

ÎNDRUMĂTOR PENTRU CALCULUL CONSTRUCȚIILOR ȘI INSTALAȚIILOR DE ALIMENTĂRI CU APĂ

Autori:

Conf. dr. ing. FLORESCU Constantin

Prof. dr. ing. MIREL Ion

Ș.I. dr. ing. STĂNILOIU Cristian

Ș.I. dr. ing. PODOLEANU Corneliu

Ș.I. dr. ing. GÎRBACIU Alina

Colecția “Student”

Timișoara 2015

Prefață

Lucrarea constituie un ghid practic pentru calculul construcțiilor și instalațiilor de alimentare cu apă. Sunt prezentate într-o formă succintă:

- **metodologia de determinare a cantităților de apă necesare consumatorilor;**
- **dimensionarea hidraulică a captării apelor de suprafață și de subteran;**
- **dimensionarea aducțiunilor;**
- **dimensionarea lucrărilor de tratare;**
- **dimensionarea rețelelor de distribuție ramificate și inelare;**
- **dimensionarea rezervoarelor de înmagazinare.**

De asemenea în ultima parte, sunt redată în formă de anexe un număr de diagrame și tabele necesare pentru calculul construcțiilor și instalațiilor de alimentare cu apă.

Lucrarea se adresează studenților care audiază cursurile de alimentări cu apă de la Facultatea de Construcții, Departamentul de Hidrotehnică, specializările ISPM și ACH.

Autorii

CUPRINS

Prefață

Capitolul 1 Determinarea cantităților de apă

Capitolul 2 Captarea apei

Capitolul 3 Dimensionarea hidraulică a aducțiunilor

Capitolul 4 Tratarea apei

Capitolul 5 Rețele de distribuție

Capitolul 6 Înmagazinarea apei

CAP.1. DETERMINAREA CANTITĂȚILOR DE APĂ:

Pentru determinarea cantităților de apă se iau în considerare: STAS 1343/0-1989, SR 1343/1-2006, STAS 1343/2-1989, STAS 1343/3-1986, STAS 1343/4-1986 și STAS 1343/5-1989.

1.1. Pentru centrele populate conform SR 1343/1-2006, debitele caracteristice se stabilesc folosind relațiile:

$$Q_{zimed} = \frac{1}{1000} \sum_{k=1}^n \left[\sum_{i=1}^m N(i) \cdot q_s(i) \right]$$
$$Q_{zi\ max} = \frac{1}{1000} \sum_{k=1}^n \left[\sum_{i=1}^m N(i) \cdot q_s(i) \cdot k_{zi}(i) \right]$$
$$Q_{orar\ max} = \frac{1}{1000} \frac{1}{24} \sum_{k=1}^n \left[\sum_{i=1}^m N(i) \cdot q_s(i) \cdot k_{zi}(i) \cdot k_o(i) \right]$$

unde:

Q_{zimed} - debitul zilnic mediu (m^3/zi);

$Q_{zi\ max}$ - debitul zilnic maxim (m^3/zi);

$Q_{orar\ max}$ - debitul orar maxim (m^3/h);

$N(i)$ - numărul de utilizatori;

$q_s(i)$ - debitul specific ($l/consumator \cdot zi$);

$k_{zi}(i)$ - coeficient de variație zilnică, tabel 1, conform SR 1343/1-2006;

$k_o(i)$ - coeficient de variație orară, tabel 3, conform SR 1343/1-2006;

k - se referă la categoria de necesar de apă, (nevoi gospodărești, nevoi publice);

i - tipul de consumatori și debitul specific pe tip de consumator.

În cazul în care nu se dispune de date suficiente, aprecierea numărului de locuitori dintr-o localitate cu dezvoltare normală se poate face cu relația:

$$N(i) = N_0(1 + 0,01p)^t$$

unde:

$N(i)$ - numărul de utilizatori după o perioadă de n ani pentru care se proiectează;

N_0 - numărul de utilizatori la data efectuării calculelor;

p - procentul mediu de creștere a utilizatorilor, care se calculează în funcție de creșterea anterioară a populației după datele de la recensământ sau dacă aceste date lipsesc se poate lua (1,2÷1,4);

t - perioada pentru care se proiectează:

$t = 25$ ani – lucrări care nu se pot etapiza;

$t = 20$ ani – pentru schema cadru;

$t = 10 \div 15$ ani – lucrări care se pot etapiza.

Calculul necesarului de apă pentru combaterea incendiului se determină cu relația:

$$V_i = 0,6 \cdot \sum_1^n nj \cdot Q_{ii} + 3,6 \cdot \sum_1^n Q_{ie} + 3,6 \cdot \sum_1^n Q_{is} \cdot T_s$$

unde:

V_i - volumul rezervei de incendiu (m^3);

n - numărul de incendii simultane pentru incendiul exterior;

nj - numărul de jeturi simultane impus pentru clădirea respectivă;

Q_{ii} - debitul asigurat de un jet la hidranții interiori (l/s);

T_i - timpul teoretic de funcționare a hidranților interiori (min);

Q_{ie} - debitul asigurat de hidranții exteriori (l/s);

T_e - timpul de funcționare a hidranților exteriori (ore);

Q_{is} - debitul de stingerea incendiului cu ajutorul instalației speciale, a căror durată de funcționare este T_s (ore) conform STAS 1470-90 în l/s.

Refacerea rezervei de apă trebuie să se realizeze cu debitul Q_{RI} în timpul T_{ri} , conform relației:

$$Q_{ri} = \frac{V_{RI}}{T_{ri}} \cdot 24 \text{ (m}^3/\text{zi)}$$

unde:

V_{RI} - volumul rezervei de incendiu (m^3);

Q_{RI} - debitul pentru refacerea rezervei de incendiu (m^3/zi);

T_{ri} - timpul de refacere a rezervei de incendiu (ore), conform SR 1343/1-2006, anexa 6.

Debitele de dimensionare și verificare pentru obiectele sistemului de alimentare cu apă sunt:

$$Q_{IC} = k_p \cdot k_s \cdot Q_{zi \max} + k_p \cdot k_s \cdot Q_{RI}$$

unde:

Q_{IC} - debitul de calcul pentru toate elementele și obiectele schemei de alimentare cu apă de la captare la stația de tratare (m^3/zi);

k_p - coeficient de majorare a necesarului de apă care ține seama de pierderile tehnice din rețeaua de distribuție conform pct. 4.4.1, SR 1343/1-2006;

k_s - coeficient de servitute pentru acoperirea necesităților proprii ale sistemului de alimentare cu apă, spălarea rezervoare, spălarea rețea de distribuție, etc. conform SR 1343/1-2006, pct. 4.4.

$$Q'_{IC} = \frac{Q_{IC}}{K_s} \text{ - debitul de calcul pentru toate elementele și obiectele schemei de alimentare cu}$$

apă de la stația de tratare la rezervoarele de înmagazinare.

$$Q_{IC} = K_p \cdot Q_{orar\ max} + K_p \cdot \sum_1^n nj \cdot Q_{ii}$$

unde:

Q_{IC} - debitul de calcul pentru toate elementele componente ale schemei de alimentare cu apă aval de rezervoare (m^3/h).

$$Q_{IV} = a \cdot K_p \cdot Q_{orar\ max} + 3,6 \cdot n \cdot K_p \cdot Q_{ie}$$

unde:

Q_{IV} - debitul de verificare la funcționarea hidranților exteriori (m^3/h);

n - numărul de incendii simultane;

a - coeficient ce ține seama de presiunea din rețea;

$a = 0,7$ – rețele de joasă presiune;

$a = 1$ – rețele de înaltă presiune.

Exemplul nr. 1:

În anul 2015 se proiectează alimentarea cu apă a unui centru populat, la nivelul anului 2035.

Nu se cunosc datele de la recesământ pentru populația localității.

În zona centrală va fi concentrată 70% din populație, unde clădirile cu P+3 etaje au instalații de apă rece, caldă și canalizare, cu preparare centralizată a apei calde.

În zona periferică se concentrază 30% din populație cu clădiri P+1 având instalații interioare de apă rece, caldă și canalizare cu preparare individuală a apei calde.

Să se determine cantitatea de apă necesară, știind că apa pentru populație și pentru prevenirea și combaterea incendiilor provine dintr-o sursă subterană și se tratează într-o stație de tratare.

Centrul populat nu are industrie locală, iar rețeaua de distribuție este de joasă presiune.

- Se determină numărul de locuitori pentru anul 2035:

$$N(i) = N_0(1 + 0,01p)^t = N_{2015} (1 + 0,001 \cdot 1,2)^{20} = 12.695 \text{ locuitori}$$

unde:

$p = 1,20$; $t = 20$ ani; $N_{2015} = 10\ 000$ locuitori.

- Se determină numărul de locuitori pentru zona centrală și periferică:

$$N_{periferic} = 30\ \% \cdot N_{2035} = 3.809 \text{ locuitori}$$

$$N_{centrală} = 70\ \% \cdot N_{2035} = 8.886 \text{ locuitori}$$

- În funcție de numărul de locuitori se alege din anexa 1 și anexa 3 pentru zona centrală și periferică:

$$k_{ziC} = 1,20; k_{oc} = 2,12; k_{zip} = 1,30; k_{op} = 2,65$$

- În funcție de numărul de locuitori și înălțimea clădirilor se determină numărul și debitul hidranților exteriori din anexa 4:

$$n_i = 1 \text{ și } Q_{ie} = 10 \text{ l/s}$$

- Cantitățile de apă se determină astfel:

$$Q_{zimed} = \sum \frac{q_s \cdot N}{1000} = \left(\frac{3809 \cdot 100}{1000} + \frac{8886 \cdot 150}{1000} \right) = 1.713,8 \text{ m}^3/\text{zi};$$

$$Q_{zi \max} = \sum \frac{q_s \cdot N \cdot K_{zi}}{1000} = \left(\frac{3809 \cdot 100 \cdot 1,3}{1000} + \frac{8886 \cdot 150 \cdot 1,2}{1000} \right) = 2.094,65 \text{ m}^3/\text{zi}$$

$$Q_{orar \max} = \frac{1}{24} \sum \frac{q_s \cdot N \cdot K_{zi} \cdot K_o}{1000} = \frac{1}{24} \left(\frac{3809 \cdot 100 \cdot 1,3 \cdot 2,65}{1000} + \frac{8886 \cdot 150 \cdot 1,2 \cdot 2,12}{1000} \right) = \frac{1}{24} \cdot 4703,09 = 195,96$$

m³/h.

Tabel 1

Zona	Q _{zimed}		Q _{zimax}		Q _{orarmax}	
	m ³ /zi	l/s	m ³ /zi	l/s	m ³ /zi	l/s
Periferică	380,9	4,40	495,17	5,72	54,68	15,19
Centrală	1332,9	14,24	1599,48	18,51	141,28	39,24
Total	1713,8	18,64	2094,65	24,23	195,96	54,43

-Volumul de incendiu și debitul pentru refacerea rezervei de incendiu:

$$V_i = 3,6 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 3 = 108 \text{ m}^3$$

$$Q_{RI} = 24 \cdot \frac{108}{24} = 108 \text{ m}^3/\text{zi}$$

- Debitul de dimensionare și de verificare pentru schema sistemului cu apă:

$$Q_{IC} = k_p \cdot k_s \cdot Q_{zi \max} + k_p \cdot k_s \cdot Q_{RI}$$

unde:

$$k_s = 1,06 \text{ – conform pct. 4.4. din SR 1343/1-2006;}$$

$$k_p = 1,15 \text{ – pentru rețele de distribuție. noi.}$$

$$Q_{IC} = 1,06 \cdot 1,15 \cdot 2094,65 + 1,06 \cdot 1,15 \cdot 108 = 2685,03 \text{ m}^3/\text{zi};$$

$$Q'_{IC} = \frac{Q_{IC}}{K_s} = 2.334,80 \text{ m}^3/\text{zi};$$

$$Q_{IIC} = K_p \cdot Q_{orar \max} + K_p \cdot \sum_1^n n_j \cdot Q_{ii} = 1,15 \cdot 195,96 + 1,15 \cdot 0 = 225,35 \text{ m}^3/\text{h};$$

$$Q_{IIV} = a \cdot K_p \cdot Q_{orar \max} + 3,6 \cdot n \cdot K_p \cdot Q_{ie} = 0,7 \cdot 1,15 \cdot 195,96 + 1,15 \cdot 3,6 \cdot 1 \cdot 10 = 199,14 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Anexa 1 – nevoi gospodărești

Nr. zonei	Zone sau localități diferențiate în funcție de gradul de dotare cu instalații de apă rece, caldă și canalizare	q _g (i) l/om, zi	k _{zi} (i)
1	Zone în care apa se distribuie prin cișmele amplasate pe străzi fără canalizare	50	1.50/2.00
2	Zone în care apa se distribuie prin cișmele amplasate în curți fără canalizare	50...60	1.40/1.80
3	Zone cu gospodării având instalații interioare de apă rece, caldă și canalizare, cu preparare individuală a apei calde	100...120	1.30/1.40
4	Zone cu apartamente în blocuri cu instalații de apă rece, caldă și canalizare, cu preparare centralizată a apei calde	150...180	1.20/1.35

Anexa 2 – nevoi publice

Nr. crt.	Categorie de consum	Unitate	Debite l/unitate, zi
			Domeniu de variație
1	Aeroport	Călător	7 ... 15
2	Bar	Client	5 ... 20
		Angajat	40 ... 60
3	Birouri	Angajat	30 ... 60
4	Cafe-bar	Consumator	15 ... 30
		Angajat	30 ... 45
5	Camping	Persoană	110 ... 190
6	Casă de odihnă	Rezident	200 ... 400
7	Căsuțe (de odihnă)	Persoană	80 ... 110
8	Centru comercial	Angajat	25 ... 50
		Loc parcare	5 ... 7.5
9	Cluburi	Utilizator	250 ... 300
		Angajat	40 ... 60
10	Complex comercial (mall, depozit)	Toalete	1500 ... 2000
		Angajat	30 ... 45
11	Clădire dormitoare comune	Persoană	75 ... 100
12	Hotel	Client	150 ... 250
		Angajat	25 ... 50
13	Hotel (stațiune)	Persoană	150...250
14	Închisoare	Deținut	300 ... 600
		Angajat	20 ... 40
15	Magazin (mic)	Consumator	5 ... 10
		Angajat	30 ... 45
16	Motel: - cu bucătărie - fără bucătărie	Loc	300 ... 600
		Loc	200 ... 500
17	Pensiune	Persoană	200 ... 300
18	Piscină	Consumator	15 ... 30
		Angajat	30 ... 45
19	Restaurant	Masă	7 ... 15
20	Restaurant cu autoservire	Consumator	5 ... 10

		Angajat	30 ... 45
21	Sală de mese	Masă servită	20 ... 40
22	Școală cu internat și cantină	Elev	200 ... 400
23	Școală fără internat: - cu bufet, sală de sport și dușuri - numai cu bufet - fără bufet și sală de sport	Elev	50 ... 80
		Elev	40 ... 60
		Elev	20 ... 30
24	Service auto	Vehicul	25 ... 50
		Angajat	35 ... 60
25	Spălătorie (haine)	Mașină	2000 ... 2500
26	Spital	Pat	400 ... 600
		Angajat	20 ... 40
27	Tabără de zi (fără masă)	Persoană	40 ... 60
28	Teatru	Scaun	5 ... 10
29	Terasă	Scaun	50 ... 75
30	Teren de tabără	Persoană	75 ... 100
31	Zonă de interes turistic	Vizitator	15 ... 30

Anexa 3 – coeficient orar K_0

Număr total de locuitori ai localității/zonei de presiune considerate	K_0
≤ 10.000	2,00 ... 3,00
15.000	1,30 ... 2,00
25.000	1,30 ... 1,50
50.000	1,25 ... 1,40
100.000	1,20 ... 1,30
≥ 200.000	1,15 ... 1,25

Anexa 4 – debitul de incendiu exterior

Număr locuitori din localitate $N = \sum N(i)$	Număr de incendii simultane "n"	Q_{ie} [ls]	
		Clădiri cu (1..4) niveluri	Clădiri cu peste 4 niveluri
≤ 5000	1	5	10
5001 ... 10000	1	10	15
10001 ... 25000	2	10	15
25001 ... 50000	2	20	25
50001 ... 100000	2	25	35
100001 ... 200000	2	30	40
200001 ... 300000	3	40	55
300001 ... 400000	3	-	70
400001 ... 500000	3	-	80
500001 ... 600000	3	-	85
600001 ... 700000	3	-	90
700001 ... 800000	3	-	95
800001 ... 1000000	3	-	100

Anexa 5 – numărul de incendii simultane

Număr de locuitori din localitate (N)	Suprafața teritoriului întreprinderilor, S (ha)	Numărul de incendii simultane (n)	Mod de considerare a incendiilor simultane
< 10000	< 150	1	La localitate sau zonă industrială, luând în considerare debitul de incendiu cel mai mare.
10001 ... 25000	< 150	2	Unul în localitate și unul în zona industrială sau ambele în localitate luând în considerare suma valorilor maxime
≤ 25000	≥ 150	2	Unul în localitate și unul în zona industrială, ambele în localitate sau ambele în zona industrială, luând în considerare suma valorilor maxime
> 25000	< 150	2	Unul în localitate și unul în zona industrială, ambele în localitate sau ambele în zona industrială, luând în considerare suma valorilor maxime
> 25000	>150	Se determină conform tabelului 4 pentru localitate și conform STAS 1478-90 pentru zona industrială, însumându-se	În localitate și zona industrială, în numărul care rezultă pentru fiecare

Anexa 6 – timpul de refacere a rezervei de incendiu

Localități și zine industriale aferente localităților		T _{ri} [h]
Localități		24
Zone industriale cu construcții din categoriile de pericol de incendiu	A și B	24
	C având: $Q_{ie} > 25$ l/s	24
	$Q_{ie} \leq 25$ l/s	36
	D și E având: $Q_{ie} > 25$ l/s	36
	$Q_{ie} \leq 25$ l/s	48

CAP.2. CAPTAREA APEI:

