

Acest dosar este prezentat exclusiv pentru informare.
Stimate cititor!

Daca DVS doriti sa copiat acest dosar, el urmeaza a fi inlaturat fara intirziere, imediat dupa ce ati facut cunostinta cu continutul lui.

Copiind si pastrind dosarul in cauza,
DVS va asumati toata responsabilitatea
in conformitate cu legislatia in vigoare.

Toate drepturile de autor asupra dosarului dat
se pastreaza dupa detinatorul de drept.

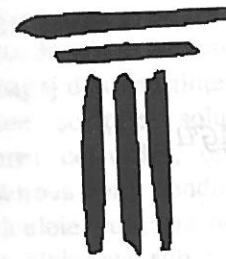
Orice utilizare in scopuri comerciale sau alte
scopuri, cu exceptia utilizarii in scopuri de informare
prealabila este interzisa.

Publicarea acestui document nu atrage dupa sine nici
un fel de cistig comercial.

Insa astfel de documente contribuie rapid la ridicarea
profesionalismului si spiritualitatii
cititorilor si serveste drept reclama a editiilor de
hirtie a acestor documente.

ALEXANDRU MĂNESCU

ALIMENTĂRI CU APĂ APLICAȚII



T e m p u s

Serie coordonată de :

Radu DROBOT

Jean Pierre CARBONNEL

S_JEP 09781/95
GESTION ET PROTECTION
DE LA RESSOURCE EN EAU

6.2. Comentariu legat de determinarea diametrului economic	133
6.3. Construcții accesorii pe aducțiune	136
7. Stația de pompare treapta 1	139
7.1. Dimensionare generală	139
7.2. Verificarea punctului de funcționare	139
7.3. Alcătuirea stației de pompare - instalație hidraulică	143
7.4. Determinarea cotei axului pompei	145
7.5. Verificarea presiunii maxime pe conducta de refulare la oprirea bruscă a pompelor (întreruperea energiei)	147
7.6. Stație de pompare cu pompe cu ax vertical	148
7.7. Măsuri de protecția muncii la stația de pompare	149
8. Rețeaua de distribuție	152
8.1. Stabilirea schemei rețelei	152
8.2. Dimensionarea hidraulică a rețelei	152
8.3. Verificarea funcționării rețelei în caz de incendiu	162
9. Planul general de situație a sistemului de alimentare cu apă	161

PARTEA III

1. Elemente generale	173
1.1. Tema aplicației 3	173
1.2. Soluții pentru schema de alimentare cu apă	175
2. Captarea apei	180
2.1. Date de bază	180
2.2. Alegerea tipului de captare	182
2.3. Prevederi normative	183
2.4. Dimensionarea nodului hidrotehnic de priză	183
2.5. Dimensionarea prizei	187
3. Stația de pompare treapta 1	189
4. Stația de tratare	191
4.1. Deznisipatorul	191
4.2. Decantorul	204
4.3. Filtre rapide	247
4.4. Gospodăria de reactivi	266
4.5. Ansamblul stației de tratare	280
4.6. Costul de tratare a apei	290
5. Construcția de înmagazinare	295
6. Stația de pompare treapta 2	299
6.1. Dimensionarea hidraulică	299
6.2. Verificarea funcționării stației de pompare	302
7. Rețeaua de distribuție	321
7.1. Date de bază	321
7.2. Dimensionarea rețelei	323
7.3. Dimensionarea rețelei de distribuție folosind calculatorul	327
9. Costul lucrărilor. Costul apei	329
10. Ansamblul sistemului de alimentare cu apă	333

ANEXE

BIBLIOGRAFIE

PARTEA I

ALEGEREA SCHEMEI DE ALIMENTARE CU APĂ

Definiții. În cartea de față s-a folosit terminologia în general acceptată în domeniul alimentării cu apă. Deoarece se va vorbi mult de cele două elemente de bază, sistem de alimentare cu apă și schema de alimentare cu apă pentru siguranță vor fi redate mai jos definițiile de bază.

Prin *sistem de alimentare cu apă* se înțelege totalitatea construcțiilor, instalațiilor, utilajelor, echipamentelor și măsurilor constructive cu ajutorul cărora apa este luată dintr-o sursă naturală, i se corectează calitatea, este transportată, înmagazinată și distribuită astfel ca fiecare utilizator luat în calcul să primească apă în cantitatea, de calitatea și la presiunea normală de folosire.

Prin *schema de alimentare cu apă* se înțelege reprezentarea convențional-schematică a obiectelor sistemului de alimentare cu apă cu păstrarea ordinii tehnologice. Schema de alimentare cu apă reprezintă o *schemă de calcul* pentru dimensionarea corectă din punct de vedere tehnologic a sistemului de alimentare cu apă.

O schemă completă de alimentare cu apă este formată din: captare, stație de pompare, stație de tratare, aducțiune, construcție de înmagazinare, rețea de distribuție.

Rațional dimensionarea obiectelor schemei se face la debitul $Q_{zi\max}$ pentru toate obiectele până la rezervor și $Q_{o\max}$ pentru rețeaua de distribuție.

Capitolul 1

ALIMENTARE CU APĂ DIN SURSĂ SUBTERANĂ

1.1. ENUNȚUL APLICAȚIEI 1 - 1

Să se stabilească schemele posibile de alimentare cu apă a unei localități cu circa 30 000 locuitori, fără industrie cu profil național. Clădirile localității au parter, parter și patru nivele și sunt amplasate pe o suprafață de circa 200 ha. Planul topografic de amplasare este dat în figura 1. Sursa de apă ce poate fi luată în considerare este apa din stratul freatic existent în zona vecină (fig. 1,a,b). Apa este de calitate apei potabile.

1.2. IPOTEZE DE LUCRU

- toate clădirile au apă rece în apartamente și posibilitate de preparare locală a apei calde; se acceptă o normă de necesar specific de apă (STAS 1343/1) de 300 l/om zi;
- se acceptă că în principiu volumul rezervorului de compensare trebuie să aibă circa 1/2 din necesarul zilnic de apă al localității;
- se acceptă că presiunea minimă la branșament este 22,5 m.

Notă: presiunea la branșament H_b se poate calcula expeditiv cu formula:

$$H_b = N_e \cdot 4,5,$$

unde cu N_e s-a notat numărul de nivele (caturi) ale clădirii; cum clădirile au parter și patru nivele, deci cinci caturi, $N_e = 5$, rezultă o presiune minimă de:

$$H_b = 4,5 \frac{\text{m}}{\text{cat}} \cdot 5 \text{ caturi} = 22,5 \text{ m.}$$

1.3. STABILIREA ELEMENTELOR DE BAZĂ

Elementele componente ale schemei de alimentare cu apă.

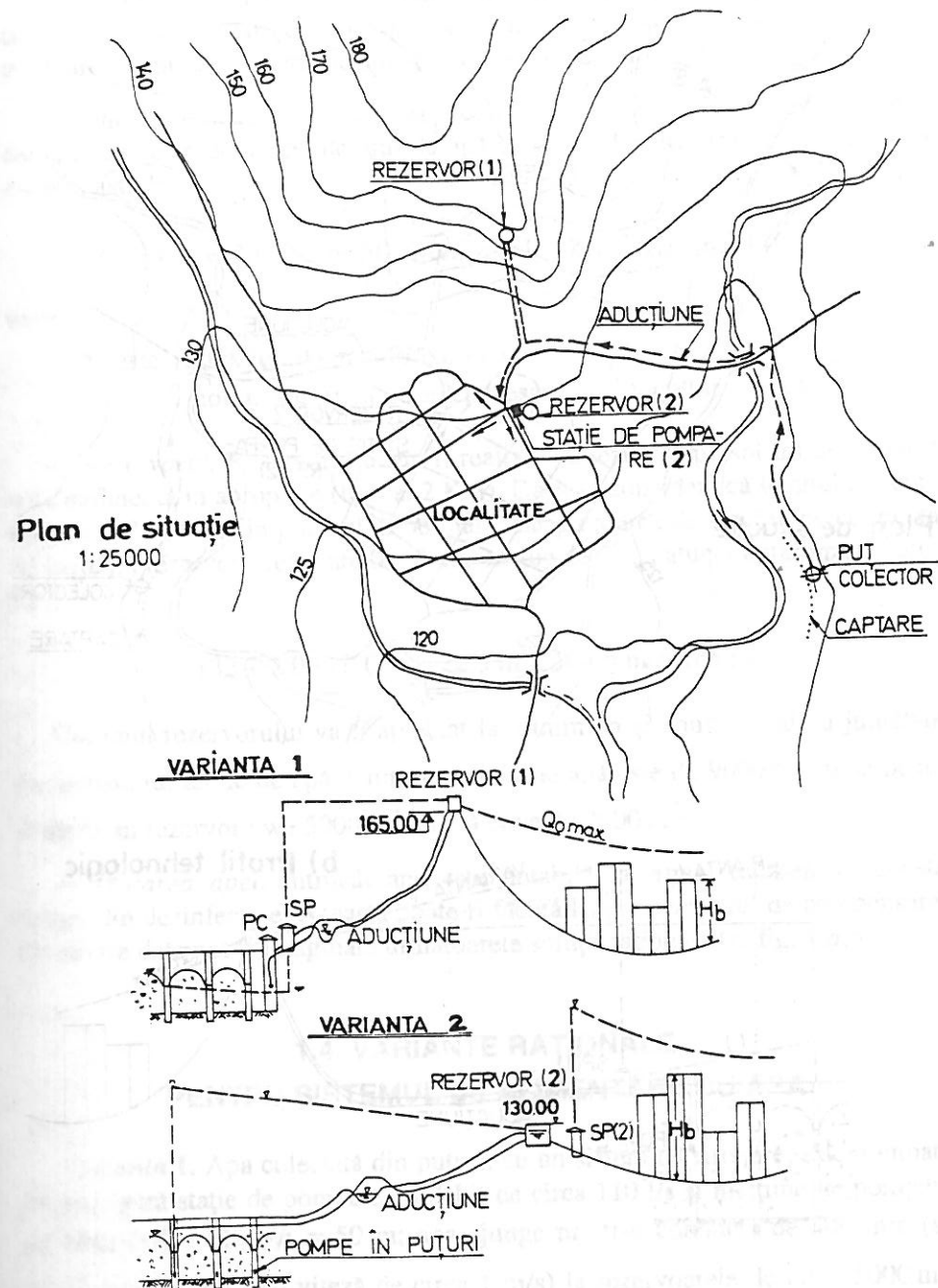


Fig. 1,a - Plan general de situație pentru aplicația 1-1 și scheme tehnologice pentru alimentarea cu apă; (1) sifonare din puțuri, pompare în rezervor, rețea alimentată gravitațional; (2) pompare din puțuri în rezervor, alimentare rețea prin pompare.

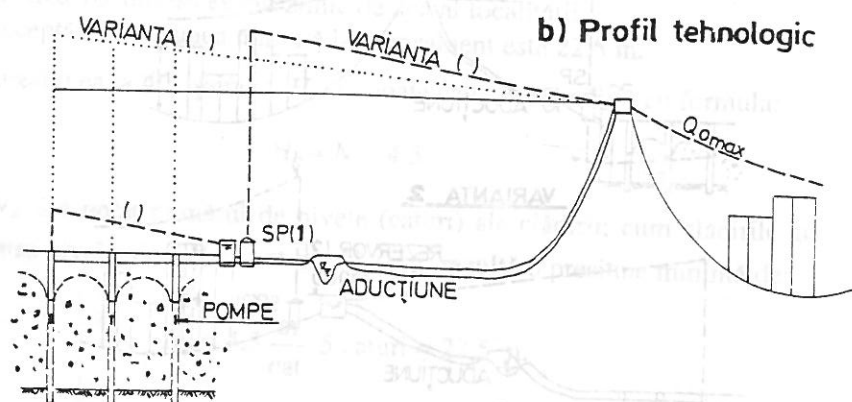
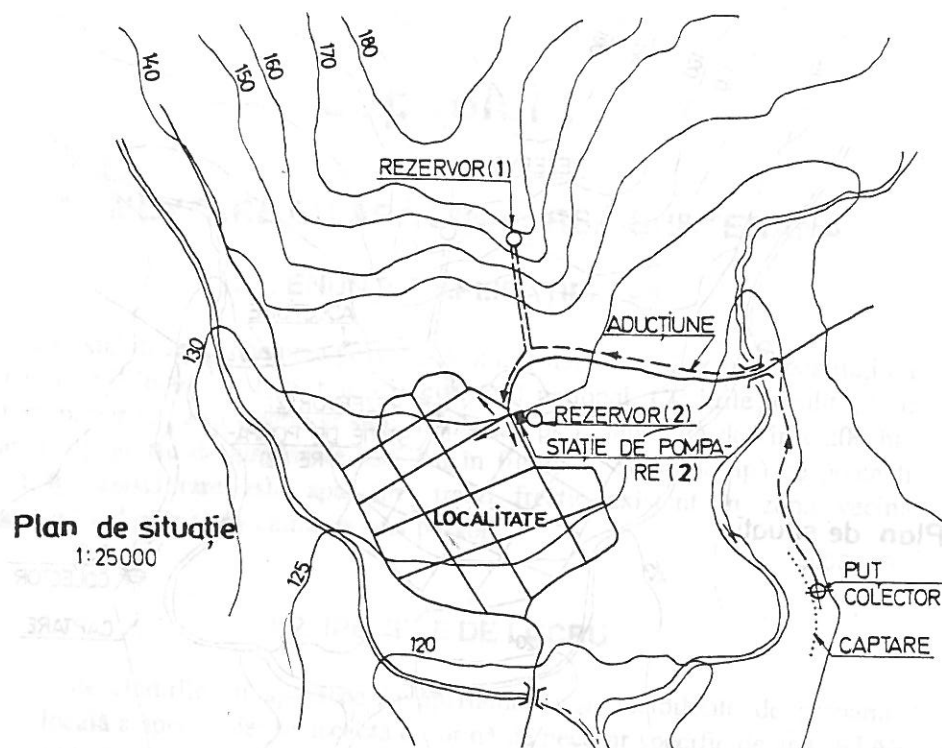


Fig. 1,b - Plan general de situație pentru aplicația 1-1 și scheme tehnologice pentru alimentarea cu apă: variantele 3-4 cu pompare din puțuri și repompare în rezervor, rețea alimentată gravitațional.

– *Captarea.* Apa este captată dintr-un strat freatic. Se poate prevedea o *captare cu puțuri*, cu colectare a apei prin sifonare și puț colector sau prin pompare din puțuri. În ambele situații *apa trebuie pompată*.

– *Aducțiunea* va fi formată dintr-o conductă sub presiune: apă este de bună calitate, apă este pompată, debitul de apă este mic. Debitul transportat poate fi estimat astfel:

$$Q = N \cdot q = 30\,000 \text{ loc} \cdot 300 \text{ l/om zi} \approx 9\,000 \text{ m}^3/\text{zi} \text{ (circa } 110 \text{ l/s),}$$

unde:

N este numărul de locuitori alimentați cu apă;

q - norma specifică de apă necesară unui locuitor (l/om·zi).

– *Rezervorul.* Rezervorul poate fi realizat ca rezervor pe sol întrucât există cota suficientă în apropiere (la cca. 2 Km). Dacă se consideră că terenul are cota maximă 132 (casa din punctul A pe plan), iar pierderea de sarcină pe conducta de legătură rezervor - rețea are o valoare medie de 5°_{∞} , atunci cota rezervorului va fi:

$$132 + 2\,000 \cdot 0,005 + 22,5 \text{ m} = 164,5 \text{ m} \approx 165 \text{ m}.$$

Volumul rezervorului va fi apreciat la minimum și anume egal cu jumătate din consumul zilnic de apă. Cum necesarul de apă este de $9000 \text{ m}^3/\text{zi}$ se poate accepta un rezervor dwe 5000 m^3 (două cuve de 2500 m^3).

– *Tratarea apei.* Întrucât apa este potabilă la sursă, tratarea va consta numai din dezinfecție. Aceasta poate fi făcută lângă rezervorul de compensare. Cu aceste date pot fi imaginate următoarele soluții raționale (v. fig. 1,a,b).

1.4. VARIANTE RAȚIONALE PENTRU SISTEMUL DE ALIMENTARE CU APĂ

Varianta 1. Apa colectată din puțuri, cu un sistem de sifonare, este pompată cu o singură stație de pompare cu debit de circa 110 l/s și înălțime de pompare de circa $160 - 125 + h_r = 50 \text{ m}$; apa ajunge printr-o conductă de 300 mm (se poate dimensiona la o viteză de circa 1 m/s) la rezervoarele de circa 5000 m^3 amplasate la cota 165; din rezervor, gravitațional, apa va alimenta rețeaua de distribuție pentru orice valoare a debitului între $Q_{\text{omin}} - Q_{\text{omax}}$, pentru cazuri de avarie sau în caz de incendiu.

Varianta 2. Apa captată este pompată într-un rezervor amplasat lângă oraș de unde este repompată direct în rețea ($Q_{\min}/Q_{\max}$ poate fi de ordinul 1/25) cu pompe cu turație variabilă; stația de pompare va avea două surse de alimentare cu energie, astfel ca în orice situație (incendiu) să asigure apa necesară:

$$Q_{\max} \cong 110 \text{ l/s} \cdot K_o = 110 \cdot 1,3 = 143 \text{ l/s.}$$

Cu $Q_{\min}/Q_{\max}$ s-a notat debitul minim/maxim de apă cerut de rețeaua de distribuție. K_o reprezintă coeficientul de variație orară a debitului din rețea (valorile pot fi luate din STAS 1343/1-95).

Varianta 3. Apa colectată prin puțuri este pompată cu pompe submersibile amplasate în fiecare puț, direct în rezervorul amplasat lângă oraș (R_2); din acest rezervor apa este repompată direct în rețeaua de distribuție (SP_2) folosind pompe cu turație variabilă și având siguranța maximă în funcționare pentru cazuri de avarie.

Varianta 4. Apa colectată din puțuri este pompată direct (cu pompe submersibile) în rezervor la cota 160 (R_1) de unde-alimentarea cu apă a rețelei se face gravitațional.

Comentariu. Varianta rațională va rezulta din compararea costurilor pentru realizarea obiectelor componente și a cheltuielilor cu energia. Calitativ pot fi făcute însă unele aprecieri inițiale.

- **Varianta 1** are avantajul unei singure stații de pompare, a unui rezervor de cotă, sigur în funcționare (mai ales la avarie și incendiu); are dezavantajul că sistemul de colectare a apei (prin sifonare) este ceva mai pretențios în execuție și exploatare.

- **Varianta 2** are avantajul unei execuții mai ușoare a rezervorului și a unor conducte de legătură mai scurte, dar și dezavantajul unei stații de pompare în plus, stație de pompare mai scumpă (o alimentare cu energie mai bună, pompe cu turație variabilă).

- **Varianta 3** are soluții mai robuste pentru captare și aducțiune (presiune de lucru mai mică) dar este mai dificilă în ceea ce privește pomparea cu debit variabil (pentru a putea realiza un consum minim de energie).

- **Varianta 4** este robustă pentru toate elementele cu observația că pentru a fi și economică necesită pompe submersibile cu randament mare și fiabile; totodată întreținerea poate fi ceva mai complicată; ca și în varianta 2 tratarea apei este mai ușor de urmărit (lângă oraș), dar mai periculoasă prin pastrarea unei rezerve de clor lângă oraș. Din aceste considerente par mai favorabile variantele 1 și 4.

Capitolul 2

ALIMENTARE CU APĂ DIN SURSĂ SUBTERANĂ SAU SURSĂ DE SUPRAFAȚĂ

2.1. ENUNȚUL APLICAȚIEI 1 - 2

Să se stabilească schemele posibile de alimentare cu apă a unei localități cu circa 50 000 locuitori. Localitatea amplasată în zona de deal este reprezentată, prin rețeaua stradală, pe planul de situație (fig. 2). În localitate există o industrie cu profil alimentar, care necesită un debit total de 50 l/s.

Localitatea este formată din clădiri parter, parter și patru nivele, cu dotare interioară cu apă rece și preparare locală a apei calde. Sunt prevăzute clădirile publice cu dotare normală (școli, spitale, cinematografe etc.).

Sursa de apă ce poate fi luată în discuție este apa subterană de mare adâncime (nivel hidrostatic - 20 m, apă de bună calitate) sau apa de suprafață, râu categoria I. Captarea se poate face în zona sectorului podului existent unde înălțimea apei este minim 1,30 m.

2.1. IPOTEZE DE LUCRU

- norma de necesar specific de apă (conform STAS 1343/1) poate fi adoptată de circa 300 l/om zi; ca atare necesarul zilnic de apă va fi de:

$$50\,000 \cdot 300 \cdot 1/1\,000 = 15\,000 \text{ m}^3/\text{zi (circa } 180 \text{ l/s);}$$

- se adaugă necesarul de apă cerut de industrie, 50 l/s;
- volumul de apă din rezervor va fi de circa jumătate din consumul zilnic (rezerve de compensare, avarie, incendiu);
- presiunea minimă la branșament va fi 4,5 m/nivel deci circa 22,5 m (pentru parter și patru nivele);
- pierderea de sarcină pe conductele de transport se adoptă de circa 5 ‰.

2.3. SOLUȚII PENTRU SISTEMUL DE ALIMENTARE CU APĂ DIN SURSA SUBTERANĂ

Dacă se folosește apă subterană, atunci sunt două variante:

• Varianta 1 (fig. 2).

– *Captare cu puțuri*, în zona indicată pe plan; apa din puțuri va fi pompată cu pompe submersibile (este singura soluție, apa fiind la peste 20 m sub cota terenului); apa pompată poate fi stocată într-un rezervor, de lucru, aflat în zona captării de unde va fi repompată la rezervorul orașului.

– *Aducțiunea*, de lungime mare, circa 12 km, va fi amplasată în lungul drumului existent; diametrul conductei 500 mm ($i = 0,35\%$; $v = 1,2$ m/s).

– *Rezervorul* va avea circa 8 - 10 000 m³ (jumătate din consumul zilnic) și va fi amplasat la cota formată din:

195 m	– cota maximă în oraș
10 m	– pierdere de sarcină (rezervor-utilizator)
22,5 m	– presiunea la branșament
227,5 m	≡ 230 m

– *Rețeaua de distribuție* va avea forma rețelei stradale; conducta de legătură rezervor-rețea va avea un traseu paralel cu aducțiunea până la nodul cel mai apropiat (nod cu trei artere).

– *Tratarea apei*, constând doar în dezinfectare cu clor, va putea fi făcută la unul din rezervoare.

Varianta 2 (fig. 2).

- apa colectată din puțuri va fi pompată direct în rezervorul orașului (R_2) printr-o aducțiune ce va funcționa sub presiune; pompele din puțuri vor fi mai mari (presiunea de lucru va fi mai mare cu minim 20 - 25 m);
- la toate celelalte obiecte dimensiunile vor fi comparabile (aceleași) cu cele din varianta 1.

2.4. SOLUȚII PENTRU SISTEMUL DE ALIMENTARE CU APĂ DIN SURSĂ DE SUPRAFAȚĂ

Varianta 3 (fig. 3).

– *Captarea apei din râu* se poate face în zona malului stâng, amonte podului (mal convex, mal consolidat de pod); fiind necesar un debit mic (180 l/s), iar apa având în râu o cotă suficient de mare se poate adopta captarea cu crib (având două criburi pentru siguranță); apa captată va fi pompată la stația de tratare.

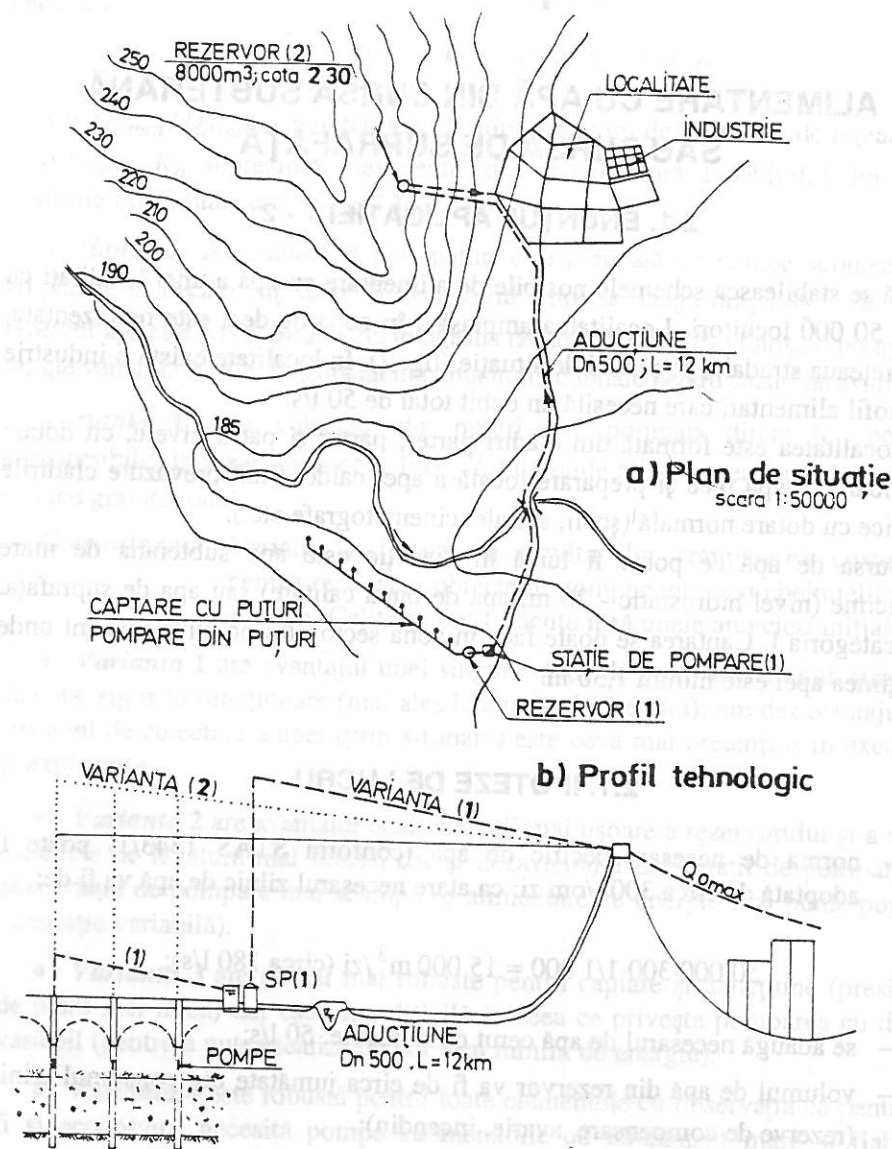


Fig. 2 - Plan general de situație pentru aplicația 1-2; variantele, pentru schema de alimentare cu apă, 1 și 2.

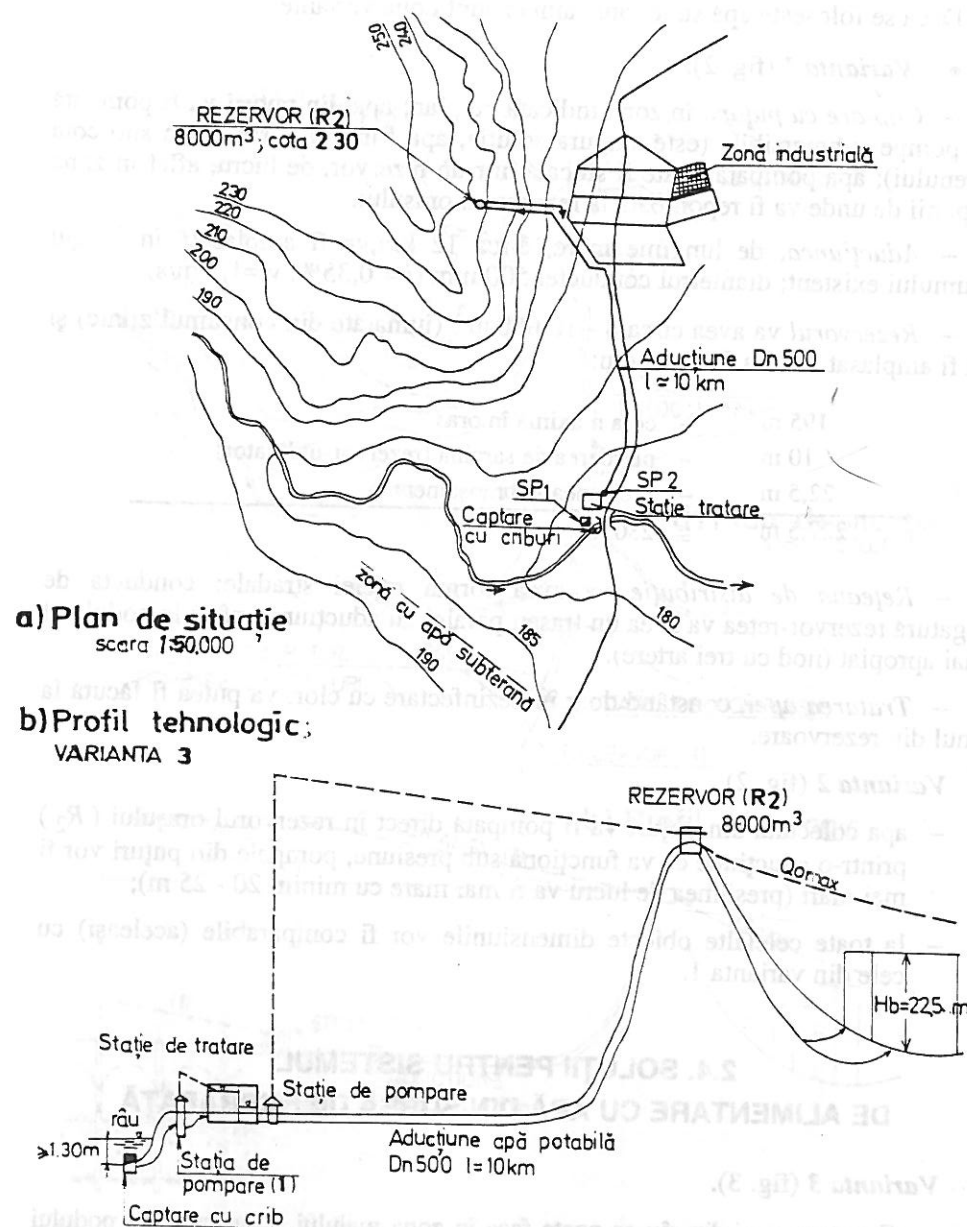


Fig. 3 - Plan general de situație pentru aplicația 1-2; varianta 3 pentru schema de alimentare cu apă.

– *Stația de tratare* va fi amplasată lângă priză și va asigura limpezirea și dezinfectarea apei; pentru limpezire avansată vor fi necesari reactivi de coagulare-floculare; tipul și dozele de reactivi vor fi stabilite prin studii de specialitate.

– *Apa tratată* va fi repompată (SP_2), printr-o *aducțiune* similară cu cea din varianta 1, în *rezervoarele* amplasate ca în varianta 1 (R_2).

Varianta 4 (fig. 4). Poate fi luat în considerare un amplasament al stației de tratare lângă orașul ce va fi alimentat cu apă ST(2). Pentru evitarea pomparii unei cantități mai mari de apă (necesară întreținerii obiectelor stației de tratare) este necesară recuperarea apei rezultată din proces și reintroducerea ei în circuit; totodată este necesară tratarea și reținerea nămolului rezultat din stație; nu se recomandă evacuarea apei de spălare în rețeaua de canalizare a apelor uzate menajere și epurarea în comun deoarece nămolul (în cantitate mare în perioadele de apă tulbure) este un nămol mineral ce complică funcționarea treptei biologice de epurare; totodată evacuarea în râu a apei de spălare presupune un colector de lungime mare.

Comentariu. Soluția ce va fi adoptată va rezulta în urma evaluării costurilor de investiție și exploatare.

Dintr-o analiză generală privind modul de funcționare și siguranța în funcționare se poate spune că:

- variantele de alimentare din apă subterană, chiar dacă necesită mai multă energie pentru pompare, au ca sursă o apă de bună calitate; aceasta face ca apa asigurată populației să fie totdeauna de bună calitate (și mai apropiată de nevoile de consum ale omului, iarna apa este mai caldă, vara este mai rece); totodată apa din sursă este mai protejată contra unor poluări accidentale; între variantele 1 și 2 diferențele sunt legate de consumul energetic și investiția în pompe; atenție la posibilitățile de extindere a sursei pentru dezvoltarea viitoare a localității; exploatarea poate fi ușoară;
- variantele 3 și 4 pot asigura apă de bună calitate după o tratare făcută corect; stația de tratare necesită o supraveghere continuă întrucât calitatea apei în râu este aproape continuu variabilă; totodată riscul de poluare este ridicat și greu de stăpânit în sectorul amonte; în final stația de tratare poate deveni o sursă de poluare prin nămolul și apa de spălare (evacuare concentrată și periodică; se evacuează și o parte din reactivii introduși pentru tratare).
- ca atare variantele 1 și 2 sunt de preferat, varianta 1 putând să aibă avantaje; între variantele 3 și 4, varianta 3 este mai bună.

Capitolul 3

ALIMENTARE CU APĂ DIN APĂ DE LAC

3.1. ENUNȚUL APLICAȚIEI 1-3

Să se stabilească schema de alimentare cu apă pentru localitatea reprezentată în planul de situație, figura 5,a. Localitatea, amplasată în zona de munte, poate fi alimentată cu apa dintr-un lac de volum mare (zeci de milioane de m^3), lac realizat pentru acumularea de apă necesară localității precum și altor beneficiari din aval.

Localitatea are 80 000 locuitori. Clădirile au maxim parter și șase nivele, există dotarea normală cu clădiri publice (școli, spitale, cinematografe etc.).

3.2. IPOTEZE DE LUCRU

- se adoptă o normă de necesar specific de apă de 350 l/om zi; ca atare necesarul de apă pentru localitate va fi de circa 28 000 m^3 / zi (325 l/s);
- rezervorul de apă va avea circa 15 000 m^3 (1/2 din consumul zilnic) și va fi situat la cota:

600 m	– cota maximă în oraș
10 m	– pierderea de sarcină pe coordonata rezervor-rețea
$4,5 \cdot 7 = 31,5$ m	– presiunea la branșament
CR=641,5 $\approx$ 645 m	

- nivelul minim al apei în lac este 30 m, față de cota normală de retenție (NNR = 800 m);
- pierderea de sarcină în stația de tratare este apreciată la circa 5 m.

3.3. SOLUȚII PENTRU SISTEMUL DE ALIMENTARE CU APĂ

- **Varianta 1** (fig. 5,b; fig. 5,c).
- Captarea apei direct din lac printr-o construcție executată în baraj.

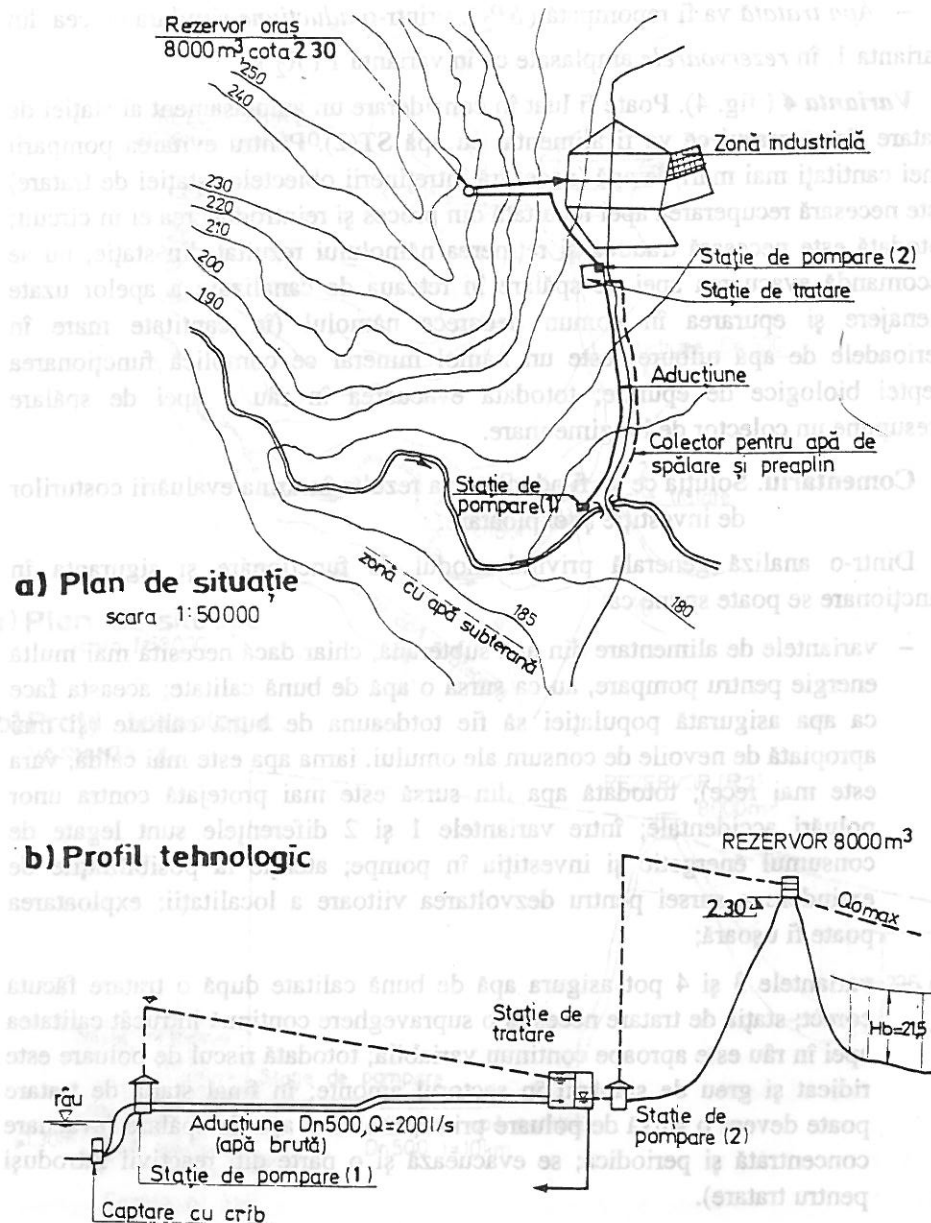


Fig. 4 - Profil tehnologic general pentru aplicația 1-2, pentru varianta 4.

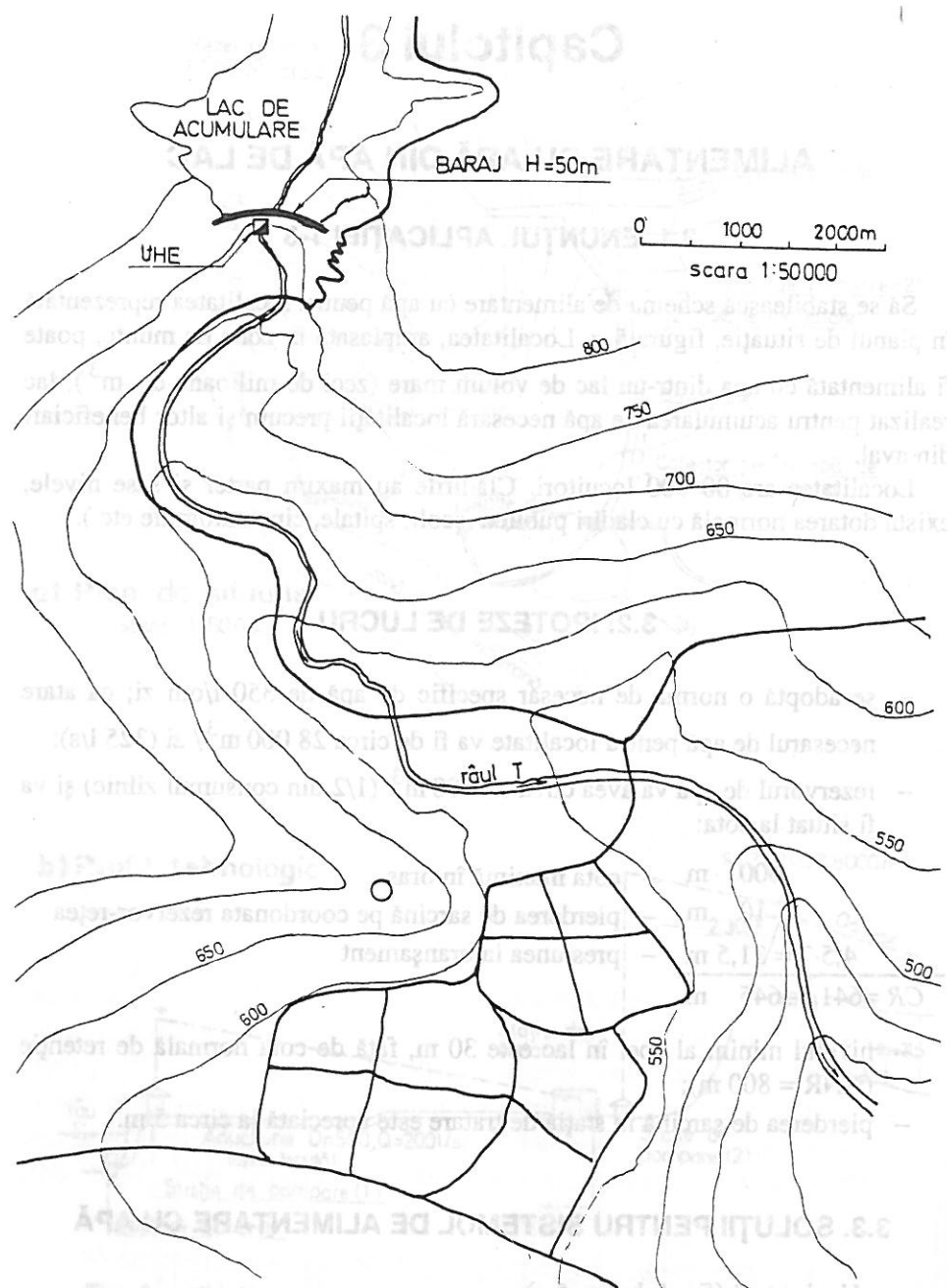


Fig. 5,a - Plan general de situație pentru aplicația 1-3.

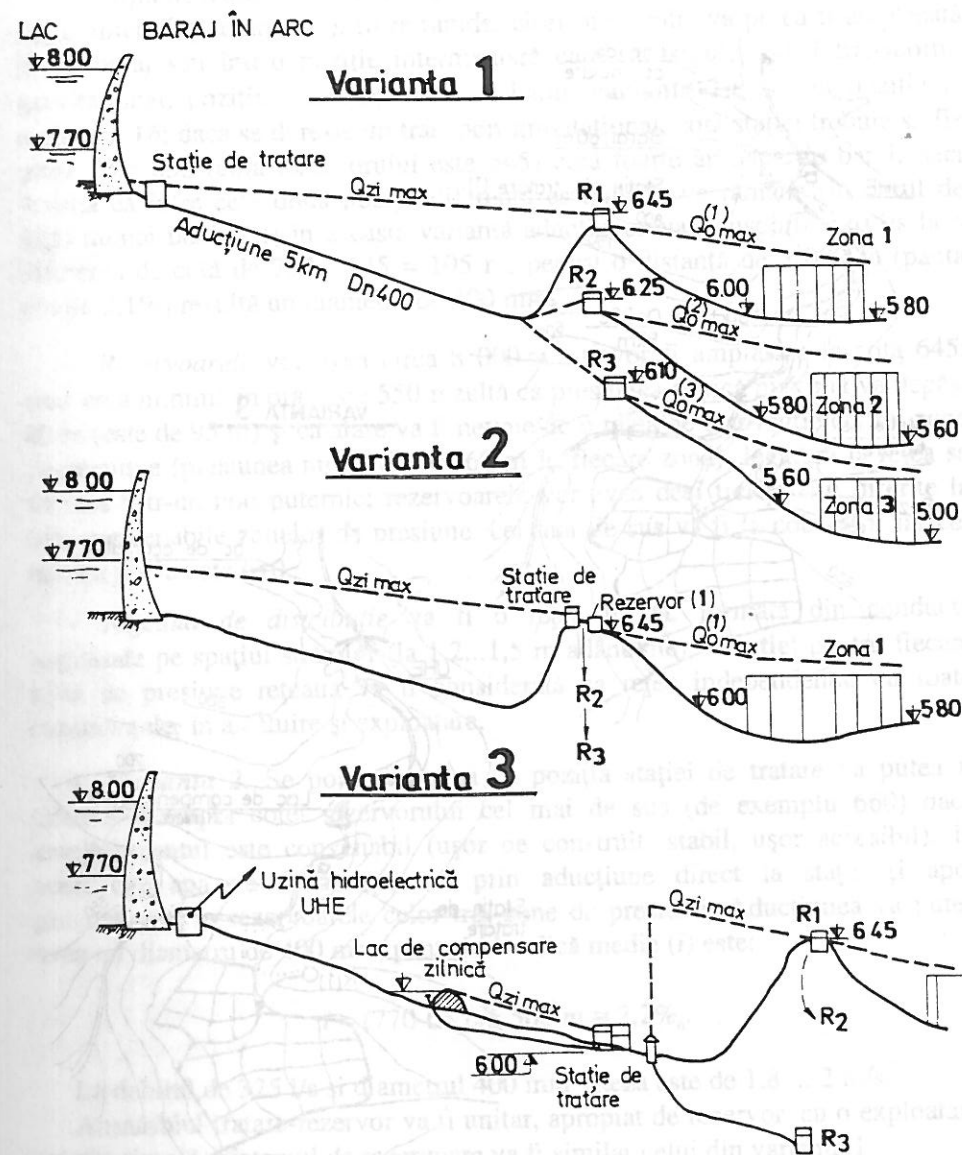
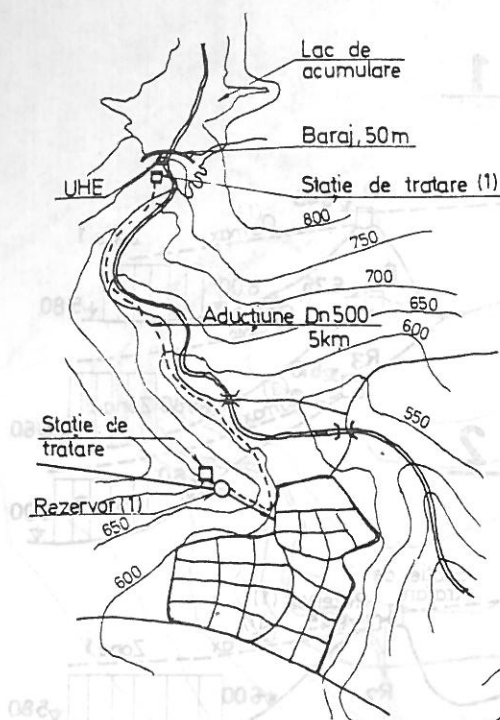


Fig. 5,b - Scheme tehnologice de alimentare cu apă din lac; varianta 1- stație de tratare lângă baraj; varianta 2 - stație de tratare pe amplasament cu rezervorul; varianta 3 - realizarea de lac tampon.

VARIANTA 1 și 2



VARIANTA 3

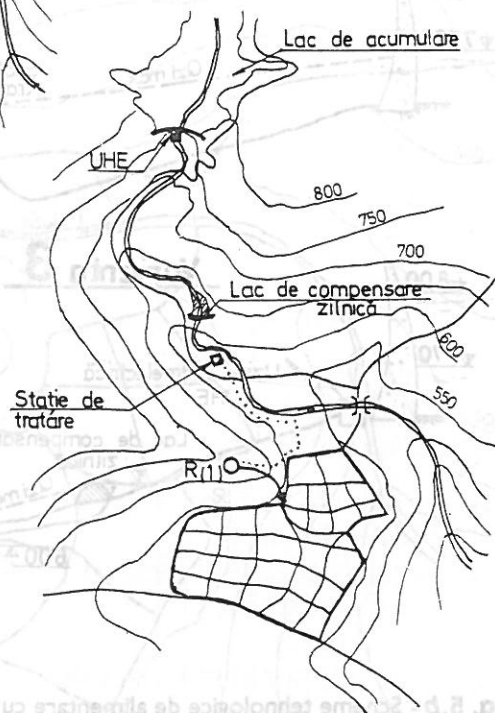


Fig. 5,c - Plan de situație cu amplasarea obiectelor.

– *Transportul apei* va fi făcut gravitațional, dacă se poate până la rezervor; elementul de transport va fi condus din cauză că debitul transportat are o valoare destul de mică (325 l/s).

– *Stația de tratare*, constând din site pentru reținerea suspensiilor plutitoare (alge, mici viețuitoare etc.), filtre rapide, clorizare finală, va putea fi amplasată lângă baraj sau într-o poziție intermediară care să asigure totuși transportul gravitațional; poziția 1 imediat aval de baraj, **varianta 1a**, sau în poziția 2, **varianta 1b**; dacă se dorește un transport gravitațional, cota stației trebuie să fie peste cota 650 (cota rezervorului este 645) cota foarte aproape de baraj, deci rezultă că între cele două poziții diferența este mică; va rămâne (în cazul de față) numai poziția 1; în această variantă aducțiunea va transporta 320 l/s la o diferență de cotă de $750 - 645 = 105$ m; pentru o distanță de 5 000 m (panta medie 2,1%) rezultă un diametru de 400 mm.

– *Rezervoarele* vor avea circa $8\,000\text{ m}^3$ și vor fi amplasate la cota 645; cum cota minimă în oraș este 550 rezultă că presiunea statică maximă va depăși 60 m (este de 95 m) și ca atare va fi nevoie de o rețea de distribuție cu trei zone de presiune (presiunea nu va depăși 60 m în fiecare zonă); legătura la rețea se va face într-un nod puternic; rezervoarele vor avea deci trei poziții diferite la cote convenabile zonelor de presiune; cel mai de sus va fi la cota 645, iar cel mai de jos la cota 610.

– *Rețeaua de distribuție* va fi o rețea mixtă, formată din conducte amplasate pe spațiul străzilor (la 1,2...1,5 m adâncime); **atenție!** pentru fiecare zonă de presiune rețeaua va fi considerată ca rețea independentă, cu toate consecințele, în alcătuire și exploatare.

• **Varianta 2.** Se poate imagina că poziția stației de tratare va putea fi undeva deasupra cotei rezervorului cel mai de sus (de exemplu 660) dacă amplasamentul este convenabil (ușor de construit, stabil, ușor accesibil). În acest caz apa va fi transportată prin aducțiune direct la stație și apoi gravitațional în rezervoarele celor trei zone de presiune. Aducțiunea va putea avea un diametru de 400 mm, panta hidraulică medie (i) este:

$$i = (770 - 660) / 5\,500\text{ m} \approx 2,2\text{‰}$$

La debitul de 325 l/s și diametrul 400 mm viteza este de 1,8 ... 2 m/s.

Ansamblul tratare-rezervor va fi unitar, apropiat de rezervor, cu o exploatare relativ simplă. Sistemul de rezervoare va fi similar celui din varianta 1.

• Varianta 3.

– Apa din lac este trecută prin centrala hidroelectrică (UHE) și după uzinare va curge pe râu în aval până la un lac de compensare zilnică (UHE funcți-

onează de regulă pentru acoperirea consumului energetic de vârf, câteva ore pe zi); volumul util al lacului tampon poate fi egal cu consumul de apă pe 1-2 zile.

– Din lacul tampon apa poate fi transportată gravitațional la stația de tratare; poziția stației de tratare va fi aleasă astfel ca apa rezultată să poată fi transportată gravitațional la rezervoare în cea mai mare parte (la limită alimentarea gravitațională totală coincide cu varianta 1); se alege amplasamentul de cota 600; ca atare vor putea fi alimentate gravitațional rezervoarele (deci consumatorii) sub cota 600. Apa va trebui pompată pentru rezervoarele celorlalte zone de presiune.

– Stația de tratare necesită însă o schemă completă, limpezire totală prin decantare, filtrare și dezinfectare; în perioade de ape turburi stația va funcționa mai greu cu un consum mare de reactivi; va fi greu de exploatat la variații bruște ale calității apei aval de lac (pot fi și alți afluenți ai râului aval de localitate).

Comentariu:

– **Varianta 1** folosește apa din lac, mai limpede, (tratare mai ușoară) și toată energia apei din lac (conduite mai mici), dar amplasamentul este departe de localitate; totodată se pierde energia electrică aferentă debitului de apă tratată.

– **Varianta 2**, comparabilă cu varianta 1, permite o exploatare mai ușoară și compactă.

– **Varianta 3** implică o construcție suplimentară, lac de compensare zilnică, de regulă un lac mic, greu de protejat contra colmatării în perioada de ape mari; tratarea apei este mai costisitoare (decantare ce funcționează greu iarna, consum de reactivi); pentru o parte (sau toată) din apa tratată este necesară pomparea la rezervor deci se consumă o parte din energia produsă prin uzinarea apei din lac în UHE.

– Ca siguranță și simplitate în exploatare pot fi preferate varianta 1 sau varianta 2.

– Amplasamentul stației de tratare este esențial în economia de energie. Dacă acesta este la cotă joasă apa tratată va trebui repompată la cote mari cu un cost ridicat. Nu trebuie uitat că și în țările cu economie dezvoltată, costul energiei crește anual cu 2%.

PARTEA II

DIMENSIONAREA TEHNOLOGICĂ A OBIECTELOR SCHEMEI DE ALIMENTARE CU APĂ CÂND SURSA DE APĂ ESTE APA SUBTERANĂ

INTRODUCERE

Apa din stratele acvifere este în general o apă de bună calitate, de multe ori are calitatea unei foarte bune ape de băut. Din această cauză apa prelevată dintr-un strat acvifer poate fi utilizată direct, cu o dezinfectare preventivă, cu clor.

Dacă apa are calitate bună și este relativ mai bine protejată contra unor poluări accidentale, captarea este o lucrare complicată și la care o concepție de realizare deficitară se corectează greu și se exploatează și mai greu. Din această cauză captarea, ale cărei lucrări sunt dezvoltate în cea mai mare parte la adâncimi mari de pământ, este scumpă, necesitând tehnologii specializate pentru execuție. Problema cea mai complicată o constituie faptul că apa subterană există numai în anumite zone și în cantități mici. Urmare, apa trebuie captată cu suficientă atenție și uneori captarea poate fi la distanță mare. Consecința, un consum ridicat de energie, lucrări costisitoare.

Exploatarea este și funcție de elasticitatea și robustețea sistemului de colectare a apei din puțuri, de aceea nu trebuie să pară exagerată insistența în alcătuirea și dimensionarea corectă a captării.

Deoarece în alcătuire și dimensionare sunt esențiale rezultatele studiilor de teren (hidrogeologice și hidrochimice) nu trebuie făcută dimensionarea decât pe baza unor valori corecte. Improvizația are efecte economice și tehnologice defavorabile și poate duce până la pierderea captării.

În aplicația 2 sunt dimensionate toate obiectele sistemului de alimentare cu apă, sistem necesar pentru o localitate de dimensiuni mici - medii.

Capitolul 1

ELEMENTE GENERALE

1.1. TEMA APLICAȚIEI

Se cere să se studieze posibilitatea alimentării cu apă a unei localități cu 25000 locuitori. Ritmul de creștere a populației este de 1% pe an. Amplasarea localității, dată prin rețeaua stradală, este făcută pe planul din figura 6.

Locuințele cele mai înalte au parter și două nivele. Se preconizează asigurarea de apă rece în casă și prepararea locală a apei calde. Sursa de apă ce poate fi luată în considerare este apa subterană (apa de suprafață din apropiere este un râu categoria II, conform STAS 4706). Amplasamentul sursei este dat pe același plan. Sursa are două orizonturi, două strate acvifere distincte: *a* - un strat freatic și *b* - un strat de adâncime. Cele două strate sunt complet distincte între ele. Alcătuirea stratelor este dată în figura 6, *a* și 6, *b*, unde sunt menționate și unele rezultate ale studiului hidrogeologic efectuat.

Din studiul hidrochimic realizat rezultă că valorile indicatorilor de calitate a apei se încadrează în limitele cerute de STAS 1342-91 privind apa potabilă. Ca atare apa captată nu necesită tratare pentru corectarea indicatorilor de calitate. Se va face o clorizare a apei înainte de introducerea acesteia în rețeaua de distribuție pentru protecție pe parcursul rezervor-consumator.

1.2. SOLUȚII PENTRU SCHEMA DE ALIMENTARE CU APĂ

Pentru alegerea schemei de alimentare cu apă se ține seama de următoarele elemente importante:

- există sursa de apă de bună calitate, apa subterană; va trebui văzut ce variantă de captare este mai bună (din strat freatic, mai vulnerabil la impurificarea apei, sau din stratul de adâncime);
- orașul nu este foarte mare; dacă se acceptă o normă de consum de circa 300 l·om·zi, adică 3 locatari/m³·zi, rezultă că necesarul zilnic de apă poate fi de 8-10000 m³/zi, deci ceva de ordinul 100 l/s, debit relativ mic;

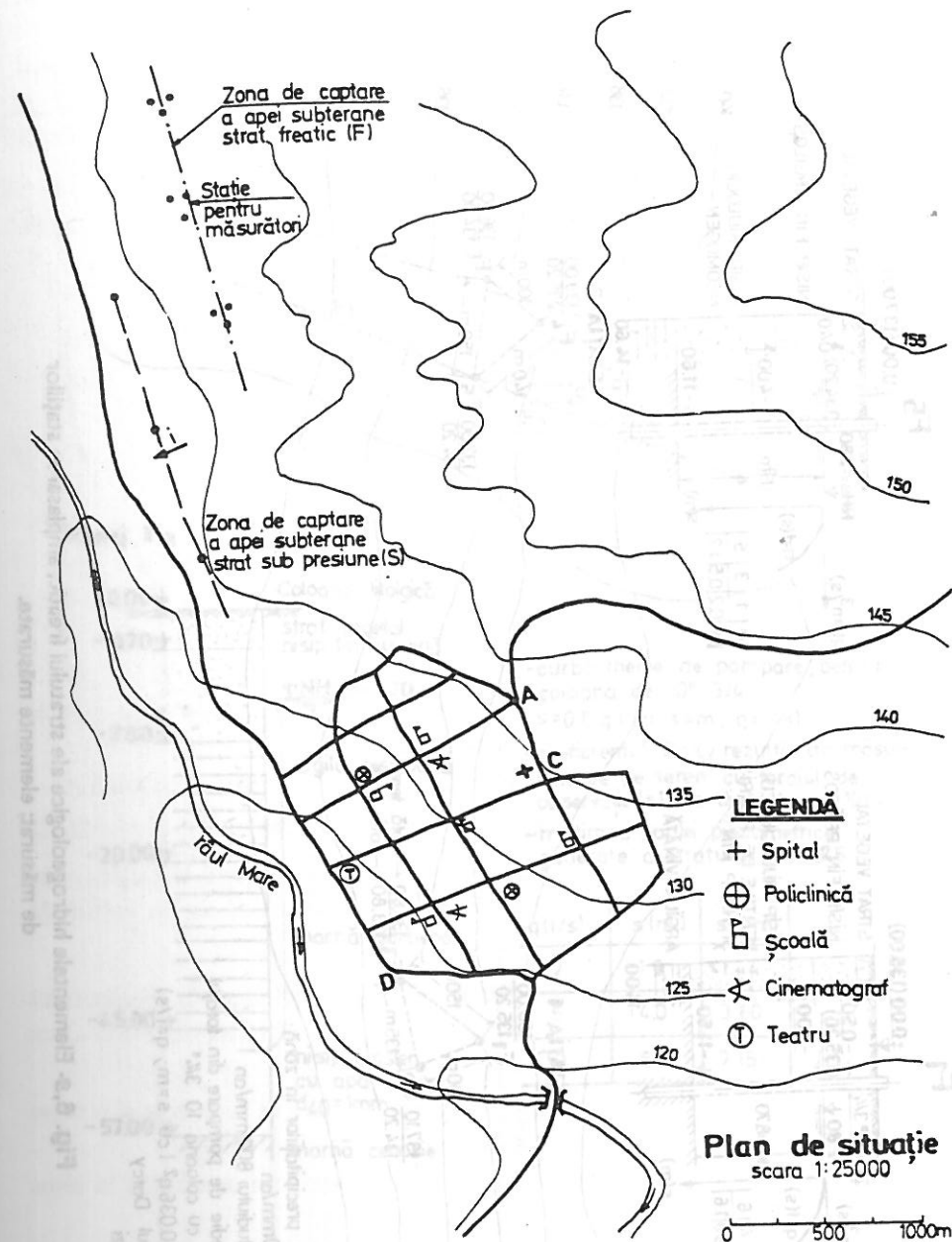
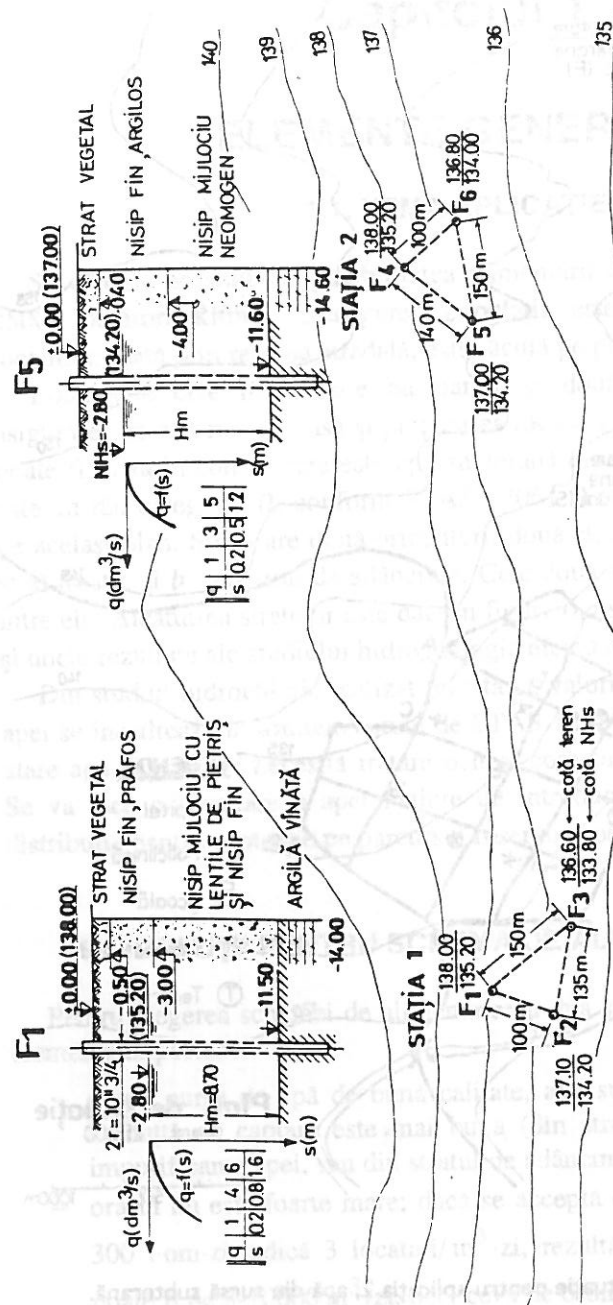


Fig. 6 - Plan general de situație pentru aplicația 2, apă din sursă subterană.



- înălțimea precipitațiilor în zonă:

min - 600 mm/an

în anul studiului 800 mm/an

- curba medie de pompare din forajul

de sudiu cu coloana 10 3/4"

$s = 0.06q + 0.036q^2$ (cu $s = m$; $q = l/s$)

- coeficientul Darcy

$k = 70 \text{ m/z}$

Fig. 6, a - Elementele hidrogeologice ale stratului freatic; amplasarea stațiilor de măsurat; elemente măsurate.

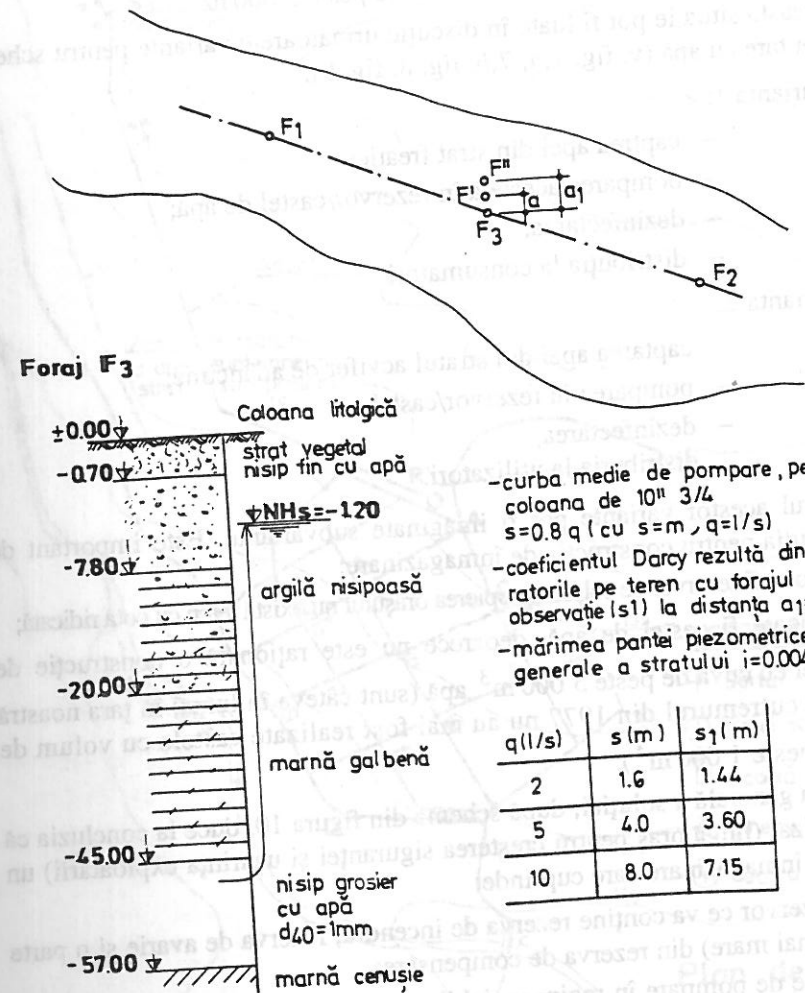


Fig. 6, b - Elementele stratului acvifer de adâncime.

- în zona oraşului nu există cote de teren care să permită amplasarea unui rezervor pe sol şi care să asigure presiunea de circa 20 m cerută de beneficiar;
- pentru rezervor se alege volumul minim pentru asigurarea funcţionării oraşului minimum 12 ore, conform Legii 98/94, (*Stabilirea şi sancţionarea contravenţiilor la normele de igienă şi sănătate publică*); ca atare, volumul rezervorului va avea peste 5 000 m³.

În această situaţie pot fi luate în discuţie următoarele variante pentru schema de alimentare cu apă (v. fig. 7,a; 7,b, fig. 8, fig. 9):

• varianta 1:

- captarea apei din strat freatic;
- pomparea acesteia în rezervor/castel de apă;
- dezinfectarea;
- distribuţia la consumatori.

• varianta 2:

- captarea apei din stratul acvifer de adâncime;
- pomparea în rezervor/castel;
- dezinfectarea;
- distribuţia la utilizatori.

În cadrul acestor variante pot fi imaginate subvariante. Este important de stabilit soluţia pentru construcţia de înmagazinare:

- nu poate fi rezervor pe sol, în apropierea oraşului nu există teren cu cota ridicată;
- nu poate fi castel de apă, deoarece nu este raţională o construcţie de castel cu cuvă de peste 5 000 m³ apă (sunt câteva în lume; în ţara noastră după cutremurul din 1977 nu au mai fost realizate castele cu volum de apă peste 1 000 m³).

Alegerea generală a soluţiei, după schema din figura 10, duce la concluzia că trebuie realizat (lângă oraş pentru creşterea siguranţei şi uşurinţa exploatării) un complex de înmagazinare care cuprinde:

- un rezervor ce va conţine rezerva de incendiu, rezerva de avarie şi o parte (cea mai mare) din rezerva de compensare;
- o staţie de pompare în regim variabil care să pompeze apa direct în reţea sau într-un castel de apă;
- un castel de apă cu volum de compensare parţială şi cel puţin rezerva de apă pentru combaterea incendiului din interior (10 minute până se organizează stingerea din afară); castelul asigură presiunea din reţea (de tip gravitaţional) şi o automatizare uşoară a staţiei de pompare.

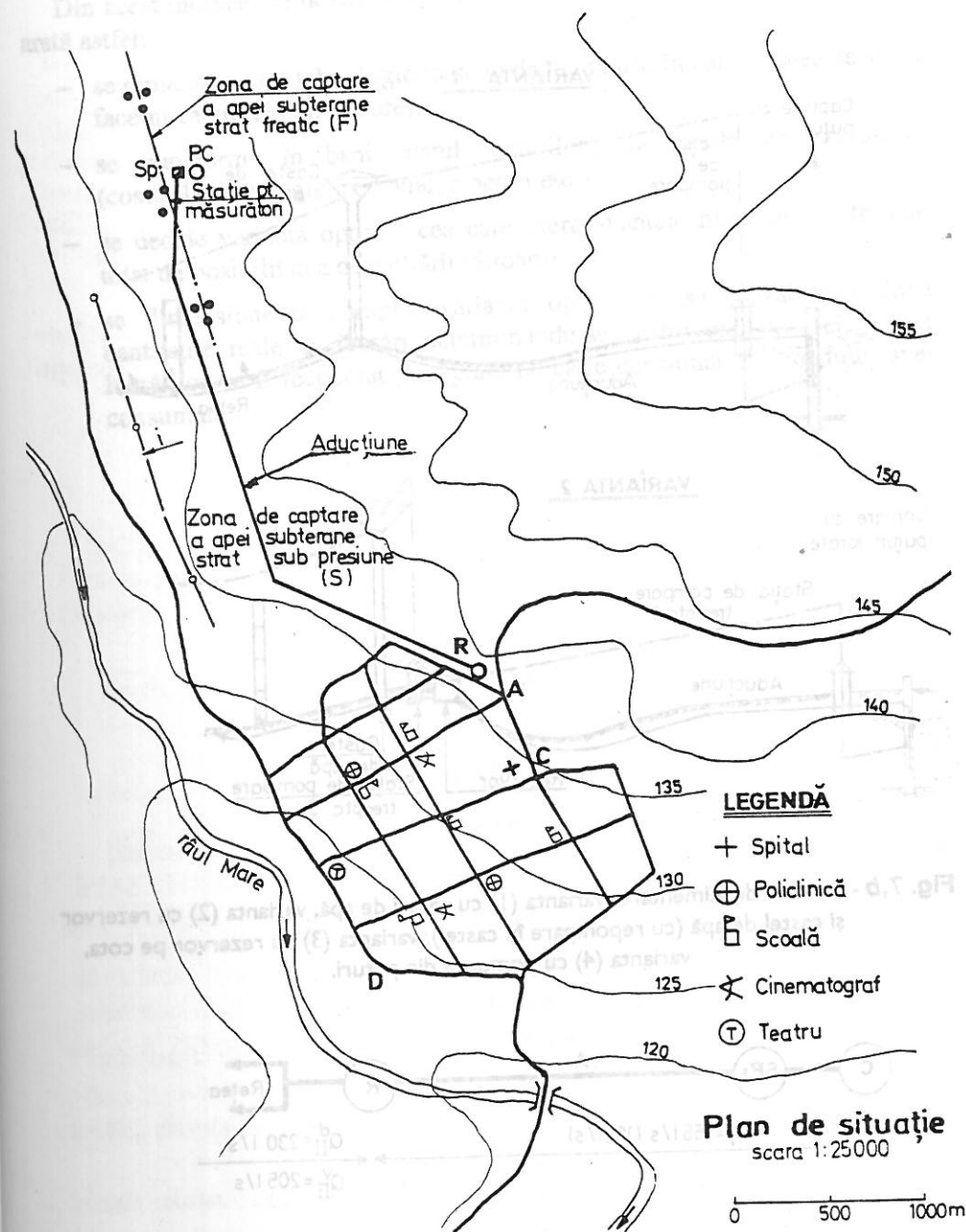


Fig. 7,a - Plan de situație cu obiectele sistemului de alimentare.

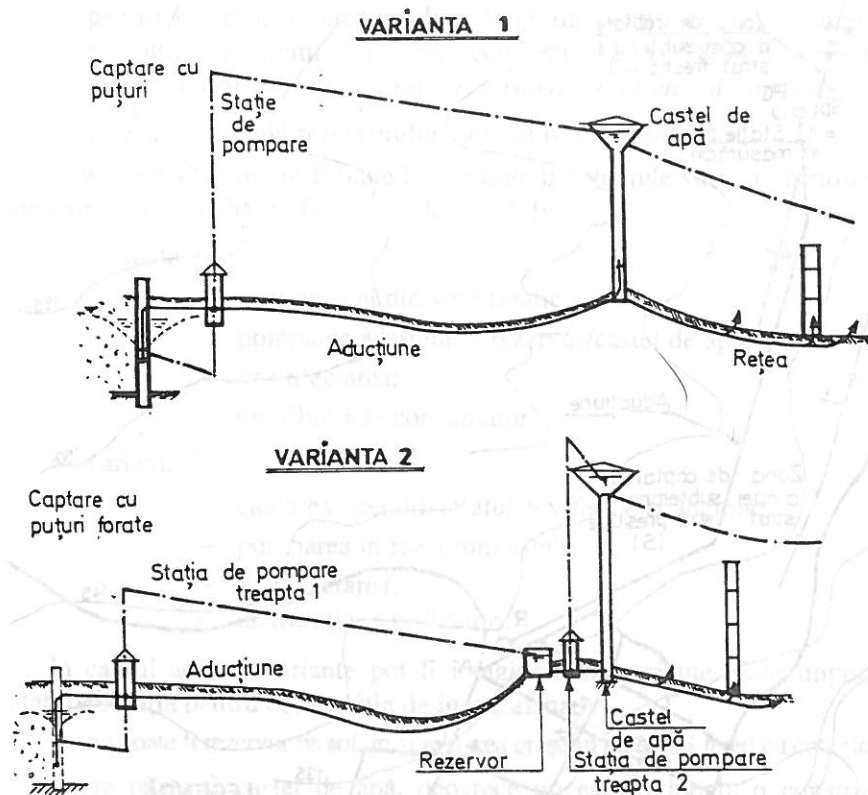


Fig. 7,b - Scheme de alimentare; varianta (1) cu castel de apă, varianta (2) cu rezervor și castel de apă (cu repompare în castel), varianta (3) cu rezervor pe cota, varianta (4) cu pompare din puțuri.

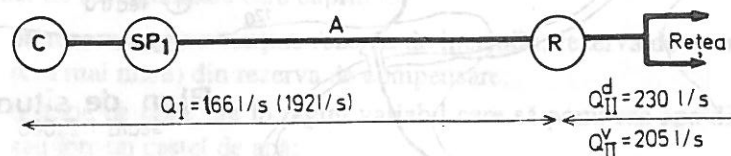


Fig. 8. Debite de dimensionare pentru schema de alimentare cu apă din aplicația 2.

Pe schemele de alimentare cu apă sunt trecute și debitele de dimensionare. Din acest moment se deschide spirala dimensionării, spirală care în practică arată astfel:

- se dimensionează tehnologic toate variantele luate în calcul (ceea ce se va face în capitolele următoare);
- se transformă în bani costul lucrărilor, cheltuielile de exploatare (costurile de energie, personal, reactivi etc.);
- se decide varianta optimă, cea care oferă avantaje maxime (nu trebuie uitat de posibilitatea dezvoltării viitoare);
- se dimensionează complet varianta optimă și se reevaluează după cantitățile reale de lucrări determinându-se costul real al apei; costul lucrărilor va fi recuperat prin plata de către consumatori a costului apei consumate.

Capitolul 2

DETERMINAREA DEBITELOR DE CALCUL

2.1. DATE DE TEMĂ

Pentru dimensionarea obiectelor sistemului de alimentare cu apă este nevoie de cunoașterea valorii debitului. Se pleacă de la datele de bază cunoscute prin temă:

- populația actuală 25 000 locuitori;
- rata anuală de creștere a populației $r = 1\%$;
- nivelul maxim al clădirilor este parter și două nivele;
- toate clădirile au instalații interioare de apă rece și mijloace de preparare a apei calde (încălzirea se face cu combustibil solid, în general); clădirile sunt executate din materiale necombustibile;
- în localitate sunt amplasate următoarele clădiri publice:
 - un spital cu 120 paturi;
 - o casă de cultură cu scenă amenajată și sală cu 600 locuri;
 - școli cu maximum 12 săli de clasă;
 - două cinematografe cu 400 locuri în sală;
- în localitate există unități industriale pentru a căror funcționare este nevoie de o cantitate de apă echivalentă cu 20 l/om·zi;
- rețeaua stradală și piețele localității au circa 300 000 m²;
- spațiile verzi în formă organizată (parcuri etc.) au o suprafață de circa 320 000 m²;
- localitatea este amplasată în zona cu climă continental temperată (STAS 1343/1);
- sursa de apă care poate fi luată în considerare este apa stratului freatic aflat la circa 10 km de localitate;
- în apropierea localității (2 km) se află o cotă suficient de mare pentru amplasarea unui rezervor de compensare a consumului.

2.2. STABILIREA NUMĂRULUI DE CONSUMATORI

La data elaborării proiectului numărul de locuitori este cunoscut, dar localitatea se va dezvolta prin sporul natural al populației și datorită tendinței de urbanizare. Conform unei practici convenite, trebuie evaluat necesarul de apă și mărirea unor lucrări pentru un consum de perspectivă, de regulă 25 ani, deoarece unele lucrări pot să fie dezvoltate în timp, altele nu (cum sunt de exemplu captarea, aducțiunea, clădirea stației de pompare, mărirea castelului de apă etc.).

Numărul de consumatori peste 25 ani se poate determina cu relația:

$$N_{25} = (1 + 0,01 \cdot p)^n,$$

unde:

- r este sporul de populație (conform temei, r este 1%/an);
 N, N_{25} - numărul de locuitori la data elaborării proiectului, respectiv după 25 ani.

Rezultă că peste 25 ani vor fi:

$$N_{25} = (1 + 0,01 \cdot 1)^{25} \cdot 25\ 000 = 32\ 000 \text{ locuitori.}$$

Pentru evaluări la alte termene se poate face un calcul asemănător.

2.3. NECESARUL DE APĂ

Necesarul de apă poate fi calculat, pe grupe de consum, conform datelor din STAS 1343/1-95:

a) *Apa pentru consumul gospodăresc* (Q_G). Necesarul specific de apă se apreciază, în mod uniform pentru toți locuitorii, după STAS 1343: conform tabelului 1, aliniat 4, norma de necesar specific de apă $q_g = 210$ l/om·zi. Totodată se adoptă și valoarea pentru coeficientul de variație zilnică $K_{zi} = 1,15$ (localitatea nu are o climă cu variații excesive ale temperaturii în perioada de vară). Rezultă:

$$Q_G = K_{zi} \cdot N_{25} \cdot q_g.$$

b) *Apa pentru consumul public* (Q_P). Se poate adopta o valoare globală pentru toți consumatorii, N_{25} . După STAS 1343, tabelul 1, aliniatul 4

consumul specific este $q_p = 85 \text{ l/om} \cdot \text{zi}$, iar coeficientul de variație zilnică $K_{zi} = 1,15$.

La un calcul simplificat:

$$Q_p = K_{zi} \cdot q_p \cdot N_{25}.$$

Se poate face și un calcul analitic stabilind numărul de consumatori (elevi, studenți, spectatori, fântâni de băut apă etc.) și adoptând norme de consum după STAS 1478 sau aprecieri locale (gradul de dotare cu instalații sanitare). Pentru ușurința calculului se adoptă formularea obținută deja pentru consumul public.

c) *Apa necesară pentru stropit spațiile verzi (Q_S)*. Se adoptă o normă minimă în valoare de 25 l/m^2 la două săptămâni, adică $q_S = 1,6 \text{ l/m}^2 \text{ zi}$. Necesarul de apă va fi:

$$Q_S = A_S \cdot q_S.$$

d) *Apa pentru spălat și stropit străzi și piețe (Q_{SP})*. Se poate aprecia global ca 5 % din consumul public (Q_p) realizat pentru toți locuitorii ($N_0 \dots N_{25}$) este folosit pentru stropitul piețelor și străzilor:

$$q_{SP} = 0,05 \cdot 85 = 4,25 \text{ l/om} \cdot \text{zi}.$$

Se mai poate calcula necesarul de apă considerând o normă de circa $2 \text{ l/m}^2 \cdot \text{zi}$, (q_{SP}) pentru toată suprafața udată (A_{SP}). Și necesarul va fi:

$$Q_{SP} = A_{SP} \cdot q_{SP}.$$

e) *Apa necesară pentru consumul industrial*. Apa necesară pentru nevoi industriale locale (Q_i), se poate calcula analitic prin sumarea necesarului de apă pentru fiecare unitate sau se poate aprecia un debit specific (q_i) acordat fiecărui locuitor, conform temei $q_i = 20 \text{ l/om} \cdot \text{zi}$.

Consumul de apă va fi:

$$Q_i = q_i \cdot N_{25}.$$

Coeficientul de variație zilnică, K_{zi} , se poate lua egal cu cel al localității sau pot fi adoptate valori diferite în cazuri justificate.

f) *Necesarul de apă pentru nevoi proprii sistemului (Q_{NP})*. Poate fi calculat ca o cantitate de apă suplimentară apei asigurate prin sistem, sporind cantitățile de la punctele a...e cu un coeficient K_p coeficient ale cărei valori sunt $K_p = 1,05 \dots 1,10$. Și atunci:

$$Q_{NP} = (K_p - 1) \sum Q_{(a \dots e)}.$$

Se poate însă calcula și analitic prin evaluarea cantităților de apă necesară pentru: spălarea periodică a conductelor, rezervoarelor, probelor de presiune, probelor tehnologice etc. Această valoare se calculează după cunoașterea mărimii obiectelor sistemului de alimentare cu apă și se ia în considerare pentru calculele definitive. (v. nota finală). Pentru ușurință, se adoptă formularea de spor global Q_{NP} .

g) *Pierderi de apă tehnic admisibile (Q_{PT})*. Neetanșitatea sistemelor de transport a apei conduce la pierderea unei cantități de apă (îmbinare conducte, pereți rezervoare, preaplin rezervoare etc.). Această cantitate crește de regulă în timp datorită îmbătrânirii construcțiilor. Pentru o evaluare globală se poate adopta un procent de pierderi de 10 % ($K_p = 1,1$):

$$Q_{PT} = (K_p - 1) \sum Q_{(a \dots f)}.$$

În momentul în care există măsurători sistematice se poate face o evaluare detaliată pentru pierderile din conducte, rezervoare etc.

h) *Apa necesară pentru combaterea incendiilor*. Conform STAS 1343, tabelul 3 pentru 32000 locuitori numărul de incendii teoretic simultane este $2(n = 2)$.

Debitul pentru stingerea incendiilor din exterior $Q_{ie} = 25 \text{ l/s}$ pentru clădiri cu parter și două nivele (trei caturi), iar durata de funcționare a hidranților $T_e = 3 \text{ h}$.

Debitul pentru stingerea incendiilor din interior se apreciază după valorile date de STAS 1478 (tab. 5):

- spital, $Q_{ii} = 2,5 \text{ l/s}$, (unul);
- școli, $Q_{ii} = 2,5 \text{ l/s}$, (cinci);
- cinematografe, $Q_{ii} = 5 \text{ l/s}$, (două);
- casă de cultură, $Q_{ii} = 10 \text{ l/s}$, (una).

Cum numai două incendii trebuie stinse simultan (normat $n = 2$), rezultă în ordine:

- casa de cultură, 10 l/s;
- un cinematograf, 5 l/s. Deci:

$$\sum Q_{ii}=15 \text{ l/s.}$$

În mod normal, hidranții interiori funcționează 10 minute (T_i).

i) Valoarea coeficientului de variație orară, K_o . Din STAS 1343, tabelul 2, se apreciază valoarea coeficientului K_o . Pentru 25 000...32 000 locuitori se adoptă valoarea $K_o=1,30$. În mod sistematic valoarea debitului zilnic mediu ($Q_{zi\text{ mediu}}$), a debitului zilnic maxim ($Q_{zi\text{ max}}$) și a debitului orar maxim ($Q_{o\text{ max}}$) este calculată în tabele de forma tabelului 1.

Tabelul 1

Calculul debitelor caracteristice de apă

Nr. crt.	Denumirea consumului	Nr. de consumatori	UM	Necesar specific de apă (l/consumator)
0	1	2	3	4
a.	Consum gospodăresc (Q_G)	32000	loc	210
b.	Consum public (Q_P)	32000	loc	85
c.	Consum pentru stropit spații verzi (Q_S)	32000	m ²	1,6
d.	Consum pentru spălat și stropit străzi (Q_{SP})	320000	m ²	4,25
e.	Consum pentru apă industrială (Q_I)	32000	loc	20
TOTAL 1				
f.	Consum pentru nevoi proprii $K_P = 1,05$ $Q_{NP} = (K_P - 1) \sum Q_{a...e}$			
TOTAL 2				
g.	Consum pentru acoperirea pierderilor de apă $K_S = 1,10$: $Q_{PT} = (K_S - 1) \sum Q_{a...f}$			
TOTAL GENERAL				

Tabelul 1 (continuare)

Nr. crt.	Denumirea consumului	$Q_{zi\text{ mediu}}$ [m ³ /zi]	K_{zi}	$Q_{zi\text{ max}}$ [m ³ /zi]	K_o	$Q_{o\text{ max}}$ [m ³ /h]
0	1	5	6	7	8	9
a.	Consum gospodăresc (Q_G)	6720	1,15	7728	1,3	418,6
b.	Consum public (Q_P)	2720	1,15	3128	1,3	169,4

Tabelul 1 (continuare)

0	1	5	6	7	8	9
c.	Consum pentru stropit spații verzi (Q_S)	512	1,15	589	1,3	32
d.	Consum pentru spălat și stropit străzi (Q_{SP})	136	1,15	156	1,6	10,5
e.	Consum pentru apă industrială (Q_I)	640	1,15	736	1,2	36,8
TOTAL 1		10720		12337		667,3
f.	Consum pentru nevoi proprii $K_P = 1,05$ $Q_{NP} = (K_P - 1) \sum Q$	563		617		33,3
TOTAL 2		11264		12953		700,7
g.	Consum pentru acoperirea pierderilor de apă $K_S = 1,10$: $Q_{PT} = (K_S - 1) \sum Q$	1126		1295		70
TOTAL GENERAL		12390		14250		771

Observație: Pentru consumurile pentru necesarul marcat la liniile c,d,e se poate adopta alt coeficient de variație orară (după modul real de utilizare a apei).

2.4. DEBITE DE DIMENSIONARE A SCHEMEI DE ALIMENTARE CU APĂ

Cu valorile determinate în tabelul 1 se poate calcula și valoarea debitului de calcul pe tronsonul captare-rezervor, Q_I și debitul de calcul, $Q_{II}^{(d)}$, și de verificare Q_{II}^v , pentru rețeaua de distribuție. Pentru debitul de calcul pentru tronsonul captare-rezervor va fi adoptată valoarea cea mai mare dintre cele două formule:

$$Q_I' = Q_{zi\text{ max}};$$

$$Q_I'' = Q_{zi\text{ max}} + K_P \cdot Q_{ri}.$$

Trebuie calculat debitul Q_{ri} , debitul de refacere a rezervei de incendiu:

$$Q_{ri} = V_{inc} / T_{ri},$$

unde T_{ri} , timpul de refacere a rezervei de incendiu, se apreciază la 24 ore, (STAS 1343).

Volumul rezervei de incendiu (V_{Ri}) este format din volumul de incendiu (V_i) și volumul de consum pe perioada stingerii focului (V_{cons}):

$$V_{inc} = V_i + V_{cons}$$

Volumul de apă pentru combaterea focului:

$$V_i = n \cdot Q_{ie} \cdot T_e + \sum Q_{ii} \cdot T_i;$$

$$V_i = (2 \cdot 25 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 600 + 15 \cdot 10 \cdot 60) \cdot 1/1\,000 = 549 \text{ m}^3,$$

Volumul de consum pe perioada stingerii focului:

$$V_{cons} = a \cdot Q_{0max} \cdot T_e = 0,7 \cdot 771 \cdot 3 = 1\,619 \text{ m}^3,$$

unde valoarea coeficientului a se adoptă 0,7.

$$V_{inc} = 549 + 1\,619 = 2\,168 \text{ m}^3;$$

$$Q_{ri} = 2\,168/24 = 90,3 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Rezultă:

$$Q_I' = 14\,250 + 1,1 \cdot 2\,168 = 16\,635 \text{ m}^3/\text{zi} = 192 \text{ l/s}.$$

$$Q_I' = 166 \text{ l/s}.$$

Întrucât se apreciază că refacerea rezervei de incendiu se poate face cu o oarecare restrângere a consumului pe durata unei zile, ziua după incendiu, se poate adopta valoarea $Q_I' = 166 \text{ l/s}$.

Debitul de dimensionare a rețelei de distribuție este:

$$Q_{II}^d = Q_{0max} + K_P \sum Q_{ii} = 771 + 1,1 \cdot 3,6 \cdot 15 = 830 \text{ m}^3/\text{h} = 230 \text{ l/s}.$$

Debitul de verificare a rețelei, la funcționare în caz de incendiu este:

$$Q_{II}^v = 0,7 \cdot Q_{0max} + K_P \cdot n \cdot Q_{ie} = 0,7 \cdot 771 + 2 \cdot 25 \cdot 3,6 = 738 \text{ m}^3/\text{h} = 205 \text{ l/s}.$$

Valorile debitelor de calcul sunt marcate pe schema din figura 10.

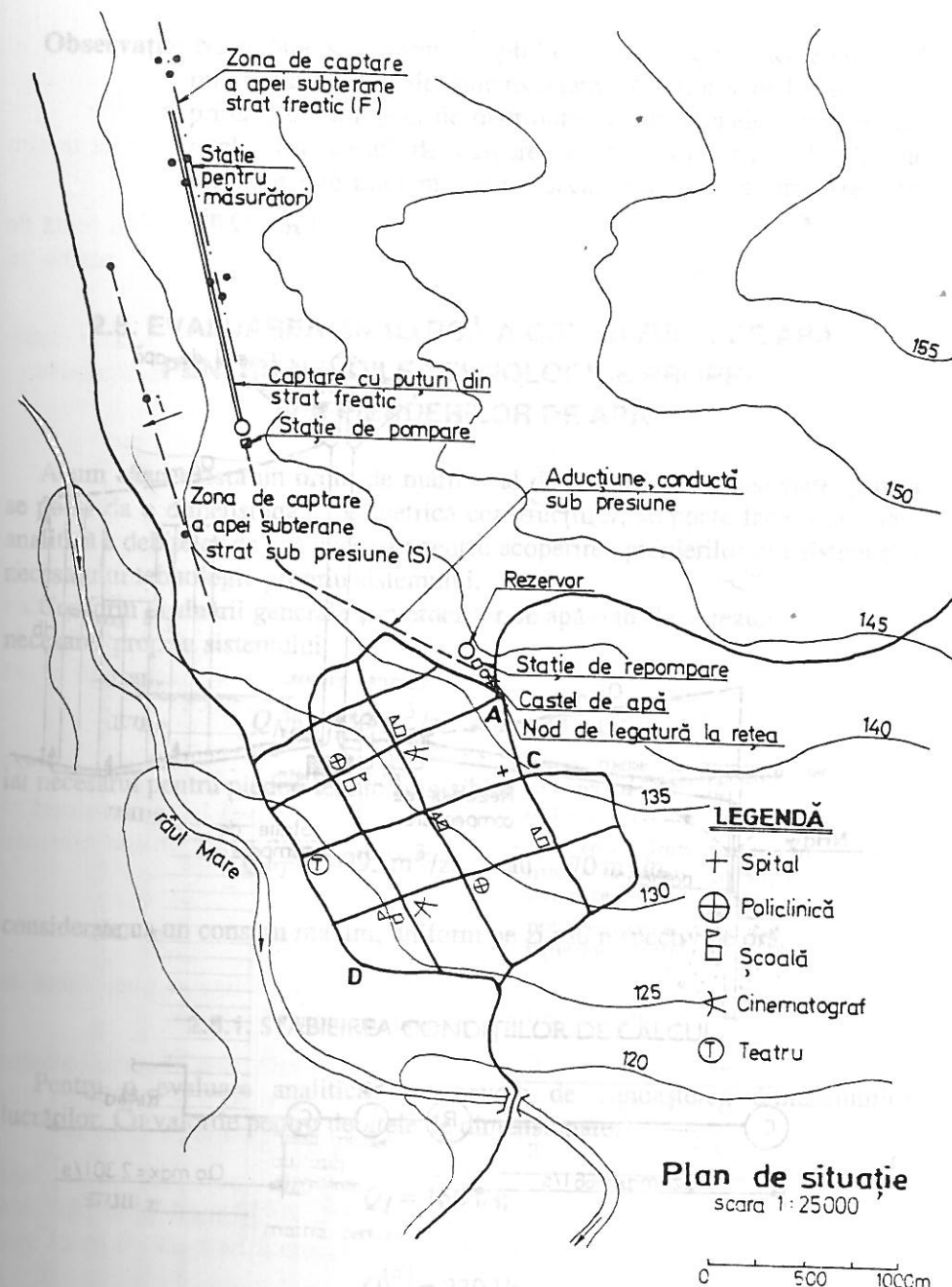


Fig. 9. Plan de situație al sistemului de alimentare cu apă pentru captarea din apă freatică.

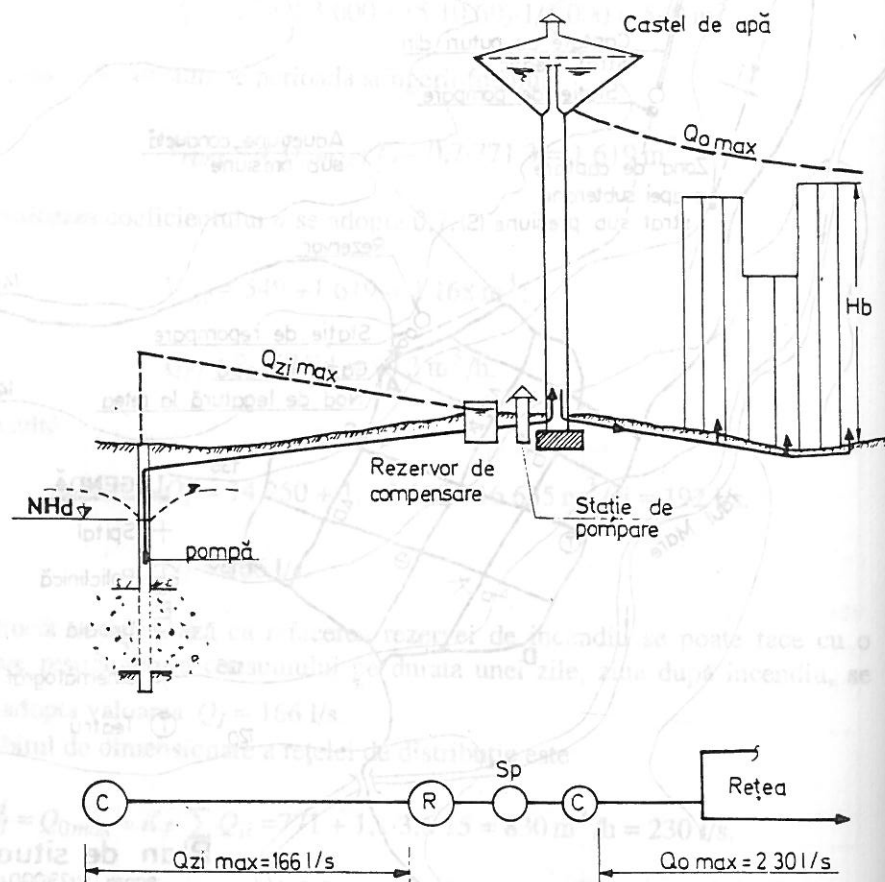


Fig. 10. Schema generală de alimentare cu apă din strat acvifer de adâncime.

Observație: Nu trebuie să surprindă faptul că debitul de verificare este mai mic decât debitul de dimensionare. Valorile sunt bune pentru prima parte a rețelei de distribuție. Pentru zonele terminale ale rețelei (în sensul de curgere al apei) valoarea debitului de incendiu este mult mai mare decât consumul normal (rezultat din $Q_{o\max}$).

2.5. EVALUAREA ANALITICĂ A CONSUMULUI DE APĂ PENTRU NEVOILE TEHNOLOGICE PROPRII ȘI A PIERDERILOR DE APĂ

Acum când există un ordin de mărime al debitelor de dimensionare și deci se poate da o dimensionare geometrică construcțiilor, se poate face o evaluare analitică a debitelor de apă necesare pentru acoperirea pierderilor din sistem și a necesarului tehnologic propriu sistemului.

Conform evaluării generale și pierderilor de apă (tab. 1), a rezultat: necesarul propriu sistemului

$$Q_{NP} = 617 \text{ m}^3/\text{zi} \text{ sau } 33,3 \text{ m}^3/\text{h},$$

iar necesarul pentru pierderi tehnic admisibile

$$Q_{PT} = 1295 \text{ m}^3/\text{zi} \text{ sau } 70 \text{ m}^3/\text{h},$$

considerate ca un consum maxim, uniform pe zi sau respectiv pe oră.

2.5.1. STABILIREA CONDIȚIILOR DE CALCUL

Pentru o evaluare analitică este nevoie de cunoașterea dimensiunilor lucrărilor. Cu valorile pentru debitul de dimensionare:

$$Q_I = 166 \text{ l/s};$$

$$Q_H^{(d)} = 230 \text{ l/s},$$

se poate face o apreciere a dimensiunilor lucrărilor:

- captarea va fi cu sistem de sifonare și deci nu va pierde apă;

- aducțiunea are circa 10 km și va avea diametrul 400 mm;
- pentru introducerea clorului pentru dezinfectare nu se pierde apă;
- rezervorul va fi de tip construcție pe sol și va avea un volum de minim jumătate din necesarul zilnic de apă;
- rețeaua de distribuție se presupune că se execută din tuburi de fontă de presiune, în lungime totală de 2m/cap locuitor; diametrul mediu al conductelor va fi 200 mm;
- rețeaua de canalizare se va spăla, în general, cu apă din rețeaua de distribuție; lungimea rețelei se consideră egală cu lungimea rețelei de distribuție.

2.5.2. IPOTEZE DE LUCRU

• Pentru pierderi tehnic admisibile (Q_{PT}):

- se consideră că aducțiunea și rețeaua sunt confecționate din tuburi de fontă pentru presiunea de lucru de maximum 4 bari, cu o presiune de încercare de 6 bari; se acceptă ca la presiunea de încercare să se respecte condiția de scădere a presiunii cu 10% din valoarea de încercare în decurs de o oră (deci 0,6 atm/h);

- pentru rezervoare se adoptă două cuve de 7000 m³ fiecare, pentru jumătate din consumul zilnic de 14700 m³, tabelul 1, figura 11; se consideră că se realizează pierdere de apă la limita maximă, realizată la proba de presiune de 0,02 l/m² · zi.

