$).

Condiția de racordare între cele două tronsoane de calcul este dată sub forma funcțiilor $\zeta_0(t)$ și $q_0(t)$, în punctul **P** unde $s = 0$. Păstrând sistemul de notații folosit până acum, pentru a evita apariția confuziilor, perechile de funcții reprezentând oscilațiile armonice ale nivelului, $\zeta(t)$ și oscilațiile debitului, $q(t)$, în secțiunile de calcul sunt utilizate astfel:

- în secțiunea $s = 0$ (punctul **P**): $\zeta_0(t)$ și $q_0(t)$
- în secțiunea din avalul biefului:
- $\zeta_L(t) = \zeta_{av}(t)$ și $q_L(t) = q_{av}(t)$
- în secțiunea din amonte biefului:
- $\zeta_{kL}(t) = \zeta_{am}(t)$ și $q_{kL}(t) = q_{am}(t)$

Soluțiile generale obținute sub forma (6) și (7) sau (8) și (9) sunt aplicate impunând în calculul constantelor de integrare condițiile la limită care corespund fiecăruia din cele două tronsoane:

a) **Tronsonul I** are drept **condiții la limită**:

- funcția $\zeta_0(t) = 0$ care exprimă condiția de realizarea a reglajului de tip BIVAL – aval,
- funcția $q_L(t)$ care reprezintă variația consumului în avalul biefului.

Funcțiile necunoscute sunt:

- funcția $\zeta_L(t)$ care descrie oscilațiile armonice ale nivelului apei în secțiunea aval a biefului (la consumator).
- funcția $q_0(t)$ care descrie oscilațiile debitului în punctul P.

b) **Tronsonul al II – lea** are drept **condiții la limită**:

- funcția $\zeta_0(t) = 0$ care a constituit, în același timp și condiția la limită pentru tronsonul I,
- funcția $q_0(t)$ care a fost determinată în etapa anterioară de calcul (pentru tronsonul I)

Funcțiile necunoscute sunt:

- funcția $\zeta_{Lk}(t)$ care descrie oscilațiile armonice ale nivelului apei în secțiunea stavilei reglate din amonteale biefului (în sensul adoptat pentru orientarea axei s , amonteale biefului corespunde cu secțiunea aval a tronsonului al II-lea de calcul),
- funcția $\zeta_{Lk}(t)$ care reprezintă variațiile debitului livrat în secțiunea amonte a biefului deci ale debitului scurs pe sub stavilă.

Dacă se raportează la întregul bief, condițiile la limită ale tronsonului al II-lea de calcul constituie condițiile de racordare puse în punctul de basculare **P**. Condiția pusă în punctul **P**, de forma $\zeta_0(t)=0$, implică anularea coeficienților E_0 , F_0 și a tuturor termenilor care îi conțin.

Tabel privind datele de intrare - reglaj BIVAL

Denumirea proiectului: Exemplul de calcul nr.3-Reglaj BIVAL - ICAR3	
Numarul total de biefuri:	1
Numarul de pasi de timp real:	24
Numarul de pasi de timp interpolat:	24
Intervalul de timp intre doi pasi de timp real:	3600
Ordinul aproximarii (nr de armonice):	12
Nivelul initial amonte:	11,9900
Nivelul initial aval:	11,4900
Extindere analiza la 24 ore:	DA

DATELE BIEFULUI CURENT - BIEFUL NUMARUL:

Lungimea biefului: 5000,0000	Panta taluzului: 1,50000000
Panta hidraulica: 0,00010000	Latime fund: 3,0000
Cota fund amonte: 10,0000	Latimea initiala: 8,9700
Cota fund aval: 9,5000	Adincimea initiala: 1,9900
Exponent hidraulic: 3,85570	Suprafata initiala: 11,9102
Rugozitatea: 0,01400000	
Viteza initiala: 0,78784	Latime stavila: 2,8000
Debitul initial: 9,38333	Coefficient debit: 0,67600

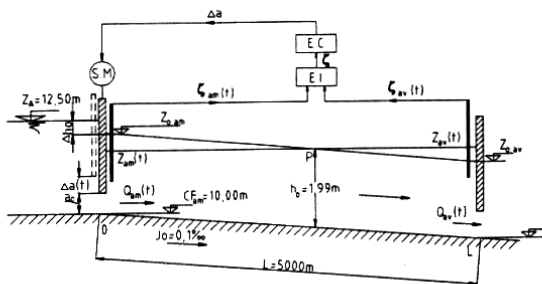


Fig. 4. – Schema de calcul pentru reglaj cu regulatorul de tip BIVAL

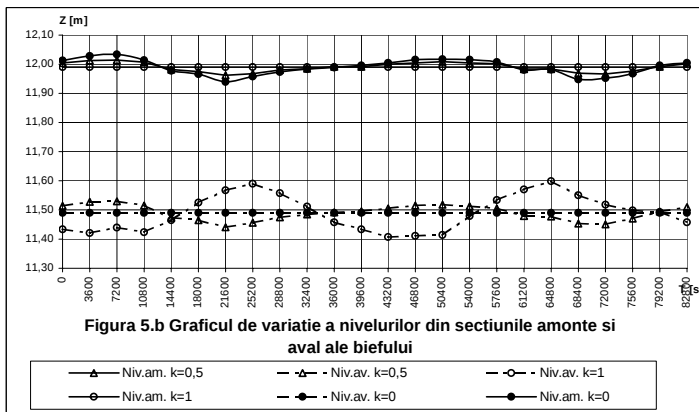
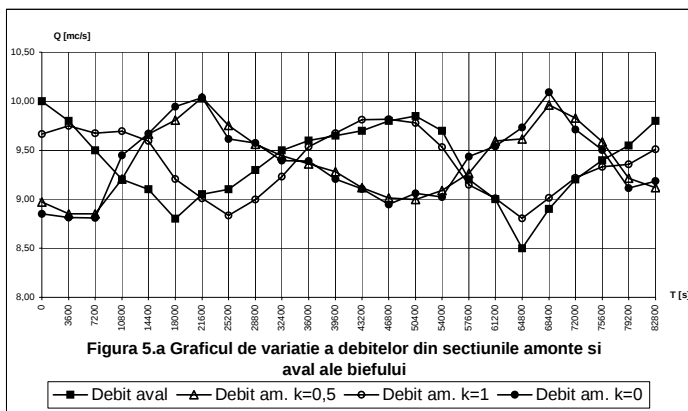
Pentru tronsonul I, soluțiile x_I , x_2 , y_I , y_2 sunt cele proprii reglajului de nivel cu comanda din aval (Convenție Grant nr.

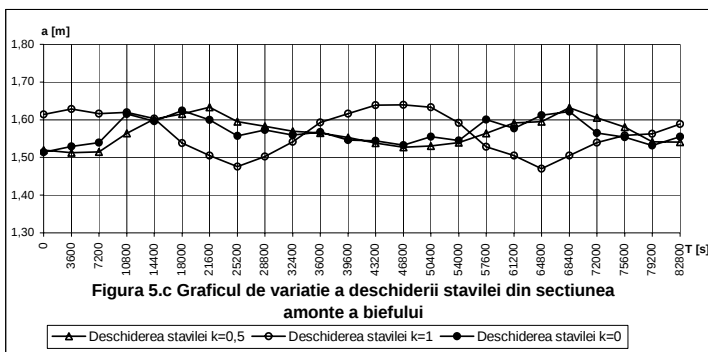
936/1995), ceea ce permite determinarea constantelor de integrare a_1 , a_2 , φ_1 , φ_2 și a funcției reprezentând oscilațiile nivelului în secțiunea aval a biefului, $\zeta_{av}(t)$. Soluțiile x_1 , x_2 , y_1 , y_2 ale sistemului de ecuații vor fi:

$$x_1 = \frac{-\rho_1 \cdot \rho_2 \cdot (\rho_1 \cdot N_0 - \rho_2 \cdot M_0)}{B_0 \cdot \omega \cdot D_{0P}}; \quad x_2 = -x_1; \quad (13)$$

$$y_1 = \frac{-\rho_1 \cdot \rho_2 \cdot (\rho_1 \cdot R_0 - \rho_2 \cdot P_0)}{B_0 \cdot \omega \cdot D_{0P}}; \quad y_2 = -y_1 \quad (14)$$

Cunoscând valorile constantelor de integrare a_1 , a_2 , φ_1 , φ_2 (de pe acest tronson de calcul), prin sinteză armonică după armonicile de ordinul j , se obțin funcțiile reprezentând **oscilațiile nivelului** în secțiunea amonte a biefului, $\zeta_{am}(t)$ și **oscilațiile debitului**, $q_{am}(t)$. Valoarea corecției ce trebuie adusă **deschiderii stavilei** $\Delta a(t)$, care reprezintă elementul de acționare a stavilei, se obține aplicând relația (12).





PROGRAM AUTOMAT DE CALCUL. EXEMPLU DE CALCUL

Pentru a realiza calculul automat de dimensionare sau verificare a unui canal automatizat cu regulatorul de tip BIVAL , programul “ICAR” a fost adaptat modelului matematic prezentat, în varianta ICAR 3 (cu trei module principale: modulul de introducere date, modulul de calcul, modulul de prezentare a rezultatelor numerice și generare de rapoarte).

STAND EXPERIMENTAL PENTRU STUDIUL MIȘCĂRII NEPERMANENTE ÎN CANALE DE IRIGAȚII CU FUNCȚIONARE AUTOMATIZATĂ

MODELUL FIZIC

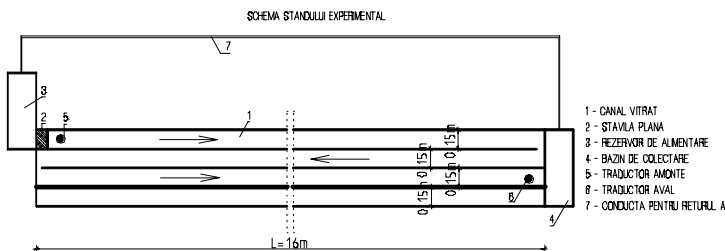


Fig.6

Standul experimental este conceput pentru a fi realizat prin adaptarea canalului vitrat existent în laboratorul de Hidraulică care are o lungime de 16 m și o lățime de 60 cm. Pentru a putea satisface condițiile de similitudine cu modelul natural al unui canal, standul va fi compartimentat prin pereți de sticlă în trei compartimente identice având lățimea de 15 cm, astfel încât lungimea totală a biefului – model va atinge 48 m. În figura de mai jos este prezentată schema standului experimental cu elementele de automatizare (măsură și execuție).

CRITERII DE SIMILITUDINE

Criteriul de similitudine adoptat este cel folosit, în special, la studiul curenților în albie deschise și anume “modelul Froude”. După acest criteriu, dacă fluidul din natură este același cu cel de pe model, toți coeficienții de scară (σ_l , σ_v , σ_p) sunt reductibili la scară geometrică la diferite puteri, astfel: coeficientul de scară al vitezelor: $\sigma_v = \sigma_l^{1/2}$; coeficientul de scară al timpilor: $\sigma_t = \sigma_l^{1/2}$; coeficientul de scară al debitelor: $\sigma_q = \sigma_l^{5/2}$; Debitele transportate pe model și elementele hidraulice sunt prezentate în tabelul nr. 1. În tabelul nr.2, pentru diferiți coeficienți de similitudine sunt evidențiate elementele geometrice și hidraulice ale modelului natural, iar în tabelele nr. 3 și nr. 4 sunt întabulate valorile vitezei medii a apei și a debitelor medii în modelul natural.

SCHEMA FUNCȚIONALĂ ȘI MODALITĂȚI DE REALIZARE A EXPERIMENTULUI

Pentru plaja de valori alocate înălțimii apei în canalul vitrat și, corespunzător acesteia, pentru plaja de valori ale debitelor medii, au fost calculate, utilizând programul automat ICAR 3, valorile perturbațiilor de nivel și de debit în secțiunile reprezentative din lungul modelului. Graficele de variație ale debitelor (având o distribuție sinusoidală), ale nivelului apei și ale deschiderii stavilei din secțiunea amonte sunt prezentate în fig. 7 a – fig. 7 f. Acceptând un coeficient de similitudine pentru scara lungimilor $\sigma_l = 50$ a rezultat o lungime a modelului natural de 2400 m și un debit mediu de 50,83

m³/s. Graficele de variație ale debitelor (având aceeași distribuție sinusoidală), ale nivelului apei și ale deschiderii stavilei din secțiunea amonte sunt prezentate în fig. 8 a – fig. 8 f

Tabel Nr. 1 - Elementele geometrice și hidraulice ale modelului fizic

l	h	b	A	Pu	R	n	C	v	q	y	C1	v1	q1	
	[m]	[m]	[m ²]				Manning	[m/s]	[m ³ /s]		Pavlovski	[m/s]	[m ³ /s]	
0,0001	0,100	0,150	0,015	0,350	0,043	0,008	73,946	0,153	0,002296	8,266	0,06525	92,60101	0,1917	0,002876
0,0001	0,200	0,150	0,030	0,550	0,055	0,008	76,979	0,180	0,005303	19,417	0,09549	94,69477	0,22116	0,006935
0,0001	0,300	0,150	0,045	0,750	0,060	0,008	78,211	0,192	0,008621	31,036	0,09555	95,53596	0,23401	0,010531
0,0001	0,400	0,150	0,060	0,950	0,063	0,008	78,883	0,198	0,011895	42,820	0,09560	95,99196	0,24124	0,014474

Tabel Nr. 2 - Elementele geometrice și hidraulice modelate în raport cu coeficienții de similitudine

Table Nr. 4 - Estimated geometrical and material modulus in respect to considered soil									
α_1		1,41421	2,23607	3,16228	4,472136	7,071068	10	11,18034	
α_2		2	5	10	20	50	100	125	
h(m) model	L(m)	48	96	240	480	960	2400	4800	6000
	B(m)	0,15	0,3	0,75	1,5	3	7,5	15	18,75
	H(m)	0,1	0,2	0,5	1	2	5	10	12,5
		0,2	0,4	1	2	4	10	20	25
		0,3	0,6	1,5	3	6	15	30	37,5
		0,4	0,8	2	4	8	20	40	50