2.1. Captări prin puțuri

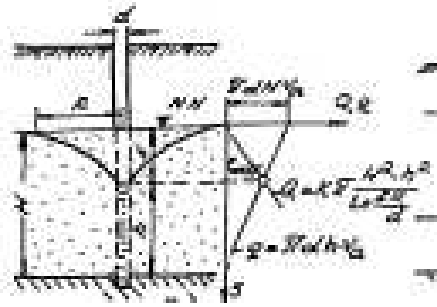


Fig. 1 Captarea prin puțuri cu nivel liber

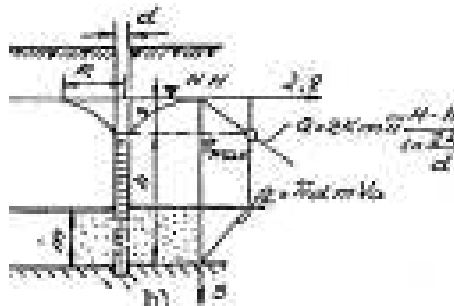


Fig. 2 Captarea prin puțuri cu nivel sub presiune

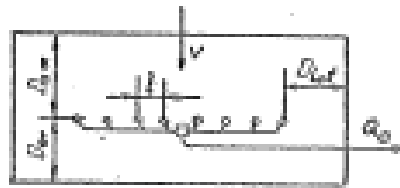


Fig. 3 Elemente geometrice ale zonei de protecție sanitară

Calculul captării prin puțuri se face conform STAS 1629-2:1996 și constă din determinarea lungimii frontului de captare, a debitului maxim de exploatare, a numărului de puțuri, a distanței dintre puțuri și a distanței de protecție sanitară pentru perimetrul de regim sever folosind relațiile:

$$L = \frac{Q_{IC}}{H \cdot k \cdot i}; \quad L = \frac{Q_{IC}}{m \cdot k \cdot i}; \quad q = S \cdot v_a; \quad n = \frac{Q_{IC}}{q_{MAX}}$$

$$l = \frac{L}{n}; \quad Q = K \cdot \pi \cdot \frac{H^2 - h^2}{\ln 2R/d}; \quad Q = 2k\pi \cdot m \cdot \frac{H - h}{\ln 2R/d}; \quad h = H - s$$

$$R = 3000 \cdot s \cdot \sqrt{K}; \quad D_0 = \frac{K \cdot i \cdot T}{P}; \quad D_1 = \sqrt{\frac{q \cdot T}{\pi \cdot m \cdot p}}; \quad \frac{b}{2} = \frac{q}{2m \cdot k \cdot i};$$

$$\alpha = \frac{D}{D_1}; \quad \beta = \frac{D'}{D_1}; \quad D_{am} = \alpha \cdot D'_{am}; \quad D_{av} = \alpha \cdot D'_{av}; \quad D_{lat} = \beta \cdot D'_{lat}$$

unde:

L - lungimea frontului de captare (m);

Q_{IC} - debitul de calcul al captării (m^3/s);

H - grosimea medie a stratului de apă cu nivel liber (m);

K - coeficient mediu de filtrație al stratului acvifer (m/s) – care se poate alege în funcție de stratul acvifer;

i - panta hidrolică medie a curentului subteran;

m - grosimea medie a stratului acvifer sub presiune (m);

q_{max} - debitul maxim de exploatare a unui puț (m^3/s) – care se obține la intersecția dintre curba debitului pompat Q și curba debitului puțului q ;

S - suprațata exterioară a filtrului puțului (m^2);

$$S = \pi \cdot d \cdot h \text{ - pentru puțuri cu nivel liber;}$$

$$S = \pi \cdot d \cdot m \text{ - pentru puțuri cu nivel sub presiune;}$$

d - diametrul filtrului (m);

h - înălțimea stratului de apă la intrarea în puț (m);

v_a - viteza aparentă admisibilă de intrare a apei în puț (m/s) – care se alege în funcție de mărimea granulelor de nisip;

n - numărul de puțuri;

l - distanța dintre puțuri (m);

s - depresiunea în puț (m);

R - raza de acțiune (m);

D_0 - distanța de protecție a stratului acvifer în stare naturală (m) – când se consideră numai mișcarea paralelă a stratului;

T - timpul normat pentru protecția sanitară (zile);

$$T = 20 \text{ zile - zona de regim sever;}$$

$$T = 70 \text{ zile - zona de restricție;}$$

p - porozitatea efectivă a stratului acvifer;

D_1 - distanța de protecție sanitară pentru un puț singular (m);

q - debitul puțului (m^3/zi);

b - lățimea curentului (m);

α, β - coeficient de corecție care se calculează pentru un șir de puțuri situate la distanța l într-un bazin acvifer sub presiune, în funcție de D și D' ;

D - distanța sanitară pentru șirul de puțuri (m);

D_{am}, D_{av}, D_{lat} – distanța de protecție amonte, aval, lateral (m);

D'_{am}, D'_{av} - distanța caracteristică zonei de protecție sanitară (m) în funcție de D_0 și

raportul $\frac{b}{2\pi}$;

D'_{lat} - distanța caracteristică (m) egală cu $b/2$.

2. 2. Captări de mal cu grătar

Calculul captării de mal cu grătar se face conform STAS 1629/4-90 având relațiile:

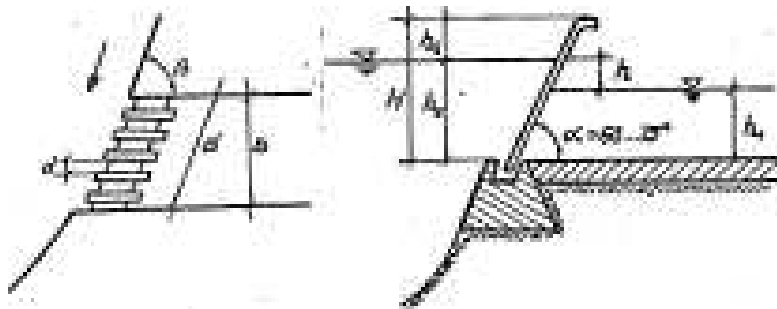


Fig. 4 Captare de mal cu grătar

$$n = \frac{Q_{IC}}{v \cdot d \cdot h_u}; \quad B' = n \cdot d + (n - 1) \cdot \delta; \quad H = H_u + H_s; \quad l = \frac{H}{\sin \alpha} + \Delta;$$

$$B = B' \cdot \sin \beta; \quad v_i = \frac{Q_{IC}}{B' \cdot h_u}; \quad h = \eta \cdot \left(\frac{\delta}{d}\right)^{4/3} \cdot \frac{v_i^2}{2 \cdot g} \cdot \sin \alpha.$$

unde:

n - numărul interspațiilor dintre bare;

Q_{IC} - debitul de calcul (m^3/s);

v - viteza apei prin interspații (m/s); $v = 1 \text{ m/s}$ – maxim;

d - distanța dintre barele grătarului (m) se recomandă: $d = (25 \dots 50) \text{ mm}$;

h_u - înălțimea utilă a apei de la baza grătarului la nivelul liber al apei râului (m);

B' - lățimea grătarului (m);

δ - grosimea barelor grătarului (mm), se recomandă: $\delta = (8 \dots 10) \text{ mm}$;

H - înălțimea grătarului (m);

h_s - înălțimea de siguranță (m) – se recomandă $h_s = (0,15 \dots 0,3) \text{ m}$;

l - lungimea barelor grătarului (m);

Δ - lungimea curbării barelor (m);

B - lățimea canalului colector (m);

β - unghiul dintre axa canalului colector și direcția de scurgere a apei din râu;

v_i - viteza de curgere a apei la intrare în grătar (m/s);

h - pierderea de sarcină prin grătar (m);

α - unghiul de înclinare a barelor 60° ... 70°;

η - coeficientul de ține seama de forma secțiunii barelor;

η - 2,42 – bare dreptunghiulare;

η - 1,83 – bare semicirculare;

η - 1,79 – bare rotunde.

Exemplul 1:

Să se dimensioneze captarea prin puțuri, dintr-un strat de apă subterană cu nivel liber pentru o localitate al cărui debit necesar este de $Q_{IC} = 2685,03 \text{ m}^3/\text{zi}$, cunoscându-se caracteristicile stratului acvifer:

- $H = 10 \text{ m}$; $K = 0,0016 \text{ m/s}$; $i = 0,0054$;

- 40 % din greutatea granulelor stratului acvifer trec prin sita de 0,5 mm.

1. Lungimea frontului de captare:

$$L = \frac{Q_{IC}}{H \cdot k \cdot i} = \frac{2685,03}{86400 \cdot 10 \cdot 0,0016 \cdot 0,0054} = 359,68 \text{ m} \cong 360 \text{ m}$$

2. Debitul maxim capabil al unui puț se determină grafic pentru un diametru de $d = 300 \text{ mm}$

$$q = \pi \cdot d \cdot h \cdot v_a$$

unde:

$v_a = 0,001 \text{ m/s}$ – din anexa 2; $q = \pi \cdot 0,3 \cdot 0,001 \cdot h = 0,942 \text{ l/s}$;

$$Q = K \cdot \pi \cdot \frac{H^2 - h^2}{\ln \frac{2R}{d}} = 0,0016 \cdot \pi \cdot \frac{10^2 - h^2}{\ln \left(\frac{2R}{0,3} \right)} = 0,0050 \cdot \frac{100 - h^2}{\ln \left(\frac{2R}{0,3} \right)} \text{ m}^3/\text{s} = 5 \cdot \frac{100 - h^2}{\ln \frac{2R}{0,3}} \text{ l/s}$$

Se introduc h și R după cum urmează:

$$h = H - s = 10 - s; R = 3000 \sqrt{K \cdot s} = 3000 \cdot \sqrt{0,0016 \cdot s} = 120 \text{ s (m)}$$

Valorile calculate în tabel s-au reprezentat grafic.

Tabel 1

s (m)	R (m)	h (m)	q (l/s)	Q (l/s)
0	0	10	9,42	0
0,5	60	9,5	8,95	8,13
1,0	120	9	8,47	14,21
2,0	240	8	7,53	24,39
4,0	480	6	5,65	39,64
6,0	720	4	3,76	49,55
8,0	960	2	1,88	54,77
10,0	1200	0	0	55,63

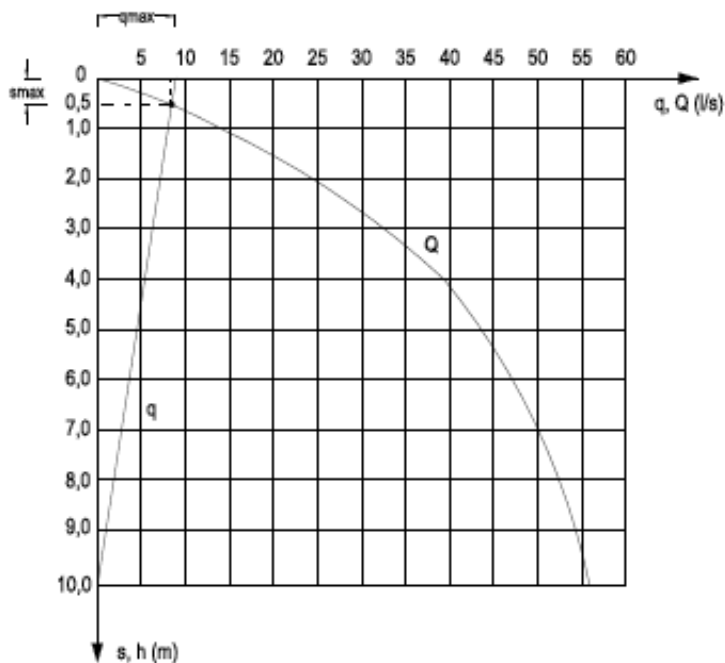


Fig. 5 Determinarea lui q_{\max} și s_{\max} .

Din grafic se bține: $q_{\max} = 8.90$ l/s și $s_{\max} = 0,55$ m

3. Număr de puțuri:

$$n = \frac{2685,03}{8,9 \cdot 24 \cdot 3600 \cdot 10^{-3}} = 3,49 \quad \text{Alegem: } n = 4 \text{ puțuri}$$

4. Distanța dintre puțuri:

$$l = \frac{L}{n} = \frac{360}{4} = 90 \text{ m}$$

5. Pentru a ține seama de neuniformitatea stratului acvifer se sporește lungimea frontului de captare și numărul de puțuri cu 20 %

$$n = 1,2 \cdot 4 = 5 \text{ puțuri. } L = 5 \cdot 90 = 450 \text{ m}$$

Din anexa 1 alegem $p = 0,3$ și se obține D_0 :

$$D_0 = \frac{K \cdot i \cdot T}{p} = \frac{0,0016 \cdot 0,0054 \cdot 20 \cdot 86400}{0,3} = 49,8 \text{ m}$$

Grosimea echivalentă a stratului acvifer sub presiune:

$$m = H - \frac{s}{2} = 10 - \frac{0,55}{2} = 9,72 \text{ m}$$

Distanța D_1 se determină cu relația:

$$D_1 = \sqrt{\frac{q \cdot T}{\pi \cdot p \cdot m}} = \sqrt{\frac{8,9 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot 86400}{\pi \cdot 0,3 \cdot 9,72}} = 40,98 \text{ m}$$

Lărgimea frontului de captare:

$$b = \frac{q}{m \cdot K \cdot i} = \frac{8,9 \cdot 10^{-3}}{9,72 \cdot 0,0016 \cdot 0,0054} = 105,97 \text{ m}$$

Distanțele de protecție caracteristice D'_{am} , D'_{av} și D'_{lat} , se determină în funcție de D_0 și de raportul $\frac{b}{2\pi} = 16,87$ din diagrama anexa 3:

$$D'_{am} = 80 \text{ m}$$

$$D'_{av} = 16 \text{ m}$$

$$D'_{lat} = \frac{b}{2} = \frac{105,97}{2} = 52,98 \text{ m} \cong 53 \text{ m}$$

Pentru șirul de puțuri situate la distanța $l = 90 \text{ m}$ între ele, se determină din diagramă anexa 4, distanțele D și D' :

$$\frac{D}{l} = 0,5 \Rightarrow D = 45 \text{ m}; \quad \frac{D_1}{l} = 0,6 \Rightarrow D_1 = 54 \text{ m}$$

Se determină coeficientul α și β :

$$\alpha = \frac{D}{D_1} = \frac{45}{40,98} = 1,09$$

$$\beta = \frac{D'}{D_1} = \frac{54}{40,98} = 1,31$$

Se stabilesc distanțele:

$$D_{am} = \alpha \cdot D'_{am} = 1,09 \cdot 80 = 87,20 \text{ m} \cong 87 \text{ m}$$

$$D_{av} = \alpha \cdot D'_{av} = 1,09 \cdot 16 = 17,44 \text{ m} \cong 18 \text{ m}$$

$$D_{lat} = \beta \cdot D'_{lat} = 1,319 \cdot 53 = 69,43 \text{ m} \cong 70 \text{ m}$$

Exemplul 2:

Pentru o localitate, să se dimensioneze o captare de mal cu grătar, cunoscând $Q_{IC} = 2685,03 \text{ m}^3/\text{zi}$, unghiul pe care-l face canalul de captare cu direcția de curgere a apei $\beta = 70^\circ$.

Pentru calculul captării de mal cu grătar alegem:

$$v = 0,4 \text{ m/s}; \quad h_u = 0,15; \quad \alpha = 75^\circ, \quad h_s = 0,15$$

$$\Delta = 0,4 \text{ m}; \quad \eta = 1,79; \quad \delta = 8 \text{ mm} \text{ situate la distanța } d = 25 \text{ mm}$$

Numărul de interspații:

$$n = \frac{Q_{IC}}{v \cdot d \cdot h_u} = \frac{0,0310}{0,4 \cdot 0,025 \cdot 0,15} = 20,66 \cong 21 \text{ interceptări}$$

Lățimea grătarului și înălțimea lui:

$$B' = n \cdot d + (n - 1) \cdot \delta = 21 \cdot 0,025 + 20 \cdot 0,008 = 0,685 \text{ m}$$

$$H = H_u + H_s = 0,15 + 0,15 = 0,3 \text{ m}$$

Lungimea canalului colector:

$$B = B' \cdot \sin \beta = 0,685 \cdot \sin 70^\circ = 0,64 \text{ m}$$

Viteza apei la intrare în grătar:

$$v_i = \frac{Q_{IC}}{B' \cdot h_u} = \frac{0,0310}{0,685 \cdot 0,15} = 0,30 \text{ m/s}$$

Pierderea de sarcină prin grătar:

$$h = \eta \cdot \left(\frac{\delta}{d}\right)^{4/3} \cdot \frac{v_1^2}{2 \cdot g} \cdot \sin \alpha = 1,79 \cdot \left(\frac{8}{24}\right)^{4/3} \cdot \frac{0,3^2}{2 \cdot 9,81} \cdot \sin 75^\circ = 0,0016 \text{ m}$$

Înălțimea apei în canalul colector:

$$h_1' = h_u - h = 0,15 - 0,0016 = 0,148 \text{ m}$$

Canalul de captare se execută din beton ($K = 74$) de formă dreptunghiulară având:

$$S = B \cdot h_1 = 0,64 \cdot 0,148 = 0,094 \text{ m}^2;$$

$$P = 2 \cdot h_1 + B = 2 \cdot 0,148 + 0,64 = 0,93 \text{ m};$$

$$R = S/P = 0,10 \text{ m.}$$

panta canalului colector:

$$i = \frac{Q_{IC}^2}{S^2 \cdot K^2 \cdot R^{4/3}} = \frac{0,0310^2}{0,094^2 \cdot 74^2 \cdot 0,1^{4/3}} = 0,42 \text{ ‰}$$

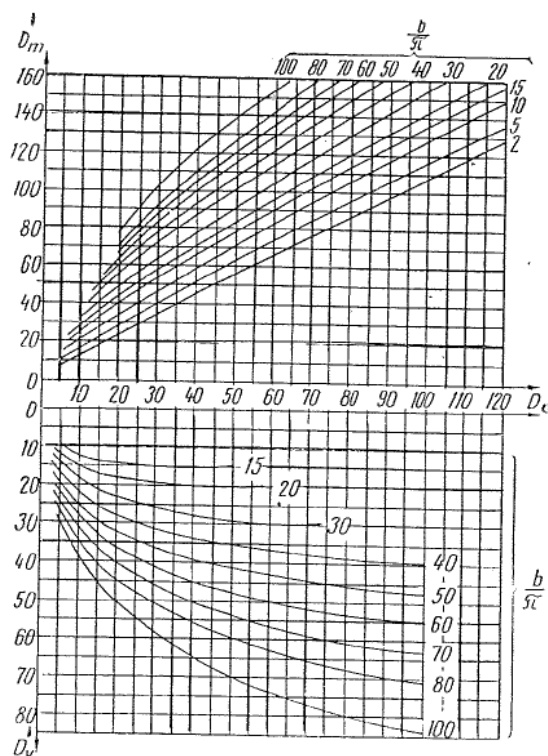
Anexa 1 – determinarea coeficientului de filtrație

Natura stratului acvifer	Porozitatea totală, p	Coeficientul de filtrație, k în m/zi
Nisip prăfos	0,42 – 0,38	0,5 – 1
Nisip granulație mică	0,40 – 0,36	1 – 5
Nisip granulație medie	0,38 – 0,34	5 – 20
Nisip granulație mare	0,36 – 0,32	20 – 50
Pietriș	0,32 – 0,28	100 – 300
Balast	0,34 – 0,30	50 – 150

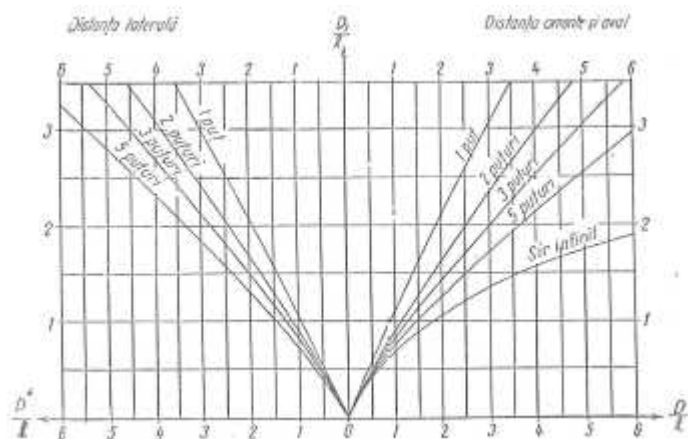
Anexa 2 – viteza admisibilă

v_a , m/s	Caracteristici granulometrice
0,002	40 % din granule cu $d_n \leq 1,00$ mm
0,001	40 % din granule cu $d_n \leq 0,50$ mm
0,0005	40 % din granule cu $d_n \leq 0,25$ mm

Anexa 3 – calculul distanțelor de protecție la un puț singular în curent subteran sub presiune



Anexa 4 –calculul distanțelor de protecție sanitară la șirul de puțuri în bazin subteran sub presiune



CAP.3. DIMENSIONAREA HIDRAULICĂ A

ADUCȚIUNILOR:

După presiunea de regim, aducțiunile pot funcționa cu nivel liber închise sau deschise denumite canale sau pot funcționa sub presiune prin gravitație sau prin pompare denumite conducte.