• Pentru consumul tehnologic propriu (Q_{NP}):

- se consideră că aducțiunea se spală anual, prin realizarea unei viteze de curgere a apei de minimum 1,5 m/s pe durata a 15 minute;
- se consideră că țevile rețelei de distribuție se spală anual după următoarea rețetă: păstrarea cu apă de clor, 20-30 mg/l, timp de 3 h; evacuarea apei de clor și spălarea cu viteza de minimum 2 m/s pe durata a 15 minute;
- se consideră că, succesiv, cuvele rezervorului se spală anual după următoarea rețetă: se umple cu apă cu clor, 20-30 mg/l și se păstrează timp de 24 ore; se evacuează apa puternic clorată; se spală cu jet de apă, 2 l/s, timp de 5 minute pentru fiecare m²;
- spălarea rețelei de canalizare se va face cu un echipament special (pompa de înaltă presiune și dispozitiv automat cu jet de curățire); debitul de lucru 360 l/min, viteza de lucru 0,2...1,0 m/s.

DATE DE BAZĂ

C_R = cota necesară construcției de înmagazinare (aprox: $C_R = C_{max. oraș} + Prez. branș. + 10...20m$).

V_R = volumul minim de apă de înmagazinat (aprox: $V_R \approx 50\%$ din necesarul zilnic de apă).

V_C = volumul maxim, rațional al cuvei castelului de apă (aprox. 1000 m³).

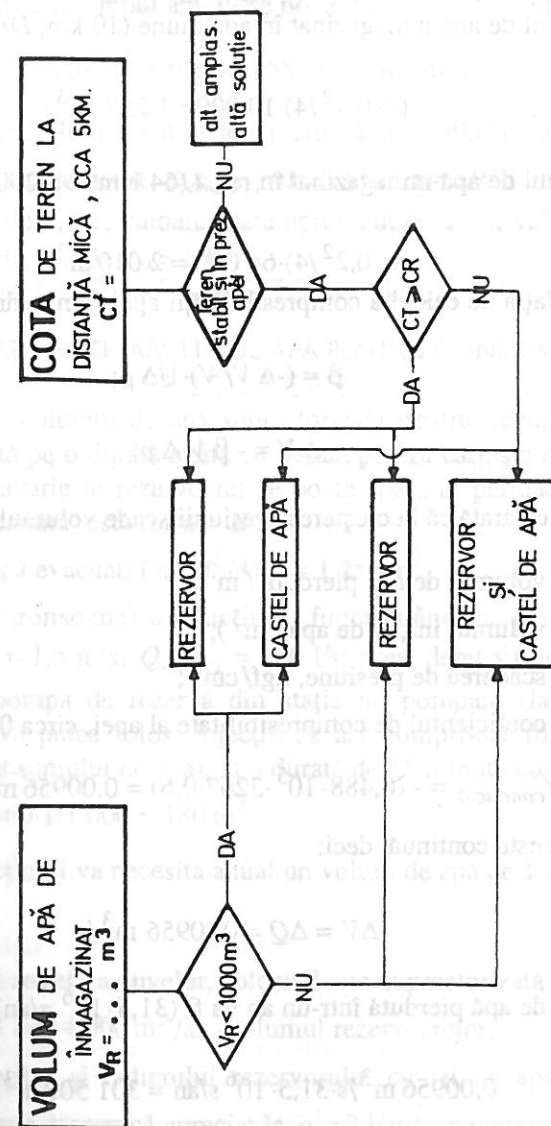


Fig. 11. Schema logică pentru alegerea tipului de construcție de înmagazinare .

2.5.3. EVALUAREA CONSUMULUI DE APĂ PENTRU PIERDERI TEHNIC ADMISIBILE

- **Aducțiune și rețea de distribuție:**

- volumul de apă înmagazinat în aducțiune (10 km, D_n 400):

$$(\pi \cdot 0,4^2 / 4) \cdot 10\,000 = 1\,257 \text{ m}^3;$$

- volumul de apă înmagazinat în rețea (64 Km, D_n 200):

$$(\pi \cdot 0,2^2 / 4) \cdot 64\,000 = 2\,010 \text{ m}^3;$$

- din relația de calcul a compresibilității apei (Iamandi, C., 1986; Cioc, D., 1975):

$$\beta = (-\Delta V / V) \cdot 1 / \Delta p;$$

$$\Delta V = -\beta \cdot V \cdot \Delta p;$$

(semnul minus arată că la creșterea presiunii scade volumul și invers), unde:

ΔV este volumul de apă pierdută (m^3);

V - volumul inițial de apă (m^3);

Δp - scăderea de presiune, kgf/cm^2 ;

β - coeficientul de compresibilitate al apei, circa $0,488 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2 / \text{Kg} \cdot \text{f}$,

rezultă: $\Delta V_{\text{conductă}} = - (0,488 \cdot 10^{-5} \cdot 3267 \cdot 0,6) = 0,00956 \text{ m}^3$.

Pierdere este continuă, deci:

$$\Delta V = \Delta Q = 0,00956 \text{ m}^3 / \text{s}.$$

Volumul de apă pierdută într-un an va fi $(31,5 \cdot 10^6 \text{ s/an})$:

$$0,00956 \text{ m}^3 / \text{s} \cdot 31,5 \cdot 10^6 \text{ s/an} = 301\,500 \text{ m}^3 / \text{an}.$$

- **Rezervorul.** Este format din două cuve de $7\,000 \text{ m}^3$, cuvele sunt cilindrice din beton precomprimat, cu perețele înalt de 6 m: ca atare suprafața totală udată de apă va fi:

$$S = 2 \cdot \pi D^2 / 4 + 2 \cdot \pi DH = 3\,779 \text{ m}^2.$$

Cum la încărcare maximă cu apă ($H = 6 \text{ m}$), la proba de încercare se pierde $0,02 \text{ l/m}^2 \cdot \text{zi}$ rezultă că în timpul anului se poate pierde maximum:

$$3\,779 \cdot 0,02 \cdot 365 \text{ zile} \cdot 1/1\,000 = 27\,588 \text{ m}^3 / \text{an}.$$

Va rezulta deci un volum anual de apă pierdută de $329\,087 \text{ m}^3 / \text{an}$ sau raportat la volumul de apă aprovizionat ($Q_{\text{med zi}} = 10\,728 \text{ m}^3 / \text{zi} = 3,915 \cdot 10^6 \text{ m}^3 / \text{an}$) un procent de pierderi de 8,4%; valoarea este apropiată de 10%, valoare apreciată în aplicație prin coeficientul $K_p = 1,10$.

2.5.4. EVALUAREA NECESARULUI DE APĂ PENTRU CONSUM PROPRIU

- **Aducțiunea.** Volumul de apă supraclorizată pentru dezinfectare (aducțiunea poate fi oprită pe o durată egală cu durată pentru care s-a constituit și se asigură rezerva de avarie în rezervoare; se poate spăla în perioada de consum redus, primăvara, toamna) este format din:

- volumul de apă evacuat: $(\pi \cdot D^2 / 4) \cdot L = 1\,256 \text{ m}^3$;

- spălarea (pe tronsoane) a aducțiunii funcționând cu 1,5 m/s timp de 15 minute: $v = 1,5 \text{ m/s}$, $Q_{\text{med zi}} = 200 \text{ l/s}$; acest debit va putea fi realizat folosind și pompa de rezervă din stația de pompare (la o amenajare adecvată se va putea folosi injecția de aer comprimat fiind posibilă o reducere a consumului de apă); la o durată de 15 minute consumul de apă va fi: $200 \cdot 15 \cdot 60 \cdot 1/1\,000 = 180 \text{ m}^3$.

Întreținerea aducțiunii va necesita anual un volum de apă de $1\,436 \text{ m}^3 / \text{an}$.

- **Rezervoare:**

- dezinfectarea anuală a cuvelor, folosind apa supraclorizată se face cu un volum de apă de $14\,000 \text{ m}^3 / \text{an}$ (volumul rezervoarelor);
- spălarea pereților și radierului rezervorului cu jet de apă (eventual și curățire cu peria mecanică apreciat la $q_s = 2 \text{ l/m}^2$, pe durată de 5 minute, conduc la necesarul de apă $S \cdot q_s$:

$$2 \cdot \pi \cdot D^2 / 4 + 2 \cdot \pi DH = 3\,779 \text{ m}^2;$$

$$V = S \cdot q_s \cdot t = 3\,779 \text{ m}^2 \cdot 2 \text{ l/m}^2 \cdot 5 \cdot 60 \cdot 1/1\,000 = 2\,267 \text{ m}^3,$$

Rezultă că spălarea rezervorului necesită anual $14\,000 + 2\,267 = 16\,267 \text{ m}^3$ apă.

• **Rețeaua de distribuție** (se lucrează pe tronsoane de 500 m). Volumul necesar de apă este format din:

- apa pentru dezinfectare $2\,010 \text{ m}^3$;
- apa pentru spălare ($V \geq 2 \text{ m/s}$, $t = 15 \text{ minute}$); pentru diametrul de 200 mm se apreciază un debit de 60 l/s necesarul de apă ($64\,000/500 = 128$ tronsoane) $128 \text{ tronsoane} \cdot 60 \text{ l/s} \cdot 15 \cdot 60 \cdot 1/1\,000 = 6\,912 \text{ m}^3$, deci pentru toată rețeaua un volum de circa $8\,922 \text{ m}^3/\text{an}$.

• **Rețeaua de canalizare.** Folosind un utilaj de spalare automată, de tip VOMA, utilaj care în medie utilizează 6,0 l/s (la circa 50-120 atm) și cu o viteză de avansare de 0,5 m/s rezultă:

$$64\,000 \text{ m} / 0,5 \text{ m/s} \cdot 6 \text{ l/s} \cdot 1/1\,000 = 768 \text{ m}^3/\text{an}.$$

Rezultă că necesarul de apă pentru nevoi tehnologice proprii este:

- spălare aducțiune $1\,436 \text{ m}^3$;
- spălare rezervoare $16\,267 \text{ m}^3$;
- spălare rețea distribuție $8\,922 \text{ m}^3$;
- spălare rețea canalizare 768 m^3 ;

TOTAL: $27\,393 \text{ m}^3/\text{an}$.

Exprimat procentual față de cantitatea de apă livrată, cu medie zilnică ($Q_{med\,zi} = 10\,728 \text{ m}^3/\text{zi} = 3,915 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an}$) rezultă 0,7%. Valoare este mai mică decât cea adoptată în aplicație prin sporul de 2%. Nu sunt cuprinse însă pierderile (nu risipa) de apă din rețelele interioare de distribuție.

Capitolul 3

DIMENSIONAREA CAPTĂRII

3.1. DIMENSIONAREA CAPTĂRII PENTRU VARIANTA 1 - CAPTARE DIN STRAT FREATIC

3.1.1. ELEMENTELE HIDROGEOLOGICE, DE CALCUL ALE STRATULUI ACVIFER

Conform temei sunt cunoscute (v. fig. 6):

- grosimea statului de apă măsurată $H_m = 8,70 \text{ m}$;
- poziția nivelului hidrostatic 2,80 sub nivelul terenului;
- înălțimea precipitațiilor în zonă:

$$N_m = 800 \text{ mm}, N_{min} = 600 \text{ mm};$$

- curba medie de pompare (curba puțului) exprimând relația între denivelarea s și debitul pompat Q :

$$s = 0,06 Q + 0,036 Q^2 \text{ (cu } s \text{ în m și } Q \text{ în l/s);}$$

- coeficientul Darcy, $k = 43,2 \text{ m/zi}$.

3.1.2. DETERMINAREA ELEMENTELOR DE BAZĂ PENTRU DIMENSIONAREA CAPTĂRII

Grosimea stratului de apă, H . Se poate calcula ca grosime minimă a stratului de apă corectând valoarea măsurată (H_m) cu raportul precipitațiilor:

$$H = H_m \cdot N_{min} / N_m = 8,70 \cdot 600 / 800 = 6,50 \text{ m}.$$

Dacă sunt studii aprofundate se poate alege valoarea grosimii minime a coloanei de apă, măsurată pe durata de minimum un an, funcție de asigurarea de

calcul normată; când sunt măsurători de durată este cel mai indicat mod de apreciere.

Se mai poate lua, expeditiv, înălțimea măsurată din care se scade 1,00 m.

S-a optat pentru valoarea $H = 6,50$ m.

Determinarea mărimii și direcției pantei piezometrice a apei în strat (i). Cu metode analitice sau grafice se determină pentru fiecare stație de lucru direcția de curgere a apei. S-a aplicat metoda grafo-analitică, figura 12.

Se desenează, la scară, poziția forajelor de studiu și se caută pe cele trei laturi punctele de aceeași cotă (echidistanța se alege astfel ca pe desen să poată fi reprezentate cel puțin două linii de aceeași cotă. Prin punctele de aceeași cotă se duce câte o linie dreaptă. În ipoteza că suprafața este plană (distanțele sunt mici) aceste drepte reprezintă *hidroizohipsele*. Se desenează perpendiculara pe aceste drepte și după mărimea cotei rezultă direcția de curgere și valoarea pantei curentului din raportul echidistanțe/distanțe între două curbe vecine ($\Delta h/\Delta L$). Rezultă la stația 1 panta 1,2%, iar la stația 2 panta de 1,26%.

Determinarea debitului maxim (capabil) al puțului (fig. 12). Se aplică metoda grafo-analitică.

Pe un grafic, la scară convenabilă, se desenează:

- curba de pompare $q = f(s)$, după curba dată:

$$s = 0,06 q + 0,036 q^2;$$

- curba debitului maxim al forajului astfel ca să nu fie depășită viteza admisibilă de neînnisipare (v_a):

$$q = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot (H - s) \cdot v_a;$$

- se alege diametrul forajului ($2r$) 8"3/4 (200 mm), iar viteza admisibilă cu relația cunoscută și acceptată,

$$v_a = k^{0,5} / 15 = 0,0015 \text{ m/s};$$

- se poate calcula debitul maxim (capabil) al puțului pentru denivelare nulă:

$$q_{\max} = 2\pi r \cdot H_m \cdot v_a = 8,19 \text{ l/s};$$

- din grafic rezultă că se poate obține debitul:

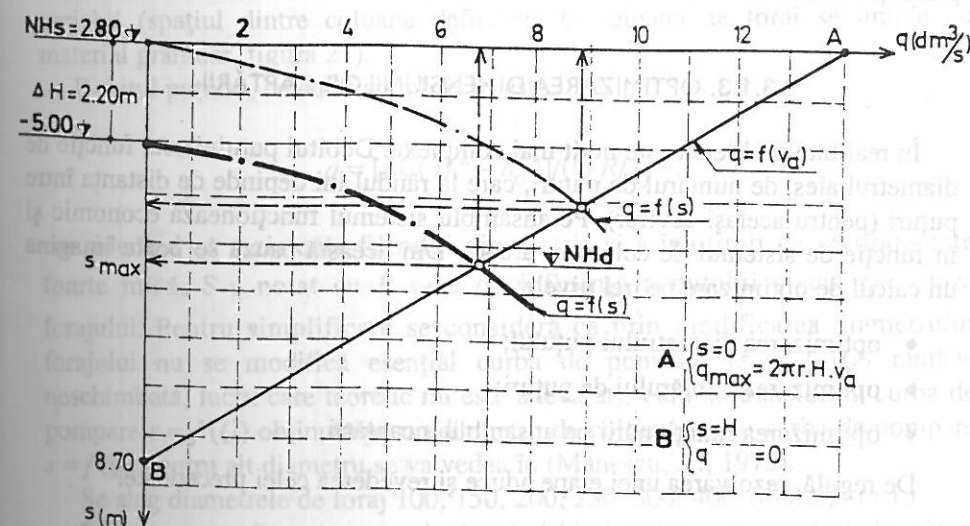
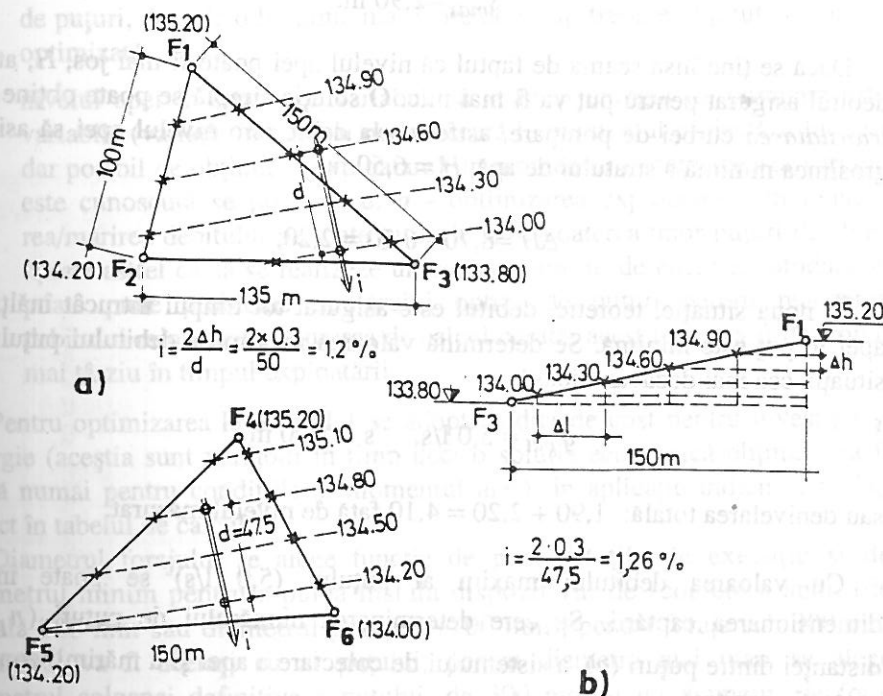


Fig. 12. Determinarea pantei curentului de apă subterană (a) și a debitului maxim al puțului (b).

$$q_{put} = 6,4 \text{ l/s};$$

$$s_{max} = 2,90 \text{ m}.$$

Dacă se ține însă seama de faptul că nivelul apei poate fi mai jos, H , atunci debitul asigurat pentru puț va fi mai mic. O soluție simplă se poate obține prin *translatarea* curbei de pompare, astfel ca la debit zero nivelul apei să asigure grosimea minimă a stratului de apă, $H = 6,50 \text{ m}$.

$$\Delta H = 8,70 - 6,50 = 2,20.$$

În noua situație, teoretic, debitul este asigurat tot timpul întrucât înălțimea apei în puț este minimă. Se determină valoarea maximă a debitului puțului în situația cea mai dezavantajoasă:

$$q_{put} = 5,0 \text{ l/s}, \quad s = 1,90 \text{ m}$$

sau denivelarea totală: $1,90 + 2,20 = 4,10$ față de nivelul măsurat.

Cu valoarea debitului maxim al puțului ($5,0 \text{ l/s}$) se poate începe dimensionarea captării. Se cere determinarea numărului de puțuri (n_p), a distanței dintre puțuri (a), a sistemului de colectare a apei și a mărimii zonei de protecție sanitară.

3.1.3. OPTIMIZAREA DIMENSIUNILOR CAPTĂRII

În realitate problema este mult mai complexă. Debitul puțului este funcție de diametrul ales, de numărul de puțuri, care la rândul lui depinde de distanța între puțuri (pentru același acvifer). Pe ansamblu sistemul funcționează economic și în funcție de sistemul de colectare a apei. Din această cauză se poate imagina un calcul de optimizare pe trei nivele:

- optimizarea diametrului puțului;
- optimizarea numărului de puțuri;
- optimizarea funcționării pe ansamblu a captării.

De regulă, rezolvarea unei etape aduce și revederea celei precedente.

3.1.3.1. Optimizare la nivelul 1. Sunt două elemente care complică la un moment dat alegerea corectă a unei soluții:

- debitul maxim al puțului este funcție de diametrul puțului; un diametru mic de foraj costă mai puțin dar debitul pe puț este mic și pentru a capta același debit, necesar beneficiarului, va fi nevoie de un număr mai mare de puțuri, deci de o lungime mai mare de foraj; trebuie obținută o soluție optimizată;
- nivelul apei în strat este variabil; ca atare și energia de pompare este variabilă (variație în general necunoscută la momentul proiectării lucrării dar posibil de obținut în exploatare); în momentul în care această variație este cunoscută se poate face: *a* - optimizarea exploatarei prin reducerea/mărirea debitului pe toate puțurile, *b* - scoaterea unor puțuri din funcțiune astfel ca să se realizeze un consum minim de energie; totodată se poate pune problema numărului optim de puțuri pentru realizarea debitului minim cu asigurarea de calcul cerută; acest nivel va fi dezvoltat mai târziu în timpul exploatarei.

Pentru optimizarea la nivelul 1 se adoptă indici de cost pentru investiție și energie (aceștia sunt variabili în timp deci o soluție economică obținută va fi bună numai pentru condițiile și momentul ales); în aplicație indicii sunt dați direct în tabelul de calcul.

Diametrul forajului se alege funcție de posibilitățile de execuție și de diametrul minim pentru a putea instala dispozitivul de scoatere a apei, (de regulă 200 mm sau diametrul pompei $+100 \text{ mm}$); pentru foraje sub 300 mm diametrul va fi același cu al puțului; pentru diametre mai mari se alege diametrul coloanei definitive a puțului, de 300 mm și un diametru de foraj variabil (spațiul dintre coloana definitivă și coloana de foraj se umple cu material granular, figura 21).

Debitul puțului, calculat simplificat, este:

$$q = [\pi k (H^2 - h_o^2)] / (\ln R / r_f),$$

considerând că rezistența filtrului din pietriș și a înălțimii de izvorâre este foarte mică. S-a notat cu R raza de influență a puțului și cu r_f - raza forajului. Pentru simplificare se consideră că prin modificarea diametrului forajului nu se modifică esențial curba de pompare ($s = f(Q)$ rămâne neschimbată, lucru care teoretic nu este adevărat); cum se transformă curba de pompare $s = f(Q)$ obținută pe un diametru de coloană într-o curbă de pompare $s = f(Q)$ pentru alt diametru se va vedea în (Mănescu, A., 1975).

Se alege diametrele de foraj $100, 150, 200, 250, 300, 400, 500$, figura 13.

Pentru aceste diametre se calculează debitul puțului și numărul de puțuri necesare (n_p):

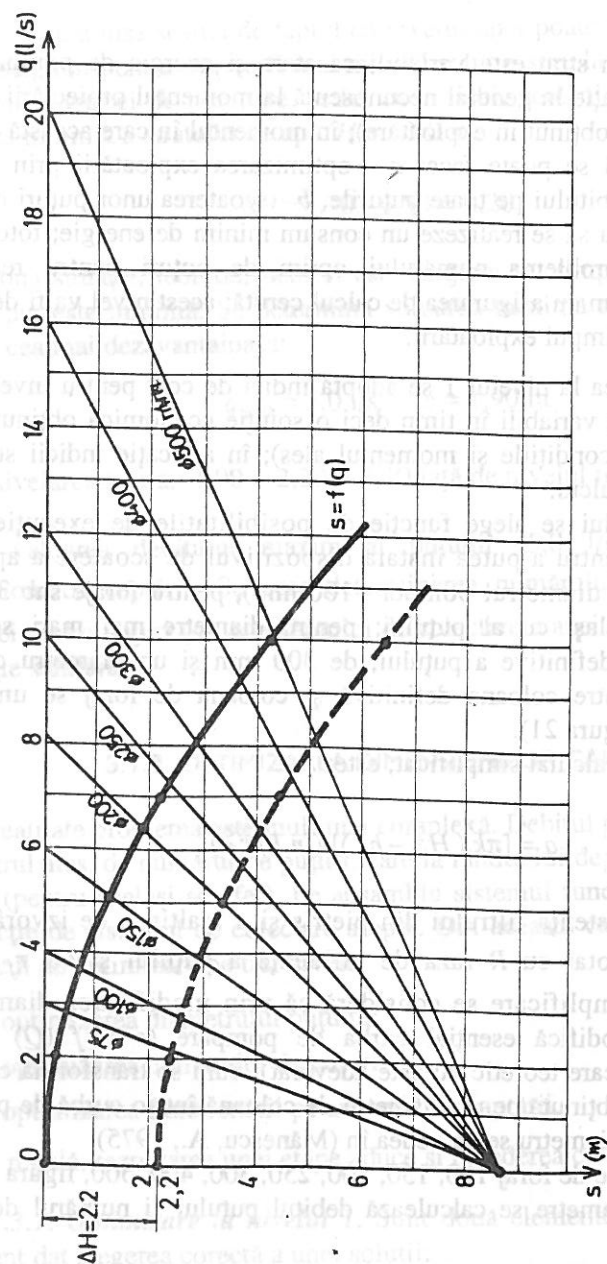


Fig. 13. Influența razei puțului asupra debitului puțului în strat freatic.

$$n_p = Q_I / q_{put}$$

Se cunoaște lungimea totală de foraj:

$$L_f = n_p \cdot (H_m + 2,80) = n_p \cdot 10,5 \text{ m}$$

și deci costul investiției (I).

Se poate determina poziția nivelului apei (NH_d) și deci se poate calcula costul energiei (C_e) sporul de energie față de varianta de bază (varianta deja evaluată).

Pentru ușurință calculul este făcut sintetic în tabelul 2.

Tabelul 2

Determinarea diametrului optim al puțului

Nr. crt.	Diametrul forajului [mm]	Diametrul puțului [mm]	Debitul puțului q_{put} [l/s]	Numărul puțurilor n_p	Lungimea forajului L_f [m]	Costul specific α [10^6 lei/m]
0	1	2	3	4	5	6
1.	75	75	2,8	60	630	0,12
2.	100	100	3,7	45	471	0,15
3.	150	150	5,1	33	342	0,18
4.	200	200	6,4	26	272	0,20
5.	250	250	7,3	23	240	0,28
6.	300	300	8,2	21	212	0,32
7.	400	300	9,3	18	187	0,45
8.	500	300	10,2	17	171	0,55

Tabelul 2 (continuare)

Nr crt.	Costul forajului I [10^6 lei]	Inv. anuală [10^6 lei]	Denivelare s [m]	Costul energiei [10^6 lei]	Costul total [10^6 lei]	Obs.
0	7	8	9	10	11	12
1.	675	45	0,5	2,10	47,10	
2.	520	34,7	0,8	3,49	38,20	
3.	391	26,1	1,3	5,7	31,8	
4.	314	21,0	1,9	8,30	29,3	
5.	297	19,8	2,3	10	29,80	
6.	278	18,5	2,8	12,2	30,7	
7.	264	17,6	3,7	16,1	33,7	
8.	264	17,6	4,3	18,7	36,3	

Din motive constructive, pentru ușurința amlasării pompei în puț, se alege diametrul forajului $d_f = 2r_f = 200$ mm.

Soluția optimă este dată de costul total anual, format din costul de investiție și costul energiei. Sintetic, valorile de bază din tabel sunt:

$$Q_I = 166 \text{ l/s}; q_{unic} = \pi d_f \cdot H \cdot v_a = 40 \text{ d}; I = (10 \cdot n + L_f \cdot \alpha) (10^6 \text{ lei});$$

$$C_e = 4,36 \text{ s} (10^6 \text{ lei/an}); L_f = n_p \cdot 10,5 \text{ (m)}.$$

Soluția optimă este deci o captare cu 26 puțuri de 200 mm diametru.

Rezultă că se poate adopta soluția cu 26 puțuri cu diametrul de 200 mm.

3.1.3.2. Optimizare la nivel 2 (Mănescu, A., 1975; Trofin, P., 1983; Zamfirescu, F., 1997).

Se calculează distanța între puțuri:

$$a = L/n_p,$$

unde L este lungimea frontului calculată ca raport între debitul necesar și debitul unitar al frontului, q_{lm} , pentru grosimea minimă a straturii:

$$q_{lm} = (1H)(k \cdot i) = 6,5 \cdot 43,2 \cdot 0,022 = 6,17 \text{ m}^3/\text{zi} \cdot \text{m} = 0,071 \text{ l/s} \cdot \text{m};$$

$$L = 166 / 0,071 = 2338 \text{ m}$$

și deci:

$$a = 2338 / 26 = 90 \text{ m};$$

Aprecierea razei de influență (R) se face cu formula Sichardt:

$$R = 3000 \cdot s \cdot k^{0,5} = 3000 \cdot 1,9 \cdot 0,0005^{0,5} = 127 \text{ m},$$

Cum puțurile sunt așezate la o distanță mai mică decât $2R$ (255 m), este sigur că se va produce o influență între ele (fig. 14).

Influența, între puțurile funcționând simultan, se traduce prin două efecte:

- debitul puțurilor nu este egal; cu cât sunt mai multe și mai apropiate cu atât debitul puțului aflat spre centrul șirului este mai redus, dacă puțurile sunt obligate să funcționeze la același nivel hidrodynamic ($s = s_{max}$ din motive de neînșisipare); ca atare:

$$\sum q_{i \text{ puțuri}} < n_p \cdot q_{puț};$$

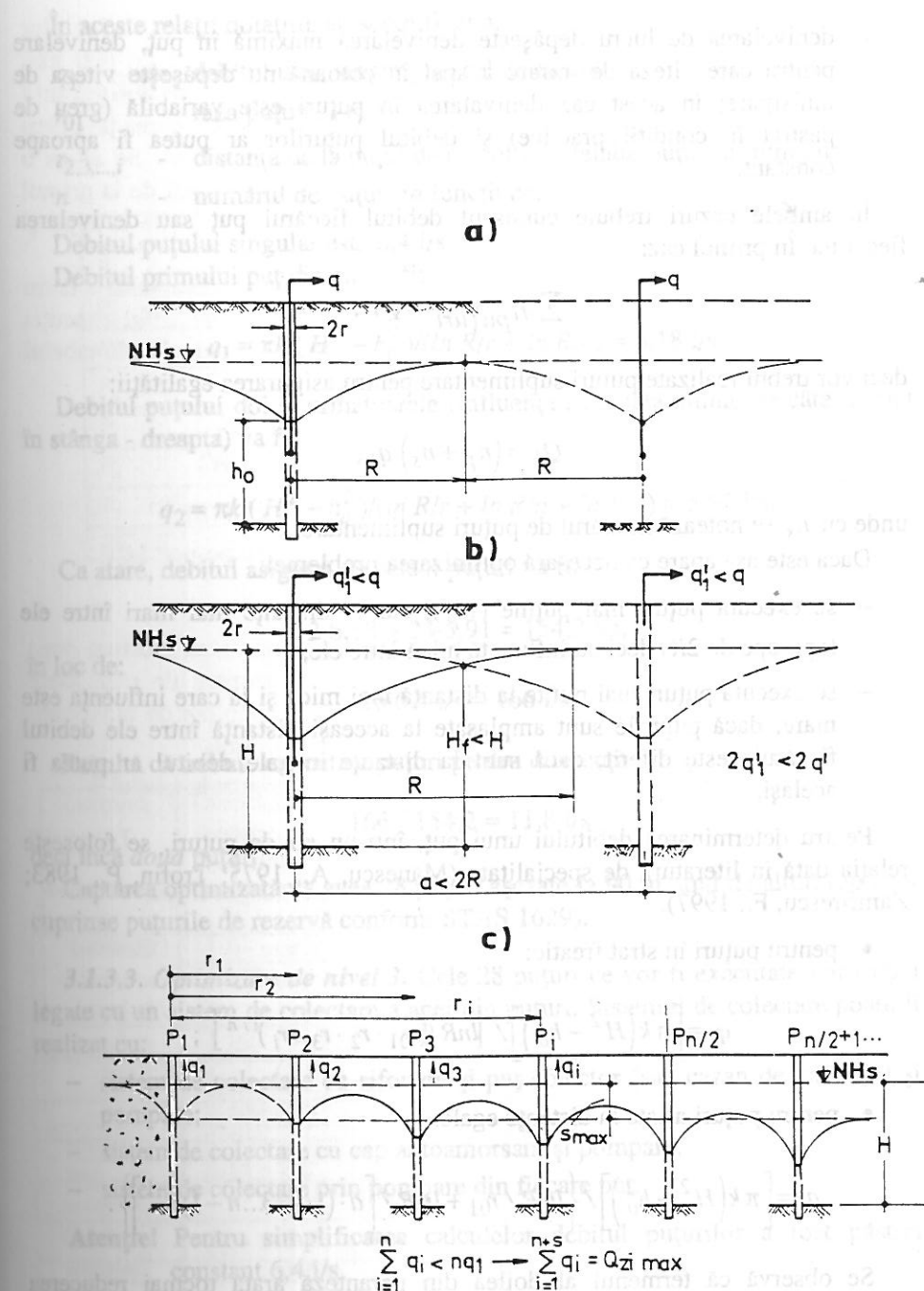


Fig. 14. Influența grupului de puțuri asupra debitului puțului; (a) puț neinfluențat; (b) 2 puțuri ce se influențează; (c) șir de puțuri.

- denivelarea de lucru depășește denivelarea maximă în puț, denivelare pentru care viteza de intrare a apei în coloană nu depășește viteza de înnisipare; în acest caz denivelarea în puțuri este variabilă (greu de păstrat în condiții practice) și debitul puțurilor ar putea fi aproape constant.

În ambele cazuri trebuie cunoscut debitul fiecărui puț sau denivelarea fiecăruia. În primul caz:

$$\sum q_{i \text{ puțuri}} = Q_I,$$

deci vor trebui realizate puțuri suplimentare pentru asigurarea egalității:

$$Q_I = (n_p + n_s) q_1,$$

unde cu n_s se notează numărul de puțuri suplimentare.

Dacă este așa apare ca necesară optimizarea problemei:

- se execută puțuri mai puține (n_p), dar la distanțe mai mari între ele (aproape de $2R$) deci cu influență mică între ele;
- se execută puțuri mai multe la distanță mai mică și la care influența este mare; dacă puțurile sunt amplasate la aceeași distanță între ele debitul fiecăruia este diferit, dacă sunt la distanțe inegale debitul ar putea fi același.

Pentru determinarea debitului unui puț, într-un șir de puțuri, se folosește relația dată în literatura de specialitate (Mănescu, A., 1975; Trofin, P., 1983; Zamfirescu, F., 1997).

- pentru puțuri în strat freatic:

$$q_1 = \left[\pi k (H^2 - h_o^2) \right] / \left[\ln R / (r_{01} \cdot r_2 \cdot r_3 \dots r_i)^{1/n} \right];$$

- pentru puțuri aflate la distanțe egale:

$$q_1 = \left[\pi k (H^2 - h_o^2) \right] / \left\{ \ln R / r_{01} + \ln R / \left[a \cdot (1 \cdot 2 \cdot 3 \dots n - 1)^{n-1} \right] \right\}.$$

Se observă că termenul al doilea din paranteză arată tocmai reducerea debitului puțului funcționând în grup de puțuri.

Pentru un calcul corect trebuie luați atâția termeni câți sunt necesari pentru a respecta relația $r_i \cdot R$.

În aceste relații notațiile au semnificația:

- q_1 este debitul unui singur puț, cel de calcul;
- r_{01} - raza puțului (r_p);
- $r_{2,3,\dots,i}$ - distanța de la puțul de calcul la celelalte puțuri în funcțiune;
- n - numărul de puțuri în funcțiune.

Debitul puțului singular este 6,4 l/s.

Debitul primului puț din șir va fi:

$$q_1 = \pi k (H^2 - h_o^2) / (\ln R/r + \ln R/a) = 6,18 \text{ l/s.}$$

Debitul puțului doi și următoarele (influența este dată numai de câte un puț în stânga - dreapta) va fi:

$$q_2 = \pi k (H^2 - h_o^2) / (\ln R/r + \ln R/a + \ln R/a) = 5,91 \text{ l/s.}$$

Ca atare, debitul asigurat de cele n puțuri va fi:

$$2 \cdot 6,18 + 24 \cdot 5,91 = 154,2 \text{ l/s,}$$

în loc de:

$$26 \cdot 6,4 \text{ l/s} = 166 \text{ l/s.}$$

Rezultă că trebuie executate puțuri pentru diferență

$$166 - 154,2 = 11,8 \text{ l/s}$$

deci încă două puțuri.

Captarea optimizată va avea 28 puțuri așezate la 90 m unul de altul, (nu sunt cuprinse puțurile de rezervă conform STAS 1629).

3.1.3.3. Optimizare de nivel 3. Cele 28 puțuri ce vor fi executate vor trebui legate cu un sistem de colectare a apei din puțuri. Sistemul de colectare poate fi realizat cu:

- sistem de colectare cu sifonare și puț colector (sau cazan de vacuum) și pompare;
- sistem de colectare cu cap autoamorsant și pompare;
- sistem de colectare prin pompare din fiecare puț.

Atenție! Pentru simplificarea calculelor debitul puțurilor a fost păstrat constant 6,4 l/s.

Colectare prin sifonare și puț colector. Captarea este organizată simetric, din motive tehnologice, și realizată din patru ramuri, legate la conducta de

sifonare. Apa din puț este pompată la rezervor. Pentru compararea variantelor se pastrează lungimea aducțiunii, $L = 3\,500\text{ m}$, cu diametrul de 600 mm (nedimensionat economic; $V = 0,6\text{ m/s}$, $i = 0,0006$). Din motive de siguranță și ușurință în exploatare se realizează gruparea puțurilor și legarea pe grupe la conducte colectoare, figura 15,a. Rezultă și schema de calcul. Se alege o viteză de dimensionare de ordinul $0,4\ldots 0,8\text{ m/s}$ cu creșterea valorii de la primul spre ultimul puț. Calculele sunt făcute sistematic în tabelul 3. Se adaugă și aducțiunea, pentru determinarea cotelor piezometrice.

Vacuumul maxim pe sifon este de $7,37\text{ m}$ aproape acceptabil pentru funcționare (în mod practic nu ar trebui să depășească $6\ldots 7\text{ m}$ altfel execuția devine foarte costisitoare). Costul sistemului de sifonare este calculat, în tabelul 3, cu costurile unitare pentru:

- conducte - $c = 800\text{ Dn (mm)}$ (lei/m)
- stație pompare - $I_P = 3 \cdot 10^6$ (lei/kW)
- cost energie - $e = 180$ (lei/kWh)
- cota de amortisment pentru conducte 1/30, pentru pompe 1/10
- randamentul pompelor $\eta = 0,7$

Colectare prin sifonare cu cap autoamorsant. Calculele s-au efectuat după aranjamentul din figura 15,b, o așezare simetrică cu grupare de câte șapte puțuri. Se adoptă panta conductei de 1‰ și un grad de umplere de maximum $0,8$. Calculul se face sistematic în tabelul 5.

Costul sistemului, folosind aceiași indici de cost, este prezentat în tabelul 6.

Tabelul 3

Dimensionare conducte de legatură la sistem cu sifonare simplă

Tronsonul	Lungimea tronsonului $L\text{ [m]}$	Debitul $Q\text{ [l/s]}$	Viteza $v\text{ [m/s]}$	Diametrul nominal $Dn\text{ [mm]}$
1	2	3	4	5
$P_1 - P_2$	90	6,4	0,53	125
$P_2 - P_3$	90	12,8	0,70	150
$P_3 - P_4$	90	19,2	0,61	200
$P_4 - P_5$	90	25,6	0,80	200
$P_5 - P_6$	90	32,0	0,67	250
$P_6 - P_7$	90	38,4	0,78	250
$P_7 - PC$	$7,5 \cdot 90 = 675$	44,8	0,64	300
$PC - R$	3500	166	0,6	600

Tabelul 3 (continuare)

Tronsonul	Panta piezometrică i	Pierdere de sarcină $h_i = i \cdot l$ [m]	Cote piezometrice	
			P_i	P_{i+1}
1	6	7	8	9
$P_1 - P_2$	0,004	0,36	131,3	130,94
$P_2 - P_3$	0,0057	0,51	130,94	130,43
$P_3 - P_4$	0,0028	0,25	130,43	130,18
$P_4 - P_5$	0,0051	0,46	130,18	129,72
$P_5 - P_6$	0,0025	0,22	129,72	129,50
$P_6 - P_7$	0,0035	0,32	129,50	129,18
$P_7 - PC$	0,0017	1,15	129,18	128,03
$PC - R$	0,0006	2,1	128,03	140

$\Delta H = 14,07\text{ m}$

Tabelul 4

Valoarea costului lucrărilor sistemului de sifonare clasică

Lucrarea	Diametrul conductei $Dn\text{ [mm]}$	Lungimea conductei l	Costul unitar [10^6 lei/m]	Costul de investiții [10^6 lei]	Costul anual [10^6 lei]	Obs.
Conducte de legatură	150	$4 \cdot 90 = 360$	0,12	43,2	1,44	1/30
	125	$4 \cdot 90 = 360$	0,10	36	1,20	
	200	$4 \cdot 180 = 720$	0,16	115,2	3,84	
	250	$4 \cdot 180 = 720$	0,20	144	4,8	
	300	675	0,24	162	5,4	
Aducțiune	600	3500	0,48	1680	56	
Stație de pompare	$P = 33,4\text{ kW}$		3	85	8,5	1/10
Costul energiei	$C_e = 33,4 \cdot 8,760 \cdot 180$				52,6	$\eta = 0,7$

Cost total: $133,78 \cdot 10^6\text{ lei/an}$

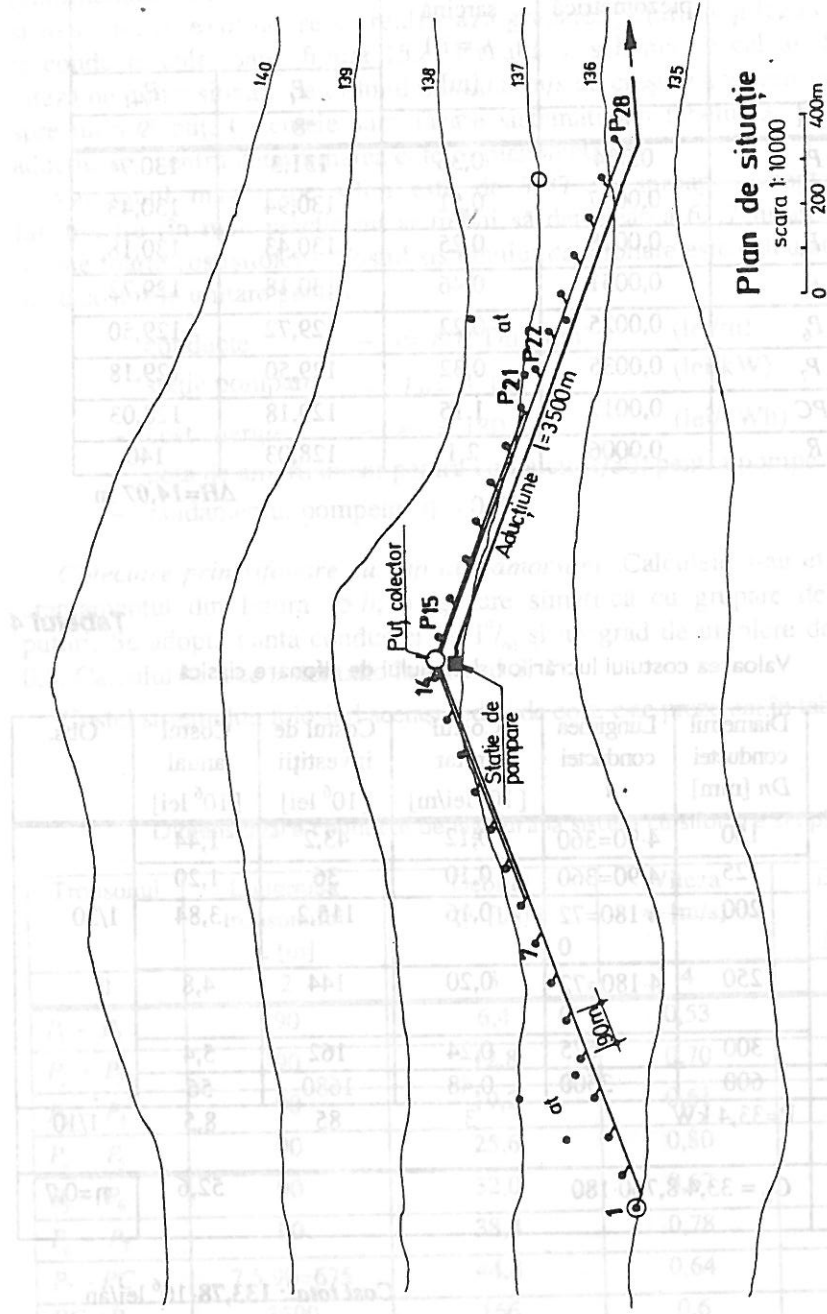


Fig. 15,a - Amplasarea puțurilor la colectarea apei cu sifon și puț colector.

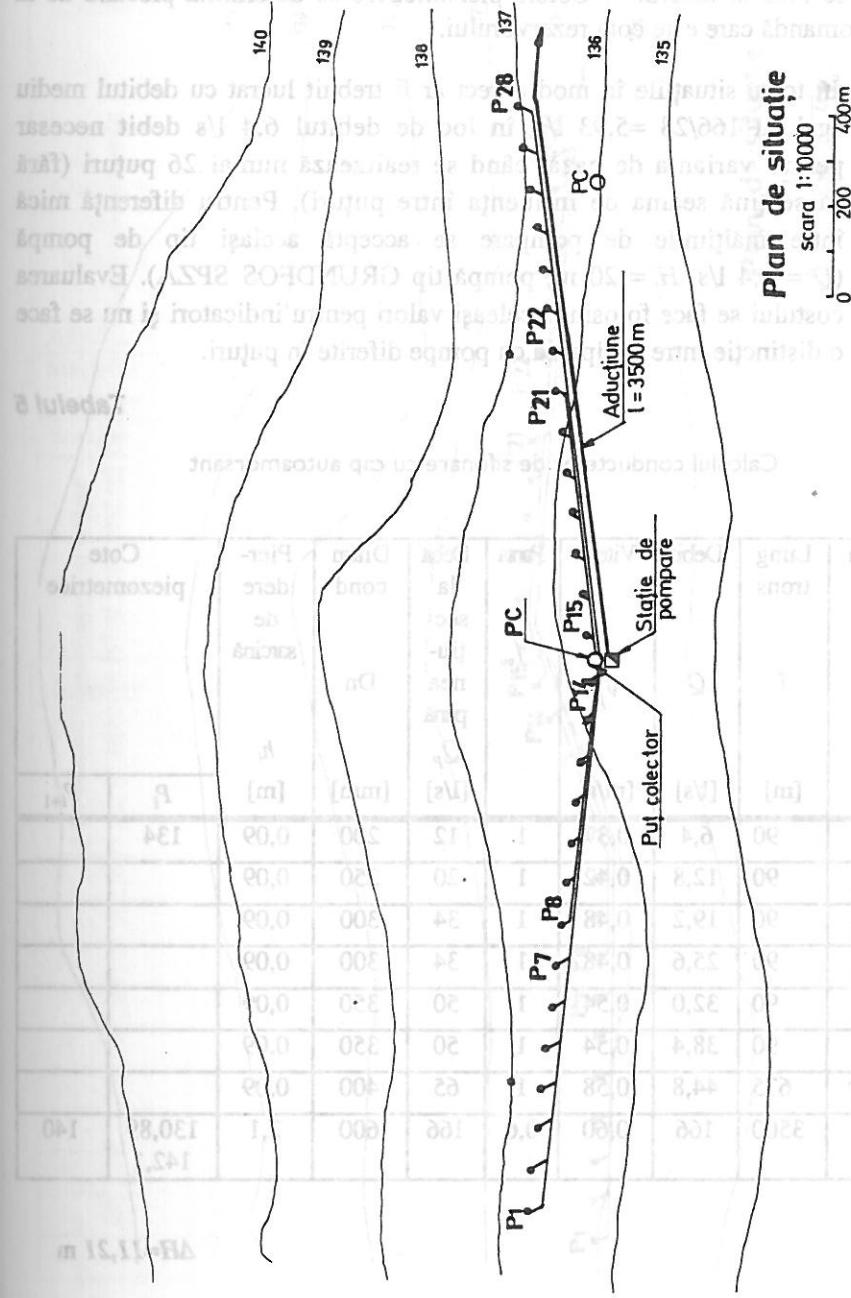


Fig. 15,b - Amplasarea puțurilor la colectarea apei cu sifonare și cap autoamorsant.

Colectare prin pompare din puțuri. Sistemul de legare este cel din figura 15,c și figura 16. Se păstrează legarea în grupări de șapte puțuri la conductă generală de legătură (se poate face și o legare directă a puțurilor la conductă). Calculul se face în tabelul 7. Cotele piezometrice se determină plecând de la cota de comandă care este cota rezervorului.

Notă: În toate situațiile în mod corect ar fi trebuit lucrat cu debitul mediu egal cu $166/28 = 5,93$ l/s, în loc de debitul 6,4 l/s debit necesar pentru varianta de bază, când se realizează numai 26 puțuri (fără să se țină seama de influența între puțuri). Pentru diferență mică între înălțimile de pompare se acceptă același tip de pompă ($Q = 6,4$ l/s, $H = 20$ m, pompă tip GRUNDFOS SPZA). Evaluarea costului se face folosind aceleași valori pentru indicatori și nu se face o distincție între echiparea cu pompe diferite în puțuri.

Tabelul 5

Calculul conductelor de sifonare cu cap autoamorsant

Tronson	Lung trons l [m]	Debit Q [l/s]	Viteza v_p [m/s]	Panta $i \text{ ‰}$	Debit la sec- țiu- nea plină Q_p [l/s]	Diam cond Dn [mm]	Pier- dere de sarcină h_i [m]	Cote piezometrice	
								P_i	P_{i+1}
$P_1 - P_2$	90	6,4	0,37	1	12	200	0,09	134	
$P_2 - P_3$	90	12,8	0,42	1	20	250	0,09		
$P_3 - P_4$	90	19,2	0,48	1	34	300	0,09		
$P_4 - P_5$	90	25,6	0,48	1	34	300	0,09		
$P_5 - P_6$	90	32,0	0,54	1	50	350	0,09		
$P_6 - P_7$	90	38,4	0,54	1	50	350	0,09		
$P_7 - PC$	675	44,8	0,58	1	65	400	0,09		
$PC - R$	3500	166	0,60	0,6	166	600	2,1	130,89 142,1	140

$$\Delta H = 11,21 \text{ m}$$

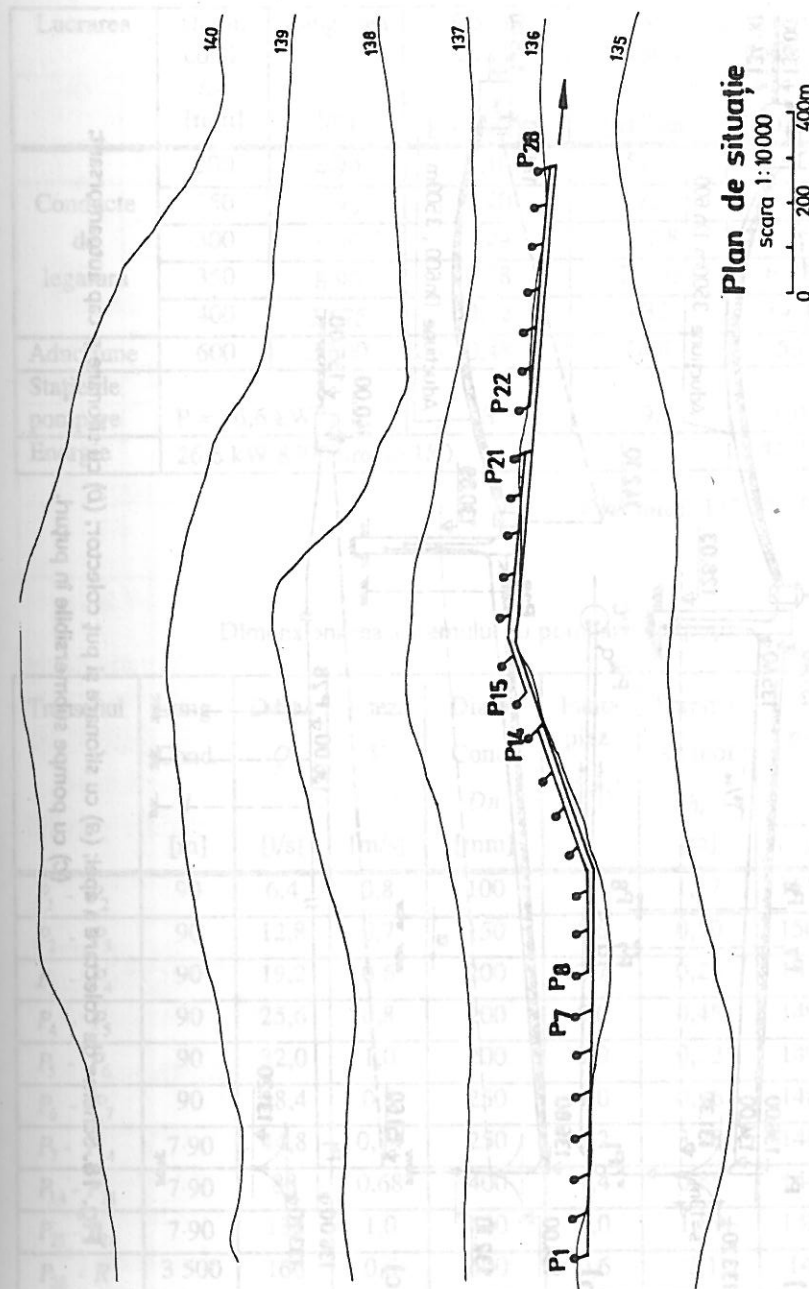


Fig. 15,c - Amplasarea puțurilor la pomparea cu pompe submersibile amplasate în puțuri.

Tabelul 6

Costul sistemului cu cap autoamorsant

Lucrarea	Diam. cond. D_n [mm]	Lungimea l [m]	Costul unitar [10 ⁶ lei/m]	Costul investiției [10 ⁶ lei]	Costul anual [10 ⁶ lei]	Obs.
Conducte de legătură	200	4.90	0,16	57,6	1,92	1/30
	250	4.90	0,20	72	2,40	
	300	8.90	0,24	172,8	5,76	
	350	8.90	0,28	201,6	6,72	
	400	2.675	0,32	432	14,4	
Aducțiune	600	3.500	0,48	1680	56	1/30
Stație de pompare	$P = 26,6 \text{ kW}$		3	79,8	8,0	1/10
Energie	26,6 kW · 8700 ore/an · 180				41,94	-----

Cost total: 137,14 · 10⁶ lei/an

Tabelul 7

Dimensionarea sistemului cu pompare din puțuri

Tronsonul	Lung. Cond. l [m]	Debitul Q [l/s]	Viteza V [m/s]	Diam. Cond. D_n [mm]	Panta piez. i (‰)	Param+ simbol h_r [m]	Cote piezometrice	
							P_i	P_{i+1}
$P_1 - P_2$	90	6,4	0,8	100	13	1,17	151,60	
$P_2 - P_3$	90	12,8	0,7	150	5,6	0,50	150,43	
$P_3 - P_4$	90	19,2	0,6	200	2,7	0,24	149,93	
$P_4 - P_5$	90	25,6	0,8	200	5,0	0,45	149,69	
$P_5 - P_6$	90	32,0	1,0	200	8,0	0,72	149,24	
$P_6 - P_7$	90	38,4	0,8	250	4,0	0,36	148,52	
$P_7 - P_{14}$	7.90	44,8	0,94	250	5,2	3,28	148,16	
$P_{14} - P_{21}$	7.90	88	0,68	400	1,4	0,88	144,88	
$P_{21} - P_{28}$	7.90	132	1,0	400	3,0	1,89	143,99	142,1
$P_{28} - R$	3 500	166	0,6	600	0,6	2,1	142,1	140

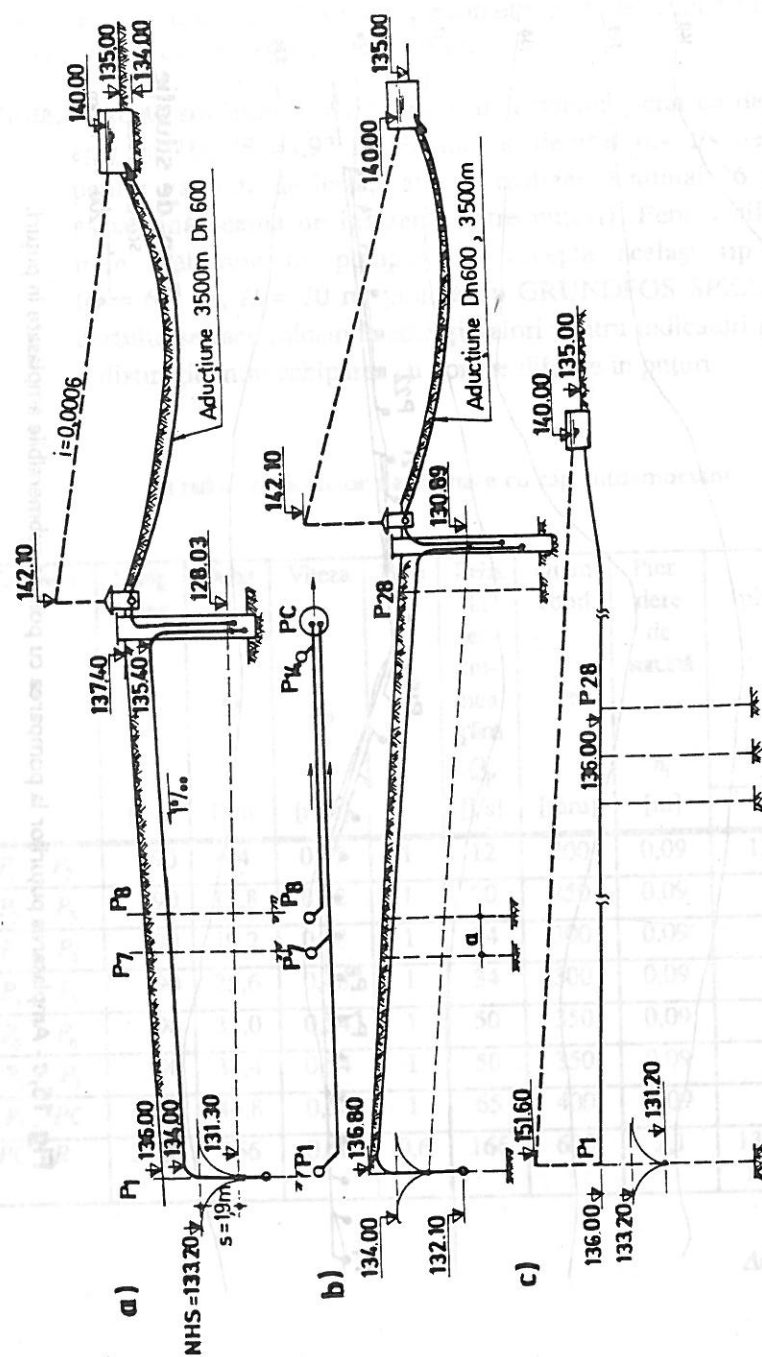
 $\Delta H = 151,6 - 140 = 11,60 \text{ m}$ 

Fig. 16. Scheme de colectare a apei; (a) cu sifonare și puț colector; (b) cu sifonare și cap autoamorsant; (c) cu pompe submersibile în puțuri.

Evaluarea costului lucrărilor este prezentată în tabelul 8.

Tabelul 8

Costul sistemului cu pompare din puțuri

Lucrarea	Diam. cond. D_n [mm]	Lung. cond. l [m]	Costul unitar [10 ⁶ lei/m]	Costul investiție [10 ⁶ lei]	Costul anual [10 ⁶ lei/an]	Obs.
Conducte de legătură	100	4.90	0,08	28,8	0,96	1/30
	150	4.90	0,12	43,2	1,44	
	200	4.3.90	0,16	172,8	5,76	
	250	4.90	0,20	7,2	0,24	
	250	630	0,20	126	4,2	
	400	2.630	0,32	403	13,44	
Aducțiune	600	3500	0,48	1680	56	1/30
Pompe în puțuri	$P = 1,8$ kW, $n = 28,8$		3	151,2	15,1	1/10
Consum energie	$P_i = 1,8 \cdot 28 = 50,4$ kW				79,47	-----

Cost total: 176,61 · 10⁶ lei/an

Analizând costurile totale anuale pe cele trei variante rezultă că varianta cu colectare a apei cu sifonare și puț colector (comparabilă cu aceea folosind cazan de vacuum) este cea mai ieftină: 134 · 10⁶ lei/an. Este suficient de aproape de varianta cu sifonare cu cap autoamorsant: 137 · 10⁶ lei/an.

În cadrul variantei economice se poate face un calcul de detaliu privind alegerea cea mai rațională a conductelor sifonului.

3.2. DIMENSIONAREA CAPTĂRII PENTRU VARIANTA 2 - CAPTARE DIN STRAT SUB PRESIUNE

3.2.1. ELEMENTELE HIDROGEOLOGICE ALE STRATULUI ACVIFER

Conform temei, sunt cunoscute (v. fig. 6,b):

- grosimea stratului de apă $M = 10$ m;
- poziția nivelului hidrostatic, $NH_s = -12$ m;
- poziția statului acvifer, între cotele 45... 57 sub cota terenului natural;
- relația debit-denivelare $s = 0,21q$ (s în m și q în l/s);
- mărimea și direcția pantei piezometrice, $i = 0,008$;

- elementele pentru determinarea coeficientului Darcy, k , sunt date în tabelul de mai jos.

Determinarea coeficientului de permeabilitate Darcy, k .

Debitul q [l/s]	Denivelarea s [m]	Denivelarea în puțul de observație s_1 [m]
2	0,42	0,15
5	1,05	0,45
10	2,1	0,84

Distanța între foraje $a = 10$ m, $\phi_{foraj} = 10''3/4$.

Din literatură (Trofin, P., 1983; Mănescu, A., 1975) este cunoscută relația de determinare a coeficientului k folosind măsuratori pe teren (v. fig. 6,b).

$$k = (q \cdot \ln a/r) / 2\pi M (h - h_0).$$

De unde rezultă:

$$-k_1 = 0,58 \cdot 10^{-3} \text{ m/s;}$$

$$-k_2 = 0,61 \cdot 10^{-3} \text{ m/s;}$$

$$-k_2 = 0,52 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

sau valoarea medie: $\sum k_i / 3 = 50 \text{ m/zi} \approx 0,58 \text{ m/s.}$

Determinarea debitului maxim al puțului. Aplicând metoda grafo-analitică rezultă, din figura 17, că debitul este în funcție de diametrul puțului.

Optimizarea diametrului puțului. La fel ca în cazul puțurilor în strat freatic, se poate pune problema optimizării diametrului puțului. Se aplică același procedeu: optimizarea valorilor costurilor totale anuale (pentru investiție și costul energiei).

Evaluarea costurilor se face după următorii indici de cost:

- lungimea forajelor $L_f = n_p \cdot H_f$
- cost foraj + definitivare $(10 \cdot 10^6 + L_f \cdot \alpha)$;
- costul specific α este dat în tabel de calcul (tab. 9);
- costul energiei de pompare $e = 180 \text{ lei/kW} \cdot \text{h}$;
- funcționare continuă, 8 760 ore/an;
- durata de recuperare a investiției 30 ani;
- randamentul mediu al pompelor în sistem $\eta = 0,70$.

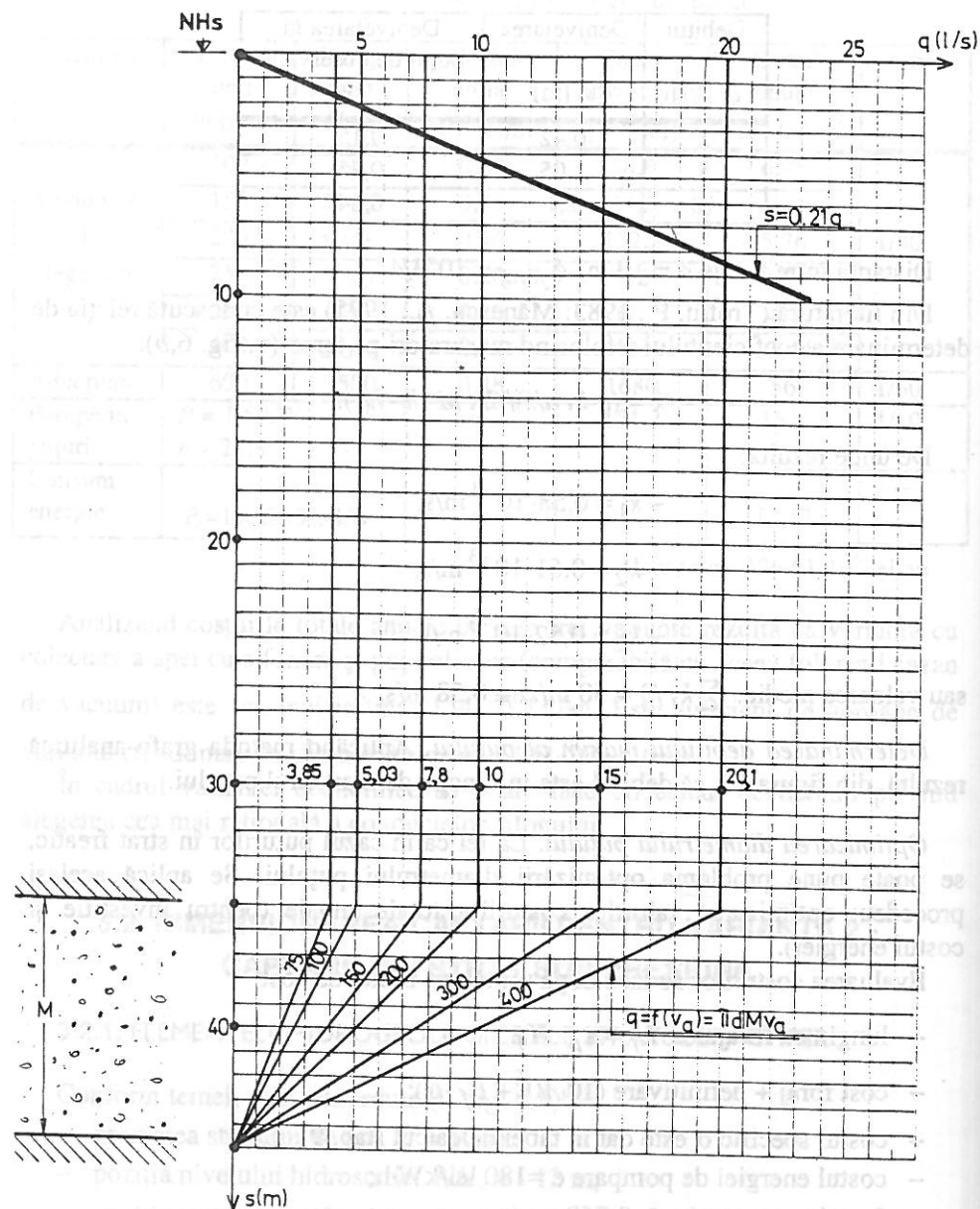


Fig. 17. Determinarea debitului puțului în strat de adâncime funcție de raza puțului.

Calculul este dat în tabelul 9, iar rezultatul reprezentat în figura 17. Rezultă că se poate adopta diametrul 200 mm, diametru ce oferă minimum de cost, dar și valoare bună pentru introducerea pompei în puț. Numărul de puțuri $n_p = 17$.

Optimizarea numărului de puțuri. Folosind debitul necesar de 166 l/s trebuie determinat numărul real de puțuri ținând seama și de influența între puțuri în timpul funcționării la capacitatea maximă.

Se determină numărul de puțuri:

$$n = Q_I / q_{put} = 166 / 10 = 16,6 \approx 17 \text{ puțuri.}$$

Tabelul 9

Costul captării din stratul de adâncime

Nr. crt.	Diam. foraj [mm]	Diametrul puțului [mm]	Debitul puțului q [l/s]	Nr. de puțuri n_p	Lungimea de forat $L_f = n \cdot H_f$ [m]	Investiția spec. α [10^6 lei/m]
0	1	2	3	4	5	6
1.	75	75	3,85	43	2457	0,12
2.	100	100	5,03	33	1881	0,15
3.	150	150	7,53	22	1256	0,18
4.	200	200	10	17	969	0,20
5.	300	250	15	11	630	0,25
6.	400	250	20,1	9	470	0,30

Tabelul 9 (continuare)

Nr. crt.	Costul forajului [10^6 lei]	Investiția anuală [10^6 lei]	Denivelarea s [m]	Costul energiei [10^6 lei]	Costul total anual [10^6 lei]	Obs.
0	7	8	9	10	11	12
1.	725	24,1	0,80	3,0	27,1	
2.	612	20	1,06	3,96	23,96	
3.	446	14,9	1,58	5,90	20,80	
4.	194	6,5	2,10	7,85	14,35	
5.	158	5,3	3,15	11,78	17,08	
6.	141	4,7	4,22	15,78	20,48	

Se determină lungimea frontului de captare:

$$L = Q_I / M \cdot k \cdot i = 166 \cdot 86,4 \text{ (m}^3/\text{zi)} / (10 \cdot 0,008 \cdot 50) = 3.585 \text{ m.}$$

Se evaluează raza de influență după formula Sickardt:

$$R = 3\,000 \cdot s \cdot k^{0.5} = 151 \text{ m}$$

Distanțe între puțuri:

$$a = 3585/17 = 211 \text{ m.}$$

Debitul puțului singular după formula Dupuit-Thiem:

$$q = 2\pi \cdot k \cdot M \cdot (H - h_0) / \ln R/r = 10,45 \text{ l/s.}$$

Cum distanța dintre puțuri este apropiată de mărimea razei de influență rezultă că influența între puțuri va fi mică. Deci se poate păstra numărul de 17 puțuri.

Pentru trei serii de conducte, dimensionarea este dată în tabelele 10, 11 și 12; costul care le poate departaja este dat în tabelul 13.

Optimizarea sistemului de legătură. În cazul captării de față din cauză că nivelul apei este foarte jos (12 m sub nivelul terenului) rezultă că nu se poate aplica decât sistemul de pompare din fiecare puț.

Sistemul de transport poate avea însă două rezolvări (fig. 18):

- pompare din puțuri direct în rezervorul de acumulare al localității (sistem 1);
- pompare din puțuri la un rezervor amplasat în zona de captare și repomparea apei, cu o stație de repompăre, în rezervorul de acumulare al localității (sistem 2);

Tabelul 10

Dimensionarea sistemului de colectare a apei - varianta 1

Tronsonul	Lung. trons. l [m]	Debit Q [l/s]	Diam cond. D_n [mm]	Viteza v [m/s]	Panta hidraul. i [‰]	Pierdere de sarcină h_r [m]	Costul conductelor [10 ⁶ lei]
$P_1 - P_2$	211	10	150	0,57	3,7	0,78	25,3
$P_2 - P_3$	211	20	200	0,63	3,6	0,76	33,7
$P_3 - P_4$	211	30	250	0,62	2,2	0,46	42,2
$P_4 - P_5$	211	40	250	0,82	4,0	0,84	42,2
$P_5 - P_6$	211	50	300	0,70	2,2	0,46	50,6
$P_6 - P_{12}$	6·211	60	300	0,83	3,2	4,05	304
$P_{12} - P_{17}$	5·211	120	400	0,88	2,3	2,43	337,6
$P_{17} - R$	1.250	166	500	0,82	1,5	1,87	500

$$H_m = 145 - 120 = 25 \text{ m}$$

$$\sum h_r = 11,6$$

$$\text{Total: } 1\,335,6$$

Tabelul 11

Dimensionarea sistemului de colectare a apei - varianta 2

Tronson	Lung. trons. l [m]	Debit Q [l/s]	Diam cond. D_n [mm]	Viteza v [m/s]	Panta hidraul. i [‰]	Pierdere de sarcină h_r [m]	Costul conductelor [10 ⁶ lei]
$P_1 - P_2$	211	10	125	0,8	9,7	2,04	21,1
$P_2 - P_3$	211	20	150	1,12	15	3,16	25,3
$P_3 - P_4$	211	30	200	0,94	7	1,48	33,7
$P_4 - P_5$	211	40	200	1,25	13	2,74	33,7
$P_5 - P_6$	211	50	250	1,05	6,5	1,37	42,2
$P_6 - P_{12}$	6·211	60	250	1,25	9,3	11,77	303
$P_{12} - P_{17}$	5·211	120	350	1,20	5,5	5,80	253
$P_{17} - R$	1250	166	500	0,82	1,5	1,87	500

$$H_m = 156 - 120 = 36 \text{ m}$$

$$\sum h_r = 30,23; \quad \text{Total: } 1\,212$$

Tabelul 12

Dimensionarea sistemului de colectare a apei - varianta 3

Tronsonul	Lung. trons. l [m]	Debit Q [l/s]	Diam cond. D_n [mm]	Viteza v [m/s]	Panta hidraul. i [‰]	Pierdere de sarcină h_r [m]	Costul conductelor [10 ⁶ lei]
$P_1 - P_2$	211	10	100	1,22	30	6,33	17
$P_2 - P_3$	211	20	150	1,12	15	3,16	25,3
$P_3 - P_4$	211	30	200	0,94	7	1,48	33,7
$P_4 - P_5$	211	40	200	1,25	13	2,74	33,7
$P_5 - P_6$	211	50	200	1,6	20	4,22	33,7
$P_6 - P_{12}$	6·211	60	250	1,25	9,3	11,77	253
$P_{12} - P_{17}$	5·211	120	300	1,6	12	12,66	253
$P_{17} - R$	1250	166	400	1,3	5	6,25	400

$$H_m = 172,4 - 120 = 52,4;$$

$$\sum h_r = 48,61;$$

$$\text{Total: } 1049,4$$

Departajarea soluțiilor, numeroase în acest caz, se poate face folosind tot criteriul costului anual minim. Pentru înțelegerea rolului costului energiei vor fi

analizate numai trei variante: apa va fi pompată folosind conducte în care viteza de curgere va fi mai mică sau mai mare.

Puțurile vor fi grupate câte șase la conducta colectoare generală, după schema din figura 18. Amplasarea generală a captării este dată în figura 19.

Pentru evaluarea din tabel au fost folosiți următorii indici specifici:

- cost conductă: $C = Dn \cdot 800$, lei/m, cu Dn în mm;
- cost energie: $e = 180$, lei/kW·h;
- cota de amortizare: 1/10 pentru conducte și pentru pompe;
- cost pompare: $3 \cdot 10^6$, lei/kW;
- randament pompare $\eta = 0,7$.

Pentru ușurința calculului se consideră o înălțime medie rezultată din media valorilor extreme ale cotelor piezometrice (H_m pe fig. 18).

Costul energiei se evaluează cu relația :

$$C_e = P \cdot T_a \cdot e \text{ lei/an} \quad \text{sau :}$$

$$C_e = [166 \cdot H_m / 70] \cdot 8760 \cdot 180 = 3,73 H_m \cdot 10^6 \text{ lei/an.}$$

unde:

P este puterea pompelor, kW;

T_a - durata de pompare, 8760 ore/an;

e - costul specific al energiei, lei/kWh.

Tabelul 13

Evaluarea sistemului de colectare

Varianta	Cost conducte [10 ⁶ lei]	Cost pompe [10 ⁶ lei]	Cost energie [10 ⁶ lei/an]	Cost total anual [10 ⁶ lei]	Obs.
1.	133,6	17,8	93,25	244,65	bun
2.	121,2	25,6	134,28	281,08	
3.	105	37,3	195,45	337,75	

3.3. DETERMINAREA DISTANȚEI DE PROTECȚIE SANITARĂ

După o metodologie simplificată (Trofin, P., 1983) mărimea suprafeței împrejmuite protejate contra impurificării cu orice substanță ușor degradabilă, conform HG 101/1997, se determină astfel încât timpul de parcurgere a subsolului suprafeței să fie de minimum $T = 20$ zile.

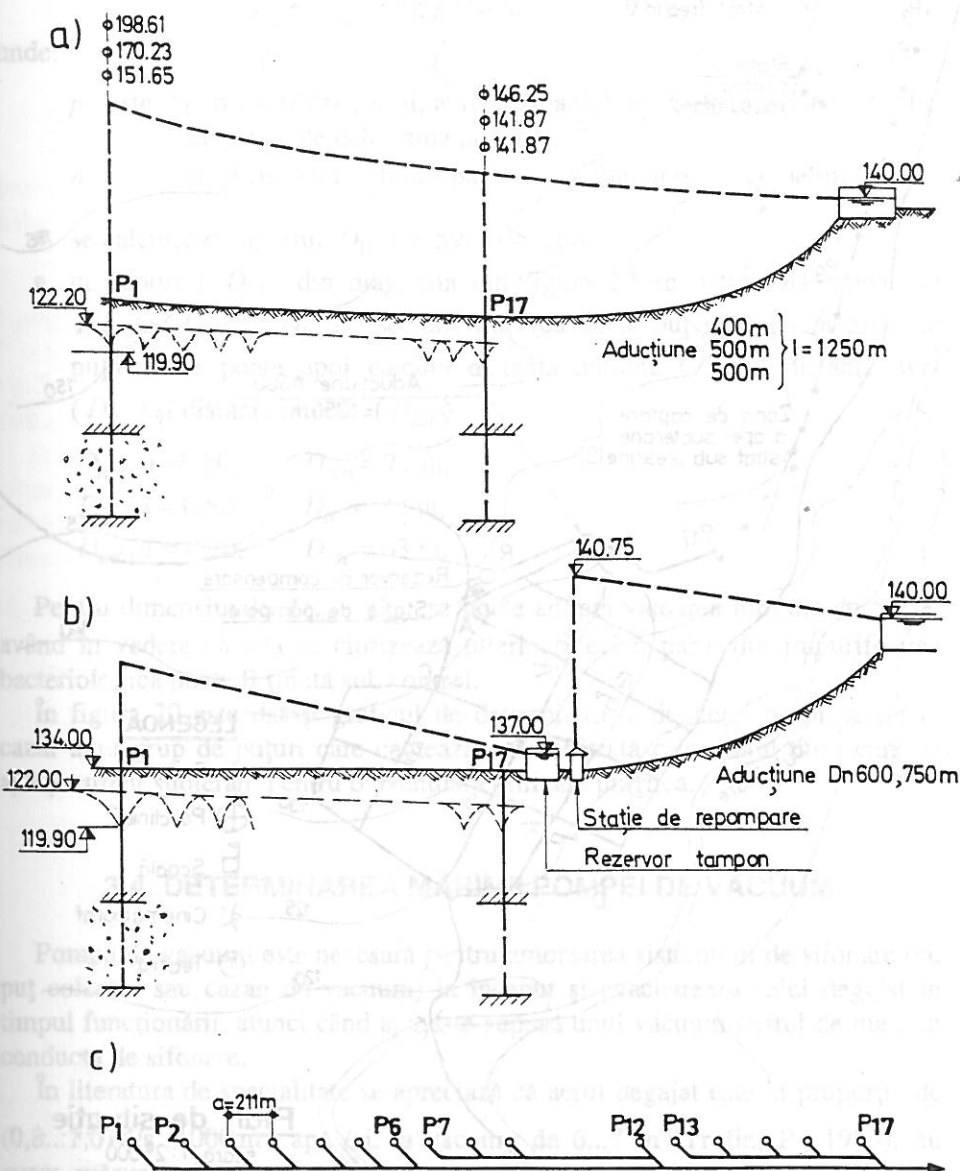


Fig. 18. Profil tehnologic al sistemului de colectare a apei din puțuri echipate cu pompe submersibile; (a) pompă direct în rezervor; (b) pompă în rezervor intermediar; (c) schema de legare a puțurilor.

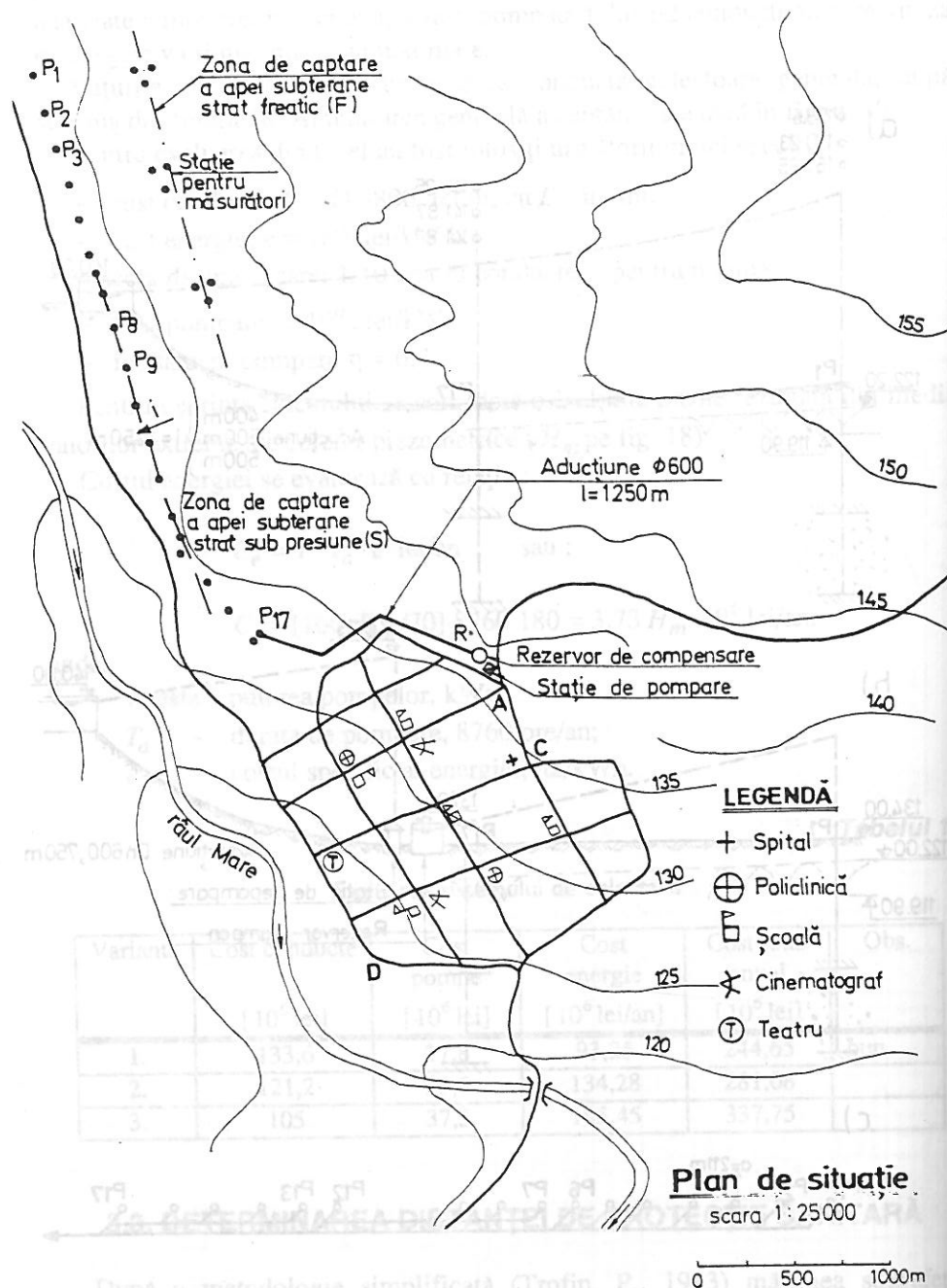


Fig. 19. Plan general de amplasare a sistemului de alimentare cu apă în cazul stratului acvifer de adâncime.

- pentru un puț singular în strat acvifer (asimilat ca bazin), distanța de protecție este:

$$D_1 = q_{pu\dot{t}} \cdot T / [\pi \cdot p \cdot (h - s/2)]^{0,5} = 59 \text{ m},$$

unde:

- p este porozitatea stratului, apreciată la 0,2; se poate măsura din probe sau se poate determina pe teren;
- h - grosimea stratului de apă în puț la funcționarea cu debitul $q_{pu\dot{t}}$.

- se calculează raportul $D_1 / a = 59/90 = 0,66$;
- cu raportul D_1 / a din diagrama din figura 20 se determină rapoartele D_{am}/a , D_{av}/a , D_{lat}/a (se face trecerea de la puț singular la grup de puțuri). Se poate apoi calcula distanța amonte (D_{am}), distanța aval (D_{av}) și distanța laterală (D_{lat}):

$$D_{am}/a = 0,80; \quad D_{am} = 72 \text{ m};$$

$$D_{av}/a = 0,80; \quad D_{av} = 72 \text{ m};$$

$$D_{lat}/a = 0,70; \quad D_{lat} = 63 \text{ m}.$$

Pentru dimensiunile D_{am} , D_{av} se poate adopta valoarea minimă de 50 m, având în vedere că apa se clorizează ulterior, deci o parte din impurificarea bacteriologică poate fi ținută sub control.

În figura 20 este dat și graficul de determinare a distanței de protecție în cazul unui grup de puțuri care captează apa infiltrată prin malul unui curs de apă și curent subteran, pentru o eventuală utilizare practică.

3.4. DETERMINAREA MĂRIMII POMPEI DE VACUUM

Pompa de vacuum este necesară pentru amorsarea sistemului de sifonare (cu puț colector sau cazan de vacuum) la început și evacuarea aerului degajat în timpul funcționării, atunci când apa este supusă unui vacuum destul de mare în conducta de sifonare.

În literatura de specialitate se apreciază că aerul degajat este în proporție de $(0,8...1,0) \text{ l/s} / 1000 \text{ m}^3$ apă / zi, la vacuum de 6...7 m (Trofin, P., 1983); nu avem măsurători asupra acestui fenomen, întrucât în afară de aerul degajat normal, al cărui volum s-ar putea calcula, apar și infiltrații de aer din cauza neetanșeităților din conductă, vane etc.

Se adoptă deci recomandarea din literatura de specialitate:

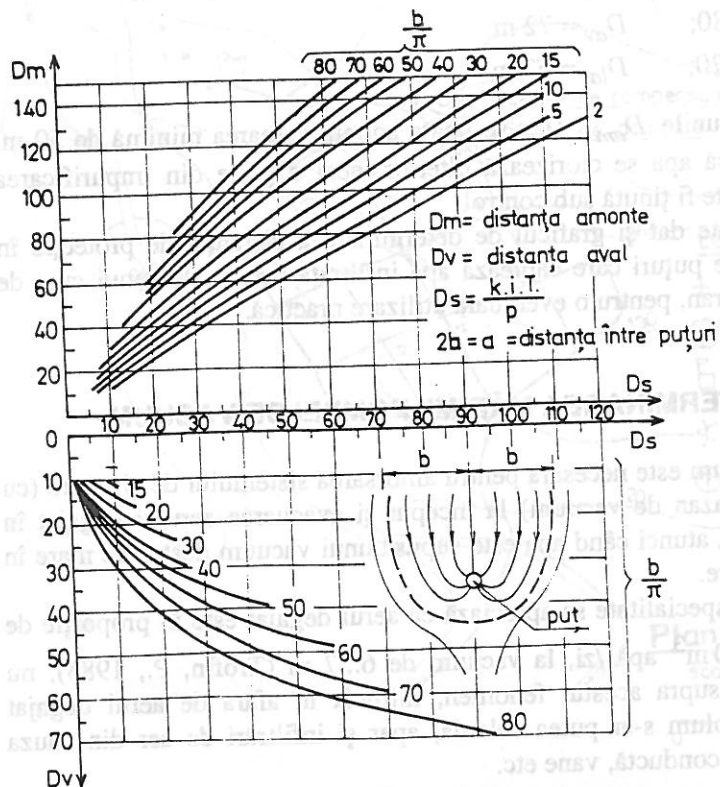
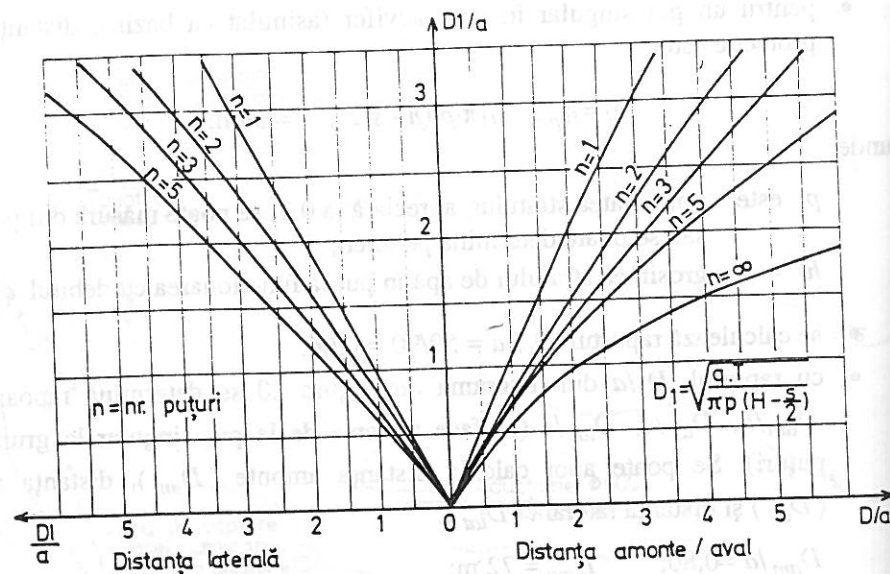


Fig. 20. Determinarea expeditivă a mărimii distanței de protecție sanitară; (a) pentru șir de puțuri în bazin, (b) pentru un puț izolat în curent de apă subterană (Trofin, 1983).

$$Q_{aer} \approx 10\% Q_{apa};$$

$$Q_{aer} = 0,10 \cdot 166 \text{ l/s} = 16,6 \text{ l/s} = 60 \text{ m}^3/\text{h},$$

vacuumul cerut de sistem are valoarea maximă de 7,37 m coloană apă sau:

$$(7,37/10) \cdot 760 \text{ mm Hg} = 560 \text{ mm Hg},$$

deci o presiune absolută de $760 - 560 = 200 \text{ mm Hg}$ ce trebuie realizată în sistem.

Din catalogul de pompe pentru $Q = 60 \text{ m}^3/\text{h}$ și $H = 200 \text{ mm Hg}$ se alege o pompă tip MIL 402 (și una de rezervă) cu $Q = 90 \text{ m}^3/\text{h}$, $H = 160 \text{ mm Hg}$, $P = 2,2 \text{ kW}$. Pompa va fi automatizată, pentru a putea funcționa discontinuu, când aerul degajat este mai puțin. Aspirația aerului se realizează dintr-un cazan de vacuum amplasat între pompă și puțul colector.

Pompele vor fi amplasate în stația de pompare pentru apă (a cărei dimensionare va fi făcută). De vârfurile conductelor de sifonare se va realiza o conductă (oțel Zn) ce asigură legătura cu cazanul de vacuum. Conducta se dimensionează astfel ca să asigure o viteză de curgere a aerului de $15 \dots 20 \text{ m/s}$.

$$A_c = Q_{aer} / v_{aer} = (16,6 \text{ dm}^3/\text{s}) / 150 \text{ dm/s} = 0,07 \text{ dm}^2 \Rightarrow d = 30 \text{ mm}, \text{ țevă de 2"}.$$

Atenție! Pentru protecția pompei împotriva înecării întâmplătoare, cu apă aspirată accidental prin conducta de aer, este indicat ca țeava să aibă o lîră la o cotă cu 10 m mai mare decât nivelul maxim al apei în puțuri; în acest fel realizând la vîrf presiunea absolută zero (pe care de fapt pompa nu o poate realiza, $H_{pompa} = 160 \text{ mm Hg}$), apa nu va putea trece în pompa de vacuum.

3.5. SCHIȚE ALE CONSTRUCȚIILOR NECESARE

• **Puț forat pentru captarea apei** (fig. 21,a). Se adoptă proiectul tip T 362R - elaborat de ISLGC :

- coloană de foraj $14\frac{3}{4}$ (375 mm);
- coloană de filtru:
 - tip PUNTE cu șliț de 2 mm;
 - protecție anticorozivă cu rășină epoxi;
 - lungime $l = 6,50 \text{ m}$;

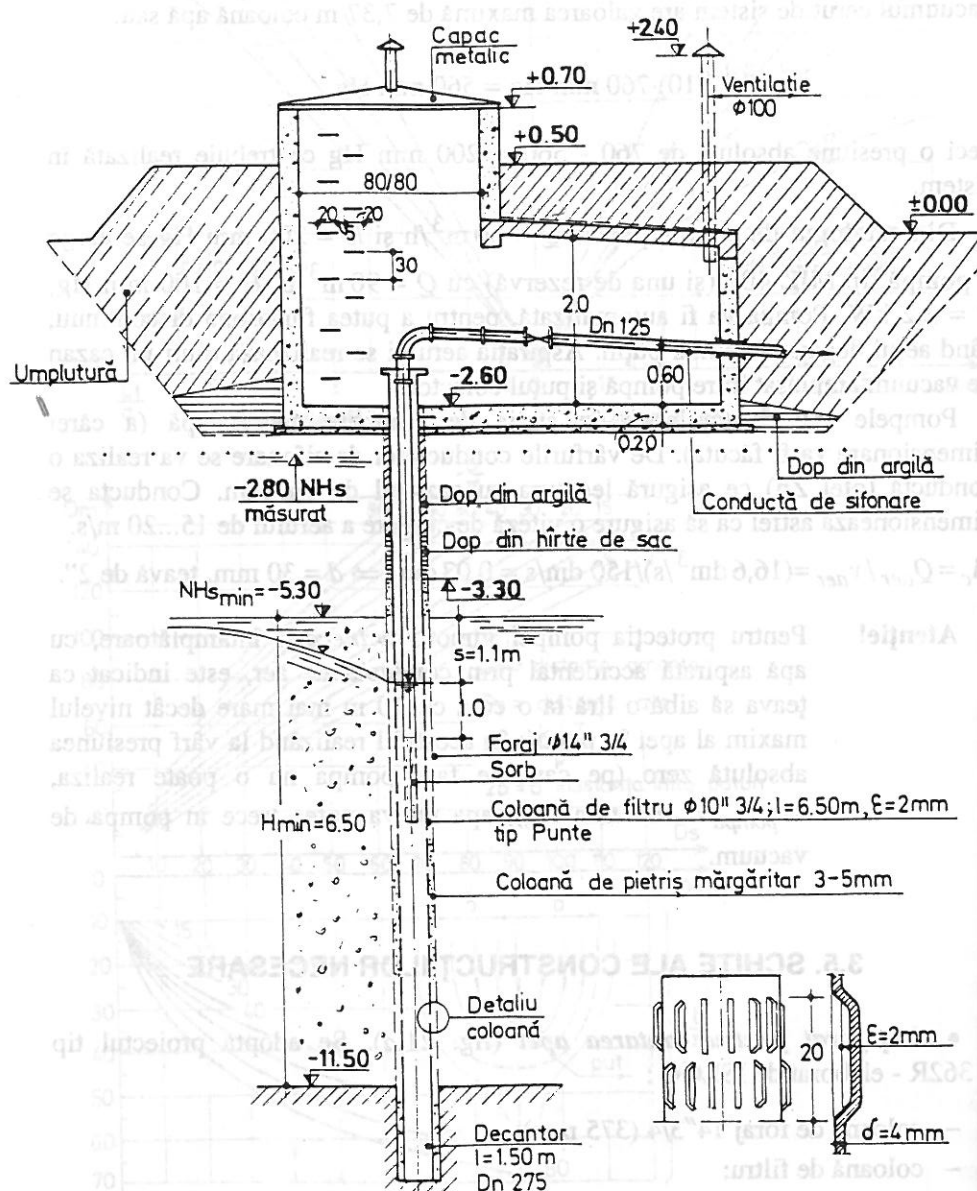


Fig. 21,a - Detalii constructive la puțul forat în strat freatic.

- diametru 10" 3/4 (circa 275 mm).
- coroană de pietriș 3...5 mm, grosime 5 cm ;
- decantor - piesă de fund :
 - diametru 275 mm;
 - lungime 1,5 m;
 - sudat pe coloana de filtru;
- conductă de sifonare Dn 125 mm:
 - sorb la capăt, din coloană tip PUNTE cu șliț de 5 mm;
 - lungime sorb 1,0 m;
 - adâncime de amplasare a sorbului 1,0 m sub nivelul minim al apei;
- armături în căminul puțului:
 - vană plată cu oală de etansare, Dn 125;
 - contor de apă Dn 125 mm;
 - ștuțuri pentru măsurarea nivelului apei în puț;
- căminul din beton armat cu dimensiuni în plan 1,0 x 12,50, nu este protejat cu hidroizolație;
- trecerea conductei prin pereți se face cu o piesă simplă;

• **Cămin pentru vane de linie** (fig. 21,b). Fiecare puț are prevăzută o vană necesară pentru: izolarea puțului și racordarea liniei piezometrice de pe conductă cu nivelul apei din puț (Mănescu, A., 1975 și 1994); reglarea debitului puțului pentru a corespunde necesarului sau nivelului apei în strat.

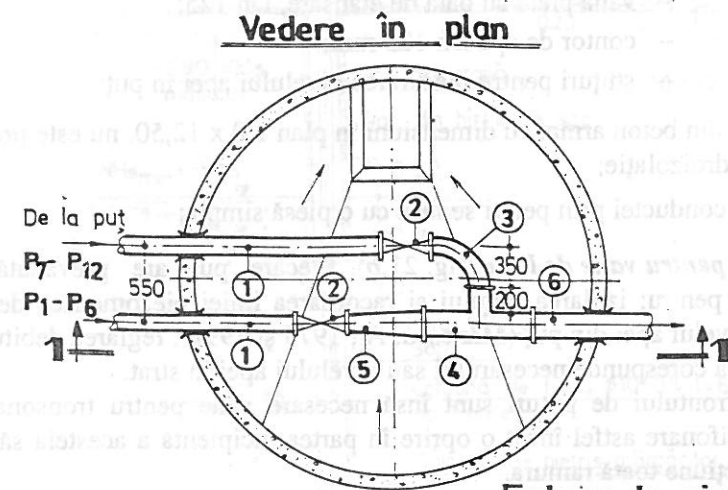
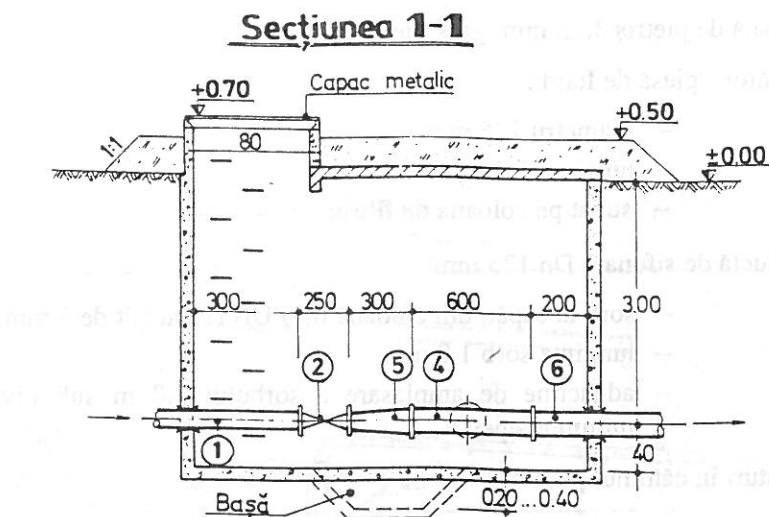
În lungul frontului de puțuri sunt însă necesare vane pentru tronsonarea conductei de sifonare astfel încât o oprire în partea incipientă a acesteia să nu scoată din funcțiune toată ramura.