Tabel Nr. 3 - Viteza apei în canalul modelat în raport cu coeficienții de similitudine

tabel nr. 3 - Valori ale constantelor din raport de calcul si din normativ									
α_1		2	5	10	20	50	100	125	
α_2		1,41421	2,23607	3,16228	4,47214	7,07107	10	11,18034	
h(m) model	v(m/s) model	V(m/s)	V(m/s)	V(m/s)	V(m/s)	V(m/s)	V(m/s)	V(m/s)	
	0,100	0,1917	0,27111	0,42866	0,606	0,857	1,36	1,92	2,14
	0,200	0,2212	0,31277	0,49453	0,699	0,989	1,56	2,21	2,47
	0,300	0,2340	0,33096	0,52327	0,740	1,047	1,65	2,34	2,62
	0,400	0,2412	0,34116	0,53943	0,783	1,079	1,71	2,41	2,70

Tabel Nr. 4 - Debiturile medii consumate în canalul modelat în raport cu coeficienții de similitudine

Tabel Nr. 4. Debitul mediu constant în canalul dreptunghiular în raport cu coeficientul de frecare									
α_1		2	5	10	20	50	100	125	
α_2		5,656854	55,902	316,228	1788,85	17877,67	~100000	174693	
h(m) model	q(m ³ /s) model	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	
	0,100	0,002676	0,01627	0,16075	0,909	5,144	50,83	287,55	502,34
	0,200	0,006935	0,03753	0,37090	2,098	11,869	117,29	663,48	1159,05
	0,300	0,010531	0,05957	0,58868	3,330	18,838	186,16	1053,06	1839,63
	0,400	0,014474	0,08188	0,80914	4,577	25,893	255,87	1447,44	2528,57
	0,500	0,018182	0,11220	1,12203	5,774	34,641	346,41	2012,46	3592,86

Pentru debutul experimentărilor, va fi luat în considerare reglajul BIVAL cu coeficientul K=1, astfel încât bieful modelat să funcționeze ca un bief automatizat cu reglaj de nivel aval constant.

Pentru realizarea obiectivelor cercetării au fost luate în studiu două variante de automatizare:

echiparea cu elemente de măsură și control (traductori de nivel, servomotoare, traductori de deplasare, interfața analogica, calculator numeric cu softul existent). Prezenta lucrare este rezultatul cercetărilor desfășurate în cadrul proiectului din Convenția de grant nr. 169/1999. Această variantă de realizare a standului a fost prezentată, spre analiză și evaluare, reprezentanților uzinei “AUTOMATICA” București . Deoarece, în prezent, industria autohtonă și-a restrâns producția de componente pentru automatizare, în majoritatea lor acestea fiind achiziționate din import, realizarea acestora presupune mobilizarea unor importante mijloace financiare

realizarea măsurătorilor prin intermediul unei camere video conectate la calculator si analiza in timp real a imaginilor (variații de nivel, deplasări ale stavilei, citirea informațiilor furnizate de aparate de măsură clasice). Această metodă presupune dezvoltarea proiectului prin realizarea programelor de achiziție și analiză de imagine în timp real. Realizarea acestei variante reprezintă o soluție extrem de flexibilă care ar permite efectuarea a numeroase tipuri de experimente fără a mai solicita ulterior eforturi semnificative de mijloace financiare. Această metodă ar reprezenta de asemenea o noutate în cercetarea din domeniul hidraulicii aplicate. Pentru transpunerea în realitate a acestei soluții este necesară cumpărarea programului specializat în achiziția de imagini IMAQ-Vision (National Instruments), o placă de achiziții de imagini NI-1408

(National Instruments) și o cameră video analogică. Această variantă de echipare va putea fi utilizată și în studiul altor fenomene fizice din cadrul celorlalte laboratoare ale facultății: studiul mișcării nepermanente a apei și a proceselor de colmatare în rețe de drenaj subteran, studiul curbelor de remuu in albiu, studiul propagării valurilor în inginerie costieră, studiul deformațiilor structurilor metalice si de beton armat, automatizarea standului de compresiune triaxială pentru determinarea caracteristicilor mecanice ale terenurilor de fundare, etc.).

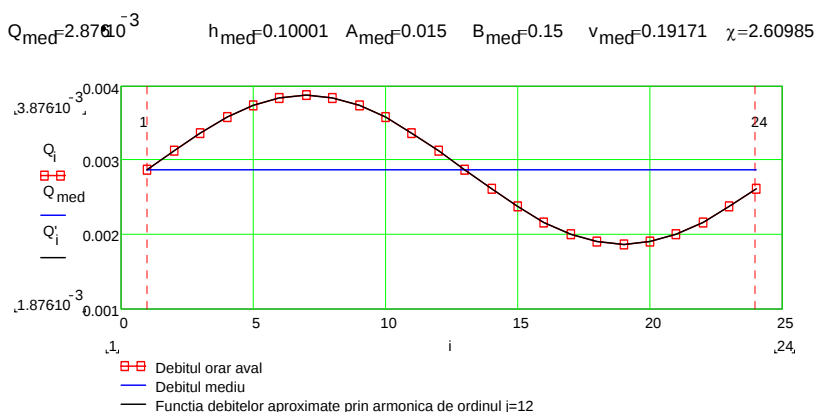


Fig.7 a

Graficul de variație a debitului din secțiunea aval a modelului fizic

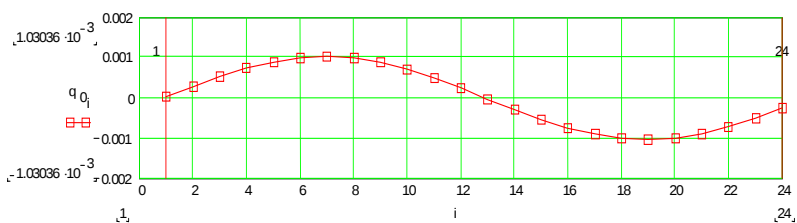


Fig. 7 b

Graficul de variație a perturbațiilor de nivel din aval a modelului

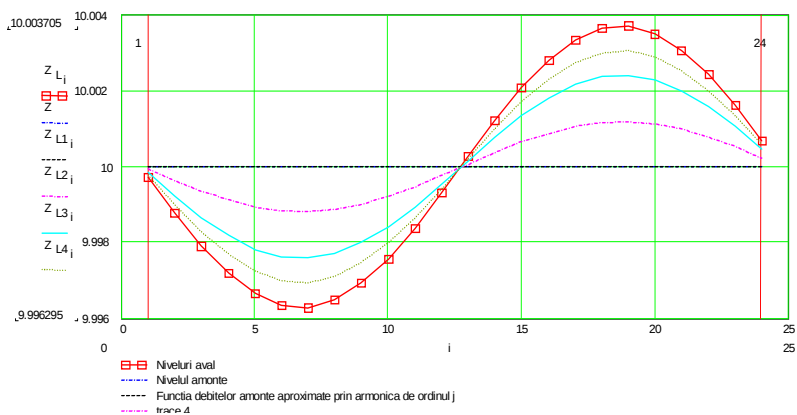


Fig 7 c

Graficul de variație a nivelului apei în secțiunile de calcul ale modelului: $L_1=0$; $L_2=16$ m; $L_3=32$ m; $L_4=40$ m; **$L=48$ m**

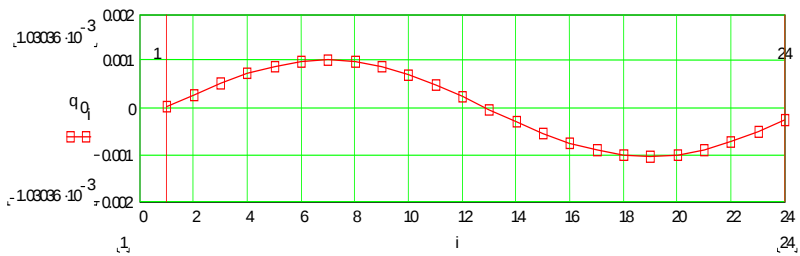


Fig. 7 d

Graficul de variație a perturbațiilor de debit din secțiunea amonte a modelului

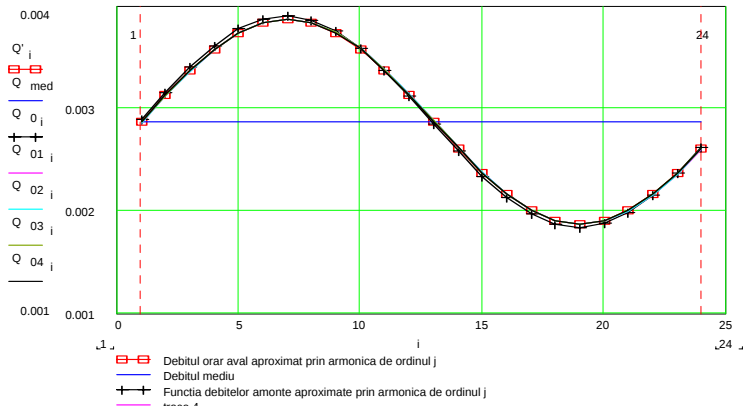


Fig. 7 e

Graficul de variație a debitelor în secțiunea de calcul ale modelului fizic

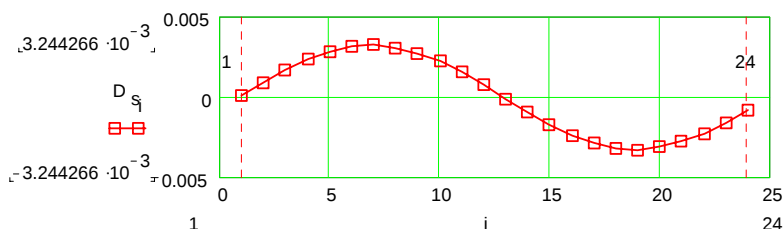


Fig. 7 f

Graficul de variație a deschiderii stavilei din amonte

$Q_{med}=50.83$ $h_{med}=5.62334$ $A_{med}=42.17503$ $B_{med}=7.5$ $v_{med}=1.20522$ $\chi=2.6221$

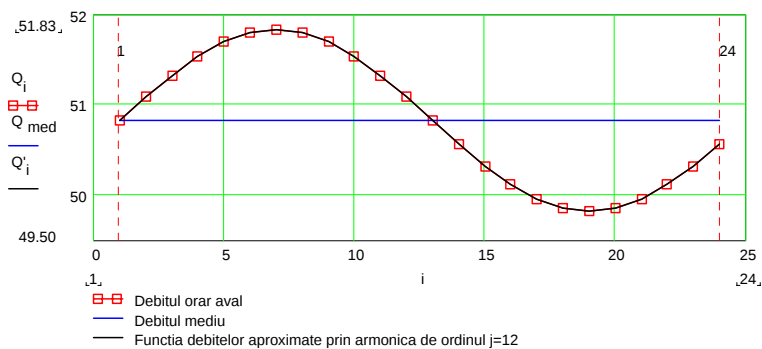


Fig. 8 a

Graficul de variație a debitului în secțiunea aval a biefului

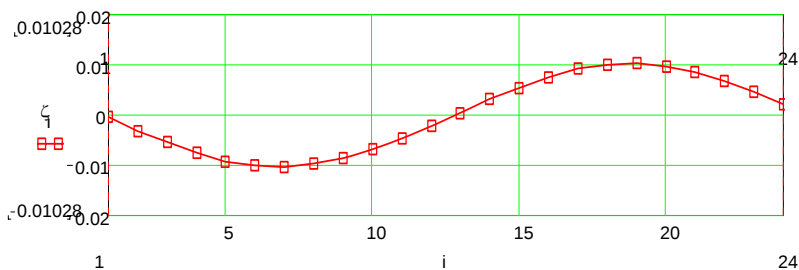


Fig. 8 b

Graficul de variație a perturbațiilor de nivel din aval

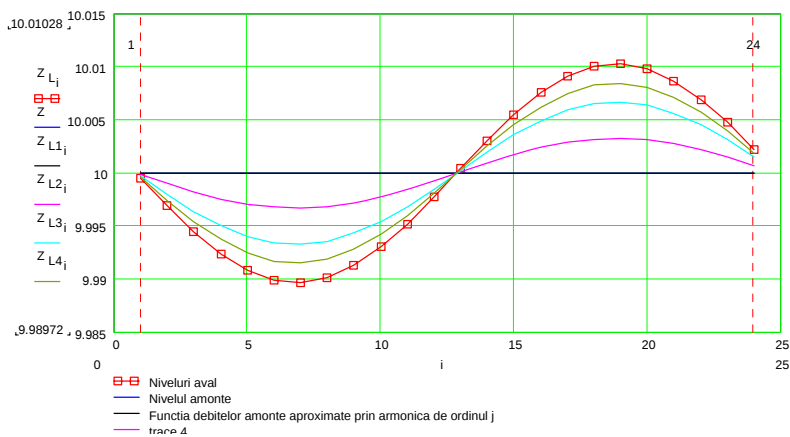


Fig. 8 c

Graficul de variație a nivelului apei în secțiunea de calcul ale
biefului $L_1=0$; $L_2=800$ m; $L_3=1600$ m; $L_4=2000$ m; $L=2400$ m