Calculul hidraulic al aducțiunilor se face conform relațiilor:

$$Q = K \cdot S \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}; v = C \cdot \sqrt{R \cdot J}; C = K \cdot R^{1/6}; J = \frac{\Delta H}{L};$$

$$J = \frac{v^2}{K^2 \cdot R^{4/3}}; J = s_o \cdot Q^2; h = J \cdot L; s_o = \frac{10,3}{K^2 \cdot D^{16/3}}; D = \left(\frac{10,3 \cdot L \cdot Q^2}{K^2 \cdot h} \right)^{3/16}$$

unde:

Q - debitul de calcul (m^3/s);

$K = \frac{1}{n}$ - inversul coeficientului de rugozitate;

S - suprafața secțiunii transversale (m^2);

R - raza hidraulică (m);

J - panta hidraulică;

ΔH - diferența dintre cotele piezometrice din secțiuni extreme a aducțiunilor (m);

v - viteza apei în aducțiune (m/s);

s_o - rezistența hidraulică specifică a conductei (s^2/m^6);

C - coeficientul lui Chezy (m/s);

h - pierderi de sarcină, în aducțiune (m);

D - diametrul conductei (m).

Prin utilizarea anexelor 2 ÷ 12, se poate dimensiona rapid aducțiunile în funcție de diferite tipuri de materiale și secțiuni.

Aducțiunile sub presiune care funcționează gravitațional se dimensionează în funcție de Q și J. Viteza minimă în aceste conducte este de 0,3 m/s apă curată și 0,7 m/s pentru apă cu suspensii.

Viteza maximă este de 5 m/s pentru tuburile din material plastic și 8 m/s pentru conducte metalice, din beton armat sau precomprimat.

Aducțiunile sub presiune care funcționează prin pompare se dimensionează în funcție de Q și de viteza economică: $v_{ec} = (0,8 \div 1,2)$ m/s.

Canalele deschise se dimensionează în funcție de Q și J astfel încât să nu depășească vitezele maxime admise.

Exemplul 1:

Să se dimensioneze cu ajutorul diagramelor conducta de aducțiune a apei de la captare prin puțuri pentru alimentarea cu apă a unui centru populat.

Se cunosc: $L = 2000$ m - lungimea conductei de aducțiune; cota terenului la puțul colector = 100 m; cota la intrare în rețeaua de distribuție = 95 m și debitul de calcul $Q = 2685,03$ m³/zi.

Considerăm o conductă din oțel, de secțiune circulară cu $K = 83$.

Panta piezometrică este:

$$J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{100 - 95}{2000} = 0,0025$$

Diametrul conductei se determină cu relația:

$$Q = S \cdot v = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot J} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot K \cdot R^{\frac{1}{6}} \cdot \sqrt{R \cdot J} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot K \cdot R^{\frac{1}{6}} \cdot R^{\frac{1}{2}} \cdot J^{\frac{1}{2}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot K \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot J^{\frac{1}{2}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot K \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot J^{\frac{1}{2}} = 0,3115 K \cdot D^{\frac{8}{3}} \cdot J^{\frac{1}{2}}$$
$$D = \left(\frac{Q}{0,3115 \cdot K \cdot J^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} = \left(\frac{0,031}{0,3115 \cdot 83 \cdot 0,0025^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} = 0,246 \text{ m}$$

Diametrul standardizat pentru oțel este: Dn 250 mm.

Viteza reală va fi:

$$v = \frac{4 \cdot D}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 31}{\pi \cdot 1000 \cdot 0,25^2} = 0,631 \text{ m/s}$$

Pierderea de sarcină:

$$h = \frac{v^2}{K^2 \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{4}{3}}} \cdot L = \frac{0,631^2}{90 \cdot \left(\frac{0,25}{4}\right)^{\frac{4}{3}}} \cdot 2000 = 3,96 \text{ m}$$

Din diagrama pentru ($K = 83$); $J = 0,0025$ și $Q = 31$ l/s se determină: $D = 250$ mm și $v = 0,64$ m/s.

Exemplul 2:

Să se dimensioneze o conductă de aducțiune sub presiune care funcționează gravitațional cunoscând: $Q = 2685,03$ m³/zi, $L = 2000$ m și sarcina conductei $h = 3,96$ m.

Alegem o conductă din oțel cu $K = 83$

Diametrul conductei:

$$D = \left(\frac{10,3 \cdot L \cdot Q^2}{K^2 \cdot h} \right)^{\frac{3}{16}} = \left(\frac{10,3 \cdot 2000 \cdot 0,031^2}{83^2 \cdot 3,96} \right)^{\frac{3}{16}} = 0,201 \text{ m}$$

Rezistența hidraulică:

$$s_0 = \frac{10,3}{K^2 \cdot D^{\frac{16}{3}}} = \frac{10,3}{83^2 \cdot (0,2)^{\frac{16}{3}}} = 7,99 \text{ s}^2/\text{m}^6$$

Exemplul 3:

Să se dimensioneze conducta de aducțiune care funcționează prin pompare, cunoscându-se:
 $Q = 2685,03 \text{ m}^3/\text{zi}$; $L = 2000 \text{ m}$ și materialul conductei din oțel $K = 83$.

Diametrul conductei:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v_{ec}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,031}{\pi \cdot 1}} = 0,198 \text{ mm}$$

Se alege un debit standardizat: Dn 200 mm.

Viteza reală va fi:

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,031}{\pi \cdot 0,2^2} = 0,98 \text{ m/s}$$

Panta hidraulică:

$$J = \frac{v^2}{K^2 \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{4/3}} = \frac{0,98^2}{83^2 \cdot \left(\frac{0,2}{4}\right)^{4/3}} = 0,0075$$

Pierderea de sarcină:

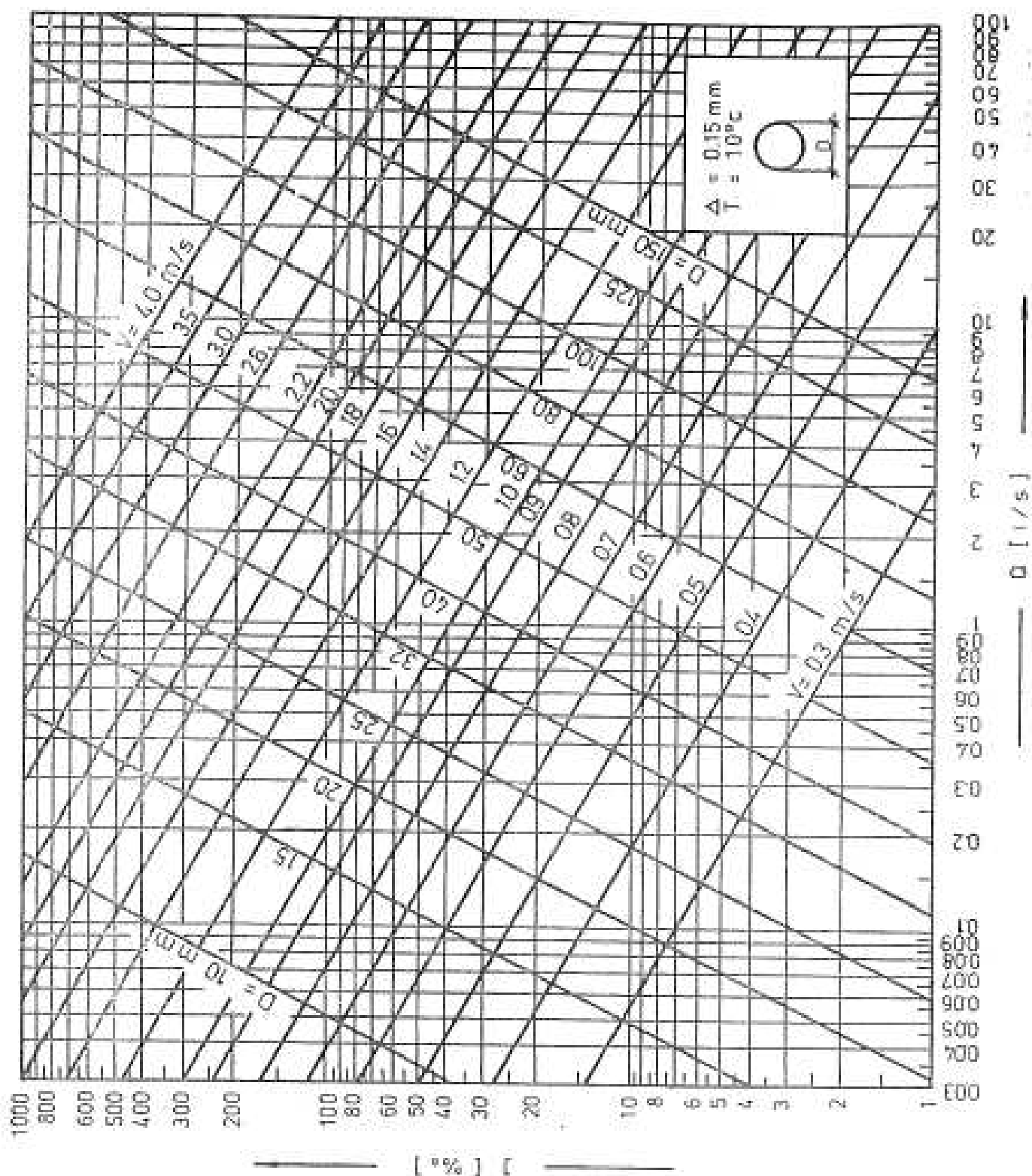
$$h = J \cdot L = 0,0075 \cdot 2000 = 15 \text{ m}$$

În diagramă se intră cu $v = 1 \text{ m/s}$ și un debit de $Q = 31 \text{ l/s}$ și rezultă: $D = 200 \text{ mm}$; $v = 0,98 \text{ m/s}$ și $J = 0,0075$.

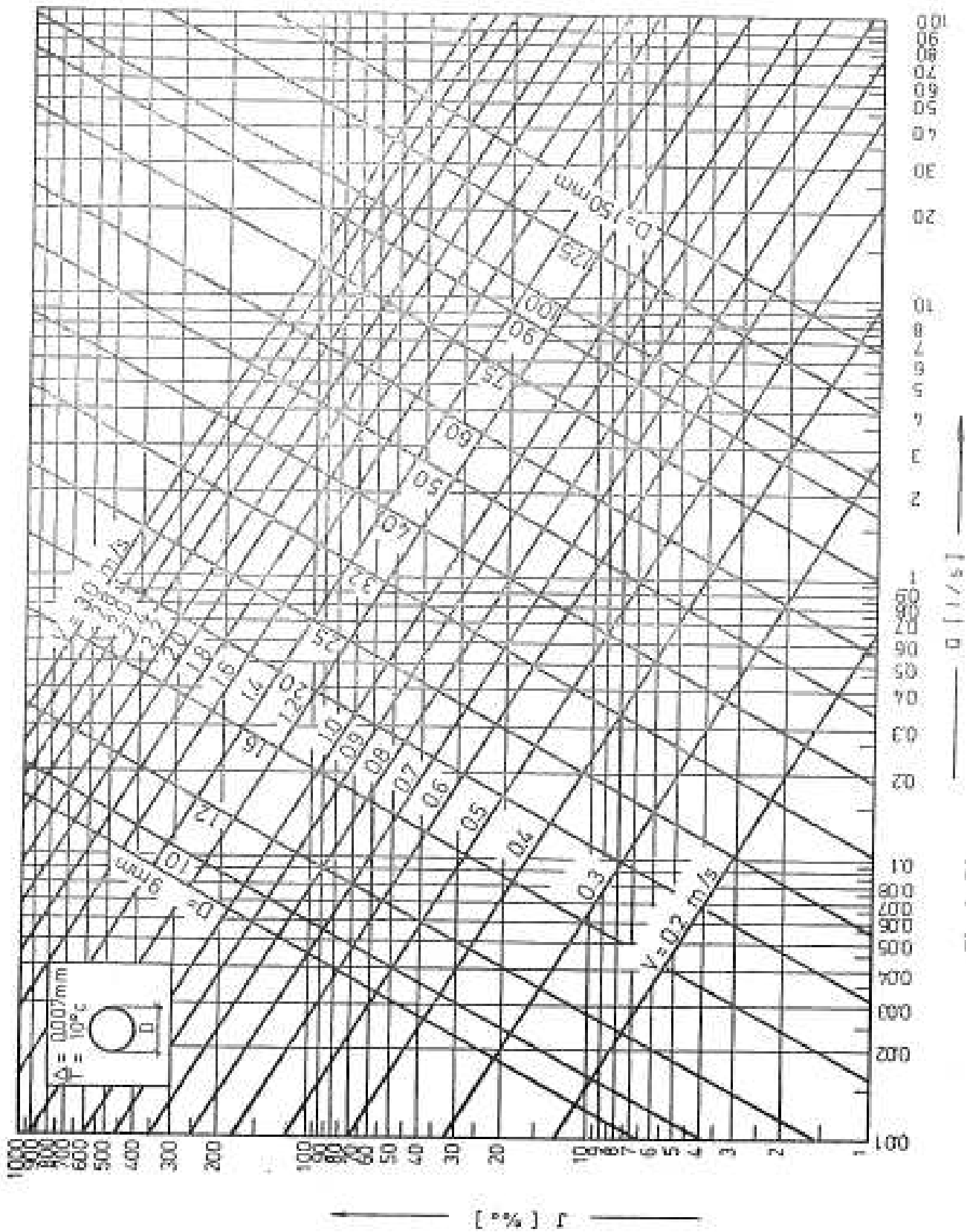
Anexa 1 – valorile lui K

Debitul Q, în l/s	Viteza economică v_{ec} , în m/s		Diametrul normalizat D, în mm	Rezistența specifică $s_o = \frac{10,3}{K^2 \cdot D^{5,3333}}$, în s^2/m^6	
	K = 83	K = 74		K = 83	K = 74
				1,18	0,60
2,16	0,65	0,60	65	3207	4034
3,52	0,70	0,65	80	1059	1332
5,89	0,75	0,65	100	322	405
9,81	0,80	0,70	125	98	123
14,10	0,80	0,70	150	37,10	46,70
28,30	0,90	0,80	200	7,99	10,05
49,10	1,00	0,90	250	2,43	3,06
77,80	1,10	1,00	300	0,929	1,168
115,00	1,20	1,05	350	0,404	0,508
163,00	1,30	1,15	400	0,198	0,249
255,00	1,30	1,15	500	0,0603	0,0758
396,00	1,40	1,25	600	0,0228	0,0287
539,00	1,40	1,25	700	0,01	0,0126
754,00	1,50	1,35	800	0,00492	0,00619
954,00	1,50	1,35	900	0,00262	0,00330
1176,00	1,50	1,35	1000	0,00150	0,00189
1809,00	1,60	1,40	1200	0,00056	0,00070

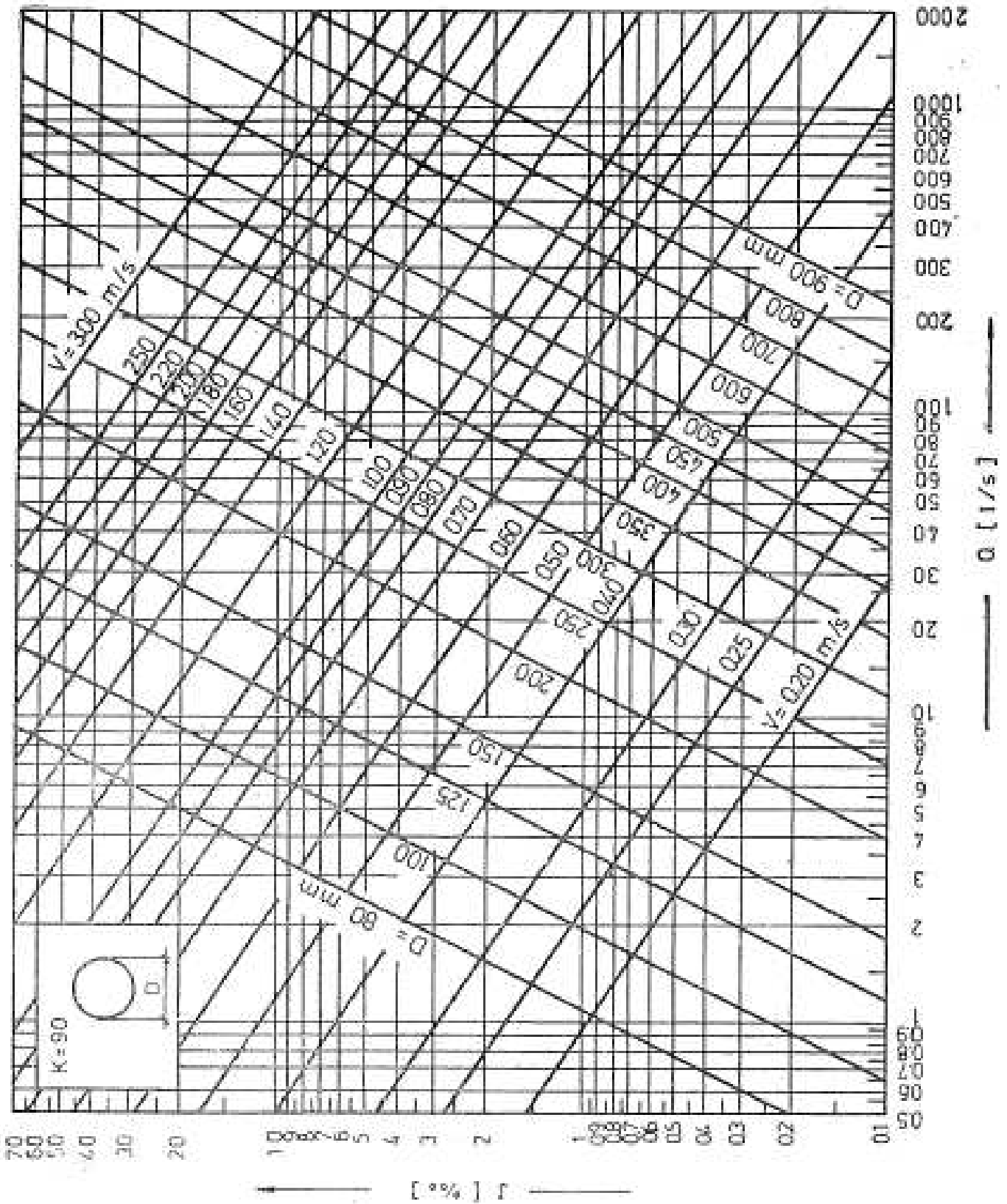
Anexa 2 – diagramă pentru calculul conductelor din oțel galvanizat