Vanele prevăzute în cămine sunt marcate pe planul de situație (v. fig. 19).

• **Puț colector** (fig. 21,c). Puțul colector se amenajează sub forma unui puț cu diametru mare. Are rol de:

- închiderea capetelor aval a conductelor de sifonare;
- separarea și reținerea nisipului extras eventual de puțuri;
- bazin de aspirație pentru stația de pompare;
- reglarea - compensarea de scurtă durată a debitelor pompate.

În figura 21,c este dată schița unui puț săpat, cu rol de puț colector, în care nu sunt amplasate pompe. Cazul puțului cu pompe este tratat mai târziu (v. fig. 35). Dimensionarea puțului se obține astfel:



Extras de piese

POZ.	DENUMIREA	SEMN. CONV.	DIMENSIUNE	CANTIT.	GREUT.	NORMA DE FABRICATIE
1	Tub oțel cu flanșă	—	Dn250; l=600	2 buc.		cf. detaliu
2	Vană plată, pn4	∠	Dn 250	2 buc.		STAS 2550
3	Cot cu flanșă	∟	Dn 250 ; 90°	1 buc.		detaliu
4	Teu cu flanșă	—	300 / 250	1 buc.		cf. detaliu
5	Reducție cu flanșă	∠	250 / 300	1 buc.		cf. detaliu
6	Tub cu flanșă	—	Dn300; l=600	1 buc.		cf. detaliu

Fig. 21,b - Detaliu de cămin de vane pe sistemul de colectare.

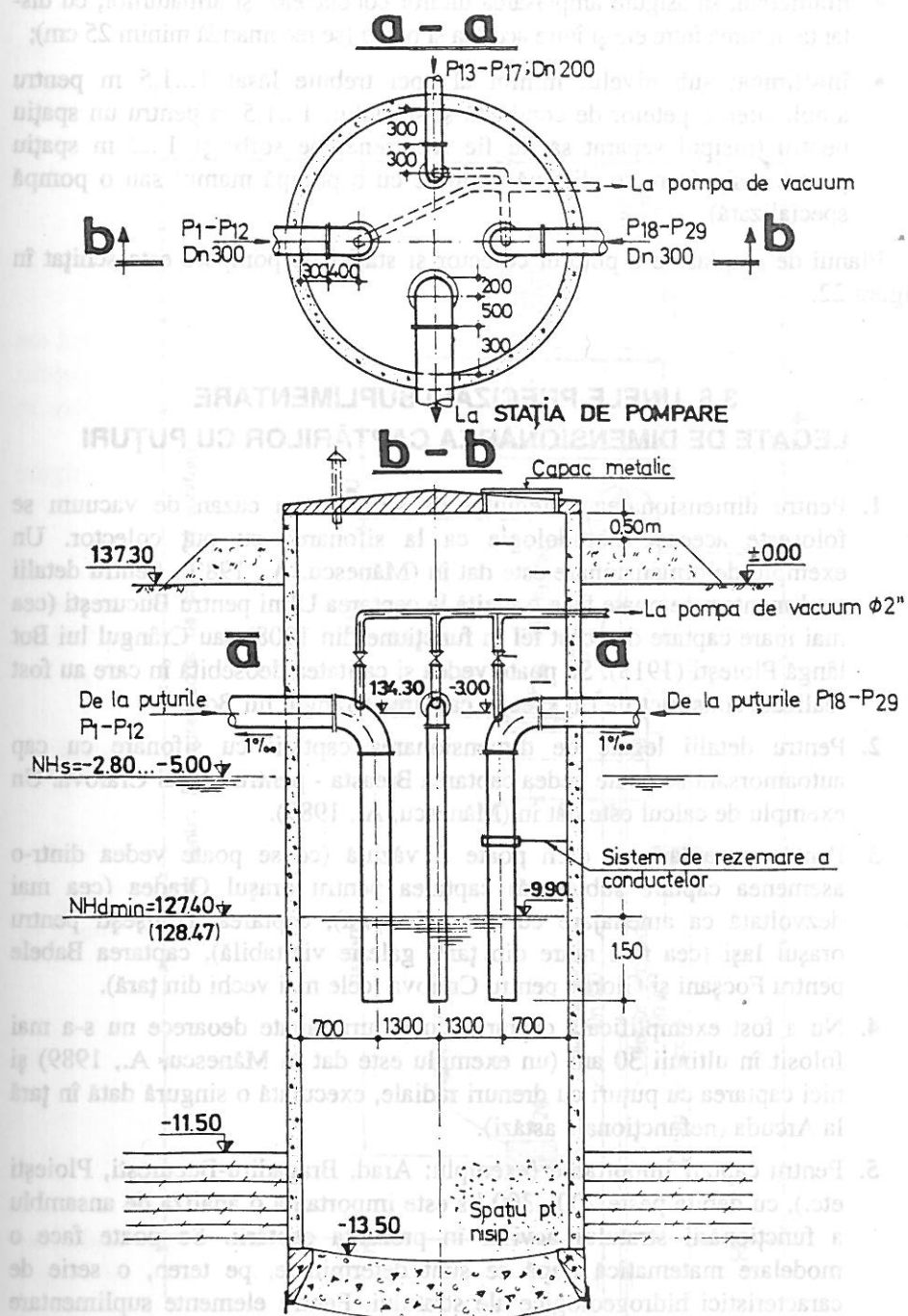


Fig. 21,c - Detaliu de puț colector, la sistemul de sifonare clasică.

- **diametrul**, să asigure amplasarea tuturor conductelor și armăturilor, cu distanța minimă între ele și între acestea și pereți (se recomandă minim 25 cm);
- **înălțimea**: sub nivelul minim al apei trebuie lăsat 1...1,5 m pentru amplasarea capetelor de conductă și sorbului, 1...1,5 m pentru un spațiu neutru (nisipul separat să nu fie reantrenat de sorb) și 1...2 m spațiu pentru nisip (care se elimină periodic cu o pompă mamut sau o pompă specializată).

Planul de amplasare a puțului colector și stației de pompare este schițat în figura 22.

3.6. UNELE PRECIZĂRI SUPLIMENTARE LEGATE DE DIMENSIONAREA CAPTĂRIILOR CU PUȚURI

1. Pentru dimensionarea sistemului de sifonare cu cazan de vacuum se folosește aceeași metodologie ca la sifonarea cu puț colector. Un exemplu de dimensionare este dat în (Mănescu, A., 1989). Pentru detalii suplimentare se poate face o vizită la captarea Ulmi pentru București (cea mai mare captare de acest fel în funcțiune din 1908) sau Crângul lui Bot lângă Ploiești (1913). Se poate vedea și calitatea deosebită în care au fost realizate construcțiile (în special captarea Crângul lui Bot).
2. Pentru detalii legate de dimensionarea captării cu sifonare cu cap autoamorsant se poate vedea captarea Breasta - pentru orașul Craiova. Un exemplu de calcul este dat în (Mănescu, A., 1989).
3. Pentru o captare cu dren poate fi văzută (ce se poate vedea dintr-o asemenea captare subterană) captarea pentru orașul Oradea (cea mai dezvoltată ca amenajare cu dren din țară), captarea Timișești pentru orașul Iași (cea mai mare din țară, galerie vizitabilă), captarea Babele pentru Focșani și Gioroc pentru Craiova (cele mai vechi din țară).
4. Nu a fost exemplificată captarea cu puțuri săpate deoarece nu s-a mai folosit în ultimii 30 ani (un exemplu este dat în Mănescu, A., 1989) și nici captarea cu puțuri cu drenuri radiale, executată o singură dată în țară la Arcuda (nefuncțională astăzi).
5. Pentru captări importante (exemplu: Arad, Bragadiru-București, Ploiești etc.), cu debite peste 200...300 l/s este importantă o analiză de ansamblu a funcționării stratului acvifer în prezența captării. Se poate face o modelare matematică după ce sunt determinate, pe teren, o serie de caracteristici hidrogeologice ale stratului. Pentru elemente suplimentare se pot consulta (Danchiv, A., Stematiu, D., 1997; Dassargues, A., 1995; Drobot, R., 1984).

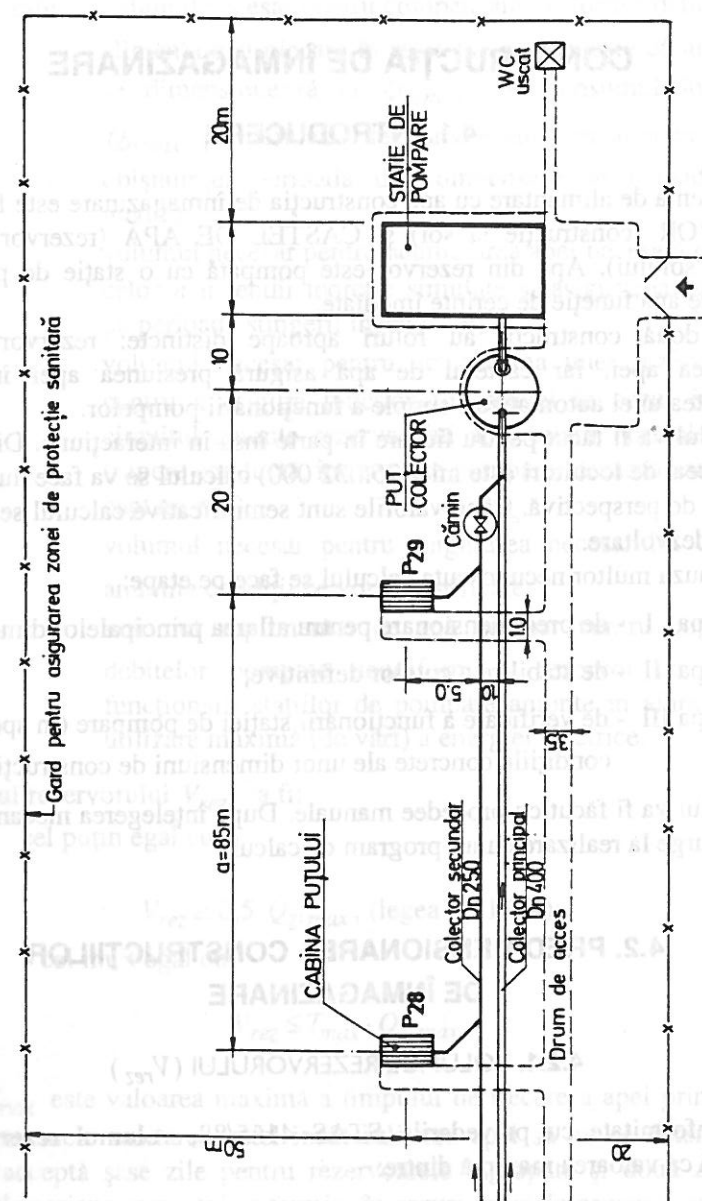


Fig. 22. Amenajarea captării în zona puțului colector.

Capitolul 4

CONSTRUCȚIA DE ÎNMAGAZINARE

4.1. INTRODUCERE

În schema de alimentare cu apă construcția de înmagazinare este formată din REZERVOR (construcție la sol) și CASTEL DE APĂ (rezervor suspendat deasupra solului). Apa din rezervor este pompată cu o stație de pompare în castelul de apă funcție de cerințe imediate.

Cele două construcții au roluri aproape distincte: rezervorul asigură acumularea apei, iar castelul de apă asigură presiunea apei în rețea și posibilitatea unei automatizări simple a funcționării pompelor.

Calculul va fi făcut pentru fiecare în parte însă în interacțiune. Din cauză că numărul real de locuitori este mic (25...32 000) calculul se va face numai pentru necesarul de perspectivă. Când valorile sunt semnificative calculul se va face pe etape de dezvoltare.

Din cauza multor necunoscute calculul se face pe etape:

- etapa I - de predimensionare pentru aflarea principalelor dimensiuni;
- etapa II - de stabilire a cotelor definitive;
- etapa III - de verificare a funcționării stației de pompare (în special) în condițiile concrete ale unor dimensiuni de construcție.

Calculul va fi făcut cu procedee manuale. După înțelegerea mecanismului se poate recurge la realizarea unui program de calcul.

4.2. PREDIMENSIONAREA CONSTRUCȚIILOR DE ÎNMAGAZINARE

4.2.1. VOLUMUL REZERVORULUI (V_{rez})

În conformitate cu prevederile STAS 4165/88, volumul rezervorului se determină ca valoarea maximă dintre:

(1) $V_{rez} = V_{comp} + V_{inc} + V_{supl} + V_{jus};$

(2) $V_{rez} = V_{comp} + V_{av} + V_{supl} + V_{jus},$

rotunjite la una din valorile: 25, 50, 75, 100, 150, 200, 250, 300, 400, 500, 750, 1 000, 1 500, 2 000, 2 500, 5 000, multiplu de 1 000 m³, unde:

V_{comp} este volumul necesar pentru compensarea valorilor debitului de alimentare și plecare în rețea (se reamintește că alimentarea se dimensionează la $Q_{zi\max}$, iar consumul în rețea la $Q_{o\max}$ pe perioada de compensare considerată; conform obișnuinței perioada de compensare se consideră o zi medie);

V_{inc} - volumul necesar pentru acumularea apei necesară combaterii celor n incendii teoretic simulate și asigurarea consumului pe perioada stingerii incendiilor;

V_{av} - volumul necesar pentru acumularea unei rezerve de apă pentru a asigura funcționarea rețelei în cazul în care pe circuitul amonte rezervorului apar avarii normale, admise, (rupere conductă, întrerupere pompare, dezamorsare sifonare captare etc.);

V_{jus} - volumul necesar pentru asigurarea necesarului de apă în anumite condiții ce vor fi justificate;

V_{supl} - volumul suplimentar de apă necesar pentru compensarea debitelor pompate neuniform în rezervor ca urmare a funcționării stațiilor de pompare amonte în afara orelor de utilizare maximă (de vârf) a energiei electrice.

Volumul rezervorului V_{rez} va fi:

- cel puțin egal cu:

$$V_{rez} \geq 0,5 \cdot Q_{zi\max}, \text{ (legea 98/1994);}$$

- cel mult egal cu:

$$V_{rez} \leq T_{\max} \cdot Q_{zi\max},$$

în care, $T_{\max}$ este valoarea maximă a timpului de trecere a apei prin rezervor, admis de normele sanitare, astfel încât calitatea apei să nu se deterioreze; de regulă se acceptă șase zile pentru rezervoarele îngropate și două zile pentru rezervoarele aeriene, neprotejate termic; în cazuri speciale organele sanitare pot accepta/impune alte valori.

Volumul de compensare:

$$V_{comp} = a \cdot Q_I \text{ (m}^3/\text{zi)},$$

în care a este un coeficient, dat de STAS 4156, care arată proporția din debitul zilnic ce trebuie reținut în rezervor.

În tabelul 14 sunt prezentate valorile lui a pentru calculul expeditiv al volumului de compensare.

Tabelul 14

Coeficient pentru calculul volumului de compensare

Nr. locuitori (mii locuitori)	< 5	5 - 10	10 - 20	20 - 50	50 - 100	100 - 200
a	0,50	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20

Pentru etapa de 10 ani și 25 ani valoarea a este aceeași:

$$a = 0,30;$$

$$V_{comp} = 0,3 \cdot 14 \cdot 250 = 4 \cdot 275 \text{ m}^3;$$

Volumul de incendiu:

V_{inc} - conform prevederilor STAS 1343/1-1996, a fost calculat în capitolul 2, paragraful 2.4.

$$V_{inc} = 2 \cdot 168 \text{ m}^3;$$

Volumul de avarie:

$$V_{av} = Q_{min} (T_{av} - T_i) - Q' \cdot T_{av} \text{ (m}^3\text{)},$$

unde Q_{min} este debitul minim (m^3/h) ce poate fi asigurat pe perioada avariei; pentru localități se adoptă valori de ordinul 60...80% din debitul mediu orar al zilei cu consum maxim, funcție de mărimea localității.

Se aproximează:

$$Q_{omed} = Q_{zimax} / 24 = Q_I / 24 \text{ (m}^3/\text{h)},$$

rezultă:

$$Q_{min} = 0,6 Q_I;$$

$$Q_{min} 0,6 \cdot 14 \cdot 250 / 24 = 356,25 \approx 356 \text{ m}^3/\text{h}.$$

T_{av} (ore) = timpul maxim de remediere a unei avarii pe sectorul amonte rezervorului, sau de scoatere din funcțiune a stațiilor de pompare ca urmare a întreruperii cu energie electrică (sursă singulară de alimentare). T_{av} se apreciază astfel:

- 18 ... 24 ore pentru aducțiuni din tuburi PREMO Dn 800 - 1000 mm, funcție de rapiditatea și mijloacele de intervenție;
- 8 ... 16 ore pentru alte aducțiuni funcție de lungimea aducțiunii, dificultatea traseului, tipul de material etc;
- maxim 10 ore pentru avaria la alte obiecte ale sistemului de alimentare cu apă, de la caz la caz funcție de importanța acestora și dificultățile de intervenție;
- când rezervorul este alimentat prin pompare T_{av} se va lua egal cu timpul maxim admis pentru oprirea stațiilor de pompare dacă acesta este mai mare ca timpii menționați mai sus sau 10 ore, când acesta este mai mic; conform STAS 10110/85 stația de pompare este de categoria II și întreruperea ei din cauza alimentării cu energie nu poate depăși 2 ore;
- în cazul aplicației, aducțiunea este scurtă, diametrul mic, o singură pompare; se adoptă valoarea: $T_{av} = 8$ ore;

$$V_{av} = 356,86 (8 - 4) = 1425 \text{ m}^3.$$

T_i (ore) este timpul maxim de întrerupere a alimentării cu apă a localității; se apreciază pentru localități conform tabelului 15, iar pentru industrii funcție de mărimea pagubei ce se poate produce și posibilității de cooperare cu alte sisteme de alimentare cu apă.

Tabelul 15

Durata maximă admisă pentru întreruperea alimentării cu apă

Mărimea localității (mii loc.)	10	10...50	50...100	> 100
T_i (ore)	6	4	2	0

Pentru localitatea de 25...32000 locuitori se adoptă valoarea $T_i = 4$ ore;

Q' (m^3/h) = debitul ce se poate obține de la alte surse rămase în funcțiune, când celelalte au fost oprite; când există o singură sursă $Q' = 0$, iar când sunt

mai multe surse se consideră că cea mai mică (sursa cu debitul cel mai mic) și mai sigură rămâne în funcțiune.

Având o singură sursă de alimentare cu apă $Q' = 0$.

$V_{supl} = 0$, se apreciază că nu este nevoie de un volum suplimentar de apă;

$V_{jus} = 0$; vor apărea volume suplimentare ca urmare a rotunjirii volumului total al rezervorului, sau pentru a ajunge la prevederea legii 98/1994, necesarul pentru 24 ore (deci $7\,100\text{ m}^3$). Volumul rezervorului va fi:

$$(1) \quad V_{rez} = V_{comp} + V_{inc};$$

$$V_{rez} = 4\,275 + 2\,168 = 6\,443\text{ m}^3;$$

$$(2) \quad V_{rez} = V_{comp} + V_{av};$$

$$V_{rez} = 4\,275 + 1\,425 = 5\,700\text{ m}^3.$$

Cum ambele valori sunt sub valoarea de $7\,100\text{ m}^3$ se adoptă ca valoare necesară valoarea $7\,100\text{ m}^3$.

Pentru asigurarea volumului de $7\,100\text{ m}^3$ (minim necesar) se alege un rezervor, după volumele tipizate, de $2\,4\,000\text{ m}^3$ sau $2\,5\,000\text{ m}^3$ după proiect tip IPCT.

$$V_{rez} = 2\,5\,000\text{ m}^3.$$

Din motive de siguranță, volumul suplimentar ($8\,000 - 6\,443 = 1\,557\text{ m}^3$) va intra în rezerva de apă protejată; rezerva de incendiu va avea deci $3\,725\text{ m}^3$.

4.2.2. COTA REZERVORULUI (C_R)

Cota rezervorului rezultă din considerente constructive, rezervorul fiind prevăzut pe sol într-un amplasament dictat de amplasamentul castelului de apă (fig. 23).

Construcția se așează pe sol, la adâncimea minimă constructivă (adaptarea proiectului tip). Cota rezervorului va fi 134, iar cota maximă a apei va fi 142.2 (fig. 24).

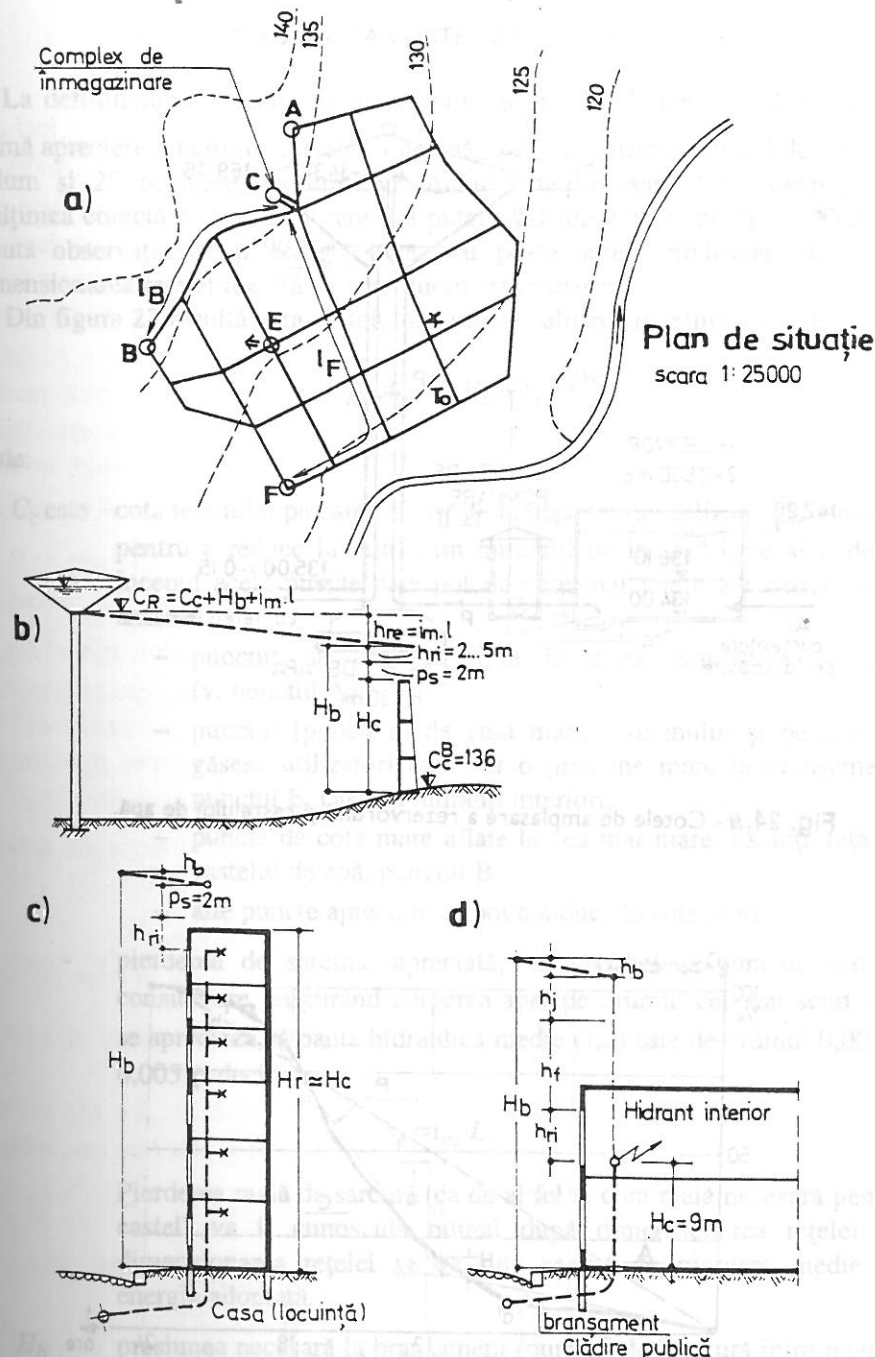


Fig. 23. Determinarea cotei castelului de apă (a,b) și a presiunii la bransament pentru o clădire simplă (c) sau cu hidrant interior (d).

4.2.3. COTA CASTELULUI DE APĂ

La definitivarea schemei de alimentare cu apă a fost necesar să se facă o primă apreciere a mărimii castelului de apă. S-a preconizat un castel de 300 m³ volum și 25 m înălțimea tumului. Acum este necesar să fie determinată înălțimea corectă a castelului pentru a putea găsi regimul de pompare. Trebuie făcută observația că și această cotă mai poate suferi modificări dacă din dimensionarea rețelei rezultă că acest lucru este necesar.

Din figura 23 rezultă cota castelului ca fiind valoarea maximă a sumei:

$$C_{RC} = C_c + H_b + h_e$$

unde:

C_c este cota terenului pe care se găsește bransamentul utilizatorului de apă; pentru a reduce la minimum numărul de încercări, se aleg de la început acele puncte care pot da cote mai înalte ale castelului și anume:

- punctul de cotă maximă în zona alimentată cu apă (v. punctul A);
- punctul (punctele) de cotă mare a terenului și pe care se găsesc utilizatori care cer o presiune mare la bransament, punctul E, casă cu hidranți interiori;
- puncte de cotă mare aflate la cea mai mare distanță față de castelul de apă, punctul B;
- alte puncte apreciate că pot conduce la cote mari.

- pierderea de sarcină, apreciată, între castel și punctul luat în considerare, asigurând curgerea apei pe drumul cel mai scurt (L); se apreciază că panta hidraulică medie (i_m) este de ordinul 0,003... 0,005 și deci:

$$h_e = i_m \cdot L,$$

Pierderea reală de sarcină (ca de altfel și cota reală necesară pentru castel) va fi cunoscută numai după dimensionarea rețelei; la dimensionarea rețelei se va ține seamă de pierdere medie de energie adoptată.

H_b - presiunea necesară la bransament (punctul de legătură între rețeaua comunală de distribuție și rețeaua interioară a blocului); din figura 23 rezultă că:

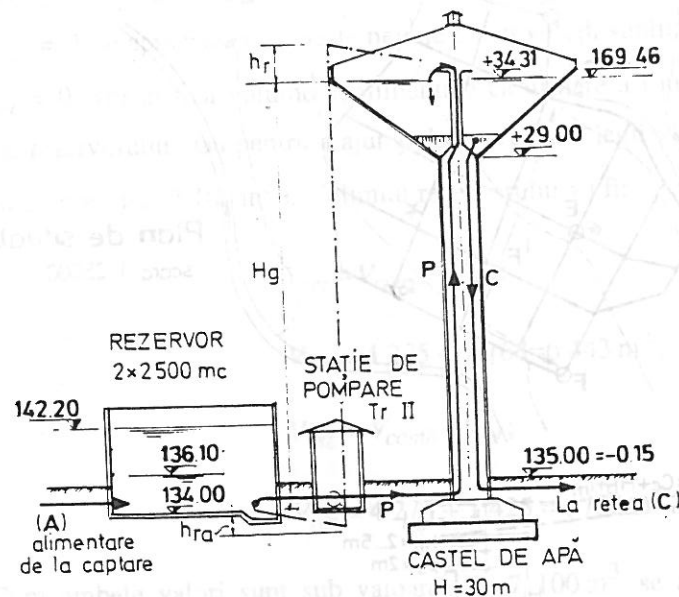


Fig. 24,a - Cotele de amplasare a rezervorului și castelului de apă.

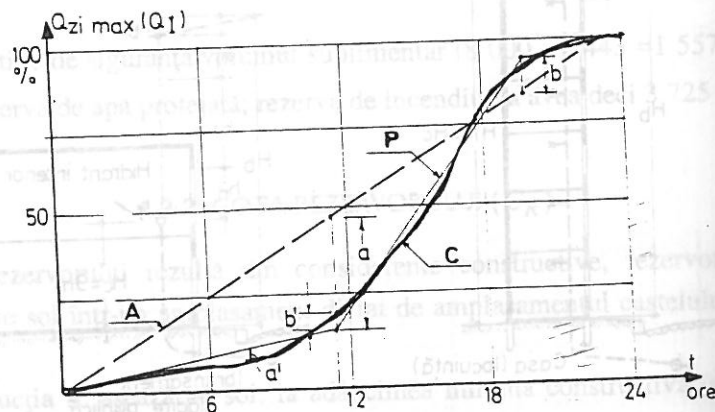


Fig. 24,b - Schema de determinare a volumului de compensare în rezervor și castel

$$H_b = H_c + h_{ri} + h_b + p_s,$$

unde:

- h_b este pierderea de sarcină pe conducta de legătură (bransament), inclusiv apometru, vane de izolare etc.; se apreciază la 1-2 m (sau mai mult);
- h_{ri} - pierderea de sarcină pe rețeaua interioară pe tronsoanele de conducte ce asigură curgerea apei până la punctul cel mai depărtat de bransament; se apreciază la 2...3 m funcție de mărimea rețelei, înălțimea casei etc.; se poate calcula dacă se cunoaște schema rețelei interioare de distribuție;
- H_c - înălțimea celui mai ridicat robinet de prelevare a apei; pentru clădiri civile se poate aproxima că această înălțime este egală cu înălțimea casei întrucât ultimul robinet se află lângă tavanul ultimului nivel; $H_c = n_e \cdot 3$ (m) (n_e = numărul de caturi, nivele ale casei); aici se consideră înălțimea unui nivel de 3 m;
- p_s - presiunea de serviciu la robinetul de utilizare a apei, necesară pentru asigurarea curgerii apei (asigurarea debitului $p_s' = v^2/2g$ și pierderii de sarcină în robinet - $p_s'' = \xi \cdot v^2/2g$):
- pentru locuințe cu robineți simpli (numai apă rece) $p_s = 2$ m, iar pentru robineți dubli (apă rece-apă caldă) $p_s = 3$ m;
 - pentru hidranții interiori p_s se calculează funcție de debitul jetului, lungimea jetului și diametrul duzei.

Un exemplu de calcul pentru determinarea p_s pentru hidrant:

Un calcul simplificat al presiunii la hidrantul de incendiu interior decurge astfel (Cioc, D., 1983):

$$p_s = h_f + h_j,$$

h_f este pierderea de sarcină în furtunul, de lungime ℓ , cu care este echipat hidrantul, la debitul hidrantului q_{1h} :

$$h_f = 0,015 \cdot \ell \cdot q_{1h}^2 = 0,015 \cdot 20 \cdot 2,5^2 = 1,87 \text{ m},$$

pentru un furtun de cânepă, lung de 20 m și pentru un debit al jetului de 2,5 l/s (punctul E unde pentru cinematograf sunt în funcțiune două jeturi a 2,5 l/s fiecare);

h_j - presiunea necesară pentru a obține la vârful ajutorului metallic o vâna de apă compactă cu lungimea cerută (ℓ_j); se adoptă valoarea de 9 m, conform STAS 1478 - anexa A; anexa A din STAS 1478 transformată este redată în anexa 6.

$$\ell_j = \beta_1 \cdot H_v,$$

β_1 este coeficient funcție de înclinarea direcției de lansare a jetului (θ);

$$\beta_1 = 1,3, \quad \text{pentru } \theta = 15^\circ;$$

$$\beta_1 = 1,20, \quad \text{pentru } \theta = 30^\circ;$$

$$\beta_1 = 1,312, \quad \text{pentru } \theta = 45^\circ;$$

H_v = presiune la ieșire din ajutoraj (m), cu viteza v ($H_v \cong h_j$):

$$H_v \cong v^2/2g.$$

Ajutorajele sunt produse la dimensiunile diametrului de 8, 14, 20, 26, 32 mm. Urmează un calcul prin aproximații succesive:

$$H_v = \ell_j / \beta_1 = 9/1,2 = 7,5 \text{ m } (\theta = 30^\circ, \text{ înălțimea casei este relativ mică});$$

$$v = \sqrt{2gH_v} = 12,1 \text{ m/s};$$

$$q_{ih}/v = A = \pi D^2/4; A = 2,06 \cdot 10^2 \text{ dm}^2; D = 16,4 \text{ mm};$$

se alege un ajutoraj cu diametrul $D = 14 \text{ mm}$, $A = 1,5 \cdot 10^{-2} \text{ dm}^2$;

$$v = q_{ih}/A = 2,5/1,5 \cdot 10^{-2} = 16,6 \text{ m/s};$$

$$H_v \cong v^2/2g = 14 \text{ m};$$

$$\ell_j = \beta_1 \cdot H_v = 16 \text{ m},$$

deci:

$$p_s = h_f + \ell_j = 1,87 + 14 \text{ m} = 15,87 \text{ m}.$$

Pentru clădirile publice s-a considerat ca au maxim parter și un nivel, cu înălțimea nivelului 4 m și amplasarea hidrantului la 1 m peste pardoseala ultimului nivel, deci $H_c = 5$ m.

Presiunea la bransament va fi:

- pentru clădirile publice, cu hidranți interiori:

$$H_b = H_c + h_{ri} + p_s + h_b,$$

cu: $H_c = 5$ m, $h_{ri} = 2$ m, $p_s = 15,87$ (calculat anterior), $h_b = 1$ m, (apreciat);

$$H_b = 5 + 2 + 15,87 + 1 \approx 24 \text{ m};$$

- pentru clădirile de locuit:

$h_{ri} = 3$ m; 2 m pentru p_s ; 1 m pentru h_b și 3 m înălțimea caturii;

$$\text{cu } H_b = (4+1) \cdot 3 + 3 + 2 + 1 = 21 \text{ m.}$$

Se poate calcula cota minimă a rezervorului (cuvei) castelului de apă; se apreciază că punctele care pot da valori maxime sunt: A, B, E, F (v. fig. 23). Rezultatul calculului este dat în tabelul 16.

Tabelul 16

Estimarea cotei necesare pentru cuva castelului de apă

Punctul	C_c	H_b [m]	h_e [m]			
			i_m	$i_m \cdot L$ [m]	L [m]	C_{RC}
A	137	21	0,005	2,0	400	160
B	136	21	0,005	5,0	1000	162
E	131	24	0,005	4,75	950	159,75
F	127	21	0,005	9,35	1870	157,35

Rezultă că punctul B solicită cea mai mare cotă a castelului (162 mdM). Înălțimea turnului castelului de apă va fi:

$$162 - 135 = 27 \text{ m.}$$

Pentru a putea folosi proiectul tip se alege o înălțime a turnului de 30 m și deci cota castelului va fi:

$$C_{RC} = 135 + 30 = 165 \text{ m.}$$

Se observă că această cotă diferă numai cu 5 m față de cota apreciată inițial cotele de amplasare a construcțiilor, rezervor, stație de pompare, castel de apă, vor fi cele prezentate în figura 24.

4.3. DETERMINAREA VOLUMULUI REAL DE COMPENSARE

4.3.1. INTRODUCERE

Pentru determinarea capacității reale de compensare a castelului și deci și a rezervorului precum și a echipării stației de pompare, este necesar să fie cunoscute (real sau apreciat):

- *curba reală de consum*, de utilizare a apei în localitate; în literatura de specialitate, ca și în formulările mai vechi ale STAS 1343 sunt date asemenea elemente; trebuie menționat că în realitate această curbă este specifică fiecărei localități, ea rezultă ca o curbă înfășurătoare a unei multitudini de curbe reprezentând modul de utilizare a apei în fiecare zi a anului; o apreciere cât mai corectă, urmată de măsurători în sistem, după darea lui în exploatare, poate conduce la o funcționare rațională a sistemului; ca atare volumul real de compensare va fi cunoscut după o exploatare rațională a sistemului de alimentare cu apă;

- *curba reală de alimentare* cu apă a rezervorului; de regulă pentru a avea o exploatare mai simplă se asigură alimentarea continuă și uniformă 24 ore/zi; există însă posibilitatea ca în anumite situații alimentarea să se facă și altfel; apa pompată uniform din puțuri (pentru protecția puțurilor) se acumulează într-un rezervor tampon lângă captare; din acest rezervor tampon apa se repompează în regim variabil (debit mare între orele 22-5 și 10-18, când consumul electric în rețea este mic și costul energiei este mai mic și debit zero în perioada 18-22 și 5-10 dimineața, când energia este scumpă; aceasta presupune (a) un rezervor tampon relativ mare, (b) o repompăre a apei, (c) o aducțiune cu diametru mai mare; dacă se demonstrează că este mai rațională, soluția poate fi adoptată; în calculele următoare s-a considerat *alimentarea uniformă cu apă a rezervorului*;

- o limită superioară a volumului maxim a cuvei castelului de apă (din motive tehnologice sau constructive); această limită permite alegerea tipului de castel, deci cunoașterea cotei nivelului apei - cota de refulare a apei de către pompă.

4.3.2. DATE DE PLECARE

- castel de apă cu volum de 300 m^3 , înălțimea turnului 30 m;
- alimentarea cu apă a rezervorului (curba A în fig. 24) uniformă și constantă:

$$\text{debitul orar va fi: } 14250 / 24 = 594 \text{ m}^3/\text{h}$$

sau în valori relative (consum orar din consum zilnic):
 $(594/14\ 250)100 = 4,16\%$;

- calculul se va face pentru etapa finală, deci:

$$Q_I = 14\ 250\ \text{m}^3/\text{zi};$$

- utilizarea apei din castel (curba C) este dată cu valori în procente, direct în tabelul de calcul, tabelul 17- coloana 5; cifra din dreptul fiecărei ore multiplicată cu Q_I exprimă consumul de apă, din castel, în ora respectivă, deci:

$$Q_{omin} = (1,5/100) \cdot 14\ 250 = 213\ \text{m}^3/\text{h};$$

$$Q_{omax} = (6,25/100) \cdot 14\ 250 = 890\ \text{m}^3/\text{h};$$

- se apreciază pierderea de sarcină pe sistemul de pompare la 1,0 m (pierderi locale și distribuite);
- se stabilește numărul maxim de porniri/opriri a pompelor (de regulă maximum 8... 10/oră).

Notă. Atunci când curba $C(t)$ nu este cunoscută sau nu se poate aprecia practic, nu pot fi făcute asemenea calcule; neefectuarea unor asemenea calcule poate însă conduce la o alegere greșită a pompelor: acestea vor funcționa cu randamente scăzute, vor avea un număr mare de porniri/cu riscul arderii motoarelor/sau lucrul cel mai grav, nu vor putea asigura debitul maxim cerut pentru consumul de vîrf, volumul castelului fiind prea mic/dar existent, executat/ pentru regimul real de pompare.

Este bine să se aprecieze o asemenea curbă după datele din literatură sau prin măsurători pe sisteme de alimentare cu apă ce se exploatează în condiții similare.

4.3.3. DETERMINAREA VOLUMULUI

Se apreciază tipul de pompă necesar în stația de pompare plecând de la ideea că regimul de pompare trebuie să fie așa de elastic încât (fig. 24), să se poată obține o curbă de alimentare a castelului cât mai apropiată de cea de consum (dacă ele coincid, teoretic, nu este nevoie de volum de compensare în castel); cum debitul minim cerut este de durată mare (v. tab. 17, coloana 5) rezultă că o

Tabelul 17

Calculul volumului de înmagazinare (compensare) %

Ora	Alimentare		Pompare		Consum		Diferențe			Nr. pompe
	orară	cumulată (A)	orară	cumulată (P)	orar	cumulat ©	A - C (+)	A - C (-)	P - C (+)	P - C (-)
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0-1	4,16	4,16	2,0	2,0	1,5	1,5	2,16	-	0,5	-
1-2	4,17	8,33	2,0	4,0	1,5	3,0	4,33	-	1,0	-
2-3	4,17	12,50	-	4,0	1,5	4,5	8,50	-	-	0,5
3-4	4,16	16,66	2	6,0	1,5	6,0	10,66	-	-	-
4-5	4,17	20,83	2	8,0	2,5	8,5	12,83	-	-	0,5
5-6	4,17	25,00	4	12,0	3,5	12,0	13,0	-	-	-
6-7	4,16	29,16	4	16,0	4,5	16,5	13,16	-	-	0,5
7-8	4,17	33,33	6	22,0	5,5	22,0	11,0	-	-	-
8-9	4,17	37,50	6	28	6,25	28,25	9,5	-	-	0,25
9-10	4,16	41,66	6	34	6,25	34,50	7,66	-	-	0,50
10-11	4,17	45,83	6	40	6,25	40,75	5,83	-	-	0,75
11-12	4,17	50,00	8	48	6,25	47,00	2,0	-	1,0	-
12-13	4,16	54,16	6	52	5,00	52,00	2,16	-	-	-
13-14	4,17	58,33	6	58	5,00	57,00	0,33	-	-	-
14-15	4,17	62,50	4	62	5,00	62,50	0,50	-	-	0,5
15-16	4,16	66,66	6	68	6,00	68,50	-	1,34	-	0,5
16-17	4,17	70,83	6	74	6,00	74,50	-	3,17	-	0,5
17-18	4,17	75,00	6	80	5,50	80,00	-	5	-	-
18-19	4,16	79,16	6	86	5,00	85,00	-	6,84	1	-

Tabelul 17 (continuare)

Ora	Alimentare		Pompare		Consum		Diferențe				Nr. pompe
	orară	cumulată (A)	orară	cumulată (P)	orar	cumulat ©	A - C (+)	A - C (-)	P - C (+)	P - C (-)	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
19 - 20	4,17	83,33	4	90	4,50	89,50	-	6,67	0,5	-	2
20 - 21	4,17	87,50	4	94	4,00	93,50	-	6,50	0,5	-	2
21 - 22	4,16	91,66	2	96	3,00	96,50	-	4,34	-	0,5	1
22 - 23	4,17	95,83	2	98	2,00	98,50	-	2,17	-	0,5	1
23 - 24	4,17	100	2	100	1,5	100	-	-	-	-	1

pompă care să asigure acest debit este necesară; trebuie încercat dacă un multiplu rațional al aceleiași pompe asigură debitul maxim:

$$Q_{0max}/Q_{0min} = 6,25/1,5 = 4 \text{ pompe.}$$

Pentru a găsi pompa este necesară și înălțimea de pompare:

$$H = H_g + h_r = (169,46 - 136,10) + 1 = 33,36.$$

unde H_g este înălțimea geodezică de pompare, iar h_r pierderea de sarcină.

Pentru debitul $213 \text{ m}^3/\text{h}$ și înălțimea 33 m se caută o pompă; din catalog rezultă pompa tip CERNA 200, rotor 330 mm , 1450 rot./min. și puterea de 37 kW .

Caracteristica pompei: $Q = 290 \text{ m}^3/\text{h}$; $H = 33,5$; $\eta = 80 \%$ (randamentul pompei funcționând singură nu în instalație).

Se poate calcula debitul orar asigurat de pompă, în procente:

$$(290/14\ 250) \cdot 100 = 2,0 \%.$$

Acum se poate începe calculul efectiv.

Pentru ușurință se lucrează într-un tabel (tab. 17); toate valorile fiind calculate în procente, pentru ușurința calculului. Completarea coloanelor și liniilor în tabel se execută astfel:

- se completează coloanele 0, 1, 5;
- se completează pe linii coloanele 2 și 6 prin cumulare succesivă a valorilor orare; pentru control la ora 23-24 suma trebuie să fie 100 %;
- în coloana 3 se introduce un debit pompat apropiat de cel de consum, coloana 5, pentru un număr întreg de pompe (coloana 11);
- se obține prin cumulare succesivă pe linii, coloana 4;
- se scade, pe linie, din coloana 4 (curba de alimentare a castelului) coloana 6 (curba de consum), iar diferența se trece în coloana 9 sau 10, după cum diferența (atenție P - C) este pozitivă sau negativă;
- din coloanele 9, 10 în final se aleg valorile maxime, pozitive (a'), și negative (b'); în cazul de față $a' = 1,00 \%$, $b' = 0,75 \%$;
- se calculează volumul de compensare real din castel:

$$V_{comp}^C = [(a' + b')/100] \cdot 14\ 250 = 249 \text{ m}^3;$$

- dacă valoarea se consideră bună, aici este bună, atunci se completează tabelul în continuare; dacă volumul este prea mare se aleg alte valori ale pompării și se reface calculul până la volumul de castel care este apreciat ca fiind bun;
- se scad pe linie valorile coloanei 4 din valorile coloanei 2 (A- P), iar diferențele se trec în coloanele 7, 8 după cum sunt pozitive sau negative;
- se poate calcula volumul de compensare din rezervor:

$$V_{comp}^R = [(a + b)/100] \cdot 14\,250 = [(13,16 + 6,84)/100] \cdot 14\,250 = 2\,850\,m^3.$$

4.3.4. REZULTATE ȘI COMENTARII

Castelul de apă. Pentru $a' = 1,00\%$ și $b' = 0,75\%$ (fig. 24) rezultă un volum de compensare în castel de $249\,m^3$.

În castel este însă necesar să se păstreze și rezerva de incendiu pentru combaterea efectivă a incendiilor (n) din interior:

$$V_{inc}^i = T_i \cdot \sum Q_{ii} \cdot 3,6 = 9\,m^3.$$

Rezultă un volum al castelului de:

$$V_{castel} = V_{comp}^C + V_{inc}^i = 249 + 9 = 258\,m^3.$$

Se poate adopta un castel de $300\,m^3$, după proiectul tip.

Execuția unui castel de $300\,m^3$ este o problemă complexă și laborioasă, dar nu imposibil de rezolvat.

Notă. Când suma valorilor pompate nu este 100%, apa nu este pierdută sau lipsește, ci se utilizează în ziua următoare când volumul din rezervor este mai plin cu volumul de apă echivalent cu procentul rămas până la 100%.

Automatizarea pompelor se face după nivelul de apă din castel, nu după timp (se poate și după timp).

Deci, castelul va avea $300\,m^3$ volum și 30 m înălțime.

Rezervorul. În rezervor va trebui păstrată:

- rezerva de incendiu $2 \cdot 1\,862 = 3\,724\,m^3$;
- volumul de compensare:
 - valoare calculată conform STAS este $4\,275\,m^3$;

- valoare calculată $2\,850\,m^3$ din calculul de compensare; fiind acoperitoare se adoptă valoarea dată după recomandarea STAS:

$$V_R = 3\,724 + 4\,275 = 8\,000\,m^3.$$

Se adoptă pentru rezervor soluția: $2 \cdot 5000\,m^3$, rezervor din beton precomprimat.

Stația de pompare. Din tabelul 17 rezultă că numărul maxim de pompe în funcțiune este de 4.

Pompele au toate aceeași mărime CERN 200 cu rotor 330 mm și caracteristicile:

$$Q = 290\,m^3/h, \quad H = 34\,m.$$

Rezultă că pentru a asigura o funcționare normală a alimentării cu apă vor fi necesare 4 + 1 pompe (una de rezervă) de tip C 200. Debitul stației va fi cuprins între 290 și $1\,160\,m^3/h$.

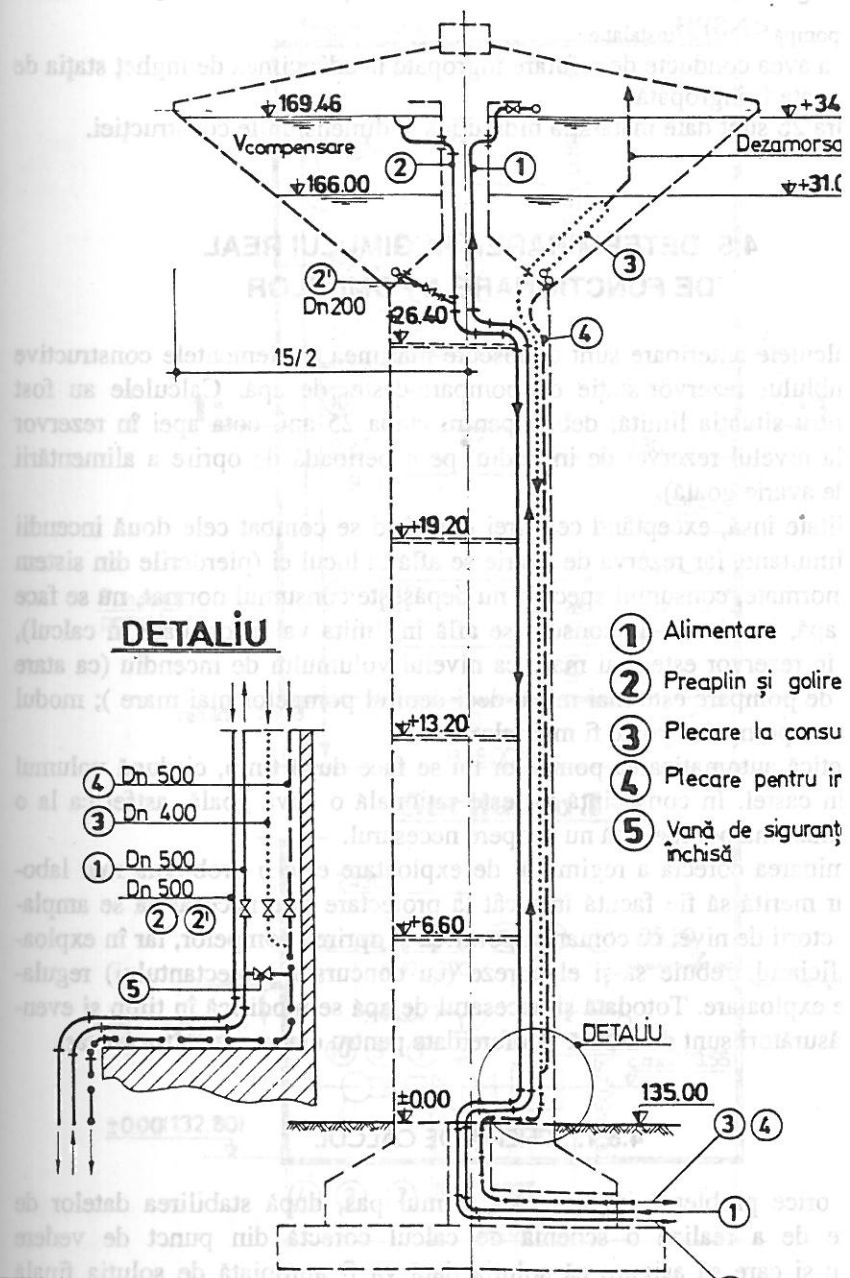
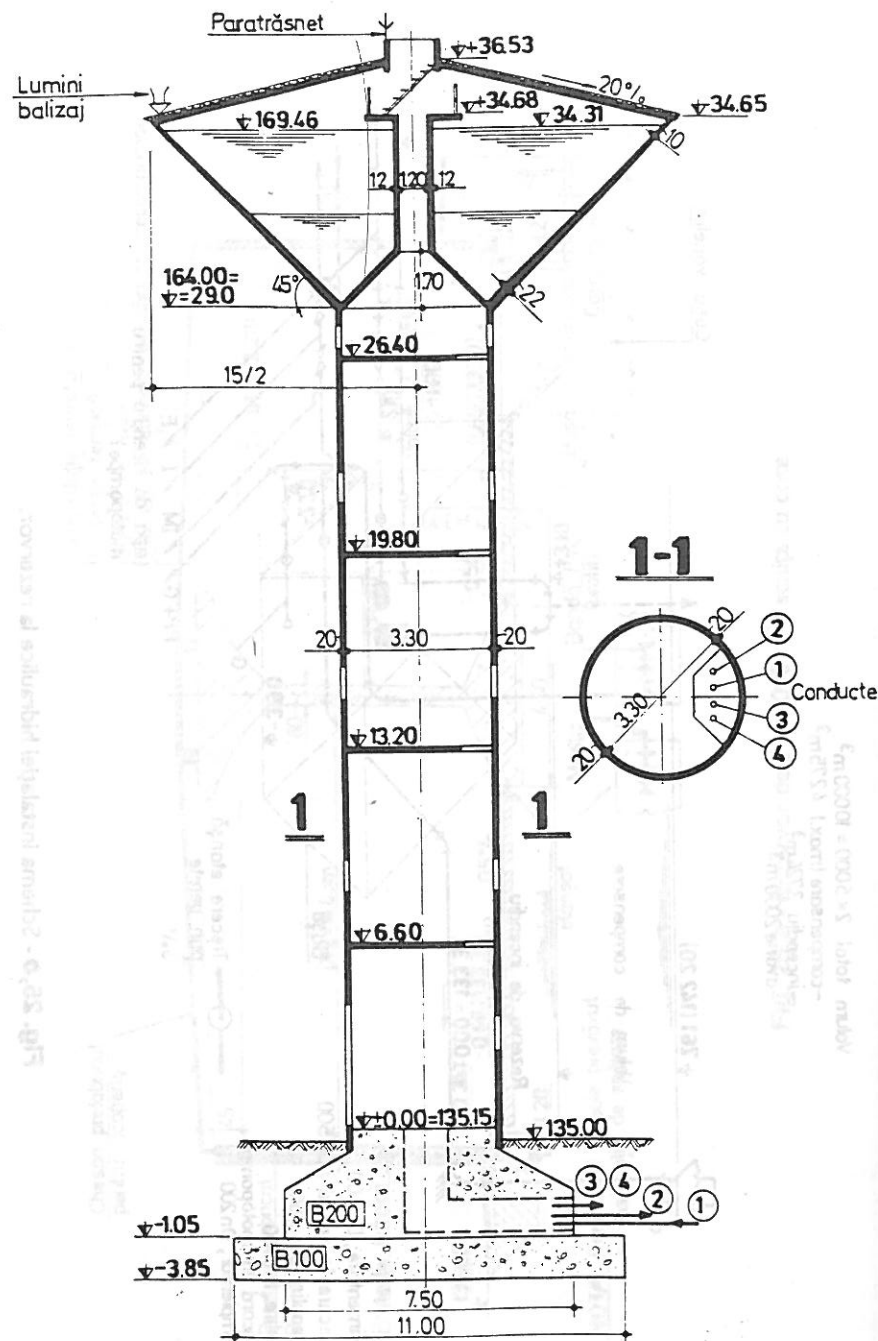
În caz de incendiu însă din rezervor mai trebuie pompat și debitul pentru combaterea din exterior a acestuia, deci $2 \cdot 20\,l/s = 144\,m^3/h$. Din debitele de dimensionare ale rețelei rezultă însă că în caz de incendiu debitul necesar este de $Q_{II}^v = 205\,l/s$. Ca atare cele patru pompe pot asigura debitul și în această perioadă cu condiția ca stația de pompare să aibă două linii de alimentare cu energie electrică, pentru siguranță în funcționare.

4.4. ELEMENTE CONSTRUCTIVE

Rezervorul. Se adoptă proiectul tip IPCT, cuva din beton precomprimat, $2 \cdot 5\,000\,m^3$. Elementele constructive principale sunt date în figura 25. Este dată și o schemă cu instalația hidraulică (pentru conducte diametrul rezultă din condiția ca viteza să aibă valori 0,8... 1,2 m/s).

Castelul de apă. Pentru valorile determinate $V = 300\,m^3$ și $H = 30\,m$, s-a ales proiectul tip IPCT. Principalele elemente constructive sunt date în figura 25. Este dată și schema instalației hidraulice.

Stația de pompare. Se alcătuește schema tehnologică a stației de pompare pentru cele cinci pompe necesare. După amplasarea și definitivarea instalației hidraulice se îmbracă spațiul necesar într-o construcție care să aibă dimensiuni modulate astfel încât să se poată utiliza elementele prefabricate pentru acoperiș. Stația nu este îngropată, întrucât nivelul apei în rezervor este ridicat, pompele



fiind amorstate (chiar și la incendiu, în momentul începerii utilizării rezervei de incendiu).

Pentru siguranță este necesar ca la cota 134 a apei în rezervor să se verifice că $NSPH_{pompa} < NSPH_{instalație}$.

Pentru a avea conducte de refulare îngropate la adâncimea de îngheț stația de pompare poate fi îngropată.

În figura 26 sunt date instalația hidraulică și dimensiunile construcției.

4.5. DETERMINAREA REGIMULUI REAL DE FUNCȚIONARE A POMPELOR

Din calculele anterioare sunt cunoscute mărimea și elementele constructive ale ansamblului rezervor-stație de pompare-castel de apă. Calculele au fost făcute pentru situația limită; debite pentru etapa 25 ani, cota apei în rezervor minimă, la nivelul rezervei de incendiu, pe o perioadă de oprire a alimentării (rezerva de avarie goală).

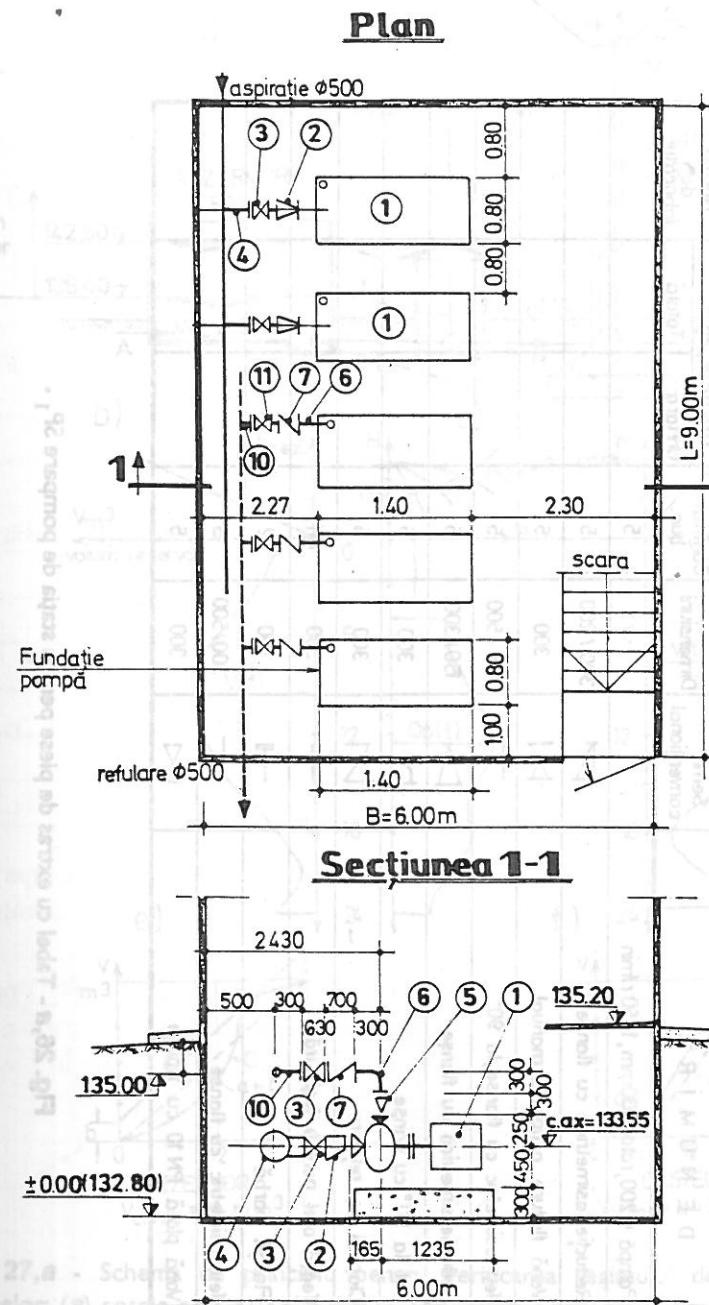
În realitate însă, exceptând cele trei ore când se combat cele două incendii teoretic simultane, iar rezerva de avarie se află la locul ei (pierderile din sistem sunt cele normate, consumul specific nu depășește consumul normat, nu se face risipă de apă, iar ritmul de consum se află în limita valorilor luate în calcul), cota apei în rezervor este mai mare ca nivelul volumului de incendiu (ca atare înălțimea de pompare este mai mică, deci debitul pompelor mai mare); modul de utilizare a pompelor poate fi mai relaxat.

În practică automatizarea pompelor nu se face după timp, ci după volumul de apă din castel. În consecință nu este rațională o cuvă goală, astfel ca la o solicitare maximă pompele să nu acopere necesarul.

Determinarea corectă a regimului de exploatare este o problemă mai laborioasă, dar merită să fie făcută întrucât la proiectare este necesar să se amplaseze traductorii de nivel ce comandă pornirea și oprirea pompelor, iar în exploatare beneficiarul trebuie să-și elaboreze (cu concursul proiectantului) regulamentul de exploatare. Totodată și necesarul de apă se modifică în timp și eventualele măsurători sunt de natură să ofere date pentru elaborarea altor lucrări.

4.5.1. SCHEMA DE CALCUL

Ca în orice problemă inginerească primul pas, după stabilirea datelor de bază, este de a realiza o schemă de calcul corectă din punct de vedere



EXTRAS CU PIESE PENTRU STAȚIA DE POMPARE TREAPTA II

D E N U M I R E	Semn convențional	Dimensiuni	Cantitate buc.	Greutate, kg		Normă de fabricație
				Unitară	Totală	
Pompă C200, rotor 330mm, 1450 r/min			5			
Reducție asimetrică cu flanșe		300 / 200	5			
Vană fluture, acționată manual		300	5			
Teu asimetric cu flanșe, la 90°		300 / 500	5			
Reducție simetrică cu flanșe		150 / 300	5			
Cot la 90° cu flanșe		300	5			
Clapetă de reținere		300	5			
Țeavă oțel pentru legătură		300	dif.			
Flanșă oarbă		300	2			
Teu asimetric cu flanșe		300 / 500	5			
Vană plată PN 10 cu flanșe		300	5			

Fig. 26, a - Tabel cu extras de piese pentru stația de pompare SP₁.

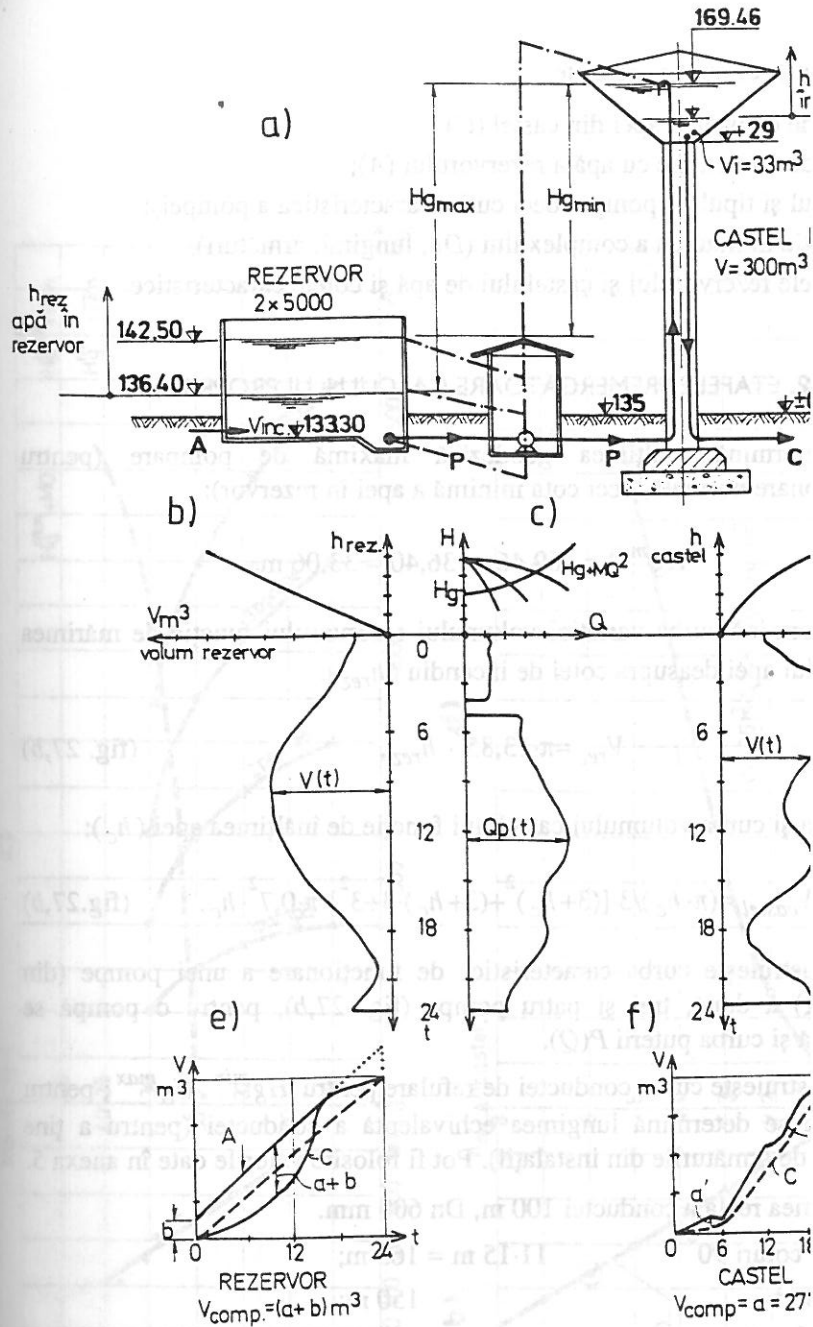


Fig. 27, a - Schema de principiu pentru verificarea regimului de pompare; (a) cotele obiectelor implicate; (b) curba volumului rezervorului înălțime; (c) curba de funcționare a stației de pompare; (d) curba de funcționare a stației de pompare; (e) curba de funcționare a stației de pompare; (f) curba de funcționare a stației de pompare.

Se presupune că sunt cunoscute:

- curba de consum a apei din castel (C);
- curba de alimentare cu apă a rezervorului (A);
- numărul și tipul de pompe (deci curba caracteristică a pompei);
- instalația hidraulică a complexului (Dn, lungimi, armături);
- volumele rezervorului și castelului de apă și cotele caracteristice.

4.5.2. ETAPELE PREMERGĂTOARE CALCULULUI PROPRIU-ZIS

- Se determină înălțimea geodezică maximă de pompare (pentru funcționare normală, deci cota minimă a apei în rezervor):

$$H_g^{max} = 169,46 - 136,40 = 33,06 \text{ m.}$$

- Se determină curba variației volumului rezervorului funcție de mărimea nivelului apei deasupra cotei de incendiu (h_{rez}):

$$V_{rez} = \pi \cdot 13,85^2 \cdot h_{rez}, \quad (\text{fig. 27,b})$$

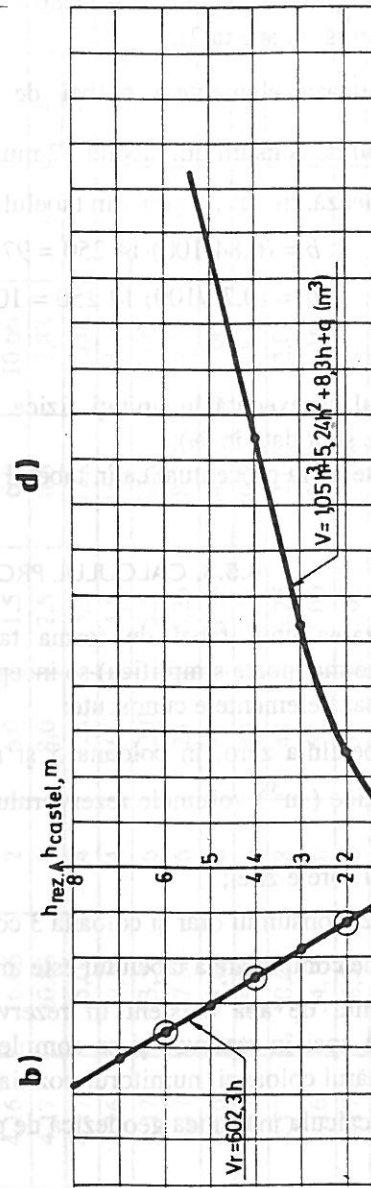
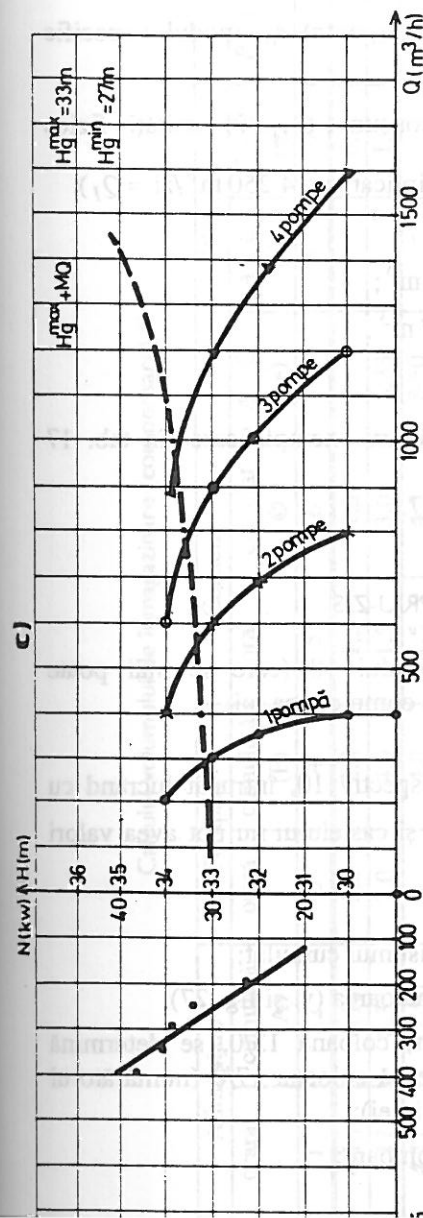
precum și curba volumului castelului funcție de înălțimea apei (h_c):

$$V_{castel} = (\pi \cdot h_c) / 3 \cdot [(3 + h_c)^2 + (3 + h_c) \cdot 3 + 3^2] - \pi \cdot 0,7^2 \cdot h_c. \quad (\text{fig. 27,b})$$

- Se construiește curba caracteristică de funcționare a unei pompe (din catalog) a două, trei și patru pompe (fig. 27,b); pentru o pompă se execută și curba puterii $P(Q)$.
- Se construiește curba conductei de refulare pentru H_g^{min} , H_g^{max} ; pentru aceasta se determină lungimea echivalentă a conductei (pentru a ține seama de armăturile din instalații). Pot fi folosite valorile date în anexa 5.

Lungimea reală a conductei 100 m, Dn 600 mm.

- 11 coturi 90° $11 \cdot 15 \text{ m} = 165 \text{ m};$
- 1 sorb $150 \text{ m};$
- 1 clapet $70 \text{ m};$
- 3 vane $3 \cdot 5 = 15 \text{ m};$



- curba caracteristică este dată în figura 27,b:

$$H = H_g + M \cdot Q^2,$$

unde $M = s_o \cdot 1 = 0,0228 \cdot 520 = 11,86 \text{ s}^2/\text{m}^5$ (pentru s_o , modulul specific de rezistență, v. anexa 2);

- Se calculează elementele curbei de consum $C(t)$ în unități fizice (procentul de consum din tabelul 17 multiplicat cu $14\,250 \text{ m}^3/\text{zi} = Q_I$).

- Se calculează, în m^3 , b și b' din tabelul 17:

$$b = 6,84 \%; \quad b = (6,84/100) \cdot 14\,250 = 975 \text{ m}^3;$$

$$b' = 0,75 \%; \quad b' = (0,75/100) \cdot 14\,250 = 107 \text{ m}^3.$$

Observație:

- (1) Calculul se execută în unități fizice pentru exemplificare (în tab. 17 valorile sunt date în %);
- (1) Se poate lucra procentual ca în tabelul 17.

4.5.3. CALCULUL PROPRIU-ZIS

După realizarea unui tabel de forma tabelului 18 (care se mai poate complica, sau se mai poate simplifica) se începe completarea lui.

Se completează elementele cunoscute:

- b și b' pe linia zero, în coloana 5 și respectiv 10, întrucât lucrând cu valori fizice (m^3) volumele rezervorului și castelului nu pot avea valori negative;
- coloana 1, orele zilei;
- coloana 2, consumul orar și coloana 3 consumul cumulat;
- schema de completare a tabelului este următoarea (v. și fig. 27);
- cu volumul de apă existent în rezervor, coloana 13/0, se determină înălțimea apei în rezervor și se completează coloana 17/0 (numărătorul este numărul coloanei, numitorul poziția liniei);
- se poate calcula înălțimea geodezică de pompare;

Tabelul 17

Calculul volumului de înmagazinare (compensare) %

Alimentare		Pompare		Consum		Diferențe				Nr. pompe
orară	cumulată (A)	orară	cumulată (P)	orar	cumulat @	A - C (+)	A - C (-)	P - C (+)	P - C (-)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4,16	4,16	2,0	2,0	1,5	1,5	2,16	-	0,5	-	1
4,17	8,33	2,0	4,0	1,5	3,0	4,33	-	1,0	-	1
4,17	12,50	-	4,0	1,5	4,5	8,50	-	-	0,5	-
4,16	16,66	2	6,0	1,5	6,0	10,66	-	-	-	1
4,17	20,83	2	8,0	2,5	8,5	12,83	-	-	0,5	1
4,17	25,00	4	12,0	3,5	12,0	13,0	-	-	-	2
4,16	29,16	4	16,0	4,5	16,5	13,16	-	-	0,5	2
4,17	33,33	6	22,0	5,5	22,0	11,0	-	-	-	3
4,17	37,50	6	28	6,25	28,25	9,5	-	-	0,25	3
4,16	41,66	6	34	6,25	34,50	7,66	-	-	0,50	3
4,17	45,83	6	40	6,25	40,75	5,83	-	-	0,75	3
4,17	50,00	8	48	6,25	47,00	2,0	-	1,0	-	4
4,16	54,16	6	52	5,00	52,00	2,16	-	-	-	3
4,17	58,33	6	58	5,00	57,00	0,33	-	-	-	3
4,17	62,50	4	62	5,00	62,50	0,50	-	-	0,5	2

Tabelul 17 (continuare)

Alimentare		Pompare		Consum		Diferențe				Nr. pompe
orară	cumulată (A)	orară	cumulată (P)	orar	cumulat ©	A - C (+)	A - C (-)	P - C (+)	P - C (-)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4,17	83,33	4	90	4,50	89,50	-	6,67	0,5	-	2
4,17	87,50	4	94	4,00	93,50	-	6,50	0,5	-	2
4,16	91,66	2	96	3,00	96,50	-	4,34	-	0,5	1
4,17	95,83	2	98	2,00	98,50	-	2,17	-	0,5	1
4,17	100	2	100	1,5	100	-	-	-	-	1

Tabelul 18 - partea 1

Verificarea regimului de pompare din rezervor în castel

CASTEL					STATIE DE POMPARE				
CONSUM		ALIMENTARE (POMPARE)		Diferențe	H apa	Q	H	Nr. pompe	P
orar [mc]	cumul [mc] C	orar [mc]	cumul [mc] P	P - C [mc]	(d) [mc]	[mc/h]	[m]		[kW]
2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
-	-	-	142 (a)	142	3,4	-	-	-	-
14	214	370	512	298	5,3	370	31,7	1	34,5
14	428	-	512	84	2,5	-	-	-	-
14	642	400	912	270	5,0	400	30,4	1	40
14	856	-	912	56	2,0	-	-	-	-
56	1212	440	1352	140	3,3	440	29	1	44
00	1712	550	1902	190	4,0	550	33,4	2	64
41	2353	550	2452	99	2,8	550	33,4	2	64
84	3137	900	3352	215	4,3	900	34	3	102
91	4028	900	4254	224	4,4	900	34	3	102
91	4919	900	5152	233	4,4	900	34	3	102
91	5810	600	5752	58*	0	600	33,2	2	66
91	6701	900	6652	60*	0	900	34	3	102

Tabelul 18 - partea 1 (continuare)

	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2									
34	11331	600	11452	121	3,1	600	33,2	2	66
12	12043	600	12052	9**	0	600	33,2	2	66
41	12684	900	12952	268	5,0	900	34	3	102
70	13254	300	13252	2	0	300	33	1	33
28	13682	600	13852	170	3,7	600	33,2	2	66
85	13967	300	14152	185	4,0	300	33	1	33
14	14181	300	14452	271	5,0	300	33	1	33

Tabelul 18 - partea 2

Verificarea regimului de pompare din rezervor în castel

REZERVOR							OBSERVAȚII
TARE	CONSUM (POMPARE)		Diferențe	h_{rez}	H_g		
	orar	cumul (C)			A - P	(c)	
umul (A)							
[mc]	[mc]	[mc]	[mc]	[m]	[m]		
13	14	15	16	17	18	19	
975	-	-	-	1,3	31,7		- ora zero coincide de fapt cu ora 19.00
1569	370	370	1200	1,8	31,2		a - volum acumulat in castel la ora cu
2163	-	-	1651	2,5	30,5		volum negativ maxim in rezervor
2757	400	770	1987	3,2	30,8		(plecat cu b în rezervor)
3351	-	770	2581	4,2	28,8		
3945	440	4385	- 440*	0	33		
4539	550	4935	- 396*	0	33		$c - H_g = H_g^{max} - h_{rez}$

Tabelul 18 - partea 2 (continuare)

13	14	15	16	17	18	19
5133	550	5485	- 352*	0	33	$H = H_g + MQ^2$
5727	900	6385	- 660*	0	33	d - cota apei în castel ajută la automatizare
6321	900	7285	- 964*	0	33	e - calculul trebuie reluat considerând rezervorul plin cu apă, cu diferența maximă 3130
6915	900	8185	1270*	0	33	* - rezervor gol, mai este nevoie de acel volum de apă
7509	600	8785	1276*	0	33	** - se pierde apă prin preaplin
8103	900	9685	1582*	0	33	- consumul specific de energie:
8697	900	10585	1888*	0	33	1584 kWh/zi/14259 mc/zi =
9291	600	1185	1894*	0	33	= 0.11 kWh/mc
9885	900	12085	2200*	0	33	- regimul de pompare diferă de cel din tabelul 17
10479	900	12985	2506*	0	33	
11073	900	1388	2812*	0	33	
11667	600	14485	2818*	0	33	
12261	600	15085	2824*	0	33	
12855	900	15985	3130 (e)	0	33	
13449	300	16285	2836*	0	33	
14043	600	16885	2842*	0	33	

- se completează coloana 18/0 (din motive de siguranță castelul este alimentat cu apă pe la partea superioară);
- știind necesarul de apă în rețea, coloana 3/1 și înălțimea geodezică H_g se apreciază (erorile sunt de ordinul de mărime al citirilor în grafice) din graficul c debitul pompei (pompele), Q și numărul de pompe;
- cu Q determinat se poate calcula înălțimea de pompare:

$$H = H_g + M \cdot Q^2;$$

- cu H se determină din același grafic (la numărul de pompe în funcțiune) debitul pompat și se completează în coloana 9 coloana 4 și coloana 14 (ar trebui refăcut calculul pentru H până când între două calcule succesive diferența este cea dorită);
 - se calculează curba volumelor acumulate -pompe (coloana 5/1);
 - dacă se scade din P (coloana 5) consumul din castel C (coloana 3/1) se obține volumul de apă din castel (coloana 6/1) și deci și nivelul apei în cuvă, coloana 7;
 - se calculează volumul consumat din rezervor, orar (coloana 14) și cumulat (coloana 15);
 - se calculează volumul de apă intrată în rezervor după una oră, prin cumulara valorii b (coloana 13/0) cu debitul adăugat în ora 0-1, coloana 12/1; rezultă cifra din coloana 13/1;
 - dacă se scade volumul de apă consumat prin pompare (coloana 15/1) se obține volumul de apă din rezervor la sfârșitul primei ore (coloana 16/1);
 - se poate calcula nivelul apei în rezervor, coloana 17/1 și ciclul reîncepe pentru ora a doua (1-2);
 - calculul continuă linie de linie până la ora 24 când în rezervor și castel ar trebui să rămână un volum de apă aproximativ egal cu cel existent la început (ora zero din ziua încheiată), de regulă apar diferențe din cauza preciziei de lucru;
 - se calculează puterea pompelor (din grafic pentru debitul total pompat se află debitul unei pompe și în consecință din curba $P(Q)$ puterea unei pompe) și tabelul este complet;
- Se poate calcula energia zilnică necesară prin sumarea valorilor P (coloana 11, durata de funcționare fiind de o oră) - $(\sum P \cdot 1 = E, \text{ kWh/zi})$.

Observatii:

- calculul, plecând de la acumularea în rezervor numai a rezultat că nu este suficient; pentru a evita asemenea dificultăți plecat cu suma $a + b$; ora zero din tabel corespunde orei a volumului b (tab. 17);
- calculul ar trebui refăcut și pentru altă ipoteză de funcționare pentru a vedea dacă numărul de pompe este suficient;
- se apreciază că numărul de pompe în stație este de patru active și un
- în timpul calculului se poate întâmpla ca volumul de apă devină negativ; cum acest lucru nu este posibil se mărește pompe în ora de calcul sau în ora precedentă;
- se poate întâmpla ca la numărul respectiv de pompe volumul ducă la depășirea volumului castelului; în acest caz volumul avea valoarea maximă, toate pompele fiind oprite, altfel pleacă prin preaplin;
- cum automatizarea funcționării pompelor se face după vol din castel (nivelul de apă) este posibil ca unele pompe să nu o oră întreagă, deci în coloana 9 debitul nu este obligat multiplu al debitului unei pompe;
- cunoașterea nivelului de apă în cuva castelului permite stabil amplasare a traductoarelor de nivel care comandă presiunea pompelor;
- tot acest calcul se poate face printr-un program de calcul ce se pe un calculator PC;
- realizarea unui program de calcul poate permite simul consumuri după curbe de consum diferite de cele luate în final limite de funcționare (curbele de înfășurare a ritmurilor a ansamblului cu condiția respectării consumului zilnic $14\,250 \text{ m}^3/\text{zi}$;
- cu același program se poate determina limita la care pierderea apă pot conduce la posibilitatea unei alimentări continue (CF Catalog de proiecte tip);
- o asemenea schemă de calcul este necesară pentru reglarea și automatizare a funcționării pompelor: intrarea în funcțiune la minim 8 minute pentru protejarea motoarelor; folosirea p consum minim de energie;
- realizarea stației de pompare cu pompe cu turație variabilă

Capitolul 5

DEZINFECTAREA APEI CU CLOR GAZOS

5.1. INTRODUCERE

Deși apa obținută din sursă, apa subterană, este potabilă, iar suprafața terenului de lângă captare este protejată (perimetrul de regim sever), din motive de siguranță apa se clorizează înainte de a fi trimisă la consum. Dificultățile ce pot apărea sunt legate de eventuala impurificare bacteriologică produsă în rețeaua de distribuție, sau rezervoarele de înmagazinare.

Astfel, în caz de reparații conducta de transport a apei vine în contact cu pământul din subsolul străzii, pământ care conține un număr ridicat de microorganisme (ce pot fi și patogene). În unele situații apa circulă cu viteză foarte redusă, pe unele tronsoane, existând posibilitatea ca substanța organică pe care o conține să permită dezvoltarea microorganismelor din apă.

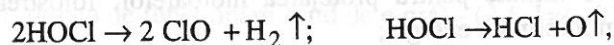
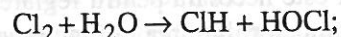
După cum este deja cunoscut nivelul apei în rezervor este variabil, cel puțin de două ori pe zi se ridică. Când nivelul apei scade, aerul din exterior este aspirat prin sistemul de ventilație. Dar aerul conține praf sau picături de apă ce pot fi impurificate. Ajunse în masa de apă microorganismele se pot dezvolta, în condiții favorabile.

Este deci necesar un mijloc de combatere, aflat la fața locului, mijloc care însă să nu fie periculos pentru organismul omenesc.

Mijlocul cel mai des utilizat pentru dezinfecție este clorul gazos.

Introducerea lui în apă se face după o dizolvare forțată în apă, la o presiune scăzută (circa 1 - 1,5 bari). În acest fel difuzarea în apă este mai bună, iar scăpările de clor gazos sunt reduse (se reaminteste că doze reduse de clor gazos inspirat pot produce mari dificultăți organismelor vii, inclusiv omului).

Se reaminteste că introdus în apă clorul reacționează:



Din cauza acidului clorhidric produs este necesar ca instalația să fie realizată din materiale rezistente.

Schema instalației de obținere a clorului și gospodărirea de (proiectul tip) sunt date în figura 28.

Clorul, adus în butelii speciale, de 50 kgf, sub formă de clor lichid este depozitat în condiții de siguranță, în spații bine ventilate natural.

O butelie poziționată vertical pe un cântar (care prin citiri și cantitatea de clor utilizată) este prevăzută cu un reductor de construcție specială. Prin destindere, la 1 - 1,5 bari, clorul devine condus printr-un racord din conductă de Cu, Pb sau PE, după preventiv (este clor tehnic) printr-un cartuș cu vată de sticlă dizolvare. Apa în care se dizolvă este tot la presiunea de 1-1,5 bari, curată, apă obținută din conducta ce pleacă din castel la rețea. Să se adauge de clor cu o concentrație de 2...10 % clor. Apa de clor este introdusă în conducta de masă plastică în cele două rezervoare. După un timp de 0,5 ore, apa poate fi utilizată.

Doza de clor se stabilește astfel: la ultimul robinet de utilizare a apei să nu mai existe urme de clor; este o dovadă că orice impurificare a apei rămânând și ceva exces; **atenție!** -o doză mare de clor dă gust și miros apei. În unele cazuri poate da produse toxice, trihalometani (THM).

5.2. DIMENSIONAREA INSTALAȚIEI

5.2.1. DOZA DE CLOR

$$1 - \text{mg/dm}^3 (1 \text{ g/m}^3).$$

- **Cantitatea de clor necesară zilnic:**
 - pentru etapa curentă:

$$C_{zi} = 14\,250 (\text{m}^3/\text{zi}) \cdot 1,0 (\text{g/m}^3) = 14\,250 \text{ g/zi} \approx 14 \text{ Kg/zi};$$

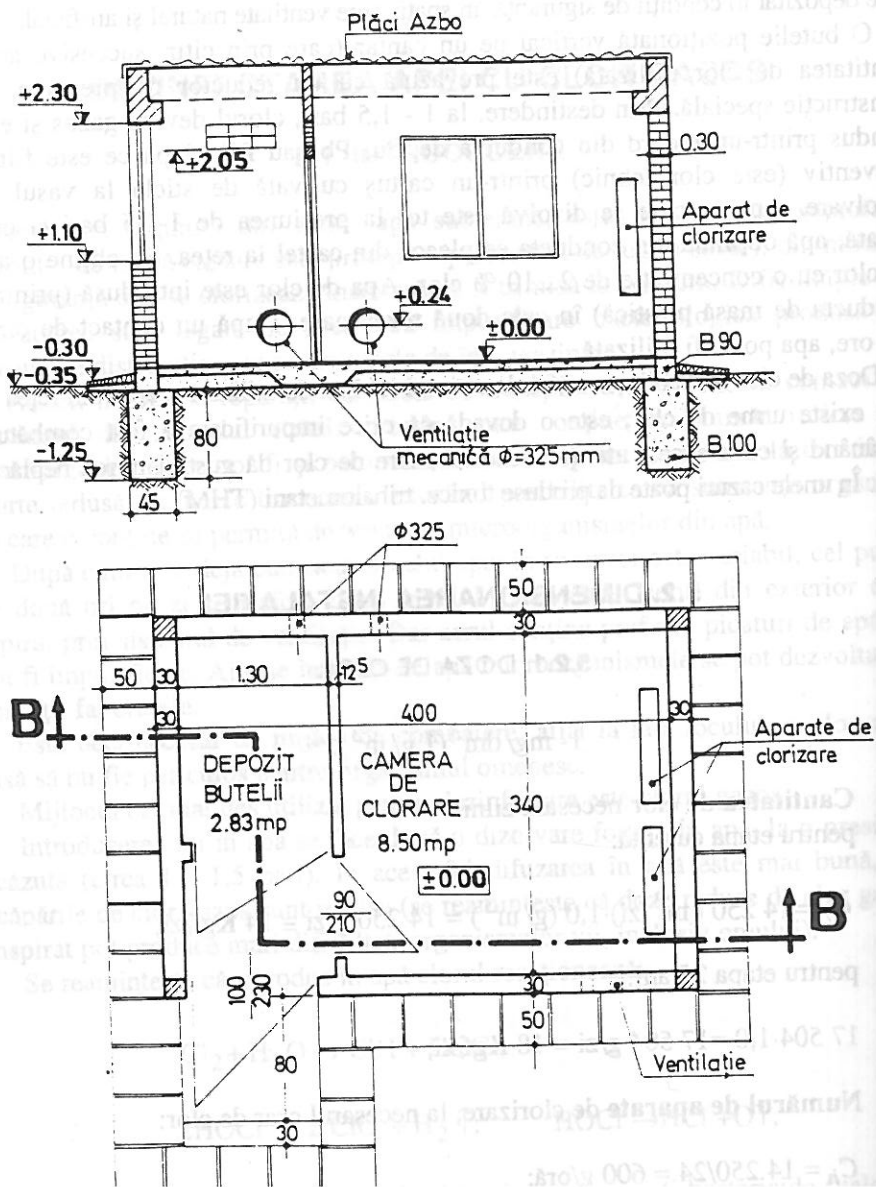
- pentru etapa 25 ani:

$$17\,504 \cdot 1,0 = 17\,504 \text{ g/zi} = 18 \text{ Kg/zi};$$

- **Numărul de aparate de clorizare, la necesarul orar de clor:**

$$C_h = 14\,250/24 = 600 \text{ g/oră};$$

SECȚIUNEA B-B



Se prevede un aparat în funcțiune (și unul de rezervă) tip AL
capacitate de debitare de 140 - 680 g/oră (Jura, C., 1976);
posibilitatea de a mări doza de clor până aproape la 2 mg/dm³ în c
(periodic); aparatul are în dotare un dispozitiv de oprire automa
întrerupere a circuitului de apă, pentru a nu scăpa clor în exterior
cu vacuum).

- **Mărimea depozitului de butelii de clor.** Se consideră rez pentru maximum o lună;

$$V_{dep} = 30 \text{ zile} \cdot C_{zi} = 30 \cdot 14 = 420 \text{ Kgf.}$$

Rezultă un număr mic de butelii (cu 50 Kg/pe butelie):

$$420/50 = 8 \text{ butelii;}$$

$$540/50 = 11 \text{ butelii};$$

- **Debitul de apă** necesar pentru obținerea apei de clor: concentrația soluției de clor, c , la 1% întrucât cantitatea de clor difuzia în rezervor se face mai bine la concentrații mici, deci debite apă de clor;

$$q = C_{zi}/c = (14\,250 \text{ g/zi})/(10 \text{ g/dm}^3) = 1\,425 \text{ dm}^3/\text{zi} = 0,16 \text{ dm}$$

(concentrația este 1% deci 10‰ sau 10 g Cl₂/1 000 g apă sau 10 g (

Racordul se realizează printr-o conductă din PVC sau PE c 12 x 1,1 mm; conductă din țeava PVC tip G este folosită și pent
apei de clor la cele două rezervoare.

5.3. MĂSURI DE PROTECȚIA MUNCII

Clorul fiind un gaz toxic, mai greu ca aerul. Pentru manevra necesare măsuri de siguranță pentru evitarea accidentelor:

- clădirea gospodăriei de clor se execută separat de alte clădiri din exterior;
- clădirea va avea ventilație artificială și naturală, amplasate jos a încăperii din exterior (fig. 28);
- stația de clorizare va fi așezată astfel încât să nu fie pe direcția

- buteliile de clor vor fi verificate la fiecare reîncărcare și periodic în depozit; pentru a evita intrarea aerului umed în butelie (corodare butelie prin formarea acidului clorhidric) butelia nu va fi descărcată la zero, ci va rămâne cu o cantitate de clor pentru o presiune slabă, de obicei la presiunea permanentă de lucru în instalație (circa 1 atm.); buteliile nu vor sta descoperite în bătaia soarelui;
- în gospodăria de clor are acces numai personalul autorizat;
- personalul va avea masca de gaze în stare de funcționare;
- vor fi afișate schema tehnologică a instalației și măsurile specifice de protecția muncii, măsuri verificate periodic, conform normelor, de șeful stației;
- clădirea va avea semn distinct de acces interzis;
- vor fi luate măsuri preventive pentru a instrui personalul stației cum să se comporte în caz de accident;
- va fi ținută în stare de funcționare instalația de neutralizare a clorului scăpat (v. Manual pentru proiectarea instalațiilor de clorare a apei, MLPAT, 1997).

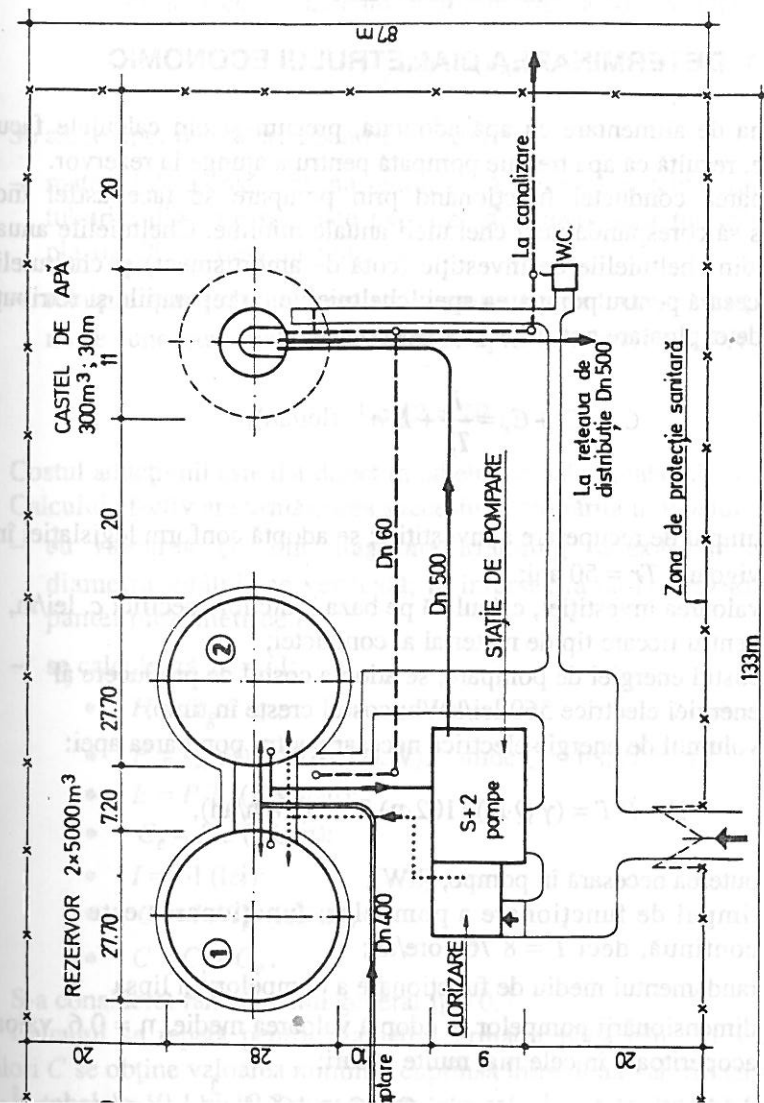
5.4. PRECIZĂRI SUPLIMENTARE

- Se poate adopta și soluția de dezinfectare a apei cu ozon, dar deocamdată este mai scumpă, iar aparatura respectivă are o funcționare pretentioasă; totodată efectul nu este permanent.

- S-ar putea adopta dezinfectarea prin radiație ultravioletă. Există acum echipamentul necesar, din import. Este însă o metodă de dezinfectare fără efect remanent.

- Se poate recurge și la o instalație de preparare pe loc a dioxidului de clor, asemenea instalații, aduse din import, au avantajul că nu mai stochează cantitățile de clor lichid ce pot constitui un pericol.

- Amplasarea stației de clorizare lângă rezervor și castel (complexul de amenajare este dat schematic în fig. 29).



Capitolul 6

ADUCȚIUNEA

6.1. DETERMINAREA DIAMETRULUI ECONOMIC

Din schema de alimentare cu apă adoptată, precum și din calculele făcute pentru captare, rezultă că apa trebuie pompată pentru a ajunge la rezervor.