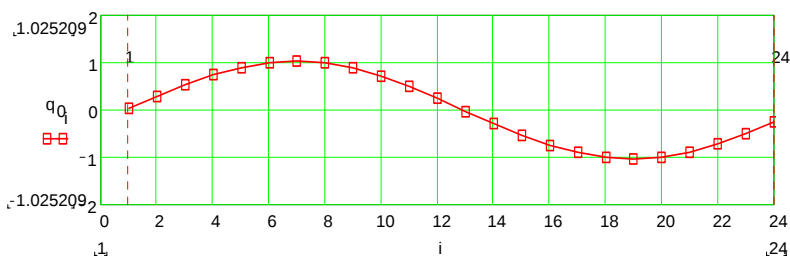


Fig. 8 d

Graficul de variație a perturbațiilor de debit din secțiunea amonte a biefului

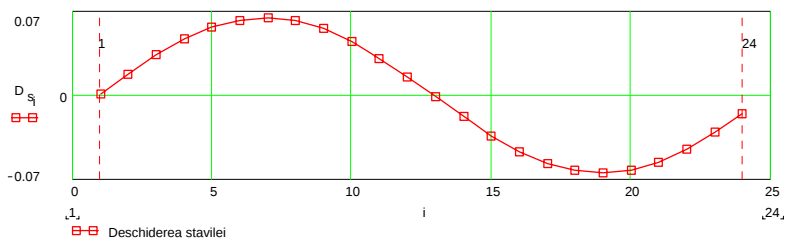


Fig. 8 e

Graficul de variație a deschiderii stavilei din amonte biefului

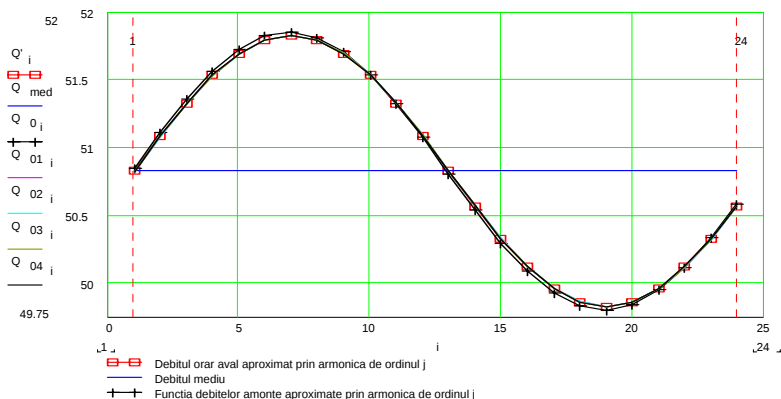


Fig. 8f

Graficul de perturbație a debitelor în secțiunile de calcul ale biefului

BIBLIOGRAFIE

- 1) Hâncu S., Rus E., Dan P., Popescu M., Duma D., Zaharescu E., Danchiv A., Constantinescu A., 1985, “Hidraulică aplicată-simularea numerică a mișcării nepermanente a fluidelor”, Editura Tehnică, București.
- 2) Hâncu S., Rus E., Dan P., Teodoreanu Gh., 1982, “Hidraulica sistemelor de irigație cu funcționare automată”, Editura CERES, București
- 3) Roșu L. , 1999 “Dimensionarea și verificarea canalelor de irigații cu funcționare automatizată”, Editura Ovidius University Press, Constanța.

MODELARE MATEMATICA PENTRU TRANSPORTUL GAZULUI INERT ÎN CAZUL SCUFUNDĂRILOR UNITARE CU AER COMPRIMAT

ANCA CONSTANTIN*, ROMULUS RUSU**

Condiția necesară ca scafandru să respire ușor în condiții de imersiune este ca gazul respirator să aibă presiunea egală cu cea a mediului. Deci, la fiecare nivel al adâncimii, gazul livrat de aparatul de respirat (sau de ambianța camerei hiperbare dacă scufundarea este simulată) trebuie să aibă presiunea:

$$p = p_a + \rho \cdot g \cdot h \quad (1)$$

unde p_a –presiunea atmosferică, $\left[\frac{N}{m^2} \right]$;

ρ –densitatea apei, $\left[\frac{kg}{m^3} \right]$;

* Șl. dr. ing. - Universitatea "Ovidius" Constanța

** C.P.III ing. - Centrul de scufundării Constanța

g –acclerația gravitațională, $\left[\frac{m}{s^2} \right]$

h –adâncimea de imersiune, $[m]$.

În timpul compresiei (coborârii în imersiune), presiunea totală a amestecului de gaze din plămâni, p, crește proporțional cu adâncimea. Presiunea parțială a fiecărui gaz component crește, conform relației de proporționalitate:

$$p_{pi} = C_i \cdot p \quad (2)$$

unde p- presiunea totală a amestecului de gaze intrapulmonar,

C_i -fracțiunea de gaz i în amestec, mărime care ia valori

subunitare, $0 < C_i < 1$, $\sum_{i=1}^n C_i = 1$

n-numărul de specii de gaz din amestec.

Aerul comprimat este cel mai utilizat amestec gazos respirator în scufundările unitare. Azotul, inert din punct de vedere chimic în condiții normale de presiune, este prezent în proporție de 78% în aerul atmosferic. De asemenea, el este prezent în amestecurile respiratorii sintetice, având rol de diluant al oxigenului.

Respirarea aerului sub presiune implică dizolvarea azotului în țesuturile organismului uman.. Azotul este un gaz foarte solubil în apă, care reprezintă 60÷70 % din greutatea corpului omenesc, dar mai ales în țesuturile lipidice (de 5 ori mai solubil în lipide decât în apă).

Cantitatea de azot dizolvat este proporțională cu presiunea parțială a acestuia în amestecul respirator, deci cu adâncimea, și cu

durata expunerii la presiune. În timpul revenirii la suprafață, azotul dizolvat în țesuturi este degajat.

Atunci când expunerea la presiune a scafandrului este de durată foarte mare, țesuturile organismului uman tind să se satureze cu azot. În timpul scufundărilor unitare, cele mai multe țesuturi nu ajung la saturație deoarece durata expunerii este mai mică decât perioada lor de saturație. Totuși, țesuturile mai rapide ating saturația chiar în timpul scufundărilor unitare

Azotul din aerul comprimat limitează, pe de o parte, viteza de revenire la suprafață a scafandrului și, pe de altă parte, adâncimea de scufundare. Viteza de revenire la suprafață este limitată pentru a preîntâmpina degajarea rapidă a azotului și formarea embolusurilor gazoase în sânge, cauză a unor grave accidente de decompresie. Adâncimea de scufundare este limitată din pricina efectului narcotic al azotului. Efectul narcotic al azotului apare la adâncimi de 35÷40m, în funcție de individ și de antrenamentul acestuia.

Narcoza este un ansamblu de perturbații de comportament, memorie, putere de concentrare și coordonare neuro-musculară. Starea euforică, ce constituie primul semn de narcoză, determină la scafandru o tendință de supraevaluare a propriei persoane și evoluează spre ineficacitate în acțiune și pierderea cunoștinței. Efectele narcotice sunt accentuate de presiunea hidrostatică. Datorită efectelor narcotice ale azotului, scufundările cu aer comprimat nu sunt recomandate peste adâncimea de 60 m. Aceasta este limita admisă în tabelele de scufundare românești LH82, elaborate de laboratorul hiperbar al Centrului de scafandri, Constanta [8].

În organismul uman, cele mai importante schimburi de gaze au loc prin difuzie. Schimburile de gaze la nivelul ţesuturilor au loc datorită gradientilor de presiune parţială dintre sângele capilar şi ţesut. Specific este faptul că gazul difuzant se găseşte dizolvat în ambele faze lichide aflate în contact.

Modelul matematic al difuziei în ţesuturi este dat de ecuaţia:

$$\nabla \cdot (D\nabla)p = \frac{\partial p}{\partial t} + kp + m \quad (3)$$

unde p -presiunea parţială instantanee a gazului;

k -constantă de timp a perfuziei;

m -rata consumului metabolic.

Ecuaţia (3) reprezintă legea lui Fick generalizată şi include difuzia, perfuzia şi consumul metabolic în bilanţul transportului [8]. Ecuaţia descrie distribuţia presiunii parţiale a oxigenului în interiorul unui ţesut, în care oxigenul este consumat în procesul metabolic. Dacă ecuaţia este aplicată distribuţiei unui gaz inert, rata metabolică $m=0$.

Asimilând difuzia tisulară cu o mişcare axial-simetrică, axa de simetrie fiind cea longitudinală a vasului capilar, Krough propune modelul cilindric pentru schimburile de gaze diluante.

Ecuaţia difuziei scrisă în coordonate cilindrice este:

$$\frac{\partial^2 p}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial p}{\partial r} = \frac{1}{D} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (4)$$

unde p -presiunea parţială instantanee a gazului;

r -distanţa de la axa capilarului.

Se consideră că scafandrul pornește scufundarea de la presiunea p_o și intră rapid la adâncimea corespunzătoare presiunii p_a . Condițiile inițiale și condițiile limită se pot pune considerând un țesut critic. Presiunea gazului inert în sângele capilar, p_c , va fi:

$$\begin{aligned} p_c &= C_i (p_o - p_s), \text{ la } t=0 \\ p_c &= C_i (p_a - p_s), \text{ la } t>0 \end{aligned} \quad (5)$$

unde C_i - proporția de gaz inert în amestecul respirator;

p_s - presiunea parțială a vaporilor de apă saturați, în condiții BTPS (Body Temperature and Pressure Saturated); condițiile BTPS desemnează temperatura de 37°C și presiunea la care se afla organismul uman.

Dacă volumul de țesut care primește gaz de la capilarul considerat are raza b , pe suprafața $r = b$ nu există flux de gaz, deci:

$$\frac{\partial p}{\partial r} = 0, \quad \text{la } r = b. \quad (6)$$

Punând condițiile de mai sus la soluția generală a ecuației difuziei, se determină presiunea gazului inert, p , la poziția radială r și timpul t , [1]:

$$p = C_i (p_o - p_s) + C_i (p_f - p_o) \Phi_{(r,t)} \quad (7)$$

$$\text{unde } \Phi_{(r,t)} = 1 - \pi \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{[J_{o(a\alpha_n)} Y_{o(r\alpha_n)} - Y_{o(a\alpha_n)} J_{o(r\alpha_n)}] \exp(-\alpha_n^2 Dt)}{[J_{o(a\alpha_n)} / J_{1(b\alpha_n)}]^2 - 1} \right]$$

α_n -rădăcinile expresiei rezultate din condiția (6) :

$$J_{o(a\alpha)} Y_{1(b\alpha)} = Y_{o(a\alpha)} J_{1(b\alpha)}$$

J_ν -funcția Bessel de speța întâi și ordin ν :

$$J_\nu(r) = \left(\frac{r}{2}\right)^\nu \sum_{k=0}^{\infty} \frac{(-1)^k}{k!(\nu+k)!} \left(\frac{r}{2}\right)^{2k}$$

Y_n -funcția Bessel de speța a doua (Neumann) și ordin n [7] :

$$Y_n = \frac{1}{\pi} \left[\frac{\partial J_\nu}{\partial \nu} - (-1)^n \frac{\partial J_{-\nu}}{\partial \nu} \right]_{\nu=n}$$

Aplicând relațiile matematice ale modelului cilindric propus de Krough, autorii au determinat distribuția presiunii parțiale a azotului dizolvat în țesutul nervos, pentru o scufundare cu aer la adâncimea de 40 m. Valorile considerate au fost:

- raza capilarului, $a=4 \mu m$, [5];
- raza volumului cilindric de țesut irigat de capilar, $b=18 \mu m$ [5];
- coeficientul de difuzie $D = 2,02 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$;
- fracțiunea de azot din aer $C_i=0,78$;
- presiunea absolută a aerului respirat la adâncimea de 40m, $p_f=5 \text{ bar}$.

În figura 1 este reprezentată grafic distribuția presiunii parțiale a azotului dizolvat în țesut, distribuție dată de relația (8) scrisă pentru datele considerate:

$$p = 0,78(1 - 0,022) + 0,78(5 - 1 + 0,022) \cdot \left\{ 1 - \pi \sum_{n=1}^{29} \left[\frac{[J_o(4\alpha_n)Y_o(r\alpha_n) - Y_o(4\alpha_n)J_o(r\alpha_n)] \exp(-\alpha_n^2 Dt)}{[J_o(4\alpha_n) / J_1(18\alpha_n)]^2 - 1} \right] \right\}$$

Graficul a fost trasat luând în considerare primele 29 de rădăcini ale ecuației :

$$J_{0(4\alpha)}Y_{1(18\alpha)} = Y_{0(4\alpha)}J_{1(18\alpha)}$$

Rezultatele care se obțin aplicând modelul matematic prezentat depind de valorile care se adoptă pentru coeficientul de difuzie, raza capilarului, raza zonei irigată de capilarul considerat etc., date care diferă foarte mult de la un țesut la altul.

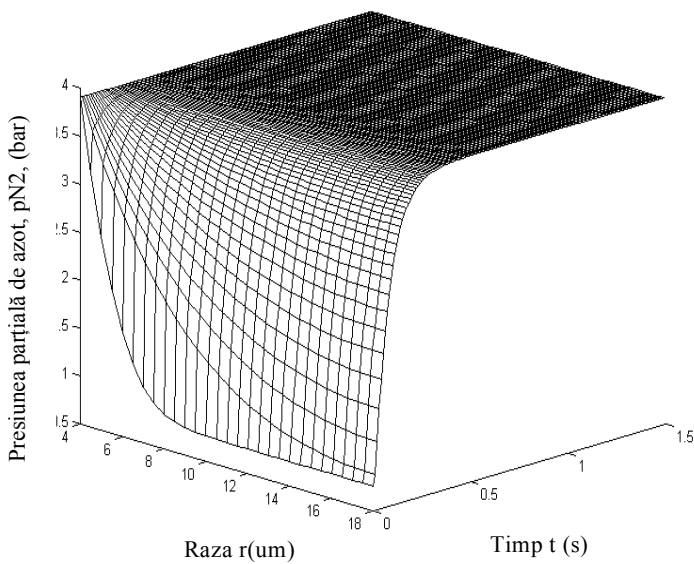


Figura 1 Presiunea parțială a azotului difuzat în țesut nervos, pentru o scufundare unitară cu aer comprimat , la adâncimea de 40m

Modelul matematic prezentat oferă un suport pentru studiul narcozei cu azot. Suprafața obținută grafic ilustrează rapiditatea cu care se saturează țesuturile nervoase. Perioada de semisaturație este sub 0,1 s. Acest rezultat poate fi corelat cu fenomenul de narcoză care

apare la adâncimi de aproximativ 40 m, ca urmare a influenței azotului asupra sistemului nervos.