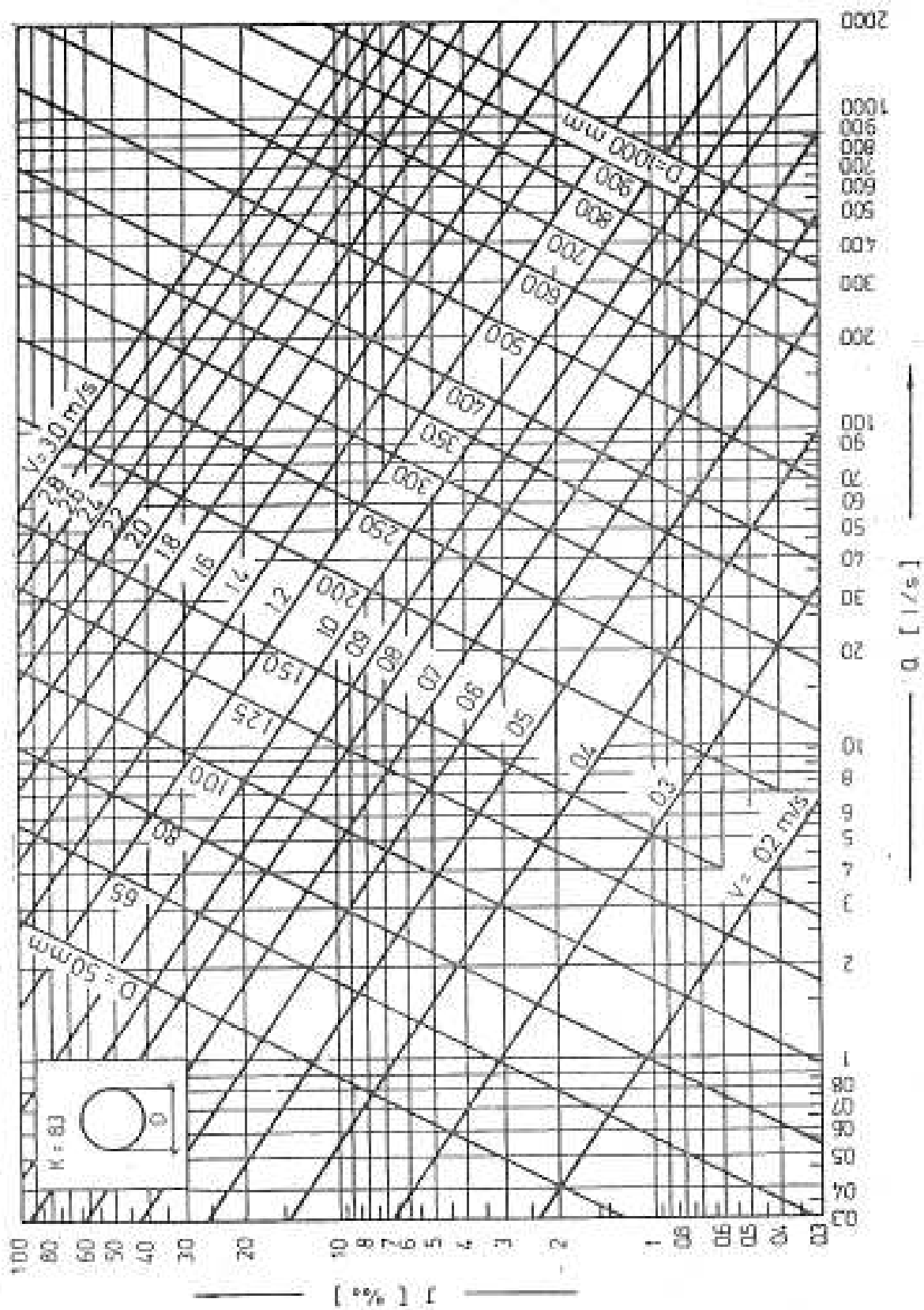
Anexa 3 – diagramă pentru calculul conductelor din material plastic



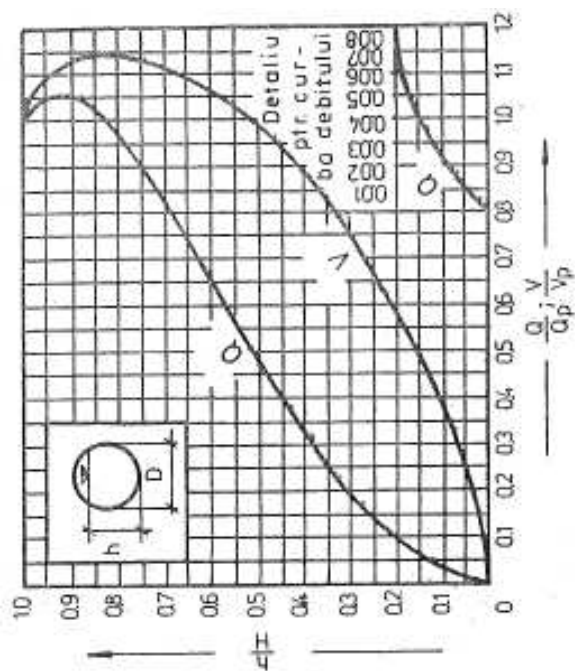
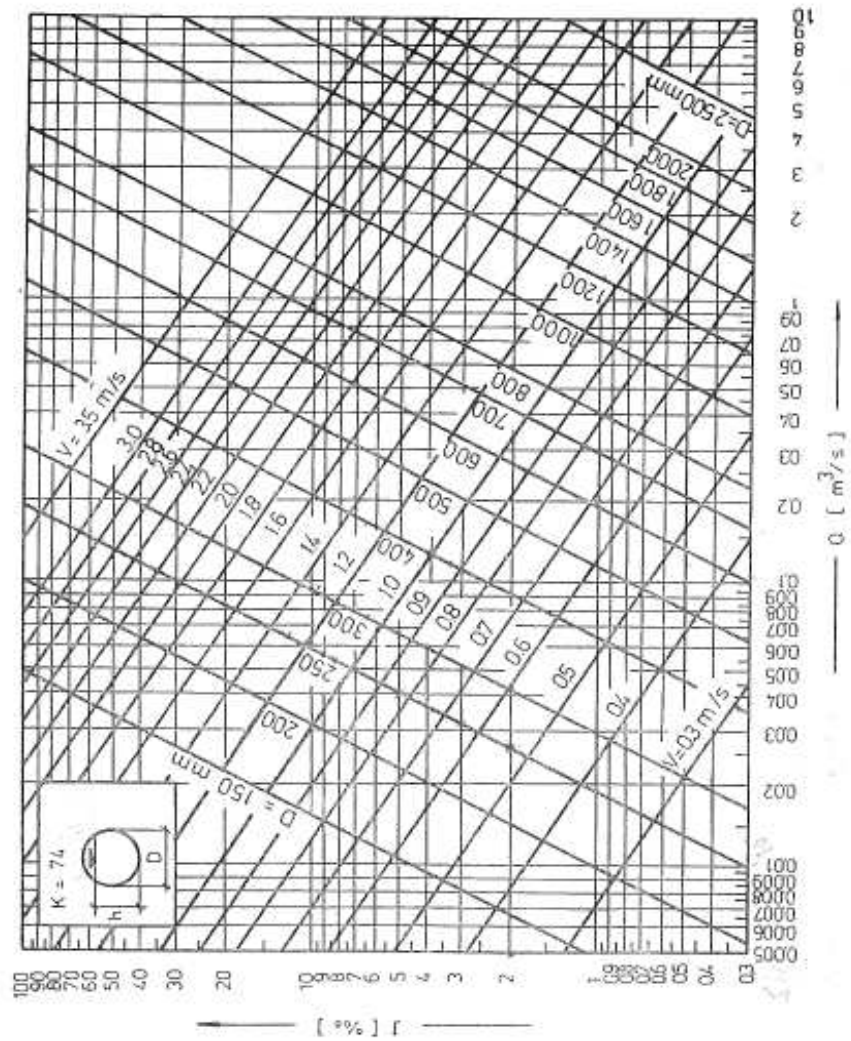
Anexa 4 – diagramă pentru calculul conductelor din azbociment



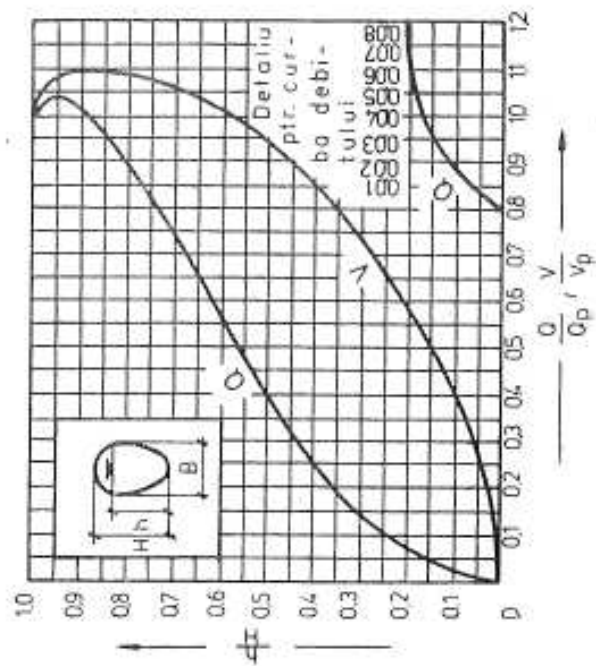
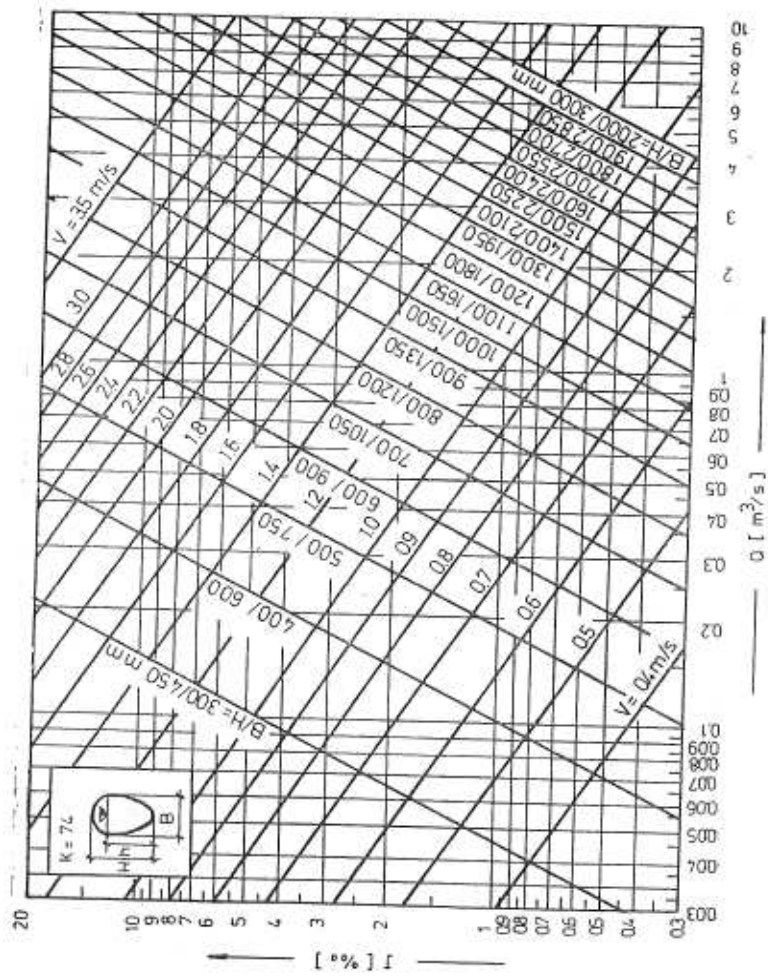
Anexa 5 – diagramă pentru calculul conductelor metalice și din beton sclivisit



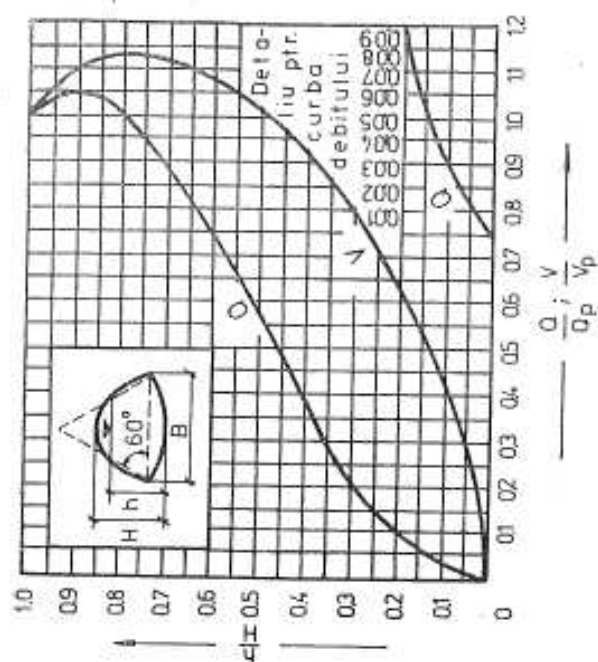
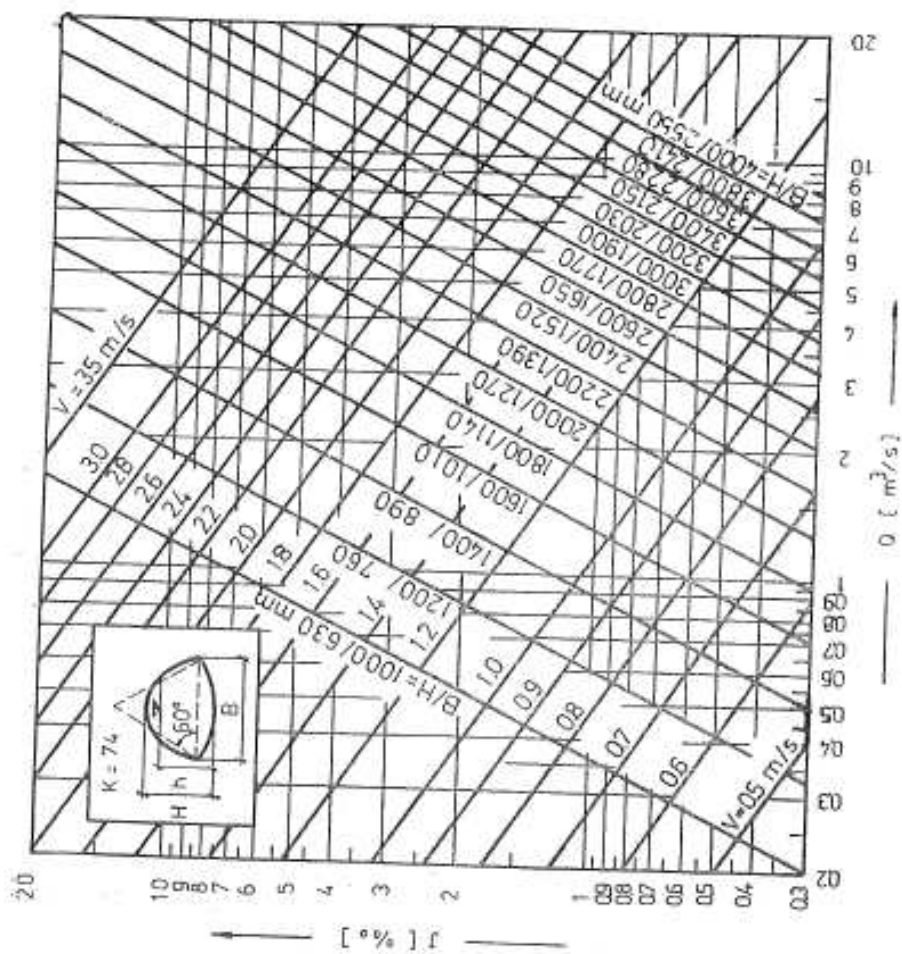
Anexa 6 – diagramă pentru calculul canalelor circulare din beton



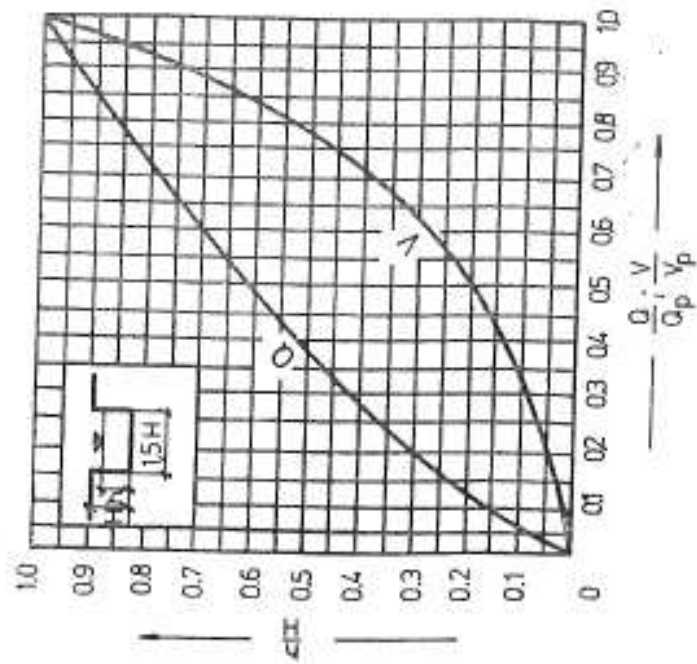
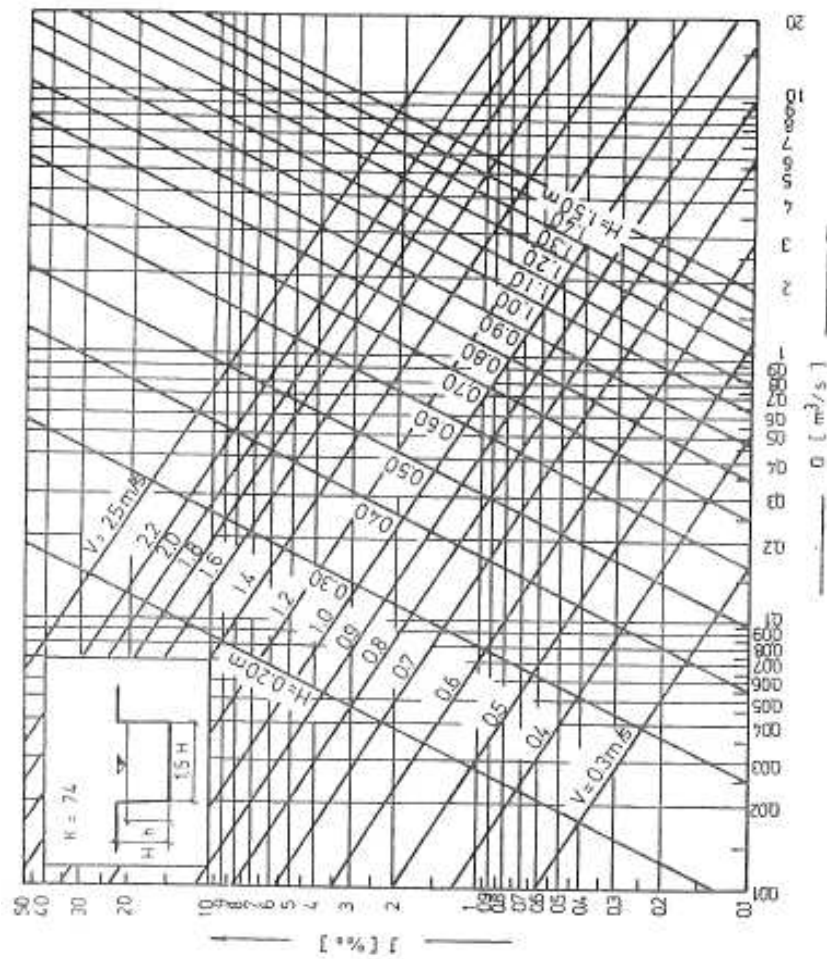
Anexa 7 – diagramă pentru calculul canalelor ovoidale din beton