Dimensionarea conductei funcționând prin pompare se face astfel încât diametrul ales să corespundă unei cheltuieli anuale minime. Cheltuielile anuale sunt formate din cheltuielile de investiție (cotă de amortisment) și cheltuielile cu energia necesară pentru pomparea apei; cheltuielile cu reparațiile și retribuția personalului de exploatare pot fi considerate constante.

$$C = C_i + C_e = \frac{I}{T_r} + E \cdot e \quad (\text{lei/an}),$$

unde:

- T_r este timpul de recuperare a investiției; se adoptă conform legislației în vigoare; $T_r = 50$ ani;
- I - valoarea investiției, calculată pe baza indicilor specifici c , lei/m, pentru fiecare tip de material al conductei;
- e - costul energiei de pompare; se adoptă costul de producere al energiei electrice 560 lei/kWh; costul crește în timp;
- E - volumul de energie electrică necesar pentru pomparea apei:

$$E = P \cdot T = (\gamma \cdot Q \cdot H) / (102 \cdot \eta) \cdot T \quad (\text{kWh/an}),$$

- P - puterea necesară în pompe, (kW);
- T - timpul de funcționare a pompelor; funcționarea este continuă, deci $T = 8\,760$ ore/an;
- η - randamentul mediu de funcționare a pompelor; în lipsa dimensionării pompelor se adoptă valoarea medie, $\eta = 0,6$, valoare acoperitoare în cele mai multe cazuri;

$$H = H_g + i \cdot l,$$

- l - lungimea aducțiunii: aici 3 850 m (fig. 30,a;b)
- i - panta liniei piezometrice pentru debitul Q pompat pe c diametrul D_n (necunoscut) al conductei;
- H_g - înălțimea geodezică de pompare; întrucât pentru captar studiate trei variante a fost aleasă cea mai favorabilă, sifonare cu cap autoamorsant; din figura 30,b rezultă:

$$H_g = 12,60 \text{ m.}$$

Se alege tipul de material pentru aducțiune:

- materialul să coste cât mai puțin și să se poată executa adu tuburile din care se poate executa aducțiunea sunt tuburile plastic, PE și fontă ductilă;
- tuburile materialului să reziste la presiunea de lucru a aducți nu se cunoaște linia piezometrică se apreciază la circa $1,5 H_g$

$$1,5 \cdot 12 = 20 \text{ m.}$$

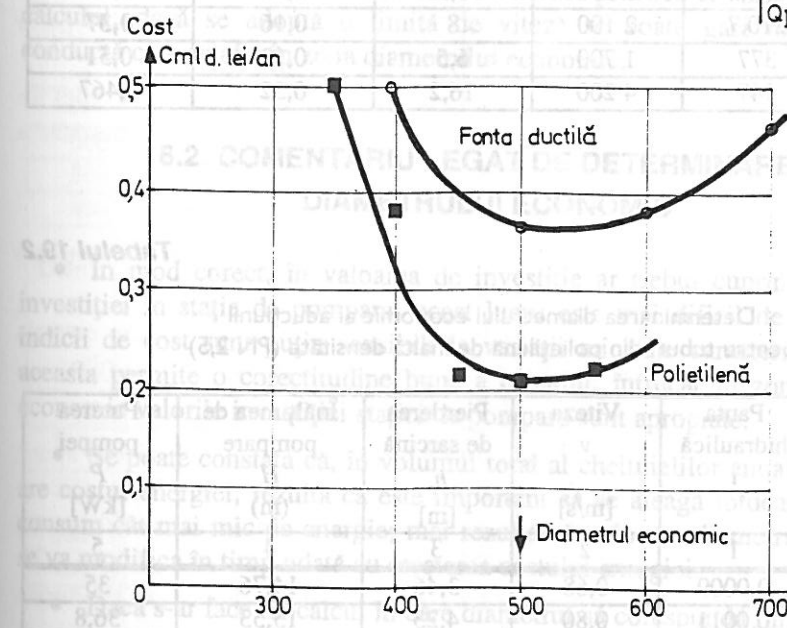
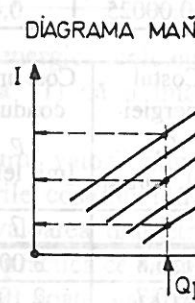
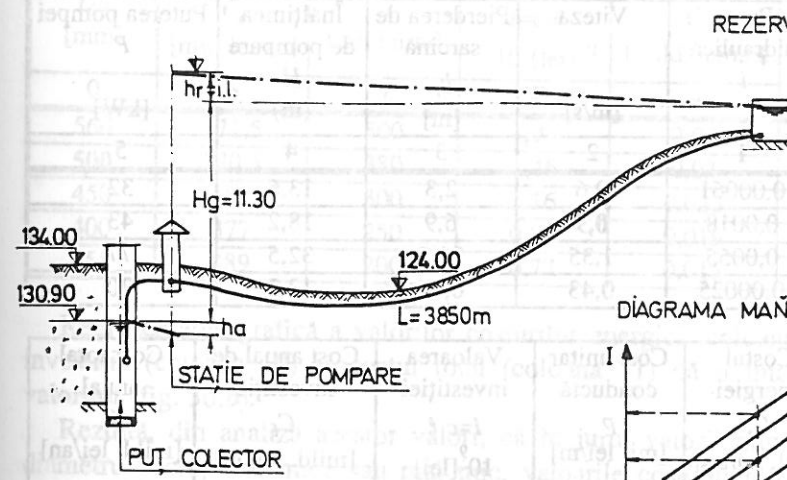
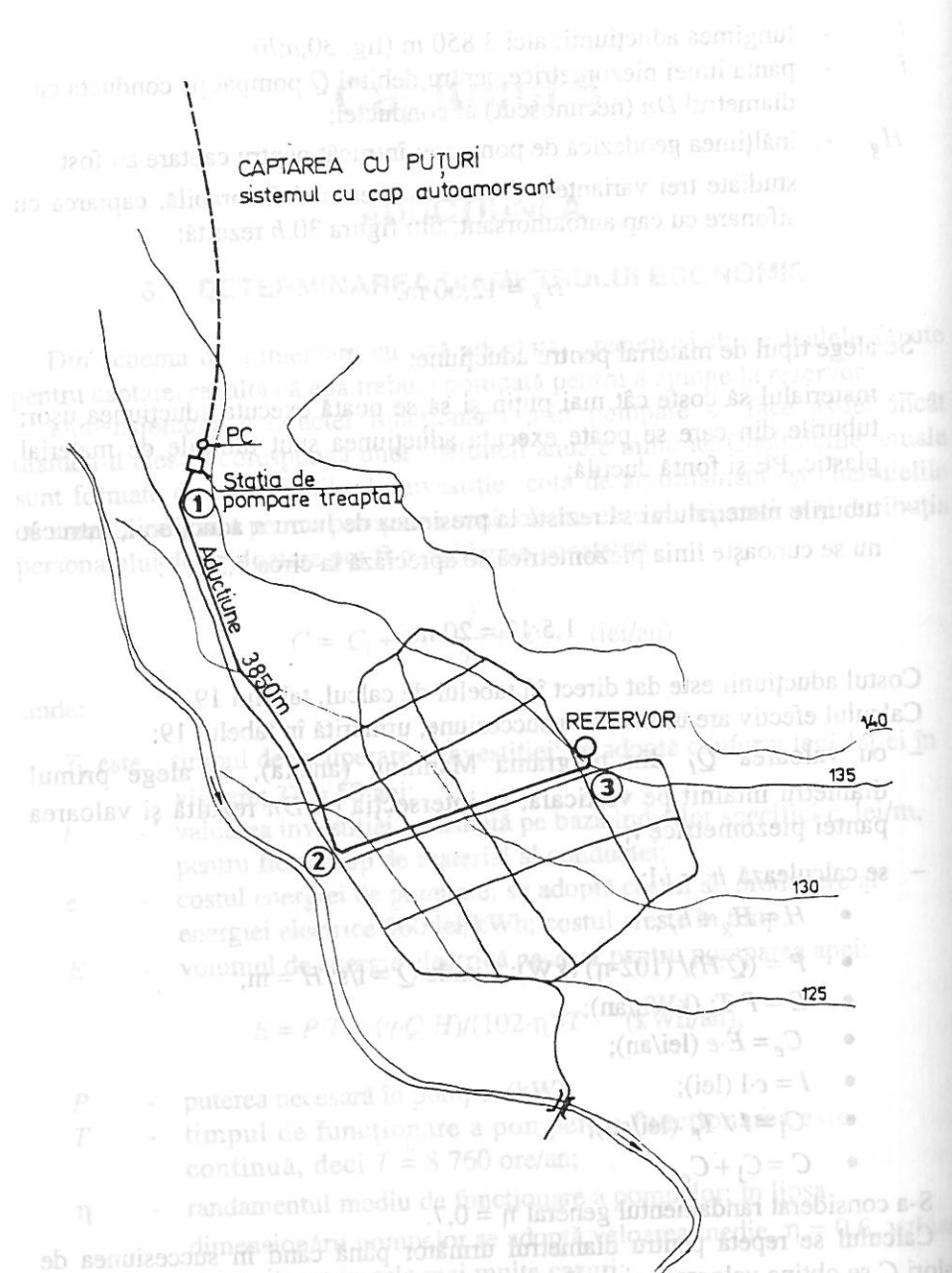
Costul aducțiunii este dat direct în tabelul de calcul, tabelul 19.

Calculul efectiv are următoarea succesiune, urmărită în tabelul 1

- cu valoarea Q_I din diagrama Manning (anexa), se a diametru întâlnit pe verticală; la intersecția cu D_n rezultă pantei piezometrice i ;
- se calculează $h_r = i \cdot l$:
 - $H = H_g + h_r$;
 - $P = (Q \cdot H) / (102 \cdot \eta)$ (kW); unde $Q = \text{l/s}$; $H = \text{m}$;
 - $E = P \cdot T$; (kWh/an);
 - $C_e = E \cdot e$ (lei/an);
 - $I = c \cdot l$ (lei);
 - $C_1 = I / T_r$ (lei/an);
 - $C = C_1 + C_e$.

S-a considerat randamentul general $\eta = 0,7$.

Calculul se repetă pentru diametrul următor până când în su valori C se obține valoarea minimă (cuprinsă între două valori mai : În tabelele 10.1 și 10.2 sunt prezentate calcule pentru exemplul



Tabelul 19.1

Determinarea diametrului economic al aducțiunii pentru tuburi din fontă ductilă

Diametrul conduței D_n [mm]	Panta hidraulică i	Viteza v [m/s]	Pierdere de sarcină h_r [m]	Înălțimea de pompare H (m)	Puterea pompei P [kW]
0	1	2	3	4	5
600	0,00061	0,6	2,3	13,6	32
500	0,0018	0,9	6,9	18,2	43
400	0,0055	1,35	21,2	32,5	77
700	0,00025	0,43	0,96	12,3	30

Diametrul conduței D_n [mm]	Costul energiei C_e [mil. lei/an]	Cost unitar conduță p [mii lei/m]	Valoarea investiției $I=c \cdot \ell$ 10^9 [lei]	Cost anual de investiție C_i [mild. lei/an]	Cost total anual C [mild. lei/an]
0	6	7	8	9	10
600	156,8	3 000	11,55	0,23	0,39
500	210,7	2 100	8	0,16	0,37
400	377	1 700	6,5	0,13	0,51
700	147	4 200	16,2	0,32	0,467

Determinarea diametrului economic al aducțiunii
pentru tuburi din polietilenă de înaltă densitate (PN 2,5)

Diametrul conduței D_n [mm]	Panta hidraulică i	Viteza v [m/s]	Pierdere de sarcină h_r [m]	Înălțimea de pompare H (m)	Puterea pompei P [kW]
0	1	2	3	4	5
560	0,0009	0,68	3,46	14,76	35
500	0,0011	0,80	4,23	15,53	36,8
450	0,0013	1,00	5,0	16,3	38,6

Tabelul 19.2

Diametrul conduței D_n [mm]	Costul energiei C_e [mil. lei/an]	Cost unitar conduță p [mii lei/m]	Valoarea investiției $I=c \cdot \ell$ 10^9 [lei]	Cost anual de investiție C_i [mild. lei/an]	[n]
0	6	7	8	9	
560	171,5	500	1,93	0,04	
500	180,5	380	1,46	0,03	
450	189	300	1,16	0,023	
400	377	250	0,96	0,019	
355	489	200	0,77	0,015	

Reprezentarea grafică a valorilor costurilor energiei (coloana 7), investiției (coloana 10) și costul total (coloana 11) dă o imagine a valorilor (fig. 30, b).

Rezultă, din analiza acestor valori, că în jurul valorii minime a diametrului vecin, mai mare sau mai mic, valorile costului total sunt apropiate; ca atare dacă nu se adoptă exact valoarea diametrului economic, eroarea nu este mare; de aici rezultă o concluzie practică ce simplifică calculul: dacă se adoptă o limită de viteză se poate găsi un diametru de conduță care se află în zona diametrului economic.

6.2. COMENTARIU LEGAT DE DETERMINAREA DIAMETRULUI ECONOMIC

• În mod corect, în valoarea de investiție ar trebui cuprinsă și valoarea investiției în stația de pompare; acest lucru este mai dificil de făcut, deoarece indicii de cost sunt puțin sensibili la variații mici ale caracteristicilor. Aceasta permite o corectitudine bună a calculului, întrucât în zona de diametru economic valorile investiției stației de pompare sunt apropiate.

• Se poate constata că, în volumul total al cheltuielilor anuale, prețurile energiei; rezultă că este important să se aleagă totdeauna consumul cel mai mic de energie; mai rezultă că valoarea diametrului economic se va modifica în timp odată cu creșterea costului energiei.

• Dacă s-ar face un calcul în care diametrul să corespundă minim costului energiei înglobată în sistem (energia pentru producerea materialului de construcție).

Tabelul 19.2

• Dacă se schimbă tipul de material calculul este identic, cu valorile specifice pentru i și c ; dacă se fac calcule pentru mai multe materiale în final se alege *diametrul pentru care costul este cel mai mic dintre valorile minime*; în cazul de față polietilena; (întâmplător diametrul are aceeași valoare pentru ambele materiale).

• Atunci când aducțiunea este formată din mai multe fire paralele (debitul fiind mare nu se găsește o conductă cu diametrul ce se produce curent sau este necesară o siguranță sporită a funcționării aducțiunii, în care caz se prevăd n fire paralele legate cu bretele de interconectare) se poate lucra identic pentru un fir ce transportă debitul Q/n sau pentru toate cele n fire (cumulând investiția și costul energiei) (Mănescu A., Sandu M., Ianculescu O., 1994).

• Determinarea *diametrului economic al aducțiunii* atunci când pomparea apei se face discontinuu, deoarece se evită utilizarea energiei în orele de vârf (de regulă 6-8, 17-21) când costul energiei este mai mare (respectiv se penalizează utilizatorul în scopul aplatizării curbei de consum), se face în mod similar cu observația că se modifică timpul de funcționare a pompelor (T) și apare un volum de apă suplimentar în rezervor (din cauza modificării curbei de alimentare) precum și un volum de compensare amonte de stația de pompare.

Pentru exemplificare și numai pentru exemplificare, se dă calculul care urmează, în condițiile cazului precedent. La o pompare discontinuă pentru o funcționare tehnologică normală, schema se complică:

- este necesară o stație de pompare continuă a apei din puțuri (în nici un caz nu este rațional ca puțurile să funcționeze periodic, colmatarea mecanică și afuierea lângă coloana puțurilor este sigură);
- amorsarea sistemului este o problemă delicată și laborioasă;
- este necesar un rezervor tampon de stocare a apei din care să se poată pompa intermitent apă în rezervoarele localității;
- repomparea de două ori a apei conduce la o pierdere de energie (randamentul total este $\eta = \eta_1 \cdot \eta_2 = 0,5$ pentru o pompă cu $\eta = 0,7$) care cu greu compensează eventualele avantaje ale pompării discontinue;
- diametrul aducțiunii va fi mai mare pentru a pompa un debit sporit (volumul zilnic de apă este același).

Pentru pompare discontinuă se presupune pomparea în afara orelor de vârf (6-8, 17-21), deci: $T = 18$ ore / zi = 6 600 ore/an.

Volumul suplimentar de apă este egal cu apa ce nu se pompează pe durata orelor de vârf (6 ore).

Costul specific al rezervorului, este de circa 0,400 mil. lei/ m^3 ,

$$I_R = 0,400 \cdot 3\,560 = 1,42 \text{ mld. lei și}$$

$$C_{iR} = I / T_r = 0,02 \cdot 1,42 \cdot 10^9 = 28 \text{ milioane lei/an.}$$

Deci pentru costul investiției suma va fi:

$$C_i = C_{i(D)} + C_{iR} = I / T_r + 28 \text{ mil. lei/ an.}$$

Calculul din tabelul 20 urmărește aceeași procedură de calcul al diametrului economic, debitul de calcul fiind:

$$Q = Q_I \cdot 24/18 = 221 \text{ l/s.}$$

Diametrul conductei la pompare intermitentă (18 ore/zi)

Diametrul conductei D_n [mm]	Panta hidraulică i	Viteza v [m/s]	Pierdere de sarcină h_r [m]	Înălțimea de pompare H [m]	Puterea pompei P [kW]
0	1	2	3	4	5
700	0,0005	0,6	1,9	13,2	41,7
600	0,0012	0,8	3,1	14,4	45,5
500	0,003	1,15	4,4	15,7	49,6
400	0,01	1,8	38,5	49,8	157

Diam. cond. D_n [mm]	Costul unitar c [mii lei/m]	Investiția I [mld.lei]	Investiția anuală în conductă [mld.lei/an]	Costul anual al investiției C_i [mld.lei/an]	Costul total anual C [mld.lei/an]
0	7	8	9	10	11
700	4 200	16,2	0,32	0,524	0,552
600	3 000	11,55	0,23	0,453	0,481
500	2 100	8	0,16	0,403	0,431
400	1 700	6,5	0,13	0,90	0,928

Se constată și o creștere generală a consumului de energie și general cu 15...100 %. Ca atare soluția nu convine nici din punct

6.3. CONSTRUCȚII ACCESORII PE ADUCȚIUNE

Din planul de situație și profilul longitudinal (care în realitate se realizează la scări mai mari și deci pot fi vizualizate mai multe detalii) rezultă că sunt necesare următoarele construcții accesorii (fig. 30,a):

- un cămin pentru vana de linie (la jumătatea aducțiunii) cu rol și de cămin de golire (amplasat în punctul cel mai de jos);
- trei masive de ancoraj la cotelile bruste din punctele 1,2,3 (două la 45° și unul la 80° în punctul 2);
- masive de probă de presiune pentru tronsoane de conducte de circa 500 m (cca. 8 buc.).

6.3.1. DIMENSIONAREA MASIVULUI DE REAZEM (pct. 2, fig. 31)

Conducta din tuburi de polietilenă cu mufa și garnituri de cauciuc. Îmbinarea nu este etanșă decât dacă se menține în poziție inițială piesa de racordare, cotul. Dacă acesta, sub împingerea apei se deplasează, etanșeitatea se pierde.

Asupra cotului apasă forțele de presiune, care tind să-l îndepărteze din poziția inițială. Mărimea rezultantei este (fig. 31):

$$R = 2 P_p \sin \alpha/2; P_p = p \cdot A,$$

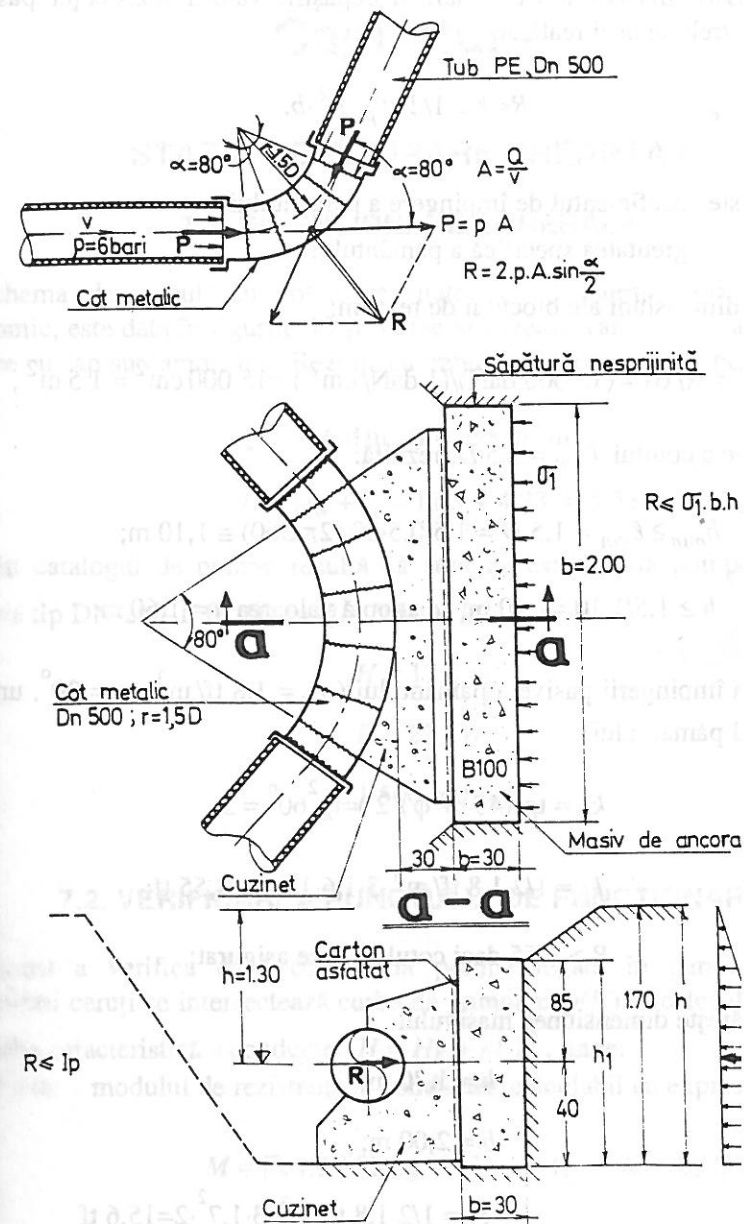
unde:

- p este presiunea maximă în conductă; aici s-a adoptat presiunea de încercare a conductei 6 bar (presiunea maximă admisă de tuburi);
- A - secțiunea vie a conductei (în mod normal ar trebui considerat diametrul interior al manșonului);
- α - unghiul de frângere bruscă a traseului conductei ($\alpha = 80^\circ$);
- P_p - forța de presiune dată de presiunea apei din conducte.

$$R = 2 \cdot 60(\text{tf/m}^2) \cdot 0,196(\text{m}^2) \cdot \sin 40^\circ = 15 \text{ tf.}$$

Pentru a asigura o poziție fixă a cotului trebuie ca acesta să nu se deplaseze din cauza:

- strivirii pamântului la suprafața de contact cu masivul (se admite în



$$R \leq \sigma_1 \cdot b \cdot h \text{ (} b \text{ și } h \text{ dimensiunile masivului);}$$

– deplasării masivului ca urmare a depășirii valorii rezistenței pasive a pământului; trebuie deci realizat:

$$R < k_p \cdot 1/2 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot b,$$

unde:

k_p este coeficientul de împingere a pământului;

γ_p – greutatea specifică a pământului.

Primele dimensiuni ale blocului de reazem:

$$bh = R/\sigma_1 = (15\,000 \text{ daN})/(1 \text{ daN/cm}^2) = 15\,000 \text{ cm}^2 = 1,5 \text{ m}^2,$$

cu o lungime a cotelui $\ell_{cot} = 1,5 D$, rezultă:

$$b_{min} \geq \ell_{cot} = 1,5 D = 1,5 \cdot 0,5 \cdot 80 (2\pi/360) \approx 1,10 \text{ m};$$

$$h \geq 1,5/1,10 = 1,40 \text{ m}; \text{ se adoptă valoarea } h = 1,60 \text{ m.}$$

Valoarea împingerii pasive a pământului ($\gamma_p = 1,8 \text{ tf/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$, unghiul de frecare al pământului):

$$k_p = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) = \text{tg}^2 60^\circ = 3;$$

$$I_p = 1/2 \cdot 1,8 \text{ tf/m}^3 \cdot 3 \cdot 1,6 \cdot 1,10 = 7,55 \text{ tf};$$

$R > 7,55$ deci cotel nu este asigurat;

– se mărește dimensiunea masivului:

$$h = 1,70 \text{ m};$$

$$b = 2,00 \text{ m};$$

$$I_p = 1/2 \cdot 1,8 \text{ tf/m}^3 \cdot 3 \cdot 1,7^2 = 15,6 \text{ tf}$$

Capitolul 7

STAȚIA DE POMPARE TREAPTA I

7.1. DIMENSIONARE GENERALĂ

Schema de calcul, cu cotele rezultate de la determinarea di economic, este dată în figurile 30 și 32 (se analizează varianta în care se face cu cap autoamorsant). Rezultă că trebuie asigurate pompe pent

$$Q = 166 \text{ d m}^3/\text{s} = 598 \text{ m}^3/\text{h};$$

$$H = H_g + h_r = 11,3 + 4,23 = 15,53 \text{ m.}$$

Din catalogul de pompe rezultă că sunt necesare două pompe rezervă tip DN-200-150-260 cu $Q = 300 \text{ m}^3/\text{h}$:

$$H = 17,0 \text{ m};$$

$$P = 22 \text{ kW};$$

$$1\,500 \text{ rot/min.}$$

7.2. VERIFICAREA PUNCTULUI DE FUNCȚIONARE

Pentru a verifica dacă cele două pompe legate în paralel : parametrii ceruți se intersectează curba de pompare $Q(H)$ (a celor dou cu curba caracteristică a conductei $H = H_g + MQ^2$, unde:

M este modulul de rezistență al conductei, calculabil cu expresiile

$$M = [\lambda \cdot 1/D] \cdot [1/2g A^2] = s_o \cdot 1; \quad \lambda = 8g/C^2;$$

$$C = (1/n) \cdot R_h^{1/6}; \quad R_h = Dn/4.$$

- R_h - raza hidraulică;
 A - secțiunea vie a conductei;
 λ - coeficientul de rezistență hidraulică.

Curba $Q(H)$ a pompei, ca și curbele $\eta(Q)$, $P(Q)$ sunt date în catalogul de fabricație al pompei, pus la dispoziție de fabrica furnizoare. Pentru pompa DN 200b este dată, în figura 32, pentru o pompă și prin dublarea valorilor Q la același H curba a două pompe.

Curba caracteristică a conductei $H(Q)$ se construiește, dând valori lui Q (pentru polietilenă $1/n=90$):

$$C = 90 \cdot (0,5^{1/6}/4) = 63,5;$$

$$\lambda = 8g/C^2 = 0,0198; A = 0,196 \text{ m}^2;$$

$$M = (0,0198/0,5) \cdot (1/20) \cdot (1/0,196^2) \cdot 3\,850 = 0,05 \cdot 3\,850 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow M = 196 (\text{s}^2/\text{m}^5).$$

Dând valori pentru debitul Q se calculează înălțimea de pompare și deci coordonatele punctelor de pe curba de funcționare a conductei:

$$Q_0 = 0; \quad H_0 = H_g = 11,3 \text{ m};$$

$$Q_1 = 100 \text{ m}^3/\text{h} (27,8 \text{ l/s}); \quad H_1 = 11,3 + 196 \cdot 0,0278^2 = 11,45 \text{ m};$$

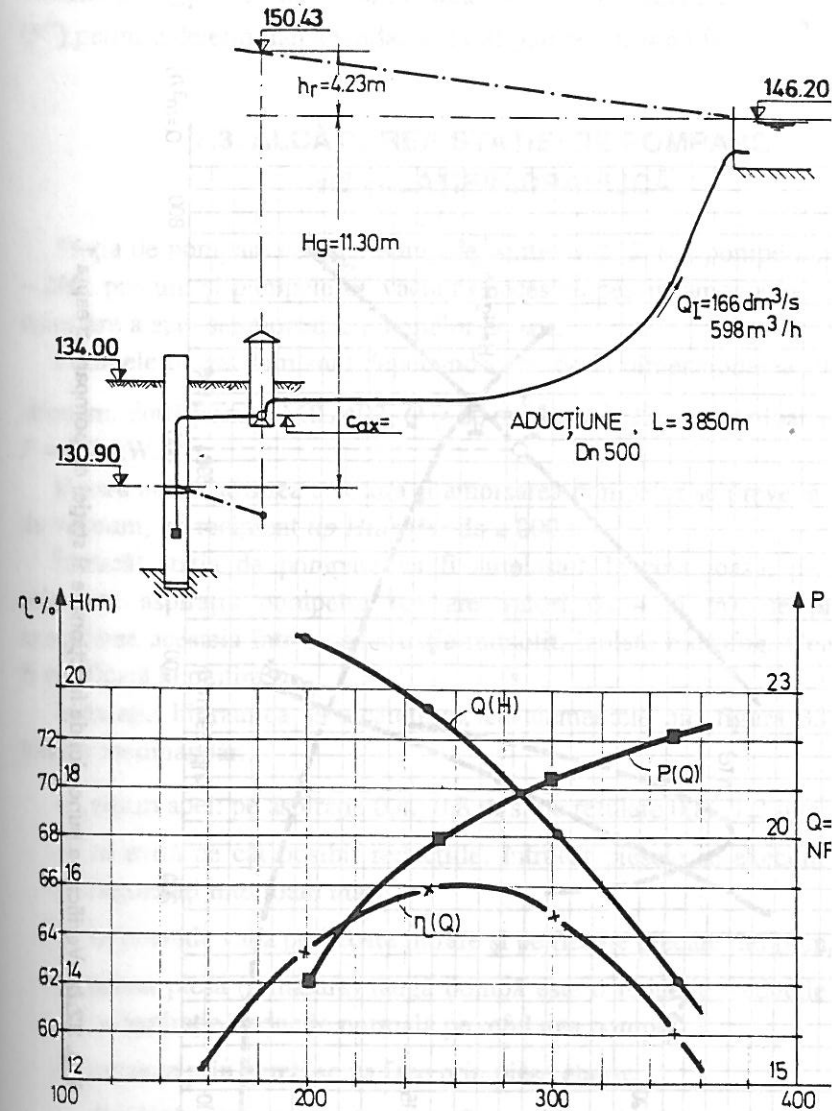
$$Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{h} (55,6); \quad H_2 = 11,3 + 196 \cdot 0,0556^2 = 11,90 \text{ m};$$

$$Q_3 = 300 \text{ m}^3/\text{h} (83,5); \quad H_3 = 11,3 + 196 \cdot 0,0835^2 = 12,66 \text{ m};$$

$$Q_4 = 400 \text{ m}^3/\text{h} (111,1); \quad H_4 = 11,3 + 196 \cdot 0,111^2 = 13,7 \text{ m}.$$

Rezultă punctul de intersecție F , punctul de funcționare, pentru care se realizează parametrii:

$$Q = 638 \text{ m}^3/\text{h},$$



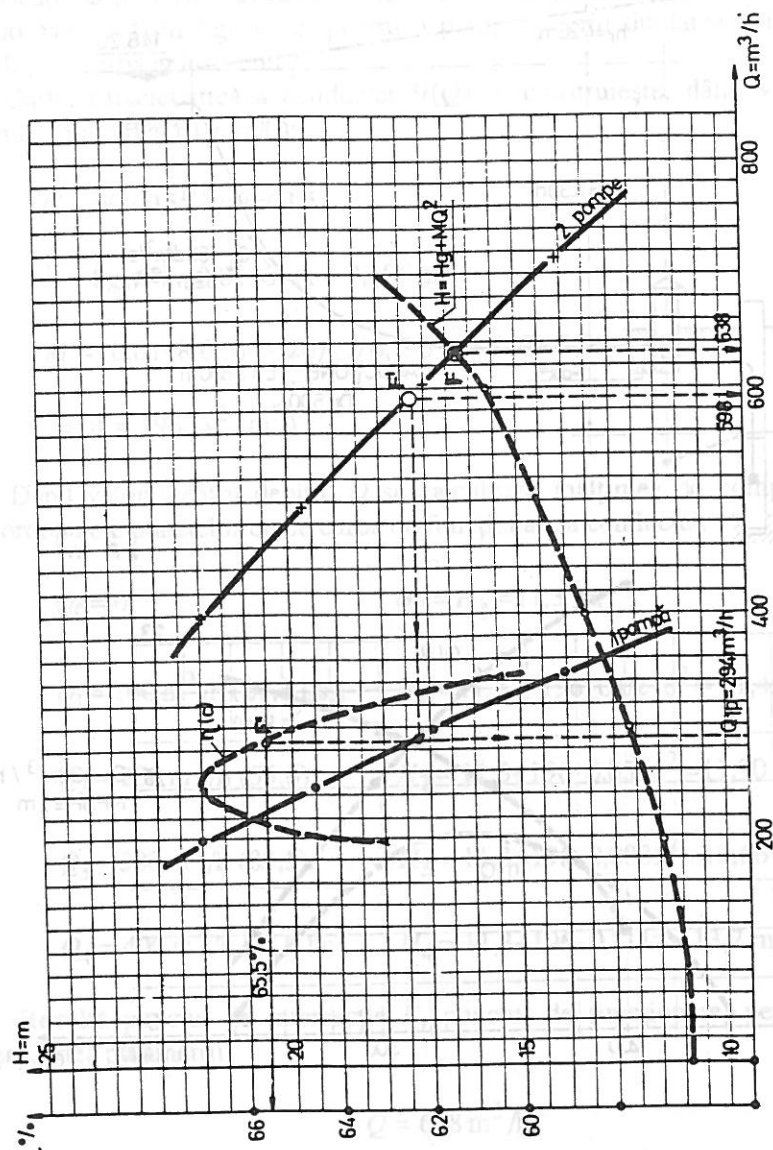


Fig. 32, b - Verificarea punctului de funcționare al stației de pompare treapta 1.

Cum debitul realizat este ceva mai mare decât cel necesar rezultă asigurat un reglaj din vană pentru a modifica parametrii curbei conduc pompei este fixă). Închiderea vanei realizează punctul de funcționare valorile $Q = Q_I = 598 \text{ m}^3/\text{h}$, orizontala din F' la intersecția cu curba ur (F'') permite determinarea randamentului pompei, $\eta = 65 \%$.

7.3. ALCĂTUIREA STAȚIEI DE POMPARE - INSTALAȚIE HIDRAULICĂ

Stația de pompare conține pompele pentru apă, 2 + 1 pompe DN 260, precum și pompele de vacuum necesare pentru amorsarea sifon colectare a apei și amorsarea pompelor de apă.

Pompele de vacuum sunt deja cunoscute, de la dimensionarea sistemului de sifonare: două pompe MIL 402, $Q = 60 \text{ m}^3/\text{h}$, $H = 200 \text{ mm}$ coloană d $P = 2,2 \text{ kW}$.

Pentru automatizarea acestora și amorsarea pompelor se prevede și de vacuum, un recipient tip Hidrofor de 2 000 l.

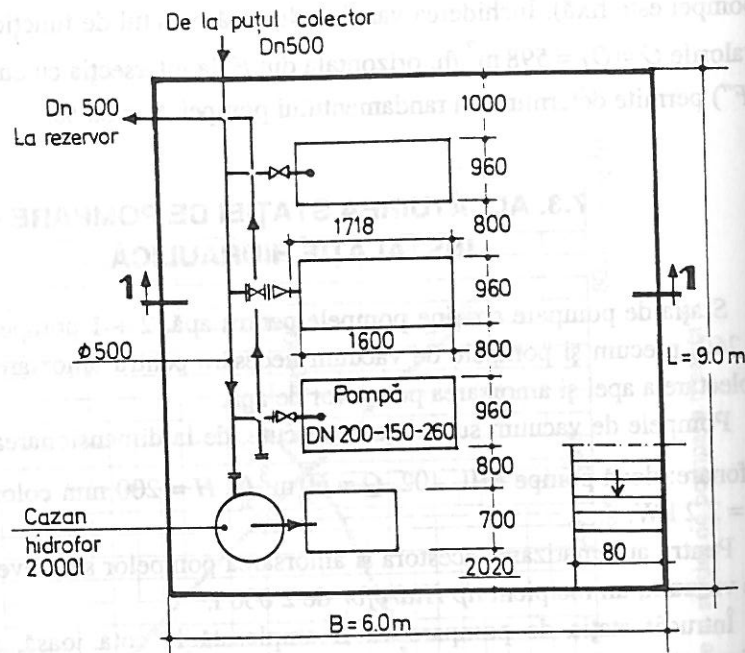
Întrucât stația de pompare va fi amplasată la cotă joasă, pentru asigurată aspirația pompelor (ce are valori de 4...5 m), se prevede executarea acesteia într-o construcție monolit, izolată hidrofug. Construcția trebuie verificată la plutire.

Instalația hidraulică se alcătuiește, cu elementele din figura 33, conform recomandărilor:

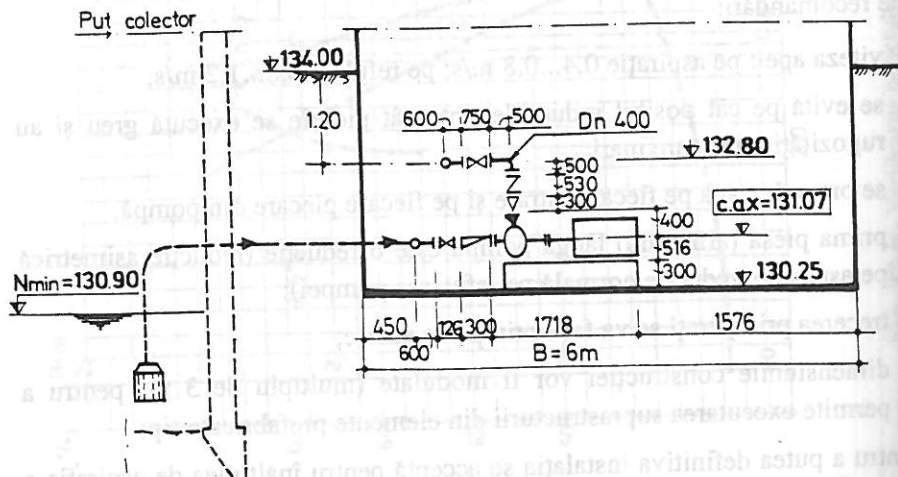
- viteza apei: pe aspirație 0,4...0,8 m/s; pe refulare 0,8...1,2 m/s;
- se evită pe cât posibil reducățiile, întrucât piesele se execută cu rugozități interioare mari;
- se prevede vana pe fiecare intrare și pe fiecare plecare din pompă
- prima piesă (armatură) lângă pompă este o reducăție (reducăție a pe aspirație, reducăție normală pe refularea pompei);
- trecerea prin pereți se va face prin piese etanșe;
- dimensiunile construcției vor fi modulate (multiplu de 3 m) permite executarea suprastructurii din elemente prefabricate-tip;

Pentru a putea definitiva instalația se acceptă pentru...

PLAN



Secțiunea 1-1



7.4. DETERMINAREA COTEI AXULUI POMPEI

Pentru a asigura o funcționare corectă a pompelor, pompele trebuie amplasate astfel încât să nu intre în cavitație.

Amplasarea axului pompei se face prin determinarea caracteristicilor (Net Positive Suction Head, presiunea absolută pe aspirația instalației și compararea acestora cu NPSH pompă (dat de fabrica pompa). Semnificația NPSH instalație este dată în figura 34; este diferența dintre liniile piezometrice absolute din care se scade presiunea de vapori a pompei.

Este necesară determinarea pierderilor de sarcină pe aspirație, pierderi distribuite (h_d) și pierderi concentrate (h_l); se utilizează relațiile curenților (I 1978; 1986; Cioc, D., 1975):

$$h_l = \sum \xi_l \cdot (v^2 / 2g);$$

$$h_d = (\lambda \cdot l) \cdot v^2 / D \cdot 2g$$

$$\text{și } h_r = h_l + h_d = \sum \xi_{echiv} \cdot v^2 / 2g = (\lambda \cdot l_{echiv}) \cdot v^2 / D \cdot 2g.$$

Se adoptă a doua formulare (cu lungime echivalentă de conductă).

Transformarea rezistențelor hidraulice ale armăturilor în pierderi pe conductă echivalentă se face cu ajutorul anexei 5, la $Dn = 500$ mm

$$\xi_{sorb} - l_e = 130 \text{ m};$$

$$\xi_{cot} - l_e = 16 \text{ m};$$

$$\xi_{teu} - l_e = 50 \text{ m (2 teuri pentru pompa cea mai degete)}$$

$$\xi_{reductie} - l_e = 15 \text{ m};$$

$$\xi_{real} - l_e = 12 \text{ m (lungimea conductei drepte, fără armătură)}$$

$$\xi_{vana} - l_e = 4 \text{ m};$$

$$l_{echiv} = 130 + 16 + 2 \cdot 50 + 15 + 12 + 4 = 279 \text{ m};$$

în subteran, este $1\,705\text{ N/m}^2$ (Iamandi, C., 1986).

$$p_v = 1\,705 \text{ N/m}^2 = 0,17 \text{ m.}$$

Din figura 34 rezultă că pompa poate fi amplasată cu cota a valoare sub cota 140,09. Condițiile constructive vor definitiva ac Din figura 33 rezultă cota reală 131.07 (din catalogul de pompe ; dat NPSH pompa = 2m).

Cum condițiile în care a fost determinat $NSPH_{inst}$ sunt cele (nivel minim al apei în puțul colector, debit maxim, temperatură a apei) pompa va funcționa bine.

**7.5. VERIFICAREA PRESIUNII MAXIME
PE CONDUCTA DE REFULARE LA OPRIREA BRU
A POMPELOR (ÎNTRERUPEREA ENERGIEI)**

În cazul întreruperii alimentării cu energie electrică a stației de conductă de refulare apare o mișcare nepermanentă (lovitura de be de spargere a conductei sau aspirația garniturilor (la vacuum).

Calculul complet este suficient de complicat. Se poate face metodologiei stabilite în Catedra de Hidraulică din Universitatea Construcții București (UTCb) (prof. D. Cioc, prof. G. Tatu) și cu normativul I-30-75 sau alte metodologii.

Un calcul manual se poate face cu metoda Schnyder -Berger (1975; Mănescu, A., 1975).

În cazul de față, presiunea de lucru și viteza având valori mici fenomenul să producă suprapresiuni mai mici.

Suprapresiunea maximă produsă la oprirea bruscă a pompei (c) face în câteva secunde sau uneori în zeci de secunde, după inerția face cu formula Jukovski:

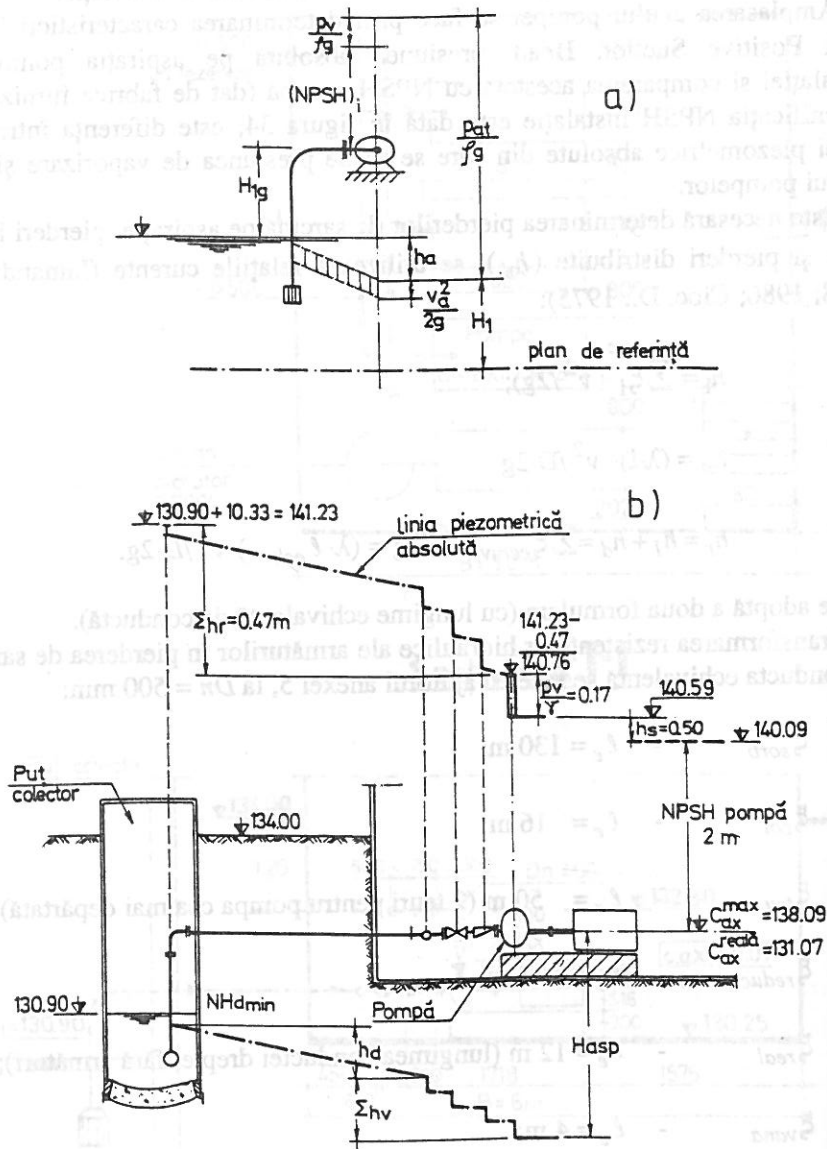
$$\Delta p = c \cdot v / g,$$

unde:

c este celeritatea, viteza de transmitere a undei de presiune, 1

v - viteza medie de curgere a apei (0,85 m/s);

g - accelerația gravitației aproximativ 10 m/s^2



în care:

E_{PE} este modul de elasticitate pentru polietilenă - $15\,000\text{ daN/cm}^2$;

E_a - modulul de elasticitate al apei - $210\,000\text{ daN/cm}^2$;

D - diametrul conductei, $D_n\ 500\text{ mm}$;

δ - grosimea peretelui conductei = $12,2\text{ mm}$;

c - 60 m/s ; Rezultă: $\Delta p = 0,85 \cdot 60/10 = 5,1\text{ m}$.

Presiunea maximă a apei în conductă nu va putea fi mai mare de:

$$p_{max} = p_r + \Delta p = (146,20 - 130) + 5,1 = 21,3\text{ m}.$$

Rezultă că fără măsuri de protecție conducta va suporta presiuni maxime de circa $2,5\text{ atm}$. Ca atare, va trebui ales un tub de $2,5\text{ atm}$, iar presiunea de încercare va fi tot de $2,5\text{ atm}$. Dacă se intenționează ca în viitor din motive justificate să se obțină o schemă în care presiunea va crește se va ține seama de acest lucru.

Se poate vedea comportarea bună a conductei de polietilenă; materialul fiind elastic atenuează mult fenomenul de suprapresiune.

7.6. STAȚIE DE POMPARE CU POMPE CU AX VERTICAL

Echiparea cu pompe cu ax orizontal prezintă următoarele dezavantaje:

- o construcție mare, amplasată la o cotă joasă, pentru a asigura aspirația pompelor; executarea acesteia în apa subterană cu o hidroizolație bună;
- amorsarea pompelor se face cu o instalație auxiliară care costă, consumă energie și ocupă spațiu;
- accesul în stația de pompare este greoi și ocupă spațiu;
- există instalație electrică de forță într-o construcție joasă;
- înlocuirea agregatelor se face cu greutate.

Diversificarea mare a tipurilor de pompe cu ax vertical permite astăzi luarea în considerare și a unei variante cu asemenea echipare. Pot fi folosite pompe submersibile (tip HEBE, tip FLYGT-EPEG) sau pompe cu motor uscat (tip MV etc.).

Din catalog poate fi aleasă:

- pompa tip MV 253.1 având caracteristicile:

- pompa EPEG 200 cu:

$$Q = 600\text{ m}^3/\text{h}, \quad H = 14,2\text{ m};$$

- pompa HEBE HB 125.1 cu:

$$Q = 150\text{ m}^3/\text{h}, \quad H = 18\text{ m}, \text{ motor de } 13\text{ kW};$$

(vor fi necesare patru pompe în funcțiune) etc.

Pompele vor fi amplasate chiar în puțul colector care va redimensionat corespunzător (fig. 35).

Pompa va fi amplasată la minimum $1,0\text{ m}$ sub nivelul minim al apei colector. Conducta de refluxare cu diametrul (la o pompă) de 250 mm va racordată la un colector în puț sau în afara puțului colector.

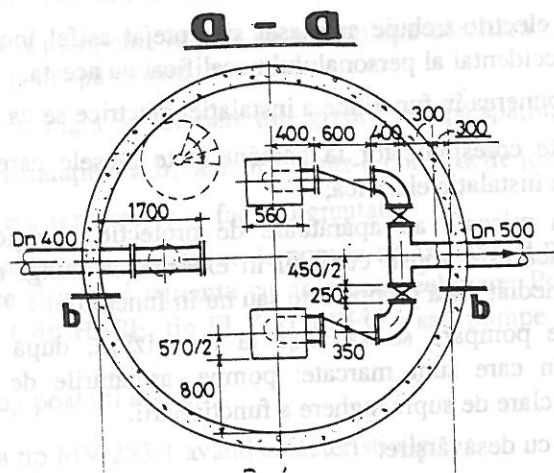
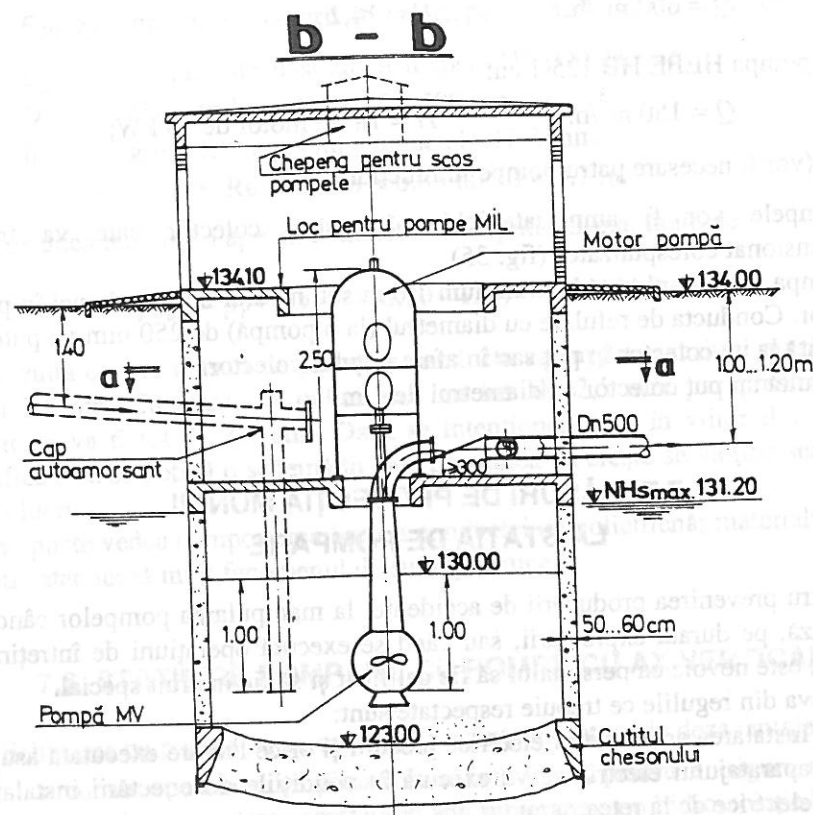
Rezultă un puț colector cu diametrul de 4 m .

7.7. MĂSURI DE PROTECȚIA MUNCII LA STAȚIA DE POMPARE

Pentru prevenirea producerii de accidente, la manipularea pompelor instalează, pe durata exploatării, sau când se execută operațiuni de înlocuire, este nevoie ca personalul să fie calificat și să fie instruit special.

Câteva din regulile ce trebuie respectate sunt:

- (1) Instalarea aparatelor electrice precum și orice lucrare executată la aparatură electrică se va executa în condițiile deconectării și a izolării electrice de la rețea.
- (2) Aparatură electrică trebuie amplasată și protejată astfel încât să evite contactul accidental al personalului necalificat cu aceasta.
- (3) Înainte de punerea în funcțiune a instalației electrice se va verifica:
 - sunt legate corespunzător la pământ toate piesele care pot avea contact cu instalația electrică;
 - piesele în mișcare au aparatură de protecție (atenție la piesele elastice; dacă este vopsit cuplajul în exterior cu dungi albe se verifică imediat dacă pompa este sau nu în funcțiune).
- (4) În stația de pompare se va afișa la loc vizibil, după caz, instalației în care sunt marcate: pompa, armăturile de manevră și instrucțiuni clare de supraveghere a funcționării.
- (5) Se interzice cu desăvârșire:



- folosirea în apropierea motorului, cuplajului sau altor piese a halatelor legate slab, a părului neprotejat prin legar cârpelor sau frînghieii de etanșare care pot fi agățate : accidentând personalul;
 - permiterea formării unui strat de apă pe podeaua constr este cazul se poate prevedea instalație de epuizment);
 - accesul la instalația electrică fără material de protecție (manuși de cauciuc, cizme de cauciuc, grătar izolant lâng panourile electrice);
 - folosirea materialelor improvizate necalibrate etc. la repar;
 - pornirea pompei cu vana de pe refulare deschisă, exi arderii motorului (exceptând situațiile când pompa perr cu vana deschisă).
- (6) Instruirea personalului se va face periodic, conform norme în vigoare; se va verifica gradul de reținere a elementelor te
 - (7) În stația de pompare nu vor avea acces persoane neautorizat și fără aprobarea persoanelor competente.
 - (8) Personalul va cunoaște în amănunțime regulamentul de exp nota toate manevrele făcute în registrul stației (cine a dat d trebuia executat, ce s-a executat, cine a executat, cine a v realizării, numele și semnătura celui care a scris).

Capitolul 8

REȚEAUA DE DISTRIBUȚIE

Dimensionarea rețelei de distribuție se execută conform prevederilor STAS 4163.

8.1. STABILIREA SCHEMEI REȚELEI

Principalele etape în stabilirea schemei rețelei de distribuție sunt:

- forma rețelei care coincide cu rețeaua stradală (fig.36,a);
- numerotarea nodurilor;
- stabilirea unui sens de circulație rațională a apei; apa să circule pe drumul cel mai scurt între castel și beneficiar; rezultă o rețea inelară (fig. 36,b);
- pe schema rețelei se calculează lungimile barelor și lungimea totală:

$$\sum l = 15\ 110\text{ m};$$

- stabilirea cotelor topografice ale nodurilor; sunt date direct în tabelele de calcul;
- se poziționează nodurile din care se asigură debitul pentru cele două incendii simultane (interioare și exterioare).

8.2. DIMENSIONAREA HIDRAULICĂ A REȚELEI

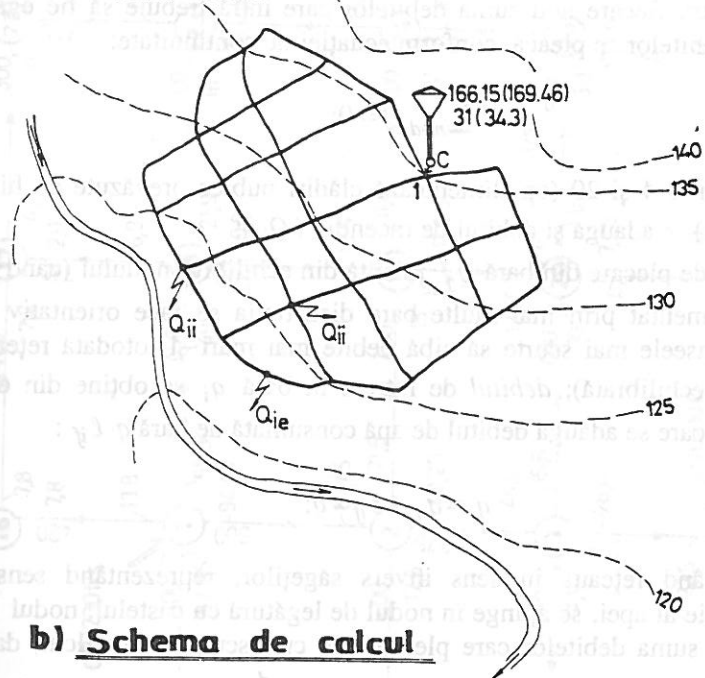
Stabilirea debitelor de calcul pe bare. Ordinea de executare a operațiunilor este:

- se consideră că apa se distribuie uniform pe lungimea conductelor egală cu lungimea străzilor și ca atare se poate calcula un debit specific:

$$a = Q_{o\max} / \sum l = (O_{tr}^d - O_{tr}) / \sum l = (230 - 15) / 15\ 110 = 0.014\text{ l/s.m.}$$

a) Plan de situație

scara 1:25000



b) Schema de calcul

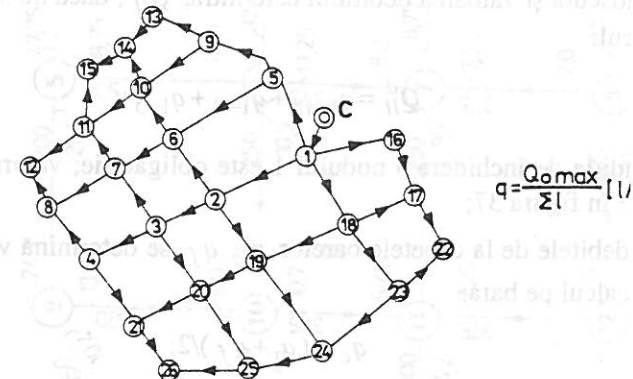


Fig. 36. Plan de situație (a) și schema de calcul a rețelei de distribuție

- În nodul cel mai depărtat de castel, se poziționează un incendiu exterior, cel de-al doilea fiind amplasat la distanța d (v. verificarea rețelei);
- Se calculează debitele la capetele barelor (intrare în nod = q_i pe bară și plecare din nod q_f pe bară) plecând de la nodurile la care sunt numai alimentări (toate săgețile intră în nod) de exemplu nodurile 26, 12, 15, 22; pentru fiecare nod suma debitelor care intră trebuie să fie egală cu suma debitelor ce pleacă, conform ecuației de continuitate:

$$\sum_{nod} Q = 0;$$

- în nodurile 4 și 20 (ce alimentează clădiri publice prevăzute cu hidranți interiori) se adaugă și debitul de incendiu (Q_{ii});
- debitul de plecare din bară q_f rezultă din echilibrul nodului (când nodul este alimentat prin mai multe bare distribuția se face orientativ astfel încât traseele mai scurte să aibă debite mai mari și totodată rețeaua să rezulte echilibrată); debitul de intrare în bară q_i se obține din debitul final la care se adaugă debitul de apă consumată de bară $q \cdot \ell$ if :

$$q_i = q_f + \ell \text{ if} \cdot q;$$

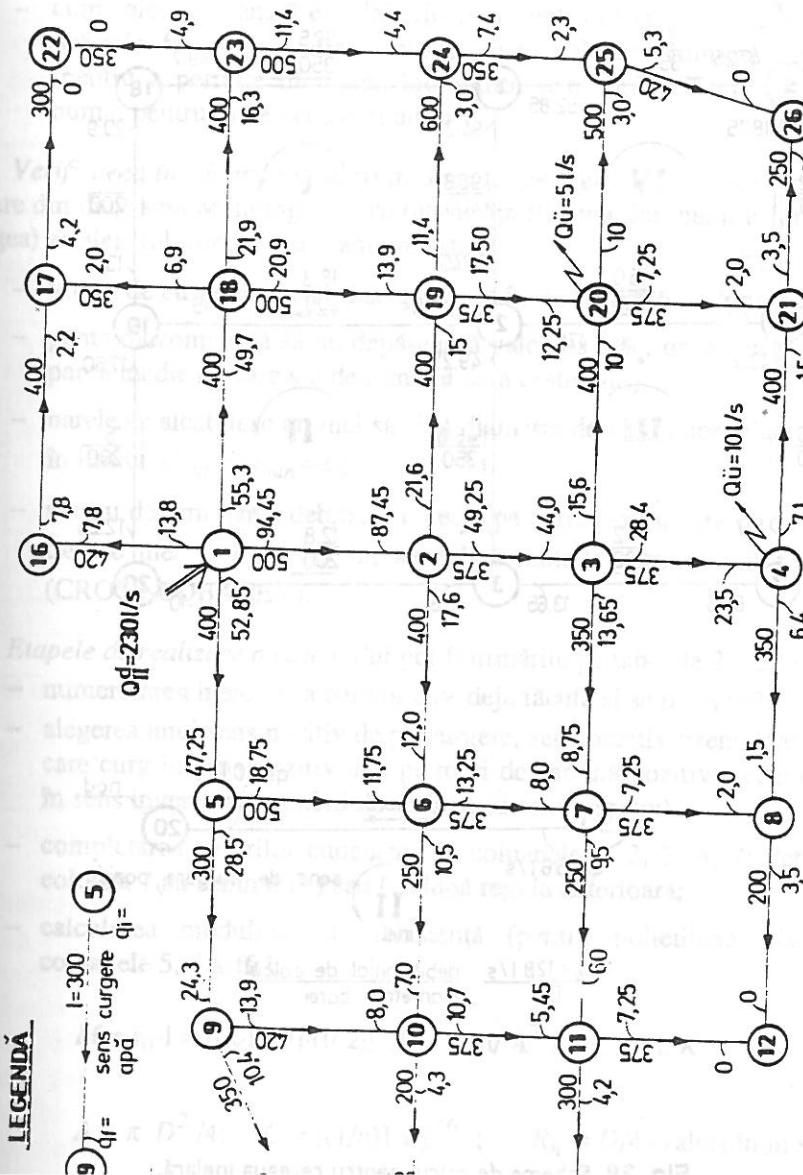
- parcurgând rețeaua în sens invers săgeților, reprezentând sensul de circulație al apei, se ajunge în nodul de legătură cu castelul, nodul 1, nod în care suma debitelor care pleacă este cunoscută, prin calcul, dar este cunoscută și valoarea debitului care intră, Q_{II}^d ; dacă nu sunt erori mari de calcul:

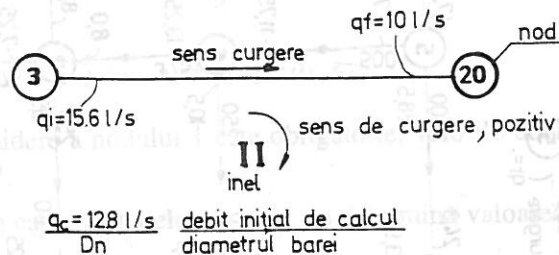
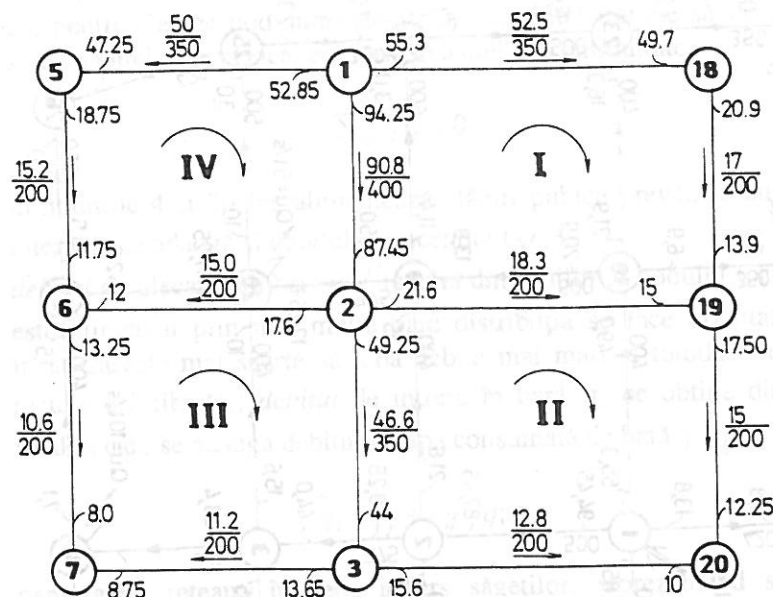
$$Q_{II}^d = q_{1-18} + q_{1-2} + q_{1-5};$$

- condiția de închidere a nodului 1 este obligatorie; valorile debitelor sunt date în figura 37;
- cu debitele de la capetele barelor q_i , q_f se determină valoarea debitului de calcul pe bară:

$$q_c = (q_i + q_f) / 2;$$

- în exemplul de față au fost calculate debitele q_c numai pentru barele





- cum distribuția debitelor este făcută arbitrar este necesar să se verifice pe fiecare inel suma pierderilor de sarcină să fie nulă:

$$\sum_{\text{inel}} h_r = 0 (\leq 0,5 \text{ m conform STAS 4163});$$

- cum calculul manual este laborios, iar pentru marea majoritate a debitelor fiind mici, diametrul va avea valoarea minimă (pentru a permite montarea hidranților exteriori), calculul se face numai pentru inele vecine nodului 1.

Verificarea închiderii pierderii de sarcină pe inele. Cu debitele cunoscute din diagrama Manning (pentru tuburi din PE, mai ieftine, presiune 10 bar) se aleg valorile pentru diametre astfel:

- viteza de curgere a apei să se găsească în limitele $0,6 \dots 1,5 \text{ m/s}$
- panta piezometrică să nu depășească valoarea 5% , decât acci panta medie cu care s-a determinat cota castelului;
- barele ce alcătuiesc un inel să aibă diametre de valori apropiate în limita $D_{\max}/D_{\min} = 2$;
- pentru determinarea debitelor corecte pe bare, pentru care se verifică pe fiecare inel $\sum h_r \leq 0,5 \text{ m}$, se aplică metoda aproximațiilor (CROSS-LOBACEV).

Etapile de realizare a calculului pot fi urmărite pe tabelele 21, 22

- numerotarea inelelor (a barelor este deja făcută și se menține);
- alegerea unui sens pozitiv de parcurgere, sens pozitiv = sens în care curg în sens pozitiv dau pierderi de sarcină pozitive, cel în sens invers dau pierderi de sarcină cu sens negativ);
- completarea valorilor cunoscute în coloanele 1, 2, 3, 4, 7; din coloana 7 au semnul (+) sau (-) după regula anterioară;
- calcularea modulului de rezistență (pentru polietilenă 1, coloanele 5, 6 astfel:

$$M = s_0 \cdot l = [(\lambda \cdot l)/D] \cdot (l/2g A^2) = l \cdot l/A^2 C^2 R = l \cdot l/K^2,$$

cu:

$$A = \pi D^2/4; \quad C = [(1/n)] \cdot R_h^{1/6}; \quad R_h = D/4 \text{ (valori în m)}$$

Tabelul 21

Corecția debitelor în cazul dimensionării rețelei

Inel	Bară	Diam cond D_n [mm]	Lung. bară l [m]	Coef. spec. de rezistență s_0 [s ² /m ⁶]	Modul de rezistență $M = s_0 \cdot l$ [s ² /m ⁵]	Valori inițiale		
						Q_0 [dm ³ /s]	$M Q_0$	$M Q_0^2$ [m]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
I	1 - 18	350	400	0,0218	8,7	52,5	0,46	0,02
	18-19	200	500	0,0263	13,2	17,0	0,22	0,01
	19-2	200	400	0,0263	10,5	-18,3	0,19	- 0,03
	2 - 1	400	500	0,0209	10,5	-90,8	0,95	- 0,09

$$\sum h_r = - 0,09$$

II	2 - 19	200	400	0,0263	10,5	18,3	0,19	0,03
	19-20	200	375	0,0263	9,9	15,0	0,15	0,15
	20 - 3	200	400	0,0263	10,5	- 12,8	0,13	- 0,01
	3 - 2	350	375	0,0218	8,2	- 46,6	0,38	- 0,02

$$\sum h_r = 0,15$$

III	2 - 3	350	375	0,0218	8,2	46,6	0,38	0,02
	3 - 7	200	350	0,0263	9,2	11,2	0,1	0,01
	7 - 6	200	375	0,0263	9,9	- 10,6	0,1	- 0,01
	6 - 2	200	400	0,0263	10,5	- 15,0	0,16	- 0,01

$$\sum h_r = 0,01$$

IV	1 - 2	400	500	0,0209	10,5	90,8	0,95	0,09
	2 - 6	200	400	0,0263	10,5	15,0	0,16	0,01
	6 - 5	200	500	0,0263	13,2	-15,2	0,20	- 0,01
	5 - 1	350	400	0,0218	8,7	-50	0,44	- 0,02

$$\sum h_r = 0,07$$

- se calculează valorile MQ , coloana 8 și valorile MQ^2 , coloana 9 (valorile MQ sunt toate pozitive, valorile MQ^2 au semnul lui Q):

$$Q \rightarrow MQ^2 = MQ |Q| \text{ (m)};$$

- pe inel se efectuează algebric $\sum MQ$ și $\sum MQ^2$, coloana 9;

$$\Delta Q_j = - (\Delta H/2 \cdot \sum MQ);$$

(se observă că pentru ușurința calculului corecția de debit cu semn schimbat) și se completează coloana în 10;

- se completează coloana 11, corecțiile de debit pe barele con
 $\Delta Q_k = -\Delta Q_j$.

Notă: Valorile reale ale coeficientului s_0 sunt luate din anexa cu valori pentru azbociment; valorile reale pot fi diferite dimensiunilor efective ale tubului diametru/grosime perete și ce poate fi mai mică.

- se calculează în coloana 12 valoarea corectată a debitului:

$$Q_I = Q_0 + Q_j + Q_k;$$

- se calculează din nou MQ_I , MQ_I^2 și se continuă până-când inel $\sum MQ^2 \leq 0,5$ m;
- când $\sum MQ^2 \leq 0,5$ m în coloana 7, 12 (sau similară) se găsește corectată a debitului, iar în coloana 9, 14 (sau similară) valoarea de sarcină pe fiecare bară.

Dacă se urmărește tabelul 21 se poate constata că au fost adoptate cu diametre prea mari deoarece pierderea de sarcină pe conductă e acest fel se realizează rapid închiderea pe inel $\sum h_r \approx 0$.

Pentru a demonstra că diametrele sunt bune ar trebui făcută evaluarea conductelor și a costului energiei de pompare. Dacă soluția este comparabilă cu multe altele care pot fi adoptate, se reține.

Dacă la prima etapă a calculului $\sum MQ^2$ pentru un inel are valori mari ca la celelalte este bine să se vadă cauza și să se corecteze închiderea este laborioasă;

La calculul pentru această etapă lucrările au fost oprite după întrucât toate corecțiile sunt sub 0,5 m;

Rezultă din calculul de până acum că este foarte importantă alegerea rețelei, distribuția debitelor și alegerea diametrelor. Practic există o soluție pentru rețea. Soluția bună poate fi obținută numai după costurile sau din stabilirea unor condiții suplimentare de funcționare.

25 m pentru clădirile publice cu hidranți interiori; calculul se face sistematic într-un tabel de forma celui cu numărul 22. Au fost alese mai multe circuite (în realitate se determină pentru toate nodurile) care să cuprindă:

- traseele cu cote mari ale terenului 1 - 5 - 9 - 13 - 14 - 15;
- traseul cel mai lung, cu hidranți interiori la clădiri-nodurile 1 - 2 - 3 - 4 - 21 - 26.

Completarea tabelului se face astfel:

- se completează valorile cunoscute în coloanele 0, 1, 2, 3, 4, 6, 8;
- se completează diametrele și celelalte elemente (i , h_r , v) pe barele ce nu fac parte din inele;
- se calculează cota piezometrică a punctului 1, egală cu cota minimă a apei din castel, egală cu cota nivelului fundului cuvei, 164,00 (fig. 25,c); dacă legătura castel-punct 1 este mai lungă se poate scădea pierderea de sarcină pe această legătură;
- dacă tronsoanele (barele, coloana 0) au fost scrise în sensul de curgere a apei, atunci cotele piezometrice aval se obțin din cotele piezometrice amonte, scăzând pierderea de sarcină a tronsonului (barei), coloana 6, coloana 7.
- valorile în multe noduri sunt cu circa 10 m mai mari; nu se poate trage o concluzie finală decât după cunoașterea tuturor cotelor în noduri și după verificarea la incendiu;
- diferența pe linie dintre coloana 7 și coloana 8 (cunoscută prin interpolări pe planul de situație) conduce la presiunea disponibilă din noduri, coloana 9; presiunea trebuie să fie mai mare ca presiunea minimă cerută, la branșament;
- dacă se calculează cotele în toate nodurile este obligatoriu ca în același nod diferența de cotă să nu depășească 1,5 m.

8.3. VERIFICAREA FUNCȚIONĂRII REȚELEI ÎN CAZ DE INCENDIU

În caz de incendiu, rețeaua asigură pentru primele 10 minute, funcționarea hidranților interiori. Dacă însă după 10 minute incendiul nu a fost combătut, sau clădirea nu are hidranți interiori se acționează hidranții exteriori (de către organele PSI). Pentru ca aceștia să funcționeze bine, trebuie ca la debitul de incendiu rețeaua să asigure în orice punct al ei presiunea de 7 m.

Pentru a nu supradimensiona rețeaua la două sau mai multe incendii simultane, distanța dintre ele trebuie să fie mai mare ca valoarea :

unde:

N_d este densitatea populației (loc/ha), ca medie pe suprafață

$$N_d = 32\,000 \text{ loc}/230 \text{ ha} = 140 \text{ loc/ha};$$

$$d = 850 \text{ m}.$$

Pentru a reduce numărul de variante pentru încercare se consid cele mai dificile:

- un incendiu în punctul cel mai depărtat (nod 26) sau de cota 1
- un incendiu în nodul în care există racord la clădirea cu hidr (nod 4) aflat la distanța d .

a) *Stabilirea debitelor inițiale pe bare* (fig. 39). Stabilirea debi pentru ipoteza de calcul cea mai dezavantajoasă (v. tab. 6) un ince în punctul 4, un incendiu exterior și debitul total Q_{max} ; incendiu stabilește în punctul cel mai depărtat (26) cu valoarea:

$$Q_{ie} = 20 \text{ l/s}.$$

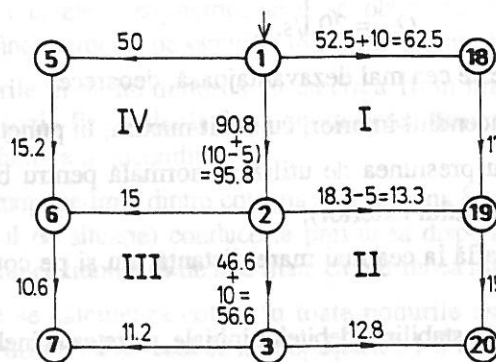
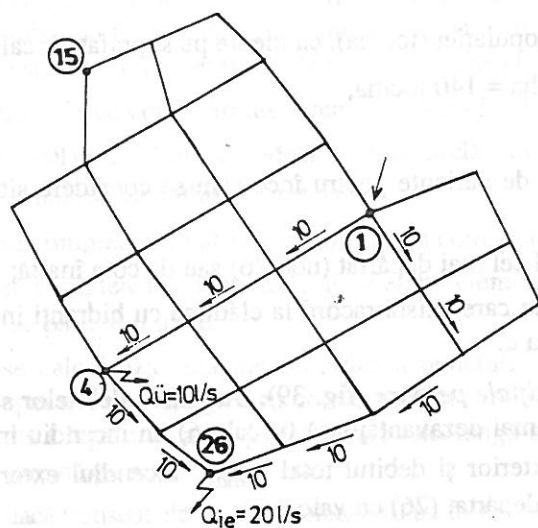
În cazul de față situația este cea mai dezavantajoasă, deoarece:

- se ia în considerare incendiul interior, cu debit maxim, în pun
- se asigură Q_{0max} , cu presiunea de utilizare normală pentru (exceptând zona incendiului exterior);
- incendiul exterior se află la cea mai mare distanță (nu și pe c mare).

Ordinea operațiunilor pentru stabilirea debitelor initiale, pe rețeaua în

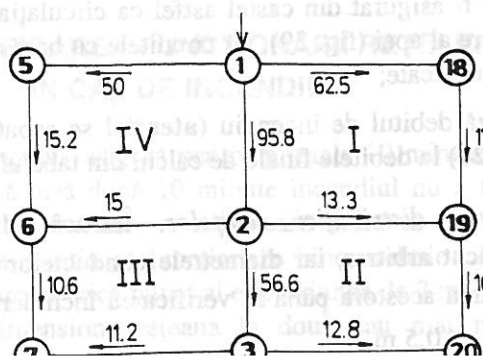
- pe schema rețelei se amplasează debitul de incendiu și se pentru a fi asigurat din castel astfel ca circulația apei să păst de curgere al apei (fig. 39), iar circuitele cu bare cu diametru r fie mai încărcate;
- se adaugă debitul de incendiu (**atenție!** se scoate incendiul i punctul 20) la debitele finale de calcul din tabelul 21 (coloana

b) *Verificarea distribuției debitelor*. Întrucât distribuția de incendiu s-a făcut arbitrar, iar diametrele conductelor sunt cunosc corectată valoarea acestora până la verificarea închiderii pierderilor pe inel $\sum_{inel} h_r \leq 0,5 \text{ m}$.



VALORI ÎNȚĂLE PE
REȚEAUA ÎNELĂRĂ

VALORI FÎNALE PE
REȚEAUA ÎNELĂRĂ



Se face un calcul de corectare a debitelor după aceleași reguli dimensionare (completare tab. 21); valorile nou calculate sunt datele 23; au fost calculate debitul în m³/s pentru exemplificare.

Cu debitul calculate în tabelul 23 se poate recalcula presiune din noduri după regulile folosite pentru completarea tabelului 22, (poate comasa la nevoie); datele sunt scrise în tabelul 24.

Rezultă că presiunea este asigurată în noduri pentru toate folosirile

- în punctul 4 și 20 (cu hidranți interiori) presiunea depășește cei 25 m
- în toate punctele presiunea permite utilizarea apei în condiții excepționale zonei punctului 26 unde se combate incendiul (adm)
- în nodul 4 se asigură presiunea de 25 m necesari funcționării hidranților

Se constată diferențe mari de viteze pe conducte; fiind un caz durabil se poate accepta.

Notă. În figura 40 este trasată linia piezometrică pe circuitele de distribuție. În punctele caracteristice au fost marcate și presiunile necesare la branșament.

Cum se procedează dacă nu se asigură presiunea la branșament dimensionarea rețelei? Pot fi două situații distincte (și combinații între ele)

- castelul are cotă prea joasă, sunt multe valori mici ale presiunii; pierderile de sarcină sunt relativ mici; soluția: se ridică nivelul este necesar;
- diametrul unor conducte este prea mic, și pierderile de sarcină conducte sunt mari; se mărește diametrul conductelor presiunea este asigurată (refacând toate calculele în care este implicat diametrul conductei).

Pentru a fi bine dimensionată rețeaua trebuie verificată și linia de funcționare, de exemplu: două incendii teoretic simultane în puncte mai depărtate sau de cotă înaltă, la distanța d între ele; avarii importante etc.

Diametrul minim al barelor este dat de dimensiunea conductelor hidranților (Φ 80 mm are hidranțul de incendiu), de viteza maximă care nu trebuie să depășească 3 m/s, de configurația rețelei și sigură în funcțiune.

Hidranții exteriori se amplasează pe trotuar sau spațiul verde la

Tabelul 24

Verificarea presiunii în rețea în caz de incendiu

Înălțimea bară l [m]	Debit Q [l/s]	Diametrul conduitei D_n [mm]	Panta hidraulică i	Viteza v [m/s]	Pierdere de sarcină $h_r = MQ^2$ [m]	COTE		Pres. disp. $CP - CT$ [m]	OBS.
						Piezom (CP) [m]	Topo (CT) [m]		
2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
500	95,8	400			0,10*	164	135	29	
						163,90	130	33,9	
375	56,6	350			0,03*	163,90	130	33,9	
						163,87	127,5	36,37	
375	36	200	0,012	1,75	4,5	163,87	127,5	36,37	
						159,37	124	35,37	
400	14,3	110	0,048	2,30	19,2	159,37	124	35,37	> 25 m
						140,17	124	16,17	
250	11,7	90	0,035	1,80	8,75	140,17	124	16,17	
						131,42	124	7,42	> 7 m
400	50	350			0,07	164	135	29	
						163,93	136,5	27,43	

Tabelul 24 (continuare)

Înălțimea bară l [m]	Debit Q [l/s]	Diametrul conduitei D_n [mm]	Panta hidraulică i	Viteza v [m/s]	Pierdere de sarcină $h_r = MQ^2$ [m]	COTE		Pres. disp. $CP - CT$ [m]	OBS.
						Piezom (CP) [m]	Topo (CT) [m]		
2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
300	26,4	200	0,006	1,10	1,80	163,93	136,5	27,43	
						162,13	136,5	25,63	
350	8	150	0,003	0,60	2,10	162,13	136,5	25,63	
						160,03	136,5	23,53	
250	3,8	110	0,003	0,50	0,75	160,03	136,5	23,53	
						159,28	135	24,28	
250	1,7	90	0,003	0,30	0,75	159,28	135	24,28	
						158,53	132,55	26,03	

Capitolul 9

PLANUL GENERAL DE SITUAȚIE

A SISTEMULUI DE ALIMENTARE CU APĂ

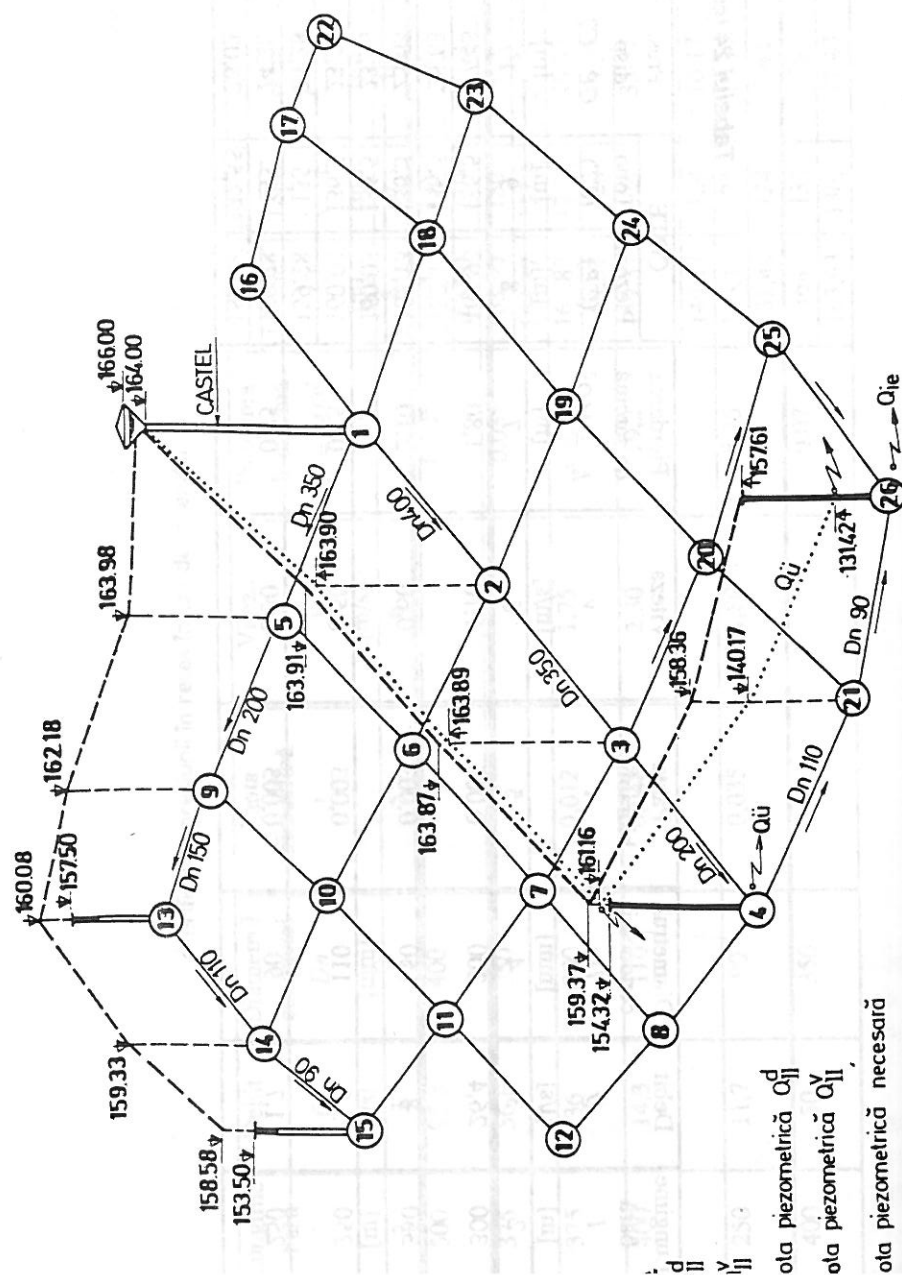
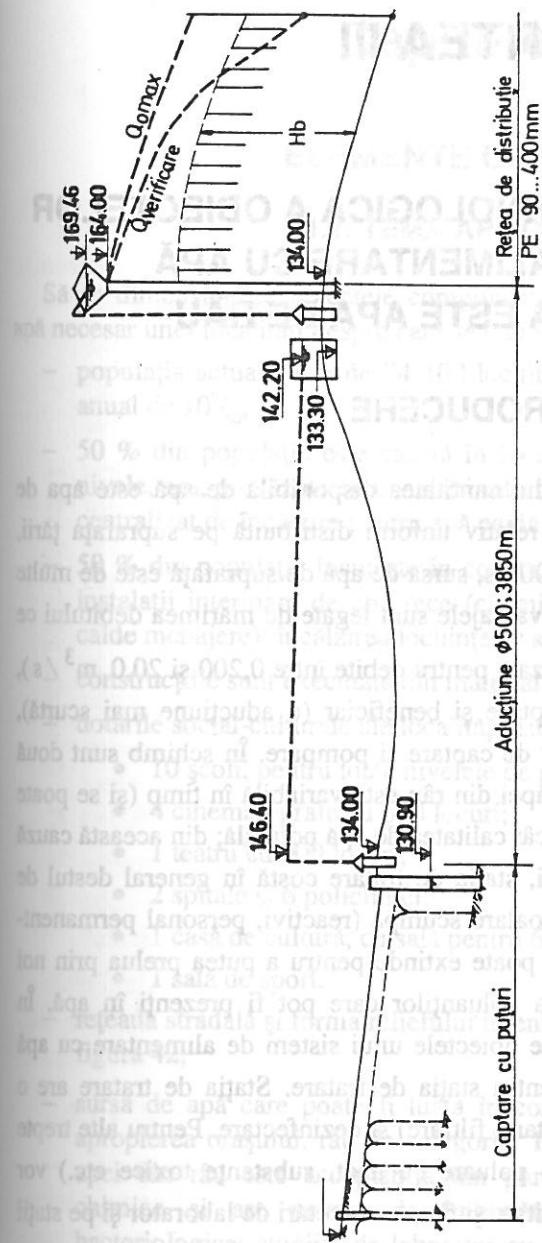
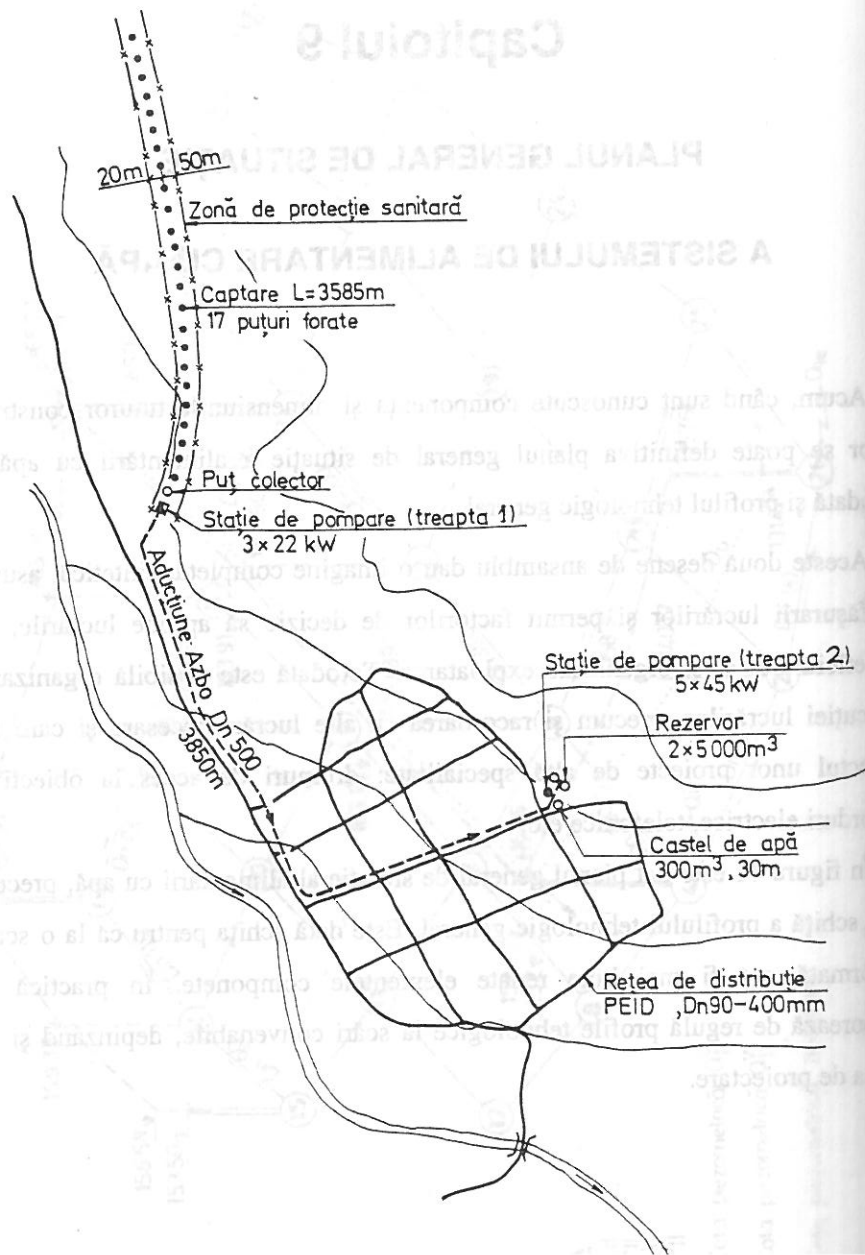


Fig. 40. Cote piezometrice și presiuni disponibile în rețea.

Acum, când sunt cunoscute componența și dimensiunile tuturor elementelor, se poate definitiva planul general de situație a alimentării cu apă și se poate realiza și profilul tehnologic general.

Aceste două desene de ansamblu dau o imagine completă, sintetică, a desfășurării lucrărilor și permit factorilor de decizie să aprobe lucrările și să organizeze exploatarea. Totodată este posibilă și verificarea execuției lucrărilor, precum și racordarea cu alte lucrări necesare realizării obiectului unor proiecte de altă specialitate: drumuri de acces la obiect, racorduri electrice, telefonice etc.

În figura 41 este dat planul general de situație al alimentării cu apă și o schiță a profilului tehnologic general. Este dată schița pentru ca, în funcție de deformată pot fi mai bine redată elementele componente. În funcție de aceasta se elaborează de regulă profile tehnologice la scări convenabile, de obicei la scara de proiectare.



P ₁	17 x	P ₁₇	SP ₁	R	SP ₁₇	CA	134.00
	3585						

PARTEA III

DIMENSIONAREA TEHNOLOGICĂ A OBIECTELOR SCHEMEI DE ALIMENTARE CU APĂ CÂND SURSA ESTE APA DE RÂU

INTRODUCERE

În țara noastră, din circa 2/3 din cantitatea disponibilă de apă este apa de suprafață. Cum această apă este relativ uniform distribuită pe suprafața țării, pentru debite relativ mari, peste 500 l/s, sursa de apă de suprafață este de multe ori cea mai avantajoasă soluție. Avantajele sunt legate de mărirea debitului ce poate fi asigurat (sunt captări realizate pentru debite între 0,200 și 20,0 m³/s), din distanța relativ mică între captare și beneficiar (o aducțiune mai scurtă), dintr-un cost mai mic al lucrărilor de captare și pompare. În schimb sunt două dezavantaje importante: calitatea apei din râu este variabilă în timp (și se poate ușor înrăutăți) și este mai slabă decât calitatea de apă potabilă; din această cauză **apa din râu trebuie tratată**. Ori, stația de tratare costă în general destul de mult ca investiție, necesită o exploatare scumpă (reactivi, personal permanent-activ, energie) și nu totdeauna se poate extinde pentru a putea prelua prin noi trepte de tratare pentru reducerea poluanților care pot fi prezenți în apă. În aplicația 3 sunt dimensionate toate obiectele unui sistem de alimentare cu apă dar cu o dezvoltare mai mare pentru stația de tratare. Stația de tratare are o alcătuire clasică: limpezire (decantare, filtrare) și dezinfectare. Pentru alte trepte de tratare (corectare gust, miros, poluare cu azot, substanțe toxice etc.) vor trebui consultate lucrări de specialitate și făcute cercetări de laborator și pe stații

Capitolul 1

ELEMENTE GENERALE

1.1. TEMA APLICAȚIEI 3

Să se dimensioneze obiectele componente ale sistemului de alimentare cu apă necesar unei localități despre care se cunosc următoarele elemente:

- populația actuală este de 74 100 locuitori, cu un ritm mediu anual de 10‰;
- 50 % din populație este cazată în locuințe parter și patru, pe două nivele, noi, prevăzute cu instalații interioare de apă caldă și rețea centralizat de încălzire pentru apă caldă;
- 50 % din populație locuiește în construcții parter și patru nivele, cu instalații interioare de apă rece (cu mijloace locale de asigurare a energiei calde menajere); încălzirea locuințelor se asigură cu combustibil solid;
- construcțiile sunt executate din material cu grad I, II de rezistență;
- dotările social-culturale ale localității sunt:
 - 10 școli, pentru toate nivelele de pregătire;
 - 4 cinematografe cu 600 locuri;
 - 1 teatru cu 900 locuri;
 - 2 spitale și 6 policlinici;
 - 1 casă de cultură, cu sală pentru 600 locuri;
 - 1 sală de sport.
- rețeaua stradală și forma reliefului terenului în zona localității sunt prezentate în figura 42;
- sursa de apă care poate fi luată în considerare este râul ca afluent al orașului, râu de categoria I (conform STAS 4700/1-79); apa din râu este acceptabilă din punct de vedere al caracteristicilor fizico-chimice și are nevoie de îmbunătățirea caracteristicilor bacteriologice: studiile de laborator au arătat că apa este relativ curată.

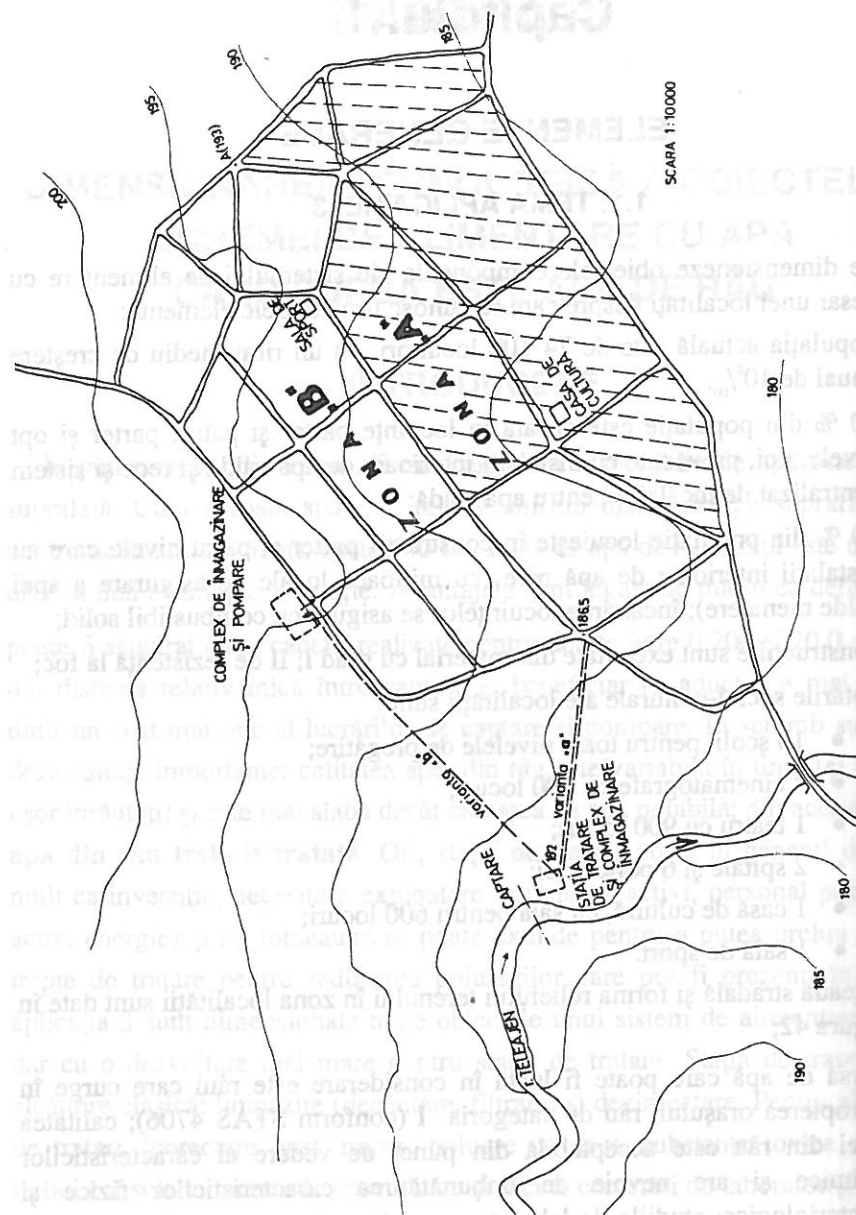


Fig. 42. Plan de situație, pentru aplicația 3.

- pentru asigurarea funcționării întreprinderilor și unităților de locală se apreciază un necesar de apă, mediu echivalent $30 \text{ dm}^3/\text{loc} \cdot \text{zi}$.

1.2. SOLUȚII PENTRU SCHEMA DE ALIMENTARE CU

1.2.1. ALEGEREA SCHEMEI

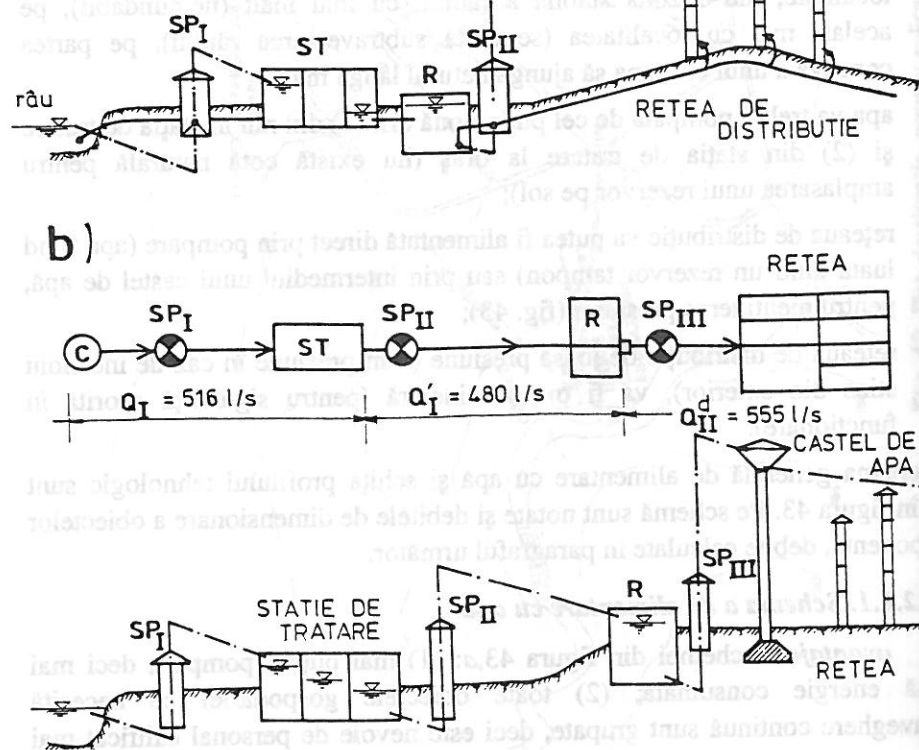
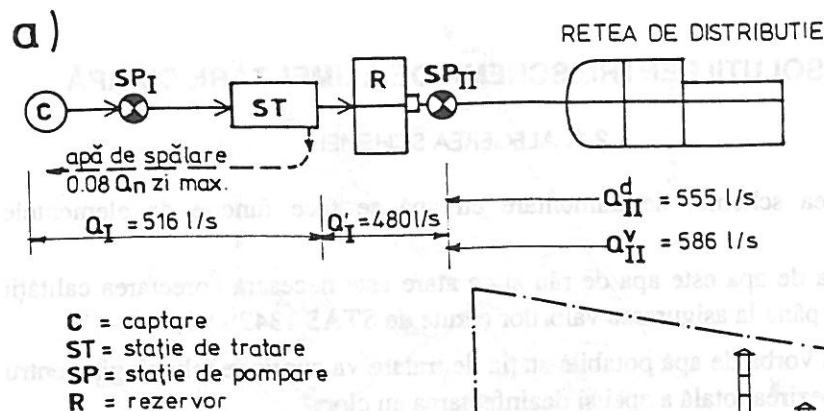
Stabilirea schemei de alimentare cu apă se face funcție de cunoscute:

- sursa de apă este apa de râu și ca atare este necesară corectarea apei până la asigurarea valorilor cerute de STAS 1342 - 91;
- fiind vorba de apă potabilă stația de tratare va cuprinde tehnologia limpezirea totală a apei și dezinfectarea cu clor;
- pentru siguranța calității apei, captarea va fi amplasată în localitate, într-o zonă stabilă a râului, cu mal înalt (neinclinat același mal cu localitatea (se evită subtraversarea râului), concavă a unui cot (apa să ajungă natural lângă mal);
- apa va trebui pompată de cel puțin două ori: (1) din râu în stația și (2) din stația de tratare la oraș (nu există cota naturală amplasarea unui rezervor pe sol);
- rețeaua de distribuție va putea fi alimentată direct prin pompare (luată dintr-un rezervor tampon) sau prin intermediul unui cazan pentru menținerea presiunii (fig. 43);
- rețeaua de distribuție de joasă presiune (7 m presiune în caz de stins din exterior), va fi o rețea inelară (pentru siguranță de funcționare).