BIBLIOGRAFIE

- 1) BROUSSOLLE B. -Physiologie et medicine de la Plongee, Editure Ellipses, Paris, 1992;
- 2) BENNETT P. B., ELLIOTT D.H. -The Physiology and Medicine of Diving and Compressed Air Work, Ed.Bennett & Elliott, Baillere Tindall and Cassell, London, 1975;
- 3) CARAFOLI E., CONSTANTINESCU V.N. -Dinamica fluidelor compresibile, Editura Academiei, Bucuresti 1984;
- 4) FORSTER R.E. -Diffusion of gases. Handbook of Physiology. Sect.3: Respiration, vol 1, American Physiological Society, Washington D.C.,1964,
- 5) GHINEA M., FIRETEANU V. -MATLAB, Calcul numeric, grafica aplicatii, Editura Teora, Bucuresti, 1995;
- 6) IACOB C.- Matematici clasice si moderne, Editura tehnica, Bucuresti, 1979;
- 7) PENZIAS W, GOODMAN M.W.-Man Beneath The Sea, A Review of Underwatwer Engineering, Wiley-Interscience, New York, 1973;
- 8) PETRU A. - Hidraulica proceselor hiperbare, Teza de doctorat, Bucuresti 1993;

CONSIDERAȚII PRIVIND SALTUL MAXIM ÎN CASTELUL DE ECHILIBRU ÎN IPOTEZA FRECĂRII LINIARE

DUMITRU ION ARSENIE, MIHAI FLOREA**, ICHINUR OMER****

RESUMÉ

Ce travail propose l'étude du ressaut maxime dans les châteaux d'équilibres dans l'hypothèse du frottement linéaire et de trouver les valeurs du paramètre adimensionnel noté μ qui représente la cote de l'énergie dissipée depuis le moment initial jusqu'au moment quand on obtient le ressaut maxime.

Nous avons représenté graphiquement les valeurs de ce coefficient et nous avons trouvé une fonction polynomiale de quatrième degré avec une coefficient du corrélation $R^2=0.9742$ qui nous permet les résultats du modèle linéaire d'être identiques avec les résultats relatives au ressaut maxime dans le modèle carré.

* Prof. dr. ing. - Universitatea "Ovidius" Constanța

** Conf. dr. ing. - Universitatea "Ovidius" Constanța

*** Asist. drd. ing. - Universitatea "Ovidius" Constanța

CONSIDERAȚII TEORETICE

Pentru calculul saltului maxim în castelul de echilibru simplu la manevra de oprire bruscă a centralei (închiderea vanei) este esențială cunoașterea relației dintre energia specifică (sarcina hidraulică) disipată și viteza medie.

Se consideră că relația pătratică este cea mai apropiată de realitate, dar având în vedere că se obțin astfel relații neliniare, se adoptă uneori relația liniară atât pentru studiul saltului maxim cât și al stabilității în funcționare.

După Prasil [1], în cazul opririi centralei, trecerea la relația pătratică la relația liniară se face prin egalitatea:

$$h_r = k \frac{v^2}{2g} \cong k_1 v ; \mathbf{k, k_1 - constante}$$

Evident egalitatea nu poate avea loc pentru orice valoare a vitezei (v), punându-se condiția de egalitate a valorilor medii:

$$\int_0^{v_0} h_r dv = \int_0^{v_0} h_r dv \Rightarrow \int_0^{v_0} k \frac{v^2}{2g} dv = \int_0^{v_0} k_1 v dv \Rightarrow k_1 = \frac{kv_0}{3g}$$

În prezenta lucrare se adoptă în locul constantei 3 care apare în ultima relație un parametru variabil notat μ . Valoarea acestui parametru adimensional se determină din condiția ca saltul maxim determinat prin considerarea frecării liniare să coincidă cu saltul maxim determinat prin considerarea frecării pătratice:

$$k_1 = \frac{kv_0}{\mu g}$$

Cu aceasta, ecuația oscilațiilor în castelul de echilibru simplu la manevra de oprire bruscă a centralei capătă forma:

$$\frac{LS}{gs} \frac{d^2 z}{dt^2} + \frac{kv_0 S}{\mu sg} \frac{dz}{dt} + z = 0$$

în care: - L este lungimea galeriei de aducțiune

- S reprezintă aria secțiunii transversale prin castelul de echilibru
- s reprezintă aria secțiunii transversale prin galeria de aducțiune
- v_0 este valoarea inițială a vitezei
- g este accelerația gravitațională.

Folosind mărimile de referință uzuale, lungimea Z_* și timpul T_* :

$$Z_* = \frac{Ls}{KS} \text{ și } T_* = \sqrt{\frac{LS}{gs}}$$

și introducând variabilele adimensionale ζ și τ :

$$\zeta = \frac{z}{Z_*}, \tau = \frac{t}{T_*}$$

ecuația cvasioscilațiilor capătă forma:

$$\frac{d^2 \zeta}{d\tau^2} + \frac{\sqrt{-2\zeta_0}}{\mu} \frac{d\zeta}{d\tau} + \zeta = 0$$

Condițiile inițiale corespunzătoare acestei ecuații sunt:

$$\tau = 0 \Rightarrow \zeta = \zeta_0; \frac{d\zeta}{d\tau} = \sqrt{-2\zeta_0}$$

Deoarece ambele condiții inițiale se exprimă cu ajutorul parametrului adimensional al pierderii inițiale de sarcină (ζ_0), este firesc ca și parametrul μ introdus anterior depinde de același parametru.

Ecuția caracteristică relativ la ecuația cvasioscilațiilor este:

$$r^2 + \frac{1}{\mu} \sqrt{-2\zeta_0} r + 1 = 0 \Rightarrow r_{1,2} = \frac{1}{2} \left[-\frac{1}{\mu} \sqrt{-2\zeta_0} \pm \sqrt{-\frac{2}{\mu^2} \zeta_0 - 4} \right] = p \pm iq$$

S-a considerat doar cazul având importanță practică, în care există inegalitatea :

$$-\frac{2}{\mu^2} \zeta_0 - 4 < 0 \Leftrightarrow -\zeta_0 < 4\mu^2$$

Cazul contrar nu poate apare în practică, ci doar există doar din punct de vedere teoretic.

Soluția generală a ecuației liniare a cvasioscilațiilor conține constantele de integrare C_1 și C_2 echivalente cu A și φ , care se determină cu ajutorul condițiilor inițiale:

$$\zeta = e^{p\tau} (C_1 \cos q\tau + C_2 \sin q\tau) = Ae^{p\tau} \cos(q\tau + \varphi)$$

$$p = -\frac{\sqrt{-2\zeta_0}}{2\mu} < 0 ; q = \sqrt{1 + \frac{\zeta_0}{2\mu^2}} > 0 ; p^2 + q^2 = 1$$

S-a preferat folosirea constantelor A și φ , având o interpretare fizică clară: amplitudinea, respectiv faza mișcării cvasioscilațiilor.

Folosind cele două condiții inițiale se ajunge la următorul sistem algebric de ecuații:

$$\begin{cases} \zeta_0 = A \cos \varphi ; \zeta_0 < 0 \Rightarrow \varphi \in \left(\frac{\pi}{2}, \frac{3\pi}{2} \right) \\ \sqrt{-2\zeta_0} = A(p \cos \varphi - q \sin \varphi) \end{cases}$$

Eliminând amplitudinea rezultă:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{p\zeta_0 - \sqrt{-2\zeta_0}}{q\zeta_0} > 0 \Rightarrow \varphi \in \left(0, \frac{\pi}{2} \right) \cup \left(\pi, \frac{3\pi}{2} \right)$$

Din aceste considerente rezultă că faza aparține cadranelui al treilea:

$$\varphi \in \left(\pi, \frac{3\pi}{2} \right)$$

Din sistemul condițiilor inițiale rezultă pentru constantele de integrare:

$$\sin \varphi = \frac{p\zeta_0 - \sqrt{-2\zeta_0}}{\sqrt{(p\zeta_0 - \sqrt{-2\zeta_0})^2 + q^2\zeta_0^2}} < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{q\zeta_0}{\sqrt{(p\zeta_0 - \sqrt{-2\zeta_0})^2 + q^2\zeta_0^2}} < 0$$

$$A = \frac{\sqrt{(p\zeta_0 - \sqrt{-2\zeta_0})^2 + q^2\zeta_0^2}}{q} = \sqrt{\zeta_0^2 + \frac{(p\zeta_0 - \sqrt{-2\zeta_0})^2}{q^2}}$$

Obiectivul lucrării este însă determinarea parametrului adimensional μ , care reprezintă cota de energie care se disipează din momentul inițial până la momentul atingerii saltului maxim și dacă se notează cu τ_1 și ζ_1 valorile variabilelor adimensionale din acest moment care intervin în parametrii p , q , A și φ , rezultă:

$$\begin{cases} \zeta_1 = Ae^{p\tau_1} \cos(q\tau_1 + \varphi) > 0 \Rightarrow q\tau_1 + \varphi \in \left(\frac{3\pi}{2}, 0\right) \\ \left.\frac{d\zeta}{d\tau}\right|_{\tau_1} = 0 = Ae^{p\tau_1} [p \cos(q\tau_1 + \varphi) - q \sin(q\tau_1 + \varphi)] \end{cases}$$

Din cea de a doua ecuație a sistemului rezultă și interpretarea fizică a parametrilor p și q :

$$p \cos(q\tau_1 + \varphi) = q \sin(q\tau_1 + \varphi) \Rightarrow \begin{cases} \sin(q\tau_1 + \varphi) = p \\ \cos(q\tau_1 + \varphi) = q \end{cases}$$

Înlocuind în prima ecuație a sistemului rezultă valoarea lui τ_1 , care reprezintă momentul atingerii saltului maxim:

$$\tau_1 = \frac{1}{p} \ln \frac{\zeta_1}{Aq}$$

DETERMINĂRI NUMERICE

Se poate formula acum procedeul de urmat pentru determinarea parametrului μ , procedeu care implică încercări deoarece acesta nu poate fi explicitat:

- pentru un ζ_0 fixat, se cunoaște din metoda exactă valoarea saltului maxim ζ_1
- se determină valorile parametrilor p , q , A și τ_1
- se recalculează saltul maxim ζ_1 cu formula:

$$\zeta_{1(l)} = Ae^{p\tau_1} \cos(q\tau_1 + \varphi) = qAe^{p\tau_1}$$

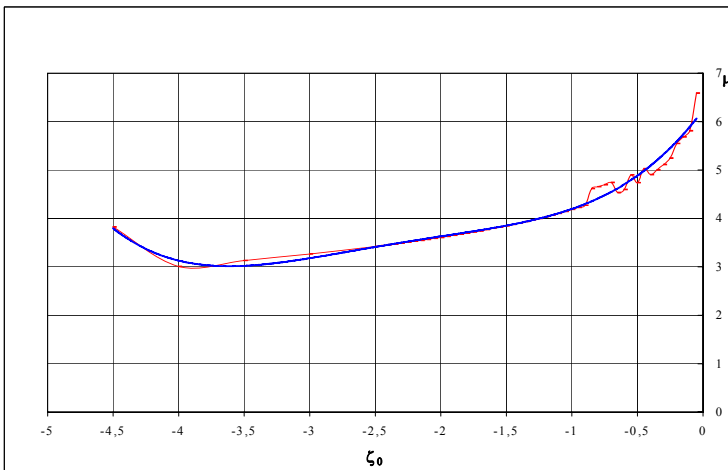
- se determină eroarea relativă de calcul a saltului maxim:

$$e_r = \frac{\zeta_{1(l)} - \zeta_1}{\zeta_1} 100\%$$

- în cazul în care aceasta eroare este mai mică decât eroarea admisibilă (tabelul nr.1 a fost construit considerând eroarea admisibilă de $10^{-7}\%$)

Rezultatele calculelor efectuate sunt prezentate tabelar și grafic. Curba $\mu = \mu(\zeta_0)$ poate fi exprimată analitic prin corelația:

$\mu = 0.0687\zeta_0^4 + 0.6389\zeta_0^3 + 2.1746\zeta_0^2 + 3.6475\zeta_0 + 6.2401$ cu un coeficient de corelație $R^2=0.9742$.



Rezultă astfel că valoarea $\mu=3$ în literatura de specialitate nu este acoperitoare în sensul că pierderea de energie, în intervalul

de timp de la declanșarea manevrei de oprire a saltului maxim în castel și până la atingerea saltului maxim este supraapreciată, ceea ce conduce la diminuarea saltului maxim.

CONCLUZII

În lucrare se abordează problema modului în care este estimată pierderea de sarcină în cadrul modelului aproximativ care consideră că pierderea de sarcină pe traseul lac de acumulare-galerie de aducțiune - castel de echilibru este proporțională cu viteza.

În literatura de specialitate apare un coeficient adimensional egal cu trei care exprimă aceasta pierdere relativ la pierderea de sarcină corespunzătoare regimului inițial permanent. Introducerea acestui coeficient conferă modelului liniar un caracter aproximativ.

În lucrare se determină, prin comparație cu rezultatele obținute în cazul frecării pătratic, o funcție polinomială de gradul IV pentru acest coeficient care permite ca rezultatele în modelul liniar să fie identice (eroare sub $10^{-7}\%$) cu rezultatele relative la saltul maxim în cazul modelului pătratic.

În prezent rezultatele obținute în modelul liniar nu sunt acoperitoare deoarece pierderea de sarcină este supraapreciată. Acest rezultat are implicații și asupra modului în care se apreciază stabilitatea în funcționare a instalației în cazul folosirii modelului liniar.