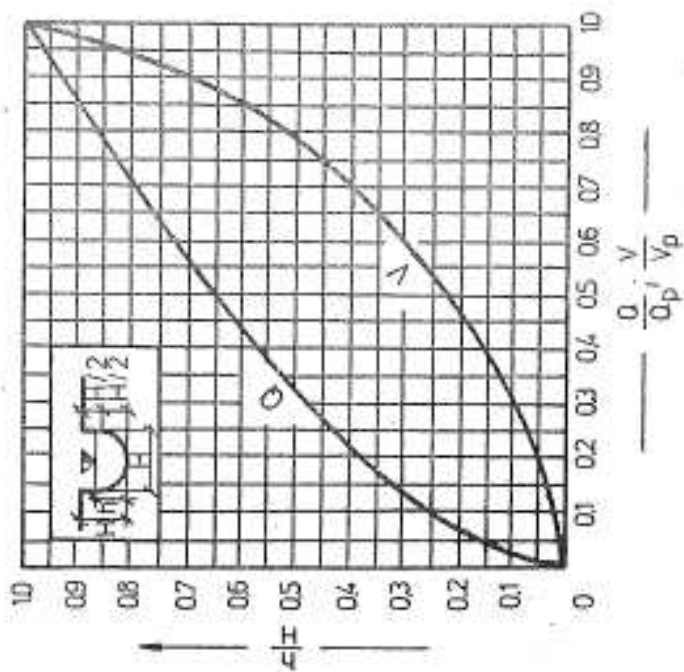
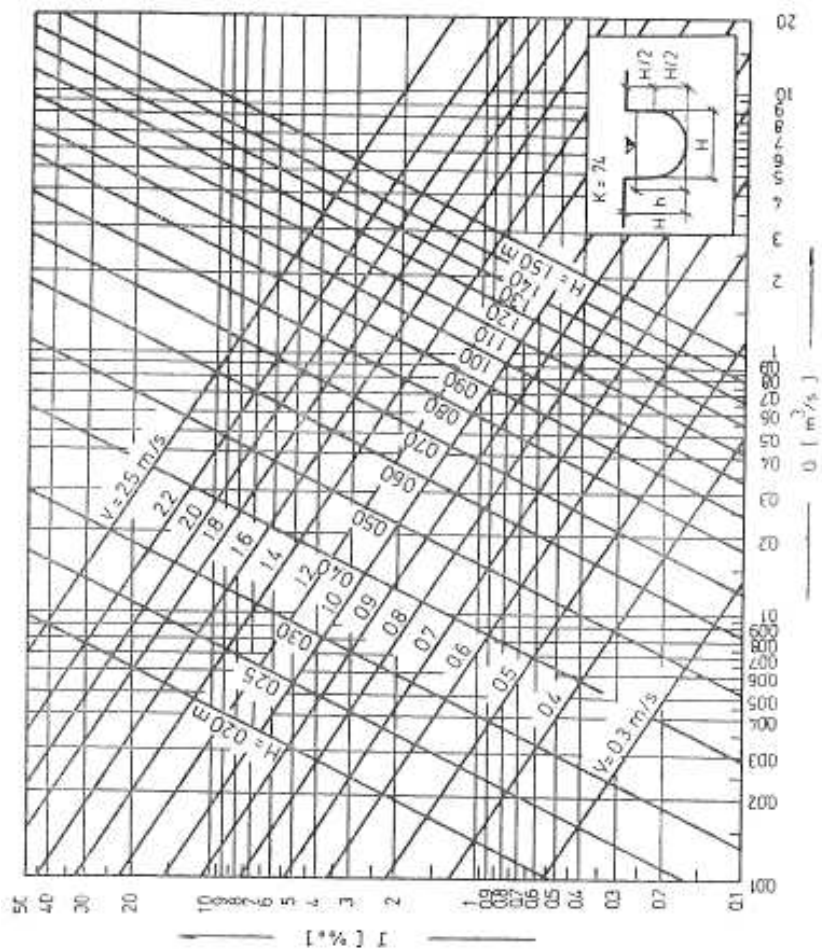
Anexa 8 – diagramă pentru calculul canalelor clopot din beton



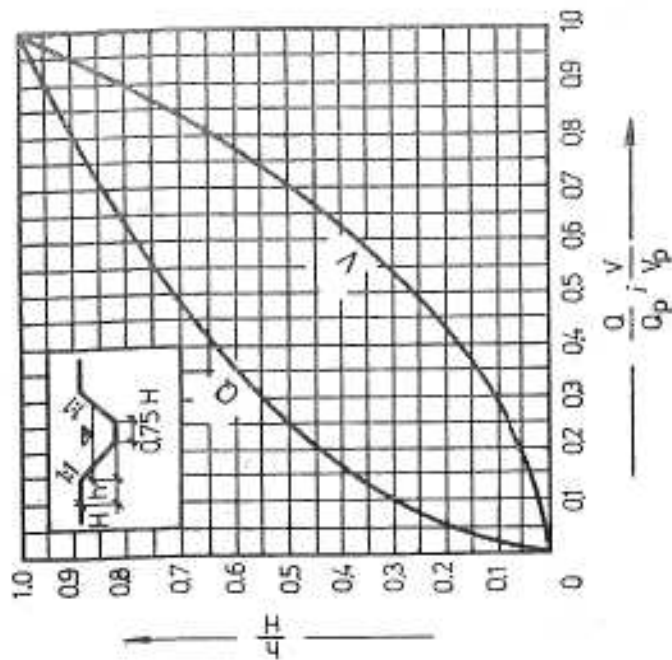
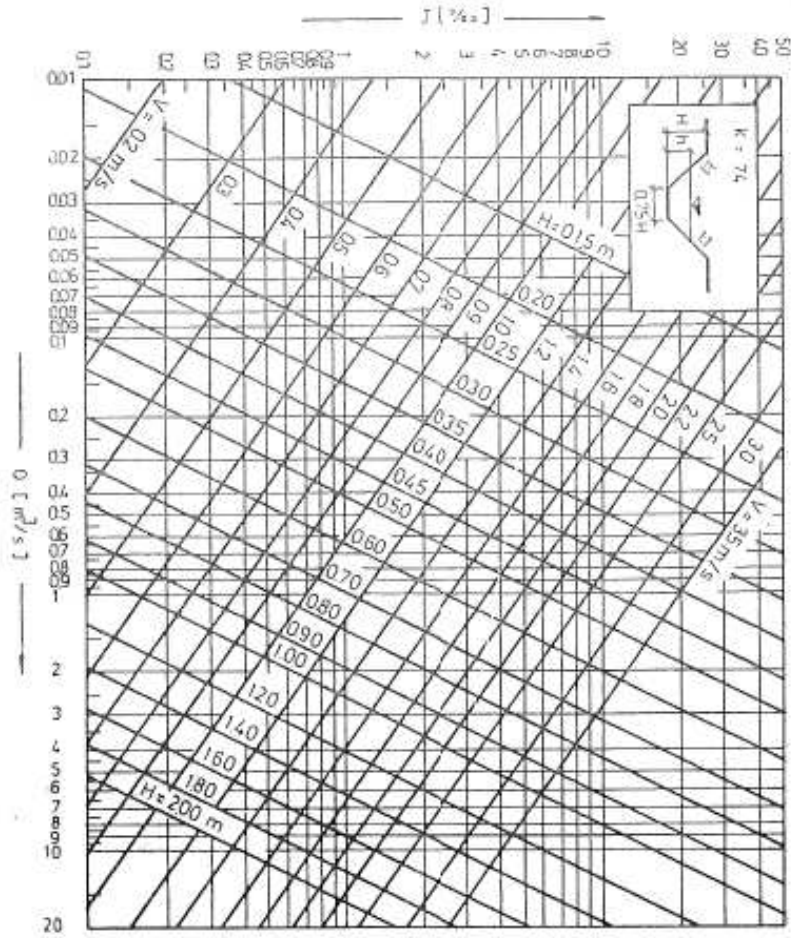
Anexa 9 – diagramă pentru calculul canalelor dreptunghiulare din beton



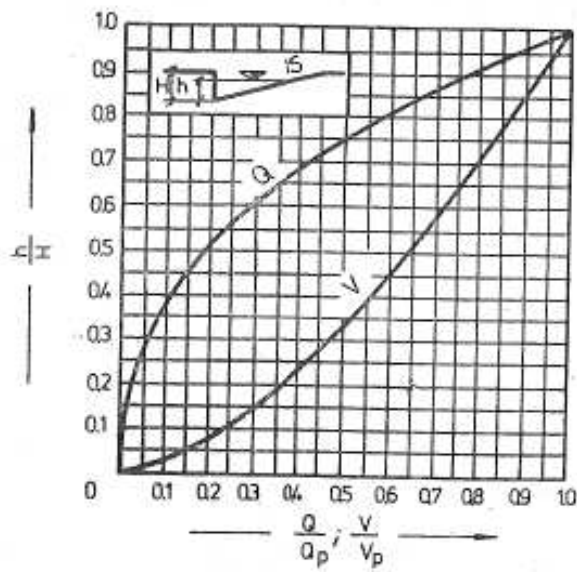
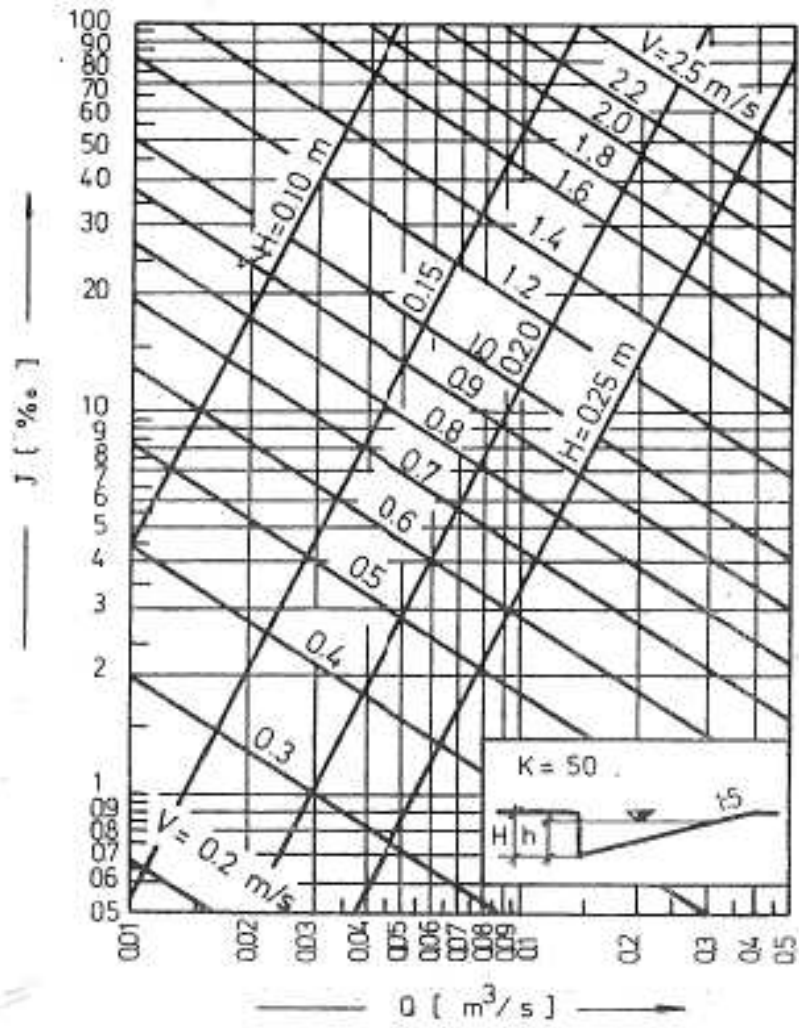
Anexa 10 – diagramă pentru calculul canalelor semicirculare la partea de jos și dreptunghiulare la partea de sus din beton



Anexa 11 – diagramă pentru calculul canalelor trapezoidale din beton



Anexa 12 – diagramă pentru calculul rigolelor pereate din piatră brută



CAP.4. TRATAREA APEI:

4.1. Deznisipatoare orizontale

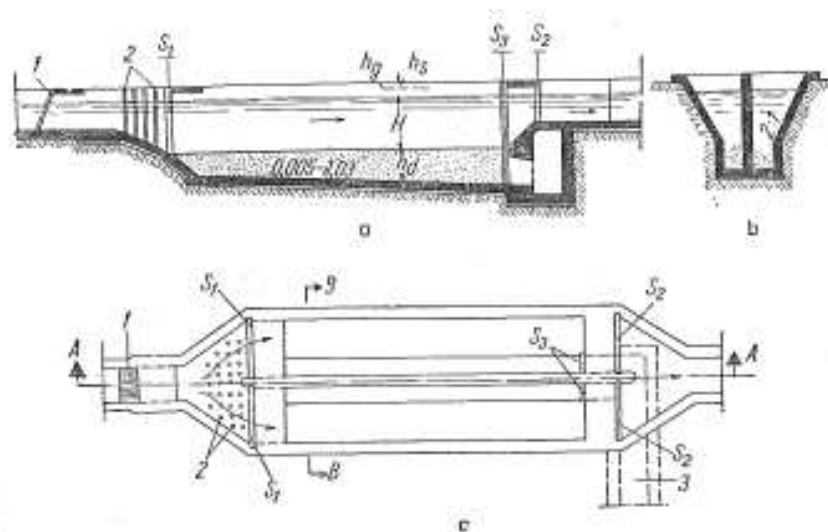


Fig. 1. Deznisipator orizontal

Dimensionarea hidraulică constă în determinarea:

$$V_{dez} = Q \cdot t_d \text{ (m}^3\text{)}; S = \frac{Q}{v_s} \text{ (m}^2\text{)}; H_u = \frac{V_{dez}}{S} \text{ (m)}; L = \alpha \cdot v \cdot t_d \text{ (m)};$$

$$B = \frac{S}{L} \text{ (m)}; n = \frac{B}{b} \geq 2; H_d = \frac{V_d}{n \cdot b \cdot L} \text{ (m)}; H = H_d + H_u + H_g + H_s \text{ (m)}.$$

unde:

V_{dez} - volumul deznisipatorului (m^3);

Q - debitul de calcul (m^3/s);

t_d - timpul de trecere al apei prin camera de deznisipare (30 ... 120) s;

S - secțiunea orizontală a deznisipatorului (m^2);

v_s - viteza de sedimentare (m/s) – se determină din anexa 1;

H_u - înălțimea utilă a apei în deznisipator (m);

L - lungimea camerei de deznisipare (m);

α - coeficient (1,5 ÷ 2);

v - viteza orizontală a apei (m/s) având valori de (0,1 ÷ 0,5) m/s ;

B - lățimea camerei de deznisipare (m);

n - numărul de compartimente;

b - lățimea unui compartiment (m), având valori: (0,7 ÷ 2,0) m;

V_d - volumul depunerilor (m^3);

p - procentul de sedimentare de (25 ÷ 33) %;

a - concentrația maximă a materiilor în suspensie (kg/m³);

T - durata între două curățiri (s), având valoarea de (3 ÷ 4) zile;

γ_d - greutatea specifică a depunerilor (daN/m³), având valoarea (1500 ÷ 1700) daN/m³;

H_d - adâncimea stratului de depuneri (m);

H - adâncimea totală a deznisipatorului (m);

H_s - înălțimea de siguranță (m), având valoarea de (0,1 ÷ 0,15) m;

H_g - înălțimea stratului de gheață (m), având valori de (0,3 ÷ 0,5) m.

4.2. Camera de amestec cu pereți șicană

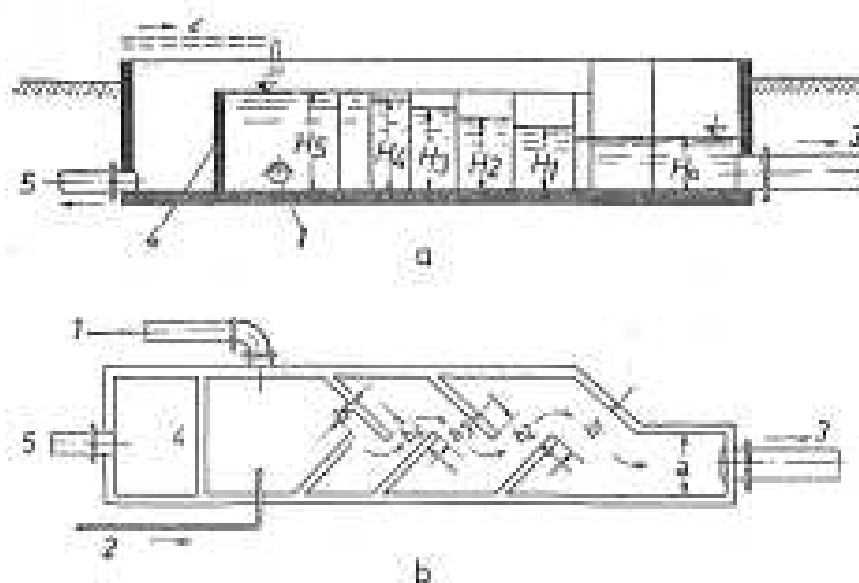


Fig. 2 Bazin de amestec cu pereți șicană

Dimensionarea hidraulică constă în determinarea elementelor:

$$H_n = H_0 + n \cdot h ; b_n = \frac{Q}{v_1 \cdot H_n} ; H_0 = \frac{Q}{v_2 \cdot a} ; h = \xi \cdot \frac{v_1^2}{2 \cdot g} ;$$

unde:

H_n - înălțimea pentru o treaptă oarecare (m);

b_n - lățimea pentru o treaptă oarecare (m);

Q- debitul de calcul (m³/s);

H₀ - înălțimea apei în jghebul aval (m);

n - numărul deschiderilor;

h - pierderea de sarcină în deschiderile b₁ ... b_n (m);

v₁ - viteza apei în spațiile înguste dintre pereții șicană, având valoarea de 0,8 m/s;

v_2 - viteza la ieșirea apei din jgheabul aval care se consideră de $(0,4 \div 0,6)$ m/s;

a - lățimea jgheabului aval $a \geq 0,6$ m;

ξ - coeficientul pierderilor de sarcină de $(2,0 \div 2,5)$;

g - accelerația gravitațională.