Schema generală de alimentare cu apă și schița profilului tehnic date în figura 43. Pe schemă sunt notate și debitele de dimensionare a componente, debite calculate în paragraful următor.

1.2.1.1. Schema a de alimentare cu apă:

- *avantajele* schemei din figura 43,a: (1) mai puține pompări puțină energie consumată; (2) toate obiectele gospodăriei cu suraveghere continuă sunt orimate deci este nevoie de personal cu



– **dezavantajele** schemei: (1) automatizarea funcționării c pentru a funcționa rațional (pompe cu turație variabilă); e dificultăți în asigurarea presiunii apei în rețea și pierderi mai urmare a unei presiuni excesive; (2) SP II trebuie să aibă sig funcționare întrucât alimentarea cu apă trebuie să fie continuă; SP II și rețea trebuie făcută cu două conducte.

1.2.1.2. Schema b de alimentare cu apă:

– **avantajele** schemei din figura 43,b: (1) o ușoară automatiz prezența castelului de apă asigură o marjă de 10-20 minute pe funcțiune a sistemului de asigurare a apei pentru incendiu;

– **dezavantajele** schemei: (1) prezența unui castel de dimensiuni (500 - 1000 m³ circa 40 m înălțime) greu de ex puțin aspectos; (2) pomparea de trei ori a apei deci un consu energie; (3) două gospodării de supravegheat, deci personal mai

1 2.2. DEBITE DE DIMENSIONARE

a) *Date de bază.* Conform temei:

- numărul de locuitori $N_0 = 74\ 100$;
- rata de creștere a populației $\gamma = 10\ ‰$;
- 50 % din populație locuiește în case p... p+ 4, cu apă re combustibil solid (grupa B);
- dotarea social - culturală este cunoscută;
- pentru industria locală se solicită 30 dm³/om, zi;
- apă din sursă - apă din râu.

b) *Date calculate:*

- Numărul de locuitori în perspectiva a 25 ani:

$$N = N_0(1 + \gamma)^{25} = 74\ 100(1 + 0,01)^{25} = 1,282 N_0 = 94\ 900$$

- Necesarul specific de apă (conf. STAS 1343 /1-95)

Se adaugă pentru fiecare zonă necesarul de apă pentru unitățile din industria locală, deci pentru:

$$\text{zona A} - q_{sp} = 380 + 30 = 410 \text{ l/om, zi};$$

$$\text{zona B} - q_{sp} = 295 + 30 = 325 \text{ l/om, zi};$$

– Coeficientul de variație orară (STAS 1343, tab. 2):

$$K_o = 1,13 \text{ (cu interpolare).}$$

- Coeficienții $K_p = 1,1$ și $K_s = 1,1$ pentru obiectele până la stația de tratare inclusiv și $K_s = 1,02$ pentru toate obiectele după stația de tratare;
- Două incendii teoretic simultane (v. tab. 3, STAS 1343/1);

$$Q_{ie} = 40 \text{ l/s.}$$

– Debitul de incendiu pentru stingerea din interior (Q_{ii} - la clădiri publice), la dotarea dată:

- una casă culturală $Q_{ii} = 10 \text{ l/s}$ (un incendiu)/
- una sală sport $Q_{ii} = 10 \text{ l/s}$ (un incendiu)/
- patru cinematografe $Q_{ii} = 5 \text{ l/s}$, etc.

c) *Determinarea debitelor caracteristice de apă necesară efectiv, Q_n :*

• **zona A:**

$$Q_{n \text{ zi med}} = (N \cdot q_{sp}) / 1\,000 = 52\,500 \cdot 410 / 1\,000 = 21\,520 \text{ m}^3/\text{zi};$$

$$Q_{n \text{ zi max}} = K_{zi} \cdot Q_{n \text{ zi med}} = 1,10 \cdot 21\,520 = 22\,500 \text{ m}^3/\text{zi};$$

$$Q_{n o \text{ max}} = K_o \cdot Q_{n \text{ zi max}} = 1,13 \cdot 22\,500 / 24 = 1\,035 \text{ m}^3/\text{h};$$

• **zona B:**

$$Q_{n \text{ zi med}} = 42\,460 \cdot 325 / 1\,000 = 13\,800 \text{ m}^3/\text{zi};$$

$$Q_{o \text{ zi max}} = 1,13 \cdot 14\,400 / 24 = 680 \text{ m}^3/\text{h};$$

• **Debite totale:**

$$Q_{n \text{ zi med}} = 21\,520 + 13\,800 = 35\,320 \text{ m}^3/\text{zi};$$

$$Q_{n \text{ zi max}} = 36\,900 \text{ m}^3/\text{zi};$$

$$Q_{o \text{ zi max}} = 1\,715 \text{ m}^3/\text{h};$$

d) *Debitele cerinței de apă, Q_s :*

$$Q_s = K_p \cdot K_s \cdot Q_n = 1,1 \cdot 1,1 \cdot Q_n = 1,21 Q_n$$

$$Q_{s \text{ zi med}} = 1,21 \cdot 35\,320 = 42\,740 \text{ m}^3/\text{zi};$$

$$Q_{s \text{ zi max}} = 1,21 \cdot 36\,900 = 44\,600 \text{ m}^3/\text{zi};$$

$$Q_{s o \text{ max}} = 1,02 \cdot 1,1 \cdot 1\,715 = 1\,930 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (v. pct. b);}$$

e) *Debitele de dimensionare a schemei de alimentare cu apă:*

$$Q_I = Q_{s \text{ zi max}} = 44\,600 \text{ m}^3/\text{zi} = 516 \text{ l/s};$$

$$Q_I' = Q_I \cdot 1,02 / 1,1 = 480 \text{ l/s} \text{ (pentru } K_s = 1,02);$$

$$Q_{II}^d = Q_{s o \text{ max}} + n \cdot Q_{ii} \cdot 3,6 = 1\,930 + 2 \cdot 10 \cdot 3,6 = 2\,002 \text{ m}^3/\text{h} = 555$$

$$Q_{II}^v(1) = 0,7 \cdot Q_{s o \text{ max}} + n \cdot Q_{ii} \cdot 3,6 = 0,7 \cdot 1\,930 + 2 \cdot 40 \cdot 3,6 = 1\,638 \text{ m}^3/\text{h} = 455 \text{ l/s};$$

$$Q_{II}^v(2) = Q_{s o \text{ max}} + Q_{ie} \cdot 3,6 + Q_{ii} \cdot 3,6 = 2\,110 \text{ m}^3/\text{h} = 586 \text{ l/s.}$$

Debitele de calcul sunt marcate pe schemele din figura 43.

Se apreciază că avantajele schemei a sunt mai mari decât cele ale v și în continuare calculele vor fi făcute pentru varianta a a schemei de al

Capitolul 2

CAPTAREA APEI

2.1. DATE DE BAZĂ

a) *Debitul râului în secțiunea de captare.* Conform regulilor generale de amplasare în poziție favorabilă a captării:

- pe același mal cu utilizatorul (evită subtraversarea);
- în amplasament stabil, neinundabil (evită lucrări mari de regularizare);
- amonte de utilizator (evită impurificarea datorată utilizatorului, cotă mai mare deci economie de energie);
- în cot concav (apa aproape de mal înalt, deci o captare accesibilă și sigură);
- amplasament ușor accesibil (cale de comunicație, racord electric... mai ieftine);
- spațiu mare pentru a putea permite amplasarea și a altor construcții (stație de pompare, deznisipator); captarea a fost amplasată pe plan (fig. 42) în zona de cotă 182.

Atenție! Amplasarea captării se va face numai după cunoașterea amplasamentului la fața locului și efectuarea de studii topo, hidro, geo.

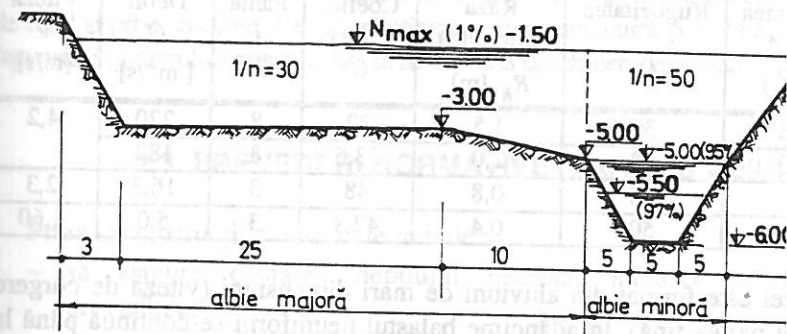
Secțiunea prin albie în zona de captare este dată în figura 44; se observă că albia este bine dezvoltată și la ape mici (asigurare 95...97 %) nivelul apei este scăzut (0,5...1,0 m stratul de apă); la ape mari (frecvența 1%) malul nu este inundabil (cota apei la 1,5 m sub nivelul malului), iar din studii rezultă o rugozitate $n = 0,033$ în albia majoră și $n = 0,020$ în albia minoră.

Panta longitudinală a cursului de apă este de 5 ‰ pentru ape mici și 8 ‰ pentru ape mari.

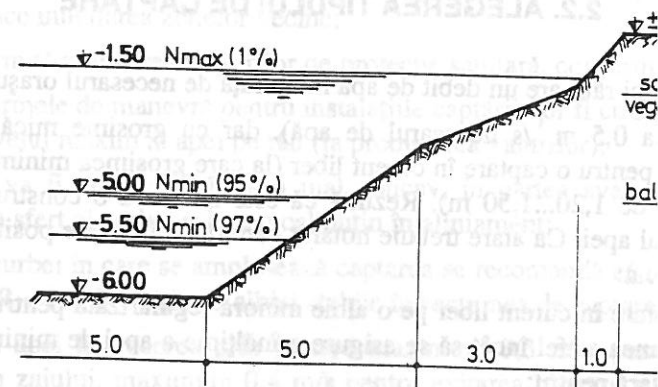
Valoarea secțiunii vii a albiei în amplasamentul captării este:

$A_{1\%} = 106 \text{ m}^2$ din care 63 m^2 în albia majoră ($n = 0,033$);

Secțiune transversală tip prin râu



Detaliu de secțiune prin mal



- panta cursului de apă – la ape mari 8 ‰
– la ape mici 3 ‰

- secțiunea vie $A_{97\%} = 3 \text{ m}^2$
 $A_{95\%} = 7 \text{ m}^2$
 $A_{1\%} = 106 \text{ m}^2$

$$A_{97\%} = 3 \text{ m}^2.$$

Debitul de apă în secțiunea captării, calculat cu datele de mai sus este dat în tabelul 25.

Tabelul 25

Debite caracteristice în albie

Nivel	Secțiunea vie A [m ²]	Rugozitatea $1/n$	Raza hidraulică R_h [m]	Coefic. Chèzy C	Panta i [‰]	Debit Q [m ³ /s]	Viteza v [m/s]
1%	63	30	1,5	32	8	220	4,2
	43	50	2,0	33,6	8	182	
95 %	7	50	0,8	48	3	16,3	2,3
97 %	3	50	0,4	42,8	3	5,0	1,60

Patul albiei este format din aluviuni de mari dimensiuni (viteza de curgere mare a spălat partea fină). În adâncime balastul neuniform se continuă până la adâncimea de 10 m sub teren. Stratul de bază este format din marnă vântată în grosime de peste 4 m.

2.2. ALEGEREA TIPULUI DE CAPTARE

La ape mici râul are un debit de apă mare față de necesarul orașului (5 m³/s față de circa 0,5 m³/s necesarul de apă), dar cu grosime mică a stratului, insuficientă pentru o captare în curent liber (la care grosimea minimă a stratului de apă este de 1,20...1,50 m). Rezultă că este necesară o construcție care să ridice nivelul apei. Ca atare trebuie hotărât care din variantele posibile este mai ușor de aplicat:

- o captare în curent liber pe o albie minoră regularizată pentru a strangula secțiunea astfel încât să se asigure o înălțime a apei de minimum 1,20 m necesară pentru:
 - 0,50 m între fundul albiei și grătarul de priză, în scopul evitării antrenării aluviunilor mari;
 - 0,2...0,30 m pentru stratul de gheață ce se poate forma la ape mici (deși la viteze de minimum 0,7 m/s stratul este greu de format); este

- 0,4...0,50 m spațiu liber pentru grătarul de priză;

- o captare cu prag de fund -un dig din beton amplasat transversal pentru a ridica nivelul apei astfel încât în amonte să se formeze un strat de apă într-un strat de apă suficient de gros.

În mod normal alegerea uneia din variante este laborioasă. În studii ample, pentru cunoașterea comportării râului la eventualele regularizări, evaluarea costului lucrărilor și a posibilităților de execuție.

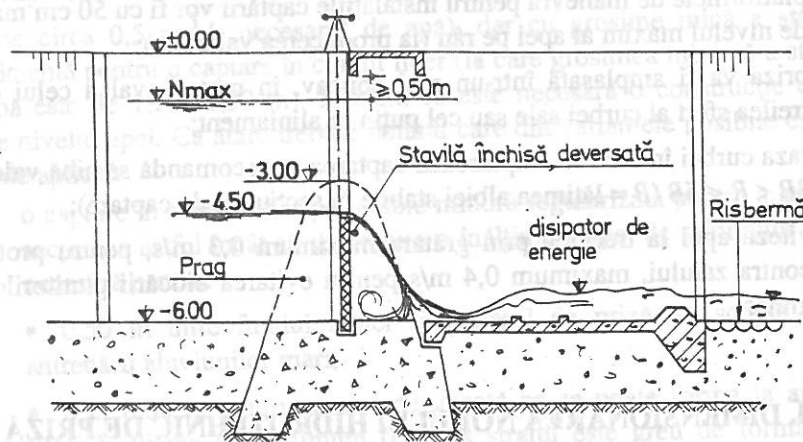
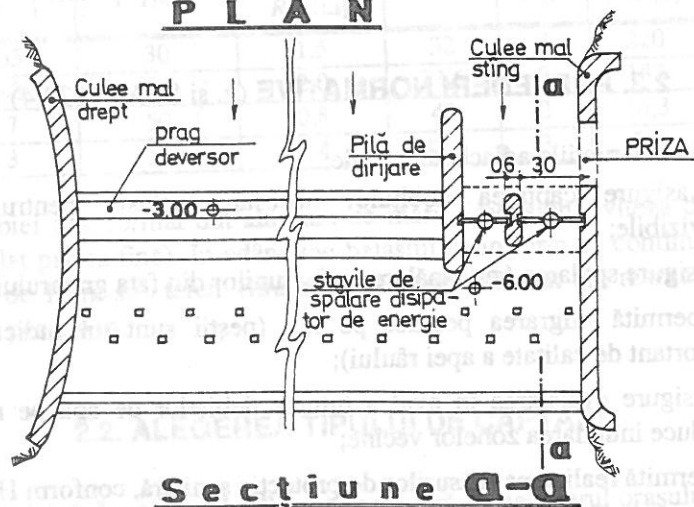
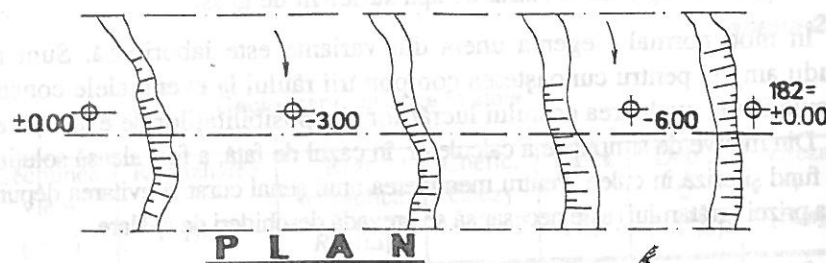
Din motive de simplitate a calculelor, în cazul de față, a fost aleasă de fund și priză în culee. Pentru menținerea unui șenal curat și evitarea fața prizei (grătarului) este necesar să se prevadă deschideri de spălare.

2.3. PREVEDERI NORMATIVE (v. și STAS 1629/1)

Priza și construcțiile adiacente trebuie:

- să asigure captarea debitului necesar, inclusiv pentru debite previzibile;
- să asigure spălarea (autospălarea) aluviunilor din fața grătarului;
- să permită migrarea peștilor pe râu (peștii sunt un element important de calitate a apei râului);
- să asigure evacuarea în aval a tuturor debitelor de apă și să nu producă inundarea zonelor vecine;
- să permită realizarea măsurilor de protecție sanitară, confort și siguranță;
- platformele de manevră pentru instalațiile captării vor fi cu o înălțime de nivel maxim al apei pe râu (la producerea valurilor);
- priza va fi amplasată într-un mal concav, în partea aval de treimea sfert al curbei sale sau cel puțin în aliniament;
- raza curbei în care se amplasează captarea se recomandă să fie $3B < R < 5B$ (B = lățimea albiei stabile în secțiunea de captare);
- viteza apei la trecerea prin grătare maximum 0,3 m/s, pe partea de sus, contra zaiului, maximum 0,4 m/s pentru evitarea blocării grătarului.

2.4. DIMENSIONAREA NODULUI HIDROTEHNIC DE



albiei majore. Se alege o stavilă de spălare plană astfel încât prin parțială a acesteia să se realizeze, la ape mici, o retenție de apă în 1,50 m (deci circa 1 m peste cota naturală a albiei în albia minoră).

În mod normal stavila este totdeauna deschisă astfel încât del necaptată să treacă pe sub stavilă, în acest fel asigurându-se spăla de aluviuni a șenalului din fața grătarului de priză.

La ape mari stavila poate rămâne în poziția închis și este deversă fi ridicată deasupra nivelului apei. Manevra stavilei (de fapt : întrucât, din motive constructive și de siguranță se prevăd două stav se face cu un dispozitiv metallic special realizat deasupra pasarelei de

Lățimea unei stavile, se adoptă de 3 m, după dimensiunea de grosimea pilei de separare de 60 cm.

Cu aceste dimensiuni se poate face verificarea condițiilor hi funcționare a stavilei:

- gradul de deschidere al stavilelor la ape mici;
- nivelul apei în amonte, la ape mici;
- mărimea disipatorului de energie;
- mărimea vitezei apei în șenalul din fața prizei de captare a apei

Urmează dimensionarea prizei propriu-zise.

Pentru exemplificare se dă mai jos calculul poziției stavilei dimensionarea prizei. Celelalte elemente pot fi calculate după datele cursuri de specialitate, (Prișcu, R., 1974; Popovici, A., 1988), și precum și după experiența proiectantului.

Poziția stavilei: elementele generale sunt date în figura 46.

Debitul evacuat pe sub stavile este debitul la ape mici din ca debitul captat (v. tab. 25 și fig. 46):

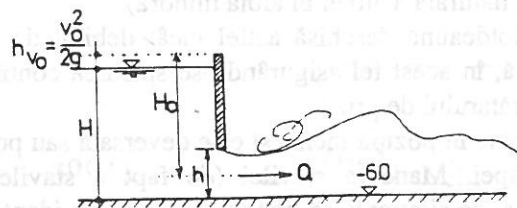
$$Q = \mu \cdot b \cdot n_s \cdot h \cdot (2gH_0)^{1/2},$$

unde:

- μ este coeficient de debit, cu valori 0,6...0,63; se apreciază
- n_s - numărul de stavile, două;
- b - lățimea efectivă între pile, $b=3$ m;
- H_0 - sarcina amonte, măsurată la mijlocul deschiderii; se numai înălțimea apei sau adaugă și sarcina dinamică

$$h_{v_n} = \alpha \cdot v^2 / 2g,$$

FUNCTIONAREA STAVILEI LA APE MICI



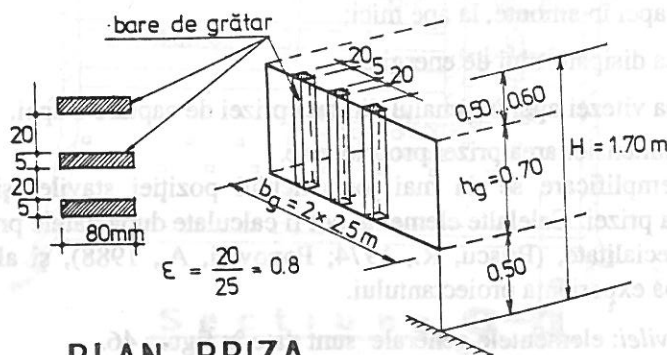
se consideră salt neîncat

$$Q_{a5\%}^{av} = 16.3 - 0.516 = 15.784 \text{ m}^3/\text{s}$$

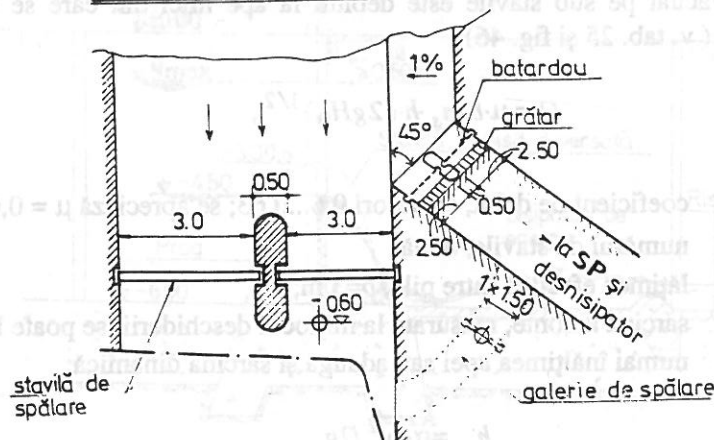
$$Q_{a7\%}^{av} = 5.0 - 0.516 = 4.484 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = H_0 + \frac{h}{2} - h_{v0} = 1.70 - 0.20 + \frac{0.21}{2} = 1.60 \text{ m}$$

DETALIU DE GRATAR



PLAN PRIZA



Calculul se face prin încercări întrucât apar două necunoscute. În final rezultă pentru cele două debite, cu asigurarea de deschiderile de:

$$H_0 = 1.90 \text{ m}, h = 0.72 \text{ m, pentru } Q_{95\%}^{av} = 15.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_0 = 1.70 \text{ m}, h = 0.21 \text{ m, pentru } Q_{97\%}^{av} = 4.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cum radierul stavelor se află la cota - 6 m rezultă că nu deversare peste prag, a cărei cotă este - 3 m (fig. 46).

Pentru ambele cazuri s-a apreciat $h_{v0} = 0.20 \text{ m}$.

Stavilele fiind deschise tot timpul se asigură și circulația peștilor.

Viteza de curgere a apei pe sub stavilă fiind mare (cca. 3,5 m/s) betonat și legat de placa disipatorului de energie.

2.5. DIMENSIONAREA PRIZEI

Dacă se consideră că din grosimea stratului de apă 0,50 m siguranță pentru evitarea antrenării aluviunilor târâte, iar la nivel asigură un spațiu de 0,30 m pentru evitarea gheții, mai rămâne li circa 70 cm pentru priza propriu-zisă.

Se adoptă grătar din platbandă 5/80 mm, cu interspații apreciabile viteza medie de trecere a apei prin gratar:

$$v_g = 0.20 \text{ m/s.}$$

Rezultă secțiunea grătarului:

$$A_{g.ef} = Q_I / v_g = 0.516 / 0.2 = 2.60 \text{ m}^2;$$

$$A_{g.tot} = A_{g.ef} / \epsilon = 2.60 / 0.80 = 3.25 \text{ m}^2;$$

$$B_g = A_{g.tot} / h_g = 3.25 / 0.70 = 4.60 \text{ m.}$$

unde ϵ este coeficientul de obturare cu bare a secțiunii grătarului.

În fața grătarelor se prevăd stavile plane sau batardouri pentru a putea scoate din funcțiune grătarele.

Pentru spălarea spațiului din spatele grătarului (aval de grătar) se prevede o galerie de spălare de 1/1,50 m (semicirculabilă); în mod normal galeria este închisă cu o stavilă la capătul amonte; ridicarea acestei stavile conduce apa în aval cu viteză sporită (această spălare se va realiza la ape cu nivel mai ridicat decât nivelul minim); galeria de spălare debarasează în disipatorul de energie.

Nivelul minim al apei în dreptul prizei nu va fi mai mic de:

$$-6,0 + 1,40 = -4,60 \text{ m (177,40)}.$$

Se poate calcula valoarea pierderii de sarcină la trecerea prin grătar (de regulă are valori mici, de ordinul cm):

$$h_r = \beta(a/b)^{4/3} \sin \theta (v_g^2 / 2g),$$

unde:

β este coeficient de formă al barelor grătarului (2,42 pentru bare din platbandă, 1,79 pentru bare rotunde);

a, b - dimensiunea lățimii (grosimii barei grătarului) respectiv a golului dintre bare ($a = 5 \text{ mm}$, $b = 20 \text{ mm}$);

θ - unghiul grătarului față de verticală (aici grătar vertical);

v_g - viteza efectivă de trecere a apei prin grătar (0,2 m/s);

g - accelerația gravitației, 9,81 m/s²;

$$h_r = 2,42 \cdot (5/20)^{4/3} \sin 90^\circ (0,2^2 / 2g) = 0,8 \text{ mm}.$$

Din cauza vitezei mici a apei pierderea este foarte redusă. Ea poate însă crește dacă grătarul se blochează cu plutitori.

Acum când principalele elemente ale prizei sunt cunoscute pot fi făcute calcule hidraulice amănunțite pentru dimensionarea disipatorului de energie, determinarea nivelelor apei în diferite cazuri de funcționare, etc.

Când acestea sunt gata pot fi definitivare calculele legate de alcătuirea constructivă (stabilirea și rezistența construcției nodului hidrotehnic) și eventual refăcute unele calcule hidraulice.

Capitolul 3

STAȚIA DE POMPARE TREAPTA I

Dimensionarea captării asigură cunoașterea cotei apei în bazinul d al pompelor (aici 177,40).

În schemele uzuale apa captată este transportată gravitațional în de: amplasat de regulă undeva în avalul captării; în felul acesta se as: spălare mai ușoară, hidraulică, a deznisipatorului.

Aici însă înălțimea mare a malului conduce la o săpătură foarte n 8 m până la radierul deznisipatorului.

După cum se va vedea însă la alcătuirea stației de tratare este rați: grupeze obiectele stației de tratare pentru o exploatare mai ușoară și cu trebuie pompată se optează pentru o pompare a apei brute în deznisipator. În acest fel se simplifică mult soluțiile pentru construc: de tratare.

Rezultă, din alcătuirea stației, cota de refulare a apei 187,00 (evaluare a profilului tehnologic rațional al stației de tratare).

Se poate calcula înălțimea geodezică:

$$Hg = 187 - 177,40 = 9,60 \text{ m}.$$

Se apreciază global o pierdere de sarcină de 1,0 m (aceasta se va după stabilirea ansamblului).

Pentru o înălțime de pompare de $H = 10,6 \text{ m}$ și debitul necesar d (1860 m³/h) din catalogul de pompe rezultă:

3+1 pompe MV 253-1,

cu caracteristica unei pompe: $Q = 170 \text{ l/s}$; $P = 30 \text{ kW}$; $H =$ turația = 1500 rot/minut.

Alegerea pompelor cu ax vertical este rațională deoarece nivelul priză fiind jos se poate dezvolta o construcție pe verticală; bazinul de este comun cu stația de pompare (pompe în apă).

Schema instalației și principalele dimensiuni sunt date în figura 47.

Construcția este gândită pentru a fi executată în săpătură deschisă

Capitolul 4

STAȚIA DE TRATARE

4.1. DEZNISIPATORUL

După prevederile STAS 3573-91 dacă din apa brută se poate 2-3 minute, 25-30 % din suspensii este rațională prevederea unui deznisipator. Înseamnă că din suspensiile din apa brută o cantitate importantă este nisip ($d > 0,2 \text{ mm}$). Din figura 48, curba de sedimentare a apei brute, rez primele 5' se separă din apă, în condiții statice, circa 60% din suspensiile de

Dacă se acceptă un timp de trecere a apei de 2' atunci în deznisipator putea reține circa:

$$(2/5) \cdot 60 = 24 \% \text{ sau } 0,24 \cdot 2190 \text{ mg/l} = 525 \text{ mg/l.}$$

În această situație în apa deznisipată ar mai rămâne, pentru perioade tulburi:

$$2190 - 525 = 1665 \text{ mg suspensii/lapă.}$$

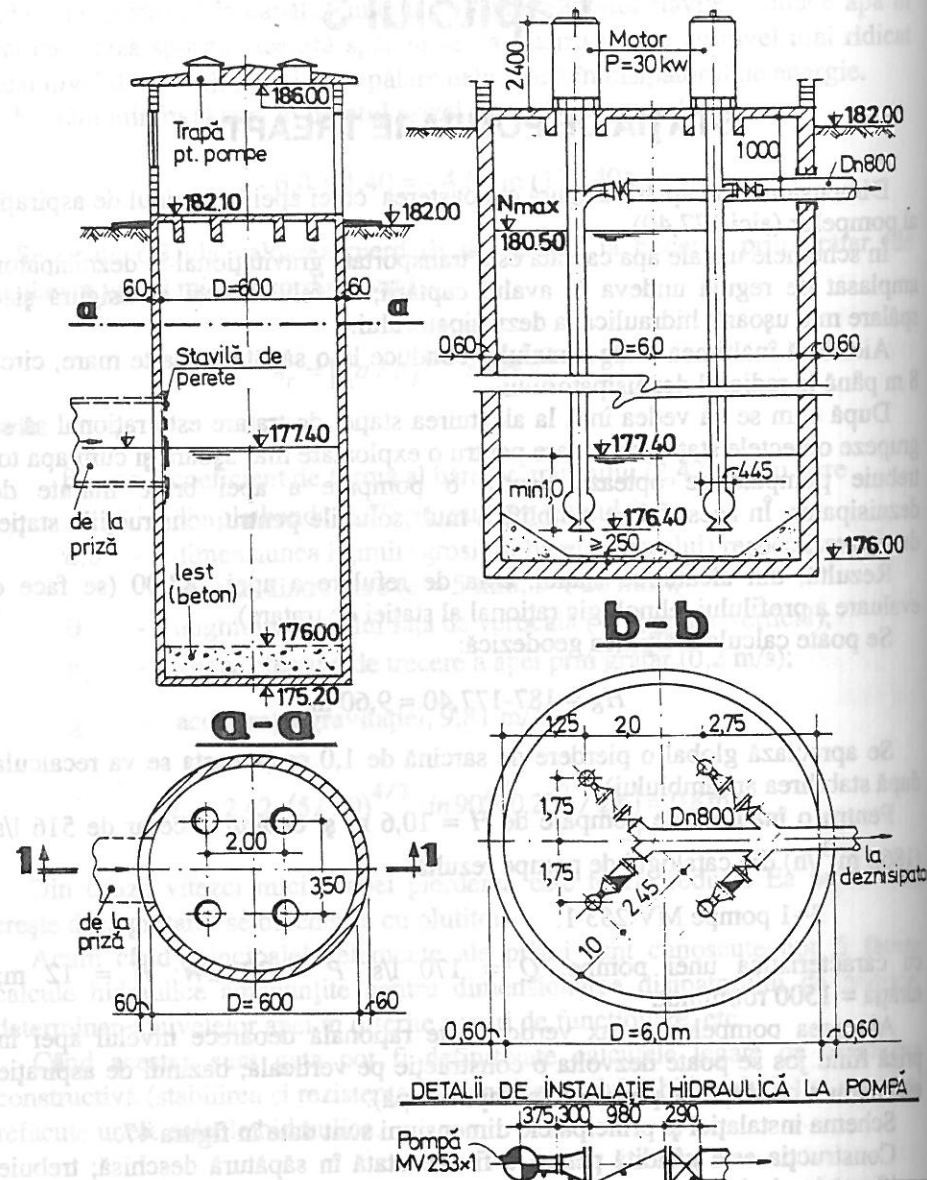
Cum din acestea maximum 50 mg/l pot ajunge în filtru rezultă că în ar trebui reținute:

$$1665 - 50 = 1615 \text{ mg/l.}$$

Aceasta conduce la o eficiență a decantorului de cel puțin:

$$(1615/1665) \cdot 100 = 97 \%,$$

eficiența realizabilă numai cu un decantor perfecționat și o tratare adecvată reactivi.



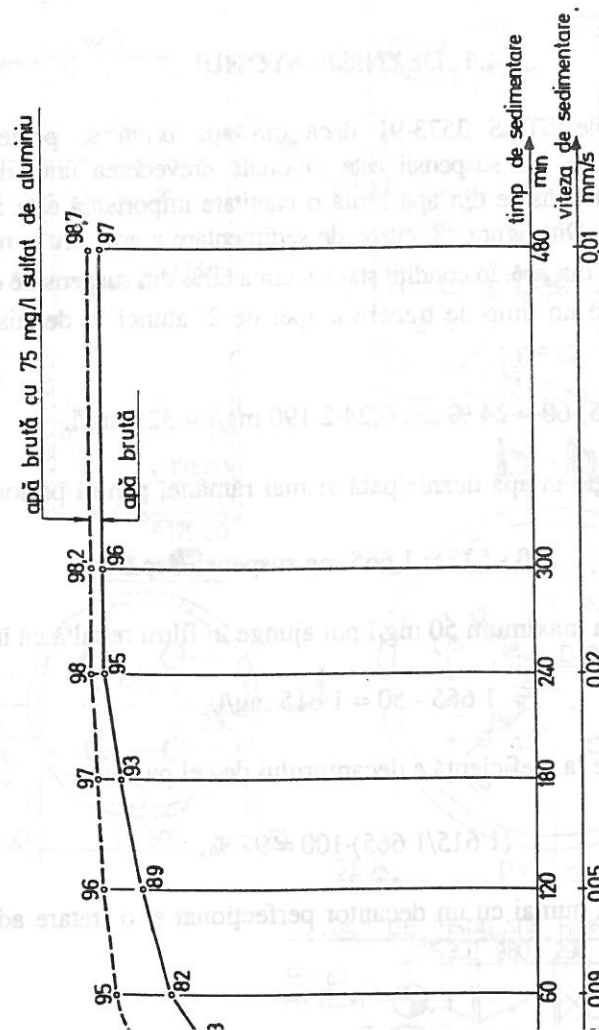
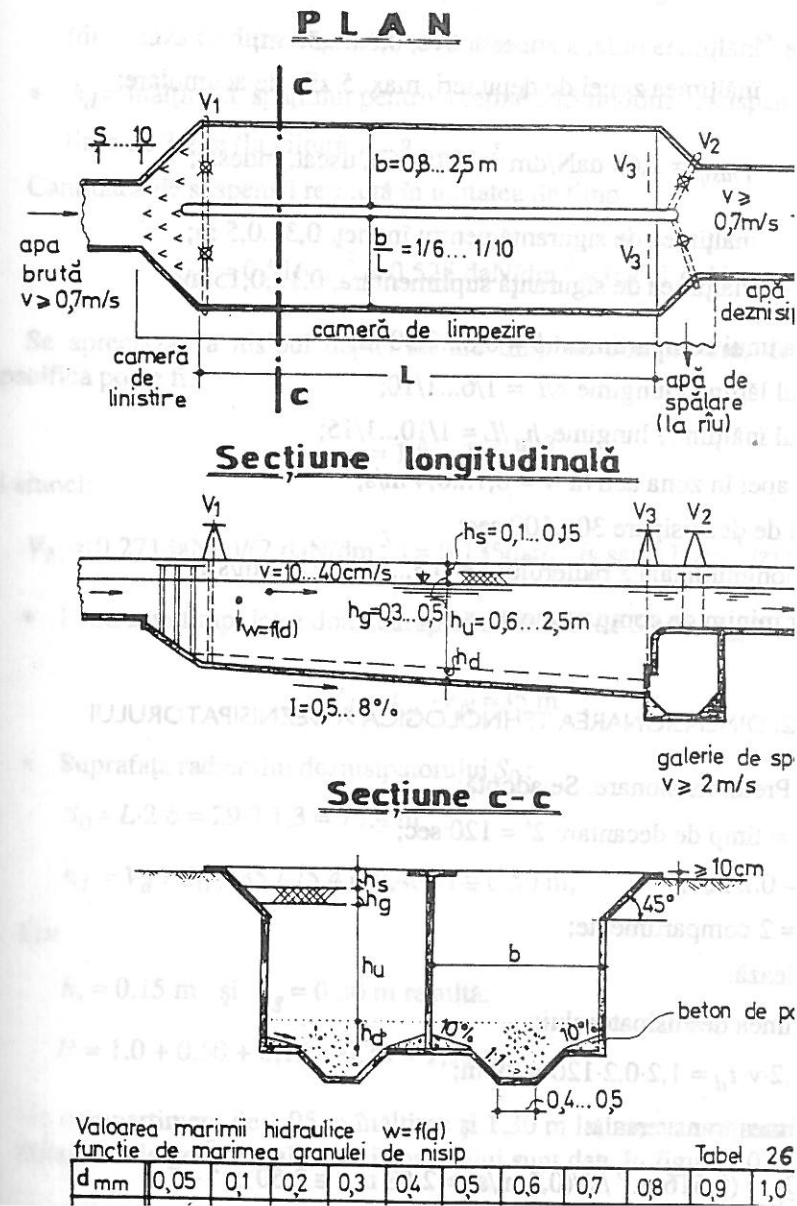


Fig. 48. Curbe de sedimentare a suspensiilor din apă brută, la vîtură.



- înălțimea deznisipatorului:

$$H = h_u + h_d + h_g + h_s,$$

unde:

- h_u este înălțimea utilă, a zonei active, 0,6...2,50 m;
- h_d - înălțimea zonei de depuneri, max. 5 zile de acumulare;

$$\gamma_{nisip} = 2,65 \text{ daN/dm}^3 \text{ (la } 10^\circ \text{C), uscat, îndesat;}$$

- h_g - înălțimea de siguranță pentru îngheț, 0,3...0,5 m;
- h_s - înălțimea de siguranță suplimentară, 0,1...0,15 m;
- lățimea unui compartiment $b = 0,8...2,50$ m;
- raportul lățime / lungime $b/L = 1/6...1/10$;
- raportul înălțime / lungime $h_u/L = 1/10...1/15$;
- viteza apei în zona activă $v = 0,1...0,4$ m/s;
- timpul de deznisipare 30...100 sec;
- panta longitudinală a radierului $I = 0,5...8 \%$ ($v \geq 2$ m/s);
- număr minim de compartimente $n = 2$.

4.1.2. DIMENSIONAREA TEHNOLOGICĂ A DEZNISIPATORULUI

Etapa I: Predimensionare. Se adoptă:

$$t_d = \text{timp de decantare } 2' = 120 \text{ sec;}$$

$$v = 0,2 \text{ m/s;}$$

$$n = 2 \text{ compartimente;}$$

Se calculează:

- Lungimea desnisipatorului:

$$L = 1,2 \cdot v \cdot t_d = 1,2 \cdot 0,2 \cdot 120 = 29 \text{ m;}$$

- Secțiunea transversală:

$$A = Q_I / v = (0,516 \text{ m}^3/\text{s}) / (0,2 \text{ m/s}) = 2,58 \text{ m}^2 \approx 2,60 \text{ m}^2$$

(din cauza dimensiunilor mici; altfel ar rezulta :

$$b = A_I / h_u = 1,30 / 1,90 = 0,68 \text{ m} \rightarrow \text{prea mic);}$$

- $b = L/6...L/10 = 4,9...2,9$ m; se poate lua $b = A_I / h_u = 1,30$ m (din cauză că dimensionările sunt mici);
- h_d = înălțimea spațiului pentru a reține 525 mg/dm^3 , suspe timp de 3 zile (la viitură).

Cantitatea de suspensii reținută în unitatea de timp:

$$G_N = 0,516 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 0,525 \text{ daN/dm}^3 = 0,271 \text{ daN/s,}$$

Se apreciază că nisipul depus nu are timp de compactare, d specifică poate fi:

$$\gamma = 1,8...2 \text{ tf/m}^3,$$

și atunci:

$$V_N = (0,271 \text{ daN/s}) / (2 \text{ daN/dm}^3) = 0,135 \text{ dm}^3/\text{s} \text{ sau } 11,7 \text{ m}^3/\text{z}$$

- Pentru un timp, între două curățiri succesive, de 3 zile (t_{ac})

$$V_d = t_{ac} \cdot V_N = 35 \text{ m}^3;$$

- Suprafața radierului deznisipatorului S_0 :

$$S_0 = L \cdot b = 29 \cdot 1,3 = 75,4 \text{ m}^2;$$

$$h_d = V_d / S_0 = 35 / 75,4 = 0,48 \text{ m} \approx 0,50 \text{ m,}$$

Cu:

$$h_s = 0,15 \text{ m și } h_g = 0,30 \text{ m rezultă:}$$

$$H = 1,0 + 0,50 + 0,15 + 0,30 = 1,95 \text{ m.}$$

Un compartiment de 1,95 m înălțime și 1,30 m lățime este rațion Dimesiunile generale ale deznisipatorului sunt date în figura 50.

Spălarea deznisipatorului; etapa I - predimensionare. S-a adopt

Determinarea debitului minim de spălare a nisipului. Pentru a asigura spălarea nisipului necimentat (evacuare la max. 5 zile) este necesar ca jetul de apă de sub stavila V_1 să asigure o viteză de min. 2,5 m/s.

- mărimea secțiunii qunetei $A = 0,43 \text{ m}^2$ (v. fig. 50, în secțiunea medie a deznisipatorului);
- perimetrul udat $P_h = 170 \text{ cm}$ și raza hidraulică:

$$R_h = 0,43/1,70 = 0,25 \text{ m}; \text{ deci } C = (1/n) \cdot R_h^{1/6} = 50;$$

$$Q_s = AC\sqrt{Ri} \quad Q_s = 2,30 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$v_s = Q_s / A = 5,35 \text{ m/s}.$$

Viteza de spălare este prea mare; nu supără atât viteza cât mărimea debitului; se reamintește că debitul de apă este pompat cu SP_I ; *se recalculează*.

Se determină mărimea pantei radierului pentru care se asigură viteza de spălare de 2,5 m/s:

$$v_s = 2,5 \text{ m/s};$$

$$v_s = C\sqrt{Ri} = 50\sqrt{0,25 \cdot 0,01};$$

$$i = 0,01;$$

$$Q_s = A \cdot v_s = 1,07 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Pot fi adoptate două soluții:

- Se mărește SP_I astfel ca la spălare să asigure și debitul de spălare;
- Se adoptă panta longitudinală $I = 0,01$, iar debitul se reduce la debitul maxim de exploatare al cuvei $Q_{s1} = 0,26 \text{ m}^3/\text{s}$ pentru a nu suprasolicita sau supradimensiona stația de pompare; se va mări însă durata de spălare.

4.1.3. VERIFICAREA FUNCȚIONĂRII DEZNISIPATORULUI

Etapa II. Studiul funcționării deznisipatorului a condus la stabilirea unei

h_u, L . Graficul după (Popovici, A., 1988) este reprodus în figura 5 poate fi folosit pentru dimensionare sau verificare: (1) la dimesionare w , și funcție de procentul de suspensii ce trebuie reținut se calculează deci h_u și L ; (2) la verificare se procedează astfel:

- din curba granulometrică a suspensiilor depuse se găsește viteza de sedimentare a particulelor de nisip)

$$w_i = f(d_i), p_i(d_i) \text{ și } w_i(d_i) \text{ (v. tab. 26 din fig. 49);}$$

- cu w_i / v se calculează cu ajutorul graficului 51,a procentul reținute $p'(d_i)$;
- se calculează procentul total de suspensii reținute

$$p\% = \sum p(d_i) \cdot p'(d_i).$$

Pentru cazul deznisipatorului dimensionat valorile sunt date în tabelul următor:

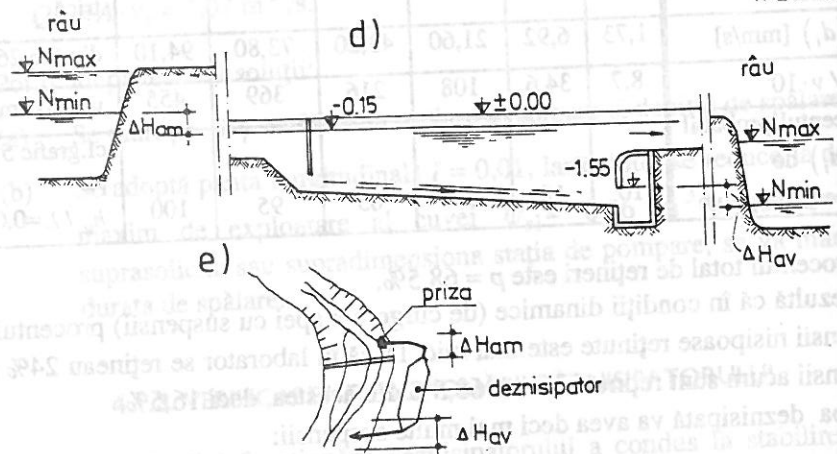
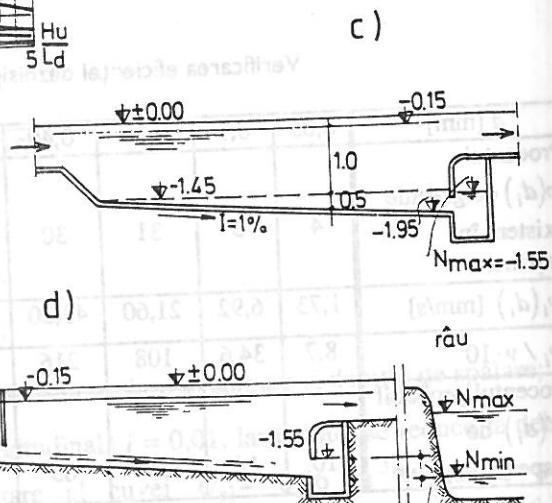
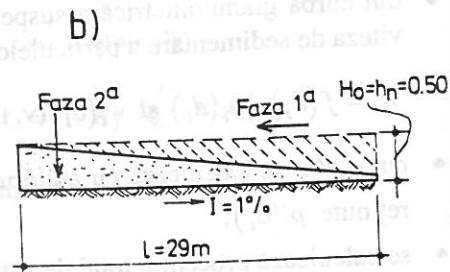
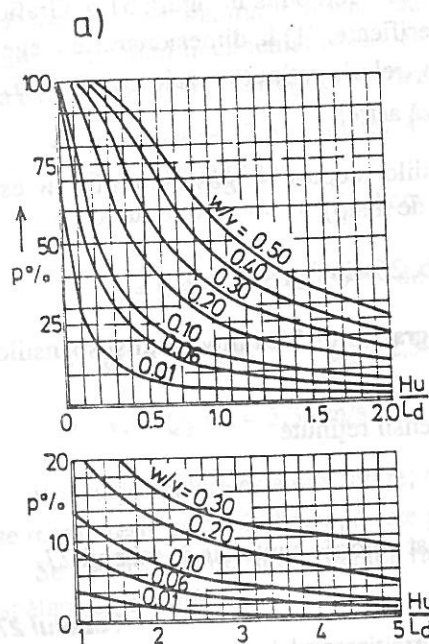
Verificarea eficienței deznisipatorului

$d \text{ [mm]}$	0,05	0,1	0,20	0,40	0,70	1,0
Procentul $p(d_i)$ de granule existent în depunere	4	5	31	30	20	10
$w_i(d_i) \text{ [mm/s]}$	1,73	6,92	21,60	43,20	73,80	94,10
$w_i / v \cdot 10^3$	8,7	34,6	108	216	369	455
procentul probabil $p'(d_i)$ de suspensii reținute	10	18	22	65	95	100

Procentul total de rețineri este $p = 68,5\%$.

Rezultă că în condiții dinamice (de curgere a apei cu suspensii) suspensii nisipoase reținute este mai mic. Dacă în laborator se rețin suspensii acum sunt reținute numai 68,5% din acestea, deci 16,5%.

Apa deznisipată va avea deci mai multe suspensii:



Acum este necesar să se verifice gradul de limpezire cerut dec dacă acesta nu poate fi realizat prin tipul de decantor preconizat se 1 deznisipatorului (se micșorează v , se modifică raportul h_u/L , b/L etc

Cu conținutul de suspensii real reținute ($16,5\% \cdot 2190 = 63$ recalculează spațiul de depuneri:

- volumul suspensiilor reținute:

$$Q_n = Q_1 \cdot p_{dezn} \cdot 1 / \gamma_n = (0,516 \text{ m}^3/\text{s}) \cdot (0,360 \text{ daN/m}^3) \cdot (1/2,0) = 0,093 \text{ dm}^3/\text{s} = 8 \text{ m}^3/\text{zi};$$

- timpul de umplere al spațiului de depunere:

$$t_d = V_n / Q_n = 26,4/8 = 3,3 \text{ zile, apropiat de timpul normal, (max$$

Verificarea timpului de spălare a deznisipatorului. Se a deznisipatorul se spală în 2 faze (v. fig. 51,b)

- faza 1 când se antrenează prismul aval - deasupra;
- faza 2 când se spală prismul amonte - jos (Popovici, A., 1988

Timpul de spălare în faza 1 (T_1) se poate calcula cu relația (I 1988):

$$T_1 = (\gamma_d \cdot b) / (2K_1 \cdot H_0^{0,3}) \cdot (1/2,3) \cdot L^{2,3};$$

$$K_1 = 1,34 \gamma_d \cdot Q_{sp} (Q_{sp}^2 / g \cdot b \cdot d^3)^{0,025},$$

unde:

γ_d este greutatea specifică a materialului din depozit, 1,6...

Q_{sp} - debitul de spălare a unui compartiment; din faza de predimensionare s-a stabilit $Q_{sp} = Q_{1/2} = 0,26 \text{ m}^3$,

H_0 - grosimea inițială a stratului de depuneri; se conside grosimea stratului de depuneri la mijlocul comparti 0,5m.

d - diametrul mediu al granulelor de nisip; se apreciaz se calculează prin mediere $d = \sum(p_i \cdot d_i / 100)$.

Din tabelul 27 rezultă:

$$K_1 = 1,34 \cdot 1,6 \cdot (0,516/2) \cdot (0,260^2 / 10 \cdot 1,3 \cdot 0,00043^3)^{0,025} = 0,51;$$

$$T_1 = [(1,6 \cdot 1,3) / (2 \cdot 0,51 \cdot 0,5^{0,3})] \cdot (1/2,3) \cdot 29^{2,3} = 2\,380 \text{ sec.}$$

Timpul de spălare în faza a II-a (T_2) se poate calcula cu relația:

$$T_2 = (10/3) \cdot K_3 \cdot H_0^{-0,3}$$

$$\text{cu:} \quad K_3 = (\gamma_d \cdot b \cdot L_0^{2,3}) / 2K_1;$$

$$\text{sau:} \quad T_2 = (10/3) \cdot 2,3T_1 = 7,67T_1.$$

Rezultă că timpul total de spălare este

$$T_1 + T_2 = 8,67T_1 = 20\,600 \text{ sec.} \approx 5,7 \text{ ore}$$

Într-un schimb se poate spăla o cuvă a deznisipatorului (**atenție!** în acest schimb, orașul va primi 1/2 din cantitatea de apă).

Amplasarea deznisipatorului în spațiu. De regulă, deznisipatorul se amplasează lângă captare, de multe ori făcând corp comun cu nodul hidrotehnic. Debitul de apă de spălare, care este mare, se poate obține din râu, din debitul de servitute, debit care pe perioada spălării nu mai curge prin stavilele de spălare.

Atenție! Atunci când debitul de spălare este mai mare ca debitul captat pentru utilizare este necesar să se dimensioneze toate elementele implicate la debitul de spălare sau debitul cel mai mare rezultat din schema de exploatare.

În afara debitului de spălare este necesar să se verifice și dacă apa de spălare poate fi evacuată în râu în aval. Se procedează astfel:

- când captarea este cu prag sau râul are denivelări mari se așează deznisipatorul în același corp cu captarea;
- când captarea este în curent liber atunci (1) fie se pompează apa și deznisipatorul se amplasează lângă captare (2) fie deznisipatorul se amplasează în aval unde se poate asigura căderea necesară, fără pompare;
- când nu se poate asigura debit de apă de spălare se recurge la o curățire cu pod raclor (cu lama raclor-evacuare gravitațională sau pompare, sau cu

$$\Delta H = \Delta H_{am} + \Delta H_{av} + \Delta H_{dezn},$$

unde:

$\Delta H_{am,av}$ este pierderea de sarcină pe sectorul amonte (priza-ca galerie de legătură) și aval (galerie de spălare cu $v > 2 \text{ m/s}$) care se pot calcula după metode folosi în hidraulică;

ΔH_{dezn} - pierderea de sarcină în deznisipator; este de regulă cu căderea în deznisipator în cazul spălării hidraulice.

Pompând apa la circa 10 m cu SP_1 față de nivelul apei în bieful ar asigură cu mult peste căderea necesară spălării deznisipatorului.

4.1.4. OBSERVAȚII FINALE

- Când nu se poate asigura căderea generală, sau debitul de apă de se adoptă altă metodă de curățire: mecanică sau mecano-hidraulică. (po echipat cu pompă mamut); în acest caz dimensiunile vor fi coordonate ale utilajelor existente (catalog utilaje, 1980); soluția are avantajul că nu practic apă de spălare dar necesită energie pentru pompare.

- Evaluarea pierderilor de sarcină în deznisipator este greu de făcut depinde de modul de realizare a racordului de intrare și a dispozitiv uniformizare a mișcării; pierderea de sarcină în camera de lucru este redusă, chiar și în cazul podului de gheață; o evaluare corectă se obține prin încercări pe model hidraulic sau măsurători la scară naturală; este bine să existe o rezervă de cădere pentru a compensa, la nevoie, pierd sarcină datorate și eventualelor erori de amplasare pe verticală construcție; funcționarea înecată a deznisipatorului poate avea efecte nep

- Atunci când nu este viitură (când suspensiile din apă nu sunt în mare) timpul între două curățiri se va stabili după experiență: (1) când se compartimentul de depuneri și există riscul reantrenării nisipului sau (2) există riscul de colmatare a nisipului și spălarea devine dificilă; în or experiența celor din exploatare trebuie să fie ajute să spele deznisipatorul de viitură.

- Întrucât în normative nu se prevede obligativitatea unui preaplin analizată situația de la caz la caz; este necesar ca în cazul închiderii sta apa să poată fi evacuată în siguranță fără inundarea platformei; în deznisipatorului dimensionat acesta fiind alimentat prin pompare este

- Întrucât pe durata spălării, debitul ce pleacă spre stația de tratare, se poate reduce (se scoate o cuva din funcțiune pentru spălare) vor trebui luate măsurile corespunzătoare la toate compartimentele afectate.

4.2. DECANTORUL

4.2.1. ALEGEREA TIPULUI DE DECANTOR

După cum a rezultat din verificarea funcționării deznisipatorului, la viitură, cele 2 190 mg/l suspensii trebuie să fie reținute integral în următoarele trepte de limpezire - decantoare și filtre.

Cum este cunoscut că filtrul nu funcționează rațional decât dacă primește apă cu conținut redus de suspensii (10-30 mg/l - maximum 50 mg/l după normele noastre, sub 0,5 mg/l - 5 mg/l în străinătate).

Rezultă că sarcina cea mai grea în limpezirea apei revine treptei de decantare. Trebuie realizat un grad de limpezire foarte ridicat (la viitură).

$$K = (p_b - p_d) \cdot 100 / p_b = [(1\ 830 - 50) / 1\ 830] \cdot 100 = 97,5 \%$$

Mai rezultă din curba de limpezire din figura 48 că pentru a putea realiza o asemenea performanță este necesar un adaos de reactivi de floclare a suspensiilor fine din apă. Reactivul încercat este sulfatul de aluminiu, în doză de 75 mg/l. Tot din curbă rezultă că obținerea unei limpeziri înaintate se face la o sedimentare simplă după o durată mare de timp, $t_{dec} = 4$ ore. Aceasta corespunde unei viteze minime de sedimentare (în regim static) de $w = 0,02$ mm/s.

Cum decantorul este obiectul de bază în limpezirea apei, vor fi făcute calculele de dimensionare pentru mai multe tipuri de decantoare urmând ca la sfârșit să se facă o discuție asupra avantajelor celui mai bun dintre tipurile studiate.

Conform STAS 3620/1,2-85 pot fi alese decantoare:

- orizontale longitudinale;
- orizontale radiale;
- decantoare cu recircularea mecanică a nămolului;
- decantoare cu viteza ascensională variabilă;
- decantoare lamelare.

Pentru o alcătuire rațională ar trebui analizată varianta cu decantoare în două trepte: o treaptă de predecantare la care limpezirea gravitațională este preponderentă (primele trei tipuri de decantoare menționate) și treapta a doua.

de finisare, cu decantor suspensional cu lamele sau un decantor pulsator) decantor care să reducă turbiditatea sub 5°SiO_2 .

a. Decantorul orizontal longitudinal.

Avantaje:

- există proiecte tip pentru o gamă mare de dimensiuni, poate fi executat relativ simplu, parțial chiar din elemente prefabricate;
- se exploatează simplu și este robust în funcționare;
- este relativ puțin sensibil la variația bruscă a conținutului de suspensii;

Dezavantaje:

- nu poate realiza performanțe ridicate decât la o exploatare extrem de atentă (o dozare riguroasă a reactivilor);
- are parametrii hidraulici mai slabi (încărcarea hidraulică $u = 1-2$ m/h, timp de decantare 2...4 h) de unde rezultă volume construite mari, din cauza sistemelor de colectare și distribuție deficitare se pot realiza spații moarte de 20...40 %;
- se exploatează greu în condiții de iarnă severă;
- este influențat defavorabil de viiturile puternice;
- necesită personal permanent de manevrare a utilajelor de curățire (de regulă).

Exemple de lucrări în funcțiune: București-Arcuda, Brăila, Timișoara, Iași etc.

b. Decantorul orizontal radial.

Avantaje:

- asemănătoare celui orizontal longitudinal, în plus:
- automatizare simplă pentru funcționarea sistemului de colectare și evacuare a nămolului;
- performanțe tehnologice mai bune.

Dezavantaje:

- un pod raclor relativ greu;
- funcționare grea iarnă;
- parametrii tehnologici relativ modești ($u = 1-2$ m/h, $t_d = 2...4$ h);
- execuție mai pretențioasă;
- poate realiza spații volume moarte importante (până la 40 %);
- partea centrală a decantorului foarte adâncă;
- având suprafața mare, suferă o influență defavorabilă la vânt.

Exemple de lucrări în funcțiune: Cîmpina-Paltinu, Pitești, Comănești etc.

c. Decantorul cu recircularea mecanică a nămolului.

Avantaje:

- performanțe tehnologice mai bune ($u=1,5...3\text{ m/h}$, $t_d = 1,5...2$ ore), deci spațiu construit mai redus;
- curgere ascensională, deci probleme mai puține iarna;
- reactivii pot fi introduși chiar în decantor, în zona centrală.

Dezavantaje:

- funcționarea este esențial influențată de o dozare corectă a reactivilor;
- construcție complicată pentru podul raclor, sau dispozitivul de amestec și antrenare (recirculare).
 - Pentru eliminarea dezavantajului folosirii unui pod raclor complicat a fost dezvoltat sistemul cu hidroejector de joasă presiune cunoscut sub numele de decantor tip ICB - (Mănescu, A., 1994).
 - Exemple de lucrări în funcțiune: București-Roșu, Craiova, Cluj, Bistrița, Pitești, Iași-Chirița, Brașov, Brăila-Chiscani etc.

d. Decantor cu pulsație și lamele (Sandu, M., 1981; Mănescu, A., 1994).

Avantaje:

- asigură o limpezire bună, stabilă și controlată;
- are performanțe tehnologice ridicate ($u=4...6\text{ m/h}$, $t_d = 1\text{ h}$);
- nu are piese în mișcare în apă, deci forma în plan poate fi oricare (simetrică însă);
- pierde puțină apă la evacuarea nămolului.

Dezavantaje:

- nu suportă încărcări mari în suspensii (max. 2 000 mg/l);
- solicită o exploatare riguroasă în dozarea reactivilor;
- nu există proiecte tip pentru o gamă largă de tipodimensiuni;
- nu există încă o soluție bună pentru executarea în țară a modulelor lamelare pe cale industrială.

Exemple de lucrări în funcțiune: Constanța, Tg. Mureș (în curs București Crivina).

e. **Decantor lamelar** (Degremont, 1989; Moraru, G., 1992). Realizat relativ recent decantorul de tip vertical este echipat cu module lamelare (spații închise de circa 4-6 cm, înclinate la $52 - 60^\circ$ și lungi de 0,8...1,20 m).

Avantaje:

- poate fi exploatat la încărcări relativ mari; în mod normal 2...6 m/h, dar cu o reacție bună sunt realizări de 10...50 m/h;

- are adâncimi relativ mici;
- nu este influențat de vânt, deși în mod normal ar trebui acoperit în zonele cu ierni grele.

Dezavantaje:

- nu există, încă, în țară, o soluție pentru modul (la scară industrială);
- costul modulului este relativ mare;
- evacuarea nămolului poate deveni o problemă dacă nu este bine gândită și realizată;
- nu avem în țară o experiență largă.

Exemple de lucrări în funcțiune: Luduș, Huși.

Din motive didactice, în aplicația de față vor fi dimensionate aceste tipuri de decantoare deși de la început se poate vedea că performanțele decantorului pulsator cu lamele și a celui lamelar sunt cele mai bune, deci el ar trebui luat în considerare. Sunt însă executate multe decantoare din celelalte tipuri și este bine să fie cunoscută tehnologia de dimensionare.

4.2.2. DIMENSIONARE TEHNOLOGICĂ

4.2.2.1. **Decantor orizontal longitudinal.** Parametrii tehnologici, dați de STAS 3620/1, 2-85, sunt precizați și în figura 52,a.

Se cunosc deci:

- $Q = 516\text{ l/s}$;
- $c_b = 1\,830\text{ mg/l}$;
- $c_d = 50\text{ mg/l}$;
- $t_d = 4\text{ h}$;
- $w = 0,02\text{ mm/s}$.

Se aleg din valorile recomandate de STAS:

- $v = 10\text{ mm/s} = 36\text{ m/h}$;
- $u = 2\text{ m/h}$;
- $h_s = 0,30\text{ m}$.

Dimensiunile decantorului:

- $L = 2 + L_u$;
- $L_u = h_u(v/u) = h_u(36/2) = 18h_u$;
- $h_u = u \cdot t_d = 2\text{ (m/h)} \cdot 4\text{ h} = 8\text{ m}$.

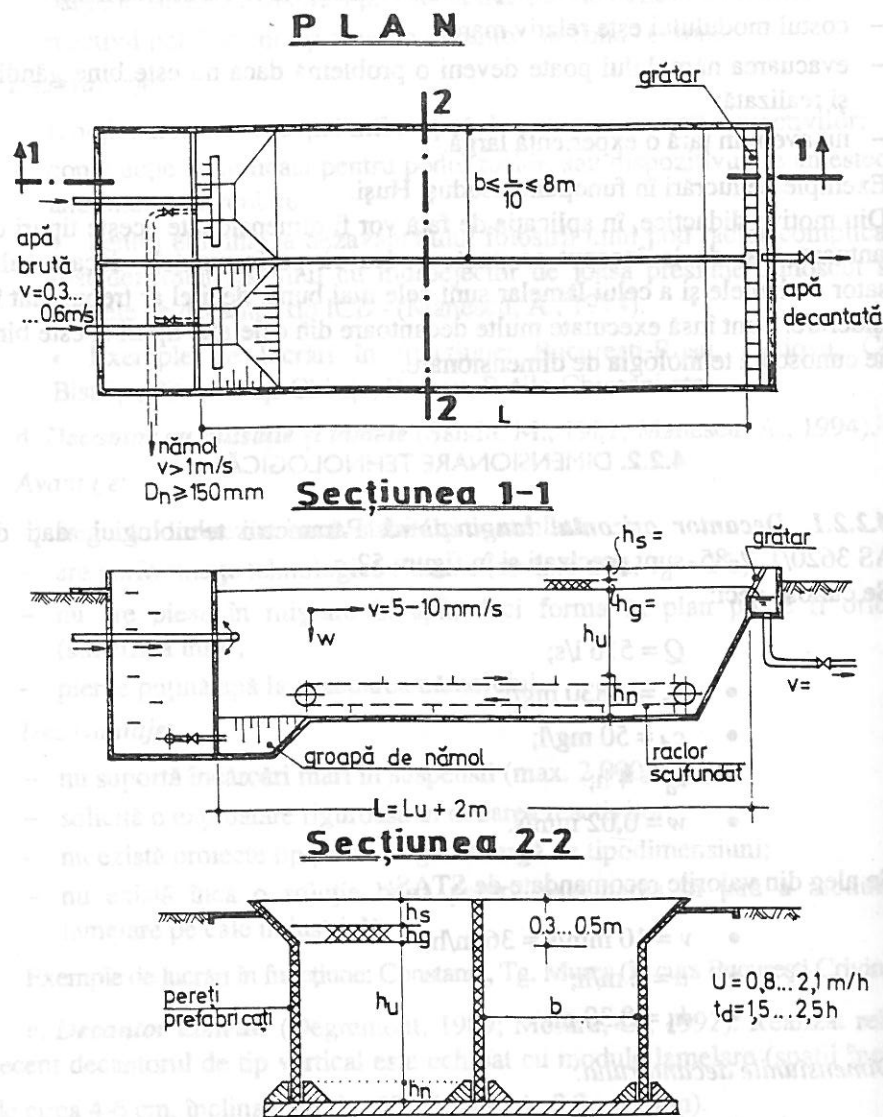


Fig. 52,a - Dimensiuni și parametri de calcul pentru decantorul orizontal longitudinal.

Cum înălțimea utilă este foarte mare se alege, din datele pentru elementele proiectului tip, adâncimea utilă maximă $h_u = 3,20$ m. În tabelul 28 sunt date, după pr. tip ISLGC, principalele elemente ale decantorului orizontal.

Este obligatorie alegerea a cel puțin două compartimente și din tabelul 28 la adâncimea de 3,20 m $\rightarrow b_1 = 9$ m.

Tabelul 28

Dimensiunile decantorului orizontal longitudinal

Dimensiunea [m]	Lățimea b (b_1) [m]							
	3	(3,5)	4	5	6	7	8	9
Lungimea L [m]	20..30	21..35	25..40	30..50	40..50	45..60	50..65	55..70
Lățimea b_2 [m]	2,3	2,8	3,3	4,3	5,3	6,3	7,3	8,3
Înălțimea totală H [m]	2,6	2,60	2,80	3,0	3,40	3,6	3,8	4,0
Înălțimea zonei utile h_u [m]	2,1	2,10	2,25	2,40	2,75	2,90	3,05	3,20
Înălțimea totală de apă [m]	2,3	2,30	2,50	2,70	3,10	3,20	3,50	3,70
Înălțimea zonei de depuneri h_d [m]	0,20	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
Înălțimea de siguranță	0,30 m							
Ecartamentul podului rector	$b_1 + 0,55$ m				pod de suprafață			

Secțiunea transversală utilă a compartimentului va fi:

$$S_1 = b_1 \cdot h_u = 9 \cdot 3,20 = 28,80 \text{ m}^2.$$

Pentru cele două compartimente:

$$S_t = n_c \cdot S_1 = Q/v = (516 \text{ dm}^3/\text{s})/(0,1 \text{ dm/s}) = 51,6 \text{ m}^2;$$

$$n_c = S_t / S_1 = 51,6/28,8 = 1,80 \approx 2,$$

deci decantorul va avea două compartimente.

Viteza reală de circulație a apei:

$$v = Q/S_t = (0,516 \text{ m}^3/\text{s})/(2 \cdot 28,80 \text{ m}^2) = 9 \text{ mm/s} = 32,4 \text{ m/h}$$

și atunci lungimea utilă a decantorului va fi:

$$L_u = 3,20 \cdot (32,4/0,8) = 130 \text{ m, dimensiune mare.}$$

Viteza de sedimentare va fi, la $h_u = 3,20 \text{ m}$:

$$u = h_u/t_d = 3,20/4 = 0,80 \text{ m/h.}$$

Se poate reduce dimensiunea compartimentului prin schimbarea valorii vitezei de curgere a apei în cuvă; se adoptă valoarea $v = 5 \text{ mm/s} = 18 \text{ m/h}$ și atunci:

- $S_t = 516/0,05 = 10\,320 \text{ dm}^2 = 103,2 \text{ m}^2$;
- $n = S_t / S_1 = 103,2/28,80 = 4$ compartimente (grupate câte 2);
- $v = 0,516/(4 \cdot 28,80) = 4,5 \text{ mm/s} = 16,2 \text{ m/h}$;
- $L_u = 3,20 \cdot (16,2/0,8) = 65 \text{ m}$;
- $L_t = L_u + 2 = 67 \text{ m.}$

Valorile obținute se încadrează în limitele date de proiectul tip.

Spațiul de nămol. Este de remarcat că forma plată și orizontală a radierului decantorului deși oferă avantaje constructive importante (folosirea aceluiași prefabricat) nu este cea mai bună din punct de vedere al colectării suspensiilor depuse, a nămolului. În mod normal decantorul ar trebui să aibă un radier în pantă, iar groapa de nămol, bașa de colectare a nămolului, să fie amplasată la 0,2...0,3 din lungimea decantorului, față de capul amonte.

Pentru a determina volumul de nămol trebuie hotărât tipul de pod raclor. Sunt posibile două soluții:

- se acceptă un strat de nămol cu grosimea de maxim 50 cm și o curățire periodică la un interval de:

$$t_c^{(1)} = V_d / \text{debitul suspensiei reținute}$$

cu ajutorul unui pod raclor de suprafață (numai lama curățitoare intră în apă); acționarea podului se face de regulă prin comandă manuală;

- curățirea continuă, un pod raclor scufundat, de tip lanț cu recleți, cu funcționare grea în mediu apos dar cu strat subțire de nămol; evacuarea nămolului din bașa se face hidraulic la umplerea acesteia (cu volumul V_g).

Volumul suspensiilor reținute în unitatea de timp:

$$Q_N = [Q(c_b - c_d) / c_N] \text{ m}^3/\text{h},$$

unde:

- Q este debitul de apă supusă decantării, m^3/h ;
- $(c_b - c_d)$ - cantitatea de suspensii reținute în decantor, mg/l sau g/m^3 ;
- c_N - concentrația în substanța solidă a nămolului depus, %, se adoptă valoarea $c_N = 5\%$ (echivalent 50 000 mg/l).

$$Q_N = [1\,860 (1\,830 - 50)/50\,000] = 66 \text{ m}^3/\text{h.}$$

S-a apreciat că greutatea specifică a suspensiilor depuse, în mediul apos, este egală cu a apei (în realitate are valori 1,01...1,1 daN/dm^3).

Se adoptă curățirea intermitentă, deci $h_u = 0,50 \text{ m}$.

$$V_d = 2 \cdot L \cdot b \cdot h_d = 2 \cdot 67 \cdot 9 \cdot 0,50 = 603 \text{ m}^3.$$

Umplerea spațiului de nămol se realizează (la ape mari, cu încărcarea din temă) în:

$$t_c^{(1)} = 603/66 = 9,1 \text{ h}$$

timp care corespunde intervalului între două curățiri (tregeri a lamei racloare).

Durata unei curățiri cu podul raclor este:

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 + t_4,$$

unde:

- t_1 este durata ridicării lamei din apă (la sfârșitul cursei); se apreciază la 10 minute (urmează ca dispozitivul de ridicare să realizeze acest lucru, sau se corectează calculul);
- t_2 - durata de mers în gol (cu lama ridicată de la capătul amonte la capătul aval, pentru o nouă cursă); la o viteză de deplasare de

6 cm/s (216 m/h) rezultă:

$$t_2 = L^x / 216 = 65 / 216 = 0,30 \text{ h} = 18';$$

L^x - lungimea efectivă a cursei podului care este mai mică decât lungimea L ; aici pentru simplificare s-a adoptat valoarea L ;

t_3 - durata de coborâre a lamei, din poziția de transport de lucru; se apreciază simetric lui t_1 ; $t_3 = 10$ minute;

t_4 - durata de deplasare a podului cu lama pe radier curățind nămolul; se apreciază că viteza de deplasare a podului nu trebuie să depășească viteza apei; $v = 0,45$ cm/s.

$$t_d = L^x / v = 65 / (0,45 \cdot 10^2) = 240 \text{ min.}$$

Deci:

$$T_c = 10 + 18 + 10 + 240 = 278 \text{ min} = 4,6 \text{ h.}$$

Pentru a evita o transbordare complicată a unui pod raclor între cele două grupe de cuve este rațional să se prevadă câte un pod raclor pentru fiecare (în acest caz automatizarea este mult mai simplă).

Nămolul este colectat într-o bașă de nămol aflată în partea amonte. Pentru o adâncime de 1 m și celelalte dimensiuni din figura 52,b rezultă un volum al bașei de 36 m^3 . Timpul între două goliri va fi :

$$t_c^{(2)} = V_{\text{basa}} / Q_N = 36 / 66 = 0,55 \text{ ore.}$$

Instalația hidraulică prevăzută din țeava de oțel, protejată, are dimensiunile:

- **alimentarea:**

- conducta generală $Q = 516 \text{ l/s}$, $v = 0,3 \dots 0,9 \text{ m/s}$;
- pentru două cuve de decantor $Q_1 = 256 \text{ l/s}$:

$$Dn = D_1 = 800 \text{ mm} (v = 0,52 \text{ m/s});$$

- pentru o cuvă de decantor $Q_2 = 128 \text{ l/s}$:

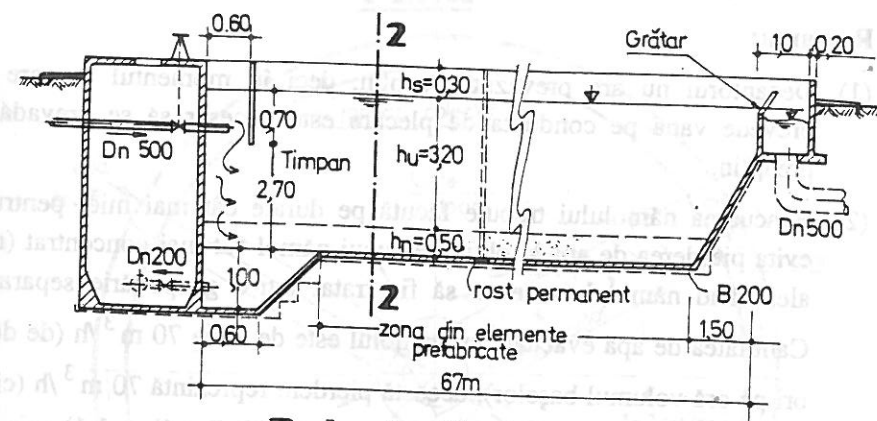
$$Dn = D_2 = 500 \text{ mm} (v = 0,67 \text{ m/s});$$

- **evacuarea apei decantate** ($v = 0,6 \dots 1 \text{ m/s}$) pentru un grup de două decantoare; $Q = 256 \text{ l/s}$, $Dn = D_4 = 500 \text{ mm}$ ($v = 1,30 \text{ m/s}$);

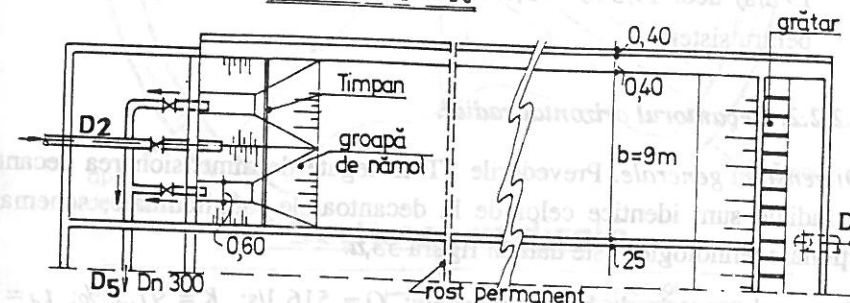
- **evacuarea nămolului** : volumul bașelor 36 m^3 ; se adoptă un timp de golire de $10'$, deci :

$$q_N = 36 / (10 / 60) = 216 \text{ m}^3 / \text{h} = 60 \text{ l/s};$$

Secțiune verticală - longitudinală



PLAN



Secțiunea 2-2

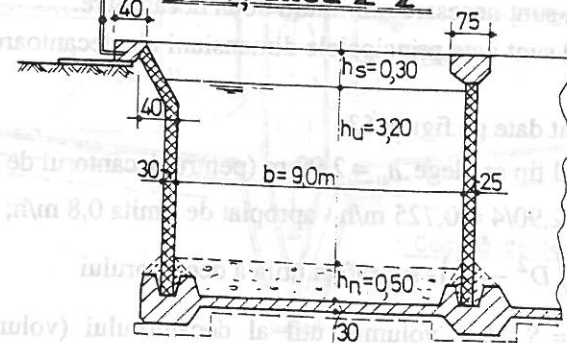


Fig. 52,b - Decantorul orizontal - dimensiuni principale.

$$v \geq 2 \text{ m/s} \quad Dn = D_5 = 200 \text{ mm} \quad (v = 2 \text{ m/s});$$

Evacuarea va funcționa la fiecare jumătate de ora în perioada apelor mari; în celelalte perioade intervalul de funcționare va fi corelat cu funcționarea podului raclor (la fiecare cursă a podului se va goli bașa).

Remarcă:

- (1) Decantorul nu are prevăzut preaplin, deci în momentul în care se prevede vana pe conducta de plecare este necesar să se prevadă și preaplin.
- (2) Evacuarea nămolului trebuie făcută pe durate cât mai mici pentru a evita pierderea de apă și obținerea unui nămol cât mai concentrat (mai ales când nămolul urmează să fie tratat într-o gospodărie separată). Cantitatea de apă evacuată cu nămolul este de circa $70 \text{ m}^3/\text{h}$ (de două ori pe oră volumul bașelor); această pierdere reprezintă $70 \text{ m}^3/\text{h}$ (circa 19 l/s) deci $19/516 = 3,7 \%$ din sporul de 10% ($K_s = 1,1$) asigurat pentru sistem.

4.2.2.2. Decantorul orizontal radial.

Dimensiuni generale. Prevederile STAS legate de dimensionarea decantoarelor radiale sunt identice celor de la decantoarele longitudinale; schema de funcționare tehnologică este dată în figura 53,a.

Pentru elementele de bază cunoscute: $Q = 516 \text{ l/s}$; $K = 97,5 \%$; $t_d = 4\text{h}$; $w = 0,02 \text{ mm/s}$, sunt necesare minimum două decantoare.

În tabelul 29 sunt date principalele dimensiuni ale decantoarelor radiale după proiectele tip.

Notațiile sunt date pe figura 53.

Din proiectul tip se alege $h_u = 2,90 \text{ m}$ (pentru decantorul de 45 m):

$u = h_u / t_d = 2,90/4 = 0,725 \text{ m/h}$ - apropiat de limita $0,8 \text{ m/h}$;

$S_u = (\pi/4)(D^2 - d_1^2)$ - suprafața utilă a decantorului

$V_u = Q \cdot t_d = S_u \cdot h_u$ - volumul util al decantorului (volumul spațiului de limpezire)

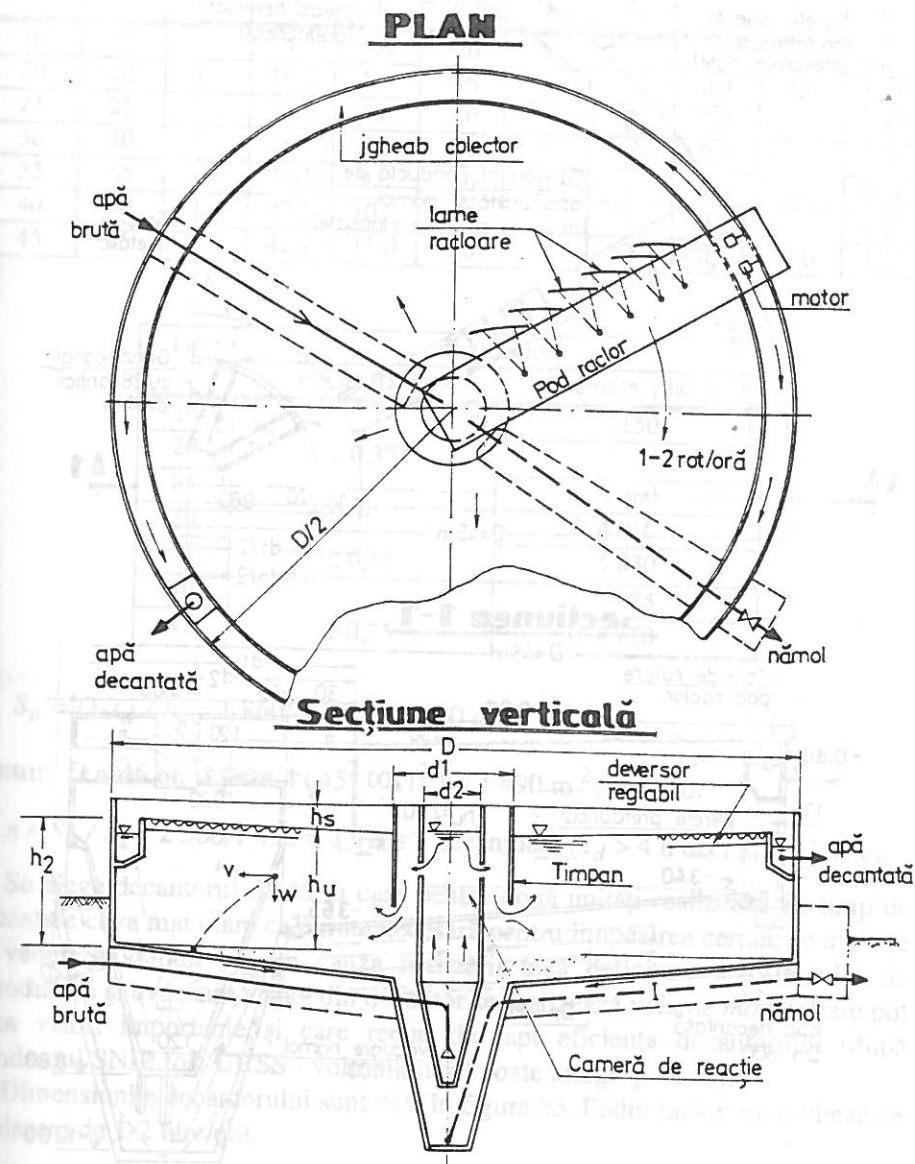


Fig. 53,a - Decantor orizontal -radial; schemă de funcționare.

Dimensiunile decantoarelor radiale (Pâslărașu, I., 1981)

Tip	Dimensiuni generale, [m]									
	D	D ₁	D ₂	d ₁	d ₂	d ₃	d ₄	h ₁	h ₂	h ₃
16	16		14,7	5,6	4,6	5	-	0,4	2,0	0,37
20	20		18,5	5,6	4,6	5	-	0,4		0,50
25	25		23,5	6,6	5,6	6	2	0,4		0,63
30	30		28,1	7,6	6,6	7	2	0,4	2,5	0,77
35	35		33,1	9,0	7,6	8	2	0,4		0,90
40	40		37,7	10,0	8,6	9	2	0,4		1,03
45	45		42,7	11,0	9,6	10	2	0,5	3,0	1,17

Tip	Pod rector	
	Putere, [kW]	Greutate, [daN]
16	2·0,37	3 150
20		
25		4 360
30	2·0,55	4 910
35		5 830
40		7 385
45	2·0,75	8 710

$$S_u = Q \cdot t_d / h_u = 1\,860 \cdot 4 / 2,90 = 2\,560 \text{ m}^2,$$

$$\text{pentru: } D = 45 \text{ m, } S_u = \pi/4 (45^2 - 11^2) = 1\,490 \text{ m}^2/\text{decantor}$$

$$n = S_u / s_u = 2\,560 / 1\,490 = 1,72 \approx 2 \text{ decantoare } (t_d > 4 \text{ h deci } K > 97,5 \%).$$

Se alege decantorul de 45 m care pentru două unități realizează un timp de decantare ceva mai mare ca durată necesară pentru limpezirea cerută; se mai are în vedere și faptul că din cauza realizării încă deficitare a sistemului de introducere și evacuare a apei din decantor se realizează *volum moarte* care pot avea valori importante și care reduc de fapt eficiența decantorului (după standardul SNIP fost URSS - volumul mort poate atinge și 40 %).

Dimensiunile decantorului sunt date în figura 53. Podul raclor are o viteză de deplasare de 1-2 ture/oră.

Grosimea stratului de nămol. La două ture/oră a podului (deci o rotație completă la 1/2 ore) volumul de nămol depus este:

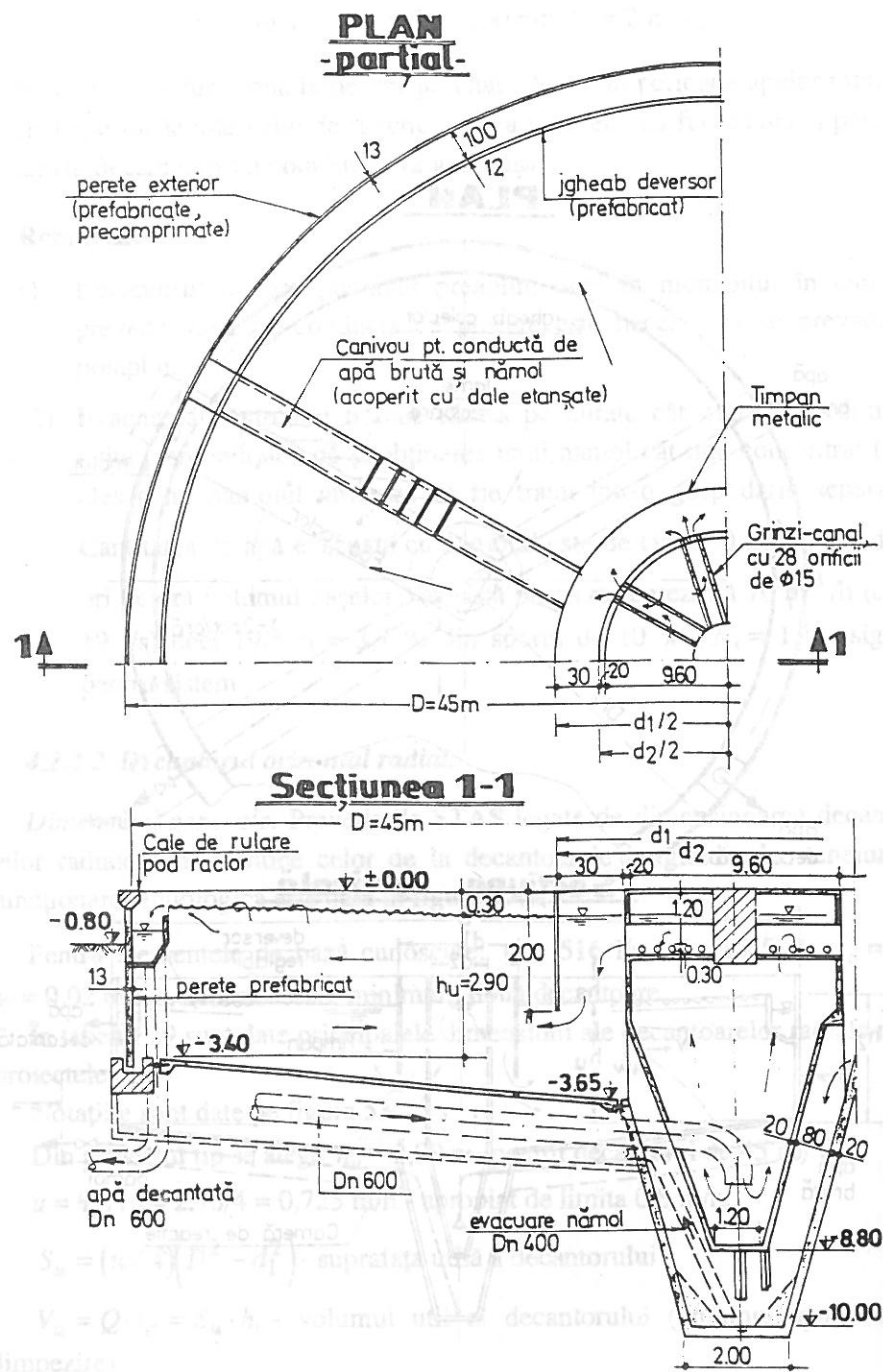


Fig. 53,b - Decantor radial de 45 m diametru; dimensiuni generale.

$$V_N = 66 \text{ m}^3 / \text{h} \cdot 1/2 \text{ h} = 33 \text{ m}^3 \text{ (pentru } 66 \text{ m}^3 / \text{h, v. dec. orizontal);}$$

$$h_u = V_u / S_u = 33 / 2 \cdot 1490 = 1,10 \text{ cm.}$$

Volumul conului pentru colectarea nămolului (concentratorul de nămol) este, conform proiectului tip, 150 m^3 . Rezultă că golirea conului se va putea face la un interval de

$$t_c = 150 \text{ m}^3 / 66 \text{ m}^3 / \text{h} = 2,3 \text{ ore, la ape mari.}$$

Pentru evitarea cimentării nămolului în con, mai ales atunci când se știe că deznisiparea apei se face greu, se recomandă ca intervalul între două goliri să nu depășească 12 ore. La volume mai mici golirea se va face parțial urmărind concentrația nămolului evacuat.

Instalația hidraulică.

- conducta de alimentare cu apă brută ($v \cong 1 \text{ m/s}$):

$$Q = 256 \text{ l/s, } D_n 600 \text{ mm } (v = 0,96 \text{ m/s});$$

- conducta de evacuare a apei decantate ($v \cong 1 \text{ m/s}$):

$$D_n 600 (v = 0,96 \text{ m/s});$$

- secțiunea jgheabului de colectare a apei decantate ($v = 0,6 \text{ m/s}$), debitul evacuat:

$$Q/2 = 128 \text{ l/s};$$

$$A_j = Q/v = 128/6 = 21 \text{ dm}^2;$$

- panta jgheabului de colectare 1%, obținută cu beton de pantă, (atenție! dimensionarea exactă a secțiunii jgheabului este o problemă complicată; curgerea apei este o *curgere răsucită* și cu debit variabil din cauza apei deversate continuu în lungul jgheabului);
- conducta de evacuare a nămolului ($D_n > 150 \text{ mm, } v > 2 \text{ m/s}$); se propune un timp de golire de 10 minute:

$$Q_N = V_d / t_g = 150 \text{ m}^3 / 10,60 = 0,25 \text{ m}^3 / \text{s},$$

țeava $D_n 400, v = 2 \text{ m/s}$;

- mărimea lamei deversante; pentru realizarea unei colectări uniforme a apei din decantor, jgheabul de beton se corectează la partea superioară cu o lama metalică, tip deversor triunghiular, reglabilă; deversorul are unghi la centru 90° și înălțimea dinților (joantivi sau un dinte da unul nu) de 10 cm;

- lungimea jgheabului:

$$\pi (D - 2) = 135 \text{ m};$$

- debitul evacuat pe metru de jgheab:

$$q_j = 256/135 = 1,9 \text{ l/s} \cdot \text{m};$$

- debitul printr-un deversor triunghiular (5 buc./m):

$$q_{dev} = 1,9/5 = 0,4 \text{ l/s} \cdot \text{deversor};$$

- înălțimea lamei deversante, curgere liberă:

$$q_{dev} = 1,42 \text{ h}^{5/2}, \text{ formula Thomson (Cioc, D., 1986; Idlicik, 1988);}$$

- timpul de trecere prin camera de reacție:

$$t_r = V_{con} / Q = 300 \text{ m}^3 / 0,256 \text{ m}^3 / \text{s} = 1170 \text{ sec} = 19,5 \text{ min};$$

timpul este bun având în vedere că literatura recomandă 10-20 minute;

- timpul mediu de trecere prin decantor:

$$t_d = V/Q = 1603 \text{ m}^3 / 920 \text{ m}^3 / \text{h} = 2,6 \text{ h} < 4 \text{ h.}$$

4.2.2.3. Decantor suspensional cu recircularea mecanică a nămolului.

Dintre multitudinea de tipuri de decantoare suspensionale, dezvoltate în lume și în mare parte și în țara noastră, se ia în considerare decantorul cu recircularea mecanică a nămolului tip ROȘU. Principalele dimensiuni sunt date în tabelul 30 și în figura 54.

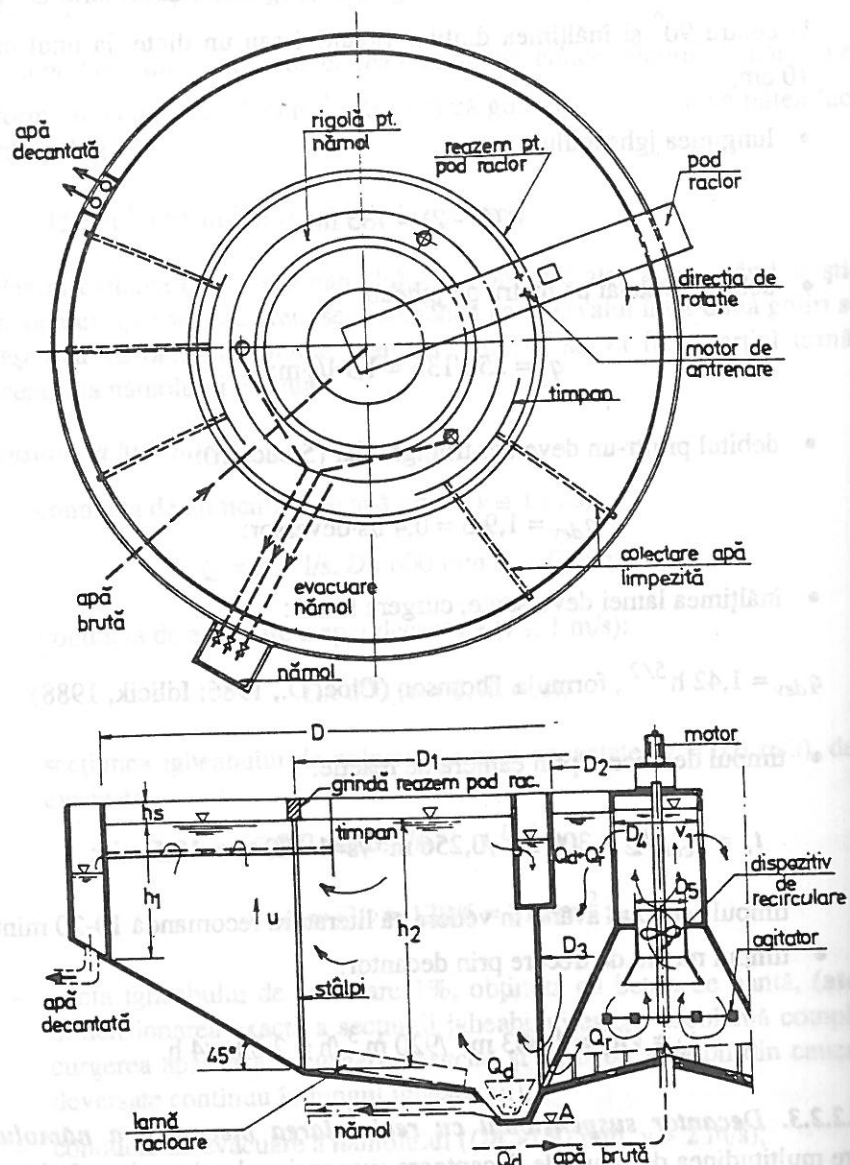


Fig. 54,a - Decantor suspensional cu recircularea mecanică a nămolului; schemă generală.

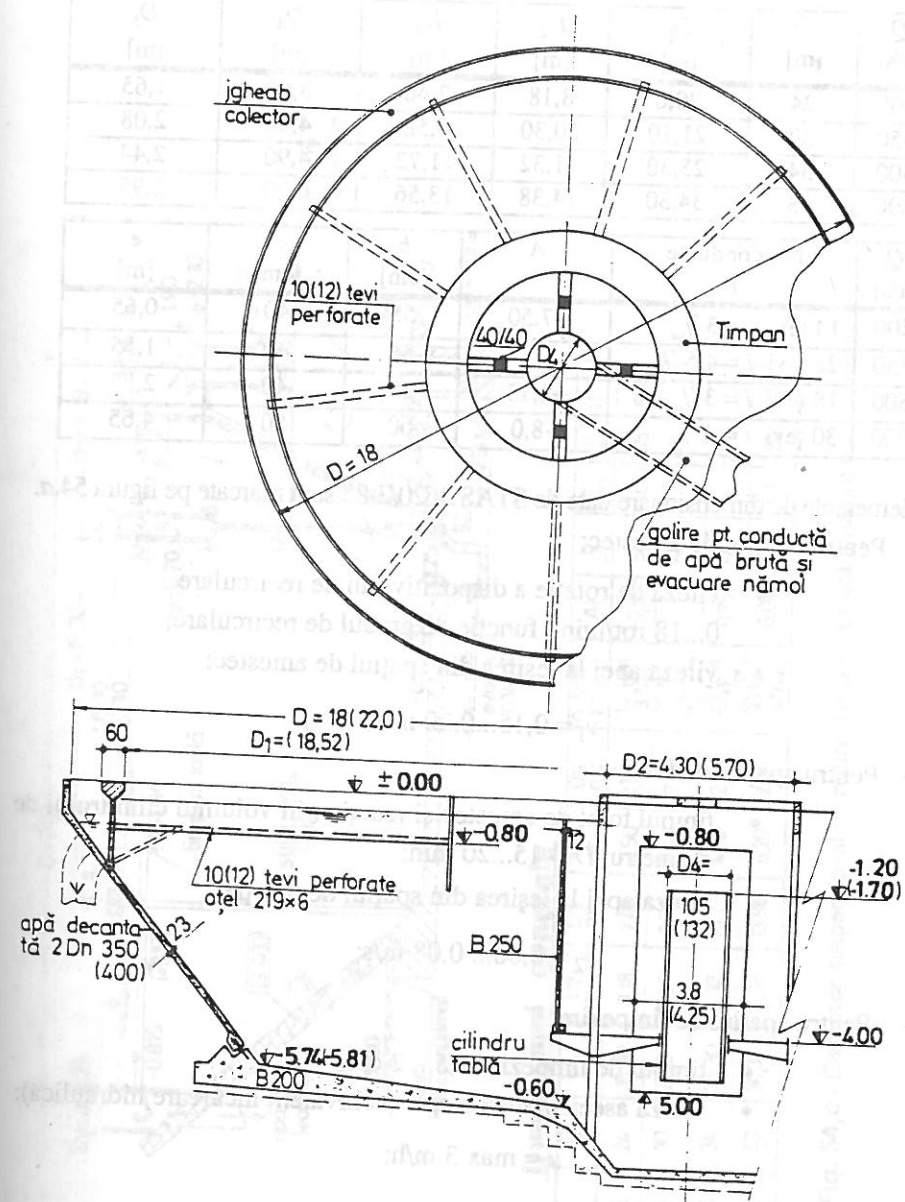


Fig. 54,b - Decantor suspensional cu recircularea nămolului, pentru 160 l/s.