Tabel nr.1

β	$\square_1$	$\square$	p	q	A	$\cos\varphi$	$\sin\varphi$	φ	τ
-4.5	0.995896337	3.82572784	-0.39208	0.91993	4.696182	-0.76936	-0.63882	2.851527	3.742593
-4	0.993213510	3.00731517	-0.47026	0.882529	4.141546	-0.97426	0.225432	2.879396	2.77064
-3.5	0.988765575	3.13007275	-0.42263	0.9063	3.729171	-0.99648	0.083849	2.789191	2.908188
-3	0.981340844	3.26517921	-0.37509	0.926987	3.322746	-0.99821	-0.05987	2.69719	3.049411
-2.5	0.968848173	3.42055635	-0.32686	0.945074	2.916192	-0.97848	-0.20636	2.600764	3.19844
-2.45	0.967197403	3.43761516	-0.32197	0.946751	2.875284	-0.97523	-0.22118	2.590761	3.213952
-2.4	0.965456242	3.45500456	-0.31706	0.948405	2.834302	-0.97174	-0.23604	2.580679	3.229596
-2.35	0.963619465	3.47274064	-0.31214	0.950037	2.793239	-0.96801	-0.25093	2.570512	3.245379
-2.3	0.961681523	3.49084056	-0.3072	0.951646	2.752085	-0.96401	-0.26585	2.560257	3.261307
-2.25	0.959636528	3.50932262	-0.30224	0.953232	2.710834	-0.95976	-0.28081	2.549909	3.277386
-2.2	0.957478229	3.52820643	-0.29726	0.954795	2.669476	-0.95525	-0.29581	2.539464	3.293625
-2.15	0.955199988	3.54751304	-0.29227	0.956337	2.628002	-0.95046	-0.31084	2.528917	3.310029
-2.1	0.952794761	3.56726516	-0.28725	0.957856	2.586403	-0.9454	-0.32591	2.518261	3.326606
-2.05	0.950255069	3.58748737	-0.28221	0.959353	2.54467	-0.94006	-0.34102	2.507493	3.343366
-2	0.947572969	3.6082064	-0.27715	0.960828	2.502792	-0.93442	-0.35617	2.496606	3.360316
-1.95	0.944740031	3.62945141	-0.27206	0.962281	2.460758	-0.92849	-0.37136	2.485593	3.377465
-1.9	0.94167279	3.65095662	-0.26697	0.963706	2.418537	-0.92227	-0.38655	2.47446	3.394788
-1.85	0.938487003	3.67324864	-0.26183	0.965114	2.376152	-0.91572	-0.40181	2.46318	3.412355
-1.8	0.935115296	3.69614043	-0.25667	0.966499	2.333574	-0.90886	-0.41711	2.451755	3.43015

-1.75	0.931545415	3.71966639	-0.25148	0.967863	2.29079	-0.90166	-0.43245	2.440176	3.448183
-1.7	0.927764135	3.74386378	-0.24626	0.969204	2.247786	-0.89412	-0.44783	2.428435	3.466468
-1.65	0.923757161	3.76877313	-0.24101	0.970524	2.204545	-0.88622	-0.46326	2.416524	3.485016
-1.6	0.919509024	3.79443866	-0.23572	0.971821	2.161053	-0.87797	-0.47872	2.404432	3.50384
-1.55	0.915002958	3.82090885	-0.2304	0.973096	2.117291	-0.86933	-0.49423	2.392149	3.522957
-1.5	0.910220766	3.84823709	-0.22504	0.974348	2.07324	-0.8603	-0.50979	2.379663	3.542381
-1.45	0.905142664	3.87648244	-0.21965	0.975579	2.028879	-0.85086	-0.52539	2.366963	3.562131
-1.4	0.89974711	3.90571068	-0.21421	0.976787	1.984188	-0.841	-0.54104	2.354035	3.582223
-1.35	0.894010608	3.93599549	-0.20874	0.977972	1.939141	-0.83069	-0.55673	2.340865	3.602679
-1.3	0.887907482	3.96742006	-0.20321	0.979135	1.893714	-0.81992	-0.57247	2.327436	3.623521
-1.25	0.881409623	4.00007907	-0.19764	0.980275	1.847876	-0.80867	-0.58827	2.313731	3.644774
-1.2	0.874486198	4.03408132	-0.19201	0.981392	1.801597	-0.7969	-0.60411	2.299732	3.666463
-1.15	0.866939553	4.06851187	-0.18638	0.982478	1.754809	-0.78464	-0.61995	2.285432	3.688539
-1.1	0.859003698	4.10518234	-0.18065	0.983547	1.707529	-0.77178	-0.63589	2.270781	3.711168
-1.05	0.850511813	4.14348261	-0.17487	0.984592	1.65969	-0.75833	-0.65188	2.255764	3.734325
-1	0.84141277	4.18356111	-0.16902	0.985613	1.611243	-0.74424	-0.66791	2.240354	3.75805
-0.95	0.831648794	4.22558829	-0.1631	0.986609	1.562132	-0.72947	-0.68401	2.224516	3.782388
-0.9	0.821154257	4.26976177	-0.15711	0.987581	1.512296	-0.71399	-0.70016	2.208213	3.807387
-0.85	0.809854187	4.61644787	-0.14122	0.989979	1.46711	-0.45846	-0.88871	2.188752	4.136361
-0.8	0.797662413	4.65551832	-0.13585	0.990729	1.414922	-0.44811	-0.89398	2.171717	4.150368
-0.75	0.784479219	4.69736654	-0.13037	0.991466	1.361808	-0.43723	-0.89935	2.154045	4.165059
-0.7	0.770188361	4.74237938	-0.12475	0.992188	1.307656	-0.42576	-0.90484	2.13567	4.180499

-0.65	0.754653225	4.53282128	-0.12577	0.99206	1.249308	-0.62356	-0.78177	2.117985	3.944653
-0.6	0.737711811	4.59695279	-0.11915	0.992876	1.193141	-0.60228	-0.79829	2.097718	3.975205
-0.55	0.719170111	4.90222957	-0.10697	0.994262	1.137494	-0.38711	-0.92203	2.075467	4.232209
-0.5	0.698298303	4.73584921	-0.10558	0.994411	1.075789	-0.55566	-0.83141	2.054177	4.040237
-0.45	0.675530105	5.02744025	-0.09435	0.995539	1.015441	-0.3566	-0.93426	2.029914	4.272472
-0.4	0.650127066	4.90448121	-0.09118	0.995834	0.949871	-0.50206	-0.86483	2.005465	4.112357
-0.35	0.621540383	5.00300816	-0.08362	0.996498	0.882596	-0.47193	-0.88164	1.97856	4.151836
-0.3	0.589022462	5.11494884	-0.07572	0.997129	0.811532	-0.43896	-0.8985	1.949451	4.194265
-0.25	0.55151475	5.24635706	-0.06739	0.997727	0.735616	-0.40246	-0.91544	1.917555	4.240439
-0.2	0.50744402	5.54925326	-0.05699	0.998375	0.65343	-0.25133	-0.9679	1.881866	4.408514
-0.15	0.452680128	5.68282772	-0.04819	0.998838	0.561528	-0.22038	-0.97541	1.841208	4.447163
-0.1	0.383452934	5.81147559	-0.03848	0.999259	0.454824	-0.25724	-0.96635	1.792473	4.41702
-0.05	0.285927475	6.58792646	-0.024	0.999712	0.319061	-0.13296	-0.99112	1.728155	4.556345

BIBLIOGRAFIE

- 1) Cristea Mateescu – “Hidraulica”, EDP, București, 1963;
- 2) D.I. Arsenie - “Curs Hidraulică, Hidrologie, Hidrogeologie”, vol.2, Litografia Institutului de Învățământ Superior Constanța, 1981;
- 3) M. Popescu, D.I. Arsenie – “Metode de calcul hidraulic la uzine hidroelectrice și stații de pompare, Editura Tehnica, București, 1987;

IMPORTANȚA STUDIULUI IZOTOPIC AL ACVIFERELOR CARSTICE DIN DOBROGEA DE SUD

*ICHINUR OMER**

INTRODUCERE

Având în vedere faptul că alimentarea cu apă a orașului Constanța, a litoralului românesc și a satelor din zona Dobrogei de Sud se face în cea mai mare parte din subteran (în jur de 70%), această zonă a prezentat un interes deosebit oamenilor de știință atât din țară cât și din străinătate.

Zona studiată, având o întindere pe o suprafață de aproximativ 4800 km², prezintă o structură complexă din punct de vedere geologic. Sistemul său acvifer este constituit din două acvifere suprapuse:

- acviferul inferior, în cea mai mare parte sub presiune, localizat în calcare și dolomite fisurate și carstificate, de vârstă Jurasic Superior – Cretacic Inferior;
- acviferul superior, cu nivel liber, localizat în calcare sarmațiene.

* Asist. drd. ing. - Universitatea “Ovidius” Constanța

Cele două acvifere sunt separate pe jumătatea teritoriului de un complex acvitar.

CONSIDERAȚII TEORETICE

Tritiul (^3H sau T), izotop radioactiv al hidrogenului, poate fi considerat ca un element trasor și care datează apa. El este produs în mod natural în atmosferă, fiind parte integrantă a moleculei de apă. Concentrațiile în tritiiu ale apei sunt exprimate în unități tritiiu (UT) care reprezintă concentrația corespunzătoare unui raport de un atom de tritiiu la 10^{18} atomi de hidrogen obișnuit ^1H . În prezent conținutul de tritiiu este cuprins între 10 și 30 UT.

Oxigenul 18, izotop stabil greu al oxigenului, este prezent în cantități foarte mici în comparație cu izotopul obișnuit. Conținutul de ^{18}O este dat de diferența (δ) între raporturile izotopice ale probei / eșantionul E și respectiv ale standardului S și este exprimată în părți la mie (‰):

$$\delta^{18}\text{O} = ((^{18}\text{O}/^{16}\text{O})_{\text{E}} - (^{18}\text{O}/^{16}\text{O})_{\text{SMOW}}) / (^{18}\text{O}/^{16}\text{O})_{\text{SMOW}} \times 1000$$

Standardul utilizat pentru ^{18}O este SMOW (Standard Mean Ocean Water) care corespunde compoziției medii a apei din ocean. Raportul izotopic $^{18}\text{O}/^{16}\text{O}$ este termodependent, cantitatea de izotop greu al oxigenului micșorându-se odată cu diminuarea temperaturii și cu creșterea altitudinii:

$$\Delta^{18}\text{O} = -0.2 \text{ ‰} \cdot 100 \text{ m}^{-1}$$

Carbonul 14 (^{14}C) este izotopul radioactiv al carbonului, activitatea în ^{14}C fiind exprimată în pcm (procente de carbon

modern). În urma analizelor de ^{14}C se determină activitatea reziduală A_t , exprimată tot în pcm, care permite calcularea timpului t care s-a scurs între momentul infiltrației și momentul prelevării:

$$t = (5730/\ln 2) \cdot \ln(A_0/A_t) = 8267 \cdot \ln(A_0/A_t) \text{ (ani)}$$

în care A_0 reprezintă activitatea inițială în radiocarbon.

STADIUL STUDIILOR GEOCHIMICE ȘI HIDROGEOLOGICE EFECTUATE ASUPRA DOBROGEI DE SUD

Studii geologice și hidrogeologice ale acestei regiuni au fost realizate în mai multe etape, începând din anul 1914 când Gh. Macovei a prezentat prima hartă geologică a Dobrogei de Sud și până în prezent.

Spre deosebire de aceste studii, studiile izotopice au fost inițiate la noi în țară de A. Țenu în 1974, acestea reprezentând o cale de investigare a evoluției cercetărilor din această regiune.

Rezultatele studiilor izotopice obținute de A. Țenu și alții, prezentate în 1975, au arătat că zona de alimentare a zonei Dobrogea de Sud este situată în partea de sud-vest, direcția de curgere este VSV-ENE și vitezele de curgere sunt cuprinse între valorile 3 – 7 m/an.

În anul 1987, A. Țenu a realizat o hartă piezometrică a regiunii, folosind atât rezultatele analizelor izotopice cât și studiile geologice și hidrogeologice ale structurii.

În 1994, F. Zamfirescu aduce o îmbunătățire a imaginii structurale, a hărții piezometrice dar numai pe baza studiilor geologice și hidrogeologice.

În anul 1997 (Olive și alții), în urma rezultatelor izotopice obținute corelate cu rezultatele analizelor chimice, s-a prezentat imaginea spectrului curgerii subterane în acviferul de tip Jurassic.

REZULTATE OBȚINUTE ȘI CONCLUZII

În anul 1996, în urma unei campanii efectuate în această zonă și pe baza rezultatelor analizelor izotopice (tabelul 1) efectuate pe 20 de eșantioane de ape, s-au concluzionat următoarele:

- în acviferul sarmațian se remarcă un câmp de variabilitate a l conținutului în tritii între 8 – 15 UT și o distribuție a oxigenului 18 care evidențiază faptul că apele din această zonă sunt ape recente;
- în acviferul jurassic, studiul izotopic a permis precizarea unui anumit sens de curgere în acvifer. Se distinge o direcție principală dinspre Bulgaria care pătrunde în Dobrogea printr-o zonă învecinată localității Cerchezu, dirijată către nordul orașului Constanța. Pe curgerea principală S-NE apare o ramificație dirijată către S-E, descărcarea având loc pe sectorul litoral Neptun-Mangalia (fig. 1).

Astfel, putem spune că studiul izotopic prezintă o importanță deosebită deoarece împreună cu studiile geologice și hidrogeologice oferă o imagine completă a spectrului de curgere subterană,

confirmând direcția generală de curgere stabilită pe baza elementelor
hidraulice.