4.3. Camera de reacție cu compartimente

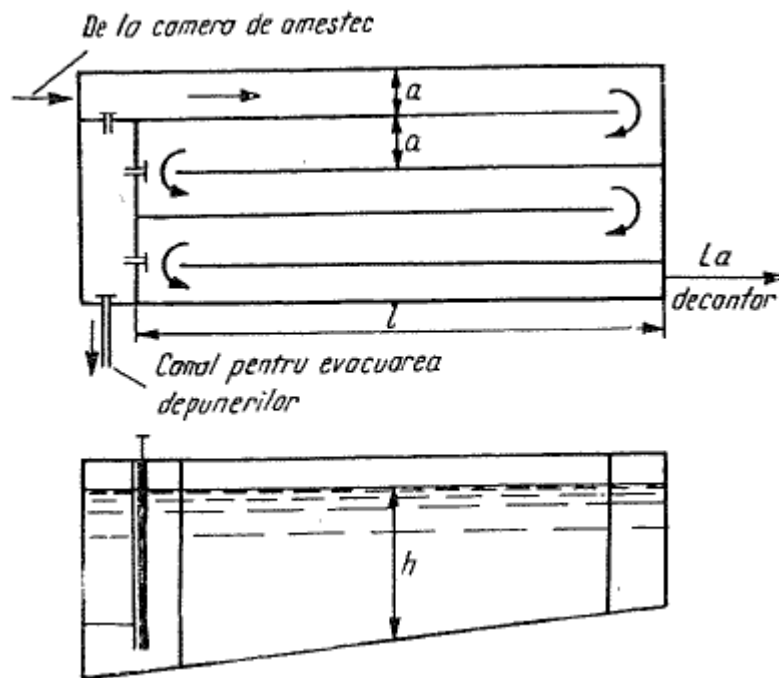


Fig. 3 Cameră de reacție cu compartimente

Dimensionarea hidraulică constă în determinarea următoarelor elemente:

$$h = \frac{Q}{a \cdot v} ; L = 60 \cdot v \cdot t ; l = \frac{L}{n} ; h_r = (1,23 + n \cdot \xi) \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} ;$$

unde:

h - înălțimea medie a apei (m);

Q - debitul de calcul (m^3/s);

a - lățimea unui compartiment (m);

v - viteza de trecere a apei care este de $(0,2 \div 0,4)$ m/s;

L - lungimea totală a camerei de reacție (m);

t - timpul de trecere de $(15 \div 30)$ min;

l - lungimea unui compartiment (m);

n - numărul de compartimente;

h_r - pierderea de sarcină totală (m);

ξ - coeficientul pierderilor de sarcină prin fiecare compartiment.

4.4. Decantare orizontale longitudinale

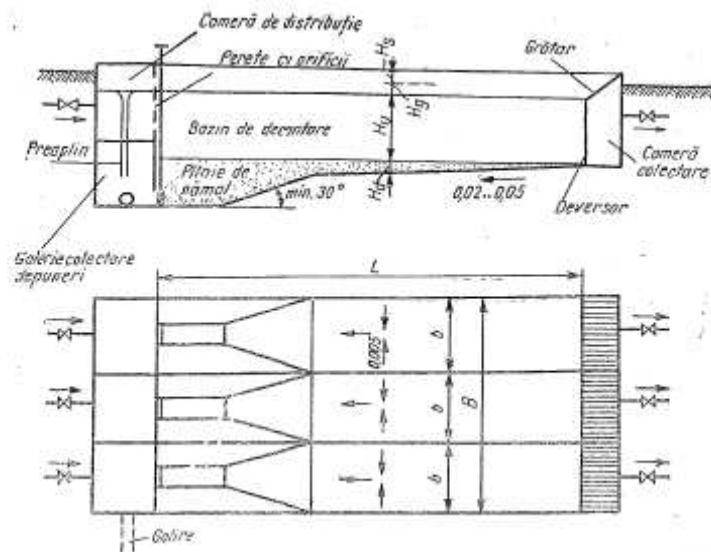


Fig. 4 Decantor orizontal longitudinal

Dimensionarea hidraulică constă în stabilirea următoarelor elemente:

$$S = \frac{Q}{v_s} ; L = v \cdot t_d ; B = \frac{S}{L} ; b = \left(\frac{L}{4} \dots \frac{L}{10} \right) \leq 0,8 \text{ m};$$

$$n = \frac{B}{b} \geq 3 ; H_u = \frac{Q \cdot t_d}{S} ; H_d = \frac{v_d}{n \cdot b \cdot L} ; H = H_d + H_u + H_g + H_s ;$$

unde:

S - aria secțiunii orizontale (m²);

Q - debitul de calcul (m³/s);

v_s – viteza de sedimentare (m/s), care se alege din diagrama anexa 2;

L - lungimea decantorului (m);

v - viteza orizontală a apei, având valoarea de (0,002 ÷ 0,005) m/s la decantare fără coagulant și de (0,005 ÷ 0,012) m/s la decantare cu coagulant;

t_d - timpul de decantare de (2 ÷ 4) ore;

B - lățimea decantorului (m);

b - lățimea unui compartiment (m);

n - numărul de compartimente;

H_u - înălțimea utilă medie (m);

V_d - volumul depunerilor (m³);

p - procentul de sedimentare de (70 ÷ 80) %;

T - durata între două curățiri (s);

γ_d - greutatea specifică a depunerilor (daN/m³);

c – concentrația în substanță solidă a nămolului depus de (5 ÷ 10) %;

H_d - grosimea medie a depunerilor (m);

H_g - înălțimea de gheață (0,3 ÷ 0,5) m;

H_s - înălțimea de siguranță (0,1 ÷ 0,15) m;

H - înălțimea totală a decantorului (m);

4.5. Fitre rapide

Dimensionarea hidraulică constă în determinarea următoarelor elemente:

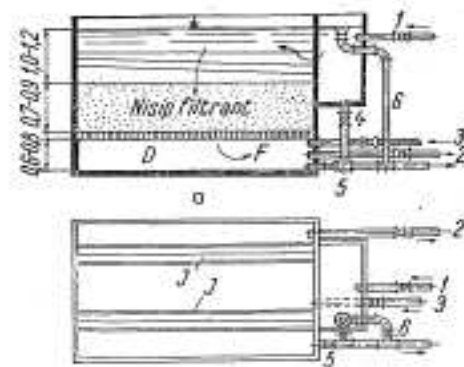


Fig. 5 Filtru rapid deschis

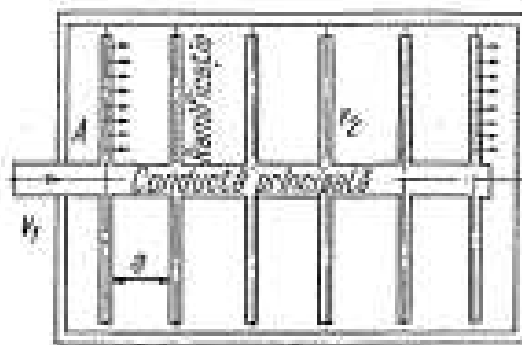


Fig. 6 Sistem drenaj

$$S = \frac{Q}{v_f} ; D = \frac{1}{30} \cdot \sqrt{\frac{Q}{\pi \cdot v \cdot n}} ; Q_s = 0,001 \cdot q_s \cdot S_1 ; V_s = 60 \cdot Q_s \cdot t_s ;$$

$$D_s = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_s}{\pi \cdot v_s}} ; S_j = \frac{Q_s}{n_j \cdot v_j} ; h_j = 1,33 \cdot e \cdot h_f ; D_p = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v_1}} ;$$

$$q_r = 0,001 \cdot a \cdot l \cdot q_s ; D_r = \sqrt{\frac{4 \cdot q_r}{\pi \cdot v_2}} ; v_1 = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_p^2} ; v_2 = \frac{4 \cdot q_r}{\pi \cdot D_r^2} ;$$

$$s = \frac{q_t}{\mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}} ; n_0 = \frac{s}{s_1} ; h = 9 \cdot \frac{v_1^2}{2 \cdot g} + 10 \cdot \frac{v_2^2}{2 \cdot g} .$$

unde:

- S - suprafața totală de filtrare (m^2);
- Q - debitul de calcul (m^3/s);
- v_f - viteza de filtrare (m/h), conform anexei nr. 3;
- D - diametrul conductelor de alimentare a filtrelor (m);
- v - viteza admisibilă în conductele de alimentare (m/s), conform anexei nr. 4;
- n - numărul de compartimente de filtrare ≤ 24 ;
- Q_s - debitul de spălare pentru un compartiment (m^3/s);
- q_s - intensitatea de spălare ($l/s \cdot m^2$), conform anexei 5;
- S_1 - suprafața unui compartiment (m^2);
- V_s - capacitatea rezervorului de spălare (m^3);
- t_s - durata de spălare (s); care se ia de (5 ÷ 10) min;
- D_s - diametrul conductei de spălare (m);
- S_j - secțiunea jgheabului pentru colectarea apei de spălare (m^2) $\leq 0,25 m^2$;
- v_j - viteza apei în jgheabul de spălare (m/s), conform anexei nr. 4;
- h_j - înălțimea jgheabului (m);
- e - gradul de expandare a nisipului (0,3 ÷ 0,5);
- h_f - grosimea stratului filtrant (m), care pentru nisip este de (0,3 ÷ 1,2) m, iar pentru antracit mai mare de 0,9 m;
- D_p - diametrul conductei principale a sistemului de drenaj (m);
- v_1 - viteza apei în conducta principală a sistemului de drenaj, care se alege de (1,0 ÷ 1,5) m/s;
- v_2 - viteza apei în conducte ramificate, care se alege de (1,5 ÷ 2,0) m/s;
- D_r - diametrul unei ramificații (m);
- q_r - debitul unei ramificații (m^3/s);
- a - distanța între ramificații, care se alege de (0,15 ÷ 0,3) m;
- l - lungimea unei ramificații (m);
- h - pierderea de sarcină prin drenaj (m^2);
- μ - coeficient de debit, având valoarea de 0,62;
- n_0 - numărul de orificii de pe o ramificație;
- s_1 - secțiunea unui orificiu, având diametrul de (6 ÷ 12) mm;
- γ_{nisip} - densitatea specifică nisip de cuarț având o valoare de (1500 ÷ 2000) daN/ m^3 ;
- $\gamma_{antracit}$ - densitatea specifică antracit având o valoare de (1100 ÷ 1200) daN/ m^3 ;

Exemplul 1: Să se dimensioneze un deznisipator orizontal pentru un debit de calcul de $Q = 2685,03$ m³/zi, astfel încât să se depună particulele de nisip mai mari de 0,3 mm. Se cunoaște că la viituri, concentrația materiilor în suspensie este $a = 1500$ g/m³, unde nisipul reprezintă 30 % ($p = 30$ %), iar $\gamma_d = 1500$ daN/m³.

Pentru dimensionarea deznisipatorului se consideră timpul de trecere a apei $t_d = 30$ s, viteza orizontală a apei $v = 0,1$ m/s, durata între curățiri $T = 3$ zile, iar viteza de sedimentare $v_s = 0,033$ m/s – conform anexei nr. 1.

Volumul de deznisipare:

$$V_{dez} = Q \cdot t_d = \frac{2685,03}{86400} \cdot 30 = 0,93 \text{ m}^3$$

Secțiunea orizontală:

$$S = \frac{Q}{v_s} = \frac{0,031}{0,033} = 0,94 \text{ m}^2$$

Înălțimea utilă:

$$H_u = \frac{V_{dez}}{S} = \frac{0,93}{0,94} = 1 \text{ m}$$

Lungimea camerei de deznisipare:

$$L = \alpha \cdot v \cdot t_d = 1,5 \cdot 0,1 \cdot 30 = 4,5 \text{ m}$$

Lățimea camerei de deznisipare:

$$B = \frac{S}{L} = \frac{0,94}{4,5} = 0,20 \text{ m}$$

Se adoptă lățimea unui compartiment de $b = 0,10$ m.

Numărul de compartimente:

$$n = \frac{B}{b} = 2$$

Volumul depunerilor:

$$V_d = \frac{p \cdot a \cdot Q \cdot t}{\gamma_d} = \frac{0,3 \cdot 1,5 \cdot 2685,03 \cdot 3}{1500} = 2,41 \text{ m}^3$$

Înălțimea stratului de depuneri:

$$H_d = \frac{V_d}{n \cdot b \cdot L} = \frac{2,41}{2 \cdot 0,1 \cdot 4,5} = 2,68 \text{ m}$$

Adâncimea totală a deznisipatorului:

$$H = H_d + H_u + H_g + H_s = 2,68 + 1 + 0,3 + 0,1 = 4,08 \text{ m}$$

Exemplul 2: Să se dimensioneze camerele de amestec cu șicane și camerele de reacție cu compartimente pentru amestecul de reactivi dat, știind debitul de calcul: $Q = 2685,03 \text{ m}^3/\text{zi}$.

Pentru dimensionarea camerelor de amestec avem: $n = 5$, $\xi = 2,5$, $v_1 = 0,8 \text{ m/s}$, $v_2 = 0,5 \text{ m/s}$ și $a = 0,8 \text{ m}$.

Pierderea de sarcină:

$$h = \xi \cdot \frac{v_1^2}{2 \cdot g} = 2,5 \cdot \frac{0,8^2}{2 \cdot 9,81} = 0,08 \text{ m}$$

Înălțimea apei în jgheaburi aval:

$$H_0 = \frac{Q}{v_2 \cdot a} = \frac{2685,03}{86400 \cdot 0,5 \cdot 0,8} = 0,077 \text{ m}$$

Înălțimea apei în fiecare deschidere:

$$H_1 = H_0 + 1 \cdot h = 0,077 + 0,08 = 0,157 \text{ m}$$

$$H_2 = H_1 + h = 0,157 + 0,08 = 0,237 \text{ m}$$

$$H_3 = H_2 + h = 0,237 + 0,08 = 0,317 \text{ m}$$

$$H_4 = H_3 + h = 0,317 + 0,08 = 0,397 \text{ m}$$

$$H_5 = H_4 + h = 0,397 + 0,08 = 0,477 \text{ m}$$

Lățimea deschiderilor:

$$b_1 = \frac{Q}{v_1 \cdot H_1} = \frac{0,031}{0,8 \cdot 0,157} = 0,24 \text{ m}$$

$$b_2 = \frac{Q}{v_1 \cdot H_2} = \frac{0,031}{0,8 \cdot 0,237} = 0,16 \text{ m}$$

$$b_3 = \frac{Q}{v_1 \cdot H_3} = \frac{0,031}{0,8 \cdot 0,317} = 0,12 \text{ m}$$

$$b_4 = \frac{Q}{v_1 \cdot H_4} = \frac{0,031}{0,8 \cdot 0,397} = 0,09 \text{ m}$$

$$b_5 = \frac{Q}{v_1 \cdot H_5} = \frac{0,031}{0,8 \cdot 0,477} = 0,08 \text{ m}$$

Pentru dimensionarea camerei de reacție se alege $v = 0,2 \text{ m/s}$, $t = 30 \text{ min}$, $\xi = 2,5$ și $a = 1 \text{ m}$.

Înălțimea medie a apei este:

$$h = \frac{Q}{a \cdot v} = \frac{2685,03}{86400 \cdot 1 \cdot 0,2} = 0,155 \text{ m}$$

Lungimea totală:

$$L = 60 \cdot 0,2 \cdot 30 = 360 \text{ m}$$

Se alege numărul de compartimente $n = 6$ și se determină lungimea unui compartiment:

$$l = \frac{L}{n} = \frac{360}{60} = 60 \text{ m}$$

Pierderea de sarcină:

$$h = (1,23 + n \cdot \zeta) \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = (1,23 + 6 \cdot 2,5) \cdot \frac{0,2^2}{2 \cdot 9,81} = 0,033 \text{ m}$$

Exemplul 3: Să se dimensioneze un decantor orizontal – longitudinal pentru un debit un debit $Q = 2685,03 \text{ m}^3/\text{zi}$, știind că apa de suprafață tratată cu coagulant mare o cantitate de suspensii de $a = 1200 \text{ g/m}^3$ din care se depun în decantor 80 % astfel încât la ieșirea din decantor a apei concentrația în suspensii să fie de $a' = 95 \text{ g/m}^3$.

Pentru dimensionarea decantorului orizontal se alege: $v = 0,005 \text{ m/s}$, $t_d = 2\text{h}$, $\gamma_d = 1200 \text{ kgf/m}^3$, $c = 0,1$, $T = 8 \text{ zile}$.

Din diagrama anexa nr. 2, în funcție de raportul $100 \cdot \frac{a'}{a} = 79$ se obține $v_s = 0,555 \text{ m/s}$.

Aria secțiunii orizontale:

$$S = \frac{Q}{v_s} = \frac{2685,03}{86400 \cdot 0,555 \cdot 10^{-3}} = 56 \text{ m}^2$$

Lungimea decantorului:

$$L = v \cdot t_d = 0,005 \cdot 2 \cdot 3600 = 36 \text{ m}$$

Lățimea decantorului:

$$B = \frac{S}{L} = \frac{56}{36} = 1,5 \text{ m}$$

Lățimea maximă a unui compartiment:

$$b_{\max} = \frac{L}{10} = \frac{36}{10} = 3,6 \text{ m}$$

Numărul de compartimente:

$$n = \frac{B}{b} = \frac{1,5}{0,75} = 2$$

Lățimea unui compartiment: $b = 0,75 \text{ m}$

Înălțimea utilă:

$$H_u = \frac{Q \cdot t_d}{S} = \frac{2685,03 \cdot 2}{24 \cdot 56} = 3,99 \text{ m}$$

Volumul depunerilor:

$$V_d = \frac{p \cdot a \cdot Q \cdot T}{\gamma_d \cdot c} = \frac{0,8 \cdot 0,12 \cdot 2685,03 \cdot 8}{1200 \cdot 0,1} = 17,18 \text{ m}^3$$

Grosimea medie a depunerilor:

$$N_d = \frac{V_d}{n \cdot b \cdot L} = \frac{17,18}{1,5 \cdot 36} = 0,32 \text{ m}$$

Înălțimea totală a decantorului:

$$H = H_d + H_u + H_g + H_s = 0,32 + 3,99 + 0,3 + 0,15 = 4,76 \text{ m}$$

Exemplul 4: Să se dimensioneze o stație de filtrare rapidă cu nivel liber pentru un debit $Q = 2685,03 \text{ m}^3/\text{zi}$. Instalația este prevăzută cu decantor orizontal cu coagulant, iar filtrele sunt folosite la definitivarea procesului de limpezire, în vederea obținerii unei ape potabile.

Pentru dimensionare se alege: $v_f = 5 \text{ m/h}$, $v = 0,6 \text{ m/s}$, $q_s = 13 \text{ l/s}$, $t_s = 10 \text{ min}$, $v_s = 2,25 \text{ m/s}$, $v_d = 0,6 \text{ m/s}$, $c = 0,5$, $v_1 = 1,4 \text{ m/s}$, $v_2 = 1,7 \text{ m/s}$, $\mu = 0,62$.