Tabelul 30

Dimensiunile decantorului cu recirculare mecanică

Q [l/s]	D [m]	D_1 [m]	D_2 [m]	D_3 [m]	D_4 [m]	D_5 [m]
200	24	20,6	8,18	7,46	3,50	1,65
350	30	21,10	10,30	9,58	4,40	2,08
500	34	25,30	11,32	11,72	4,90	2,44
800	43	34,30	14,38	13,56	6,20	2,95

Q [l/s]	Nr. conducte i	A	b [cm]	c [cm]	e [m]
200	14 țevi $i = 3\text{‰}$	-7,50	55	40	0,65
350	22 țevi $i = 4,5\text{‰}$		56	40	1,55
500	18 țevi $i = 3\text{‰}$	-8,15	65	40	2,75
800	30 țevi $i = 4\text{‰}$	-8,0	60	50	4,65

Elementele de dimensionare date de STAS 3620/2-85 sunt marcate pe figura 54,a.

- Pentru spațiul de amestec:

- viteza de rotație a dispozitivului de recirculare 0...18 rot/min., funcție de gradul de recirculare;
- viteza apei la ieșirea din spațiul de amestec:

$$v_1 = 0,15 \dots 0,20 \text{ m/s};$$

- Pentru spațiul de reacție:

- timpul total de amestec și reacție (în volumul cilindrului de diametru D_3) 15...20 min;
- viteza apei la ieșirea din spațiul de reacție

$$v_2 = 0,06 \dots 0,08 \text{ m/s};$$

- Pentru spațiul de limpezire:

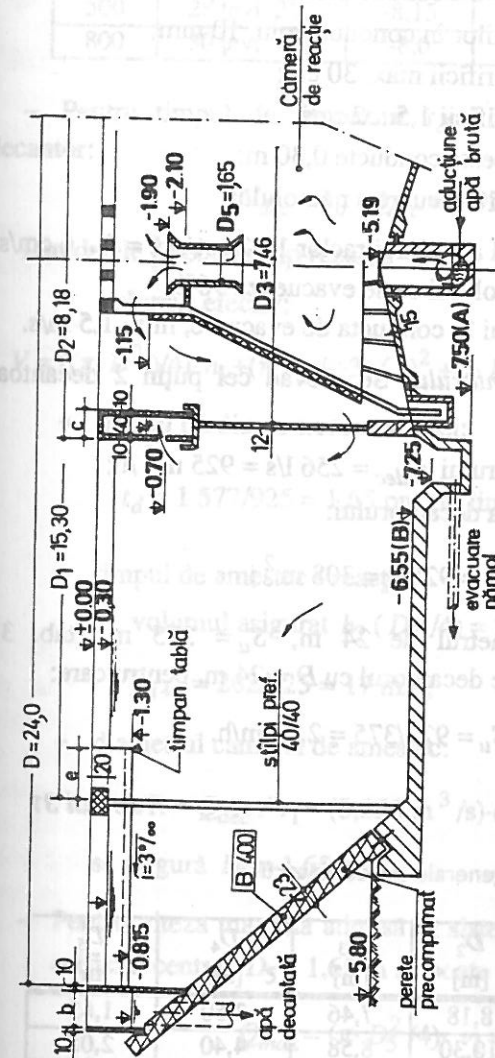
- timpul de limpezire 1,5... 2 ore;
- viteza ascensională a apei (echivalent încărcare hidraulică):

$$u = \max 3 \text{ m/h};$$

- spațiul de siguranță:

$$h_s = 0,30 \text{ m};$$

Pentru sistemul de colectare a apei decantate:



Dimensiuni generale

Q [l/s]	D [m]	D_1 [m]	D_2 [m]	D_3 [m]	D_4 [m]	D_5 [m]	η țevi [‰]	(A)	b [cm]	c [cm]	e [cm]	(B)
200	24	15,30	8,18	7,46	3,50	1,65	14 țevi 3‰	-7,50	55	40	65	-6,55
350	30	21,10	10,30	9,58	4,40	2,08	22 țevi 4,5‰		56		155	
500	34	25,30	11,32	11,72	4,90	2,44	28 țevi 3‰	-8,15	65		2,75	
800	43	34,30	14,38	13,56	6,20	2,95	30 țevi 4‰	-8,00	60	50	4,65	-6,75

Fig. 54,c - Decantor suspensiv cu recirculare mecanică a nămolului; dimensiuni generale.

- viteza apei în conductele radiale și în rigola periferică:

$$v_3 = 0,7 \dots 0,8 \text{ m/s};$$

- diametrul conductelor min. 100 mm;
- panta longitudinală a conductelor $i = 4\text{‰}$;
- gradul de umplere a conductelor max. 0,85;
- diametrul orificiilor în conductă min. 10 mm;
- distanța dintre orificii max. 30 cm;
- viteza apei în orificii 1,5... 2 m/s;
- înălțimea apei peste conducte 0,30 m;

– Pentru sistemul de colectare și evacuare a nămolului:

- viteza periferică a podului raclor 1 - 2 rot/oră = 3... 6 cm/s;
- umiditatea nămolului ce se evacuează 96%;
- viteza nămolului în conducta de evacuare, min. 1,5 m/s.

Dimensionarea generală a decantorului. Se prevăd cel puțin 2 decantoare identice ($n_c = 2$):

- debitul decantorului $Q_{dec} = 256 \text{ l/s} = 925 \text{ m}^3/\text{h}$;
- suprafața utilă a decantorului:

$$S_u = Q_{dec}/u = 925/3 = 308 \text{ m}^2;$$

- Pentru decantorul cu diametrul de 24 m, $S_u = 375 \text{ m}^2$ (tab. 31), apropiată, deci se poate alege decantorul cu $D = 24 \text{ m}$, pentru care:

$$u_{ef} = Q_{dec} / S_u = 925/375 = 2,46 \text{ m/h.}$$

Tabelul 31

Dimensiuni generale ale decantorului

Q [l/s]	D [m]	D_1 [m]	D_2 [m]	D_3 [m]	D_4 [m]	D_5 [m]
200	24	15,30	8,18	7,46	3,50	1,65
350	30	21,10	10,30	8,58	4,40	2,08
500	34	25,30	11,32	10,72	4,90	2,44
800	43	34,30	14,38	13,56	6,20	2,95

Tabelul 31 (continuare)

Q [l/s]	n țevi i ‰	(A)	b [cm]	c [cm]	e [m]	(B)
200	14 țevi 3‰	-7,50	55	40	65	-6,55
350	22 țevi $4,5\text{‰}$		56		1,55	
500	28 țevi 3‰	-8,15	65		2,75	
800	30 țevi 4‰	-8,0	60	50	4,65	-6,75

– Pentru timpul de limpezire $t_d = 2 \text{ h}$ rezultă volumul necesar pentru decantor:

$$V_{dec} = t_d \cdot Q_{dec} = 2 \cdot 925 = 1850 \text{ m}^3.$$

Din datele proiectului tip rezultă:

- volumul efectiv:

$$V = [(\pi \cdot D^2)/4] \cdot h_1 + (\pi \cdot h_2/4 \cdot 3) \cdot (D^2 + D \cdot D_2 + D_2^2) - \pi \cdot h_2 \cdot (D_2^2/4) = 1517 \text{ m}^3;$$

- timpul mediu de trecere al apei:

$$t_d = 1577/925 = 1,65 \text{ ore (în limita normală 1,5... 2 ore);}$$

- timpul de amestec - reacție:

$$\text{volumul asigurat } h_2 (D_2^2/4) = 263 \text{ m}^3;$$

$$t_{a+r} = 262/925 = 17 \text{ min};$$

- diametrul camerei de amestec:

$$A = Q_{dec} / v_1 = (0,256 \text{ m}^3/\text{s}) \cdot (0,15 \text{ m/s}) = 1,71 \text{ m}^2,$$

se asigură $D_5 = 1,65 \text{ m}$;

- Pentru viteza maximă admisă în sistemul de amestec $v_1 = 0,20 \text{ m/s}$ prin orificiul central $D_5 = 1,65 \text{ m}$ se poate asigura debitul maxim de:

$$Q_{max} = (\pi \cdot D_5^2/4) \cdot v_1 = 0,428 \text{ m}^3/\text{s};$$

rezultă că se poate realiza un grad de recirculare de maximum:

$$Q_{max}/Q_{dec} = 0,428/0,256 = 1,67;$$

- Pentru valoarea debitului de $0,256... 0,428 \text{ m}^3/\text{s}$ și o denivelare de ordinul 5 cm, la turația de 10...15 rot/minut se alege dispozitivul de recirculare (tip rotor de pompă) cu 1...2 viteze de rotație și poziție variabilă pe verticală; motorul de antrenare are putere mare din cauza reductorului de turație 750/10; valorile practice de funcționare a agitatorului vor fi stabilite în perioada de probă tehnologică sau în exploatare, când valorile maxime nu au fost prinse în perioada de probă;
- Mărimea spațiului de trecere a debitului recirculat (Q_r). Se alege o viteză de curgere egală cu viteza admisă în camera de reacție $V_r = 0,06 \text{ m/s}$:

$$A_{orif} = Q_r / V_r = (0,428 - 0,256) / 0,06 = 2,87 \text{ m}^2;$$

- Această suprafață se distribuie constructiv, simetric, în peretele dintre cele două spații, asigurând însă și spațiu de trecere pentru personal (în caz de reparații);
 - mărimea spațiului de trecere a apei din camera de reacție în camera de limpezire ($V_2 = 0,06 \text{ m/s}$):

$$A_{orif} = Q_{dec} / V_2 = 0,256 / 0,06 = 4,27 \text{ m}^2.$$

Spațiul este inelar, cu diametrul D_3 și are o înălțime de min, Δh :

$$\Delta h = A_{orif} / (\pi \cdot D_3) = 4,27 / (\pi \cdot 7,46) = 0,18 \text{ m}.$$

Spațiul de nămol. Nămolul este colectat continuu prin curgere liberă pe peretele exterior, înclinat, al decantorului și prin curățire cu lama racloare pe radier; nămolul colectat este împins la o rigolă centrală de unde este evacuat hidraulic prin sifonare cu ajutorul a trei guri de evacuare, dispuse simetric. O vană specială, cu deschidere automată, se deschide când sapa legată de podul raclor (și care împinge nămolul în rigolă) se apropie de orificiu. Rezultă că timpul de golire pe un orificiu nu poate dura mai mult de 1/3 din timpul de rotație al podului; valorile maxime pot fi, pentru turația minimă o rotație pe oră:

- timpul între două goliri succesive:

$$t_g = (2/3) \cdot 1 \text{ oră} = 0,66 \text{ ore};$$

- debitul de nămol, calculat la celelalte tipuri de decantare, este de $66 \text{ m}^3/\text{h}$ (calculat pentru concentrația de 5%, realizabilă):

$$V_N = 66 \text{ m}^3/\text{h} \cdot 0,66 \text{ ore} = 43 \text{ m}^3.$$

Rigola are dimensiunile 0,40 m lățime, 1,0 m adâncime și $(D_2 + 1) \text{ m}$ lungime, deci volumul total este:

$$V_R = 0,4 \cdot 1 \cdot \pi (8,18 + 1) = 11,6 \text{ m}^3$$

2/3 din acest volum se va umple între două treceri succesive ale podului raclor deci timpul de umplere va fi $11,6 \text{ m}^3 / 66 \text{ m}^3/\text{h} = 10 \text{ min}$.

Cum viteza maximă de rotație este două rotații/oră, deci durata între două treceri este 30' rezultă că nămolul nu va putea fi acumulat în rigolă. Volumul rigolei trebuie mărit de circa 3 ori; se adoptă dimensiunile 1,0 m lățime, 1,20 m înălțime și atunci se obține un spațiu suficient.

Instalația hidraulică.

- Conducta de alimentare cu apă brută ($v \cong 1 \text{ m/s}$, apa nu este tratată cu reactiv, deci nu există riscul de spargere a flocoanelor); $Q = 256 \text{ l/s}$, $D_n 500$ ($v = 1,3 \text{ m/s}$) țevă de oțel.
- Apa decantată se poate evacua tot printr-o conductă $D_n 500 \text{ mm}$.
- Conductele de colectare a apei limpezite; în proiectul tip sunt prevăzute 14 țevi de colectare:
 - debitul pe conductă $q_c = 256/14 = 18,4 \text{ l/s}$;
 - pentru $h/D \leq 0,85$, $Q/Q_{pl} = 1$ (v. anexa 4) pentru $i = 3 \text{ ‰}$ rezultă conductă din oțel $D_n 200$ ($v = 0,6 \text{ m/s}$);
 - numărul de orificii, așezate la 20 cm, rezultă (lungimea țevii 5m) 25 bucăți pe conductă;
 - debitul pe orificiu este $q_o = 18,4/25 = 0,74 \text{ l/s}$;
 - se alege o viteză de 1,4 m/s pentru trecerea prin orificiu, deci

$$A_o = q_o / v_o = 0,74/14 = 0,049 \text{ dm}^2, d_o = 0,26 \text{ dm}$$

se adoptă orificii de 30 mm, $d_o = 30 \text{ mm}$, $A_o = 0,07 \text{ dm}^2$;

- înălțimea apei peste conductă (sarcina orificiului):

$$q_o = (\mu \cdot A_o (2g \cdot h))^{1/2},$$

cu $\mu = 0,40$ și $A_o = 0,07 \text{ dm}^2$, rezultă $h = 3,5 \text{ dm}$, în limita recomandată;

- Conductele de evacuare a nămolului:

- 1/3 din volumul rigolei se evacuează în 1/3 din timpul de rotație;
- timpul minim de rotație este 0,5 ore (2 ture/ore) deci timpul de golire va fi $t_g = 1/3 \cdot 0,5 = 10 \text{ min}$;
- în 10' trebuie golit 1/3 din volumul rigolei, volum egal cu $1 \cdot 1,20 \cdot \pi (D_2 + 1) = 34 \text{ m}^3$; deci debitul de nămol evacuat $q_N = 34 \text{ m}^3 / 10' = 34 / (10/60) = 204 \text{ m}^3 / \text{h} = 57 \text{ l/s}$;
- pentru viteza de circa 2 m/s rezultă țevă Dn 200 ($v = 1,95 \text{ m/s}$); sunt trei conducte ce funcționează succesiv.

La debite mai mici, sau suspensii mai puține, se poate regla timpul de golire la mai puțin de 10 minute astfel încât să se poată păstra viteza de circa 2 m/s pe conductă.

Sarcina pentru funcționarea conductei va fi (lucrând cu conducta de lungime echivalentă, v. anexa 5):

Intrare	$l_e = 4 \text{ m}$
2 coturi la 90°	$l_e = 2 \cdot 4 \text{ m} = 8 \text{ m}$
1 vana fluture	$l_e = 2 \text{ m}$
1 ieșire în cămin	$l_e = 8 \text{ m}$
Lungimea efectivă	$l_e = 8 \text{ m}$
	$l_{ech} = 30 \text{ m}$
$h_r = i \cdot l_{ech} = 0,03 \cdot 30 \text{ m} = 1 \text{ m}$	

4.2.2.4. Decantor cu pulsație și lamele

a. *Elemente generale. Predimensionare.* Dezvoltarea cercetărilor privind cunoașterea mecanismului de reținere a suspensiilor din apă au condus la realizarea unei serii de decantoare cu performanțe din ce în ce mai ridicate. Performanțele sunt reflectate în: sporirea eficienței de limpezire, sporirea productivității (încărcare hidraulică mare), posibilitatea intervenirii în mecanismul reținerii suspensiilor prin reactivi și mijloace mecano-hidraulice, o mai bună folosire a reactivilor; solicită însă construcții mai complicate și o supraveghere calificată, permanentă și disciplinată.

Cu cercetările făcute în țara noastră, parțial publicate (Sandu, M., 1981) și cu date și din literatura de specialitate (Trofin, P., 1983; Păslărașu, I., 1981; Degremont, 1989) se va face dimensionarea unui decantor cu pulsație și lamele.

Întrucât decantorul preia o apă cu calitate variabilă în timp (uneori rapid variabilă) este rațional să se prevadă și mijloace pentru a permite adaptare funcționării acestuia în mod efectiv.

Schema de funcționare a decantorului este dată în figura 55,a.

Date de bază:

- debitul total al apei brute (de limpezit) $0,516 \text{ l/s}$ ($1\,860 \text{ m}^3 / \text{h}$);
- conținutul în suspensii al apei brute (max.) $c_b = 1\,830 \text{ mg/l}$;
- conținutul în suspensii al apei decantate $20 \dots 50 \text{ mg/l}$;
- apa se tratează cu sulfat de aluminiu și silice activată (sau alt adjuvant) în doze stabilite de laborator (în etapa de studiu dozele sunt 75 mg/l sulfat de aluminiu și 8 mg/l silice);
- pentru motive de siguranță și manevrabilitate vor fi prevăzute cel puțin două decantoare.

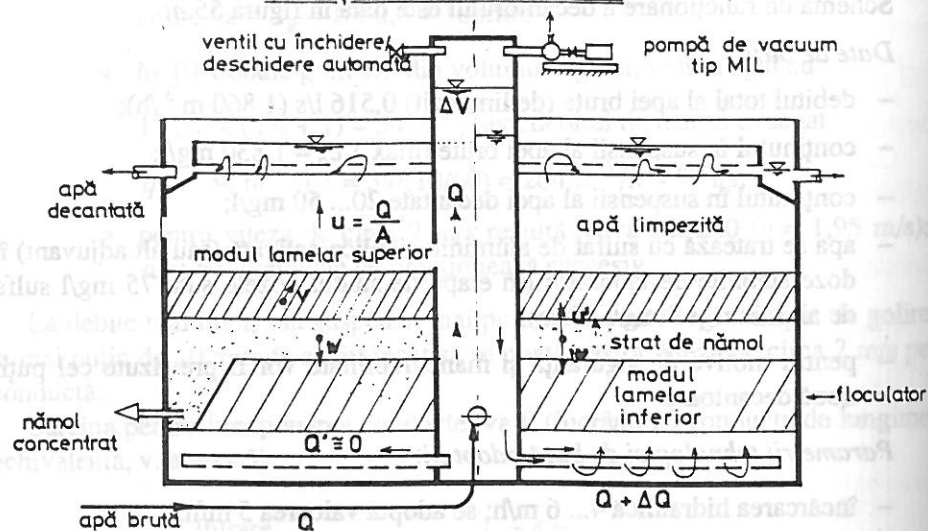
Parametrii tehnologici de bază adoptați:

- încărcarea hidraulică $4 \dots 6 \text{ m/h}$; se adoptă valoarea 5 m/h ;
- timpul de pulsare
 - acumulare $t_{ac} = 20 \text{ sec}$ (verificare 10 sec);
 - lansare $t_g = 7 \text{ sec}$ (verificare 15 sec);
- concentrația nămolului:
 - în stratul suspensional $10\,000 \text{ mg/l}$ ($\gamma_n \approx 1 \text{ daN/dm}^3$);
 - în concentrator $50\,000 \text{ mg/l}$ ($\gamma_n \approx 1 \text{ daN/dm}^3$);
- timpul de parcurgere în floclulator $10 - 15 \text{ min}$;
- valoarea numărului Re ;
 - în modulul inferior (flocluator), max. 200;
 - în modulul superior, max. 20;
- înclinarea lamelelor modulului lamelar, 60° ;
- lungimea lamelelor (pe direcția curgerii);
 - modulul inferior $1\,500 \dots 2\,000 \text{ mm}$;
 - modulul superior $1\,000 \text{ mm}$;
- raportul $v/w > 10$.

Dimensiuni generale ale decantorului (fig. 55,b). Debitul unei cuve, din cele două decantoare, $Q = 930 \text{ m}^3 / \text{h}$:

- *Suprafața utilă a decantorului:*

Secțiune verticală



FAZA I Acumulare

- Ventil închis
- $t_{ac} = 10 \dots 20$ sec.
- vit. ascensională ≈ 0
- $Q' \approx 0$, $u \approx 0$

FAZA II Lansare

- Ventil deschis
- $t_g = 7 \dots 15$ sec.
- $Q' = Q + \frac{\Delta V}{t_g} \gg Q_{dec.}$
- $u' = \frac{Q}{A} > u$

Secțiune în plan

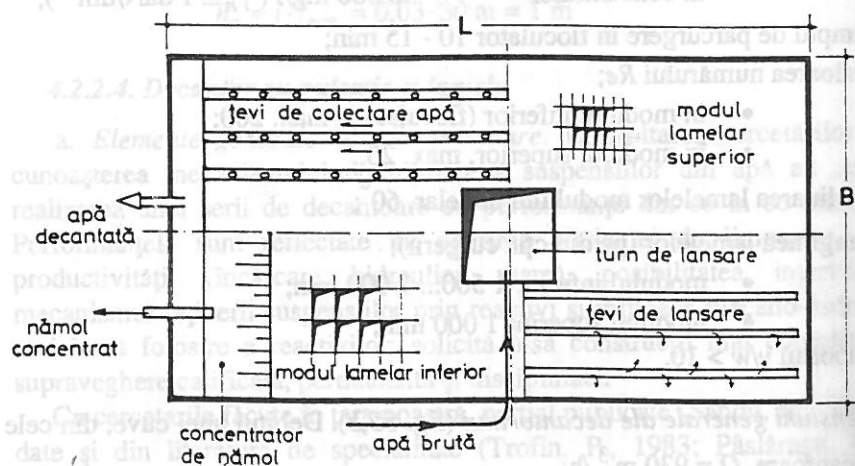
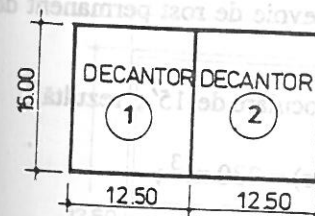
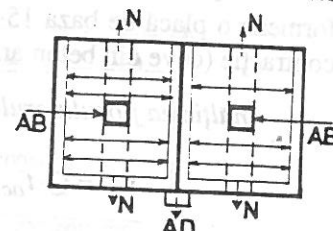


Fig. 55,a - Decantor suspensional cu pulsație și lamele; scheme de funcționare.

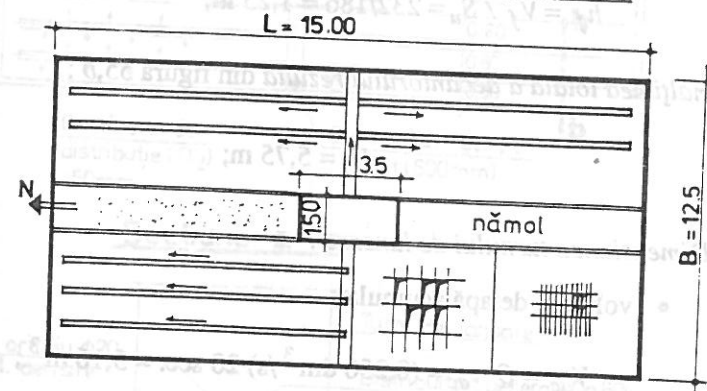
DIMENSIUNI GENERALE



SCHEMA DE ALIMENTARE



PLAN: DIMENSIUNI PENTRU O CUVĂ



Secțiune verticală

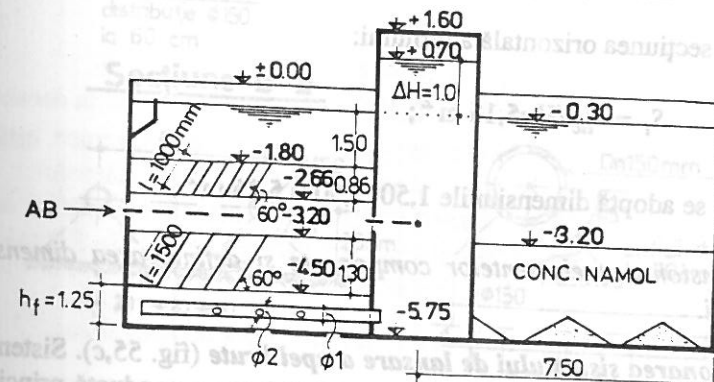


Fig. 55,b - Decantor cu pulsație și lamele; dimensiuni generale.

$$S_u = Q/v = (930 \text{ m}^3/\text{h})/(5 \text{ m/h}) = 186 \text{ m}^2.$$

Se adoptă o cuvă de 15·12,5 m, astfel încât cele două cuve așezate joantiv să formeze o placă de bază 15·25 m placă ce nu are nevoie de rost permanent de contracție (cuve din beton armat).

– Înălțimea flocluatorului, pentru un timp de floclare de 15'; rezultă:

$$V_f = Q \cdot t_{ac} = (930 \text{ m}^3/\text{h}) \cdot (15/60 \text{ ore}) = 230 \text{ m}^3;$$

cu înălțimea flocluatorului:

$$h_f = V_f / S_u = 232/186 = 1,25 \text{ m};$$

– Înălțimea totală a decantorului rezultă din figura 55,b :

$$H_t = 5,75 \text{ m};$$

– Dimensiunea turnului de lansare .

• volumul de apă acumulat:

$$V_{ac} = Q \cdot t_{ac} = (0,256 \text{ dm}^3/\text{s}) \cdot 20 \text{ sec.} = 5,16 \text{ m}^3;$$

• înălțimea apei în turn se alege de ordinul 0,80...1,20 m, se adoptă:

$$\Delta H = 1,0 \text{ m};$$

• secțiunea orizontală a turnului:

$$S_t = V_{ac}/H = 5,16 \text{ m}^2;$$

• se adoptă dimensiunile $1,50 \cdot 3,50 = 5,25 \text{ m}^2$.

b. Dimensionarea elementelor componente și definitivarea dimensiunilor decantorului.

Dimensionarea sistemului de lansare a apei brute (fig. 55,c). Sistemul este format din două ramuri simetrice; fiecare ramură are o conductă principală de distribuție (D_1), care la decantoare mai mari se poate transforma în galerie și un număr de conducte perforate pentru distribuție (D_2).

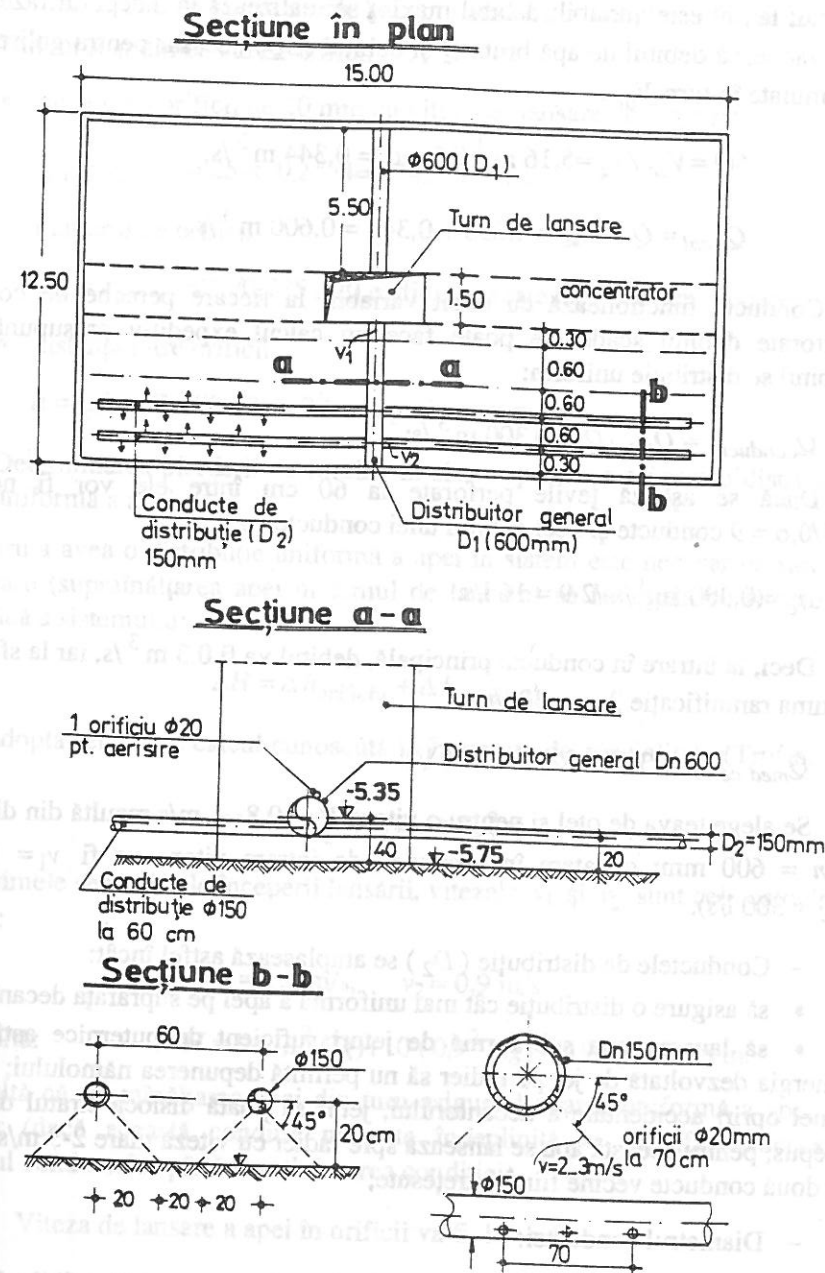


Fig. 55,c - Decantor cu pulsație și lamele; sistemul de lansare (introducere) a apei brute.

– Conducta principală (D_1) se dimensionează la debitul maxim lansat; debitul lansat este variabil; debitul maxim se realizează la începutul fazei când se evacuează debitul de apă brută Q și debitul (ΔQ) necesar pentru golirea apei acumulate în turn V_{ac} :

$$\Delta Q = V_{ac} / t_g = 5,16 \text{ m}^3 / 15 \text{ sec.} = 0,344 \text{ m}^3 / \text{s};$$

$$Q_{total} = Q + \Delta Q = 0,256 + 0,344 = 0,600 \text{ m}^3 / \text{s}.$$

Conducta funcționează cu debit variabil; la fiecare pereche de conducte perforate debitul scade; se poate face un calcul expeditiv presupunând că debitul se distribuie uniform:

$$Q_{conducta} = Q_{total} / 2 = 0,300 \text{ m}^3 / \text{s};$$

Dacă se așează țevile perforate la 60 cm între ele vor fi necesare $5,5/0,6 = 9$ conducte și deci debitul unei conducte va fi:

$$q_c = (0,300 \text{ m}^3 / \text{s}) / 9 = 16 \text{ l/s}.$$

Deci, la intrare în conducta principală, debitul va fi $0,3 \text{ m}^3 / \text{s}$, iar la sfârșit (la ultima ramnificație $2 q_c = 32 \text{ l/s}$):

$$Q_{med.cond} = (300 + 32) / 2 = 166 \text{ l/s}.$$

Se alege țeava de oțel și pentru o viteză $V_1 = 0,8 \dots 1 \text{ m/s}$ rezultă din diagramă $D_n = 600 \text{ mm}$; ca atare în secțiunea de intrare viteza va fi $v_1 = 1,1 \text{ m/s}$ ($Q = 300 \text{ l/s}$).

– Conductele de distribuție (D_2) se amplasează astfel încât:

- să asigure o distribuție cât mai uniformă a apei pe suprafața decantorului;
- să lanseze apa sub formă de jeturi suficient de puternice astfel încât energia dezvoltată de jet pe radier să nu permită depunerea nămolului; în cazul unei opriri accidentale a decantorului, jetul să poată disloca stratul de nămol depus; pentru aceasta apa se lansează spre radier cu viteză mare 2-3 m/s, jeturile a două conducte vecine fiind întrețesute;

– Diametrul conductei:

- debitul conductei 16 l/s, distribuit uniform, $q_m = (16 + 0) / 2 = 8 \text{ l/s}$;
- lungimea conductei $l_c = (15 - 0,6) / 2 = 7,2 \text{ m}$;

- pentru debitul 8 l/s și viteza medie de 0,8... 1 m/s rezultă conducta $D_n 150$, cu o viteză medie la capul amonte $v_2 = 0,9 \text{ m/s}$ ($q_c = 16 \text{ l/s}$).
- Numărul și dimensiunea orificiilor:

- Se adoptă orificii de 20 mm cu viteză de lansare de 2,5 m/s:

$$q_o = v_o \cdot A_o = 25 \cdot \pi \cdot 0,2^2 / 4 = 0,785 \text{ dm}^3 / \text{s};$$

- numărul de orificii:

$$n_o = q_c / q_o = 16 / 0,785 \approx 20 \text{ orificii, așezate pe două generatoare};$$

- distanța între orificii:

$$a = l_c / n = 7,2 / (20 / 2) = 72 \text{ cm, puțin cam mare}.$$

- Determinarea pierderii de sarcină în sistem pentru a asigura o distribuție uniformă a apei.

Pentru a avea o distribuție uniformă a apei în sistem este necesar ca sarcina de lansare (supraînnălțarea apei în turnul de lansare) să fie egală cu rezistența hidraulică a sistemului:

$$\Delta H = \Delta h_{orificiu} + \Delta h_{conducta}.$$

Se adoptă relația de calcul cunoscută în literatura de specialitate (Trofin, P., 1983):

$$\Delta H = 9 \cdot (v_1^2 / 2g) + 10 \cdot (v_2^2 / 2g).$$

În primele secunde ale începerii lansării, vitezele v_1 și v_2 sunt cele calculate mai sus:

$$v_1 = 1,1 \text{ m/s}, \quad v_2 = 0,9 \text{ m/s}.$$

Rezultă: $H = 9 \cdot (1,1^2 / 2g) + 10 \cdot (0,9^2 / 2g) = 19 / 2g = 0,95 \text{ m}.$

Rezultă că supraînnălțarea apei din turn asigură lansarea uniformă a apei în decantor (dacă această condiție nu este îndeplinită se modifică succesiv diametrul conductelor până la satisfacerea condiției).

- Viteza de lansare a apei în orificii va fi, la $t = 0$:

$$v_o = \varphi(2g \cdot \Delta H)^{1/2} = 0,9 \cdot (2g \cdot 0,95)^{1/2} = 4,1 \text{ m/s; viteza este mare}.$$

- Se recalculează diametrul orificiilor (și se mai modifică și distanța dintre orificii care era cam mare); se adoptă $a = 30$ cm, deci $n_o = (7,2/0,3) \cdot 2 = 48$; debitul pe orificiu va fi:

$$q_o = (16 \text{ dm}^3/\text{s})/48 = 0,334 \text{ dm}^3/\text{s}, \text{ iar secțiunea orificiului:}$$

$$A_o = q_o / v_o = (0,334 \text{ dm}^3/\text{s}) / (4,1 \text{ m/s}) = 0,0082 \text{ dm}^2 = 0,82 \text{ cm}^2;$$

$$d_o = 10 \text{ mm}.$$

- **Sistemul de colectare a apei limpezite.** Se prevede colectarea apei prin conducte perforate deoarece sistemul este mai ușor de executat, mai puțin sensibil la erorile de montare și mai robust în ce privește comportarea la îngheț.

Conductele se așează paralel cu latura mică a decantorului. Conductele debușează în două canale așezate monolit pe peretele interior. Canalele evacuează apa în exteriorul decantorului.

Schema generală de amplasare și unele detalii sunt date în figura 55,d.

Debitul de calcul al conductelor perforate se apreciază la dublul valorii debitului de apă brută, întrucât viteza apei pe verticală fiind variabilă este necesar să existe siguranța funcționării sistemului (teoretic debitul care intră în spațiul de limpezire are valori între zero și $Q_{tot} = 0,6 \text{ m}^3/\text{s}$).

- **Numărul de conducte perforate.** Pentru asigurarea unei curgeri relativ verticale în spațiul de limpezire se impune ca distanța dintre conducte să nu fie mare. Practic se adoptă o distanță între conducte egală, cel mult, cu grosimea stratului de apă limpezită, în cazul de față 1,50 m; pe lățimea de 15,0 m a decantorului se pot așeza:

$$15/1,5 = 9 \text{ țevi}.$$

Pentru a nu avea lungimi prea mari conductele se așează în două pante; vor fi deci 18 țevi identice.

- **Debitul pe una țevă:**

$$q_c = (2 \cdot Q_{dec}) / n \text{ țevi} = (2 \cdot 256 \text{ dm}^3/\text{s}) / 18 = 32,2 \text{ l/s};$$

- **Diametrul țevii:** se consideră curgerea cu nivel liber, cu grad de umplere de max. 85 %, cu orificiile amplasate pe generatoarea de sus, cu panta longitudinală $I = 3\%$; se adoptă țevă de oțel pentru o rezemare ușoară (la

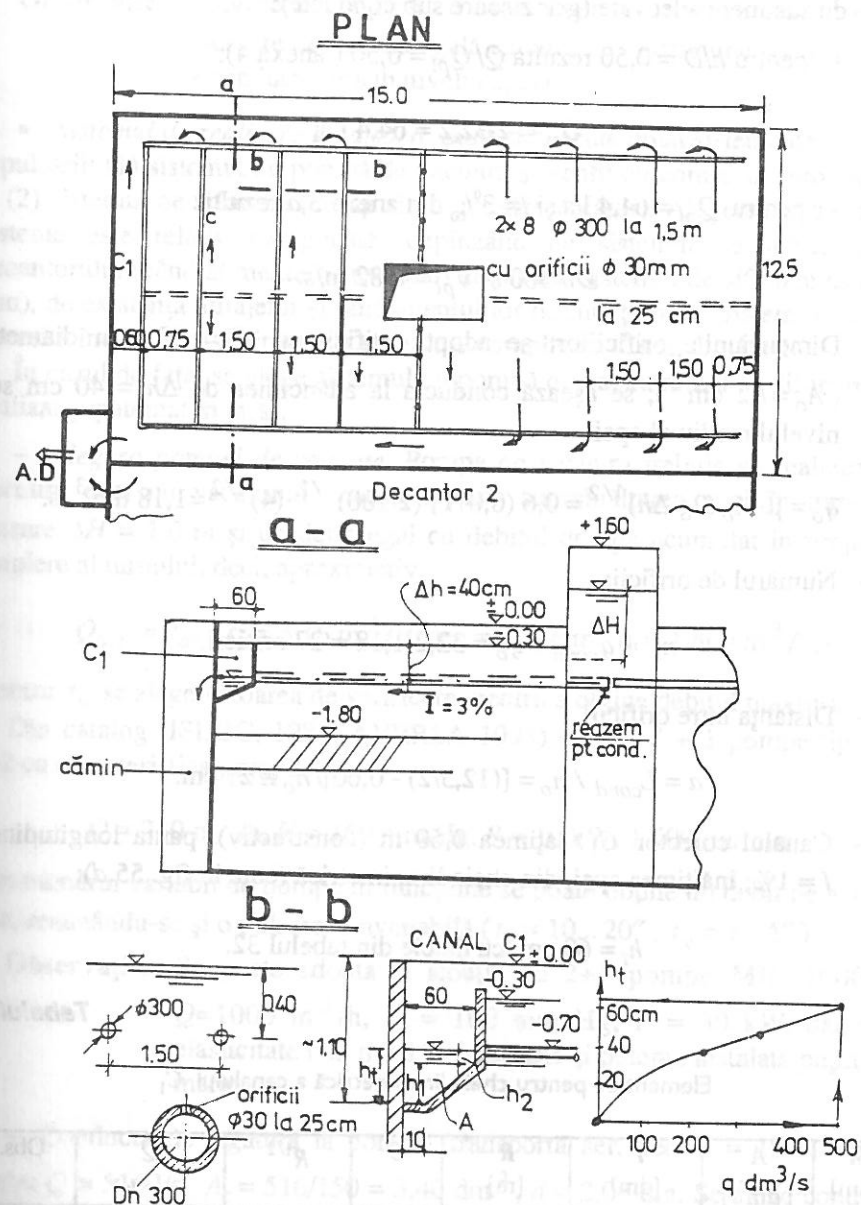


Fig. 55,d - Decantor cu pulsație și lamele; sistemul de colectare a apei limpezite.

7,5 m lungime poate fi autoportantă); dacă se adoptă țeava din PVC, mai ușor de prelucrat și protejat contra coroziunii, sunt necesare elementele de susținere adecvate (grinzișoare sub conducte):

- pentru $h/D = 0,50$ rezultă $Q/Q_{pl} = 0,50$ (anexa 4);

$$Q_{pl} = 2 \cdot 32,2 = 64,4 \text{ l/s};$$

- pentru $Q_{pl} = 64,4 \text{ l/s}$ și $I = 3\text{‰}$ din anexa 3, a rezultă:

$$Dn 300 \text{ și } v_{pl} = 0,82 \text{ m/s.}$$

- Dimensiunile orificiilor: se adoptă orificii cu $d_o = 30 \text{ mm}$ diametru ($A_o = 7,2 \text{ cm}^2$); se așează conducta la adâncimea de $\Delta h = 40 \text{ cm}$ sub nivelul mediu al apei:

$$q_o = \mu \cdot A_o (2g \cdot \Delta h)^{1/2} = 0,6 (0,072) \cdot (2 \cdot 100)^{1/2} \cdot (4)^{1/2} = 1,18 \text{ dm}^3/\text{s}.$$

- Numărul de orificii:

$$n_o = q_{cond} / q_o = 32,2 / 1,18 = 27 \text{ orificii.}$$

- Distanța între orificii:

$$a = L_{cond} / n_o = [(12,5/2) - 0,60] / n_o \approx 21 \text{ cm.}$$

- Canalul colector C_1 : lățimea 0,60 m (constructiv); panta longitudinală $I = 1\text{‰}$; înălțimea apei, din cheia limnimeetrică (cote în fig. 55, d):

$$h_t = 60 \text{ cm, cu datele din tabelul 32.}$$

Tabelul 32

Elementele pentru cheia limnimeetrică a canalului C_1

h [dm]	A [dm ²]	P [dm]	R [m]	C	$R^{1/2}$	Q [m ³ /s]	Obs.
2	4	5,8	0,069	47,5	0,26	0,0495	
4	12	9,8	0,122	52,2	0,35	0,219	
5	17,5	13,1	0,133	53,0	0,36	0,334	
6	23,5	15,1	0,157	54,5	0,395	0,504	

Conductele perforate debușează astfel în canal încât să se asigure o curgere de nivel liber; funcție de aceasta se determină cota radierului canalului.

Observație: Asigurarea curgerii cu nivel liber în conducte conduce la o pierdere de sarcină egală cu circa Δh (adâncimea de cufundare a conductelor sub nivelul apei).

• **Sistemul de realizare a pulsării.** Sunt cunoscute două sisteme de realizare a pulsării: (1) sistemul cu pompă de vacuum și ventil cu comandă automatizată și (2) sistemul de sifonare (de tip sifon autodescărcător). Alegerea unuia dintre sisteme este relativ complicată, depinzând de sistemul de alimentare a decantorului (când alimentarea este gravitațională, sistemul de sifonare este mai bun), de existența utilajelor și randamentul lor de funcționare. Sistemul cu sifon necesită încercări experimentale și reglaje complicate (Tatu, G., 1991).

În cazul de față, se alege sistemul cu pompă de vacuum (cel cu sifonare este realizat și patentat în țară).

- **Alegera pompei de vacuum.** Pompa de vacuum trebuie să realizeze un vacuum egal cu vacuumul necesar pentru supraînălțarea apei în turnul de lansare $\Delta H = 1,0 \text{ m}$ și un debit egal cu debitul de apă acumulat în timpul de umplere al turnului, deci, aproximativ

$$Q_{aer} = V_{ac} / t_u = 5,16 \text{ m}^3 / 10 \text{ sec} = 0,516 \text{ m}^3/\text{s} = 1800 \text{ m}^3/\text{h},$$

(pentru t_u se alege valoarea de verificare, pentru a obține debitul maxim).

Din catalog (ISLGC, 1981, AVERSA 1993) rezultă 7 + 1 pompe tip MIL 502 cu caracteristica pompei:

$$Q = 240 \text{ m}^3/\text{h}, H = 160 \text{ mm Hg}, P = 10 \text{ kW}, 1500 \text{ rot/min},$$

prin numărul variabil de pompe în funcțiune se poate obține un debit de aer mai mic, realizându-se și o pulsare convenabilă ($t_u = 10 \dots 20''$, $t_g = 7-15''$).

Observație. Se poate adopta și soluția cu 2+1 pompe MIL 1000 cu $Q=1000 \text{ m}^3/\text{h}$, $H = 160 \text{ mm Hg}$, $P = 30 \text{ kW}$, dar cu o elasticitate mai mică în funcțiune și puterea instalată puțin mai mare;

- Conducta de legătură la pompă (transportă aer, deci $v = 10 \dots 15 \text{ m/s}$); pentru $Q = 516 \text{ l/s}$, $A_c = 516/150 = 3,40 \text{ dm}^2$, $d = 2,08 \text{ dm}$. Se alege conducta de oțel de 250 mm;

- Ventilul ce realizează dezamorsarea clopotului are comandă automatizată, ce poate realiza un timp de umplere-golire cel mai potrivit pentru decantorul respectiv (teoretic ritmul ar trebui reglat după încărcarea în suspensii

din apă); se alege un ventil $Dn\ 250$ sau un număr de robineti ce asigură o suprafață echivalentă cu a secțiunii de trecere; dispozitivul de acționare trebuie realizat sau importat.

• **Modulul superior:**

– Se adoptă modul confecționabil din elemente din PVC, tip perete înalt (37/40,5 mm), vezi figura 55,e, cu raza hidraulică 9,7 mm (pentru alte tipuri de lamele calculul se adaptează). Lungimea lamelei 1,0 m, unghiul de înclinare a lamelei $\theta = 60^\circ$.

Din secțiunea orizontală a decantorului de 12,5·15 m se pierde la margine (spațiu mort) $2 \cdot (1 \cdot \cos 60^\circ \cdot 12,5\text{ m}) = 12,5\text{ m}^2$.

Suprafața efectivă de limpezire a decantorului:

$$S_{ef} = 12,5 \cdot 15 - 12,5 = 160\text{ m}^2.$$

Viteza medie (verticală) efectivă de curgere a apei în zona modulului:

$$v_{ef} = (930\text{ m}^3/\text{h}) / 160\text{ m}^2 = 5,8\text{ m/h},$$

(se poate compara cu viteza medie de 0,8...2 m/h, încărcarea hidraulică la decantoarele clasice).

– Viteza apei prin caseta lamelei:

$$v_{ef} = v_{ef} / \cos 30^\circ = 5,8 / 0,86 = 6,60\text{ m/h} = 1,82\text{ mm/s} \approx 6,6\text{ m/h}.$$

– Mărimea vitezei de sedimentare pentru particula cea mai mică ce se poate reține în decantorul lamelar; apa parcurge spațiul lamelar $l = 1,0\text{ m}$ cu viteza de 1,82 mm/s în timpul egal cu timpul necesar ca particula să parcurgă spațiul dintre marginea de sus a lamelei și marginea de jos:

$$d_v = e / \sin 30^\circ = 74\text{ mm},$$

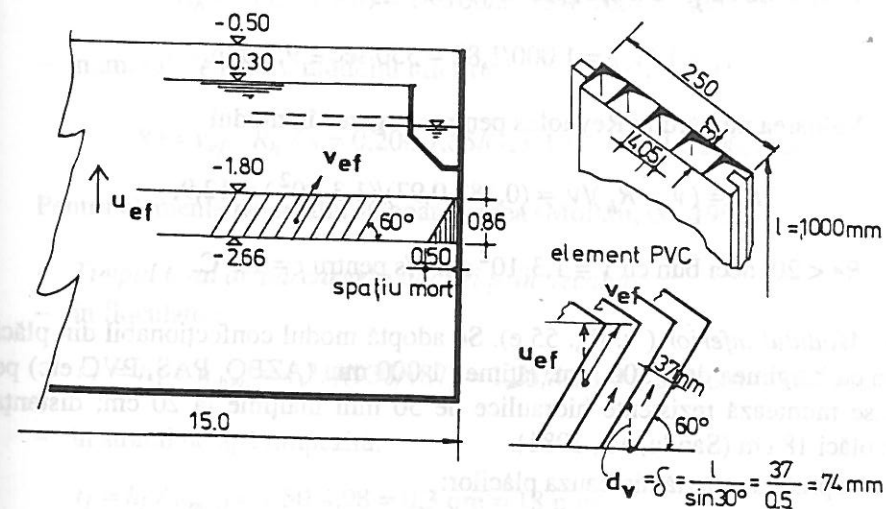
(cu $e = 37\text{ mm}$), deci:

$$e / v_{ef} = d_v / w \quad \text{și} \quad w_{min} = v_{ef} \cdot d_v / e = 1,82 \cdot (74/100) = 0,134\text{ mm/s}.$$

Notă: Viteza de separare suspensională se poate calcula și cu relația (Sandu, M., 1981):

$$u_s = (e \cdot v_{ef}) / (1 \cdot \cos 60^\circ) = (37 \cdot 1,82) / (1000 \cdot 0,5) = 0,134\text{ mm/s} = 0,48\text{ m/h}.$$

MODUL LAMELAR SUPERIOR



MODUL LAMELAR INFERIOR

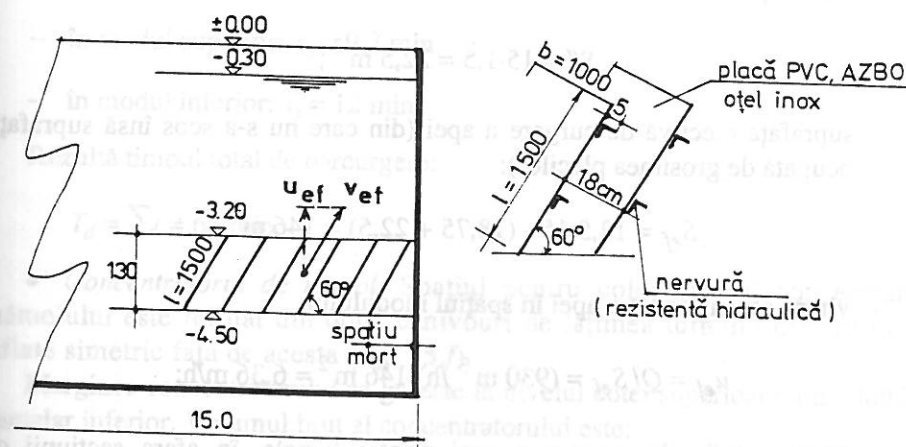


Fig. 55,e - Decantor cu pulsație și lamele; module lamelare (superior și inferior) - schema de calcul.

- Eficiența modului se calculează cu relația:

$$E = v_{ef} / w_{min} = (5,8 \text{ m/h}) / (0,48 \text{ m/h}) = 12,$$

apropiată de valoarea 10 indicată ca bună în literatura de specialitate.

- Timpul de curgere a apei prin modulul superior:

$$t_s = 1 / v_{ef} = 1\,000 / 1,82 = 550 \text{ sec} \approx 9,2 \text{ min.}$$

- Valoarea numărului Reynolds pentru curgerea în modul

$$Re = (v_{ef} \cdot R_h) / \nu = (0,182 \cdot 0,97) / (1,3 \cdot 10^{-2}) = 12,9,$$

$$Re < 20, \text{ deci bun cu } \nu = 1,3 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s pentru } t = 10^\circ \text{ C.}$$

• *Modulul inferior* (v. fig. 55,e). Se adoptă modul confecționabil din plăci plane cu lungimea de 1 500 mm, lățimea 1 000 mm (AZBO, PAS, PVC etc) pe care se montează rezistențe hidraulice de 50 mm înălțime la 20 cm; distanța între plăci 18 cm (Sandu, M., 1981).

- suprafața moartă din cauza plăcilor:

$$S'_m = 12,5 \cdot 2 \cdot 0,75 = 18,75 \text{ m}^2;$$

- suprafața moartă din cauza concentratorului de nămol:

$$S''_m = 15 \cdot 1,5 = 22,5 \text{ m}^2;$$

- suprafața efectivă de curgere a apei (din care nu s-a scos însă suprafața ocupată de grosimea plăcilor):

$$S_{ef} = 12,5 \cdot 15 - (18,75 + 22,5) = 146 \text{ m}^2;$$

- viteza ascensională a apei în spațiul modului:

$$u_{ef} = Q / S_{ef} = (930 \text{ m}^3/\text{h}) / 146 \text{ m}^2 = 6,36 \text{ m/h};$$

- viteza medie de curgere a apei printre lamele, în afara secțiunii cu rezistența hidraulică:

$$v_{ef} = u_{ef} / \cos 30^\circ = 6,36 / 0,86 = 7,4 \text{ m/h} = 2,06 \text{ mm/s};$$

- timpul mediu de parcurgere a modului, de către apă, aproximativ:

$$t_i = 1 / v_{ef} = 1\,500 / 2,06 = 730 \text{ sec} \approx 12 \text{ min};$$

- raza hidraulică în zona fără nervură:

$$R_h = s \cdot b / 2 \cdot (s + b) = 18 \cdot 100 / 2 \cdot (18 + 100) = 7,65 \text{ cm};$$

- numărul Re pentru modulul inferior:

$$Re = v_{ef} \cdot R_h / \nu = 0,206 \cdot 7,65 / (1,3 \cdot 10^{-2}) = 121 < 200, \text{ bun.}$$

Pentru elemente de detaliu se poate vedea (Moraru, G., 1992).

- *Timpul total de parcurgere al apei prin decantor :*

- în flocculator:

$$t_f = h_f / u_{med} = 1,25 / (930 / 187) = 1,25 / 4,98 = 0,252 \text{ ore} \approx 15,2 \text{ min};$$

- în stratul de apă limpezită:

$$t_l = h_l / u_{med} = 1,50 / 4,98 = 0,3 \text{ ore} = 18 \text{ min};$$

- în spațiul dintre module:

$$t_m = h_m / u_m = 0,54 / 4,18 = 0,11 \text{ ore} = 6,5 \text{ min};$$

- în modul superior: $t_s = 9,2 \text{ min};$

- în modul inferior: $t_i = 12 \text{ min};$

Rezultă timpul total de parcurgere:

$$T_d = \sum t = 61 \text{ min.}$$

• *Concentratorul de nămol.* Spațiul pentru colectarea și concentrarea nămolului este format din două canivouri de lățimea turnului de lansare și aflate simetric față de acesta (fig. 55,f).

Marginea concentratorului se găsește la nivelul cotei superioare a modului lamelar inferior. Volumul brut al concentratorului este:

$$V_{CN} = b_1 \cdot L \cdot h_N = (1,50 - 2 \cdot 0,10) \cdot (15 - 3,5 - 2 \cdot 0,10) \cdot 1,50 = 23 \text{ m}^3.$$

Cotele sunt date în figură; pentru h_N s-a luat spațiul fără beton de pantă:

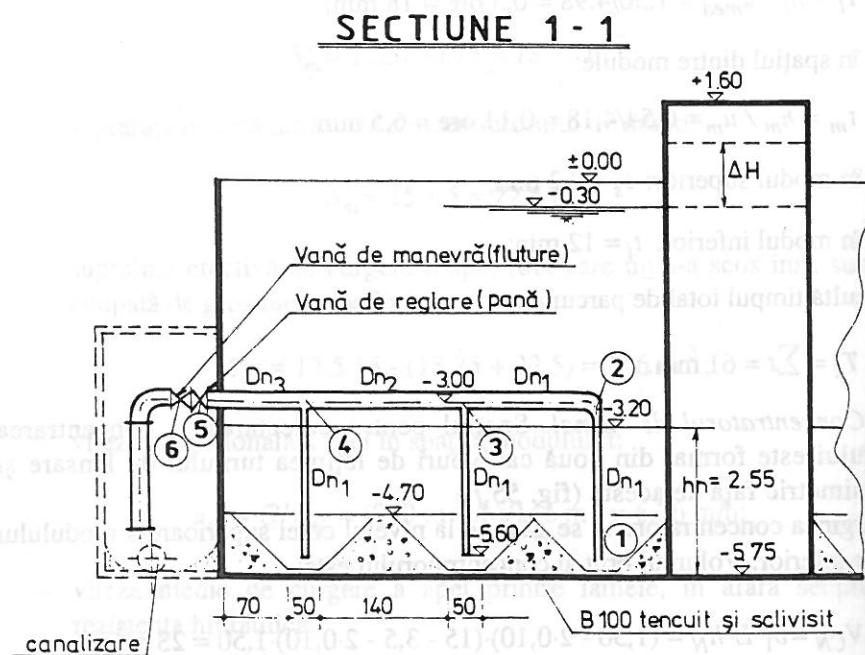
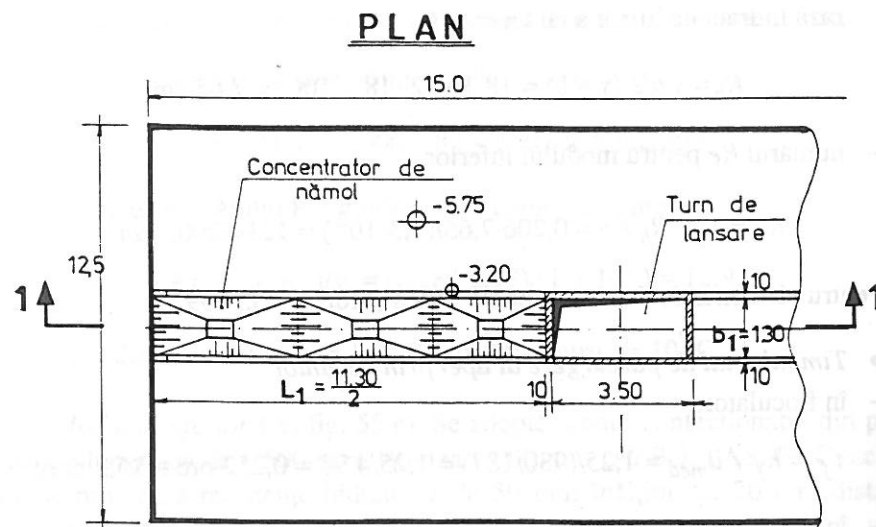


Fig. 55,f - Decantor cu pulsație și lamele; sistemul de colectare și evacuare nămolului.

$$h_N = 1,50 \text{ m.}$$

Cantitatea de nămol, cu concentrația de 50 000 mg/l este cea calculată anterior este $66 \text{ m}^3/\text{h}$.

Timpul de umplere a concentratorului (timpul minim între două goliri succesive):

$$T_{ac} = V_{CN} / Q_N = 23 \text{ m}^3 / (66 \text{ m}^3/\text{h}) = 0,35 \text{ ore} \approx 20 \text{ min.}$$

Observație: Pentru concentrații mai mici de suspensii se va proceda la testarea timpului de umplere a concentratorului; nu se va lăsa nămolul neevacuat întrucât acesta conduce la sporirea concentrației nămolului în stratul suspensional și chiar la posibilitatea antrenării acestuia în apa decantată.

• **Sistemul de evacuare a nămolului.** În cele două compartimente de acumulare a nămolului se introduce câte o conductă de sifonare. Pentru a putea determina dimensiunea acesteia trebuie reamintit că diametrul trebuie să fie cel puțin 150 mm, iar viteza de curgere cel puțin 1,5...2 m/s. Se alege un timp de golire de 2 minute.

$$q_N = V_{CN} / 2 \cdot t_g = 23 / (2 \cdot 60) = 0,096 \text{ m}^3/\text{s}$$

rezultă deci:

$$Dn_1 = 150 \text{ mm } (0,032 \text{ m}^3/\text{s}; V = 1,8 \text{ m/s}; i = 0,038);$$

$$Dn_2 = 200 \text{ mm } (0,064 \text{ m}^3/\text{s}; V = 2 \text{ m/s}; i = 0,032);$$

$$Dn_3 = 250 \text{ mm } (0,096 \text{ m}^3/\text{s}; V = 2 \text{ m/s}; i = 0,024).$$

Căderea disponibilă este diferența între nivelul apei (-0,30) și cota conductei după vana a doua (după aceasta poate urma o curgere nepermanentă, aerată, dictată de diferența de cota între conductă și cota de ieșire, legată de cota canalizării).

Trebuie verificat dacă această cădere disponibilă este suficientă pentru realizarea vitezelor calculate.

$$h_r \leq \Delta H = 3 - 0,30 = 2,70 \text{ m.}$$

Se caută coeficienții de rezistență locală (Iamandi, C., 1978; Idelcik, 1988); indicii coeficienților arată poziția secțiunii (fig. 55, f):

$$\xi_1 = 0,8; \xi_2 = 0,2; \xi_3 = 1,0; \xi_4 = 1,0; \xi_5 \text{ urmează să fie calculat}; \xi_6 = 1,0;$$

$$\sum h_1 = [(\xi_1 + \xi_2) \cdot (v_1^2 / 2g)] + [\xi_3 \cdot (v_2^2 / 2g) + (\xi_4 + \xi_6) \cdot (v_4^2 / 2g) = 0,57 \text{ m};$$

$$\sum h_d = \sum i_i \cdot l_i = (2,30 + 1,90) \cdot 0,038 + 1,9 \cdot 0,032 + 1,90 \cdot 0,024 = 0,26 \text{ m};$$

$$\sum h_r = \sum h_1 + \sum h_d = 0,83 \text{ m}.$$

Deci, pentru evacuarea nămolului este nevoie de o sarcină mult mai mică (0,83 m) decât cea disponibilă (2,70 m). Ca atare este nevoie de o vană de reglare (ξ_5) care să poată asigura diferența, astfel că atunci când vana finală se deschide să nu se realizeze un debit prea mare, care să inunde chiar canalizarea. Este bine ca debitul de nămol să nu fie prea mare, deoarece poate conduce (la o valoare mare) la perturbarea sedimentării lamelare. Ar trebui ca la limită, debitul de nămol să nu depășească debitul de apă brută.

Acum când toate elementele principale ale decantorului sunt cunoscute și parametrii realizați sunt buni, se poate trece la recalcularea cu valori exacte a tuturor elementelor folosind aceiași metodologie.

4.2.2.5. Decantorul lamelar. Deși sistemul de decantare lamelară a fost pus la punct de relativ multă vreme în țara noastră el nu s-a folosit din cauză că nu este încă realizat industrial elementul principal - modulul lamelar.

Din această cauză acest tip de decantor nu va fi dezvoltat în această aplicație.

Pentru o eventuală dimensionare pot fi folosite elementele date pentru dimensionarea modulului superior al decantorului pulsator cu lamele. Pentru evacuarea nămolului pot fi adoptate următoarele sisteme:

- un sistem mecanic, tip pod raclor scufundat (fig. 52,a), sau alte tipuri (Degremont, 1989);
- un sistem hidraulic cu țevi perforate (Sandu, M., 1981; Mănescu, A., 1994);
- un sistem clasic de colectare, con cu pereți înclinați la 50...60° și evacuare prin sifonare, pentru decantoarele mici (până la 7...8 m dimensiunea laturii, diametrului decantorului).

4.2.3. COMPARAȚIE SINTETICĂ ÎNTRE DECANTOARE

După obținerea dimensiunilor decantoarelor dimensionate (la care mai pot fi adăugate și altele) și au fost reliefate unele din avantajele și dezavantajele lor, se poate hotărî asupra tipului de decantor cel mai potrivit (sigur că se poate face și o evaluare a costului de investiție, care să intre și ea în comparație).

În mod corect trebuie evaluată și consecința aval; un decantor mai bun conduce la o apă bine limpezită deci la o funcționare mai bună a filtrelor (se spală mai rar, deci se obține mai multă apă și se economisește apa de spălare).

Pentru o urmărire mai ușoară în tabelul 33 sunt redate succint elementele de comparație și așezarea decantorului pe unul din cele patru locuri începând cu locul 1, decantorul cu parametrii cei mai buni. Punctajul minim conduce la decantorul cel mai bun. Elementele luate în discuție nu se pot totuși compara direct din această cauză s-a recurs la clasificare. Comparația este calitativă.

În realitate, s-ar putea alege decantorul folosind un singur indicator, costul total de exploatare la aceeași eficiență tehnologică finală.

Din elementele menționate se poate deduce:

- decantorul pulsator oferă mai multe avantaje constructive și tehnologice; costul specific este compensat de volumul construit mult mai mic; numai puterea instalată este un indicator dezavantajos; este decantorul care nu are utilaje în apă;
- cu excepția decantorului longitudinal toate celelalte au camera de reacție înglobată;
- automatizarea cea mai slabă, deci la care compensarea trebuie să se facă prin activitatea manuală a personalului (greu de controlat în condiții meteorologice grele) este la decantorul orizontal.

Desigur că pentru compararea tipurilor de decantoare trebuie ca rezultatul final să fie același: dacă decantorul orizontal este mai robust poate avea o eficiență mult mai mică decât a decantorului cu pulsație și lamele la care exploatarea este mult mai pretențioasă (este bine dacă se află în construcție acoperită, vezi decantoarele București - Crivina).

4.3. FILTRE RAPIDE

Procesul de limpezire avansată a apei (eliminarea practic totală a suspensiilor vizibile) este *filtrarea*. Filtrarea se realizează prin trecerea apei bine decantate, cu un conținut de 10...50 mg/l suspensii fine, printr-o masă granulară de nisip (strat filtrant) de dimensiuni astfel alese încât să rețină suspensiile.

Pentru debite mari de apă (peste 100 l/s) filtrarea se realizează de regulă în *filtre rapide*. Suspensiile reținute în stratul de nisip al filtrului rapid se elimină prin spălarea pe loc a nisipului în contracurent de apă și aer.

În mod obișnuit filtrele sunt cu nivel liber, dar închise în clădire specializată.

Prescripțiile de proiectare sunt date în STAS 3602-87, iar detaliile de execuție în proiecte tip (Pâslărașu, I., 1981; ISLGC, 1990). Alte elemente pot fi găsite în literatura tehnică de specialitate.

Elemente pentru compararea decantoarelor

Decantor	longitudinal	radial	suspensional	pulsator cu lamele
Indicator				
1. Încărcare hidrolică u [m/h]	0,8	0,72	2,46	5-5,8
2. Timp de decantare	4 ore	4 ore	2 ore	cca. 1 ora
3. Suprafața construită [m ²]	2-2-9-69 = 2 400 4 cuve	2-45 m; 3 200 m ² (2 cuve)	2-375 m ² = 750 m ² 2 cuve	2-12,5-15 = 375 m ² 2 cuve
4. Volum construit [m ³]	2 400-3,70 = 8 900 3	11 000 4	3 700 2	5,5-375 = 2 060 m ³ 1
5. Adâncime construcție	1-2 m	6...8 m	1-2 m	1 - 2 m
6. Utilaje (greutate)	pod raclor dublu 4-4,7 = 18,8 t	2 pod raclor 17,5 tone	2-7,4 = 14,8 t 3	7 pompe MILL-uscate 1
7. Putere instalată [kW]	4-0,5 = 2,0 1	2-2-0,75 = 3 2	agitator 0,37 raclor 0,8; pompa 1,5; 2-2,67 = 5,4 3	7-10 = 70 (cca. 20 kW sistem sifonare) 4
8. Automatizarea	minimă	simplă	mai complicată	ușoară
9. Cameră de reacție	nu are cameră	are cameră	are cameră	are cam. de reacție și floculare
10. Cost m ³ construit [mii lei/m ³]	350	200	510	845
punctaj total	26	24	22	16
Clasificarea decantorului (loc.)	4	3	2	1

4.3.1. PRESCRIPȚII DE PROIECTARE

În lipsa unor elemente rezultate din cercetări specializate sau din practică pot fi adoptate următoarele valori:

- curgerea apei în filtru este descendentă (de regulă);
- filtrele se amplasează în apropierea decantoarelor;
- numărul minim de cuve, $n_f = 3$; pentru $n_f \leq 10$ se adaugă o cuvă suplimentară; pentru $n_f > 10$ se adaugă două cuve suplimentare pentru a compensa cuva (cuvele) scoase din funcțiune pentru reparații, refacerea stratului de nisip, drenajului etc;
- filtrele se adăpostesc în hale închise în care temperatura nu trebuie să scadă iarna sub + 5 °C (în condițiile țării noastre);
- filtrele pot funcționa, de regulă, cu debit variabil sau cu nivel constant (menținut cu dispozitive speciale);
- viteza de filtrare (raportul între debitul filtrului și suprafața orizontală a stratului de nisip) la începutul ciclului de filtrare 6...8 m/h, chiar și în momentul spălării uneia dintre cuve;
- grosimea stratului de nisip 1,1-1,2 m;
- pierderea maximă de sarcină în stratul filtrant se consideră 85% din grosimea stratului de nisip și a apei de deasupra;
- jgheburile de spălare, cu muchia orizontală (+/- 1 mm) se amplasează la maximum 2,50 m între ele și la minimum 0,30 m peste nivelul nisipului expandat în timpul spălării;
- spălarea se face pentru a singură cuvă, dar pompele vor avea o rezervă de 50%;
- vitezele recomandate pe conducte:
 - apă decantată 0,7... 1 m/s;
 - apă filtrată 0,8...1,2 m/s;
 - apă de spălare 1,6... 1,8 m/s;
 - aer pentru spălare 15... 20 m/s;
- pentru cuvele cu suprafață unitară $a_f \geq 25 \text{ m}^2$ comanda vanelor se va face prin acționare pneumatică numai de la pupitre de comandă;
- sulflantele vor fi protejate printr-o lîră, în sus, cu cota la min. 2 m peste cota apei, contra inundării cu apă prin conducta de refulare a aerului;

- volumul de apă de spălare se calculează pentru spălarea unei cuve dacă $n_f \leq 16$ și se dublează la un număr mai mare de cuve (cuvele se spală una după alta);
- pereții cuvelor și altor elemente de beton se scliviesc (dacă este posibil, pot fi acoperite cu faianță sau materiale asemănătoare).

Schema generală de alcătuire și funcționare a filtrului rapid este dată în figura 56,a.

4.3.2. DIMENSIUNI GENERALE ALE STAȚIEI DE FILTRARE

Debitul de apă ce urmează să fie filtrată:

$$Q_I = 516 \text{ l/s} = 1860 \text{ m}^3/\text{h};$$

(deși o parte, circa 3 %, s-a pierdut odată cu evacuarea nămolului din decantor).

Se adoptă soluția cu filtre rapide, deschise, cu strat uniform de nisip și drenaj cu crepine (plăci cu crepine).

Dimensiuni generale. Suprafața totală de filtrare:

$$A_f = Q/v_f = (1860 \text{ m}^3/\text{h})/(7 \text{ m/h}) = 266 \text{ m}^2.$$

Conform datelor obținute prin compararea tehnico-economică a mărimii cuvelor de filtru (Pâslărașu, I., 1981; Sandu, M., 1981), din care câteva elemente sunt extrase în tabelul 34, rezultă că este bine să se adopte 7 cuve de 40 m^2 ; dacă se mai adaugă o cuvă de rezervă, rezultă un total de 8 cuve de 40 m^2 fiecare:

$$a_f = 40 \text{ m}^2; n_f = 8.$$

- viteza medie de filtrare:

$$v_f = Q_I / (n_f \cdot a_f) = 1860 / (8 \cdot 40) = 5,85 \text{ m/h};$$

- viteza maximă de filtrare, la spălarea unei cuve:

$$v_{f(n-1)} = Q_I / [(n_f - 1) \cdot a_f] = 1860 / 280 = 6,7 \text{ m/h}.$$

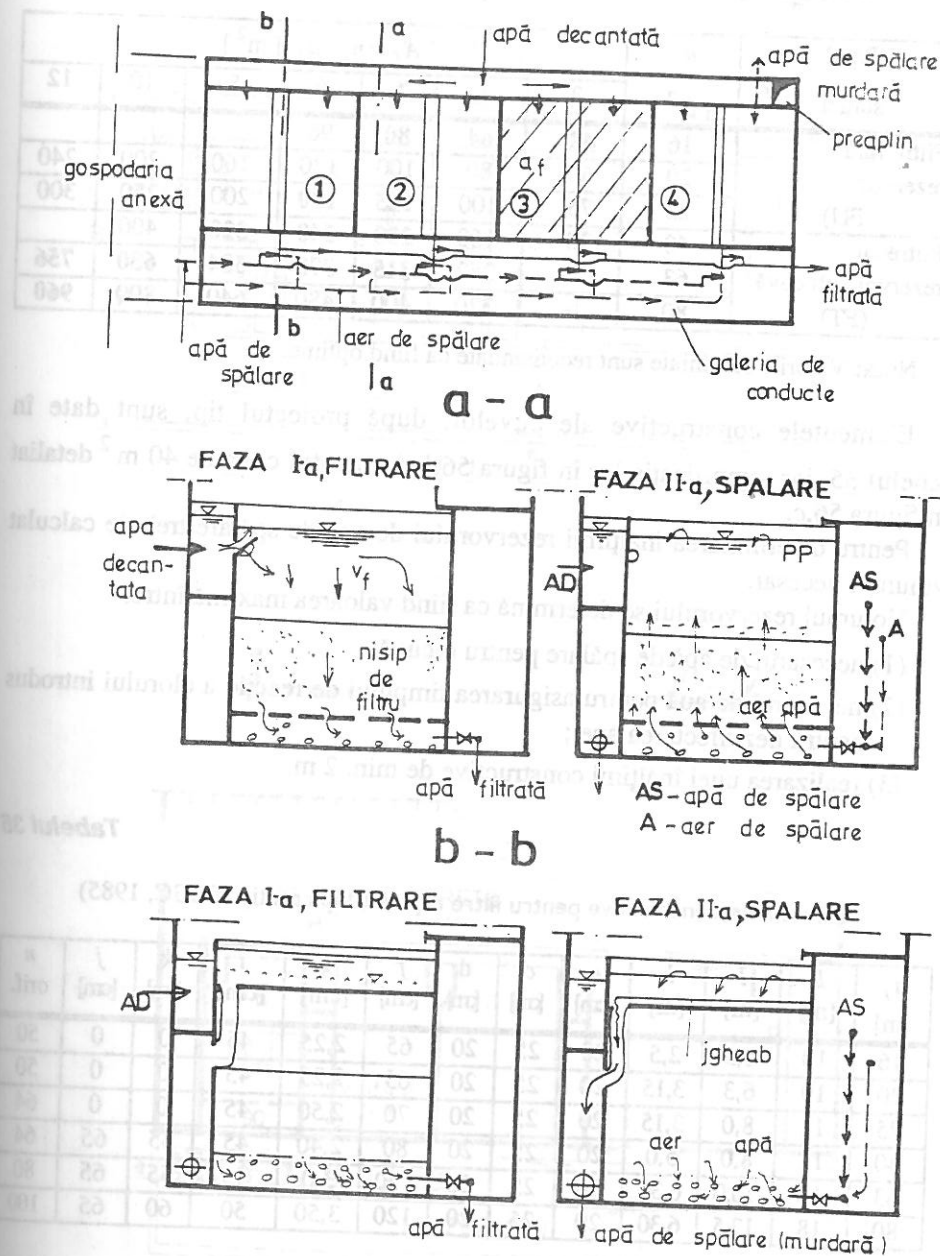


Fig. 56,a - Filtre rapide; schema generală.

Tabelul 34

Dimensiuni generale ale cuvelor tip, de filtru rapid (Păslărașu, I., 1981)

Tipul stației	a_f [m ²]	$A_f = n_f \cdot a_f$ [m ²]						
		3	4	5	6	8	10	12
Filtre fără rezervor (FN)	16	48	64	80	96			
	20	60	80	100	120	160	200	240
	25	75	100	125	150	200	250	300
Filtre cu rezervor sub cuvă (FT)	40	120	160	200	240	320	400	
	63	-	252	315	378	504	630	756
	80	-	320	400	480	640	800	960

Notă: Valorile subliniate sunt recomandate ca fiind optime.

Elementele constructive ale cuvelor, după proiectul tip, sunt date în tabelul 35, iar semnificația lor în figura 56,b, iar pentru cuva de 40 m² detaliat în figura 56,c.

Pentru determinarea înălțimii rezervorului de apă de spălare trebuie calculat volumul necesar.

Volumul rezervorului se determină ca fiind valoarea maximă între:

- (1) necesarul de apă de spălare pentru o cuvă;
- (2) necesarul de apă pentru asigurarea timpului de reacție a clorului introdus pentru dezinfectarea apei;
- (3) realizarea unei înălțimi constructive de min. 2 m.

Tabelul 35

Elementele constructive pentru filtre rapide (după pr. tip ISLGC, 1985)

a_f [m]	B [m]	l [m]	b [m]	e [cm]	c [cm]	d [cm]	f [cm]	g [cm]	i [cm]	k [cm]	j [cm]	n orif.
16	10	6,3	2,5	20	25	20	65	2,25	45	0	0	50
20	10	6,3	3,15	20	25	20	65	2,25	45	0	0	50
25	12	8,0	3,15	20	25	20	70	2,50	45	0	0	64
40	12	8,0	5,0	20	25	20	80	2,40	45	45	65	64
63	15	10,0	6,30	20	25	20	120	3,0	45	55	65	80
80	18	12,5	6,30	20	25	20	120	3,50	50	60	65	100

Din practica curentă se alege spălarea cu apă și aer, după o rețetă acoperitoare (ce urmează să fie definitivată în practica stației):

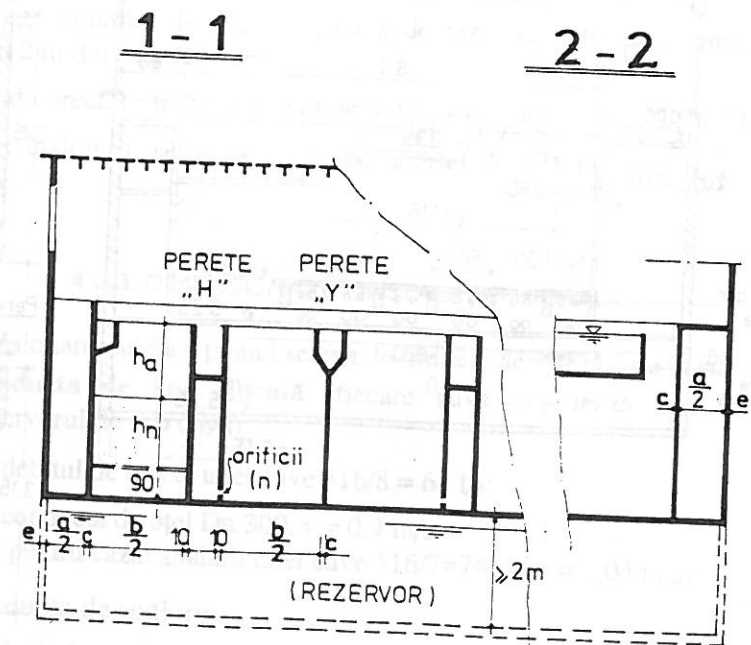
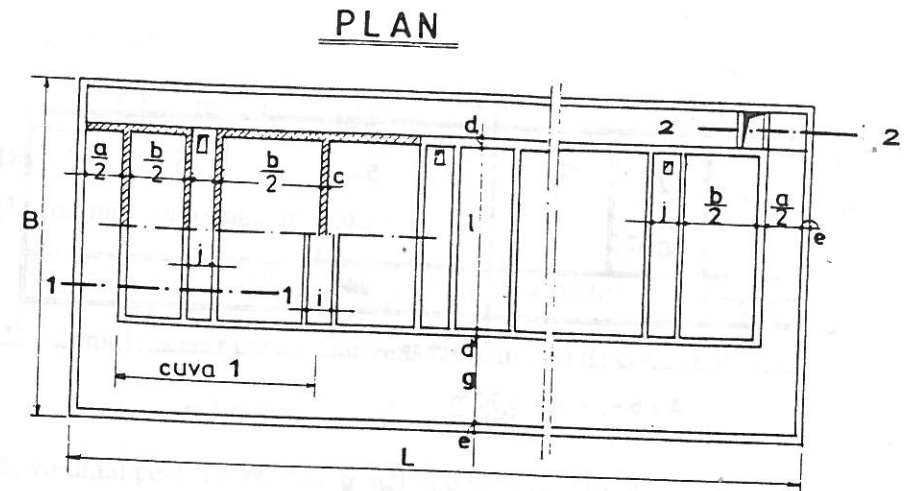


Fig. 56,b - Filtre rapide; dimensiuni ale cuvelor tipizate

Atenție! Conducta de apă de spălare este conducta de refulare a pompelor de spălare; diametrul se poate calcula după tehnologia folosită la diametrul economic; se va avea în vedere ca durata de folosire a conductei este durata de pompare-spălare, deci numărul de spălări pentru toate cuvele într-un an multiplicat cu durata medie de spălare; în unele cazuri viteza apei pe conductă poate fi mare, ajungând și până la 3 m/s; pentru ușurință se transformă conducta scurtă în conductă lungă, cu același diametru, dar cu lungime echivalentă.

– **conducta pentru aer de spălare:**

- debitul de aer $40 \text{ m}^2 \cdot 20 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2 = 800 \text{ l/s}$;
- pentru o viteză de 15 m/s, rezultă la debitul $800/150 = 6,56 \text{ dm}^2$, D_n 300 mm.

Schema instalației hidraulice este dată în figura 56,d.

4.3.4. DIMENSIONAREA STAȚIEI DE POMPARE PENTRU SPĂLARE

Practic fiecare stație de filtre are un program de spălare propriu și normal ar fi ca acest program de spălare să fie funcție de calitatea apei tratate (deci variabil în timp). El se obține de către beneficiar prin încercări succesive, care conduc la o spălare eficientă și economicoasă (minimum de apă și energie), și se statuează în regulamentul de exploatare.

În proiect însă este necesar să se prevadă utilaje și posibilități de reglare pentru a acoperi gama de valori pe care stația le va solicita efectiv, altfel aceasta nu-și poate găsi regimul optim de exploatare.

În practică, în țara noastră, se utilizează de multe ori o *rețetă de spălare* de tipul:

- etapa I de spălare, cu durata 3...5 minute:
 - aer de spălare $15...20 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$;
 - apă de spălare $2...4 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$;
- etapa II de spălare, cu durata 15...30 min, etapa de limpezire:
 - apă de spălare $8...10 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$.

Se alege deci pentru apa de spălare:

etapa I - $Q_{apa} = 4 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2 \cdot 40 \text{ m}^2 = 160 \text{ l/s}$

etapa II - $Q_{apa} = 8 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2 \cdot 40 \text{ m}^2 = 320 \text{ l/s}$ ($1 \text{ } 140 \text{ m}^3/\text{h}$)

Pentru ușurința manevrării este rațional să se prevadă doua pompe, una funcționând numai etapa I și ambele în etapa II, și una de rezervă (de același tip)

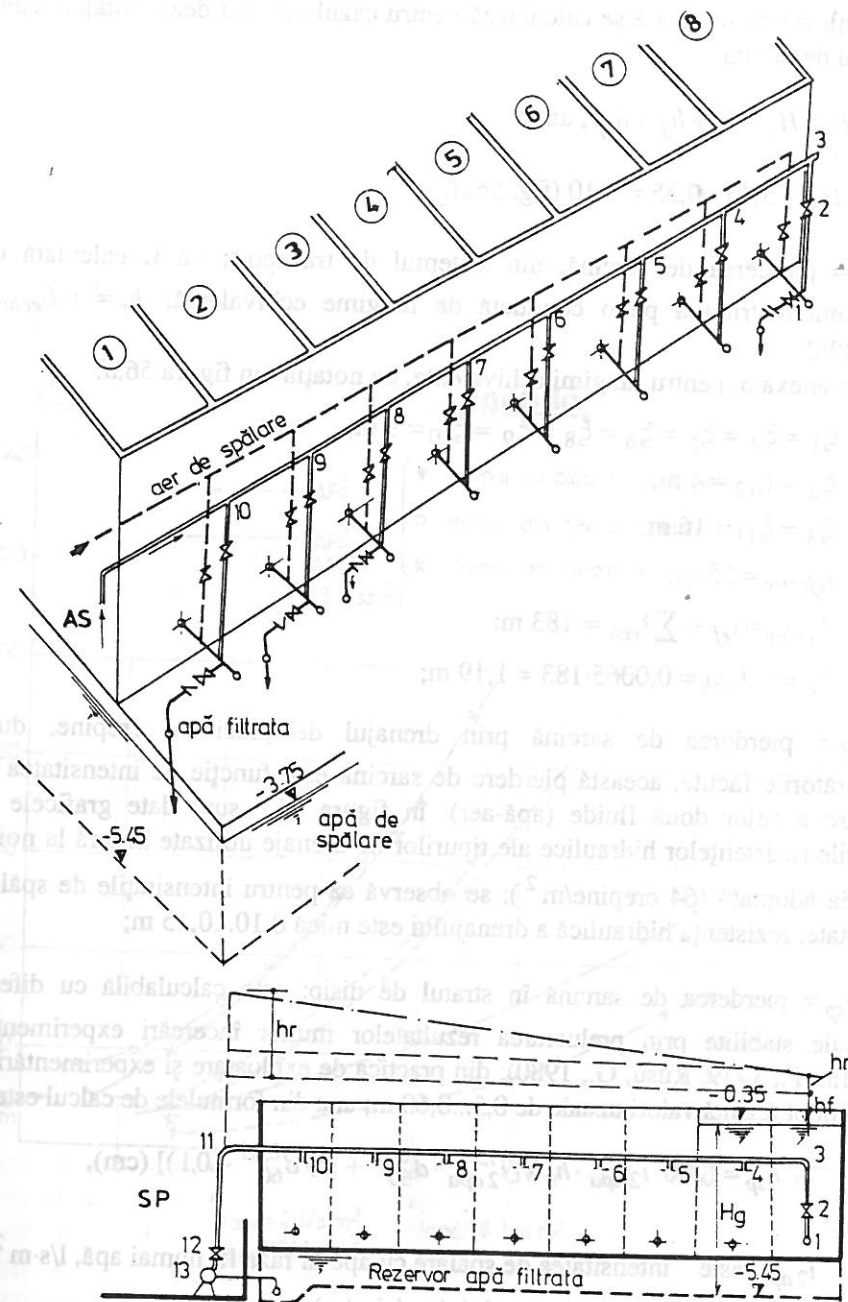


Fig. 56,d - Filtre rapide; schema instalației hidraulice de spălare cu apă.

Înălțimea de pompare se calculează pentru cazul cel mai dezavantajos; cuva cea mai depărtată:

$$H = H_g + h_r + h_f + h_{sp}, \text{ unde:}$$

$$H_g = 5,45 - 0,35 = 5,10 \text{ (fig. 56,c)}$$

h_r = pierderea de sarcină, din sistemul de transport; va fi calculată ca rezistență distribuită pe o conductă de lungime echivalentă: $h_r = i \cdot L_{echiv}$; $i = 0,0065$.

Din anexa 5, pentru lungimi echivalente, cu notația din figura 56,d:

$$\xi_1 = \xi_4 = \xi_5 = \xi_6 = \xi_8 = \xi_9 = \xi_{10} = 9 \text{ m;}$$

$$\xi_2 = \xi_{12} = 4 \text{ m;}$$

$$\xi_3 = \xi_{11} = 16 \text{ m;}$$

$$l_{efectiv} = 55 \text{ m;}$$

$$L_{echiv} = l_{ef} + \sum l_{ech} = 183 \text{ m;}$$

$$h_r = i \cdot L_{ech} = 0,0065 \cdot 183 = 1,19 \text{ m;}$$

h_f = pierderea de sarcină prin drenajul de plăci cu crepine; după măsurătorile făcute, această pierdere de sarcină este funcție de intensitatea de spălare a celor două fluide (apă-aer); în figura 56,e sunt date graficele cu valorile rezistențelor hidraulice ale tipurilor de drenaje utilizate în țară la noi în soluția adoptată (64 crepine/m^2); se observă că pentru intensitățile de spălare adoptate, rezistența hidraulică a drenajului este mică $0,10 \dots 0,15 \text{ m}$;

h_{sp} = pierderea de sarcină în stratul de nisip; este calculabilă cu diferite formule stabilite prin prelucrarea rezultatelor multor încercări experimentale (Trofin, P., 1979; Rusu, G., 1980); din practica de exploatare și experimentări pe stații pilot rezultă valori uzuale de $0,5 \dots 0,60 \text{ m}$; una din formulele de calcul este:

$$h_{sp} = (200 \cdot i_{2apa} \cdot h_n) / [i_{2apa}^{1,5} \cdot d_{60}^{0,95} + 18 \cdot d_{60}^{0,65} - 0,1] \text{ (cm),}$$

unde:

- i_{2apa} este intensitatea de spălare cu apă în faza II, numai apă, $\text{l/s} \cdot \text{m}^2$;
- h_n - grosimea stratului de nisip (m)
- d_{60} - diametrul ochiului sitei prin care trece 60% din nisipul stratului filtrant, (mm); se determină cu ajutorul curbei granulometrice.

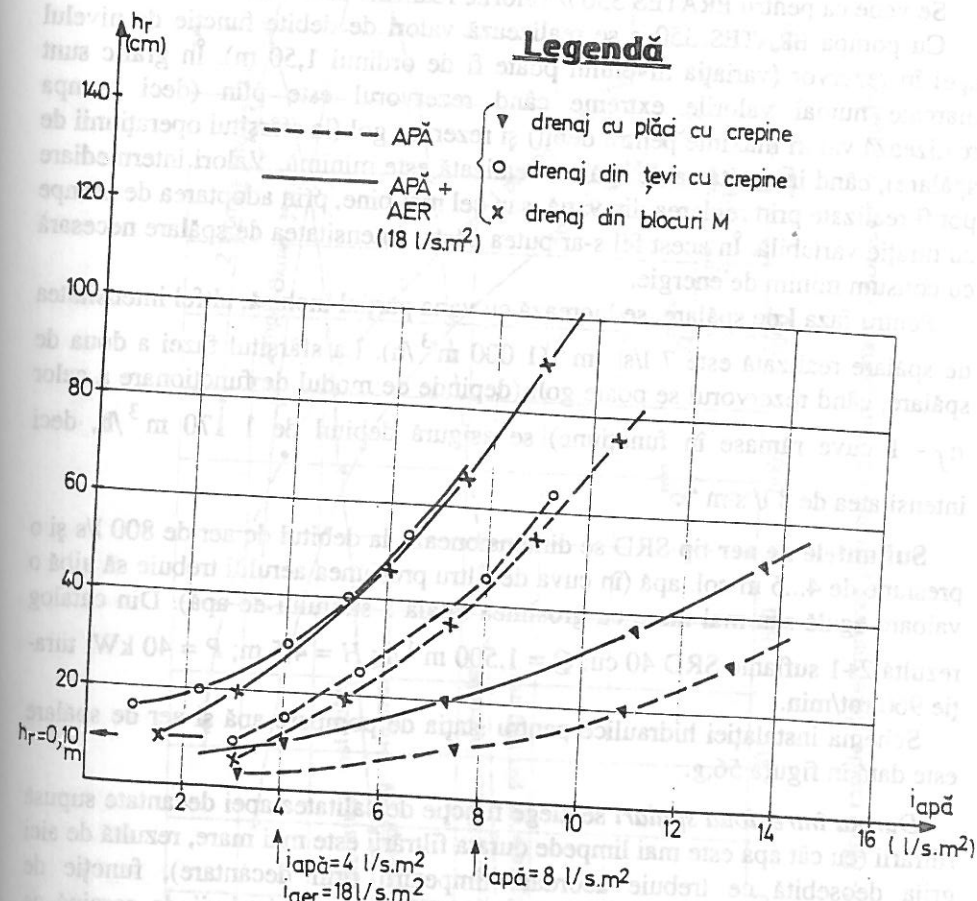


Fig. 56,e - Filtre rapide; pierderi de sarcină în drenajul cu plăci cu crepine (Sandu, 1981), în funcție de intensitatea de spălare.

Rezultă, pentru înălțimea de spălare, valoarea:

$$H = 5,10 + 1,19 + 0,10 + 0,60 = 7,00 \text{ m.}$$

Pentru debitul de apă de spălare de 320 l/s ($1\,150 \text{ m}^3/\text{h}$) rezultă 2+1 pompe BRATES 350 cu caracteristicile:

$$Q = 600 \text{ m}^3/\text{h}, H = 7 \text{ m}, P = 30 \text{ kW}, 750 \text{ rot/min.}$$

Punctul caracteristic de funcționare este dat în figura 56.f.

Se vede că pentru BRATES 350 *b* valorile realizate sunt mari.

Cu pompa BRATES 350 *c* se realizează valori de debit funcție de nivelul apei în rezervor (variația nivelului poate fi de ordinul $1,50 \text{ m}$). În grafic sunt marcate numai valorile extreme când rezervorul este plin (deci pompa realizează valori maxime pentru debit) și rezervor gol (la sfârșitul operațiunii de spălare), când intensitatea de spălare realizată este minimă. Valori intermediare pot fi realizate prin reglarea din vană, sau cel mai bine, prin adoptarea de pompe cu turație variabilă. În acest fel s-ar putea păstra intensitatea de spălare necesară cu consum minim de energie.

Pentru faza I de spălare, se lucrează cu vana parțial închisă, altfel intensitatea de spălare realizată este $7 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$ ($1\,000 \text{ m}^3/\text{h}$). La sfârșitul fazei a doua de spălare, când rezervorul se poate goli (depinde de modul de funcționare a celor $n_f - 1$ cuve rămase în funcțiune) se asigură debitul de $1\,170 \text{ m}^3/\text{h}$, deci intensitatea de $8 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$.

Suflantele de aer tip SRD se dimensionează la debitul de aer de 800 l/s și o presiune de $4...5 \text{ m col. apă}$ (în cuva de filtru presiunea aerului trebuie să aibă o valoare egală sau mai mare cu grosimea totală a stratului de apă). Din catalog rezultă 2+1 suflante SRD 40 cu: $Q = 1.500 \text{ m}^3/\text{h}$; $H = 4,5 \text{ m}$; $P = 40 \text{ kW}$; turație 960 rot/min .

Schema instalației hidraulice pentru stația de pompare apă și aer de spălare este dată în figura 56.g.

Durata între două spălări se alege funcție de calitatea apei decantate supusă filtrării (cu cât apa este mai limpede durata filtrării este mai mare, rezultă de aici grija deosebită ce trebuie acordată limpezirii prin decantare), funcție de granulozitatea nisipului de filtru, funcție de mărimea pierderii de sarcină ce poate fi acceptată în filtru (fără a atinge valori la care se produce vacuum în cuvă) calitatea apei filtrate și de calitatea spălării filtrului..

Conform prevederilor STAS pierderea de sarcină din filtru nu poate depăși 85% din grosimea stratului de apă și a nisipului:

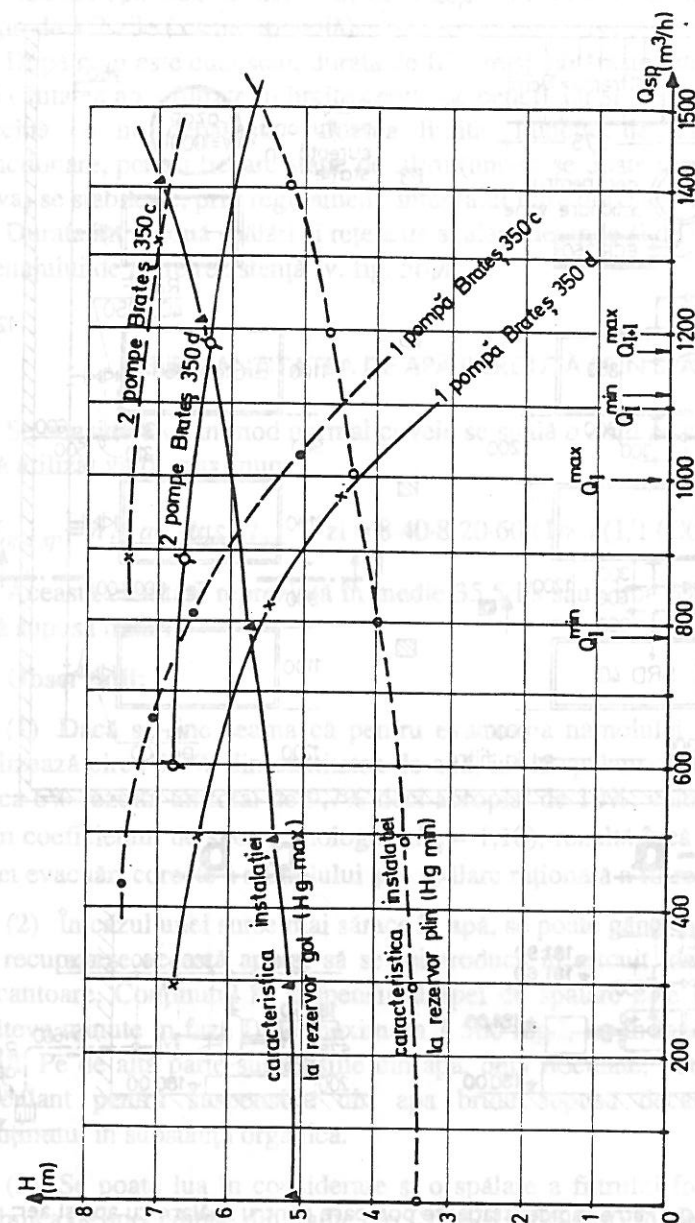


Fig. 56.f - Filtre rapide; determinarea punctului de funcționare a pompelor de spălare.

$$h_{rmax} = 0,85 (1,20 + 0,80) = 1,70 \text{ m.}$$

Atingerea acestei valori se poate obține repede la o apă cu conținut mare de suspensii (sau într-o cuvă care a fost rău spălată).

În practică se consideră ca spălarea la 1-2 zile este rațională. Nu se recomandă spălarea la mai mult de 3 zile (din motive sanitare) și nici la mai puțin de 1/2 zile (ca nerațională).

După cum este cunoscut, durata de filtrare se hotărăște între cele două limite (1) calitatea apei filtrate în limite cerute de beneficiar și (2) valoarea pierderii de sarcină ce nu depășește valoarea limită. Funcție de parametri reali de funcționare, pentru fiecare stație de filtru (uneori se poate merge până la fiecare cuvă) se stabilește, prin regulament, intervalul între două spălări succesive.

Durata între două spălări și rețeta de spulare depinde și de modul de spulare a drenajului de mare rezistență (v. fig. 56,h).

4.3.5. CANTITATEA DE APĂ PIERDUTĂ PRIN SPĂLARE

Se consideră că în mod normal cuvele se spală o dată pe zi, deci volumul de apă utilizat va fi, maximum:

$$V_{apa\ sp} = n_f \cdot a_f \cdot i_{apa} \cdot t_{sp} \cdot 1/zi = 8 \cdot 40 \cdot 8 \cdot 20 \cdot 60 \cdot (1/zi) \cdot (1/1\ 000) = 3\ 060 \text{ m}^3 / zi.$$

Această cantitate reprezintă în medie 35,5 l/s sau circa 6% din cantitatea de apă supusă tratării.