Tabel 1

Rezultatele analizelor izotopice pe eșantioane de apă prelevate în timpul campaniei din Dobrogea de Sud – Aprilie 1996

Puncte de prelevare	³ H (UT)	¹⁴ C			¹⁸ O
		A ₀ (pcm)	A _t (pcm)	Vârsta (ani)	(‰) vs SMOW±0.05 (‰)
Sarmațian					
Techirghiol	13.0 ± 0.5	47.87	48.49	ape recente	-9.53
Costinești	2.8 ± 0.5	47.76	21.24	6700± 1000	-11.39
Albești	8.3 ± 0.5	47.68	26.28	5000± 1000	-10.63
Amzacea	6.0 ± 0.5	47.23	49.73	ape recente	-9.97
Credința	12.3 ± 0.6	49.14	79.85 ± 0.72	ape recente	-9.87
Cerchezu	15.1 ± 0.5	54.29	90.66 ± 0.43	ape recente	-9.53
Jurassic					
Basarabi	14.3 ± 0.5	48.00	52.14 ± 0.77	ape recente	-10.67
Medgidia N.	0.9 ± 0.4	47.65	6.43 ± 0.49	16600 ± 1500	-12.22
Tortomanu	<0.8	47.37	4.60 ± 0.62	19300 ± 1900	-12.03
Siliștea	0.8 ± 0.4	49.58	16.53 ± 0.58	9100 ± 1100	-13.43
Constanța N.	<0.8	47.29	10.87 ± 0.43	12200 ± 1200	-12.24
Costinești	<0.8	45.40	2.18 ± 0.59	25100 ± 3100	-13.51
Mangalia	<0.8	45.56	0.88 ± 0.39	32600 ± 4500	-13.59
Adamclisi	1.5 ± 0.4	48.24	23.19 ± 0.47	6100 ± 1000	-12.05
Băneasa	0.8 ± 0.4	48.85	16.99 ± 0.49	8700 ± 1100	-10.50
Oltina	1.1 ± 0.4	48.08	4.27 ± 0.35	20000 ± 1500	-11.80
Rasova	<0.8	47.72	5.93 ± 0.36	17200 ± 1300	-11.35
Ciobănița	0.9 ± 0.4	47.59	8.89 ± 0.51	13900 ± 1300	-11.96
Independența	<1	48.60	8.56 ± 0.40	14400 ± 1200	-11.50
Cerchezu	<0.8	47.88	9.85 ± 0.43	13100 ± 1200	-11.62

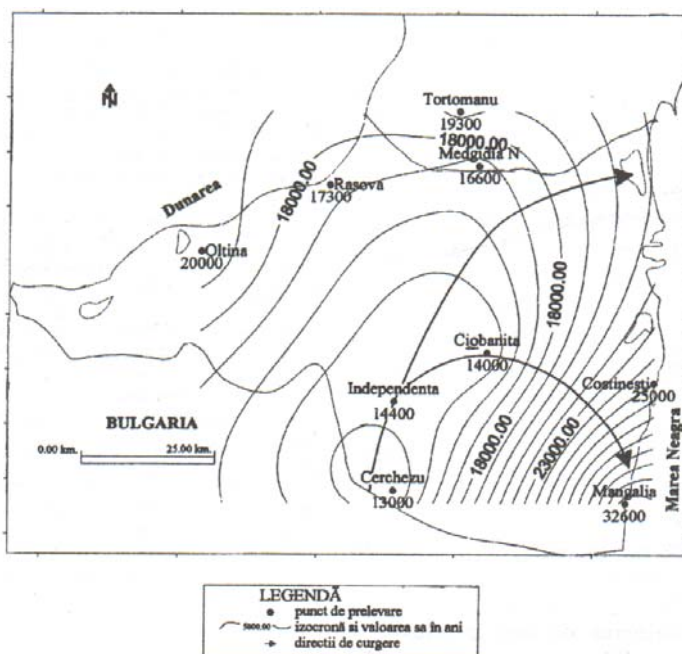


Fig. 1

Vârstele radiometrice Carbon 14 pentru acviferul jurassic

BIBLIOGRAFIE:

- 1) Ph. Olive – Introduction a la geochimie des eaux continentales, EDP București, 1996;
- 2) Ph. Olive, A. Dimache, I. Omer, I. Dinu – Noi considerații geochemice asupra acviferelor carstice din Dobrogea de Sud, revista Hidrotehnica nr. 1, 1997;

- 3) N. Pitu – Contribuții la studiul mișcării apelor subterane în roci fisurate, cu particularizare la complexele acvifere din zona litoralului, teză de doctorat, 1980;
- 4) Țenu, F. Davidescu – Some considerations about radiocarbon method in carbonate fissured aquifers, Acta geologica Hungarica, vol. 39, 1996 (Isotope Workshop III).

UNELE ASPECTE VARIATIONALE ALE MIȘCĂRII FLUIDELOR VÂSCOASE ÎN CONDUCTE PRISMATICE*

DAVID IOAN**

CONSIDERAȚII GENERALE

Ideea abordării acestei probleme a fost sugerată de o lucrare mai veche publicată de M. Arsenie și D. Arsenie (1) referitoare la aspecte variaționale ale mișcării laminare într-o conductă circulară. În lucrarea citată se arată că distribuția vitezei în mișcarea laminară într-o conductă circulară minimizează funcționala pierderilor de energie ce se obține pe baza unui model mecanic al curgerii, care

* Dedic această lucrare colegului și prietenului D. Arsenie în amintirea colaborării noastre din tinerețe la Timișoara

** Prof.dr.ing. – Universitatea “Politehnica” Timișoara, Universitatea Tehnică Darmstadt, Germania

constă în deplasarea relativă a unor “cilindrii” concentrici de-a lungul cărora se dezvoltă tensiuni tangențiale de frecare vâscoasă.

În cadrul lucrării de față se prezintă o generalizare a acestor considerații variaționale pentru cazul conductelor prismatice de secțiune oarecare, evidențiindu-se și în acest caz posibilitatea conceperii unui model mecanic al mișcării prin intermediul unor “cilindrii” care se deplasează relativ de-a lungul axei conductei. Curbele directoare ale cilindrilor nu mai sunt cercuri și curbe închise ce se pot obține prin deformarea continuă a conturului secțiunii conductei.

PRINCIPIUL VARIAȚIONAL ȘI MODELUL MECANIC AL CURGERII LAMINARE ÎNTR-O CONDUCTĂ PRISMATICĂ DE SECȚIUNE OARECARE

Se consideră o conductă prismatică cu secțiunea de curgere de formă oarecare Ω , limitată de curba simplă închisă Γ_0 .

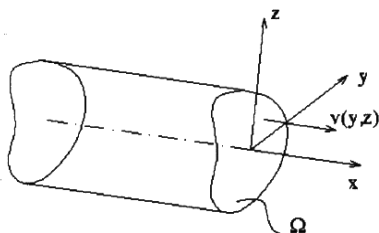


Fig.1 Schema conductei prismatice

Ținând seama de particularitățile mișcării laminare staționare într-o conductă prismatică, ecuațiile Navier-Stokes iau forma particulară cunoscută [2] [3]

$$\Delta \vec{v} = \frac{g}{\nu} \nabla \left(\frac{p}{\rho g} + z \right) \quad (1)$$

unde Δ este operatorul lui Laplace, iar ∇ operatorul nablă:

$$\Delta() = \frac{\partial^2}{\partial y^2}() + \frac{\partial^2}{\partial z^2}(); \nabla() = j \frac{\partial}{\partial y}() + k \frac{\partial}{\partial z}() \quad (2)$$

Ecuția (1) este valabilă în condițiile forțelor masice, câmpul gravitațional terestru și axa oz orientată după verticala ascendentă. Ținându-se seama că în condițiile particulare ale curgerii în conducte prismatice ($\vec{v} = \dot{i} \cdot v$), presiunile respectă distribuția hidrostatică în secțiune [3] ceea ce permite introducerea pantei pieosemetrice definită prin relația:

$$i \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p}{\rho \cdot g} + z \right) = -J \quad (3)$$

J fiind egală în acest caz particular și cu panta energetică (viteza independentă de x). Astfel ecuația de mișcare (1) se poate scrie sub forma:

$$\Delta v = - \frac{gJ}{\nu} \quad (4)$$

Pentru această ecuație este valabilă teorema variațională fundamentală [4][5][6] conform căreia soluția ecuației (4) minimizează funcțională:

$$F(v) = - \int_{\Omega} v \Delta v d\Omega - 2 \int_{\Omega} \frac{g^J}{v} v d\Omega \quad (5)$$

și reciproc. În lucrările citate, teorema este enunțată în cazul general al unui operator liniar (L) strict pozitiv, care în cazul de față se identifică cu $(-\Delta)$.

Prin unele transformări de bazate pe identitatea:

$$\nabla (v \Delta v) = (\nabla v)^2 + v \Delta v \quad (6)$$

și aplicarea formulelor lui Green din (5) se obține:

$$F(v) = \int_{\Omega} (\nabla v)^2 d\Omega - 2 \int_{\Omega} \frac{g^J}{v} v d\Omega \quad (7)$$

sau, dezvoltând primul termen:

$$F(v) = \int_{\Omega} \left[\left(\frac{\partial v}{\partial y} \right) + \left(\frac{\partial v}{\partial z} \right) \right]^2 d\Omega - 2 \int_{\Omega} \frac{g^J}{v} v d\Omega \quad (7')$$

Se observă că, pentru cazul conductelor circulare, prin exprimarea gradientului în coordonate polare, prin multiplicarea întregii relații cu ρv în raport cu unghiul θ se obține o funcțională de forma:

$$H(v) = \int_0^{r_0} 2\pi r \left[\rho v \left(\frac{\partial v}{\partial r} \right)^2 - 2\rho g \right] v dr \quad (8)$$

identică cu cea obținută în (1) printr-un procedeu de extremum condiționat pentru prima parte a funcționalei (8). Rezultatul diferă deci calitativ de cele discutate în (1) în sensul că distribuția de viteze ce se obține prin rezolvarea ecuației Navier-Stokes (4) minimizează

funcționala (7), (7') respectiv (8) care conțin, atât energia de disipație, cât și lucrul mecanic în unitate de timp a forțelor exterioare luat de două ori. Se pune problema unei analize fizice mai adânci și mai complete a rezultatului obținut din teorema generală variațională. Pentru aceasta vom observa mai întâi că în locul funcționalei (7) sau (7') se poate considera o altă formă obținută prin împărțirea cu 2.

$$\Pi(v) = \frac{1}{2} \int_{\Omega} (\nabla v)^2 d\Omega - \int_{\Omega} \frac{gJ}{v} v d\Omega \quad (9)$$

care, evident, păstrează aceleași proprietăți și satisface condițiile teoremei generale. Această formă se va dovedi utilă în cele ce urmează, în cadrul considerațiilor energetice bazate pe un model mecanic al mișcării.

Se va arăta în continuare că funcționala (7) se pretează la o interpretare energetică intuitivă bazată pe un model mecanic al curgerii, analog cu cel din cazul conductelor circulare. În acest caz mai general al conductelor de secțiune oarecare, curbele directoare ale suprafețelor cilindrice care se deplasează prin lunecare de-a lungul conductei nu mai sunt cercuri concentrice ci curbe de formă oarecare (Γ) care rezultă prin deformarea continuă a conturului (Γ_0) al conductei, deplasare determinată de forma secțiunii conductei și de vâscozitatea fluidului.

În figura 2 se consideră un element al sistemului de suprafețe cilindrice, care se deplasează între ele cu diferențele de viteze:

$$dv = \frac{\partial v}{\partial n} dn$$

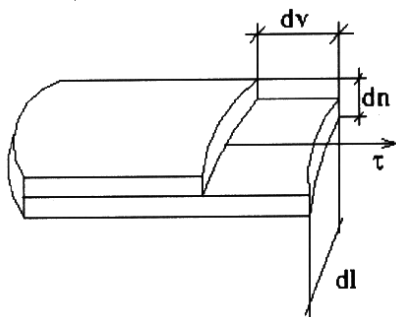


Fig.2 Schița alunecării straturilor

Lucrul mecanic elementar efectuat de forțele de frecare datorită vâscozității, într-o stare intermediară a mișcării $\tilde{v}$, se poate exprima sub forma:

$$dP_v(\tilde{v}) = \rho v \frac{\partial \tilde{v}}{\partial n} \frac{\partial \tilde{v}}{\partial n} dl dn \quad (10)$$

adică produsul dintre forța elementară datorită tensiunii vâscoase

$\left(\rho v \frac{\partial v}{\partial n} dl dn \right)$ și deplasarea relativă a două straturi adiacente $\left(\frac{\partial v}{\partial n} \right)$.

Lucrul mecanic mediu, pe unitatea de timp, corespunzător stării finale de echilibru dinamic (corespunzător vitezei v) se poate evalua sub forma:

$$P_v(v) = \frac{1}{2} \int_{\Omega} \rho v \left(\frac{\partial v}{\partial n} \right)^2 d\Omega \quad (11)$$

unde $d\Omega = d\text{ldn}$ este elementul de arie. Deoarece suprafețele de lunecare se dezvoltă normal pe gradientul vitezei avem:

$$\left(\frac{\partial v}{\partial n}\right)^2 = (\vec{n} \cdot \nabla v)^2 = \left(\frac{\nabla v}{|\nabla v|} \cdot \nabla v\right)^2 = (\nabla v)^2 \quad (12)$$

Astfel $P_v(v)$ se identifică cu primul termen al funcționalei (9).

Multiplicarea cu $1/2$ în relația (11) se explică prin faptul că forțele de frecare datorită vâscozității (v) și mișcării (v) se dezvoltă de la zero ($\vec{v}=0$) la valoarea nominală de echilibru care se atinge pentru ($\vec{v}=v$). Prin urmare, având în vedere și durată scurtă de trecere ($0 \rightarrow v$) (a se imagina un tronson de conductă pe care instantaneu are un gradient J al forțelor exterioare) lucrul mecanic mediu al forțelor de frecare se va lua ca medie aritmetică.