Suprafața de filtrare totală:

$$S = \frac{Q}{v_f} = \frac{2685,03}{24 \cdot 5} = 22,37 \text{ m}^2 \cong 23 \text{ m}^2$$

Numărul de compartimente: $n = 2$

$$S_1 = \frac{S}{n} = \frac{23}{2} = 11,5 \text{ m}^2$$

Diametrul conductei de alimentare filtru:

$$D = \frac{1}{30} \cdot \sqrt{\frac{Q}{\pi \cdot v \cdot n}} = \frac{1}{30} \cdot \sqrt{\frac{2685,03}{\pi \cdot 0,6 \cdot 2}} = 0,18 \text{ m}$$

Alegem: $D = 200 \text{ mm}$

Materialul filtrant folosit este nisipul de cuarț, de grosime $h_f = 0,9 \text{ m}$, iar grosimea stratului suport de pietriș este de $0,2 \text{ m}$.

Debitul de spălare, cu contracurent de apă:

$$Q_s = 0,001 \cdot q_s \cdot S_1 = 0,001 \cdot 13 \cdot 11,5 = 0,149 \text{ m}^3/\text{s}$$

Capacitatea rezervorului:

$$V_s = 60 \cdot Q_s \cdot t_s = 60 \cdot 0,149 \cdot 10 = 89,4 \text{ m}^3 \cong 90 \text{ m}^3$$

Diametrul conductei de spălare:

$$D_s = 2 \cdot \sqrt{\frac{Q_s}{\pi \cdot v_s}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{0,149}{\pi \cdot 2,25}} = 0,29 \text{ m} \cong 0,300 \text{ m}$$

Pentru determinarea secțiunii de scurgere a unui jgheab, se prevăd $n_j = 2$ jgheaburi paralele, având distanța de $1,5 \text{ m}$ între axe:

$$S_j = \frac{Q_s}{n_j \cdot v_j} = \frac{0,149}{2 \cdot 0,6} = 0,124 \text{ m}^2 < 0,25 \text{ m}^2$$

Înălțimea buzei jgheabului deasupra nisipului:

$$h_j = 1,33 \cdot e \cdot h_f = 1,33 \cdot 0,5 \cdot 0,9 = 0,6 \text{ m}$$

Dispozitivul de drenaj este cu rețea de țevi găurite. Diametrul conductei principale a drenajului:

$$D_p = 2 \cdot \sqrt{\frac{Q_s}{\pi \cdot v_1}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{0,149}{\pi \cdot 1,4}} = 0,368 \text{ m}$$

Debitul unei ramificații se determină în funcție de intervalul între ramificații $a = 0,25 \text{ m}$ și $l = 3/2 = 1,5 \text{ m}$ – lungimea ramificațiilor:

$$q_r = 0,001 \cdot a \cdot l \cdot q_s = 0,001 \cdot 0,25 \cdot 1,5 \cdot 13 = 0,00488 \text{ m}^3/\text{s}$$

Diametrul unei ramificații:

$$D_r = 2 \cdot \sqrt{\frac{q_r}{\pi \cdot v_2}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{0,00488}{\pi \cdot 1,7}} = 0,060 \text{ m}$$

Alegem: $D_r = 60 \text{ mm}$

Vitezele efective în drenaj:

$$v_1 = \frac{4 \cdot Q_s}{\pi \cdot D_p^2} = \frac{4 \cdot 0,149}{\pi \cdot 0,4^2} = 1,18 \text{ m/s}$$

$$v_2 = \frac{4 \cdot q_r}{\pi \cdot D_r^2} = \frac{4 \cdot 0,00488}{\pi \cdot 0,16^2} = 1,73 \text{ m/s}$$

Pierderea de sarcină în drenaj:

$$h = 9 \cdot \frac{v_1^2}{2 \cdot g} + 10 \cdot \frac{v_2^2}{2 \cdot g} = 9 \cdot \frac{1,18^2}{2 \cdot 9,81} + 10 \cdot \frac{1,73^2}{2 \cdot 9,81} = 2,16 \text{ m}$$

Secțiunea liberă a orificiilor de pe o ramificație:

$$s = \frac{q_r}{\mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}} = \frac{0,00488}{0,62 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 2,16}} = 0,0012 \text{ m}^2$$

Secțiunea liberă a unui orificiu de 12 mm diametru este de $s_1 = 0,000113 \text{ m}^2$

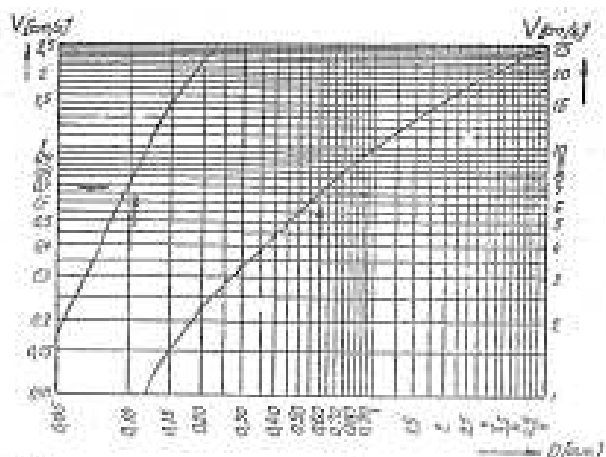
Numărul de orificii:

$$n_0 = \frac{s}{s_1} = 10 \text{ orificii}$$

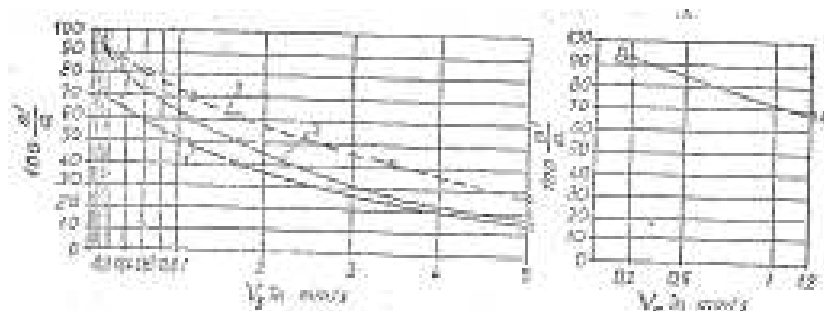
Distanța între orificii:

$$d = \frac{l}{n_0} = \frac{1,5}{10} = 0,15 \text{ m}$$

Anexa 1: Diagrama de sedimentare de deznisipare



Anexa 2: Diagrama de sedimentare de decantare



Anexa 3: Viteza de filtrare

Felul filtrelor	Viteza de calcul a filtrelor
Filtre lente	2,5 - 15 m/zi
Filtre rapide folosite în scopul obținerii apei potabile	5 - 9 m/h
Filtre rapide folosite în scopul obținerii apei industriale	7 - 15 m/h

Anexa 4: Viteza admisibilă

Specificarea conductei sau canalului	Viteza admisibilă a apei m/s	Observații
De la decantare la filtre	0,6 - 1,0	Pentru a se reduce diametrul conductelor care funcționează periodic
De la filtre la rezervor	1,0 - 1,25	
Aducerea apei se spălare	2,0 - 2,5	
Jgheaburi de colectare a apei murdare (în secțiunea finală)	0,6	
Canal de golire	1,0 - 1,2	Pentru a fi ferit de depuneri

Anexa 5: Intensitatea de spălare

Tipul filtrului rapid	Compoziția stratului filtrant	Intensitatea de spălare $q_s, l/s \cdot m^2$	
		apă	aer
Filtru cu spălare cu contracurent de apă	Filtre cu nisip de cuarț având granulele de 0,5 ... 1,0 mm și strat de susținere din pietriș	12,5 - 15	–
	Idem, fără strat de pietriș	10	–
	Filtre cu nisip antracit cu aceleași dimensiuni și strat de susținere din pietriș	7 ... 8	–
	Idem, fără strat de susținere	6	–
Filtru cu spălare cu apă și aer	Filtre cu nisip de cuarț, având granulele de 0,6 ... 1,0 mm	5	15 ... 18
	Filtre cu nisip de cuarț, având granulele de 1,0 ... 1,5 mm	8	18 ... 20

CAP.5. REȚELE DE DISTRIBUȚIE:

Dimensionarea rețelei de distribuție constă în determinarea diametrelor și pierderilor de sarcină pentru toate conductele rețelei, astfel încât să se asigure debitul necesar și presiunea de serviciu în toate punctele rețelei.

Într-un sistem inelar format din n noduri și I inele, număr de laturi t se determină cu relația:

$$t = n + (I-1)$$

Numărul de ecuații care se pot scrie pentru noduri ($\sum Q = 0$) și inele ($\sum h = 0$) este tot t .

Dimensionarea și verificarea unei rețele de distribuție se face în funcție de schema de calcul în următoarele ipoteze:

- Q_{oramax} și Q_{ii} ;
- Q_{oramax} și Q_{ie} ;
- asigurarea presiunii disponibile la hidranții interiori;
- asigurarea transportului debitului de tranzit maxim.

Debitul de tranzit maxim:

$$k_{o\min.} = \frac{P_{\min}}{4,166} ; Q_{oramin.} = K_{omin.} \cdot Q_{zimax} ; Q_{tr} = Q_{zimax} - Q_{oramin}$$

unde:

$K_{omin.}$ - coeficient de neuniformitate minimal debitului orar;

p_{\min} - procentul minim al variației orare a consumului (%), conform anexa nr. 1;

Q_{oramin} - debitul în oră de minim consum (l/s);

Q_{tr} - debitul de tranzit maxim (l/s).

Debitele aferente pe tronsoane pentru aceeași densitate a populației sau pentru același grad de dotare al clădirilor se determină cu relațiile:

$$q_s = \frac{Q}{\sum L_{ij}} ; Q_{a_{i-j}} = q_s \cdot L_{i-j} ; q_s = \frac{Q}{\sum S_{ij}} ; Q_{a_{i-j}} = q_s \cdot S_{i-j} ;$$

$$q_s = \frac{Q}{\sum N_{ij}} ; Q_{a_{i-j}} = q_s \cdot N_{i-j} ; \sum Q_{a_{i-j}} = Q ;$$

unde:

q_s - debitul specific (l/s·km), (l/s·ha), (l/s·loc);

Q - debitul de calcul în funcție de ipoteza aleasă (l/s);

L_{i-j} - lungimea tronsonului curent $i-j$;

S_{i-j} - suprafața aferentă tronsonului curent (ha);

N_{i-j} - numărul de locuitori aferenți tronsonului curent;

Q_{ai-j} - debitul aferent pe tronsonul curent (l/s).

Pentru calculul debitului consumat într-un nod curent se utilizează relațiile:

$$Q_i = \frac{1}{2} \sum Q_{a,i-m} + Q ; \quad \sum Q_i = Q_{orar \max} + \sum Q ;$$

$$Q_i = \frac{1}{2} \cdot K_{o \min} \sum Q_{a,i-m} + Q ; \quad \sum Q_i = Q_{orar \min} + \sum Q ;$$

unde:

Q_i - debitul din nodul curent (l/s);

$\sum Q_{a,i-m}$ - suma debitelor aferente pe cele m tronsoane care concură în nodul curent (l/s);

Q - suma debitelor concentrate în nodul respectiv (l/s).

Debitul de calcul pe un tronson curent i-j se determină ținându-se seama de relațiile:

$$f = I + (s-1); \quad Q'_{i-j} = \frac{Q_{a_{i-j}}}{2} + \left(\sum Q_a \right)_{av,i-j} ; \quad d = \frac{1000}{\sqrt{q}} ; \quad Q_{i-j} = Q'_{i-j} + Q''_{i-j} = \frac{Q_{a_{i-j}}}{2} + Q_{tr,i-j} ;$$

$$\sum_K Q_{k-i} = \sum_p Q_{i-p} + Q_i .$$

unde:

f - numărul secțiunilor fictive;

I - numărul de inele;

s - numărul surselor de apă;

Q'_{i-j} - debitul de calcul pe tronsonul curent provenit din debitul de calcul uniform distribuit (l/s);

$\left(\sum Q_a \right)_{av,i-j}$ - suma debitelor aferente de pe tronsoanele din aval tronsonului curent (l/s);

d - distanța medie între două sau mai multe incendii simultane (m);

ρ - densitatea populației (loc./ha);

$Q_{tr,i-j}$ - debitul de tranzit pe tronsonul curent (l/s);

Q_i - debitul consumat în nodul curent (l/s);

p - numărul tronsoanelor curente în nodul curent prin care debitele ies din nod;

$\sum_K Q_{k-i}$ - suma debitelor care intră în nodul curent (l/s);

K - numărul tronsoanelor concurente în nodul curent, prin care debitele intră în nod;

$\sum_p Q_{i-p}$ - suma debitelor care ies din nodul curent (l/s).

Pentru a determina debitele de calcul pe tronsoane avem nevoie de următoarele etape:

- alegerea surselor de apă;

- trecerea pe schema de calcul a debitelor consumate în noduri și stabilirea sensurilor de curgere a apei pe fiecare tronson;
- determinarea debitelor de calcul Q_{i-j} ;
- calculul distanței minime între incendiile simultane;
- stabilirea debitelor Q''_{i-j} ;
- determinarea debitelor de calcul Q_{i-j} .

Verificarea debitelor de calcul pe tronsoane se face conform relației: $\sum_K Q_{k-i} = \sum_p Q_{p-i} + Q_I$

-ecuație de bilanț în noduri.

Pentru dimensionarea hidraulică a rețelei de distribuție, se determină diametrul D (mm) al unui tronson curent, în funcție de debitul de calcul Q_{i-j} al tronsonului și de viteza economică v_{ec} .

Diametrul minim pentru o rețea de distribuție trebuie să fie de 100 mm (sau 80 mm – pentru cazuri particulare).

În cazul rețelelor de distribuție ramificate calculele se conduc conform tabelului 5.1.

Tabel 5.1.

Tronson	L (m)	Q (l/s)	D (mm)	s_0 (s^2/m^6)	$s = s_0 \cdot L$ (s^2/m^5)	$H = s \cdot Q^2 \cdot 10^{-6}$ (m)	Obs.
1	2	3	4	5	6	7	8

Pentru rețelele de distribuție inelare, calculul pierderilor de sarcină este precedat de echilibrarea distribuției debitelor prin metoda Lobacev sau Cross.

Prin metoda Lobacev, calculele se conduc tabelar tabelul 5.2., în care debitele corectate se obțin cu relațiile:

$$\Delta h = \sum h; \Delta Q_i = \frac{\Delta h}{2 \sum (s \cdot Q)}; Q = Q_0 + \Delta Q_i; Q = Q_0 + \Delta Q_i - \Delta Q_k;$$

unde:

Δh - divergența pe inel (m);

$\sum h$ - suma pierderilor de sarcină pe inel (m);

Q - debitul corectat de pe tronsonul curent (l/s);

ΔQ_k - debitul de corecție din inelul alăturat și care prin intermediul tronsonului comun se transmite inelului considerat (l/s).

Tabel 5.2.

Nr. inel	Tronson	L (m)	Δ (s ² /m ⁶)	s_0 (s ² /m ⁶)	$s = s_0 \cdot L$ (s ² /m ⁵)	Valori inițiale			Corecția I-a				
						Q (l/s)	$s \cdot Q \cdot 10^{-3}$	$h = s \cdot Q^2 \cdot 10^{-6}$ (m)	ΔQ_i (l/s)	ΔQ_k (l/s)	Q (l/s)	$s \cdot Q \cdot 10^{-3}$	h (m)
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
						Total	$\sum s \cdot Q$	Δh			Total	$\sum s \cdot Q$	Δh
						$\Delta Q = -\frac{\Delta h}{2 \sum s \cdot Q}$			$\Delta Q = -\frac{\Delta h}{2 \sum s \cdot Q}$				
						Total	$\sum s \cdot Q$	Δh			Total	$\sum s \cdot Q$	Δh
						$\Delta Q = -\frac{\Delta h}{2 \sum s \cdot Q}$			$\Delta Q = -\frac{\Delta h}{2 \sum s \cdot Q}$				

Verificarea calculelor pentru fiecare ipoteză luată în considerare se conduce tabelar tabelul 5.3, astfel încât vitezele de curgere a apei și presiunea disponibilă în fiecare nod să se determine cu relațiile:

$$v = \frac{0,004}{\pi} \cdot \frac{Q}{D^2}; C_{ax} = C_t - h_i; J = \frac{h}{L}; H_n = 12 + 4 \cdot (e - 1);$$

$$C_p = C_{ax} + H_n; C_{p_{av}} = C_{p_{am}} - h; H_d = C_p - C_{ax}$$

unde:

v - viteza de curgere a apei (m/s) și care trebuie să satisfacă condițiile:

$$v = [0,3 \div 1,4] - \text{pentru artere};$$

$$v \leq 1 \text{ m/s} - \text{pentru conducte de serviciu};$$

$$v \leq 3 \text{ m/s} - \text{pentru toate conductele în caz de incendiu.}$$

Q - debitul de calcul (l/s);

D - diametrul conductei (mm);

C_{ax} - cota axului conductei (m);

h_i - adâncimea de îngheț (m);

J - panta piezometrică;

h - pierderea de sarcină pe fiecare conductă (m);

L - lungimea conductei (m);

H_n - presiunea necesară în nodurile rețelei (m),

C_p - cota piezometrică (m);

H_d - presiunea disponibilă în nodurile rețelei (m).

Exemplul 1: Să se dimensioneze rețeaua de distribuție a unui centru populat de 12.695 locuitori care este alimentat de la un izvor.

În figura 1 este prezentată rețeaua de distribuție a localității.

Se cunosc:

- debitele: $Q_{zimed} = 18,64$ l/s;

$Q_{zimax} = 24,23$ l/s;

$Q_{oramax} = 54,43$ l/s.

- rețeaua este de joasă presiune,

- presiunea necesară în rețea este de 16 mCA;

- incendiul exterior cel mai defavorabil este în nodul 6;

- volumul de incendiu se înmagazinează în rezervorul R de la izvor;

- cota terenului la rezervor $(C_t)_R = 400,00$ m;

- înălțimea utilă în rezervor: $h_u = 4$ m;

- înălțimea de apă pentru incendiu din rezervor: $h_i = 0,6$ m.