Observații:

(1) Dacă se ține seama că pentru evacuarea nămolului din decantoare se utilizează circa 3,7% din cantitatea de apă, iar la spălarea filtrelor se utilizează circa 6% rezultă un total de 9,7% deci apropiat de 10%, valoare luată în calcul prin coeficientul de spor tehnologic ($K_s = 1,10$); rezultă încă o dată necesitatea unei evacuări corecte a nămolului și o spălare rațională a filtrelor.

(2) În cazul unei surse mai sărace în apă, se poate gândi o schema în care să se recupereze această apă și să se reintroducă în circuit, de obicei înainte de decantoare. Conținutul în suspensii al apei de spălare este într-o primă etapă (câteva minute în faza I) de maximum 1 500 mg/l, iar în faza II câteva zeci de mg/l. Pe de altă parte suspensiile din apă, deja flocluate, pot avea și un rol de floclant pentru suspensiile din apa brută supusă decantării. Atenție la conținutul în substanța organică.

(3) Se poate lua în considerare și o spălare a filtrului folosind numai apă. Tehnica de specialitate din multe țări (SUA, URSS fost) folosește pe scară largă

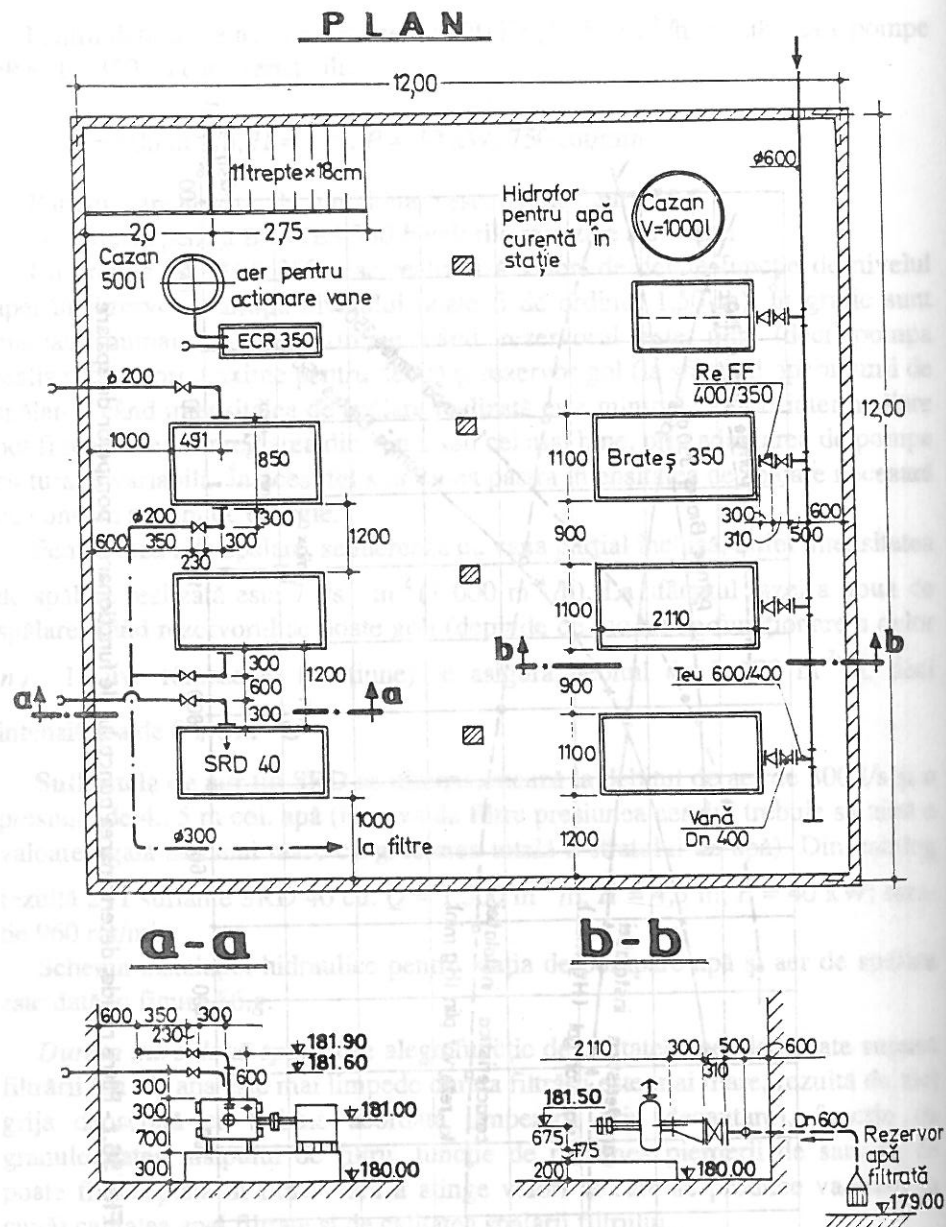


Fig. 56,g - Filtre rapide; stația de pompare pentru spălare cu apă și aer; schema de amplasare a utilajelor.

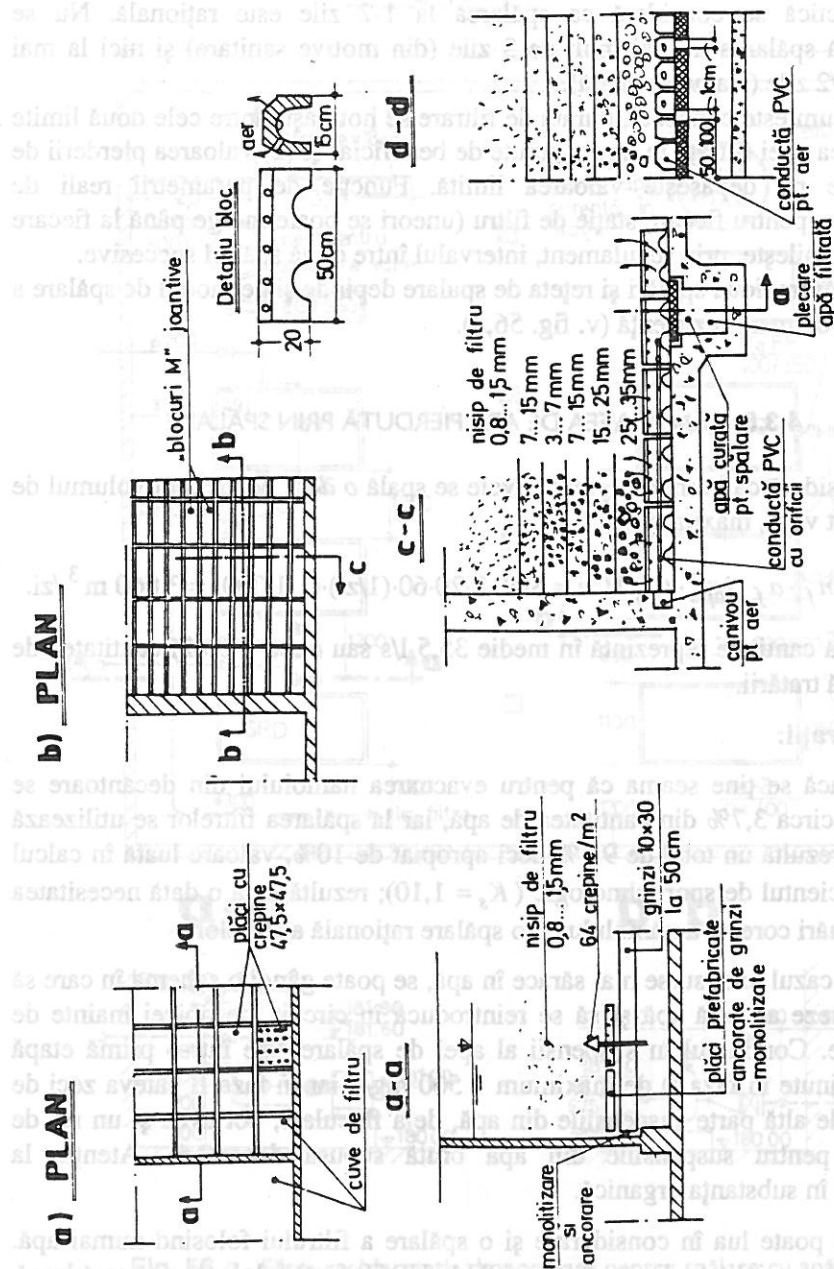


Fig. 56, h - Filtre rapide: alcătuirea drenajului cu crepine (a) sau cu blocuri M (b).

o asemenea posibilitate. Se recomandă o intensitate de spălare ceva mai mare $12...14 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$ și o durată de spălare relativ scurtă $10...20$ minute. Intensitatea de spălare este mai mare la început, pentru desprinderea peliculei de nămol de pe granulele de nisip și ceva mai mică la sfârșit. Pentru aplicația de față, pompele pot asigura $1 \text{ } 150 \text{ m}^3/\text{h}$ în cel mai rău caz, debit ce asigură o intensitate de spălare de $10,8 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$; pot fi prevăzute pompe BRATES 350 b (cu rotor mai mare) și se poate asigura o intensitate de spălare mai mare ($11,3 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$).

Avantajele soluției: (a) se spală numai cu apă, deci instalația de spălare este mai simplă, puterea instalată mai mică (suflantele cer 120 kW instalați din care 60 în funcțiune); (b) nu se introduce periodic (zilnic) aer în stratul de nisip deci nu se aerează stratul de jos al nisipului, puțin mobil: în acest fel nu se accelerează oxidarea unei părți din substanța organică (pe cale biologică de regulă), oxidare care produce o mazăgă ce conduce la colmatarea progresivă a nisipului și la necesitatea spălării acestuia prin scoatere în exterior (uneori se produce chiar și încălcarea crepinelor); spălarea cu apă clorizată temporizează acest fenomen.

Dezavantajul soluției este că, se folosește uneori ceva mai multă apă de spălare, din cauza intensității mai mari cu care se lucrează; dacă însă se recuperează apa de spălare atunci dezavantajul se reduce în mare măsură.

(4) Pentru spălarea cu apă a filtrului se poate utiliza și soluția de acumulare, a apei într-un castel sau rezervor de apă așezat la o cotă ridicată ($10...15 \text{ m}$ peste filtru); pomparea cu debit redus, înseamnă o putere instalată mică, iar apa acumulată poate fi utilizată oricând; sigur că sunt necesare construcții suplimentare care cer o investiție uneori mare; în cazul aplicației de față rețeaua electrică fiind puternică pe platformă, întrucât este amplasată și stația de pompare treapta II, pare mai rațional să se spele cu apa pompată direct.

(5) În cazul particular când pe amplasamentul stației sunt prevăzute și rezervoarele de compensare a consumului, se poate lua în considerare soluția filtru fără rezervor; apa de spălare va fi luată direct din rezervoarele finale; se poate lua în considerare și o cuplare a construcțiilor stației de pompare pentru spălare și a stației de pompare treapta II -a.

(6) Pentru evitarea pierderii nisipului de filtru în faza I de spălare (cu apă și aer), când violența spălării este mare (necesară pentru ruperea peliculei de substanță legată de granula de nisip), se poate adopta următoarea soluție:

- se golește cuva de apă, obținând apă filtrată mai multă, până ce nivelul apei ajunge la $10 - 15 \text{ cm}$ peste nisip;
- se începe spălarea, după rețeta rațională, nu neapărat cea dată în proiect; nisipul spălat violent nu poate fi evacuat prin jgheabul de spălare cum se întâmplă când se spală cuva plină;

- se oprește aerul de spălare (sau se reduce intensitatea) când apa ajunge la nivelul jgheabului;
- se spală cu apă până la limpezire sau cel mai bine până când apa de spălare are aceeași turbiditate cu turbiditatea apei de filtrat; se economisește și ceva apă.

(7) În unele cazuri, în special când condițiile de iarnă nu sunt foarte grele (apa nu îngheață timp îndelungat, peste o lună), se poate lua în considerare și soluția cu filtre lente (Mănescu, A., 1994).

Soluția are avantajul unei tratări avansate (apă de bună calitate) și unei dezinfectări naturale (prin membrana biologică, specifică acestui tip de filtru); aceasta conduce la o dezinfectare *mai blândă* deci la o mai redusă posibilitate de producere a produșilor secundari din grupa THM (tri-halometani- substanțe cancerigene).

Mai mult decât atât, în cazul necesității eliminării unor micropoluanti (gust, miros, toxici) masa filtrantă se poate alcătui din strate succesive de nisip și cărbune activ granulat CAG; condiția este ca *epuizarea* capacității de reținere a cărbunelui să nu se facă repede deoarece înlocuirea lui este scumpă și greoaie (apa este limpede când ajunge la stratul de CAG. Pentru aplicația de față, la o viteză de filtrare de 4 m/zi, ar rezulta o suprafață de 44 500 m³ /zi: 4 m/zi = 11 150 m².

Suprafața este mare (peste 1 ha), dar în țară avem filtre lente de dimensiuni mai mari (București-Arcuda, S = 17 000 m²) ce funcționează de peste 100 ani.

Calitatea deosebit de bună a apei filtrate a condus la dezvoltarea de echipamente de *spălare* a stratului de nisip colmatat în locul sistemului clasic de curățire manuală/uscată.

4.4. GOSPODĂRIA DE REACTIVI

Pentru corectarea caracteristicilor apei, ale cărei valori pentru perioada de viitură sunt date în buletinul de analiză, este necesară o gospodărie specializată. După cum s-a văzut, această gospodărie comportă *limpezirea* apei (deznisipare, decantare și filtrare și *dezinfectarea* apei.

Pentru o bună funcționare a ansamblului decantor-filtru este necesară folosirea unor reactivi.

4.4.1. REACTIVI DE COAGULARE - FLOCULARE

Destabilizarea soluției coloidale de suspensii argiloase (în special) din apă și formarea unor flocoane mari (grele, stabile și rezistente), care să fie ușor reținute prin decantare și filtrare, se realizează prin adăugarea de reactivi de

floculare. Se deosebesc *reactivi de bază* (sulfat de aluminiu, sulfat feros, clorură ferică etc) și *reactivi ajutători* sau *adjuvanți* (silice activată, var, polielectroliți etc) care îmbunătățesc modul de lucru al reactivilor de bază și permit reducerea dozei acestora. Pentru distrugerea microorganismelor (virusi, bacterii etc) care scapă procesului de limpezire (din cauză că nu sunt fixați pe particulele reținute în decantoare și filtre) se realizează oxidarea acestora cu un *agent oxidant* puternic (în doze netoxice pentru organismul omenesc); acești reactivi sunt de regulă clorul, dioxidul de clor, ozonul, apa oxigenată etc; alegerea tipului de reactiv, a locului de introducere și dozei pot fi făcute numai după încercări pe stații pilot.

În cazuri speciale gama reactivilor se poate extinde cu reactivi care să corecteze gustul și mirosul apei, să micșoreze conținutul de azot, să micșoreze conținutul (total sau parțial) a unor micropoluanti. Cărbunele activ sub formă de praf (CAP) sau granulat (CAG) este deseori utilizat.

Atenție! Toți reactivii utilizați la tratarea apei, pentru potabilizare, trebuie să fie avizați de organele sanitare (nu trebuie să aibă sau să producă substanțe toxice).

4.4.2. PRESCRIPTII DE PROIECTARE

În STAS 12362 - 96 sunt date următoarele prescripții și recomandări:

- **dozele de reactivi** (tab. 36), substanța activă, (sulfat de aluminiu, sulfatul feros (1), clorură ferică (2)) sunt date și se adoptă în cazul în care pentru apa respectivă nu au fost facute studii dezvoltate în laborator sau nu există rezultate prealabile ale unei stații pilot; **atenție!** valorile trebuie să permită în exploatare adaptarea la nevoile reale de funcționare a stației; aceste doze sunt, de regulă, maxime, în exploatare ele fiind variabile funcție de modificarea calității apei.

Tabelul 36

Doza de sulfat de aluminiu, valori orientative

Conținutul în suspensii (c_b) [mg/l]	Doza de reactivi a [mg/l]	Conținutul în suspensii c_b [mg/l]	Doza de reactivi a [mg/l]
< 100	25...35	800...1 000	60...90
100 - 200	30...50	1 000...1 400	65...105
200 - 400	40...60	1 400...1 800	75...115
400 - 600	45...75	1 800...2 000	85...125
600 - 800	55...80	2 200...2 500	90...130

Notă: (1) doza pentru sulfatul feros este bună (așa cum este dată în tabel) dacă oxidarea se face cu clor; dacă nu se oxidează cu clor (**atenție!** se prevede și gospodărie de clor) doza se mărește cu 50 %; (2) pentru clorura ferică doza se micșorează cu 50 %.

- *doza de silicat de sodiu* se poate lua orientativ (când nu sunt studii de specialitate) de 10 % din doza de coagulant (reactiv de bază);
- *doza de polielectrolit* se poate lua orientativ (pentru calcule) de 0,1...1mg/l;
- *doza de var* se alege astfel încât să se asigure reacția sulfatului de aluminiu și corectarea valorii pH-ului apei, fără a depăși însă limita cerută de STAS 1342-91 (în cazul apei potabile) pentru alcalinitate;
- *spațiile de depozitare* vor fi calculate pentru durata de o lună, luna cu solicitarea cea mai mare (pentru sulfat de aluminiu se poate lua 2 m³ stoc depozit lichid pentru o tonă de sulfat solid); varul și cărbunele activ pot fi depozitați în silozuri; stiva de cărbune activ depozitat în saci nu va avea o înălțime mai mare de 1,5 m;
- *concentrația reactivilor* dozați în apă, sub formă de soluție/suspensie va fi:
 - 10% pentru coagulanți;
 - 1% pentru var, cărbune activ, silice activă;
 - 0,1% pentru polielectroliți;
- *dozarea reactivilor* se face cu dispozitive de precizie (+/-) 5%; pentru fiecare reactiv vor fi prevăzute cel puțin două dispozitive;
- se prevăd instalații corespunzătoare pentru *neutralizarea* fiecăruia din reactivi (pentru protecția personalului, instalațiilor, râului, apei subterane și mediului ambiant);
- construcția, instalațiile, utilajele și aparatura vor fi *protejate anticoroziv*;
- între instalații, aparate, utilaje și pereții construcției vor fi lăsate spații de minimum 80 cm;
- instalațiile mari, pentru debite de peste 1 000 l/s apă, vor avea instalație de ventilație artificială;
- în general folosirea unui reactiv presupune trecerea prin trei etape: depozitare, preparare, dozare.

4.4.3. DIMENSIONAREA TEHNOLOGICĂ GENERALĂ

- **Linia de sulfat de aluminiu.** În general pentru dozarea corectă și ușoară a reactivilor se utilizează linii tehnologice (în cadrul aplicației au fost prevăzute două linii paralele), formate din trei trepte succesive.

Treapta 1 - depozitul de reactivi. La o stocare de $T = 30$ zile, cu o doză de sulfat de 75 mg/l (substanța activă rezultată din experimentările făcute în laborator, v. fig. 48) și un debit de apă brută $Q_I = 516 \text{ l/s} = 44.500 \text{ m}^3/\text{zi}$, rezultă:

$$C_{dep} = Q \cdot a \cdot T = 100 \text{ tf.}$$

Cu precizarea anterioară, la depozitarea în stare lichidă se asigură 2 m³ soluție la tona de sulfat, rezultă:

$$V_{dep} = 100 \text{ t} \cdot 2 \text{ m}^3/\text{t} = 200 \text{ m}^3.$$

Depozitul se asigură în două bazine de 100 m³ fiecare, cu dimensiunile din figura 57,a. Concentrația soluției de sulfat în depozit nu poate depăși, în mod normal, 20-25%; în depozitul prevăzut dizolvarea sulfatului se va face progresiv.

Pentru uniformizarea soluției și activarea dizolvării este necesară agitarea cu aer comprimat, sau recircularea soluției cu o pompă specializată. Se recomandă (Pâslărașu, I., 1981) debitul de recirculare de 2 l/s pentru 1 m³ soluție stocată. Cum debitul ce rezultă este foarte mare, $100 \text{ m}^3 \cdot 2 \text{ l/s/m}^3 = 200 \text{ l/s}$ și solicită pompe speciale, se adoptă soluția cu aer comprimat.

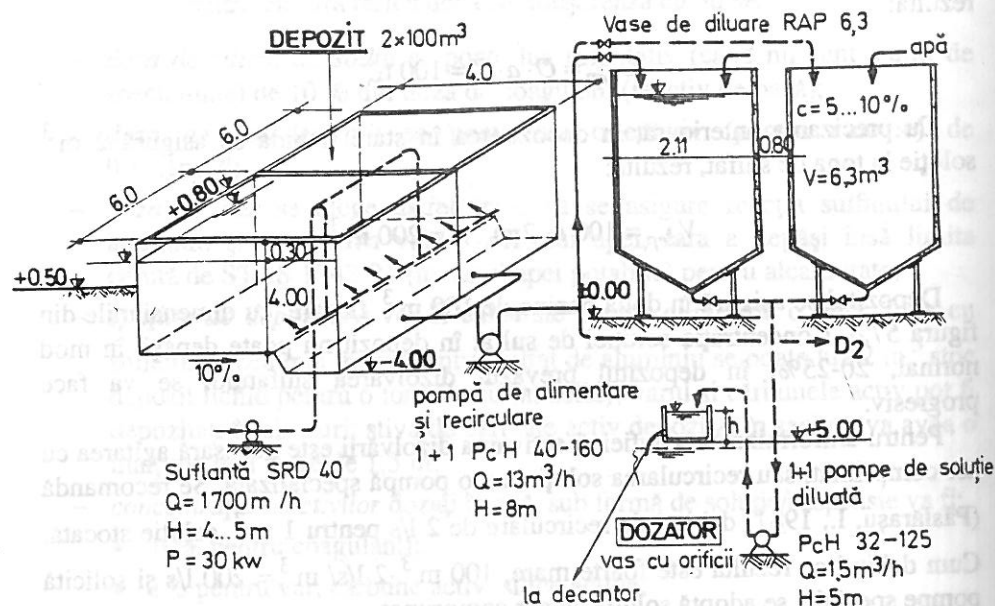
Se adoptă o agitare cu intensitate de 0,30 kW/m³, adică o putere a suflantei de, $30 \cdot 100 \text{ m}^3 = 30 \text{ kW}$, deci o suflantă SRD 40, $Q = 1 500 \text{ m}^3/\text{h}$. Dacă se folosește suflanta pentru o singură cuvă rezultă o intensitate de agitare de $1 500/3,6/24 \text{ m}^2 = 17,5 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$. Suflantele pot fi așezate afară, pe platforma protejată. Pomparea soluției din bazin la treapta următoare din linia de sulfat se asigură cu două pompe (1 + 1) tip PCH 40-160 cu $Q = 6,3 \text{ m}^3/\text{h}$, $H = 8 \text{ m}$, $P = 3 \text{ kW}$. Pompa va putea fi utilizată și ca element pentru recircularea soluției, atunci când soluția este mai diluată.

Treapta a 2-a - diluarea soluției (prepararea soluției). Pentru creșterea preciziei de dozare a reactivului și stăpânirea mai bună a concentrației de preparare (măsurabilă prin densitate, cu ajutorul densimetrului), se diluează soluția din depozit până la concentrația de 5...10%; se lucrează în șarje (preparări discontinue, în bazine specializate).

Se consideră că se prepară una șarjă pe schimb, deci trei pe zi ($n = 3$).

Volumul de soluție necesară pentru concentrația 10% va fi:

$$V_{sol} = (Q \cdot a \cdot t) / (\gamma \cdot c \cdot n) = \\ = [44 500 (\text{m}^3/\text{zi}) \cdot 75 (\text{mg/m}^3) \cdot 1 \text{ zi}] / [1 100 (\text{kg/m}^3) \cdot 3 \cdot 0,1 \cdot 1 000] = 11 \text{ m}^3;$$



DETALIU

SOLUȚIE CONSTRUCTIVĂ PENTRU DEPOZITUL DE SULFAT
ÎN SOLUȚIE

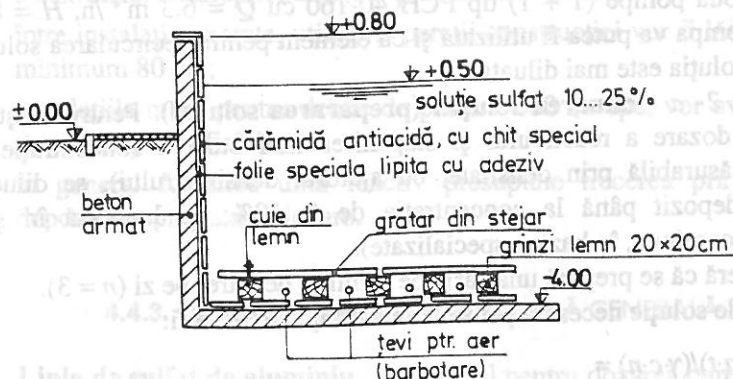


Fig. 57, a - Gospodăria de reactivi; linia de sulfat de aluminiu.

(greutatea specifică a unei soluții de sulfat cu concentrație până la circa 20% este linear proporțională cu concentrația; pentru $c = 10\%$, $\gamma \approx 1,1 \text{ daN/dm}^3$).

Se aleg din catalog (ISLGC, 1980) doi recipienți tip RAP 6,3, cu un volum de $6,3 \text{ m}^3$ fiecare; deci în fiecare schimb se va prepara alternativ câte o șarjă de sulfat; durata unei preparări 1-2 ore.

Pentru cantități mai mici de sulfat se va reduce concentrația soluției.

Treapta a 3-a - dozarea soluției. Dozarea soluției se poate face cu vase de dozare, prevăzute cu orificii calibrate, sau cu pompe de dozare; pentru dimensionare este necesar să se cunoască debitul de soluție:

- **debitul maxim** de soluție q_{max} se determină pentru cazul dozei maxime de reactiv ($a = 75 \text{ mg/l}$); pentru concentrația soluției de 10% a rezultat ca necesar un volum de 11 m^3 soluție pe schimb, deci:

$$q_{max} = 11 \text{ m}^3 / 8 \text{ h} = 1,4 \text{ m}^3 / \text{h} = 0,4 \text{ dm}^3 / \text{s};$$

- **debitul minim** de soluție se determină pentru cazul dozei minime de reactiv ($a = 20 \text{ mg/l}$); dacă se presupune că pentru acest caz se reduce și concentrația ($c = 5\%$), atunci ($c = 50 \text{ g/dm}^3$):

$$V_{sol} = (44 \cdot 500 \cdot 20 \cdot 1) / (3 \cdot 50 \cdot 1 \cdot 000) = 5,95 \text{ m}^3 / \text{schimb};$$

$$q_{min} = 5,95 \text{ m}^3 / 8 \text{ h} = 0,75 \text{ m}^3 / \text{h} = 0,21 \text{ l/s}.$$

- Pentru dozarea cu pompe se alege o pompă de dozare tip DOFIN, al cărei debit pe un capăt este 0-4 000 l/h, debit reglabil; dezavantajele sunt: pompa are o putere instalată mare -3 kW, soluția trebuie să fie totdeauna curată. Din cataloagele firmelor specializate pot fi alese pompe de dozare cu turație variabilă ce asigură doze diferite la soluție cu concentrație constantă.

- Pentru dozarea cu bazine de nivel constant și orificii calibrate:

- recipientul este dat în proiectul tip (ISLGC, 1980);
- se alege: înălțimea soluției în bazin, $h = 30 \text{ cm}$, diametrul unui orificiu 5 mm ($A_o = 0,20 \text{ cm}^2$) și rezultă debitul unui orificiu:

$$q_o = \mu A_o (2g \cdot h)^{1/2} = 0,4 \cdot 0,2 (2 \cdot 981 \cdot 30)^{1/2} = 19,5 \text{ cm}^3 / \text{s}.$$

- numărul de orificii:

- la debitul maxim:

$$n_{\max} = q_{\max} / q_o = 390/19,5 = 20 \text{ orificii}$$

– la debitul minim:

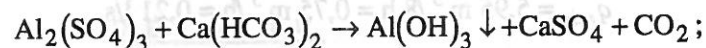
$$n_{\min} = q_{\min} / q_o = 210/19,5 = 11 \text{ orificii.}$$

Cum standardul cere ca precizia de dozare să fie (+/-) 5% rezultă că prin scoaterea sau adăugarea unui orificiu se realizează o modificare a debitului de $19,5 \text{ cm}^3/\text{s}$ sau $19,5/390 = 4\%$. La debite mici ar trebui o concentrație mai mică a soluției.

Pompa de alimentare cu soluție a dozatorului se alege pentru înălțimea de pompare necesară (soluția trebuie să ajungă în bazinul care se amplasează deasupra decantorului, la + 5 m peste teren); pentru debitul $q_{\max}$ și $H = 5 \text{ m}$ se alege o pompă (1 + 1) tip PCH 32-125; excesul de debit va fi recirculat în bazinul de preparare (RAP).

Ajuns în apa brută (în bazinul de amestec ce poate fi separat sau comasat cu decantorul) reactivul difuzează în masa de apă (cu cât soluția este mai puțin concentrată, cu atât amestecul se va face mai repede) și realizează (a) destabilizarea soluției de suspensie coloidală și (b) aglomerarea particulelor rezultate în flocoane mari, mai ușor sedimentabile.

Destabilizarea soluției coloidale de suspensie cu ajutorul hidroxidului de aluminiu rezultat din reacția:



dacă în apă nu există o cantitate suficientă de bicarbonați (duritatea temporară este mică) reacția este slabă și efectul este redus; în acest caz se durizează apa cu lapte de var (se poate și cu alt reactiv, varul fiind cel mai ieftin); doza de var se determină cu relația (Trofin, P., 1983; Păslărașu, I., 1981):

$$x = (0,05a - D_t + 2) \cdot k \text{ (mg/l)},$$

unde:

a este doza de reactiv, sulfat, mg/l;

D_t - duritatea temporară a apei, grade;

k - coeficient egal cu 10 mg/l pentru var ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), 18,9 mg/l

pentru sodă calcinată (Na_2CO_3) și 14,3 mg/l pentru sodă caustică (Na OH).

Calculând doza de var rezultă o valoare negativă

$$x = (0,05 \cdot 75 - 8 + 2 \cdot 10 = - 2,25 \text{ mg/l},$$

deci în cazul apelor mari nu este necesar să fie adăugat var.

Aglomerarea particulelor de suspensie destabilizată (flocularea) cu cele de hidroxid de aluminiu permite o separare mai ușoară; pentru a se forma aceste flacoane, apa trebuie să aibă o mișcare lentă ($0,01 \dots 0,1 \text{ m/s}$) întrucât flocoanele formate sunt foarte fragile.

– **Linia de silice activată.** Silicatul de sodiu, industrial, livrat în butoaie de 200 l (densitate $1,37 \text{ g/cm}^3$), cu un conținut de 25...28% substanță activă, este activat cu un acid (clorhidric, sulfuric etc) rezultând silicea activă. Pentru preparare, în regim continuu sau discontinuu, este esențial să se lucreze în soluții foarte diluate 0,5...2% sau la un pH strict controlat, de ordinul 7,9...8; altfel se produce gelificarea soluției și în consecință înfundarea instalației.

Soluția cea mai controlată este aceea de preparare discontinuă. Se adoptă următoarele valori:

- depozit de silicat pentru una lună;
- doză de silice 10 % din doza de sulfat;
- numărul de preparări pe zi, $n = 3$;
- activare cu soluție de sulfat de aluminiu după rețeta: pentru 1 t SiO_2 (100%) este necesară utilizarea a 3,5 t silicat de sodiu (28,5% SiO_2) și 1,8 t de sulfat de aluminiu (sol. conc. 4,5%).

Atenție!

(1) în stația de tratare rețeta trebuie verificată la fiecare lot de butoaie cu silicat de Na; variații mari de concentrație pot da deficiențe de preparare după o rețetă fixă; (2) există și alte rețete de preparare: ex. rețeta Baylis- 25 ml soluție de silicat concentrat (28% SiO_2) diluat cu 500 ml apă, activată cu 2,7 ml acid sulfuric concentrat (fumans), diluat în 170 ml apă; după două ore de maturare se diluează la 1 000 ml; (3) cercetări recente au arătat că la concentrații de 1 % SiO_2 efectele de limpezire sunt mai bune; activarea cu acid sulfuric este mult mai bună decât activarea cu sulfat de aluminiu; (4) la preparare discontinuă este absolut necesar să se păstreze un pH ridicat 8,6... 9, altfel pericolul de gelificare este mare.

Depozitul de silicat de sodiu Na_2SiO_3 .

- cantitatea de silicat necesară zilnic (cu 25% SiO_2); doza de silice este 10% din doza de sulfat, iar silicatul conține 25% silice, deci doza de silicat va fi:

$$d_{Si} = 4 \cdot a \cdot 0,1 = 30 \text{ g/cm}^3$$

și cantitatea zilnică de silicat;

$$C_{Si} = [Q \text{ (m}^3/\text{zi)} \cdot d_{Si} \text{ (g/m}^3) \cdot 1/10^6 \text{ (t)}] = 44\,500 \cdot 30 \cdot 1/10^6 = 1,33 \text{ t/zi}$$

și cantitatea de silice;

$$C_{silice} = 0,33 \text{ t/zi.}$$

$$C_{Al} = 44\,500 \cdot 75 \cdot 1/10^6 = 3,3 \text{ t/zi;}$$

– Volumul depozitului de silicat:

$$V_{Si} = C_{Si} \cdot T / \gamma_{Si} = \{1,33 \text{ (t/zi)} \cdot [30 \text{ (zile)} / 1,37 \text{ (t/m}^3)]\} = 29 \text{ m}^3 \text{ (40 t).}$$

Rezultă un număr de $[29 \text{ m}^3 / 0,2 \text{ (m}^3/\text{butoi)}]$ 145 butoaie; depozitul este mare și manevrarea acestora greoaie. Se adoptă soluția cu depozit fix, recipient metallic în hală, în care se aduce soluția din butoaie. Se prevăd doi recipiente tip RAP 16 cu volume de 16 m^3 fiecare. Recipientul se acoperă pentru a evita o gelificare rapidă. Pentru trecerea silicatlui din butoaie se adoptă soluția cu vas de transvasare tip, de $1,5 \text{ m}^3$ și aer comprimat (fig. 57,b).

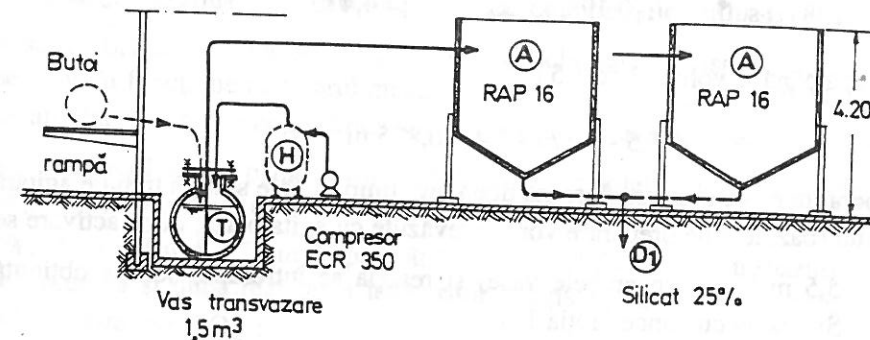
– activarea silicatlui de sodiu

- pentru ușurință în lucru se lucrează cu soluție de 2%; pentru întreruperea reacției de activare se diluează soluția la 1%;
- se lucrează alternativ cu câte un recipient, în fiecare schimb;
- necesarul de silice activă, pe schimb este $0,33 \text{ t}/3 = 0,11 \text{ t}$
- volumul soluției diluate 1% (10 kg/m^3) este $0,11 \text{ (t)} \cdot 1\,000 \text{ (kg)} / 10 \text{ (kg/m}^3) = 11 \text{ m}^3$;
- se alege recipient RAP 6,3 (2 recipiente) cu volumul de $6,3 \text{ m}^3$;
- necesarul de reactivi pentru o preparare pe schimb (vas cu $5,5 \text{ m}^3$ soluție SiO_2 concentrației 1%) (pentru 1 t SiO_2 se utilizează 3,5 t silicat și 1,8 sulfat, deci pentru 0,11 t SiO_2 vor fi necesare):

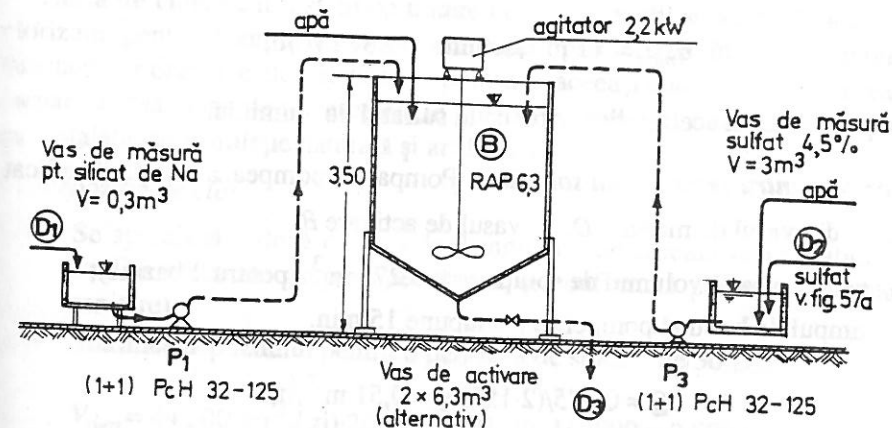
$$3,5 \text{ t SiO}_3\text{Na}_2 \cdot 0,11 = 0,385 \text{ t SiO}_3\text{Na}_2;$$

$$1,8 \text{ t Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 0,11 = 0,198 \text{ t sulfat;}$$

DEPOZITARE SILICAT DE SODIU (SiO_3Na_2)



PREPARARE SILICE ACTIVATĂ (SiO_2)



DOZARE SILICE

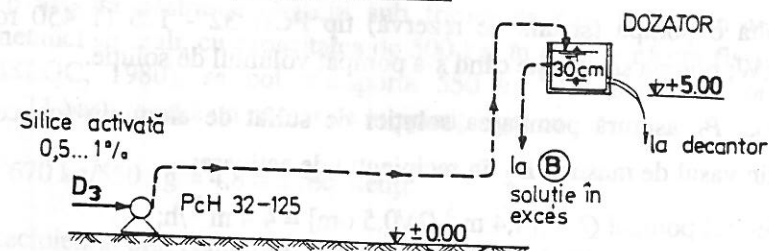


Fig. 57,b - Gospodăria de reactivi; linia de silice activată (SiO_2).

În faza de activare (faza 1) volumul este jumătate plin, întrucât concentrația trebuie să fie 2%; în volumul de $5,5 \text{ m}^3$ se află:

- $0,385 \text{ (t) silicat sau } [0,385/1,37 \text{ (t/m}^3\text{)}] = 0,275 \text{ m}^3 \text{ silicat;}$
- $0,198 \text{ (t) sulfat sau } [0,198/45 \text{ (kg/m}^3\text{)}] = 4,4 \text{ m}^3 \text{ sulfat (conc. 45%);}$
- apă până la volumul de $5,5 \text{ m}^3$:

$$5,5 - 0,275 - 4,4 = 0,825 \text{ m}^3 \text{ apă.}$$

Operațiunea de activare durează două ore, timp în care soluția trebuie agitată continuu (bazinele de preparare vor fi prevăzute cu agitatoare); după activare se adaugă $5,5 \text{ m}^3$ apă (în ambele vase) și reacția se întrerupe; soluția obținută conține SiO activ cu concentrația 1%.

Dozarea soluției de silicat activă; dozarea se adoptă ca la sulfat, cu vase de dozare cu orificii calibrate. Debitul de soluție:

$$q_{\max} = 11 \text{ m}^3/\text{schimb} = 1,37 \text{ m}^3/\text{h},$$

Se poate adopta același dispozitiv ca la sulfatul de aluminiu.

Pompe pentru vehicularea soluțiilor. Pompa P_1 pompează soluția de silicat de sodiu din vasul de măsură D_1 în vasul de activare B:

- pentru o șarjă volumul de soluție este $0,275 \text{ m}^3$ (pentru 2 bazine);
- timpul de lucru al pompei se presupune 15 min.

$$Q = 0,275/(2 \cdot 15/60) = 0,51 \text{ m}^3/\text{h};$$

- înălțimea de pompare, circa 4 m.

Rezultă o pompă (și una de rezervă) tip PCH 32 - 125 (1 450 rot/min) $P=0,75 \text{ kW}$; pompa se oprește când s-a pompat volumul de soluție.

Pompa P_2 asigură pomparea soluției de sulfat de aluminiu (concentrație 4,5%) din vasul de măsură D_2 în recipientul de activare;

- debitul pompat $Q = [(4,4 \text{ m}^3/2)/0,5 \text{ ore}] = 4,4 \text{ m}^3/\text{h};$
- înălțimea de pompare, circa 3,5 m; din catalog se alege pompa tot PCH 32-125, $P = 0,75 \text{ kW}$.

Soluția de sulfat de aluminiu se prepară din soluție de sulfat concentrată (din depozit, pompată cu pompa utilizată pentru linia de sulfat) și apa din rețeaua stației; concentrația se verifică periodic prin control cu densimetrul.

Modul de preparare al soluției: (1) din depozit se aduce (gravitațional) în vasul de măsură D_1 - cantitatea de $0,138 \text{ m}^3$ soluție silicat; (2) se completează vasul cu $0,412 \text{ m}^3$ apă; se pompează soluția obținută în vasul de activare B și se pune în funcțiune agitatorul mecanic; (3) se aduce din depozit $0,099 \text{ t}$ sulfat de aluminiu în soluție concentrată și se diluează în vasul de măsură D_2 până la 4,5 % adăugând apă până la volumul de $2,2 \text{ m}^3$; soluția cu concentrația 4,5% se pompează în vasul de activare B; (4) se agită două ore soluția cu concentrația 2%; (5) se adaugă $2,75 \text{ m}^3$ apă (până la volumul de $5,5 \text{ m}^3$ în bazin), reacția se întrerupe și după realizarea legăturilor soluția poate fi dozată; concentrația soluției este 1% SiO_2 activ.

Operațiunea se repetă cu vasul golit, (cei doi recipiente RAP lucrează alternativ).

Linia de clor. Pentru stații de tratare cu debite medii se acceptă ca stația de clorizare (pentru dezinfectarea apei sau pentru preclorizare în vederea reducerii substanțelor organice etc.) se poate amplasa în aceeași clădire cu ceilalți reactivi (separată însă etanș de toate celelalte încăperi, cu intrare numai din exterior și cu instalație de ventilație naturală și artificială).

Depozitul de clor:

- Se apreciază o doză de clor de 2 mg/dm^3 (doza reală se va stabili după analize efectuate asupra apei livrate și confirmată periodic de organele sanitare).
- Mărimea depozitului pentru o perioadă de stocare de 30 zile:

$$V_{\text{dep}} = 44\,500 \text{ (m}^3/\text{zi)} \cdot 2 \text{ (g/m}^3\text{)} \cdot 30 \text{ zile} \cdot 1/1\,000 = 2\,670 \text{ kgf.}$$

- Se asigură păstrarea clorului sub formă de clor lichid, în recipiente metalici speciali, cu capacitatea de 500 l și în care, conform fișei tehnice (ISLGC, 1980), se pot transporta 550 kg clor lichid (la presiunea 5...11 bar); rezultă un număr de recipiente egal cu:

$$2\,670 \text{ kg}/550 \text{ kg} = 4,8 \approx 5 \text{ recipiente.}$$

- Recipientul plin cântărește circa 1 250 kgf; ca atare manevrarea lui nu se poate face decât cu utilaje mecanice adecvate (monorai de regulă);

recipienții vor fi păstrați în depozit la o temperatură de maximum 40°C , iar în perioadele reci spațiul va fi încălzit la min. 16°C sau pe recipient va fi turnată apă caldă;

- Gabaritul unui recipient: diametru 0,86 m, lungime 1,6 m; se păstrează orizontal.

Aparate de dozare a clorului gazos. Clorul se dozează în apă sub formă de soluție de apă de clor (pentru a evita scăpările de clor care sunt toxice în doze mari); apa de clor se obține în aparatul de clor; se produc mai multe tipuri: SOLAVAY, ADVANCE etc.

- Cantitatea de clor necesară orar:

$$C = [(44\,500\text{ m}^3/\text{zi})/24\text{ h}] \cdot 2\text{ (g/m}^3\text{)} = 3\,800\text{ g Cl}_2/\text{oră}.$$

- Se adoptă aparatul de clorizare tip CC-Id cu capacitatea de 600-1 460 g/clor/oră; sunt bune aparatele tip ADVANCE ce lucrează cu vacuum și asigură o protecție suplimentară contra scăpărilor de clor.

Numărul necesar de aparate de clorizare:

$$n = 3\,800/1\,460 = 2,5 \approx 3\text{ aparate},$$

la care se adaugă unul de rezervă (montat); aparatul lucrează la presiunea de 1-1,5 bari; gabaritul aparatului, spațiul de montaj necesar, (gabaritul efectiv este mic) $1 \cdot 1,6\text{ m}^2$ (circa 2 m^2); ca atare camera aparatelor (complet separată de depozit) va avea circa 8 m^2 .

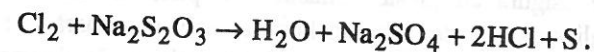
Verificarea dozei de clor se va face pe cale triplă: (a) prin cântărire repetată a recipientului, în depozit, (deci recipientul în lucru va sta pe un cântar adecvat - într-o poziție stabilă), (b) prin urmărirea dozatorului aparatului de clorizare și (c) prin verificarea dozei introduse în apă sau a dozei remanente (analiza de laborator). Doza de clor la ultimul robinet din rețea trebuie să fie circa $0,1\text{ mg/l}$, așa numitul clor rezidual.

Neutralizarea scăpărilor de clor.

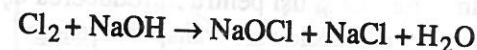
Vas tampon pentru neutralizarea clorului scăpat din recipient. Clorul care poate scăpa accidental dintr-un recipient (acesta se verifică obligatoriu la fiecare încărcare) este toxic în doze mici întrucât se difuzează în aer și poate fi inhalat de personal, sau populația din apropiere. Este deci obligatoriu să existe mijloace de combatere, de blocare a clorului scăpat. În zona spațiului de depozitare se prevede deci un *bazin de neutralizare* în care recipientul defect va fi cufundat într-o soluție adecvată. Totodată, se poate prevedea și pulverizarea de soluții în

depozit (neutralizarea se face cu sodă caustică și hiposulfid de sodiu) în care caz depozitul va fi prevăzut cu sifoane de pardoseală.

Clorul liber este *blocat* de reactivi astfel:



Dacă, de exemplu, se presupune că un întreg recipient s-a avariat în asemenea măsură că tot clorul trebuie neutralizat (recipientul nu face explozie, atunci nu mai este aproape nimic de făcut, în afară de alarmare și îndepărtare din zonă, cu masca de gaze) necesarul de sodă caustică va fi:



$$2 \cdot 36\text{ g} + 2(23+16+1)\text{g} \rightarrow$$

pentru 72 g Cl sunt necesare 80 g sodă
pentru 500 kg Cl.....x kg

$$x = 555\text{ kg sodă caustică}.$$

Dacă reactivul se păstrează în soluție, concentrație 20% (200 kg/m^3) rezultă că este nevoie de un recipient de 3 m^3 ; pentru simplificare se poate alege tot un recipient RAP 6,3; recipientul, amplasat în hala comună, va fi legat cu vasul tampon și se păstrează plin cu apă și acoperit, pentru a evita accidentele.

Atenție! (1) soda caustică este o bază foarte puternică și sunt necesare măsuri de protecția muncii (haine groase, ochelari, în caz de stropire se spală cu acid slab aflat în dotarea punctului sanitar); (2) când se utilizează pentru pulverizare în depozitul de butelii va fi diluată la concentrații mici; (3) având un pH mare nu este agresivă față de metale ($\text{pH} = 11$ la concentrație 1%).

Pentru elemente mai detaliate se poate consulta (PROED, 1997).

4.4.4. CLĂDIREA GOSPODĂRII DE REACTIVI

De regulă, la stații de tratare cu debite mici - medii gospodăria reactivilor se asigură într-o clădire comună. Mărimea construcției se stabilește după componența, fluxul tehnologic, gabaritul și spațiul de manevră al recipientilor, aparaturii și utilajelor.

Interiorul construcției se protejează anticoroziv pentru toate obiectele și construcțiile funcție de gradul de agresivitate al celui mai activ reactiv, în cazul de față sulfatul de aluminiu.

Aparatura și echipamentul de automatizare (se poate merge până la automatizare totală) vor fi rezistente la agresiunea reactivilor.

Pardoseala clădirii se asigură cu gresie antiacidă, cu pante de scurgere la o canalizare interioară, canalizare care este racordată la canalizarea exterioară (și este din materiale anticorozive până la racord) printr-un *cămin de neutralizare* (bazin uneori).

Instalația (și recipientii) va fi vopsită în culori distincte pe circuite de reactivi.

Schema de amplasare a recipientilor în clădire este dată în figura 57,c. Înălțimea construcției se stabilește în funcție de gabaritul celui mai mare recipient, aici RAP 16; rezultă o înălțime de 6 m.

În exterior clădirea va avea drum de acces și uși pentru introducerea ușoară a reactivilor, cu spații de manevră pentru vehiculele care transportă reactivi.

Rezultă o construcție de 12x18 m (modulată la 3 m pentru a permite folosirea prefabricatelor pentru stâlpi, pereți, grinzi, acoperiș) cu înălțimea de 6 m. Lângă construcția închisă se execută, monolit, bazinul pentru stocarea semisolidă a sulfatului de aluminiu.

Când sunt necesari și alți reactivi (var, cărbune activ etc.) construcția se dimensionează și se alcătuește similar, respectând dimensiunile din proiectele tip și instrucțiunile de păstrare și manipulare a reactivilor; se va ține seamă totdeauna de faptul că reactivii fiind scumpi este nevoie să fie gospodăriți cu cea mai mare atenție (de regulă nu sunt materiale recuperabile, tehnologiile pentru recuperarea unora fiind considerate încă foarte costisitoare).

Dacă se poate procura un reactiv bun, pentru sulfat, var, se poate recurge și la stocarea și dozarea uscată a acestora.

Pentru dozarea cantităților mici de reactivi (polielectrolit, clor din clorura de var etc.) pot fi folosite echipamente care asigură și dozarea automată cu pompe dozatoare specializate (livrate, de regulă, monobloc).

4.5. ANSAMBLUL STAȚIEI DE TRATARE

4.5.1. DOTĂRI ALE STAȚIEI DE TRATARE

În afara obiectelor ce au rol funcțional legat de apă o stație de tratare bine dotată mai trebuie să aibă:

- căi adecvate de acces, iar în caz de izolare mare, pavilion pentru locuința personalului strict necesar pentru exploatare;
- mijloace telefonice, radio de comunicație; legătură adecvată la dispeceratul gospodăriei de apă;

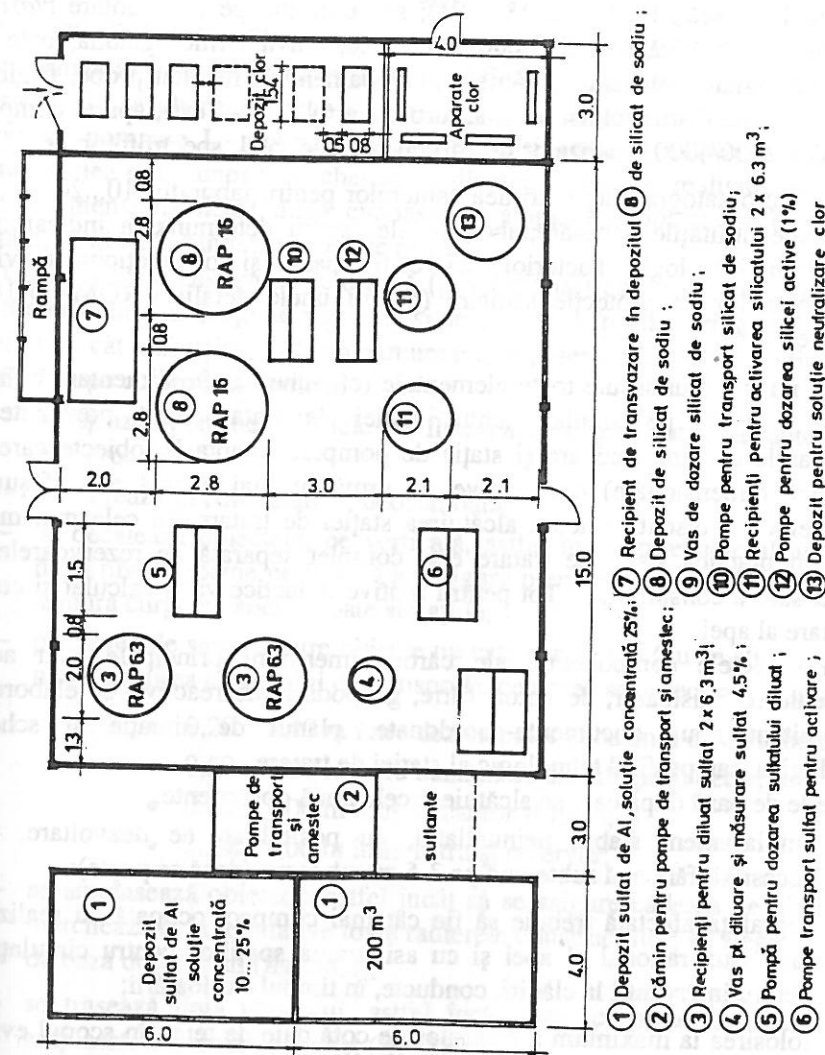


Fig. 57,c - Gospodăria de reactivi; schița construcției.

- sursa energetică pentru încălzire (gaz, combustibil solid și centrală termică);
- laborator pentru analize fizico - chimice și biologice; dacă localitatea nu are alte posibilități de cooperare (laboratoare specializate), atunci vor trebui și dotări pentru analize bacteriologice și radiologice; dotarea materială va trebui dezvoltată progresiv pentru măsurarea indicatorilor de calitate ceruți (v. STAS 1342/91); se poate începe cu o dotare *clasică*: balanță tehnică/analitică, cuptor electric, etuvă termoreglabilă, baie de apă, agitator mecanic, pH-metru, echipament de recoltat probe, frigider, aparat de distilat/bidistilat apă, turbidimetru, (Jar - Test), aparat complex DR 2000/4000, analizator de carbon organic total, spectrofotometru UV, gaz cromatograf etc; mărirea camerelor pentru laborator $10...20\text{ m}^2$, cu toate utilitățile necesare; laboratoarele pentru determinarea indicatorilor chimici, biologici, bacteriologici vor fi separate și vor funcționa cu avizul organelor de protecție sanitară (pentru unele detalii v.ROMAQUA - Sept. 96).

Deși nu sunt cunoscute toate elementele (cf. schemei de alimentare cu apă, figurile 42, 43, pe amplasamentul stației de tratare sunt prevăzute și rezervoarele de înmagazinare și stația de pompare treapta II, obiecte care nu sunt încă dimensionate) din motive de urmărire mai ușoară a desfășurării aplicației va fi discutată acum alcătuirea stației de tratare (în cele mai multe cazuri în practică stația de tratare este complet separată de rezervoarele de compensare a consumului). Tot pentru motive didactice va fi calculat și costul de tratare al apei.

Cu obiectele componente, ale căror dimensiuni principale sunt acum cunoscute (deznisipator, decantor, filtre, gospodăria de reactivi) se elaborează concomitent două documente-coordonate: planul de situație și schema tehnologică, sau profilul tehnologic al stației de tratare.

Ideile de bază după care se alcătuiesc cele două documente:

- amplasament stabil, neinundabil, cu posibilități de dezvoltare, ușor accesibil, fără apă subterană pe 3-5 m sub teren (dacă se poate);
- suprafața afectată trebuie să fie cât mai compact ocupată cu realizarea unui flux rațional al apei și cu asigurarea spațiilor pentru circulație și pentru intervenții la clădiri, conducte, în timpul exploatarei;
- folosirea la maximum a căderilor de cotă date de teren în scopul evitării pompării apei pe fluxul de tratare;
- amplasarea construcțiilor sub cota de îngheț;
- evitarea fundării, pe umplutură, a obiectelor mari;
- asigurarea de pierderi de sarcină minime între obiecte.

Ținând seama de configurația terenului din figura 42 (în cazuri reale se dispune de planuri de situație detaliate, scara 1:200...1:500) se alcătuiește planul și schema tehnologică, prin încercări succesive, figura 58,a...e.

Pentru o vedere de ansamblu, se predimensionează și rezervoarele și stația de pompare SPII: (1) se acceptă două cuve rezorvor de $15\ 000\text{ m}^3$ după proiect tip ISLGC cu dimensiuni în plan 48-72 m, adâncime 6,5 m și cota apei la 0,50 m peste cota terenului (atenție, este unul din elementele fixe ale schemei tehnologice); (2) se apreciază că stația de pompare treapta II va avea o dimensiune în plan de 12-12 m (mici modificări nu sunt grave; cota de fundare poate fi aleasă ulterior funcție de profil); (3) se alege o dimensiune și pentru stația de pompare I - construcția este mică și poate fi amplasată ușor (aici dimensiunea este cunoscută - cheson cu diametrul 6 m; în realitate, SP I nu se poate dimensiona decât după cunoașterea amplasării obiectelor în stația de tratare, când va fi cunoscută cota de refulare).

Cu aceste dimensiuni se schițează (proporționat) convențional construcțiile cu dimensiunile în secțiune verticală și se grupează în plan urmărind ca fluxul apei să fie cât mai rațional (drum parcurs minim, pierdere de sarcină minimă).

Se începe cu profilul vertical:

- se așează în ordine obiectele din fluxul apei: deznisipator, decantor, filtru, rezorvor final;
- se lucrează în cote relative, deocamdată;
- se decalează obiectele, pe verticală, astfel încât între nivelul apei între două nivele vecine pe flux să se asigure pierderea de sarcină minimă ce asigură curgerea apei în toate situațiile;
- pierderea de sarcină între obiecte nu este cunoscută (nu se știe distanța și nici alcătuirea sistemului de transport), de aceea se apreciază, la început:
 - 0,20... 0,40 m între deznisipator și bazinul de distribuție;
 - 0,50... 1,00 m între bazinul de distribuție și decantor;
 - 0,80... 1,00 m între decantor și filtru;
 - 2,50... 3,00 m între filtru și rezorvor;
- se amplasează obiectele astfel încât să se asigure căderea de nivel și se marchează în cote relative toate radierele construcțiilor; se alege ca obiect de bază decantorul (fig. 58,a);
- se trasează linia terenului, astfel încât toate construcțiile mari să fie amplasate sub cota de îngheț (fig. 58,b);
- se alege cota relativă a terenului - 4,50 față de decantor (care se execută la 1 - 1,10 m sub teren);
- cunoscând cota reală și cota relativă a terenului (- 4,50 = 182) se poate calcula cota absolută a tuturor construcțiilor, figura 58,c.

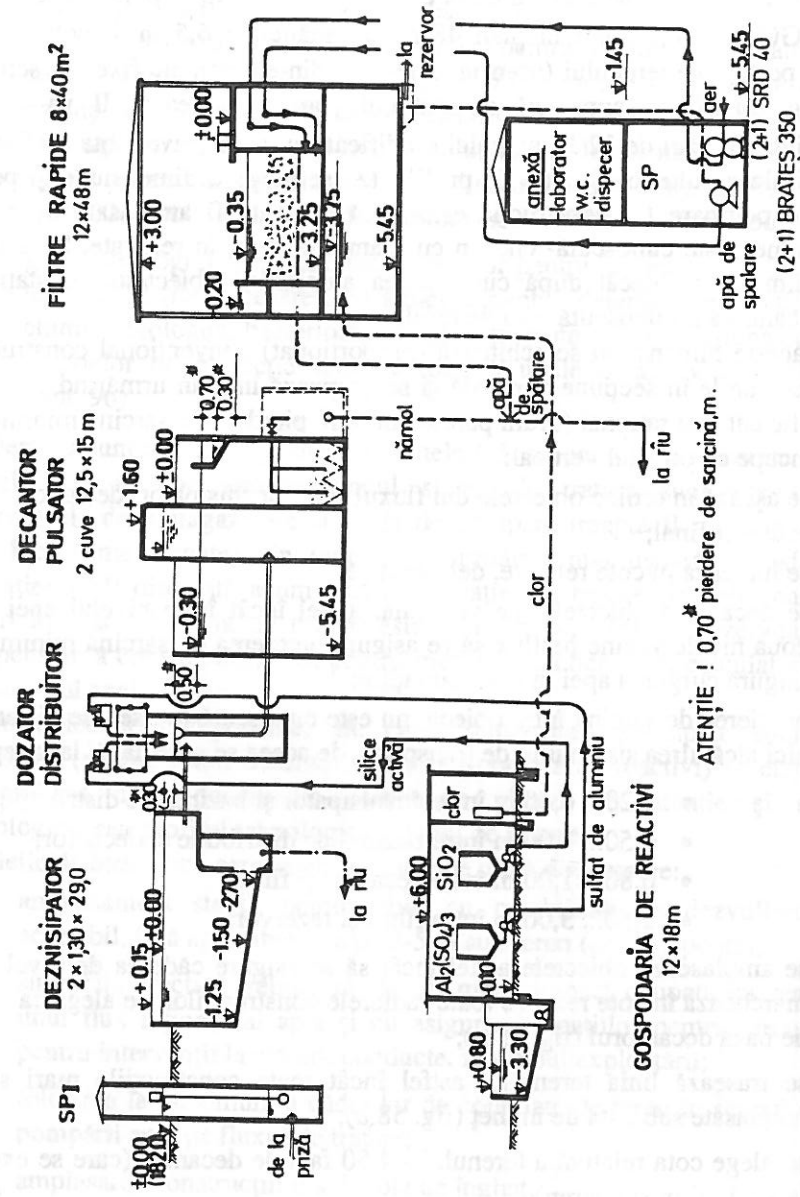


Fig. 58, a - Stația de tratare; profil tehnologic în cote relative.

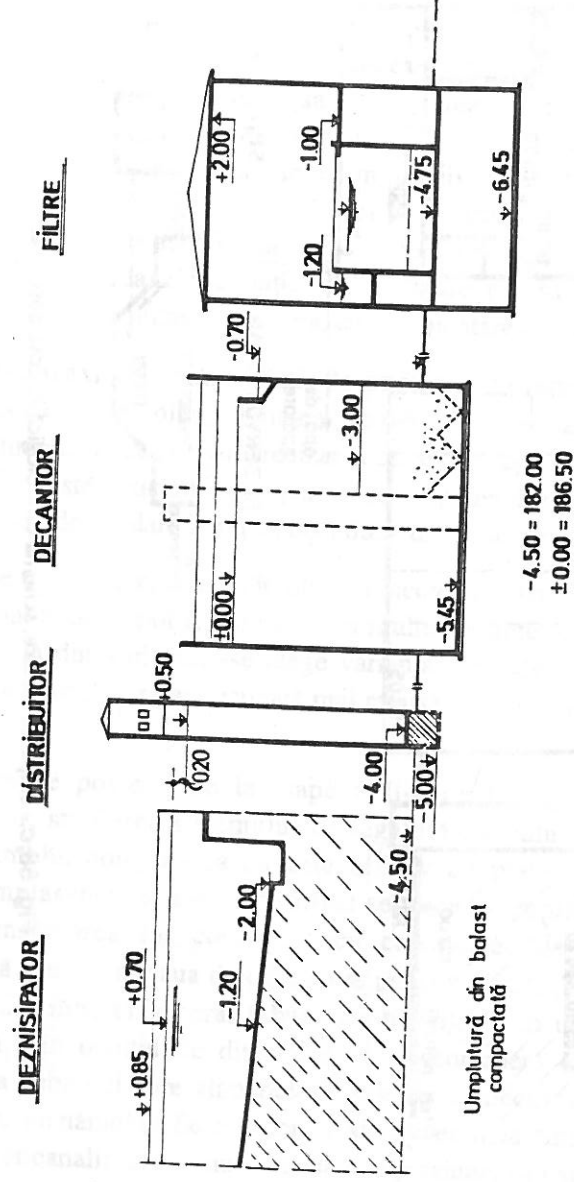


Fig. 58, b - Stația de tratare; stabilirea cotelor reale ale obiectelor.

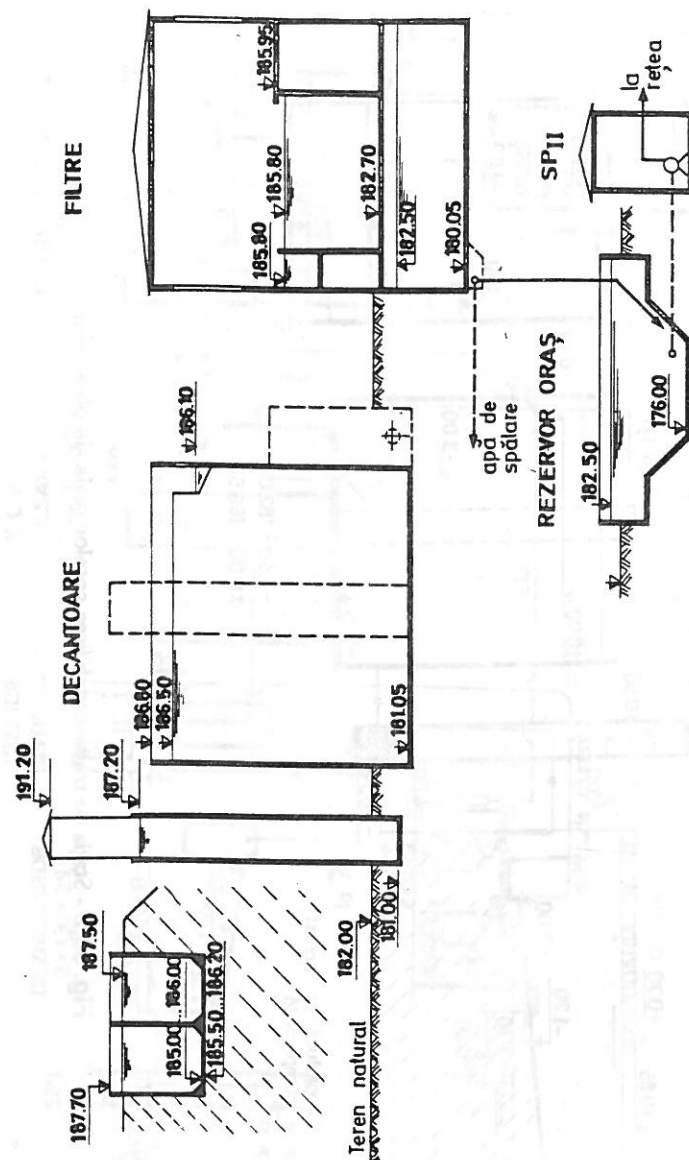


Fig. 58, c - Stația de tratare; schema tehnologică în cote absolute.

Atenție!

În profil, cea mai mică dintre construcții (și cu înălțimea cea mai mică) a fost așezată pe umplutură; dacă și aceasta ar fi fost amplasată pe terenul natural, atunci la rezervor s-ar fi obținut adâncimi de execuție foarte mari, în apa subterană sau trepte de pompare intermediare; este unul din motivele pentru care deznisipatorul se amplasează de regulă mult în amonte de stația de tratare; se mai observă că prevederea stației de filtre fără rezervor ar fi necesitat executarea acestora în umplutură (soluție foarte grea), sau coborârea cotei de fundare a tuturor construcțiilor; aceasta ar fi implicat un rezervor final de cotă foarte joasă (circa 8 m) cu nivel de apă de circa 2,5 m sub teren și cu mari complicații în realizarea preaplinului și în general a instalației (ca și a stației de pompare II); totodată pentru realizarea stației de pompare pentru spălare ar fi rezultat o soluție foarte grea, cu o exploatare dificilă.

- acum există o primă soluție de amplasare pe verticală a obiectelor, deci se poate face dimensionarea stației de pompare I (când s-a făcut dimensionarea exista precizarea că se cunoaște cota de refulare; de aici se cunoaște); stația de pompare II se va putea dimensiona după cunoașterea cotei de refulare în rețea, deci după dimensionarea rețelei de distribuție;
- se trece la amplasarea în plan a obiectelor, păstrând distanțele menționate mai înainte; pot fi obținute mai multe variante; în figura 58, d, e sunt date două din variante; -se alege varianta care oferă avantaje maxime (flux mai bun, suprafața ocupată mai redusă, posibilități de extindere mai bune etc.).

Acum se poate trece la etapa a II-a de lucru: finalizarea amplasării obiectelor, stabilirea sistemului de legatură, calculul pierderilor de sarcină pe ansamblu, compararea cu cele efectiv adoptate și eventuale corectări. Când amplasamentul este definitivat se trece la amplasarea tuturor rețelelor și dimensionarea lor coordonat cu capacitatea de transport ce trebuie asigurată (pentru rețeaua de canalizare panta minimă 1‰ , viteza de curgere a apei 0,7...5 m/s, în general tuburi din beton); acolo unde este preaplin, apa evacuată prin debitul de dimensionare se consideră egal cu cea mai mare valoare a debitului care alimentează obiectul respectiv; vor fi luate măsuri ca evacuările de nămol să fie coordonate și cu eventuala funcționare a preaplinului, astfel încât canalizarea să nu fie pusă sub presiune, sau și mai rău, platforma să fie inundată urmare a lipsei capacității de transport.

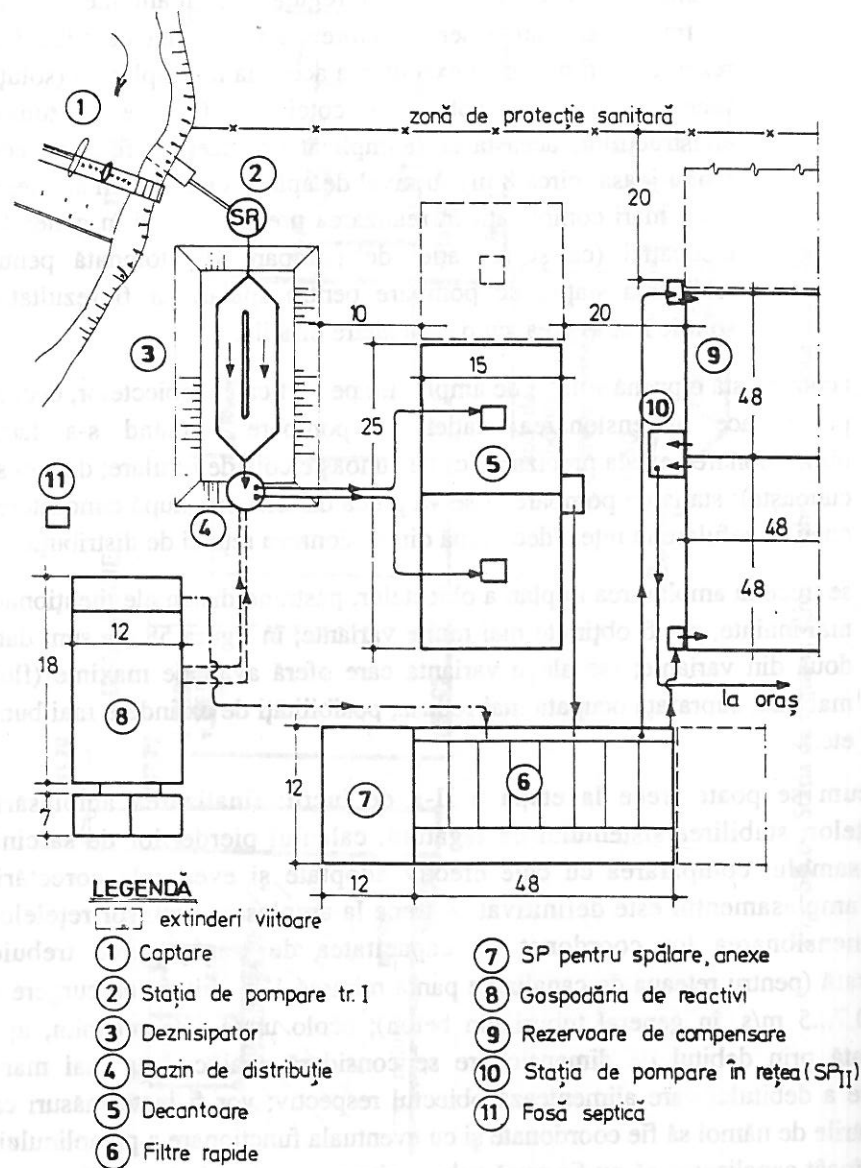


Fig. 58,d - Stația de tratare; plan de situație - varianta 1.

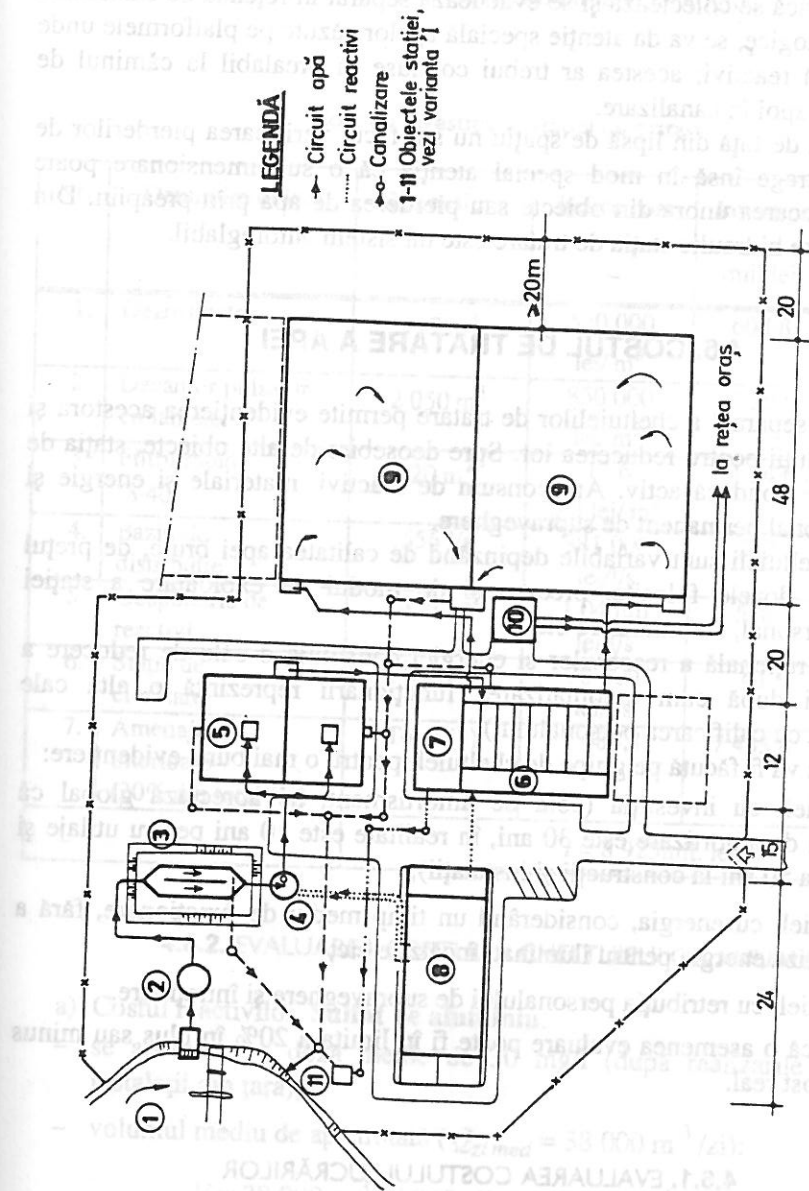


Fig. 58,e - Stația de tratare; plan de situație - varianta 2.

Apa uzată menajeră de la grupurile sanitare se colectează într-o rețea separată, se epurează, cel puțin parțial și apoi se evacuează la râu (când se poate racorda la altă canalizare soluția poate fi mai simplă); aici s-a prevăzut o fosăptică pentru apa uzată menajeră.

Apa meteorică se colectează și se evacuează separat în rețeaua de canalizare a apelor tehnologice; se va da atenție specială apelor căzute pe platformele unde se manevrează reactivi; acestea ar trebui conduse în prealabil la căminul de neutralizare și apoi în canalizare.

În aplicația de față din lipsă de spațiu nu s-a făcut verificarea pierderilor de sarcină. Se atrage însă în mod special atenția că o subdimensionare poate conduce la înecarea unora din obiecte sau pierderea de apă prin preaplin. Din punct de vedere hidraulic stația de tratare este un sistem autoreglabil.

4.6. COSTUL DE TRATARE A APEI

Evaluarea separată a cheltuielilor de tratare permite evidențierea acestora și găsirea de soluții pentru reducerea lor. Spre deosebire de alte obiecte, stația de tratare trebuie condusă activ. Are consum de reactivi, materiale și energie și necesită personal permanent de supraveghere.

Aceste cheltuieli sunt variabile depinzând de calitatea apei brute, de prețul reactivilor și dozele folosite, precum și de modul de exploatare a stației (calificare personal, automatizare etc.).

Folosirea rațională a reactivilor și energiei constituie o cale de reducere a costului apei după cum automatizarea funcționării reprezintă o altă cale (concomitent cu calificarea personalului).

Evaluarea va fi făcută pe grupe de cheltuieli pentru o mai bună evidențiere:

- cheltuieli cu investiția (cota de amortisment; se apreciază global că timpul de amortizare este 30 ani, în realitate este 10 ani pentru utilaje și până la 50 ani la construcții și instalații);
- cheltuieli cu energia, considerând un timp mediu de funcționare, fără a contoriza energia pentru iluminat, încălzire etc;
- cheltuieli cu retribuția personalului de supraveghere și întreținere.

Desigur că o asemenea evaluare poate fi în limita a 20% în plus sau minus față de un cost real.

4.6.1. EVALUAREA COSTULUI LUCRĂRILOR

Folosind indici de cost practicați în elaborarea proiectelor și evaluând global lucrările neexplicate se poate obține costul de investiție. Este posibil să fie

puțin subevaluate lucrările anexe exterioare: racordul electric, drum de acces, regularizarea râului etc. În cazuri reale se dispune de detalii care permit o evaluare suficient de bună.

Evaluarea este dată sintetic în tabelul 37, dimensiunile specifice pentru fiecare construcție fiind cele de la dimensionarea tehnologică.

Tabelul 37

Cost de investiție al stației de tratare

Nr.	Denumire obiect	Dimensiune	Indice cost	Investiție [mil lei]	Obs.
1.	Deznisipator	117 m ³	520 000 lei/m ³	60,08	asem. dec. oriz.
2.	Decantor pulsator cu lamele	2 050 m ³	850 000 lei/m ³	2 297	
3.	Filtru rapid (8-40)	320 m ²	13,6 mil lei/m ²	4 243	
4.	Bazin de distribuție	556 l/s	381 000 lei/l/s	212	
5.	Gospodăria de reactivi	556 l/s	1,04 mil lei/l/s	578	
6.	Stație de clorizare	556 l/s	78 000 lei/l/s	43	
7.	Amenajări interioare (20% din total (1))	Total (1)	1 486,8	7 433,8	
				I = 8 925 mil. lei	

4.6.2. EVALUAREA COSTULUI CHELTUIELILOR ANUALE

a) Costul reactivilor. **Sulfat de aluminiu:**

- se apreciază o doză medie de 30 mg/l (după realizările mai multor instalații din țară);
- volumul mediu de apă tratată ($Q_{zi\ med} = 38\ 000\ m^3/zi$):

$$V = 38\ 000\ m^3/zi \cdot 365\ zile/an = 14,2 \cdot 10^6\ m^3/an;$$

- cantitatea de sulfat solid (comercial), dublă față de doza reală de reactiv, din cauza apei de cristalizare ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$); cantitatea de sulfat va fi:

$$C_{\text{SO}_4} = 2 \cdot 30 \text{ g/m}^3 \cdot 14,2 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an} = 852 \text{ t/an},$$

cu un cost al sulfatului de 245 000 lei /t rezultă costul sulfatului de aluminiu $208,7 \cdot 10^6$ lei/an.

Silicea activă:

- după cum s-a apreciat necesarul de silice este circa 10% din cantitatea de sulfat; cantitatea de silicat va fi (SiO_2 este 25% din soluția de silicat):

$$852 \text{ t/an} / (1/2) / (10/100) \cdot 4 = 170 \text{ t/an};$$

- costul silicatului de sodiu industrial 153 000 lei/t;
- costul total anual al silicatului va fi 26 mil. lei/an.

Clorul:

- se apreciază o doză medie de 1 g/m^3 ;
- cantitatea necesară de clor va fi 14,2 t/an, iar cu
- costul clorului de 320 000 lei/t, iar costul anual este 4,5 mil. lei/an.

Rezultă în total un cost al reactivilor @ de 230 milioane lei/an.

- b) *Costul energiei.* Pentru prepararea și dozarea soluțiilor de reactivi au fost prevăzute pompe acționate electric; este necesară aprecierea duratei de funcționare; pentru ușurința urmăririi, calculul este făcut pe linii tehnologice.

Linia de sulfat de aluminiu:

- pompe pentru omogenizarea și transportul soluției concentrate ($P = 3 \text{ kW}$); se apreciază că funcționează o oră pe schimb;

$$E_1 = P \cdot 1 \text{ oră/schimb} \cdot 3 \text{ schimb/zi} \cdot 365 \text{ zile} = 3 \text{ 300 kWh/an};$$

- suflanta SRD pentru agitarea soluției în vederea dizolvării ($P = 40 \text{ kW}$); se apreciază că funcționează 2 ore pe zi;

$$E_2 = P \cdot 2 \text{ ore/zi} \cdot 365 \text{ zile} = 29 \text{ 200 kWh/an};$$

- pompe de dozare tip DOFIN, $P = 3 \text{ kW}$, ce funcționează continuu:

$$E_3 = P \cdot 8 \text{ 760 ore/an} = 26 \cdot 300 \text{ kWh/an}.$$

Linia de silice activă:

- pompa pentru transport soluție de silicat la dozare ($P = 0,75 \text{ kW}$); se apreciază că funcționează 10 min. pe schimb (30 min./zi):

$$E_4 = 0,75 \cdot (30/60) \cdot 365 = 137 \text{ kWh/an};$$

- pompe pentru transportul sulfatului necesar pentru activare ($P = 0,75 \text{ kW}$); se apreciază că funcționează 20 min. pe schimb (1h/zi) timpul de funcționare;

$$E_5 = 0,75 \cdot 1 \cdot 365 = 274 \text{ kWh/an};$$

- agitator pentru vasele de activare (2,2 kW); funcționează circa 3 ore/șarjă (sunt 2 șarje pe schimb) pe o durată de circa 6 luni pe an;

$$E_6 = 2,2 \text{ kW} \cdot 2 \text{ recip} \cdot 3 \text{ ore/șarjă} \cdot 3 \text{ șarje/zi} \cdot 6 \text{ luni} \cdot 30 \text{ zile/lună} = 7 \text{ 150 kWh/an};$$

- pompă de dozare, tip DOFIN, $P = 3 \text{ kW}$, funcționare continuă:

$$E_7 = 3 \cdot 8 \cdot 760 \text{ ore/an} = 13 \text{ 000 kWh/an}.$$

Consumul total de energie va fi în total circa $E = 50 \text{ 160 kWh/an}$ (nu se cuprinde iluminat, energia pentru hidrofoare etc.), iar costul acesteia circa 28 mil. lei (la un cost specific al energiei $e = 560 \text{ lei/kWh}$).

- c) *Retribuția personalului.* Se apreciază personalul minim necesar pentru ținerea în funcțiune a fluxului tehnologic:

- 1 șef stație	1.	1 000 000	lei/lună
- 1 chimist/tură	3.	800 000	lei/lună
- 1 biolog	1.	800 000	lei/lună
- 3+1 electromecanici	4.	500 000	lei/lună
- 3+1 operatori	4.	600 000	lei/lună
- 3+1 muncitori necalificați	4.	300 000	lei/lună
		9,8 mil	lei/lună

Retribuția anuală va fi $S = 117,6 \text{ mil. lei/an}$.

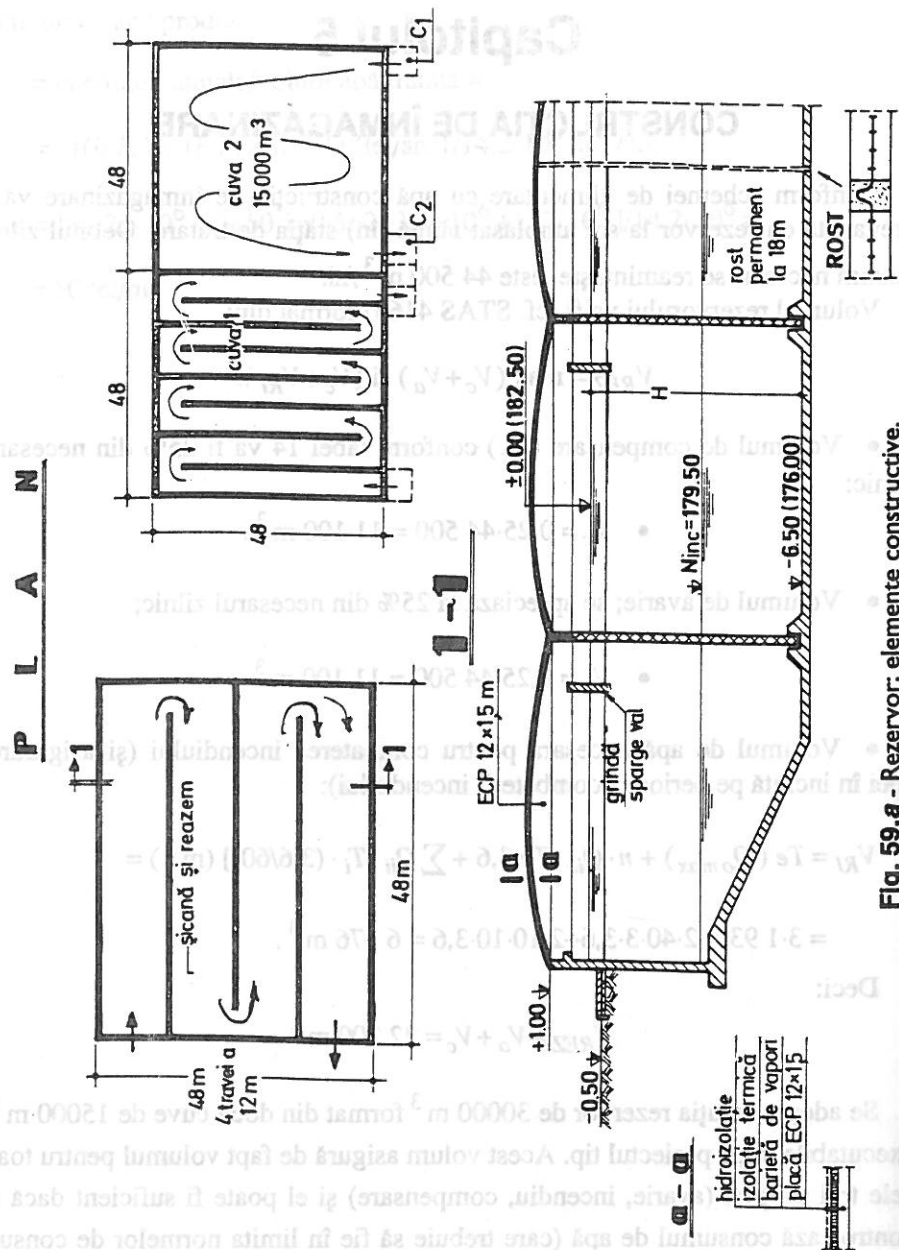


Fig. 59,a - Rezervor; elemente constructive.

Elementele generale ale construcției rezervorului, după proiectul tip ISLGC sunt date în figura 59,a. Se observă că pereții și radierul sunt elemente monolite, la fel și pereții șicană, pereți care au și rolul de reazem pentru elementele prefabricate din care se execută acoperișul. După modul de amplasare a șicanelor rezultă că sunt necesare două case ale vanelor, întrucât intrarea și plecarea apei se face în colțuri diferite.

Instalația hidraulică se dimensionează la debitele cunoscute:

- $Q_{zi\ max}$ pentru intrare și preaplin;
- constructiv, după situația locală, pentru golire;
- $Q_{0\ max}$ pentru plecare la rețea ;
- Viteza de curgere a apei are limite normale 0,8...1,5 m/s.

Intrarea conductelor în rezervor se face prin două cămine (fig. 59,b), C_1 și C_2 astfel: în căminul C_1 ; intrarea apei, Dn 800, conducta cu vană; în căminul C_2 ; plecarea, pentru consum curent, conducta Dn 1000, cu vană și plecare pentru apă la incendiu, Dn 1000, cu vană acționată special (la dispoziția organelor PSI);

Preaplinul, Dn 800, fără vană, va fi amplasat în căminul C_2 .

Golirea, Dn 300, cu vană, va fi racordată la canalizare.

Racordarea preaplinului la canalizarea din incinta stației de tratare se va face astfel încât punerea accidentală sub presiune a canalizării să nu conducă la intrarea apei prin preaplin. Racordarea se va face printr-un cămin specializat, cu gardă hidraulică. Se poate încerca și o racordare separată a preaplinului direct la râu.

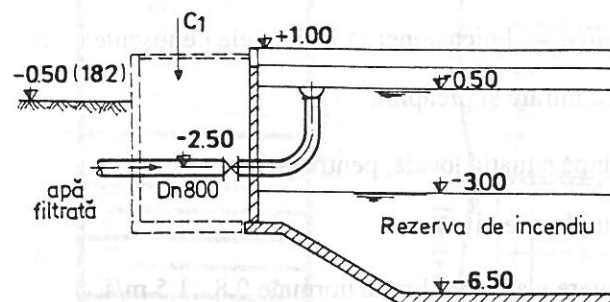
Conductele sunt din oțel, protejate contra coroziunii.

Trecerea conductelor prin pereți se realizează prin piese de trecere etanșe.

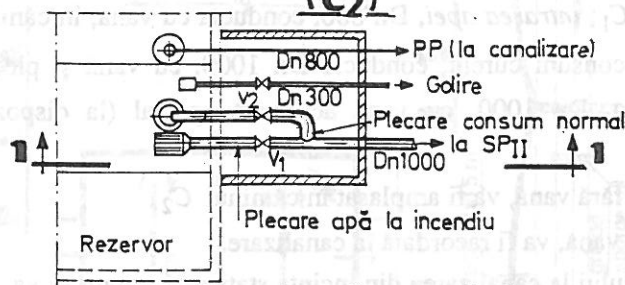
Căminele vor fi executate monolit, cu pereți și radier etanș, cu scară de acces și iluminat de siguranță. Vor fi ținute uscate.

În jurul rezervorului se va asigura perimetrul de siguranță pentru protecția calității apei (20 m de la peretele construcției).

Secțiune cămin alimentare (C1)



Cămin de plecare a apei din rezervor (C2)



Secțiunea 1-1

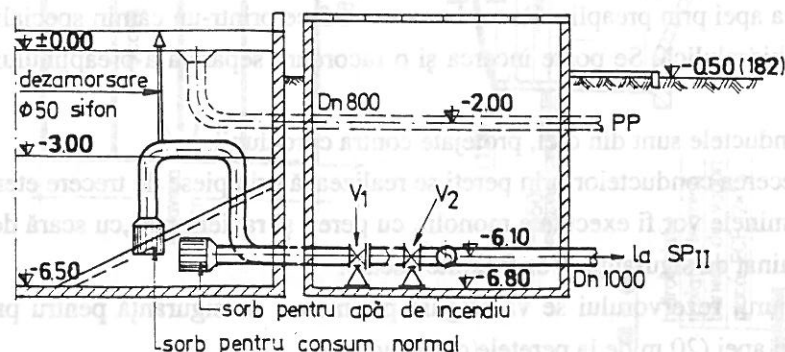


Fig. 59,b - Rezervor; instalație hidraulică.

Capitolul 6

STAȚIA DE POMPARE TREAPTA 2

Din considerentele arătate la stabilirea schemei de alimentare cu apă, dar și din motive didactice, alimentarea cu apă a rețelei de distribuție se realizează prin pompare directă. În această situație la dimensionarea atât a stației de pompare cât și a rețelei-întrucât ele vor lucra concomitent-sunt necesare unele precizări și ipoteze suplimentare, deoarece:

- stația de pompare trebuie astfel alcătuită încât să poată prelua cât mai bine variația de debit cerută în rețea (cel mai bine s-ar putea rezolva problema folosind pompe cu turație variabilă), fără a depăși presiunea maximă în rețea, 60 m;
- siguranța în funcționare a stației de pompare trebuie să fie sporită, întrucât trebuie să asigure alimentarea continuă a rețelei, chiar și (mai ales) în caz de incendiu; pentru aceasta stația de pompare va avea sursa dublă de alimentare cu energie (racord separat la două rețele de alimentare cu energie, racord la o rețea electrică și grup electrogen pentru furnizarea energiei electrice la motoarele existente, sau trecerea pe motopompe în caz de avariere a singurului racord la rețeaua electrică);
- legătura între stația de pompare și rețea trebuie făcută în condiții de siguranță sporită; în cazul de față se prevăd două conducte; la nevoie, pot fi prevăzute și bretele de legătură între aceste conducte (când acestea au peste 2km lungime);
- pompele vor fi amplasate, astfel încât să fie tot timpul amorsate.

6.1. DIMENSIONAREA HIDRAULICĂ

Condițiile de dimensionare a stației de pompare sunt legate de cele două obiecte pe care le racordează: (1) nivelul apei în rezervor, continuu variabil, și care poate fi foarte jos; ca atare, se prevăd pompe cu ax vertical sau pompe cu ax orizontal amplasate într-o construcție cu radierul foarte jos; (2) rețeaua de distribuție ce funcționează cu debite continuu variabile, ca atare și presiunea în rețea (deci în punctul de injecție, presiune care stabilește cota de refulare a stației de pompare) va fi variabilă; stația va trebui deci verificată la mai multe regimuri de funcționare.

Schema generală de dimensionare a stației de pompare este dată în figura 60. Cota piezometrică maximă de intrare în rețea nodul 15, (după predimensionarea rețelei de distribuție în situația cea mai dezavantajoasă) este 231,83. Din motive de siguranță legătura între stația de pompare și rețea (nodul 1) se prevede a fi executată din două conducte paralele, Dn 600, PREMO ($i=1,5 \text{ ‰}$, $v = 0,9 \text{ m/s}$). Cota de refulare va fi 233.

Schema corectă de calcul a ansamblului SP-rețea este:

- se predimensionează rețeaua de distribuție;
- rezultă cotele de refulare pentru stația de pompare;
- se dimensionează stația de pompare;
- se optimizează ansamblul SP-rețea prin reluarea calculelor și respectarea criteriilor de optimizare (cost, consum energie etc).

Rezultă elementele generale ale stației de pompare:

$Q_{II}^d = 555 \text{ l/s}$ ($2\,000 \text{ m}^3/\text{h}$), din care 20 l/s pentru combaterea incendiului interior;

$$H = 233 - 176 = 57 \text{ m.}$$

Se acceptă că debitul minim orar este circa $1/4$ din debitul orar maxim (valoare ce trebuie verificată în practică, întrucât după datele din literatura aceasta poate ajunge și $1/25$ din valoarea maximă). Aceste debite sunt necesare pentru a găsi unitatea de pompare care funcționând continuu noaptea, să asigure debitul minim:

$$Q_{0min} = 535/4 = 134 \text{ l/s} \text{ (} 485 \text{ m}^3/\text{h) .}$$

Din catalogul de pompe rezultă că se poate face următoarea echipare:

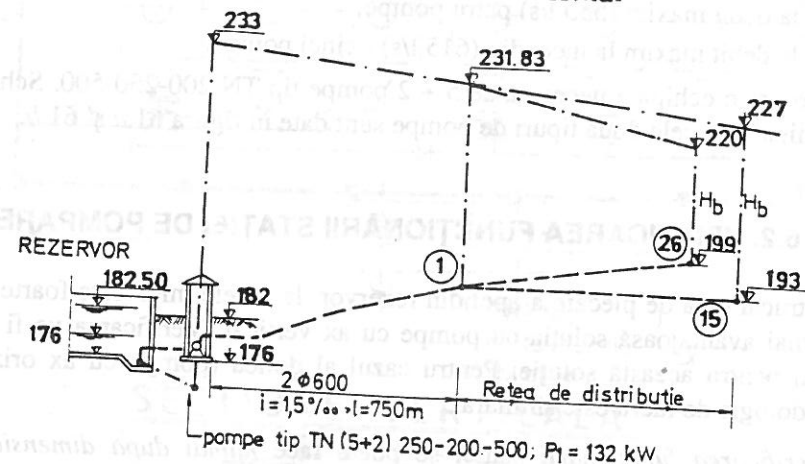
- pompe cu ax vertical, amplasate în camere umede, tip MV 803 sau echivalente, cu caracteristicile: $Q = 150...170 \text{ l/s}$; $H = 56...60 \text{ m}$; turația 750 rot/min ; $P = 132 \text{ kW}$.

Pentru funcționarea stației vor trebui:

- la debit minim (134 l/s) una pompă în funcțiune;
- la debit maxim (555 l/s) patru pompe în funcțiune;
- la debit maxim și incendiu exterior, patru pompe;
- pentru cazul de funcționare a rețelei la debitul de verificare;

$$0,7 Q_{0max} + n \cdot Q_{ie} = 455 \text{ l/s - trei pompe.}$$

a) Schema cu pompe cu ax horizontal



b) Schema de pompare cu pompe cu ax vertical

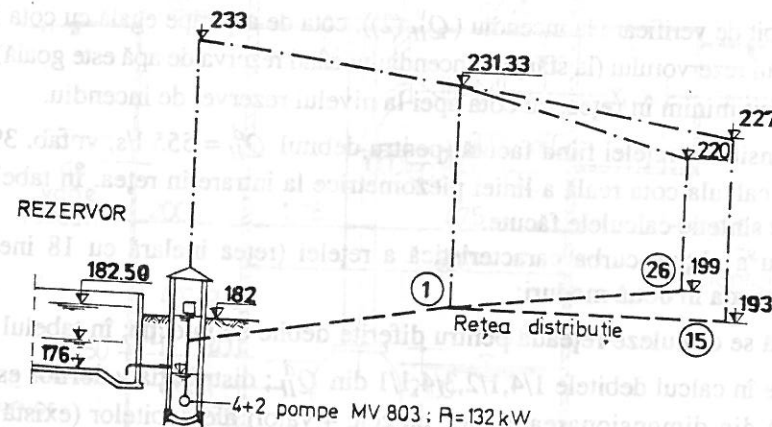


Fig. 60. Stația de pompare treapta 2 (SP₂); schema de dimensionare.

Deci stația ar putea fi echipată cu patru pompe în funcțiune și două de rezervă (4 + 2) tip MV 803.

- pompe cu ax orizontal tip TN 200-250-500 sau similar, cu caracteristicile: $Q = 140$ l/s; $H = 55 - 60$ m; turația 1 500 rot/min; $P = 132$ kW.