Pentru a readuce sistemul în starea lui inițială este necesar să-i aplicăm un sistem de forțe egal și de sens opus cu forțele exterioare care au adus sistemul în starea nouă de echilibru (dinamic). Lucrul mecanic pe unitatea de timp dezvoltat astfel de forțele exterioare are expresia:

$$P_f(v) = - \int_{\Omega} \rho v g J v d\Omega \quad (13)$$

Sumând cele două expresii integrale (10) și (13), deduse exclusiv pe baza modelului mecanic, se obține funcționala energetică [9].

Pe baza acestui rezultat se poate enunța pentru mișcarea fluidelor vâscoase în conducte prismatice următorul principiu variațional, bazat exclusiv pe aspectul fizic al mișcării:

Distribuția de viteze în conducte prismatice, în mișcarea laminară a fluidelor newtoniene, minimizează funcționala energiei totale specifice (pe unitatea de timp), formată din energia datorită disipației vâscoase consumată pentru aducerea sistemului în starea de curgere de regim (primul termen din (9)) și energia forțelor exterioare necesară readucerii sistemului în stare inițială (al doilea termen din (9)).

CONCLUZII

În cadrul lucrării se introduce un model mecanic al curgerii fluidelor vâscoase, incompresibile, în conducte prismatice de secțiune oarecare. Pe baza modelului mecanic, care generalizează pe cel al cilindrilor circulari concentrice de la conductele circulare, se poate deduce o funcțională energetică (suma dintre lucrul mecanic în unitate de timp al forțelor de frecare vâscoase, respectiv cel al forțelor exterioare luate cu semn schimbat) a cărei minimizare conduce la distribuția vitezei și reciproc. Astfel se demonstrează că funcționala din teorema generală variațională coincide cu ceea ce se obține pe baza modelului mecanic al mișcării, generalizând astfel un rezultat obținut de Arsenie [1].

BIBLIOGRAFIE

- 1) Arsenie, M., Arsenie, D. – Considerații variaționale asupra pierderilor de energie în curgerea laminară. Studii și cercetări de mecanică aplicată. Tom 24 (4), 1968
- 2) Oroveanu, T. – Mecanica fluidelor vâscoase. Ed. Academică București, 1967
- 3) David, I. – Hidraulică, Vol. I și II, Institutul Politehnic Timișoara, 1990
- 4) Zienkiewicz, O.C., Tazlor, R.L. – The Finite Element Method, Vol. I și II, McGraw-Hill Book Companz. London, New Zork, Tokyo, 1992
- 5) Dragoș, L. – Principiile mecanicii mediilor continue, Ed. Tehnică, București, 1993
- 6) David, I., Șumălan, I. – Metode numerice cu aplicații în hidrotehnică, Ed. Mirton, Timișoara, 1998

METODE DE MODELARE MATEMATICĂ ÎN HIDROTEHNICA SUBTERANĂ

A. POPESCU*, I. POPESCU**

INTRODUCERE

Fenomenele fizice care au loc în hidraulica curgerii prin medii poroase sunt foarte complexe și de aceea modelarea matematică a lor trebuie să țină cont de faptul că procesele pe care le studiază sunt cuplate unele cu altele, că nu sunt liniare și mediul studiat nu este omogen, el fiind alcătuit din trei materiale diferite: apă, aer, sol. Aceste trei materiale pot fi denumite faze și între ele are loc un fenomen de deformare reciprocă prin acțiunea unuia asupra altuia cât și un fenomen de transfer de masă, datorat reacțiilor chimice care pot avea loc între aceste faze.

Ținând cont de cele prezentate un model poate fi reprezentat sub forma generală astfel:

$$Y = F(X, A) + \varepsilon$$

*Inginer – I.S.P.H. – Filiala Timișoara

** Conf.dr.ing. la Universitatea “Politehnica” din Timișoara

X - este vectorul variabilelor de intrare

Y - este vectorul variabilelor de ieșire

A - vector al parametrilor luați în studiu

ε - eroarea comisă de aproximarea prin modelare.

A modela matematic înseamnă de fapt arta de a determina în ce măsură modelul matematic are valori mici pentru ε , dacă acestea se compară cu valorile obținute prin date experimentale. În plus un model matematic trebuie să fie precis, adaptabil și simplu de utilizat pe cât mai mult posibil.

Modelele pot fi clasificate în trei mari clase și anume:

- Modele empirice, atunci când variabila F a funcției rezultă în urma efectuării de experiențe, această modelare fiind utilizată de cele mai multe ori pentru deducerea unor legi fizice care guvernează fenomenul;
- Modele deterministe care corespund unei funcții F ce se bazează pe cunoașterea precisă a legilor matematice ce guvernează fenomenul fizic al proceselor implicate în studiu;
- Modele de tip cutie oarbă, care se bazează pe determinarea relațiilor între elementele de intrare și cele de ieșire fără a se cunoaște efectiv mecanismul intern care guvernează această determinare.

O altă problemă care se pune în modelarea matematică a curgerii prin medii poroase este aceea a scării de modelare, nu este întotdeauna un proces ușor. În acest tip de curgere există posibilitatea modelării la scară microscopică, care se ocupă de studiul fenomenelor la nivelul porilor solului.

Cantitățile fizice luate în calcul se definesc într-un punct, adică în elemente de volum infinitezimale. Continuitatea domeniului luat în studiu este dată din geometria porilor din sol. Această modelare are avantajul scrierii ecuațiilor fenomenelor în maniera cea mai riguroasă dar nu este îndeajuns de realistă pentru că solurile sunt medii foarte complexe și eterogene. S-ar putea spune că scara potrivită descrierii solurilor este aceea macroscopică.

METODE DE ABORDARE A MODELĂRII

Abordare deterministă

În acest tip de abordare se explicitează ecuațiile matematice ale fenomenului studiat prin luarea în considerare a următoarelor aspecte:

- natura și caracteristicile solului studiat,
- interacțiunea lichid-solid,
- condiții de margine.

Legea lui Darcy permite din punct de vedere teoretic, calcularea vitezelor apei în mediul poros. Această abordare prezintă următoarele dezavantaje:

- În cazul fenomenului de transfer al poluanților în sol, fenomen ce implică un aport suplimentar de ecuații a căror integrare unitară nu este simplă,

- Scara de modelare, în cazul în care modelul se validează cu experiențe de laborator, este foarte importantă, pentru că este aproape imposibil a se garanta că experiențele de laborator se repetă la aceeași scară în natură,
- Uneori este foarte dificil a cunoaște toți parametrii care intră în ecuație,
- Rezolvarea numerică a unui model determinist poate duce la aproximări prea mari,
- Dacă scrierea deterministă este foarte detaliată, ea nu poate fi generalizată pentru a fi folosită și la alte cazuri.

Cu toate acestea, această modelare este foarte bună în cazul în care se pune problema cuantificării unor fenomene ale sistemului studiat și de aceea ea reprezintă un instrument de cercetare util pentru studiul curgerii în subteran.

La ora actuală cele mai multe programe existente în oferta de specialitate se bazează pe acest tip de modele.

Abordare de tip cutie oarbă

În acest tip de abordare se folosește așa numita tehnică bazată pe rețele neuronale, care utilizează un set de date de intrare și de ieșire observate și determină relația de legătură între acestea, relație pe care o aplică ulterior pentru modelul luat în calcul. Modelarea este redusă de fapt, la cea mai simplă relație posibilă, neexistând relații fenomenologice, geometrie sau condiții la limită de îndeplinit. După calibrarea modelului, acesta poate fi folosit pentru prelucrarea unui alt set de date de intrare a sistemului utilizat. Acest

tip de modelare nu este deocamdată folosit pentru curgerea apei în medii subterane, datorită numărului mare de parametrii experimentali necesari pentru calibrarea modelului.

Metoda stohastică

Proprietățile fizico-mecanice ale unui sol prezintă mari fluctuații în timp și spațiu și de aceea și parametrii care trebuie studiați pentru descrierea fenomenelor de transport a poluațiilor prezintă aceste fluctuații. Acești parametrii se obțin după nenumărate măsurători in situ și tot rămâne întotdeauna problema cât de reprezentativi sunt aceștia. Pentru a elimina aceste neajunsuri se fac calcule statistice pentru determinarea mediei, distribuției și variației parametrilor studiați. Această metodă a fost descrisă pe larg în literatura de specialitate de către Warrik și Vauclin în 1983. Fenomenele de transport și de transfer de poluanți în sol sunt considerate posibil a fi cuantificate prin modele stohastic. Proprietățile hidrodinamice sunt reprezentate de funcții aleatoare, soluția problemei studiate fiind reprezentată sub forma noțiunii de probabilitate sau de risc potențial. De exemplu în cazul legii lui Darcy, conductivitatea hidraulică ζ a mediului natural poate fi considerată ca un proces stohastic. Din această ecuație va rezulta viteza de curgere prin pori, deci ea la rândul ei este un proces stohastic. Rezolvarea ecuațiilor diferențiale trebuie de fapt să furnizeze distribuția spațio-temporală și concentrația poluantului pentru toate valorile posibile ale lui ξ .

O altă metodă de modelare stohastică este cea a funcțiilor de transfer, care au rolul de a stabili o relație stohastică între un semnal de intrare și ceea ce rezultă la ieșirea din sistem (din mediul poros traversat). De exemplu, dacă se notează cu Q_c debitul de ieșire din mediul poros și cu Q_i cel de intrare, între aceste două există o relație care se poate pune sub forma:

$$Q_c = \int_0^t g(t-t') Q_i(t') dt'$$

$g(t-t')$ - funcția densitate de probabilitate a timpului de staționare în mediul poros și descrie probabilitatea ca o moleculă de poluant să stea între timpii t și t' în zona de mediu poros studiată. Acest tip de model a fost utilizat de către White s.a. pentru a studia transportul nitraților și pesticidelor în sol în 1968.

MODELE ȘI PROGRAME EXISTENTE

În oferta de modele și programe existente la dispoziția inginerului hidrotehnician există două tipuri de modele, modele chimice și modele hidrologice. În cazul modelelor hidrologice se studiază evoluția debitelor, a infiltrațiilor într-un bazin, evoluția a diferiți parametrii cum ar fi: ploaia, evapo-transpirația, starea hidrică, etc. Hidrologia este legată de fenomene aleatoare, abordarea problemelor fiind mult mai apropiată de partea statistică a modelării matematice. Modelele hidrologice se bazează pe următoarea ecuație de continuitate:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(t)$$

precum și de legile de comportare a bazinului hidrografic care se definesc printr-o funcție de legătură între cantitatea de apă acumulată în sol, S , cantitatea de apă infiltrată, I , și debitul de apă tranzitoriu Q sub forma:

$$S(t) = f[I(t), Q(t)]$$

Modele hidrologice intervin în studiul de impact asupra transportului poluanților în cazul modelării unor ploi puternice, care au efect asupra transferului poluanților în sol.

Geochimia solurilor este o disciplină care pune încă foarte multe probleme modelării matematice. Programele de calcul din acest domeniu sunt încă puține și iau în considerare calcule termodinamice de echilibrare a soluțiilor care vin în contact cu rocile.

Modelul MIKE SHE

Acest model este realizat de către Danish Hydraulic Institute. Modelul este hidrologic care simulează mișcarea apei și a transferului poluanților în bazine hidrografice. Acest soft are un modul central MIKE SHE WM care simulează mișcarea apei și la care pot fi adăugate module specifice cum ar fi:

- MIKE SHE AD pentru modelarea convecției dispersiei poluanților dizolvați;
- MIKE SHE GC pentru modelarea proceselor geochimice
- MIKE SHE SE pentru modelarea eroziunii solului;

- MIKE SHE IR pentru modelarea irigațiilor.

MIKE SHE este un program care a fost testat pe foarte multe bazine hidrografice pentru condiții geologice și climatice foarte diverse.

Modelul MODFLOW

MODFLOW este un program de calcul în diferențe finite pentru rezolvarea curgerii în subteran în 3D (trei dimensiuni). La acest modul principal i se pot atașa diferite alte module care sunt pentru generarea transportului de particule (PMPATH), transportul de soluții (MT3D) utilizează la rezolvarea ecuației diferențiale a convenției-dispersiei elementele hibride Euleriene și Lagrangiene. În plus acest program poate ține cont și de reacțiile chimice care au loc în apele subterane.

Modelul MARTHE

Acest model a fost realizat de către BRGM pentru realizarea modelării hidrodinamice și hidrodispersive a curgerii apei în medii poroase. Programul cuprinde:

- un modul de calcul hidrodinamic și dispersiv
- un modul de preparare, gestiune și reprezentare grafică a datelor și rezultatelor modelării

Avantajul folosirii acestui program este acela că acoperă diferite domenii cum sunt gestiunea acviferelor, ingineria mediului în

ceea ce privește transportul poluanților, depozitarea subterană a deșeurilor industriale, exploatarea miniere, etc.

Alte modele

Modelele care mai pot fi amintite sunt:

- DEDALE 3D care a fost creat de Laboratorul de Hidraulică Francez (LHF) împreună cu Centrul de Cercetări Hidraulice și al Structurilor (CRIS) Italia
- SIMUSCOP realizat de către Institutul Francez de Petrol, BURGEAP și de societatea italiană Grup ENI care a realizat interfața
- LEACHMP realizat de către New York State College of Agriculture și Life Science Cornell University, USA

Există în literatura de specialitate încă multe alte modele, lucrarea de față propunându-și să facă o prezentare a celor care sunt cele mai răspândite și implicit prin aceasta, cele mai testate modele matematice la ora actuală.

CONCLUZII

Pentru inginerul hidrotehnician de specialitate este important să cunoască existența ofertelor de pe piață și din acest motiv consider că o asemenea lucrare care să reunească programele existente este necesară. Este necesar pentru cercetător să cunoască ce

poate prelucra și în același timp să știe care sunt limitările și unde poate merge mai departe cu studiul.

BIBLIOGRAFIE

- 1) Abbott, M.B., Bathurst, J.C. et al – An introduction to the European Hydrological System, J. of hydrology, 87, p 45-59 și 61-77, 1986
- 2) Alexander, M. – Biodegradation and bioremediation, Academic press, 302p, 1994
- 3) White, Dyson S.S. – A transfer function model of solute transport through soil water resources nr. 22, p 248-254, 1986

STUDIU PRIVIND PRODUCȚIA DE ENERGIE ÎN SISTEMUL HIDROENERGETIC AL COMBINATULUI SIDERURGIC REȘIȚA ȘI MONITORIZAREA PRODUCȚIEI

*ADRIAN POPESCU**

DATE GENERALE

S.C. Combinatul Siderurgic Reșița este o întreprindere bine cunoscută în producția de oțeluri, cu o existență neîntreruptă din 1771. Mai puțin cunoscut este faptul că această întreprindere are un sistem hidroenergetic propriu care utilizează pentru producția de energie electrică potențialul râurilor din masivul Semenic și în același timp asigură necesarul de apă pentru combinat și pentru Municipiul Reșița.

* Ing. ISPH – Filiala Timișoara

Inițial, datorită faptului că la producția oțelului se folosea materialul lemnos, au fost realizate o serie întreagă de canale și mici acumulări care aveau rolul de a asigura transportul lemnului din munte la cuptoare.

Odată cu schimbarea tehnologiilor de obținere a oțelului, utilizarea lemnului a dispărut dar a crescut consumul de energie electrică și au sporit consumurile de apă atât la producția de oțel cât și la alimentarea Reșiței prin dezvoltarea acesteia.

Datorită acestor noi cerințe la începutul secolului XX au fost realizate o serie de canale, tuneluri și acumulări care au rolul de a colecta, stoca și dirija apa din Semenice spre centralele hidroelectrice și Municipiul Reșița.

Până în prezent au fost realizate acumulările Timiș Trei Ape, în bazinul râului Timiș cu un volum util de 4 mil.mc, acumularea Gozna în bazinul râului Bârzava, cu un volum util de 10 mil.mc, acumularea Baliug pe râul Bârzava, cu un volum util de 1 mil.mc și acumularea Secul tot pe Bârzava, cu un volum util de 15 mil.mc.

Pentru producția de energie electrică au fost realizate centralele hidroelectrice Grebla cu o putere instalată de 10 Mw, centrala Breazova cu o putere instalată de 0,34 Mw și centralele Crăinice 1 și 2, cu puteri instalate de 8,27 Mw respectiv 20,16 Mw.

Pentru transferul apei din bazinul Timișului și cel al Bârzavei au fost construite două stații de pompare la acumularea Timiș Trei Ape, dotate cu 5 pompe având debitul instalat de $Q_i = 0,300 \text{ mc/s}$ fiecare pompă.

Pentru transportul apei au fost amenajate o serie de canale care asigură transportul și colectarea apei (prin captări secundare) în lungime de 72 Km.

Având în vedere noua etapă de dezvoltare și modernizare a producției de oțel se realizează dotare cu cuptoare electrice de mare capacitate, consumul de energie electrică devenind o necesitate stringentă. Corelat cu aceasta și producția de energie electrică capătă o nouă dimensiune.

Prezenta lucrare își propune să prezinte modul de determinare a producției de energie electrică în sistemul hidroenergetic al CS Reșița și posibilitățile optimizării permanente a consumurilor de energie pentru pompaj precum și a pierderilor de apă prin deversări accidentale nejustificate.

Prezentarea în detaliu a sistemului hidroenergetic este prezentat în Anexa 1.

DATE DE BAZĂ

La baza realizării lucrării au stat următoarele date:

- “Studiul hidrologic pe Bârzava superioară”-ISPH-1989 ;
- date privind energia electrica consumata pentru pompaj din acumularea Timiș Trei Ape in perioada 1977-1997 (date oferite de beneficiar);

- date privind producția de energie electrică în centralele Crăinice, Breazova și Grebla în perioada 1977-1989 (date oferite de beneficiar);

- volume utile ale acumulărilor.

La determinarea capacității de producție a energiei electrice a sistemului au fost luate în considerare ca fiind operaționale următoarele capacități de producție:

- stații de pompare Timiș Trei Ape cu 5 pompe de funcțiune;
- canal de aducțiune Cireșu-Prislop cu $Q_i = 2,35 \text{ mc/s}$;
- canalul Semenice (inclusiv canalul Murgila) fără pierderi de apă și cu captările secundare în funcțiune;
- centralele Crăinice, Breazova și Grebla funcționând la parametrii normali.

PRELUCRAREA DATELOR HIDROLOGICE

Datele hidrologice culese din stațiile hidrometrice au fost transpuse în secțiunile de calcul, au fost determinate pe baza hidrografelor și a suprafețelor aferente, debitele afluate prin captări secundare în canale colectoare și s-au determinat debitele afluate în acumulări rezultate. Astfel debitele pompate din acumularea Timiș Trei Ape au fost corelate cu debitele afluate pe canalul Semenice în

mod natural și cu capacitatea maximă de transport a canalului. Același lucru a fost urmărit și pentru canalele din aval de centrala Crainicel. Datele hidrologice sunt prezentate în Anexa 2.

DETERMINAREA PRODUCȚIEI DE ENERGIE ELECTRICĂ

Pentru determinare producției de energie electrică s-au efectuat calcule pentru fiecare centrală în parte ținând seama de hidrografele aferente iar acolo unde a fost cazul s-a făcut suprapunerea hidrografelor. Energia totală obținută este evidențiată în Anexa 3.

Pentru determinări s-au considerat că debite posibile de pompat, valori între 0,4 și 1,4 mc/s (din datele statistice obținute s-a constatat că de la punerea în funcțiune a primei stații de pompe debitul mediu pompat a fost aproximativ 0,392 mc/s), precum și debitele afluate în mod natural pe canalul Semenici. Astfel au fost determinate debitele uzinate în centrala Crăinicel pe căderea Semenici. Aceasta este evidențiată în Anexa 4.

O atenție deosebită a fost acordată calcului energiei consumate prin pompajul apei din acumularea Timiș Trei Ape. Astfel având la dispoziție date despre modul de funcționare a pompelor au fost ajustate randamentele de funcționare a pompelor.

Ca urmare a calculelor făcute se constată că debite mari pompate se justifică prin utilizarea apei în toate centralele sistemului și nu doar în centrala Crăinicești, prin valorificarea la prețuri de vânzare diferențiată pe bază și vârf a energiei produse sau prin surplusul de apă pentru necesitățile Municipiului Reșița.

Din valorile obținute se constată că energia consumată pentru pompaj, variază între 30 și 50% din producția de energie. În Anexa 5 este prezentată producția de energie de acumulare Gozna.

Datorită volumului mare al acumulării în raport cu debitul afluent pe râu precum și a debitului mare instalat în centrală se poate considera că întregul stoc de apă poate fi valorificat fără a avea pierderi de energie prin deversări și deci producția poate fi aproape de energia teoretică a râului. Ca și condiția obligatorie de funcționare a centralei pe această cădere este asigurarea debitelor necesare în aval pentru alimentarea corectă a centralei Breazova și Grebla în funcție de debitele afluate din aducțiunea Semenice.

Funcționarea centralei Breazova este asigurată tot timpul anului fără probleme, de aceea se consideră ca fiind realizată energia maximă tehnic.

Pentru calculul energiei produse în centrala Grebla s-a realizat suprapunerea alimentării cu apă din cele două surse, Semenice și Gozna. Valorile obținute sunt prezentate în Anexa 6.

CONCLUZII

Din calculele efectuate și supozițiile făcute se consideră că în etapa actuală se poate obține o producție de energie de 110 G wh/an, cu un consum de energie pentru pompaj de 20 G wh/an.

Aceste valori ale producției de energie se obțin pentru un debit pompat mediu de 0,8-0,9 mc/s ceea ce este posibil în condițiile dotării actuale.

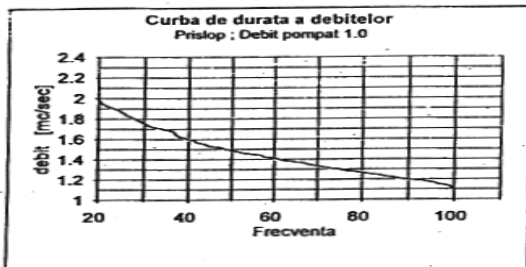
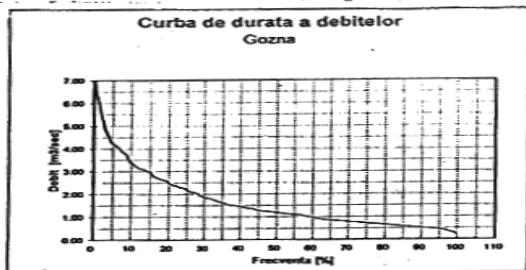
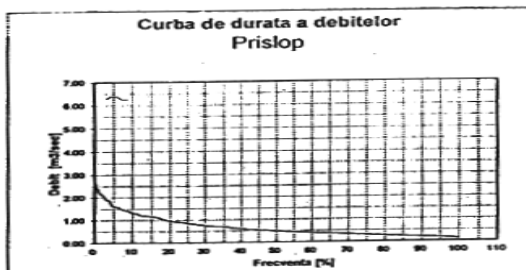
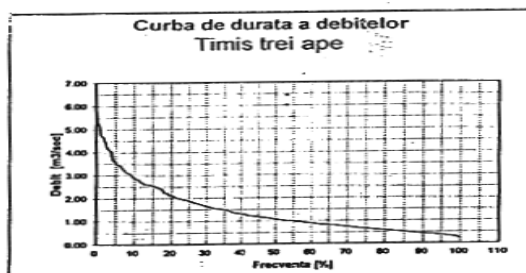
Având în vedere că prezentul studiu a fost realizat prin intermediul unui program în EXCEL care la ora actuală este ușor accesibil și prezintă o mare adaptabilitate la noile situații create, se apreciază că urmărirea și dirijarea funcționării operative a sistemului este la îndemâna beneficiarului fără investiții majore și cu personalul actual.

Aceste performanțe în producția de energie se pot realiza numai prin funcționarea ireproșabilă a tuturor obiectivelor din sistemul hidroenergetic

BIBLIOGRAFIE

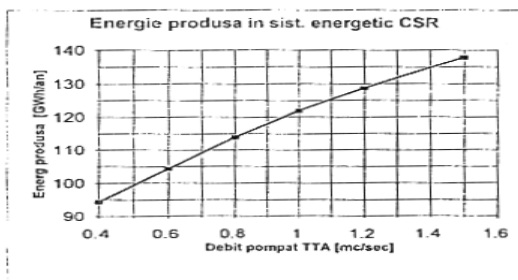
- 1) Gheorghe Crețu – Optimizarea sistemelor de gospodărirea apelor. Editura FACLA Timișoara 1980.
- 2) Ioan David - Hidraulică I, II, I.P.T.V Timișoara 1990;

- 3) Radu Prişcu - Construcţii hidrotehnice. Volumul II Ed. Didactică
şi Pedagogică , 1982;



Anexa 3

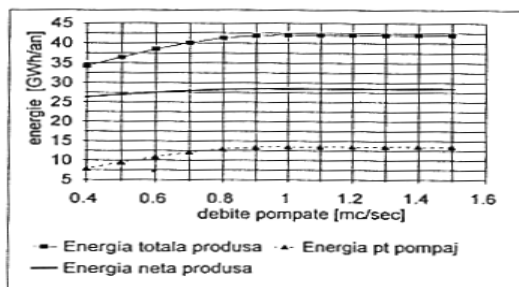
Q pompă TTA mc/sec	Energ produsă				Total GWh/an
	Semenic GWh/an	Gozna GWh/an	Brazova GWh/an	Grebă GWh/an	
0.4	31.37	5.38	1.75	55.94	94.44
0.6	35.35	7.92	1.75	59.26	104.3
0.8	39.27	10.31	1.75	62.57	113.9
1	43.07	11.36	1.75	65.75	121.93
1.2	46.71	11.43	1.75	68.79	128.68
1.5	51.68	11.42	1.75	72.96	137.81



Anexa 4

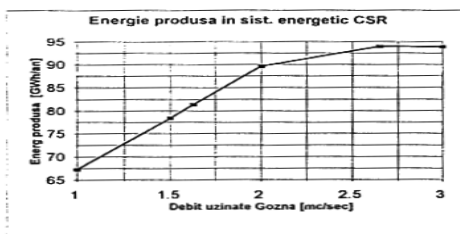
Producția de energie pe caderea semenic în Crainici

Q pompă mc/s	Energ prod GWh/an	Energ pomp GWh/an	Energ netă GWh/an
1.5	42.02	13.5	28.52
1.4	42.02	13.5	28.52
1.3	42.02	13.5	28.52
1.2	42.02	13.5	28.52
1.1	42.02	13.5	28.52
1	42.02	13.5	28.52
0.9	41.87	13.4	28.47
0.8	41.25	12.94	28.31
0.7	40.09	12.11	27.98
0.6	38.47	10.94	27.53
0.5	36.45	9.49	26.96
0.4	34.2	7.87	26.33



Anexa 5

Q uzinat gozna		Energ produsa Q pompai 0.4			
mc/sec	Semenic	Gozna	Brazzova	Grebta	Total
	Gwh/an	Gwh/an	Gwh/an	Gwh/an	Gwh/an
1	26.33	9.38	1.75	33.81	67.27
1.5	26.33	7.85	1.75	42.45	78.38
1.63	26.33	8.59	1.75	44.7	81.37
2	26.33	10.39	1.75	51.1	89.57
2.65	26.33	11.43	1.75	54.44	93.95
3	26.33	11.44	1.75	54.35	93.87



Anexa 6

Productia de energie in Grebta

Q uzinat in Gozna	Energie produsa
mc/s	Gwh/an
1	33.81
1.63	44.7
2	51.1
2.65	54.44
3	54.35