Echiparea necesară a stației va fi:

- pentru debit minim (134 l/s) una pompă;
- la debit maxim (555 l/s) patru pompe;
- la debit maxim la incendiu (615 l/s) - cinci pompe.

Rezultă o echipare necesară de 5 + 2 pompe tip TN 200-250-500. Schemele de echipare cu cele două tipuri de pompe sunt date în figura 61,*a* și 61,*b*.

6.2. VERIFICAREA FUNCȚIONĂRII STAȚIEI DE POMPARE

Întrucât cota de plecare a apei din rezervor, la nivele mici, este foarte joasă, este mai avantajoasă soluția cu pompe cu ax vertical. Verificarea va fi făcută numai pentru această soluție. Pentru cazul al doilea (pompe cu ax orizontal) metodologia de lucru este similară.

Verificarea funcționării stației se poate face numai după dimensionarea rețelei de distribuție. Există mai multe ipoteze (de regulă câte pompe pot fi în funcțiune simultan și câtă apă se consumă din rețea), dar în cazul de față au fost alese numai trei:

- debit de dimensionare ($Q_{II}^d = 555$ l/s), cota de aspirație egală cu cota apei la nivelul rezervei de incendiu;
- debit de verificare la incendiu ($Q_{II}^v(2)$), cota de aspirație egală cu cota radieturii rezervorului (la sfârșitul incendiului când rezerva de apă este goală);
- debit minim în rețea, cu cota apei la nivelul rezervei de incendiu.

Dimensiunea rețelei fiind făcută (pentru debitul $Q_H^d = 555$ l/s, v. tab. 39, 40) se poate calcula cota reală a liniei piezometrice la intrare în rețea. În tabelul 38 sunt date sintetic calculele făcute.

Pentru a obține curba caracteristică a rețelei (rețea inelară cu 18 inele), se poate proceda în două moduri:

(1) să se calculeze rețeaua pentru diferite debite de injecție; în tabelul 38 au fost luate în calcul debitele $1/4, 1/2, 3/4, 1/1$ din Q_{II}^d ; distribuția valorilor este cea rezultată din dimensionarea rețelei: cu cele 4 valori ale debitelor (există de la dimensionare valoarea Q_{II}^d) pot fi obținute cotele de refulare, deci 4 puncte pe curba caracteristică a rețelei;

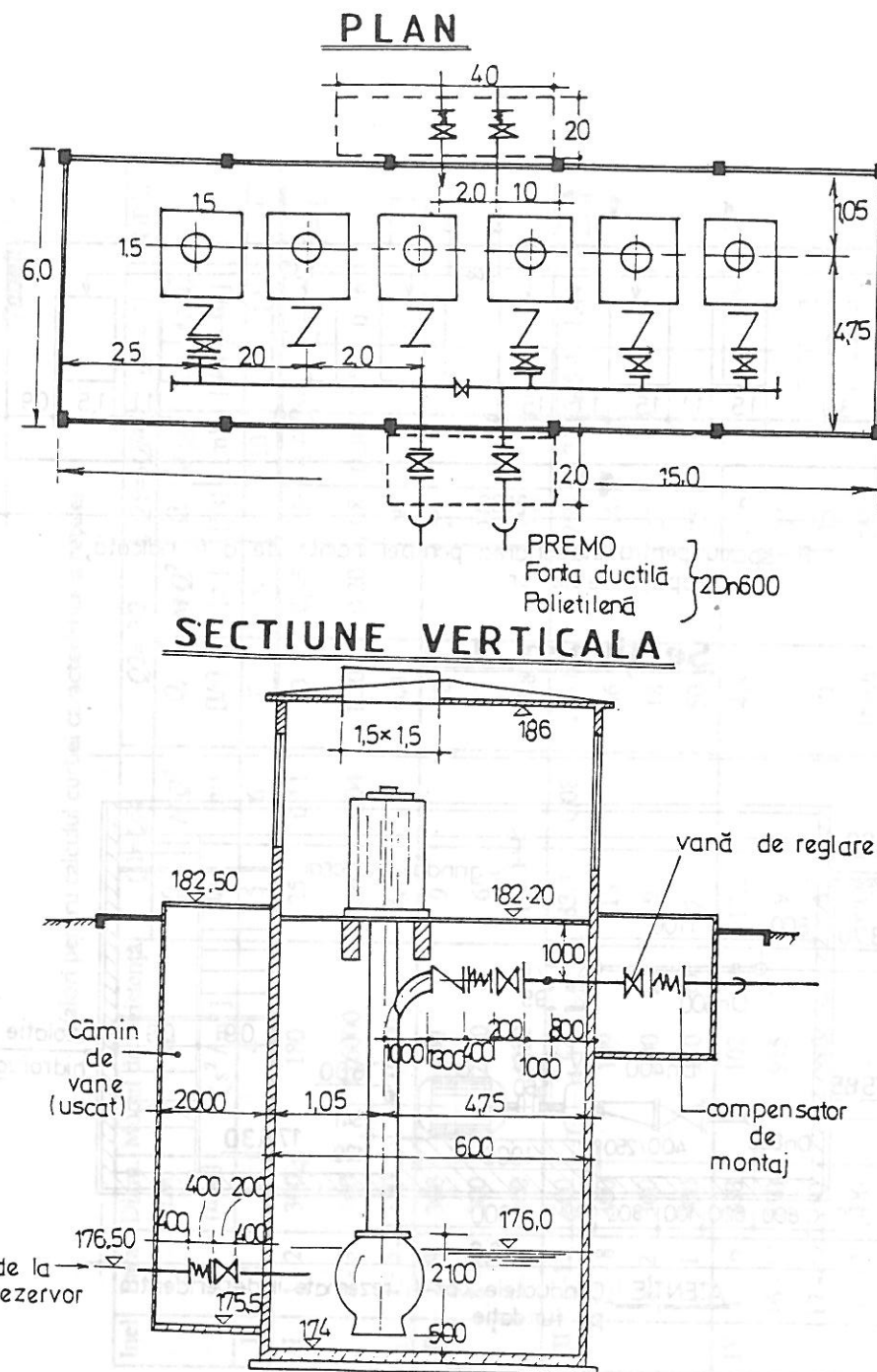
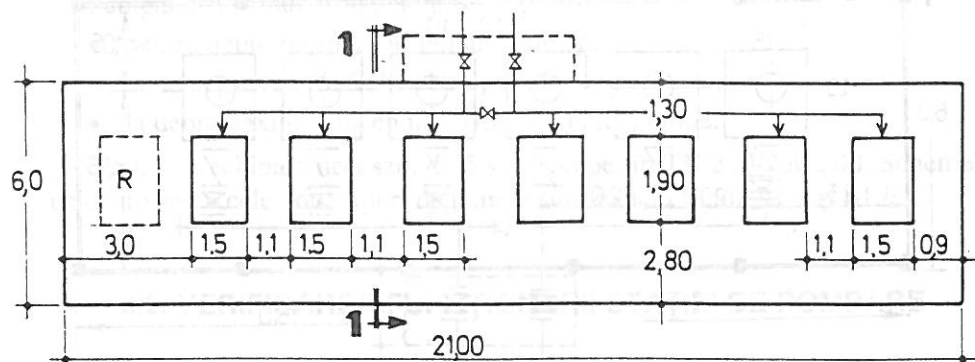
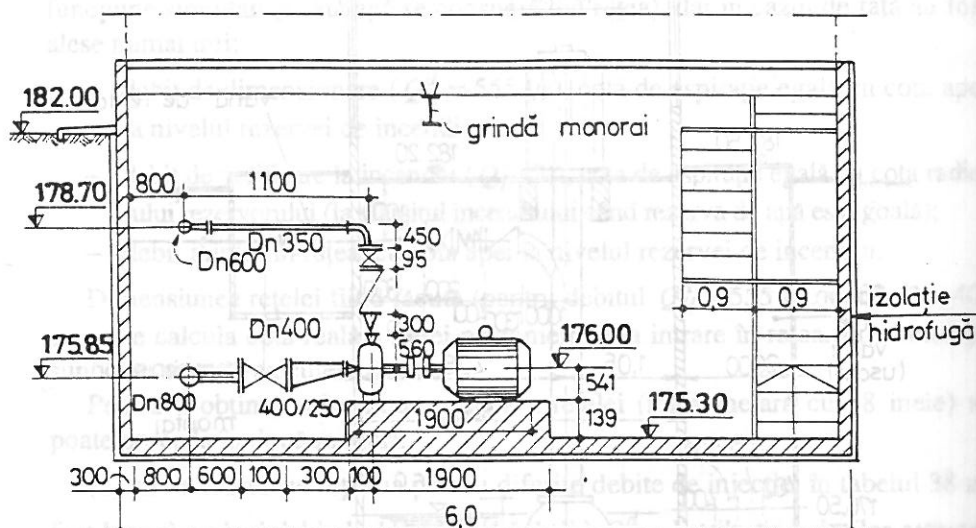


Fig. 61,a - Stația de pompare treapta 2; varianta cu pompe cu ax vertical.



R- spațiu pentru staționarea pompei înainte de a fi ridicată, prin trapă, în exterior

Secțiunea 1-1



ATENȚIE! Conductele vor fi rezemate independent pe fundație

Fig. 61, b - Stația de pompare treapta 2; varianta cu pompe cu ax orizontal.

Tabelul 38

Valori pentru calculul curbei caracteristice a rețelei

Inel	Bara	Diam. D_n [mm]	Modul de rezistență M [s^2/m^5]	$Q1=Q/4$		$Q2=Q/2$		$Q3=3Q/4$		$Q4=Q$		OBS.
				Q_c [l/s]	$M Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M Q_c^2$ [m]	
I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
I	1-2	300	180	25	0,11	50	0,45	75	1,0	99,25	1,78	$Q = Q_{II}$
	2-3	100	116000	0,6	0,04	1,30	0,20	1,8	0,38	2,55	0,76	
	1-3	150	19500	3,0		6,0		9				
II	2-8	300	200	9		18		27				
	8-4	200	2720	6		12		18				
	2-4	200	4080	6,4		12,8		19,2				
III	1-12	600	12	83,3	0,08	166,6	0,33	250	0,71	345,4	1,44	
	12-8	300	109	18		36		54				
	8-2	300	200	9		18		27				
	2-1	900	180	25		50		75				
IV	1-16	300	102	17,2		34,4		51,6				
	16-17	250	915	9		18		27				
	17-12	250	580	5		10		15				
	12-1	600	12	83,3		166,6		250				

Tabelul 38 (continuare)

Inel	Bara	Diam. D_n [mm]	Modul de rezistență M [s ² /m ⁵]	$Q_1=Q/4$		$Q_2=Q/2$		$Q_3=3Q/4$		$Q_4=Q_c$		OBS.
				Q_c [l/s]	$M Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M Q_c^2$ [m]	
I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
V	16 - 22	200	1900	5,1	0,05	10,26	0,20	15,4	0,45	20,56	0,80	$Q = Q_{II}^d = Q_c$
	22 - 23	150	12000	3	0,11	6	0,43	9	0,97	11,76	1,65	
	23 - 17	150	7870	4	0,12	8	0,50	12	1,14	16,00	1,90	
	17 - 16	250	915	9	0,07	18	0,30	29	0,67	36,00	1,18	
					$\Sigma = -0,03$		$\Sigma = -0,17$		$\Sigma = -0,39$		$\Sigma = -0,63$	
VI	23 - 24	150	12600	2,75		5,50		8,25				
	24 - 18	150	7870	2,75		5,60		8,30				
	18 - 17	200	2850	6		12		18				
	17 - 16	150	7870	3,3		6,6		10				
VII	17 - 18	200	2850	5,2		10,4		15,6				
	18 - 13	200	1900	4,6		9,2		13,8				
	13 - 12	500	22	57,6		115,2		172,8				
	12 - 17	250	580	5		10		15				
VIII	12 - 13	500	22	57,6	0,07	115,2	0,29	172,8	0,67	230,5	1,16	
	13 - 9	350	129	15		30		45				
	9 - 8	250	870	10,3		20,6		31				
	8 - 12	300	109	18		36		54				

Tabelul 38 (continuare)[illegible]

Tabelul 38 (continuare)

Inel	Bara	Diam. Dn [mm]	Modul de rezistență M [s ² /m ⁵]	Q1=Q/4		Q2=Q/2		Q3=3Q/4		Q4=Qc		OBS.
				Qc [l/s]	M Qc ² [m]	Qc [l/s]	M Qc ² [m]	Qc [l/s]	M Qc ² [m]	Qc [l/s]	M Qc ² [m]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
XIII	24 - 25	125	29200	2,1		4,2		6,3				
	25 - 19	125	20800	1,7		3,4		5,1			*	
	19 - 18	150	12600	2,9		5,8		8,7				
	18 - 24	150	7870	2,9		5,8		8,7				
XIV	25 - 26	100	65800	0,9		1,8		2,7				
	26 - 21	150	15000	1,5		3,0		4,5				
	21 - 20	200	2040	7,0		14,0		21,0				
	20 - 19	125	15000	1,6		3,2		4,8				
	19 - 25	125	20800	1,7		3,4		5,1				
XV	20 - 21	200	2040	7		14		21				
	21 - 15	125	2340	1,6		3,2		4,8				
	15 - 20	150	12000	4,0		8,0		12,0				
XVI	20 - 15	150	12000	3,6	0,15	7,2	0,62	10,8	1,40	15,9	3,04	
	15 - 10	150	10700	2,8		5,6		8,4				
	10 - 14	250	790	11,3		22,6		34				
	14 - 20	300	187	15,7	0,05	31,4	0,19	47,1	0,35	65,2	0,80	

Tabelul 38 (continuare)

Inel	Bara	Diam. Dn [mm]	Modul de rezistență M [s ² /m ⁵]	Q1=Q/4		Q2=Q/2		Q3=3Q/4		Q4=Qc		OBS.
				Qc [l/s]	M Qc ² [m]	Qc [l/s]	M Qc ² [m]	Qc [l/s]	M Qc ² [m]	Qc [l/s]	M Qc ² [m]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
XVII	10 - 15	150	10700	1,3		2,6		3,9				
	15 - 11	150	12600	2,1		4,2		6,3			*	
	11 - 10	200	2040	-6,4		-12,8		-19,2				
XVIII	10 - 11	200	2040	6,4		12,8		19,2				
	11 - 7	150	16400	2,5		5		7,5				
	7 - 6	100	32000	-0,7		-1,4		-2,0				
	6 - 10	150	15750	3		6		9				
SP - 1	2·Dn 600		14,2	136/2	0,09	270/2	0,26	400/2	0,57	555/2	1,10	
				Σhr	0,50		1,96		4,24		7,66	

* Valori din tabelul 39.

Tabelul 39 (continuare)

Inel	Bara	l [m]	Dn [mm]	s ₀ [s ² / m ⁶]	M [s ² / m ⁵]	Valori initiale				Corectia I			
						Q ₀ [l/s]	M Q ₀	ΔQ _j [l/s]	ΔQ _k [l/s]	Q _i [l/s]	M Q _i	M Q _i ² [m]	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
VI	23 - 24	400	150	31,5	12600	12,4	156	1,96	-1,4		11	138	1,51
	24 - 18	250	150	31,5	7870	-10	79	-0,79	-1,4	0,25	-11,1	88	-0,97
	18 - 17	420	200	6,79	2850	-20,6	61	-1,27	-1,4	-1,50	-23,5	67	-1,58
	17 - 23	250	150	31,5	7870	12,2	96	1,17	-1,4	2,44	13,2	104	1,38
						Σ = 392		Σ =1,07		Σ = -0,34			
VII	17 - 18	420	200	6,79	2850	20,6	59	1,22	1,5	-1,4	20,7	59	1,22
	18 - 13	280	200	6,79	1900	-20	38	-0,76	1,5	1,1	-17,4	33	-0,56
	13 - 12	440	500	0,05	22	-230	5	-1,17	1,5	-2,0	-230,5	5	-1,17
	12 - 17	280	250	2,07	580	25,7	1,5	0,38	1,5	-7,5	19,7	11	0,23
						Σ = 97		Σ =-0,28		Σ = -0,28			
VIII	12 - 13	440	500	0,05	22	230	5	1,16	2,0	-1,50	230,5	5	1,16
	13 - 9	380	350	0,34	129	52	7	0,35	2,0	5,60	59,6	8	0,46
	9 - 8	420	250	2,07	870	-40	35	-1,39	2,0	-3,30	-41,3	36	-1,48
	8 - 12	320	300	0,34	109	-56	6	-0,34	2,0	-17,7	-71,7	8	-0,56
						Σ = 55		Σ =-0,22		Σ = -0,42			
								ΔQ = 2,0 l/s					

Tabelul 39 (continuare)[illegible]

Tabelul 39 (continuare)

Punct	Bara	l [m]	Dn [mm]	s ₀ [s ² / m ⁶]	M [s ² / m ⁵]	Valori inițiale			Corecția I				
						Q ₀ [l/s]	M Q ₀	M Q ₀ ² [m]	ΔQ _j [l/s]	ΔQ _k [l/s]	Q ₁ [l/s]	M Q ₁	M Q ₁ ² [m]
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
VIII	10-11	300	200	6,79	2040	21	43	0,91	-0,25	5,0	25,75	52	1,38
	11-7	520	150	31,5	16400	10,4	170	1,76	-0,25		10,15	166	1,68
	7-6	120	100	274	32000	-2,4	77	-0,18	-0,25		-2,65	85	-0,22
	6-10	500	150	31,5	15750	-12,0	188	-2,26	-0,25	0,53	-11,7	184	-2,75
Σ = 478						Σ = 0,23			Σ = 0,70				
						ΔQ = - 5,6 l/s							

Calculul presiunii disponibile

Tabelul 40

Tronson (bară)	Diam. D ₁ [mm]	Debit Q [l/s]	Pierdere de sarcină h _r = MQ ² [m]	COTA [m]		Pres. disp. [m]	Pres. la branșament H _b (nec) [m]
				Piezom.	Topo		
1-12	600	345,4	1,44	234	186,5	47,5	21
12-13	500	230,5	1,16	232,56	188	44,56	34
13-14	400	130,6	0,95	231,40	189	42,40	34
14-20	300	63	0,74	230,45	193	37,45	34
20-21	200	27,8	1,54	229,71	196	33,71	21
21-26	150	6,1	0,56	228,17	195,5	32,67	21
1-16	300	68,8	0,48	227,61	199	28,61	21
16-22	200	20,56	0,80	234,00	186,5	47,5	21
22-23	150	11,76	1,65	233,52	189,5	44,02	21
23-24	150	11	1,51	232,72	196	36,72	21
24-25	125	8,45	2,09	231,07	195,5	35,57	21
25-26	100	3,60	0,85	229,56	195,5	34,06	21
1-2	300	99,25	1,78	227,47	197	30,47	21
2-4	200	25,40	2,60	226,62	199	27,62	21
4-5	200	21,5	1,57	234	186,5	47,5	21
5-6	150	13,3	2,80	232,22	183	49,22	34
6-7	100	2,65	0,22	232,22	183	49,22	34
14-10	250	45,2	1,61	229,62	182	47,62	34
10-11	200	25,75	1,38	228,05	185,5	42,55	34
				225,25	185	40,25	34
				225,03	185,5	40,03	34
				230,45	193	37,45	34
				228,84	190,5	38,34	34
				227,46	188	39,46	34

Tabelul 40 (continuare)

Tronson (bară)	Diam. D_1 [mm]	Debit Q [l/s]	Pierdere de sarcină $h_r = MQ^2$ [m]	COTA [m]		Pres. disp. [m]	Pres. la branșament H_b (nec) [m]
				Piezom.	Topo		
11-7	150	10,15	1,68	227,46	188	39,46	34
				225,78	185,5	40,28	34
20-15	150	13,17	2,25	229,71	196	33,71	21
				227,46	193	34,46	34

(2) făcând o observație importantă, și anume: *dacă rețeaua inelară este dimensionată, la debitul maxim, pierderea de sarcină pe inele este echilibrată* ($\sum h_{rinel} \leq 0,5$ m); calculul este făcut astfel încât fiecare bară a rețelei asigură debitul maxim; dacă în rețea se reduce debitul total, debitul pe bare se va reduce $Q'_i < Q_i$; dacă $\sum MQ_i^2 \leq 0,5$ m pe fiecare inel, atunci și $\sum M(Q'_i)^2 < 0,5$, deci rețeaua va rămâne echilibrată (în condițiile date în STAS nu în valoare absolută); ca atare este suficient să se determine circuitul care produce pierderea de sarcină maximă (rețeaua dimensionată la debitul maxim) în rețea și numai pe acest circuit să se calculeze pierderea de sarcină pentru valori intermediare a debitului (proportionale cu raportul Q_i / Q_{max}); pentru ușurința urmăririi, verificarea din tabelul 38, unde valorile au fost marcate; se vede că ipoteza făcută se verifică în toate cazurile.

La sfârșitul tabelului 38 sunt date calculele pentru înălțimea de pompare pentru 1/4, 1/2, 3/4 și 1/1 din Q_{II}^d valori cu care se poate construi curba caracteristică. În aplicație a fost adoptată varianta (2).

În figura 61,c sunt date curbele caracteristice pentru trei nivele ale apei din rezervor: *rezervor gol*, înălțime maximă de pompare, când se poate asigura debitul 563 l/s; *rezervor plin numai cu rezerva de apă pentru incendiu*; *rezervor plin*, caz mai rar și de scurtă durată, când se poate realiza debitul maxim de 630 l/s.

Ritmul de pompare a pompelor, funcție de cerința de apă din rețea (oraș) trebuie asigurat prin sistemul de automatizare.

Automatizarea legată corespunzător de sistemul de semnalizare din rețea va trebui să asigure și funcționarea pompelor fără ca presiunea din rețea să depășească valoarea de 60 m.

O soluție bună pentru funcționarea unei asemenea stații de pompare este folosirea pompelor cu turație variabilă.

În figura 62 este dată schema de alcătuire a căminului de racord între conductele de refulare de la pompe și rețea. Legătura nu oferă siguranță maximă și în consecință ar trebui refăcută structura de bază a rețelei și calculul reluat.

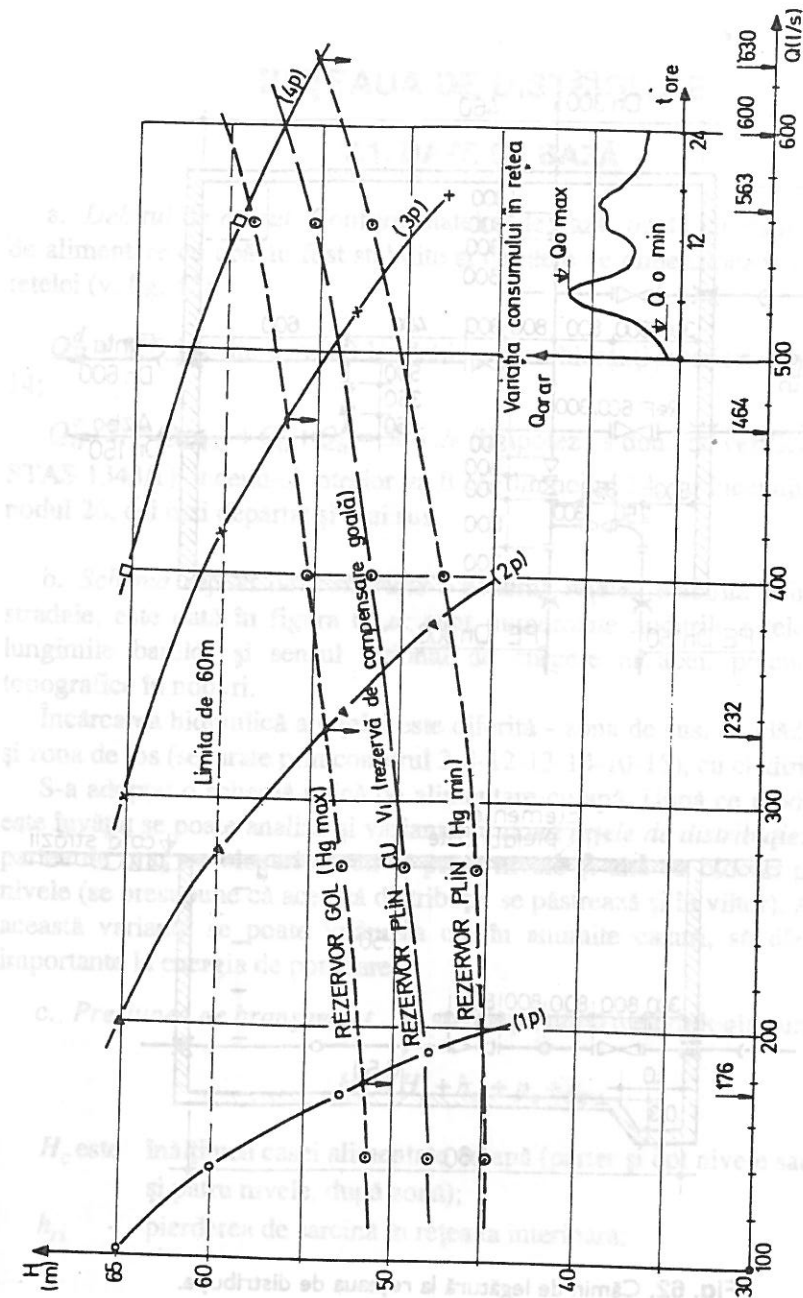


Fig. 61,c - Stația de pompare treapta 2; curba caracteristică de funcționare.

Capitolul 7

REȚEAUA DE DISTRIBUȚIE

7.1. DATE DE BAZĂ

a. *Debitul de calcul.* Conform datelor de bază, odată cu stabilirea schemei de alimentare cu apă au fost stabilite și debitele de dimensionare și verificare a rețelei (v. fig. 43).

$Q_{II}^d = 555 \text{ l/s}$, din care 20 l/s debit pentru hidranți interiori în nodurile 8 și 14;

$Q_{II}^v(2) = Q_{0max} + Q_{ii} + Q_{ie} = 586 \text{ l/s}$ (în ipoteza a doua de verificare, conform STAS 1343/1); incendiul interior va fi cel din nodul 14, iar incendiul exterior în nodul 26, cel mai depărtat și mai sus.

b. *Schema rețelei de distribuție.* Schema rețelei, stabilită conform rețelei stradale, este dată în figura 63,a; sunt numerotate nodurile rețelei, sunt date lungimile barelor și sensul rațional de curgere al apei, precum și cotele topografice în noduri.

Încărcarea hidraulică a rețelei este diferită - zona de sus, cu clădiri mai mici și zona de jos (separate prin conturul 2-8-12-13-14-10-15), cu clădiri înalte.

S-a adoptat o schemă unică de alimentare cu apă. După ce modul de calcul este învățat se poate analiza și varianta cu două rețele de distribuție: una pentru partea de oraș cu blocuri parter și patru nivele și alta cu blocuri parter și opt nivele (se presupune că această distribuție se păstrează și în viitor). Analizând și această variantă se poate întâmpla ca, în anumite cazuri, să ofere avantaje importante la energia de pompare.

c. *Presiunea de branșament.* Se stabilește după metodologia cunoscută:

$$H_b = H_c + h_{ri} + p_s + h_c,$$

H_c este înălțimea casei alimentate cu apă (parter și opt nivele sau parter și patru nivele, după zonă);

h_{ri} - pierderea de sarcină în rețeaua interioară;

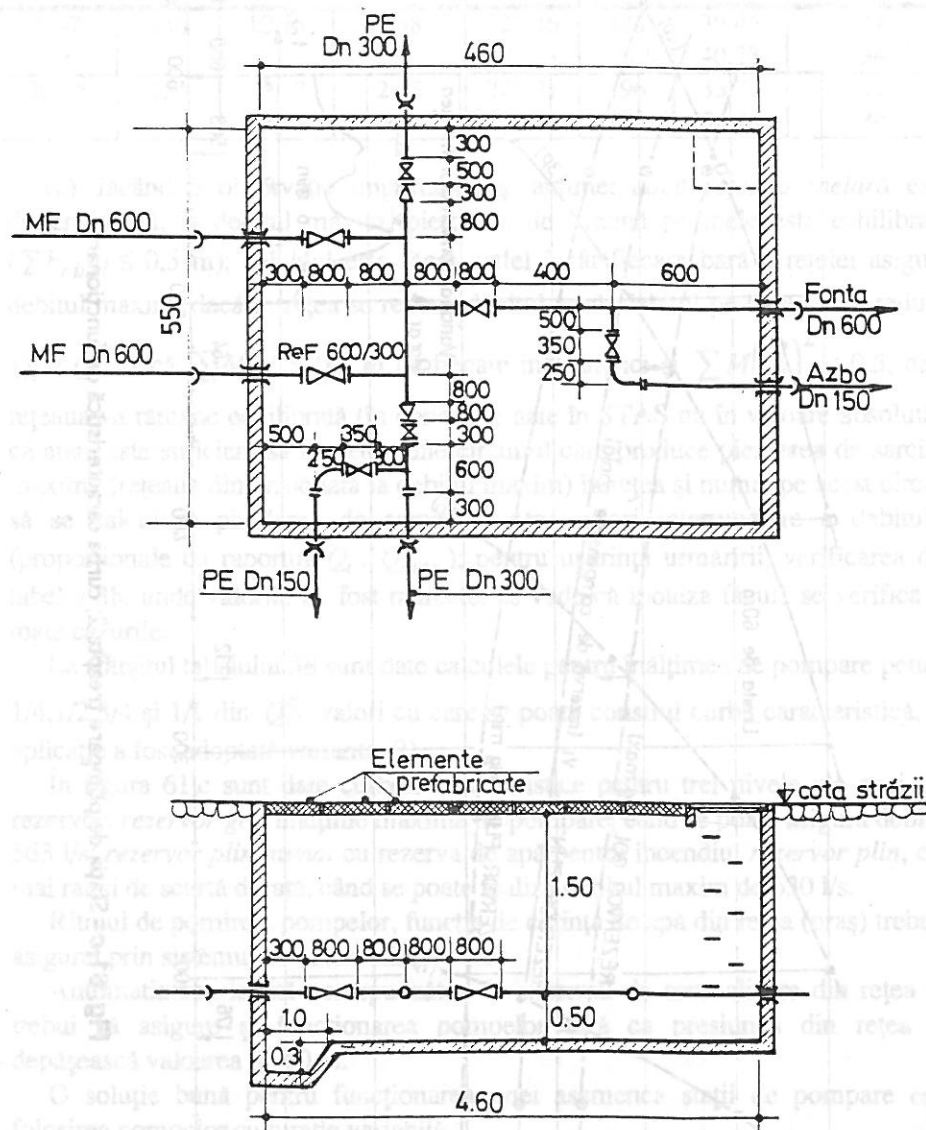


Fig. 62. Cămin de legătură la rețeaua de distribuție.

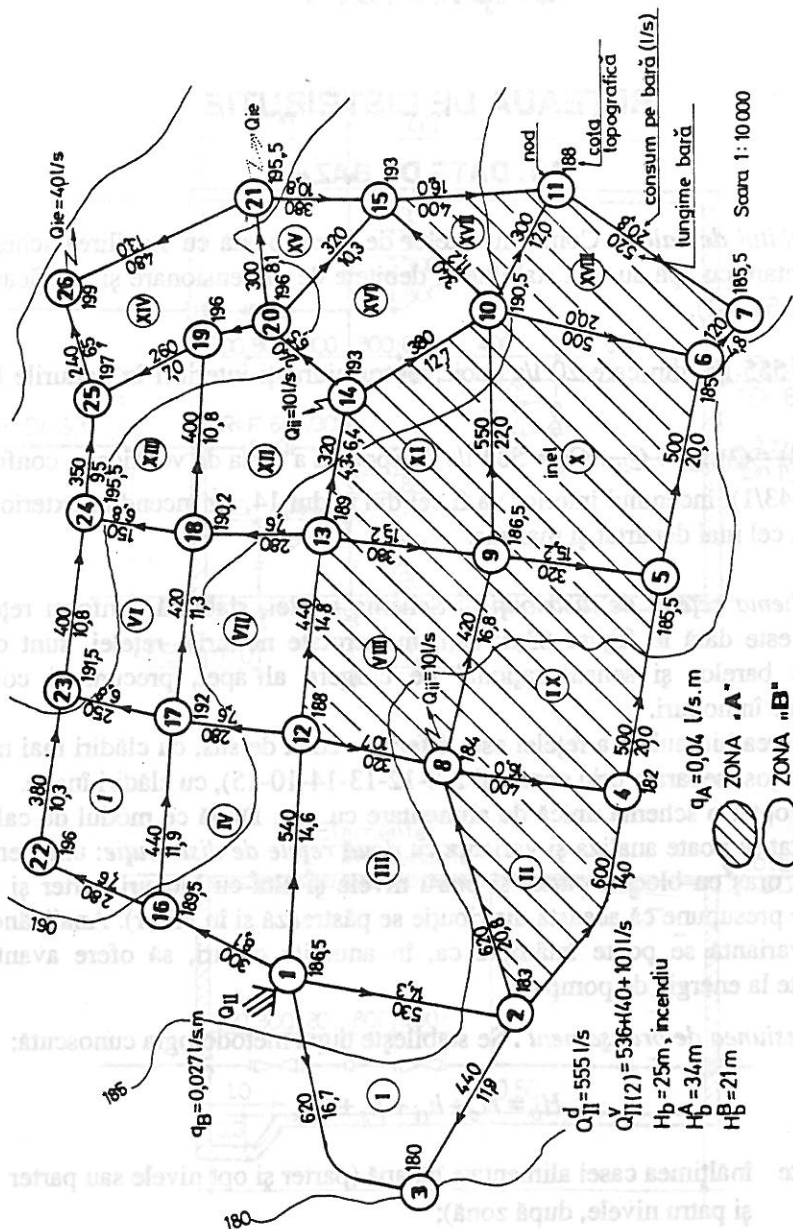


Fig. 63,a - Reteaua de distribuție; schema generală.

- p_s - presiunea de utilizare la ultimul robinet, alimentat cu apă (la construcțiile civile robinetul care umple rezervorul WC-ului la ultimul nivel); se normalizează 2 m;
- h_c - pierderea de sarcină în bransament și contor de apă;

- pentru zona de sus, parter și patru nivele:

$$H_b = 5(3 \text{ m/etaj}) + 2 + 2 + 2 = 21 \text{ m};$$

- pentru zona de jos, parter și opt nivele:

$$H_b = 9(3) + 3 + 2 + 2 = 34 \text{ m};$$

- pentru clădiri cu hidranți interiori, la fel ca în aplicația 2, $H_b = 25 \text{ m}$ (se consideră că sunt clădiri parter și un nivel).

d. *Stabilirea debitelor de dimensionare.* Debiturile de dimensionare, la fel ca în aplicația 2, se stabilesc în ipoteză că debitul care alimentează rețeaua, $Q_{0\max}$ se distribuie uniform pe lungimea rețelei, proporțional cu densitatea populației. Rezultă debitul specific pe unitatea de lungime a rețelei:

- pentru zona parter și patru nivele:

$$q = [535/2 \text{ (l/s)}]/9 \text{ 820 (m)} = 0,027 \text{ l/s.m};$$

- pentru zona parter și opt nivele:

$$q = [535/2 \text{ (l/s)}]/6 \text{ 780 (m)} = 0,040 \text{ l/s.m}.$$

Echilibrând nodurile ($\sum Q_i = 0$) se obțin debiturile pe bare (intrare și ieșire), prin medierea cărora rezultă debitul de calcul pe fiecare bară. Valorile debiturilor, pentru ușurința urmăririi, sunt date în figura 63,b.

7.2. DIMENSIONAREA REȚELEI

Pentru exemplificare (din lipsă de spațiu) se va executa numai dimensionarea rețelei. Faza a doua de verificare se execută la fel ca în aplicația 2. Calculul se va face tot cu mijloace manuale. Pentru rețele mai complicate se poate apela la un program de calcul pe calculator (existent în Universitatea Tehnică de Construcții sau institute de proiectare; unul din cele mai dezvoltate exista la PROED / ISLGC).

Calculul este dat în tabelul 39, iar rezultatele sunt concretizate în schema din figura 63,c.

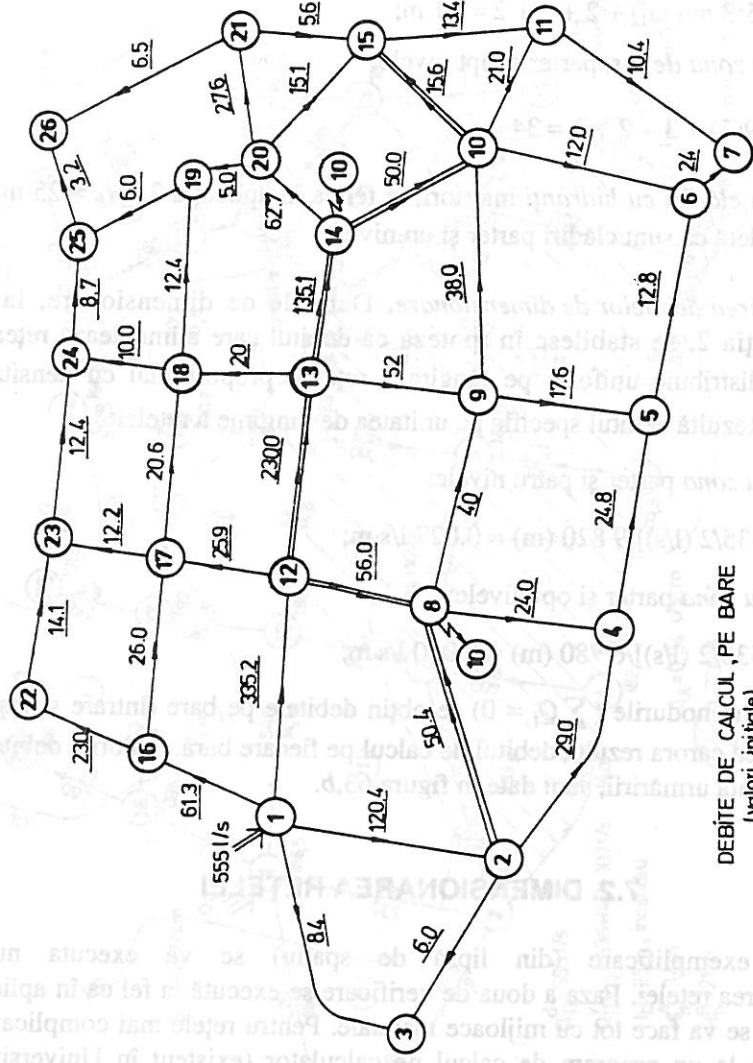


Fig. 63, b - Reteaua de distribuție; debite de calcul pe rețea.

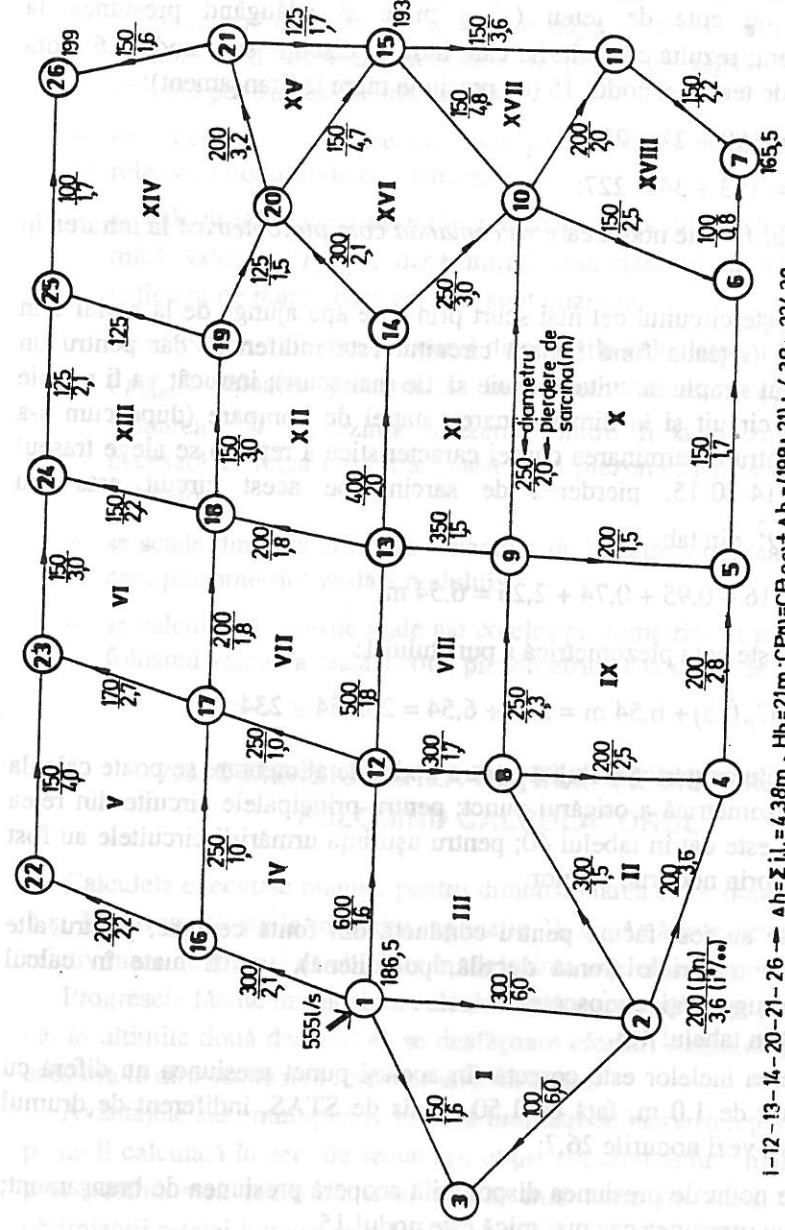


Fig. 63, c - Dimensiunile barelor rețelei de distribuție.

În calcul, apare nou faptul că nu se cunoaște cota piezometrică a nodului 1 (de alimentare) și ca atare se procedează astfel:

- se găsește în rețea punctul (nodul) care solicită cea mai mare cotă piezometrică ($C_p = H_b + C_T$), alegând în ambele zone de presiune nodurile cu cota de teren (C_T) mare și adăugând presiunea la branșament; rezultă că nodurile care intră în discuție sunt nodul 26 (cota maximă de teren) și nodul 15 (cu presiune mare la branșament):

$$C_p(26) = 199 + 21 = 220;$$

$$C_p(15) = 193 + 34 = 227;$$

- deci nodul 15 este nodul care va comanda cota piezometrică la intrarea în rețea;
- se stabilește circuitul cel mai scurt prin care apa ajunge de la nodul 1 în nodul 15 (rețeaua fiind inelară circuitul este indiferent, dar pentru un calcul mai simplu circuitul trebuie să fie mai scurt); întrucât va fi nevoie de acest circuit și la dimensionarea stației de pompare (după cum s-a văzut pentru determinarea curbei caracteristice a rețelei) se alege traseul 1-12-13-14-20-15; pierderea de sarcină pe acest circuit este (cu $h_r = MQ^2$ din tab. 39):

$$1,44 + 1,16 + 0,95 + 0,74 + 2,25 = 6,54 \text{ m};$$

- se stabilește cota piezometrică a punctului 1:

$$C_p(1) = C_p(15) + 6,54 \text{ m} = 227 + 6,54 = 233,54 \approx 234;$$

- cu cota piezometrică stabilită pentru nodul de alimentare se poate calcula cota piezometrică a oricărui punct; pentru principalele circuite din rețea calculul este dat în tabelul 40; pentru ușurința urmăririi circuitele au fost marcate prin nodurile barelor;
- calculele au fost făcute pentru conductă din fontă cenușie; pentru alte tipuri de materiale (fontă ductilă, polietilenă), vor fi luate în calcul valorile rugozității cunoscute.

Se observă în tabelul 40:

- închiderea inelelor este corectă (în același punct presiunea nu diferă cu mai mult de 1,0 m, față de 1,50 admis de STAS, indiferent de drumul parcurs), vezi nodurile 26,7;
- în toate nodurile presiunea disponibilă acoperă presiunea de branșament; nodul cu presiunea cea mai mică este nodul 15.

În cazul unor rețele mai complicate ca alcătuire, relief al terenului pe care se desfășoară, intercalarea construcțiilor înalte-joase, sau cu presiune de branșament foarte diferită, pentru a evita încercările se poate face un calcul exact, însă pe circuit dublu:

- se alege pentru nodul de injecție (aici 1), dacă sunt mai multe noduri se alege ca nod de bază cel la care se asigură debitul cel mai mare, o cota piezometrică arbitrară suficient de mare; de regulă se alege o cifră rotundă pentru calcule mai ușoare;
- se calculează cota piezometrică pentru toate nodurile folosind cota relativă a nodului de alimentare;
- se calculează în toate nodurile presiunea disponibilă și se caută cea mai mică valoare (p_{min}); dacă inițial cota nodului de alimentare a fost suficient de mare, toate valorile sunt pozitive;
- se scade din valoarea presiunii disponibile calculate cu valoarea minimă (p_{min}) valoarea presiunii la branșament necesară ($p_{min} - H_b = \Delta H$); valoarea ΔH reprezintă diferența dintre linia piezometrică și linia necesară în rețea (cea mai joasă linie piezometrică la distribuția dată debitelor);
- se scade din cota arbitrară a nodului de injecție valoarea ΔH și se obține cota piezometrică reală a nodului;
- se calculează valorile reale ale cotelor piezometrice și presiunii în nodurile folosind valoarea reală a cotei piezometrice a nodului de alimentare.

7.3. DIMENSIONAREA REȚELEI DE DISTRIBUȚIE FOLOSIND CALCULATORUL

Calculele executate manual pentru dimensionarea celor două rețele (aplicații 2 și 3) și o verificare la incendiu (aplicația 2), arată că este nevoie de un volum relativ mare de timp și de abilitate în alcătuirea rețelei și dezvoltarea calculelor.

Progresele făcute în folosirea calculatoarelor (performanțe și dotare) au făcut ca, în ultimile două decenii, să se desfășoare eforturi susținute pentru folosirea acestora la dimensionarea rețelelor de distribuție.

Avantajele sunt multiple: reducerea timpului de lucru (o rețea de 3- 400 inele poate fi calculată în zeci de secunde); obținerea unui volum mare de informații prin posibilitatea realizării unui număr mai mare de variante; posibilitatea optimizării rețelei funcție de diferite criterii (investiție minimă, energie minimă).

cost minim al apei etc); posibilitatea verificării funcţionării reţelelor existente în vederea completării sau extinderii.

Astăzi există un număr mare de programe, mai simple sau mai complicate, pentru rezolvarea problemelor legate de reţele, fără ca domeniul să fie epuizat. Pot fi menţionate: cercetările şi programul foarte complet elaborat de colectivul prof. D. Cioc de la catedra de Hidraulică şi Protecţia Mediului din Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti, program care se pretează în special la problemele de cercetare; programul elaborat de ISLGC sub conducerea dr. ing. D. Astrahanţev, complet şi calat pe probleme de proiectare (modul de apelare este dat în Păslăraşu, I., 1981); cercetările efectuate de colectivul prof. C. Jura de la U.T.Timişoara care dispune de asemenea de un program bun (Jura, 1976), U.T.Iaşi prin prof. Bârsan, care are un program performant etc. O schemă logică este de asemenea dată în (Trofin, P., 1983; Simpozion CNPDAR, 1997).

Aplicarea programelor existente, posibilă în cadrul programului de instruire al studenţilor, este bine să se facă însă abia după întuirea jocului valorilor în dimensionarea unei reţele noi altfel riscul ca reţeaua să fie bine dimensionată dar rău alcătuită este mare. Abia când se ştie bine ce se doreşte de la reţea se poate trece şi la calculul automat rezultatele fiind mult mai bune.

Problema alcătuirii raţionale şi calculării cu programe pe calculator este încă o problemă deschisă. Este total deschisă şi problema funcţionării reţelei de distribuţie cu un anume grad de siguranţă.

Capitolul 9

COSTUL LUCRĂRILOR. COSTUL APEI

Sunt cunoscute acum componenţa lucrărilor sistemului de alimentare cu apă, tipul şi dimensiunile lucrărilor, indicii de cost specifici pe tipuri de lucrări. Se poate face un calcul al costului lucrărilor şi al costului apei.

Observaţie: Valorile indicilor sunt date ca exemplu de calcul (sunt apropiate de valorile reale dar nu pot fi luate în considerare pentru calcule reale).

a) *Costul lucrărilor* (valoarea INVESTIȚIEI). Pentru ușurința calculului este dat tabelar, vezi tabelul 41, pentru principalele lucrări; pentru detalierea rețelei calculul este dat în tabelul 42.

Tabelul 41

Valoarea investiției în sistem

Nr.	Denumirea obiectului	Parametrul caracteristic	Cost unitar	Valoare investiție [10 ⁹ lei]
1.	Captare cu prag deversor	$Q1\% < 1000 \text{ m}^3/\text{s}$	7 mld. lei/ buc.	7
2.	Stație de pompare I(SPI)	$H < 10 \text{ m}, Q = 5161/\text{s}$	1,54 mld. lei/buc.	1,54
3.	Stație de tratare	-	cf. tab.37	8,92
4.	Rezervoare	30000 m^3	$0,45 \text{ mil}/\text{m}^3$	13,5
5.	Stația de pompare II(SPII)	$H = 60 \text{ m}, Q = 5-600 \text{ l/s}$	-	2,66
6.	Conducte de legătură la rețea	$2 \text{ Dn } 600, l = 2.750 \text{ m}$	$0,600 \text{ mil. lei/an}$	0,9
7.	Rețea de distribuție	-	eval. cf. tab.42	26,1

Total: $C = 60,62 \cdot 10^9 \text{ lei}$

Tabelul 42

Evaluarea rețelei de distribuție

Diametru mm	Cost mii lei/m	Cantitate m	Cost total mil. lei	Obs.
100	200	800	160	
	200	5420	1084	1
125	300	1170	351	
150	450	5420	2440	
200	500	3760	1880	
250	590	2070	1220	
300	690	1670	1150	
350	800	380	256	
400	920	320	295	
500	1.200	440	528	oțel
600	1.150	540	736	PREMO
100	200	80000	16000	2

Total: 102 000 26 100

Observație:

1. conducte de serviciu ce dublează conductele principale (arterele) pe stradă;
2. conducte de serviciu pentru distribuția apei în cvartalele de locuințe; se apreciază la 1 m/loc;
3. toate conductele sunt din tuburi de fontă ductilă.

b) *Calculul costului apei.* Costul unui m³ de apă distribuit utilizatorilor se stabilește cu relația:

$$c = [\text{cheltuieli totale anuale (lei)}] / \text{volumul mediu de apă livrată (m}^3\text{)}$$

sau explicitat (Trofin, P., 1983):

$$c = 1,07 c_0 + [(C_1 i_1 + C_2 i_2 + C i_3 + C_e + R + S) / 365 Q_{n \text{ zi med}}] \text{ lei/m}^3,$$

unde:

c_0 este prețul apei brute, conform tarif, contract cu Regia Apelor Române, reprezentând contribuția sistemului de alimentare cu apă la recuperarea investițiilor făcute în bazinul hidrografic din care este preluată apa (pentru regularizarea debitului albiei, păstrarea calității apei etc.); pentru aplicația de față se consideră $c_0 = 0$ (în scopul reliefării numai a cheltuielilor proprii);

- C_1 - costul de investiție în lucrările de construcții montaj;
 i_1 - cota de amortizare a lucrărilor de construcții montaj pentru centre populate $i_1 = 0,033$, pentru industrie $i_1 = 0,075 - 0,10$;

C_2 - costul de investiție în utilaje; rezultă din evaluarea pe bază de deviz; în aplicația de bază se va considera jumătate din costul stațiilor de pompare;

i_2 - cota de amortizare pentru investițiile în utilaje
($i_2 = 0,075 - 0,10$) se adoptă valoarea $i_2 = 0,10$;

C - costul total de investiție, (tab. 41);

i_3 - cota de întreținere, uzual $i_3 = 0,01$;

C_e - cheltuielile anuale cu energia consumată în sistem pentru transportul apei; se calculează pentru cele două stații de pompare și pentru exploatarea stației de tratare;

R - cheltuielile anuale pentru exploatarea gospodăriei de reactivi;

S - retribuțiile anuale ale personalului de exploatare a lucrărilor de alimentare cu apă;

$Q_{n \text{ zi med}}$ - debitul necesar, mediu, zilnic de apă, calculat după STAS 1343/1-95.

Pentru a reliefa ponderea diferitelor cheltuieli în costul apei relația va fi transformată astfel (s-a notat $V = 365 Q_{n \text{ zi med}} = 11,65 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an}$);

$$c = [C_1 i_1 / V + C_2 i_2 / V + C i_3 / V + C_e / V + R / V + S / V] \text{ (lei/m}^3\text{)};$$

$$c = c_i + c_u + c_{rep} + c_e + c_s + c_{trat};$$

- *Ponderea costului de investiție, c_i :*

$$c_i = C_1 i_1 / V = [60,62 - (1/2)(1,54 + 2,66)] \cdot 10^9 \cdot 0,033 / (11,65 \cdot 10^6) = 16,5 \text{ lei/m}^3$$

(suma de 2 500 mii lei reprezintă costul utilajului);

- *Ponderea costului utilajului, c_u :*

$$c_u = C_2 i_2 / V = [(1/2)(1,54 + 2,66) \cdot 0,10 \cdot 10^9] / (11,65 \cdot 10^6) = 18 \text{ lei/m}^3;$$

- *Ponderea cheltuielilor de reparații, c_{rep} :*

$$c_{rep} = C i_3 / V = [60,62 \cdot 10^9 \cdot 0,01] / [11,65 \cdot 10^6] = 52 \text{ lei/m}^3;$$

- *Ponderea costului energiei, c_e :*

- necesarul de energie în stația de pompare I:
3 pompe în funcțiune, continuă, $P = 130 \text{ kW}$;

$P_I = (3 \cdot 30)/1,15 = 78 \text{ kW}$ (s-a făcut corecția cu K_{zi} , întrucât pompele sunt dimensionate la $Q_{szi \max}$);

- necesarul, în stația de pompare II:
4 pompe în funcțiune, cu puterea 132 kW; pompele sunt dimensionate la $Q_{s0 \max}$, deci se va corecta consumul cu K_0 și K_{zi} :

$$P_{II} = (4 \cdot 132)/(1,13 \cdot 1,15) = 405 \text{ kW};$$

- costul energiei (la un cost unitar de 560 lei/kWh):

$$C_e = (405 + 78) \text{ (kW)} \cdot 8760 \text{ (ore/an)} \cdot 560 \text{ (lei/kWh)} = 2,370 \cdot 10^6 \text{ lei/an};$$

$$c_e = (2,370 \cdot 10^6)/11,65 \cdot 10^6 = 203,4 \text{ lei/m}^3.$$

Observație: Se poate calcula și cantitatea de energie înmagazinată în apă prin pompare:

$$[(405+78) \cdot 8760 \text{ ore/an}]/(11,65 \cdot 10^6) = 0,362 \text{ kWh/m}^3 = 362 \text{ kWh/1000 m}^3$$

(atenție la energia pierdută odată cu apa pierdută; dacă apa se poate regăsi undeva, energia nu).

- *Ponderea costului tratării apei, c_{trat} .* Din capitolul tratarea apei, evident pentru un consum mediu de reactivi, rezultă valoarea totală a reactivilor $238 \cdot 10^6$ lei:

$$c_{trat} = (238 \cdot 10^6)/(11,65 \cdot 10^6) = 20,4 \text{ lei/m}^3;$$

- *Ponderea cheltuielilor cu retribuirea personalului, c_s .* Se apreciază personalul strict necesar în sistem (pentru stația de tratare s-a apreciat și va fi luată cifra (valoarea) totală $117,6 \cdot 10^6$ lei/an):

- șef sistem 1·1,2 mil. lei/lună;
- șef tură 3·0,8 mil. lei/lună;
- instalatori 30·0,4 mil. lei/lună;
- maeștri 10·0,7 mil. lei/lună;
- muncitori 10·0,3 mil. lei/lună;

Total: $25,6 \cdot 10^6$ lei/lună;
 $307 \cdot 10^6$ lei/an;

$$c_s = [(307+117,6) \cdot 10^6]/11,65 \cdot 10^6 = 36,5 \text{ lei/m}^3,$$

Rezultă costul total al apei: $c = 495 \text{ lei/m}^3$.

Se apreciază că apa costă destul de mult, ponderea mare fiind dată de investiție, energie, reactivi și salarii.

Capitolul 10

ANSAMBLUL SISTEMULUI DE ALIMENTARE CU APĂ

Și pentru cazul aplicației 3 au fost obținute dimensiunile tehnologice pentru principalele obiecte componente ale sistemului de alimentare cu apă. Acolo unde au fost mai multe variante a fost aleasă una dintre ele. Este adevărat că nu au fost dimensionate toate elementele. Așa de exemplu nu au fost dimensionate (din cauza lipsei de spațiu și din dorința de a nu complica foarte mult materialul), sistemul de canalizare din incinta stației de tratare, gospodăria de prelucrare a nămolului și reținerea sulfatului de aluminiu, pierderea de sarcină între obiectele stației de tratare, bazinul de distribuție între decantoare etc.

Pe baza acestor dimensiuni tehnologice se poate trece acum la dimensionarea constructivă, cu care ocazie sunt posibile mici modificări a acestor dimensiuni și chiar a formei. După stabilirea condițiilor reale de construcție se poate reface calculul tehnologic în vederea obținerii parametrilor reali, finali de lucru.

Abia acum se poate realiza planul general de situație și profilul (schemă) tehnologic general al sistemului de alimentare cu apă. În figura 64 a, b, sunt date aceste două elemente generale de ansamblu a sistemului de alimentare cu apă.

La scara la care sunt reprezentate ele dau mai mult o imagine calitativă, dar corectă, pentru aprecierea exactă a mărimii ansamblului și greutateilor de proiectare, execuție și mai ales de exploatare pe care le comportă de regulă o asemenea lucrare.

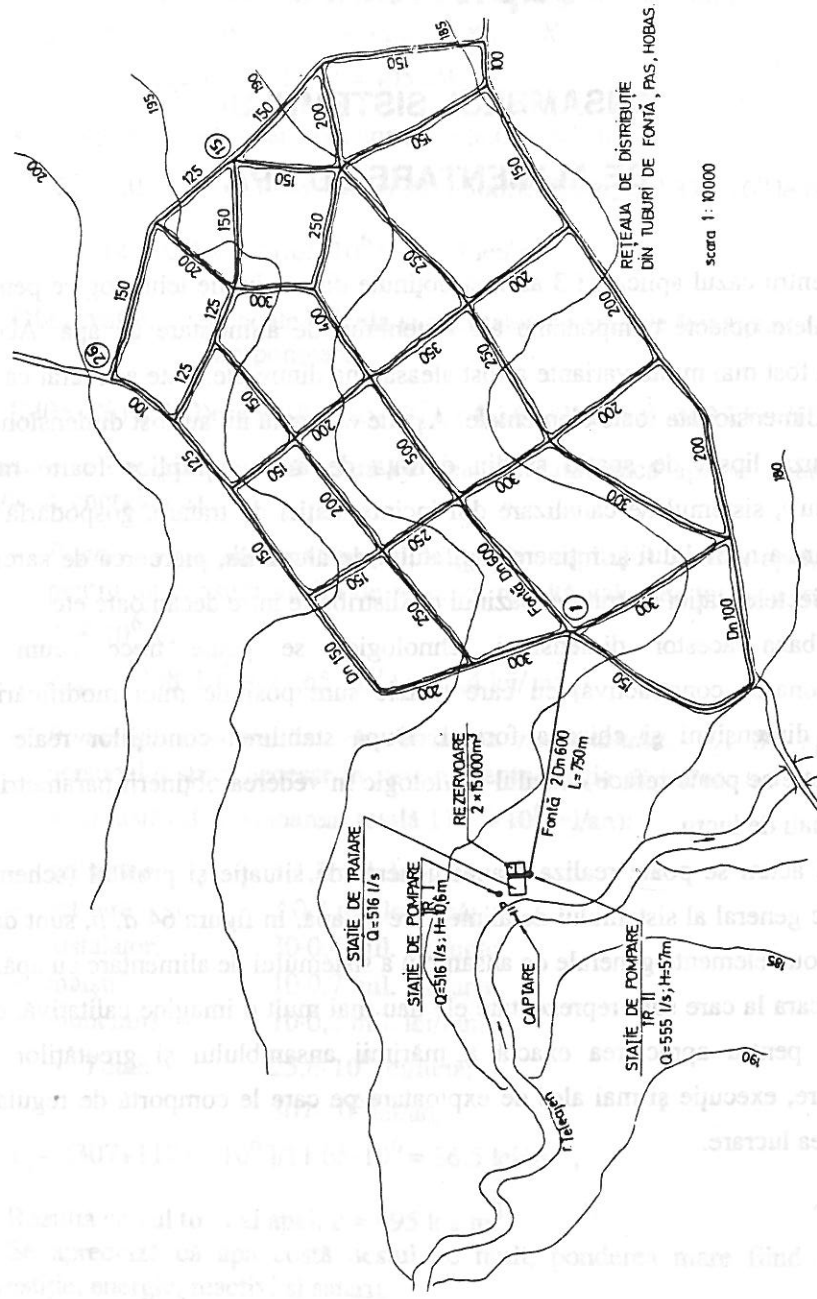


Fig. 64, a - Plan general de situație al sistemului de alimentare cu apă din aplicația 3.

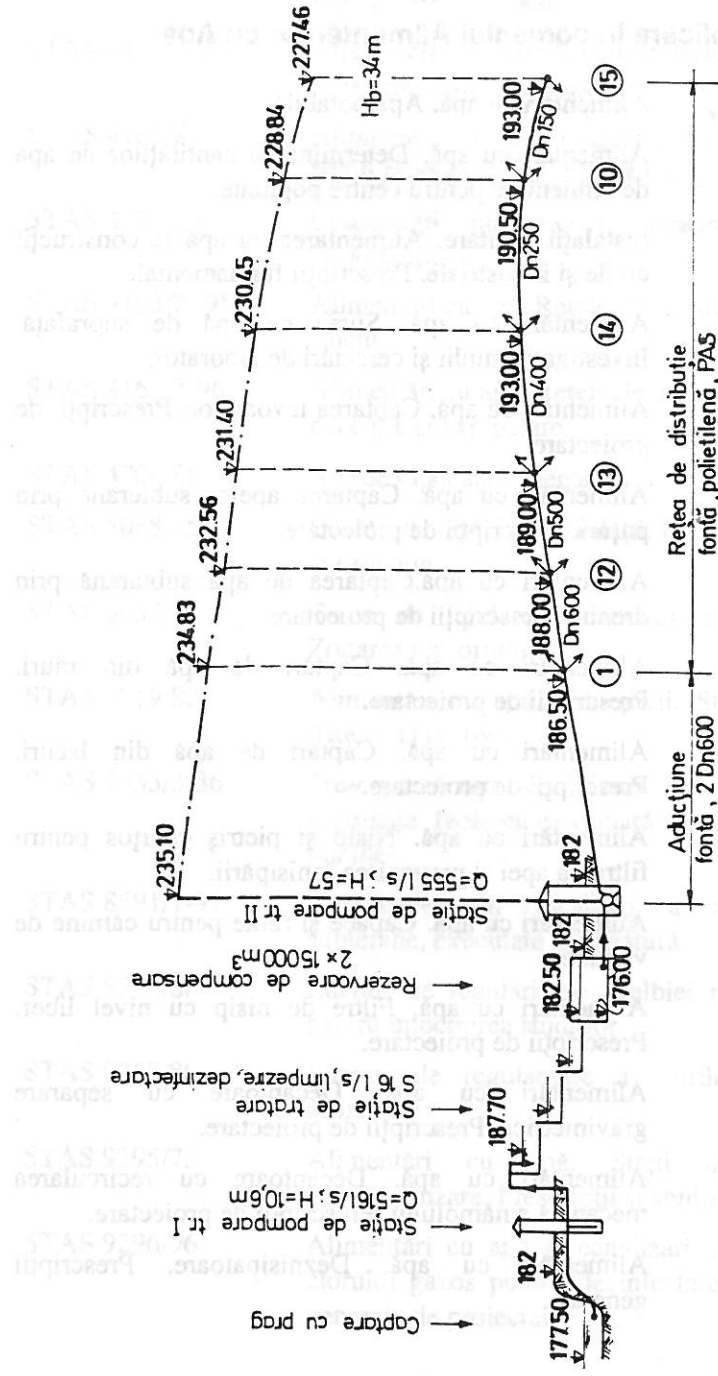


Fig. 64, b - Profil tehnologic general al sistemului de alimentare cu apă din aplicația 3.

STANDARDE

cu aplicare în domeniul Alimentațiilor cu Apă

STAS 1342/91	Alimentări cu apă. Apă potabilă.
STAS 1343/1-95	Alimentări cu apă. Determinarea cantităților de apă de alimentare pentru centre populate.
STAS 1478/90	Instalații sanitare. Alimentarea cu apă la construcții civile și industriale. Prescripții fundamentale.
STAS 1628/2-96	Alimentări cu apă. Surse de apă de suprafață. Investigații, studii și cercetări de laborator.
STAS 1629/1-81	Alimentări cu apă. Captarea izvoarelor. Prescripții de proiectare.
STAS 1629/2-96	Alimentări cu apă. Captarea apelor subterane prin puțuri. Prescripții de proiectare.
STAS 1629/3-91	Alimentări cu apă. Captarea de apă subterană prin drenuri. Prescripții de proiectare.
STAS 1629/4-90	Alimentări cu apă. Captări de apă din râuri. Prescripții de proiectare.
STAS 1629/5-90	Alimentări cu apă. Captări de apă din lacuri. Prescripții de proiectare.
STAS 1712/1-91	Alimentări cu apă. Nisip și pietriș cuarțos pentru filtrarea apei și prevenirea înnisipării.
STAS 2308-81	Alimentări cu apă. Capace și rame pentru cămine de vizitare.
STAS 3602-87	Alimentări cu apă. Filtre de nisip cu nivel liber. Prescripții de proiectare.
STAS 3620/1-85	Alimentări cu apă. Decantoare cu separare gravimetrică. Prescripții de proiectare.
STAS 3620/2-85	Alimentări cu apă. Decantoare cu recircularea mecanică a nămolului. Prescripții de proiectare.
STAS 3573/91	Alimentări cu apă. Deznisipatoare. Prescripții generale.

STAS 4068/2-87	Debite și volume maxime de apă. Probabilități teoretice ale debitelor maxime în condiții normale speciale de exploatare.
STAS 4163/1-95	Alimentări cu apă. Rețele exterioare de distribuție. Prescripții fundamentale de proiectare.
STAS 4165/83	Alimentări cu apă. Rezervoare din beton armat beton precomprimat. Prescripții generale.
STAS 4273/83	Construcții hidrotehnice. Încadrarea în clase de importanță.
STAS 4163/2 -95	Alimentări cu apă. Rețele de distribuție. Prescripții de calcul.
STAS 4163/3-96	Alimentări cu apă. Rețele de distribuție. Prescripții de execuție și exploatare.
STAS 4706/88	Ape de suprafață. Categori și condiții tehnice de calitate.
STAS 5088/75	Lucrări de artă. Hidroizolații. Prescripții de proiectare și execuție.
STAS 6054/77	Teren de fundare. Adâncimi maxime de îngheț. Zonarea teritoriului.
STAS 6819/82	Alimentări cu apă. Aducțiuni. Studii, proiectare date constructive.
STAS 7335/3-86	Protecția contra coroziunii construcțiilor metalice îngropate. Izolarea exterioară cu bitum a conductelor din oțel.
STAS 8591/1-91	Amplasarea în localități a rețelelor edilitate subterane, executate în săpătură.
STAS 8593/88	Lucrări de regularizare a albiei râurilor. Prescripții pentru întocmirea studiilor.
STAS 9268/89	Lucrări de regularizare a râurilor. Prescripții de proiectare.
STAS 9295/73	Alimentări cu apă. Stații de deferizare demanganizare. Prescripții și studii de proiectare.
STAS 9296/96	Alimentări cu apă și canalizări. Stații de dozare a clorului gazos pentru dezinfectarea apei. Prescripții generale de proiectare.

STAS 9312/87	Subtraversări de căi ferate și drumuri cu conducte în afara localităților. Prescripții de proiectare.
STAS 9470/73	Hidrotehnica. Ploi maxime. Instalații, durată, frecvență.
STAS 9570/1-89	Marcarea rețelelor de conducte și cabluri în localități.
STAS 10110/85	Alimentări cu apă. Stații de pompare. Prescripții generale de proiectare.
STAS 10898/85	Alimentări cu apă și canalizări. Terminologie.
STAS 11100/1-93	Zonare seismică. Macrozonarea teritoriului României.
STAS 11372/80	Protecția contra coroziunii a construcțiilor din beton armat.
STAS 12362/96	Alimentări cu apă. Gospodărie de reactivi. Prescripții de proiectare.
STAS 12277/84	Alimentări cu apă. Stații de potabilizarea apei. Studii pentru proiectare.

Anexa 2

Valori ale coeficientului specific de rezistență, s_0 , a modulului de debit K și a coeficientului λ

Dn [mm]	CONDUCTE DIN									
	BETON ($1/n = 74$)					OȚEL ($1/n = 83$)				
	λ	K [m^3/s]	s_0 [s^2/m^6]	λ	K [m^3/s]	s_0 [s^2/m^6]	λ	K [m^3/s]	s_0 [s^2/m^6]	MATERIAL PLASTIC ($1/n = 90$)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
50	0,0617	0,00783	16300	0,0491	0,00888	13000	0,0417	0,0095	11000	
75	0,0539	0,02310	1880	0,0429	0,0259	1490	0,0365	0,0281	1270	
100	0,0490	0,04970	405	0,0389	0,0557	322	0,0331	0,0604	274	
125	0,0455	0,0910	123	0,0362	0,101	97,9	0,0307	0,110	83,3	
150	0,0428	0,1470	46,6	0,0340	0,164	37,0	0,0289	0,178	31,5	
200	0,0389	0,3160	10,0	0,0309	0,354	7,98	0,0263	0,384	6,79	
250	0,0361	0,5720	3,06	0,0287	0,642	2,43	0,0244	0,696	2,07	
300	0,0340	0,9300	1,16	0,0270	1,040	0,918	0,0230	1,130	0,781	
350	0,0323	1,400	0,508	0,0257	1,570	0,404	0,0218	1,710	0,343	
400	0,0309	2,000	0,249	0,0245	2,250	0,198	0,0209	2,440	0,168	
450	0,0297	2,740	0,133	0,0236	3,080	0,106	0,0201	3,340	0,0899	
500	0,0287	3,620	0,0758	0,0228	4,070	0,0602	0,0194	4,420	0,0512	
600	0,0270	5,910	0,0287	0,0214	6,630	0,0228	0,0182	7,180	0,0194	
700	0,0256	8,910	0,0126	0,0204	9,990	0,01	0,0173	10,80	0,00851	
800	0,0245	12,70	0,00618	0,0195	14,30	0,00491	0,0166	15,50	0,00418	
900	0,0236	17,40	0,00330	0,0187	19,50	0,00262	0,0159	21,20	0,00223	
1000	0,0227	23,10	0,00188	0,0181	25,90	0,00149	0,0154	28,10	0,00127	

Anexa 3a

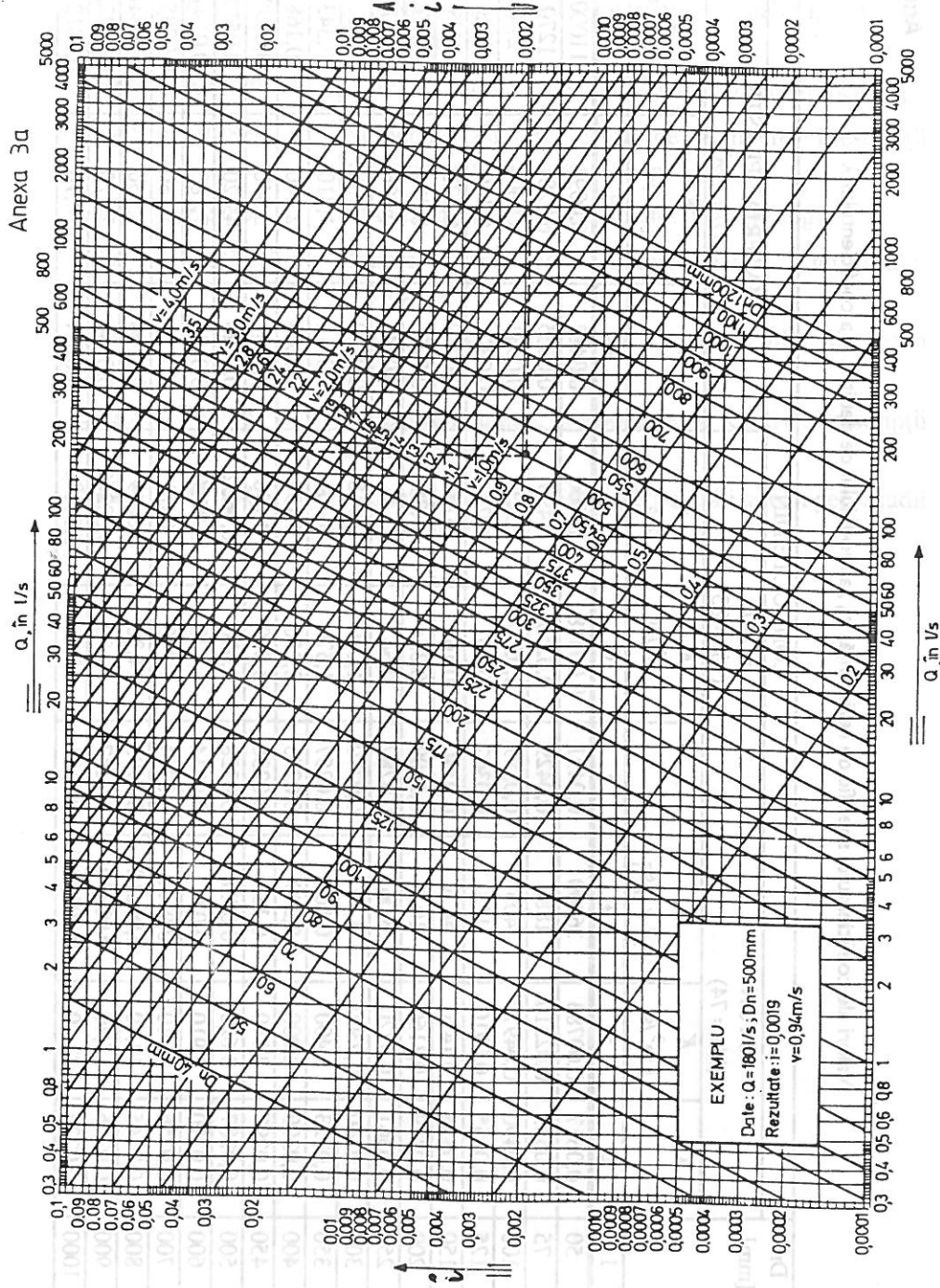
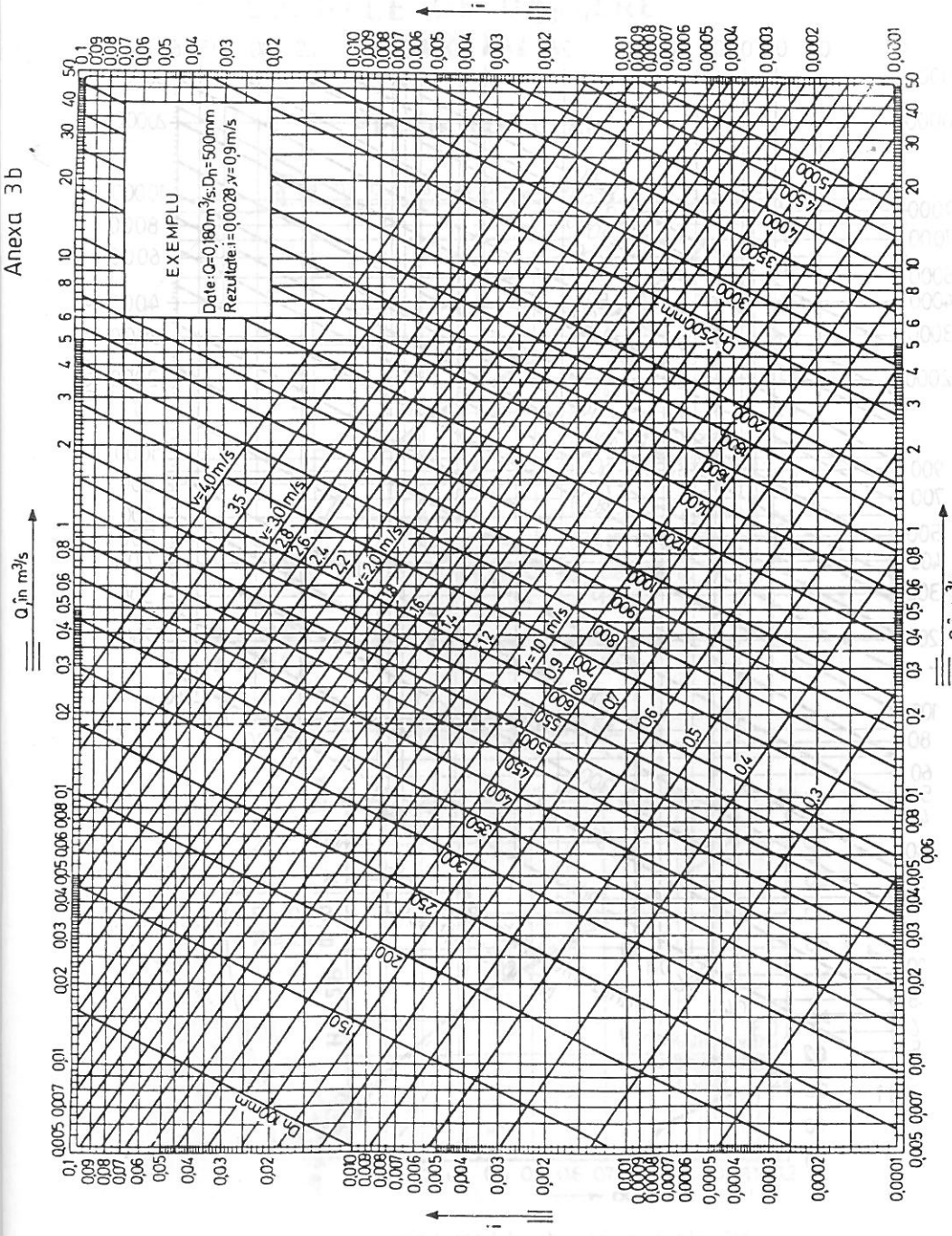
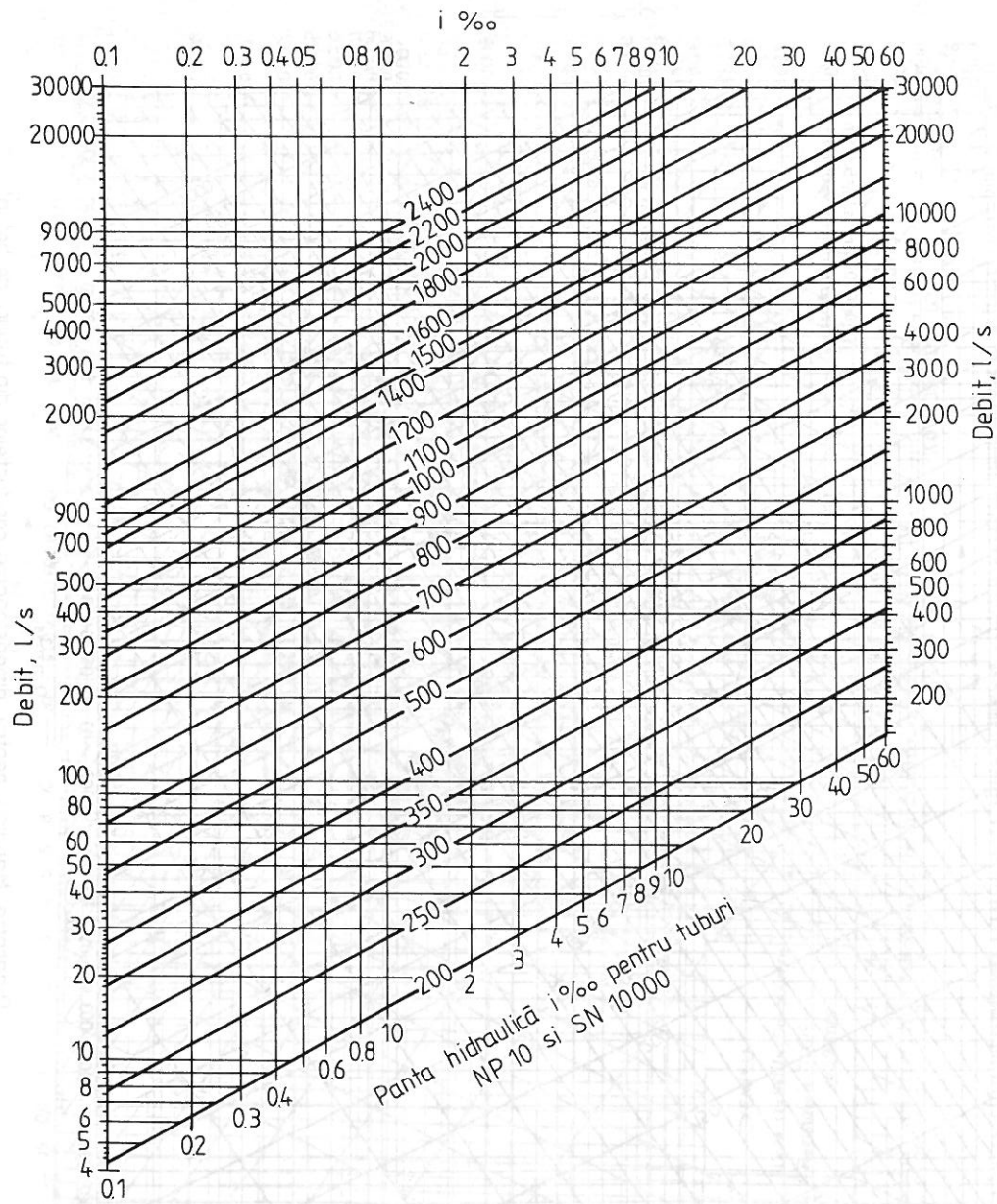


Diagrama Manning pentru dimensionarea conductelor din oțel, fontă, cenușie, beton PREMO

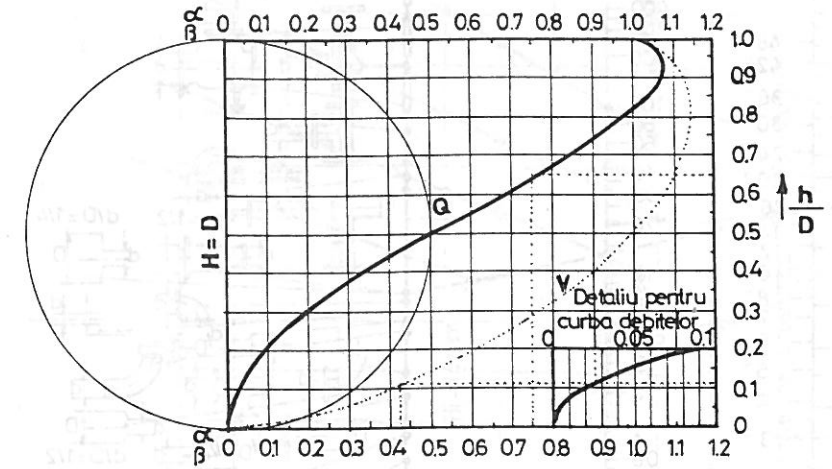
Anexa 3b





CURBELE DE UMLERE PARTIALA

PROFIL CIRCULAR

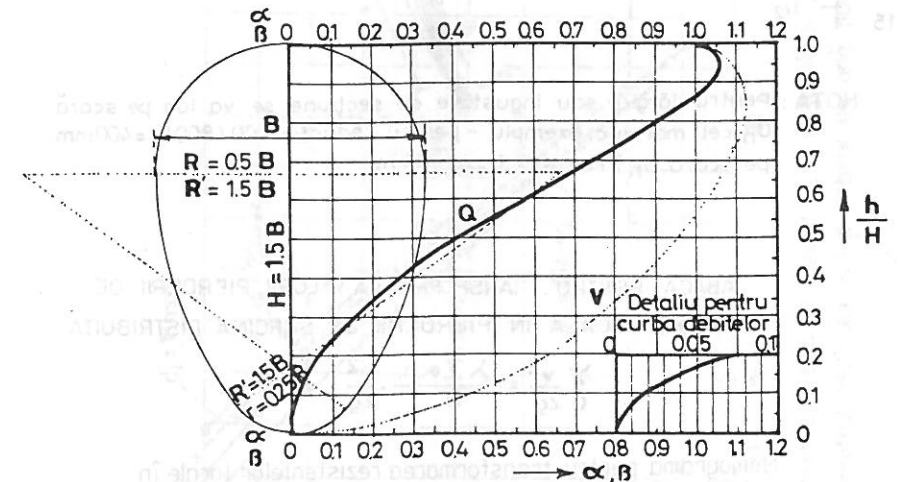


$$Q = \alpha Q_p$$

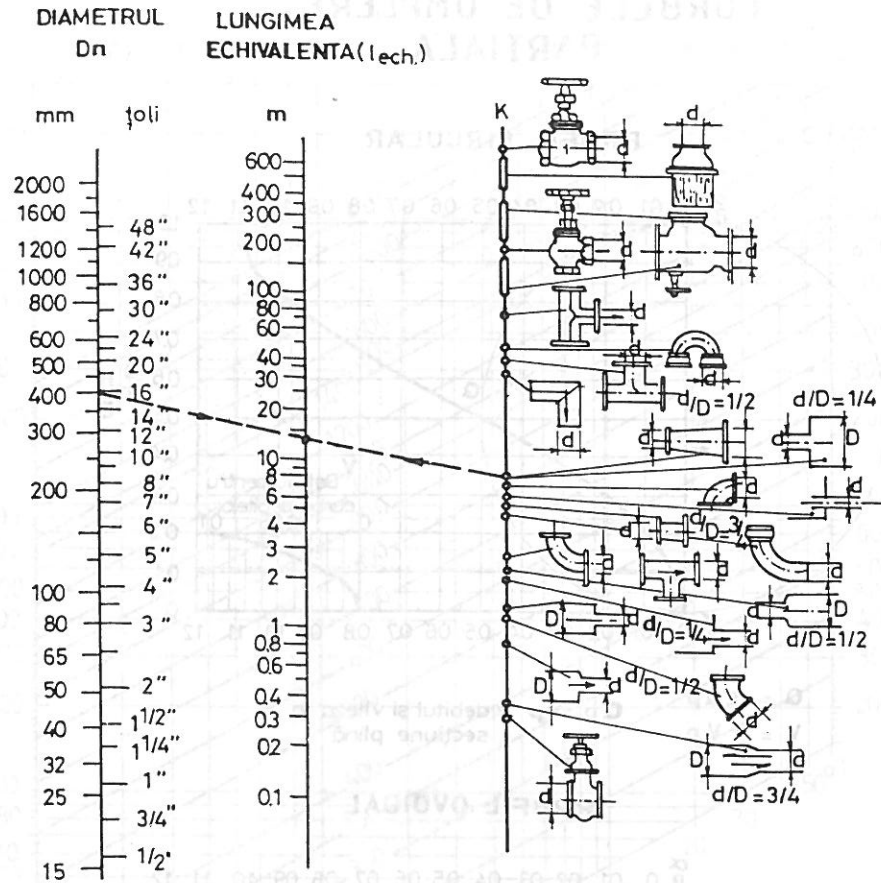
$$v = \beta v_p$$

Q_p, v_p = debitul și viteza la secțiune plină

PROFIL OVOIDAL



Anexa 5



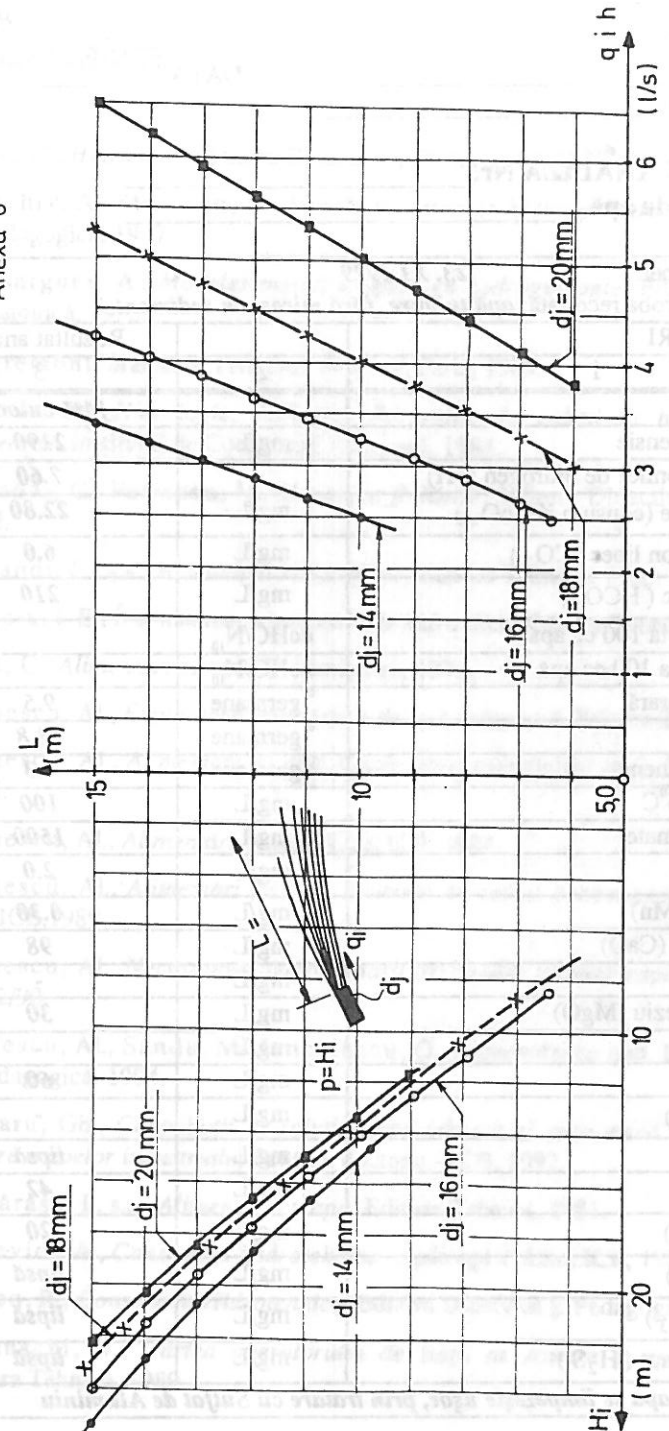
NOTA: Pentru lărgire sau îngustare de secțiune se va lua pe scară D_n cel mai mic; exemplu - pentru reducere 400/800 ($d=400$ mm pe scara D_n) rezultă $L_{ech} = 14$ m

ABACA PENTRU TRANSFORMAREA VALORII PIERDERII DE SARCINA LOCALA IN PIERDERE DE SARCINA DISTRIBUITA

$$\sum \frac{v^2}{2g} = \frac{\lambda \cdot L_{ech}}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Nomograma pentru transformarea rezistențelor locale în rezistențe longitudinale pe conducte cu lungime echivalentă

Anexa 6



Lungimea jetului de apă (L), la furtunul hidrantului interior, funcție de presiunea (H_i) la ajutorul țevii de refulare, diametrul ajutorului (d_j) și debitul de apă (q_i).

Anexa 7

UNITATEA _____ DATA _____
LABORATORUL _____

BULETIN DE ANALIZA Nr. _____
pentru proba de apă _____

Data luării probei: 23. XI.1979		
Observații la proba recoltată: apă tulbure, fără miros, cu sediment		
DETERMINĂRI		Rezultat analiză
1	2	3
Aspect		fără culoare
Materii în suspensie	mg/L	2190
Concentrația ionilor de hidrogen (pH)		7.60
Subst. Organice (consum KMnO ₄)	mg/L	22.80
Bioxid de carbon liber (CO ₂)	mg/L	6.0
Ionul Carboinic (HCO ₃)	mg/L	210
Alcalinitate M la 100 cc apă	ccHC/N ₁₀	
Alcalinitate p la 100 cc apă	ccHC/N ₁₀	
Duritate temporară	°germane	9.5
Duritate totală	°germane	13.8
Duritate permanentă	°germane	4.3
Reziduu la 105°C	mg/L	100
Suspensii calcinate	mg/L	1500
Silice (SiO ₂)	mg/L	2.0
R ₂ O ₃ (Fe, Al, Mn)	mg/L	0.30
Oxid de calciu (CaO)	mg/L	98
Ca` ++	mg/L	-
Oxid de magneziu (MgO)	mg/L	30
Mg` ++	mg/L	-
Sulfai	mg/L	60
Fosfați (P ₂ O ₅)	mg/L	-
Mangan (Mn)	mg/L	lipsă
Cloruri (Cl ₂)	mg/L	42
Nitrați (N ₂ O ₅)	mg/L	20
Nitriți (N ₂ O ₃)	mg/L	lipsă
Amoniac (NH ₃)	mg/L	lipsă
Hidrogen sulfurat (H ₂ S)	mg/L	lipsă
CONCLUZII: apa se limpezește ușor, prin tratare cu Sulfat de Aluminiu		

BIBLIOGRAFIE

- Cioc, D., *Hidraulică*. Editura Didactică și Pedagogică, 1975.
- Danchiv, A., Stematiu, D., *Metode numerice în hidrogeologie*. Editura Didactică și Pedagogică, 1997.
- Dassargues, A., *Modeles mathematiques en hydrogeologie*. Editura Didactică și Pedagogică, 1995.
- Degremont, *Memento Technique de l'eau*, Paris, 1989.
- Drobot, R., *Hidrologie. Aplicații. Programe de calcul în hidrologia apelor subterane*. Institutul de Construcții București, 1984.
- Iamandi, C., Petrescu, V., *Mecanica fluidelor*. Editura Didactică și Pedagogică, 1978.
- Iamandi, C., ș.a., *Hidraulica instalațiilor*. Editura Tehnică, 1986.
- Idelcik, I. E., *Îndrumător pentru calcule hidraulice*. Editura Tehnică, 1988.
- Jura, C., *Alimentari cu apă*. IP Timișoara, 1976.
- Mănescu, Al., *Exploatarea captărilor de apă subterană*. Editura Tehnică, 1973.
- Mănescu, Al., *Alimentări cu apă. Captarea și transportul apei*. Lito, ICB, Vc 1975.
- Mănescu, Al., *Alimentări cu apă*. Lito, ICB, 1984.
- Mănescu, Al., *Alimentări cu apă. Exemple de calcul pentru proiecte și aplicatii*. Lito ICB, 1989.
- Mănescu, Al., *Necesitatea perfecționării drenajului filtrelor rapide*. Hidrotehnică 10-12/90.
- Mănescu, Al., Sandu, M., Ianculescu, O., *Alimentări cu apă*. Editura Didactică și Pedagogică. 1994.
- Moraru, Gh., *Contribuții la soluționarea tehnică și economică a proceselor de tratare a apelor industriale*; Teză de doctorat - ICB, 1992.
- Pâslărașu, I., ș.a., *Alimentări cu apă*. Editura Tehnică, 1981.
- Popovici, A., *Construcții Hidrotehnice - Aplicații 2*. Lito, ICB, 1988.
- Prișcu, R., *Construcții Hidrotehnice*. Editura Didactică și Pedagogică, 1974.
- Rojanschi, V., *Cartea operatorului de stații de tratare și epurare a apelor*. Editura Tehnică, 1989.

Rusu, G., Rojanschi, V., *Filtrarea în tehnica tratării și epurării apelor*. Editura Tehnică, 1980.

Sandu, M., *Metodologie de calcul și proiectare pentru decantoare cu pulsații și lamele*. Buletinul Științific, ICB 3-4 /1981.

Sandu, M., ș.a, *Cercetări privind drenajele de mare rezistență pentru filtrele rapide*. Hidrotehnica nr. 4/1981.

Tatu, G., Chilărescu, I., *Modelarea matematică a regimurilor nepermanente în sistemele hidraulice ale decantoarelor cu pulsații și lamele*. Conferința IP Timișoara 1991 cu tema: Sisteme hidrotehnice în impact de mediu.

Trofin, P., Sandu M., *Optimizarea construcțiilor pentru tratarea apei*. ICB, 1979.

Trofin, P., *Alimentări cu apă*. Editura Didactică și Pedagogică, 1983.

C.P.C.P./I.S.L.G.C. *Catalog de utilaje și echipamente pentru alimentări cu apă și canalizări* (2 volume), 1980.

C.P.C.P./I.S.L.G.C. *Alimentări cu apă și Canalizări. Catalog de proiecte tip*, 1985 (uz intern).

*** *Catalog de pompe - AVERSA*. București, 1993.

Zamfirescu, F., *Elemente de bază în dinamica apelor subterane*. Editura Didactică și Pedagogică, 1997.

*** *Manual pentru proiectarea construcțiilor și instalațiilor aferente stațiilor de clorare pentru tratarea apei cu clor gazos în vederea satisfacerii exigentelor de siguranță în exploatare și sănătatea oamenilor*. PROED - MLPLAT/1997.

*** *Reducerea pierderilor energetice și a consumului de apă în sistemele de alimentare cu apă*. Simpozion Național CNPDAR - mai 1997.

Cărți editate în cadrul programului

TEMPUS S_JEP 09781/95

Ion GIURMA

COLMATAREA LACURILOR DE ACUMULARE

**F. LEHMANN;
Ph. ACKERER**

**WAMOS 1D. SIMULATION
OF WATER MOVEMENT IN SOIL**

Ionel HAIDU

**ANALIZA SERIILOR DE TIMP.
APLICAȚII ÎN HIDROLOGIE**

Aurel VARDUCA

HIDROCHIMIE ȘI POLUAREA CHIMICĂ A APE

* * *

**MĂSURI NON-STRUCTURALE
ÎN GOSPODĂRIREA APELOR**

Petre STANCIU

**METODOLOGIA BOX-JENKINS.
APLICAȚII ÎN HIDROLOGIE**

Pierre HUBERT

**EAUPUSCULE. UNE INTRODUCTION
A LA GESTION DE L'EAU**

**Mihai MANOLIU;
Cristina IONESCU**

**DEZVOLTARE DURABILĂ
ȘI PROTECȚIA MEDIULUI**

André MERMOUD

ELEMENTS DE PHYSIQUE DU SOL

Ioan BICA

**POLUAREA ACVIFERELOR.
TEHNICI DE REMEDIERE**

Petre GÂȘTESCU

LIMNOLOGIE ȘI OCEANOGRAFIE

Radu POPA

MODELAREA CALITĂȚII APEI DIN RÂURI

**Ionel HAIDU;
Călin HAIDU**

S.I.G. - ANALIZĂ SPAȚIALĂ

**Corina ROȘU;
Gheorghe Crețu**

INUNDAȚII ACCIDENTALE