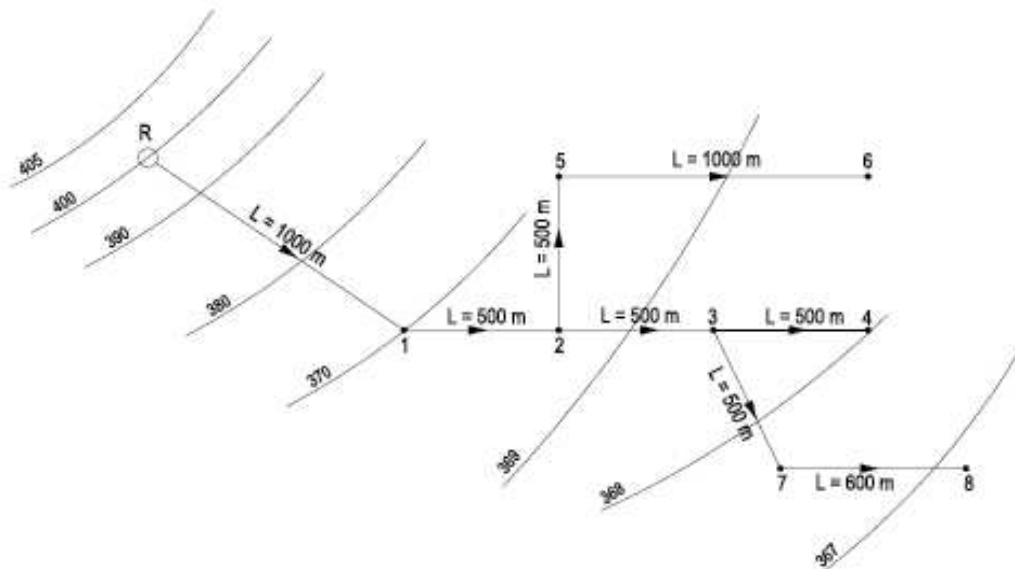


Fig. 1

a) Debitul de dimensionare al rețelei de distribuție se determină cu relația:

$$Q = Q_{oramax} + n_i \cdot Q_{ii} = 54,43 \text{ l/s};$$

Debitul specific aferent:

$$q_s = \frac{Q_{oramax}}{\sum L_{i-j}} = \frac{54,43}{4,10} = 13,27 \text{ l/s} \cdot \text{km};$$

Debitele aferente pe tronsoane se determină din relația: $Q_{a_{i-j}} = q_s \cdot L_{i-j}$ conform tabel 5.4.

Tabel 5.4

Tronson	1-2	2-3	3-4	2-5	5-6	3-7	7-8	Σ
L_{i-j} (km)	0,500	0,500	0,500	0,500	1,000	0,500	0,600	4,10
Q_{ai-j} (l/s)	6,637	6,637	6,637	6,637	13,28	6,637	7,965	54,43

Debitele consumate în noduri:

$$Q_1 = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{1-2}} = \frac{1}{2} \cdot 6,637 = 3,318 \text{ l/s};$$

$$Q_2 = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{1-2}} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{2-5}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{2-3}} = \frac{1}{2} \cdot 6,637 + \frac{1}{2} \cdot 6,637 + \frac{1}{2} \cdot 6,637 = 9,955 \text{ l/s};$$

$$Q_3 = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{2-3}} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{3-4}} + Q_{a_{3-7}} = \frac{1}{2} \cdot 6,637 + \frac{1}{2} \cdot 6,637 + \frac{1}{2} \cdot 6,637 = 9,955 \text{ l/s};$$

$$Q_4 = \frac{1}{2} \cdot 6,637 = 3,318 \text{ l/s};$$

$$Q_5 = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{2-5}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{5-6}} = \frac{1}{2} \cdot 6,637 + \frac{1}{2} \cdot 13,28 = 3,318 + 6,64 = 9,958 \text{ l/s};$$

$$Q_6 = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{5-6}} = \frac{1}{2} \cdot 13,28 = 6,64 \text{ l/s};$$

$$Q_7 = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{3-7}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{7-8}} = \frac{1}{2} \cdot 6,637 + \frac{1}{2} \cdot 7,965 = 3,318 + 3,982 = 7,30 \text{ l/s}.$$

Verificarea debitelor din noduri:

$$\sum Q_i = 3,318 + 9,955 + 9,955 + 3,318 + 9,958 + 6,64 + 7,3 + 3,983 = 54,424 \text{ l/s} \cong 54,43 \text{ l/s}.$$

Debitele de calcul pe tronsoane:

$$Q_{1-2} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{1-2}} + Q_{a_{2-3}} + Q_{a_{3-4}} + Q_{a_{2-5}} + Q_{a_{5-6}} + Q_{a_{3-7}} + Q_{a_{7-8}} = \frac{1}{2} \cdot 6,637 + 6,637 + 6,637 + 6,637 + 13,28 + 6,637 + 7,965 = 51,112 \text{ l/s};$$

$$Q_{2-3} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{2-3}} + Q_{a_{3-4}} + Q_{a_{3-7}} + Q_{a_{7-8}} = \frac{1}{2} \cdot 6,637 + 6,637 + 6,637 + 7,965 = 24,557 \text{ l/s};$$

$$Q_{3-4} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{3-4}} = 3,318 \text{ l/s};$$

$$Q_{2-5} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{2-5}} + Q_{a_{5-6}} = 3,318 + 13,28 = 16,598 \text{ l/s};$$

$$Q_{5-6} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{5-6}} = 6,64 \text{ l/s};$$

$$Q_{3-7} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{3-7}} + Q_{a_{7-8}} = 3,318 + 7,965 = 11,283 \text{ l/s};$$

$$Q_{7-8} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{7-8}} = 3,983 \text{ l/s.}$$

Verificarea debitelor de calcul se face tabelar tabel 5.5, utilizând relația:

$$\sum_K Q_{k-i} = \sum_p Q_{i-p} + Q_i$$

Tabel 5.5.

Nodul	Q_{k-i} (l/s)	$\sum Q_{k-i}$ (l/s)	Q_{i-p} (l/s)	Q_i (l/s)	$\sum Q_{i-p} + Q_i$ (l/s)
0	1	2	3	4	5
1	54,43	54,43	51,112	3,318	54,43
2	51,112	51,112	24,557 + <u>16,598</u> 41,155	9,955	5,112
3	24,557	24,557	3,318 + <u>11,283</u> 14,601	9,955	24,557
4	3,318	3,318	–	3,318	3,318
5	16,598	16,598	6,64	9,958	16,598
6	6,64	6,64	–	6,64	6,64
7	11,283	11,283	3,983	7,30	11,283
8	3,983	3,983	–	3,983	3,983

b) Verificarea rețelei de distribuție se face cu relația:

$$Q_v = a \cdot Q_{orar \max} + n \cdot Q_{ie} = 0,7 \cdot 54,43 + 1 \cdot 10 = 48,10 \text{ l/s.}$$

Debitele de calcul pe tronsoane se determină tabelar în funcție de relația:

$$Q_{i-j} = Q'_{i-j} + Q''_{i-j}$$

Tabel 5.6.

Tronson	1-2	2-3	3-4	2-5	5-6	3-7	7-8
0	1	2	3	4	5	6	7
Q'_{i-j} (l/s)	35,778	17,190	2,322	11,618	4,648	7,898	2,788
Q''_{i-j} (l/s)	10	–	–	10	10	–	–
Q_{i-j} (l/s)	45,778	17,190	2,322	21,618	14,648	7,898	2,788

Stabilirea diametrelor și a pierderilor de sarcină se prezintă în tabelul 5.7, iar verificarea calculelor în tabelul 5.8.

Tabel 5.7.

Tronson	L (m)	D (mm)	s_0 (s ² /m ⁶)	s (s ² /m ⁶)	Maxim consum		Maxim consum cu incendiu	
					Q (l/s)	$s \cdot Q^2 \cdot 10^{-6}$ (m)	Q (l/s)	$s \cdot Q^2 \cdot 10^{-6}$ (m)
1-2	500	250	2,43	1215	51,112	3,174	45,778	2,54
2-3	500	200	7,99	3995	24,557	2,41	17,190	1,18
3-4	500	100	322	161.000	3,318	1,77	2,322	0,86
2-5	500	150	37,1	18550	16,598	5,11	21,618	8,67
5-6	500	150	37,1	37100	6,64	1,63	14,648	7,96
3-7	500	150	37,1	18550	11,283	2,36	7,848	1,15
7-8	500	100	322	193200	3,983	3,06	2,788	1,50

Tabel 5.8.

Tronson	Lungimea L (m)	Diametrul D (mm)	Cotă teren C_t (m)	Cotă ax conductă C_{ax} (m)	Q_{oramax}						$a \cdot Q_{oramax} + 3,6 \cdot n \cdot Q_{ie}$						
					Q (l/s)	v (m/s)	J (%)	h (m)	C_p (m)	H_d (m)	H_u (m)	Q (l/s)	v (m/s)	J (%)	h (m)	C_p (m)	H_d (m)
R 1 2 3 4			400	396					396,6	0,6	–					396,60	–
	1000	250			54,43	1,11	7,2	7,20				48,10	0,98	5,62	5,62		
			370	368,5					389,4	20,9	16					390,38	21,88
	500	250			51,112	1,04	6,3	3,17				45,77	0,93	5,08	2,54		
			369,5	368,0					386,23	18,23	16					387,84	19,84
	500	200			24,557	0,78	4,82	2,41				17,19	0,54	2,36	1,18		
			368,5	36,70					383,82	16,82	16					386,66	19,66
	500	100			3,318	0,42	3,54	1,77				2,32	0,29	1,72	0,86		
		368	366,5					382,05	15,55	16					385,8	19,3	
2 5 6			369,5	368					386,23	18,23	16					387,84	19,84
	500	150			16,598	0,94	10,2	5,11				21,62	1,22	17,34	8,64		
			369,5	368					381,12	13,12	16					379,17	11,17
	1000	150			6,64	0,37	1,63	1,63				14,65	0,83	7,96	7,96		
		368,5	367					379,49	12,49	16					371,21	4,21	
3 7 8			368,5	367					383,32	16,82	16					386,66	19,66
	500	150			11,283	0,63	4,72	2,36				7,89	0,44	2,30	1,15		
			367,5	366					380,96	14,96	16					385,51	19,51
	600	100			3,983	0,51	5,10	3,06				2,78	0,35	2,50	1,50		
		367	365,5					377,9	12,4	16					384,01	18,51	

Exemplul 2: Să se dimensioneze rețeaua de distribuție inelară a unui centru populat de 12.695 locuitori care este alimentat de la un izvor.

În figura 2 este prezentată rețeaua de distribuție a localității.

Se cunosc:

- debitele: $Q_{zimed} = 18,64$ l/s;

$$Q_{zi\ max} = 24,23$$
 l/s;

$$Q_{orar\ max} = 54,43$$
 l/s.

- rețeaua de distribuție este de joasă presiune;
- presiunea necesară în rețea este de 16 mCA;
- incendiul exterior cel mai defavorabil este în nodul 4;
- volumul de incendiu se înmagazinează în rezervorul R de la izvor;
- cota terenului la rezervor $(C_t)_R = 400$ m;
- înălțimea utilă în rezervor: $h_u = 4$ m;
- înălțimea de apă pentru incendiu din rezervor: $h_i = 0,6$ m.

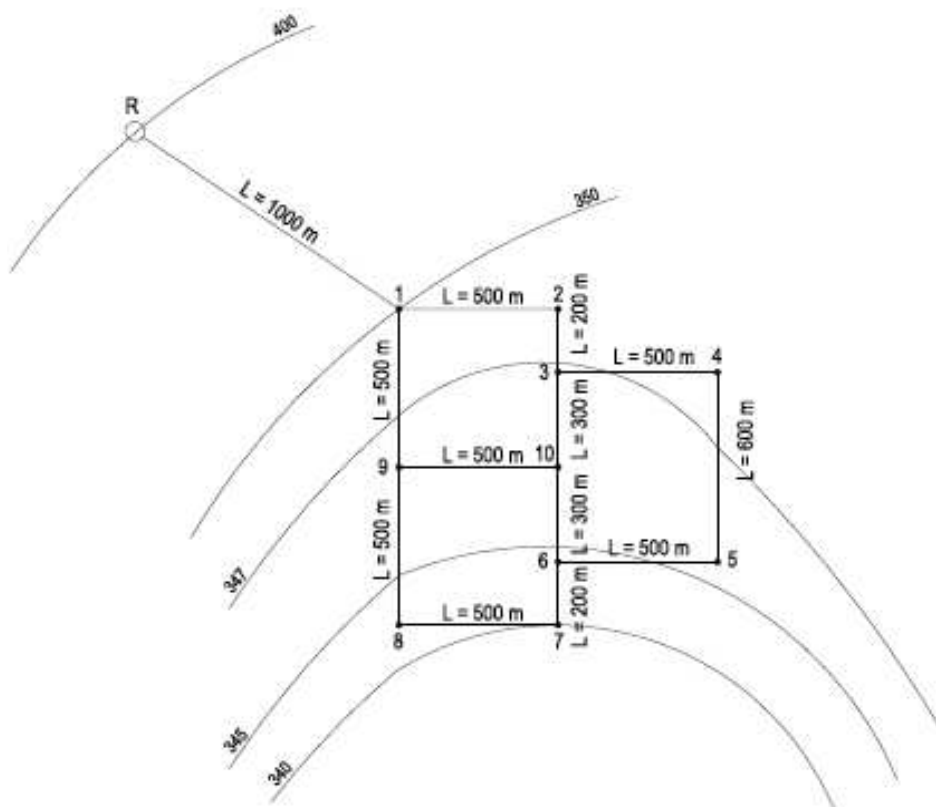


Fig. 2

a) Dimensionarea rețelei de distribuție se face la debitul:

$$Q = Q_{orar\ max} + n \cdot Q_{ii} = 54,43 \text{ l/s}$$

Debitul specific se determină cu relația:

$$q_s = \frac{Q_{orar\ max}}{\sum L_{i-j}} = \frac{54,43}{5,1} = 10,672 \text{ l/s} \cdot \text{km}$$

Debitele aferente pe tronsoane sunt prezentate în tabelul numărul 9, conform relației:

$$Q_{a_{i-j}} = q_s \cdot L_{i-j}$$

Tabel 5.9.

Tronson	L _{i-j} (km)	Q _{ai-j} (l/s)
0	1	2
1-2	0,50	5,336
2-3	0,20	2,134
3-4	0,50	5,336
4-5	0,60	6,403
5-6	0,50	5,336
6-7	0,20	2,134
7-8	0,50	5,336
8-9	0,50	5,336
9-10	0,50	5,336
3-10	0,30	3,201
6-10	0,30	3,201
1-9	0,50	5,336
Total	5,10	54,43

Debitele consumate în noduri:

$$Q_1 = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{1-2}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{1-9}} = 5,336 \text{ l/s};$$

$$Q_2 = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{1-2}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{2-3}} = \frac{1}{2} \cdot 5,336 + \frac{1}{2} \cdot 2,134 = 3,735 \text{ l/s};$$

$$Q_3 = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{2-3}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{3-4}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{3-10}} = \frac{1}{2 \cdot 2,134} + \frac{1}{2} \cdot 5,336 + \frac{1}{2 \cdot 3,201} = 5,335 \text{ l/s};$$

$$Q_4 = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{3-4}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{4-5}} = \frac{1}{2} \cdot 5,334 + \frac{1}{2} \cdot 6,403 = 5,868 \text{ l/s};$$

$$Q_5 = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{4-5}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{5-6}} = \frac{1}{2} \cdot 6,403 + \frac{1}{2} \cdot 5,336 = 5,869 \text{ l/s};$$

$$Q_6 = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{5-6}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{6-10}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{6-7}} = \frac{1}{2} \cdot 5,336 + \frac{1}{2} \cdot 3,201 + \frac{1}{2} \cdot 2,134 = 5,335 \text{ l/s};$$

$$Q_7 = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{6-7}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{7-8}} = \frac{1}{2} \cdot 2,134 + \frac{1}{2} \cdot 5,336 = 3,735 \text{ l/s};$$

$$Q_8 = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{7-8}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{8-9}} = \frac{1}{2} \cdot 5,336 + \frac{1}{2} \cdot 5,336 = 5,336 \text{ l/s};$$

$$Q_9 = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{8-9}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{9-10}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{1-9}} = \frac{1}{2} \cdot 5,336 + \frac{1}{2} \cdot 5,336 + \frac{1}{2} \cdot 5,336 = 8,004 \text{ l/s};$$

$$Q_{10} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{9-10}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{3-10}} + \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{10-6}} = \frac{1}{2} \cdot 5,334 + \frac{1}{2} \cdot 3,201 + \frac{1}{2} \cdot 3,201 = 5,868 \text{ l/s}.$$

Verificarea debitelor din noduri:

$$\sum Q_i = 5,336 + 3,735 + 5,335 + 5,868 + 5,869 + 5,335 + 3,735 + 5,336 + 8,004 + 5,868 = 54,42 \cong 54,43 \text{ l/s}.$$

Pentru determinarea debitelor de calcul pe tronsoane se stabilesc sensurile de curgere, transformând rețeaua de distribuție inelară într-o rețea ramificată.

$$f = I + (s-1) = 3 + (1-1) = 3 - \text{secțiuni fictive}$$

Debitele de calcul pe tronsoane:

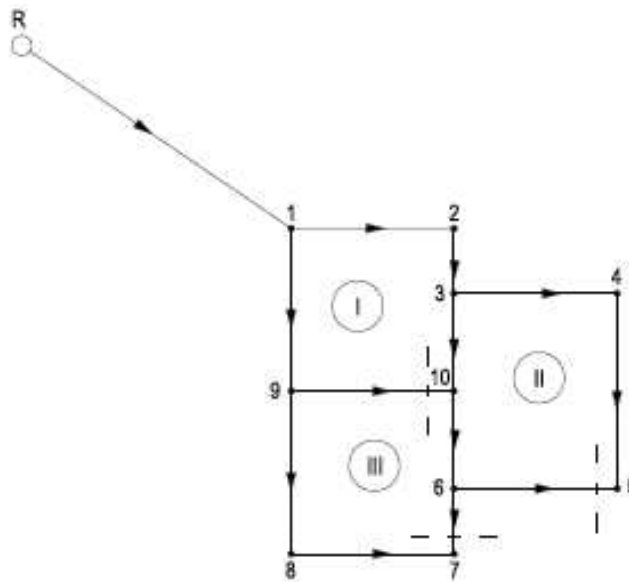


Fig. 3

$$Q_{1-2} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{1-2}} + Q_{a_{2-3}} + Q_{a_{3-4}} + Q_{a_{4-5}} + Q_{a_{3-10}} + Q_{a_{10-6}} + Q_{a_{6-5}} + Q_{a_{6-7}} = \frac{1}{2} \cdot 5,336 + 2,134 + 5,336 + 6,403 + 3,201 + 3,201 + 5,336 + 2,134 = 30,413 \text{ l/s};$$

$$Q_{2-3} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{2-3}} + Q_{a_{3-4}} + Q_{a_{4-5}} + Q_{a_{3-10}} + Q_{a_{10-6}} + Q_{a_{6-5}} + Q_{a_{6-7}} = \frac{1}{2} \cdot 2,134 + 5,336 + 6,403 + 3,201 + 3,201 + 5,336 + 2,134 = 26,678 \text{ l/s};$$

$$Q_{3-4} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{3-4}} + Q_{a_{4-5}} = \frac{1}{2} \cdot 5,334 + 6,403 = 9,07 \text{ l/s};$$

$$Q_{4-5} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{4-5}} = \frac{1}{2} \cdot 6,403 = 3,201 \text{ l/s};$$

$$Q_{3-10} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{3-10}} + Q_{a_{10-6}} + Q_{a_{6-5}} + Q_{a_{6-7}} = \frac{1}{2} \cdot 3,201 + 3,201 + 5,336 + 2,134 = 12,271 \text{ l/s};$$

$$Q_{10-6} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{10-6}} + Q_{a_{6-5}} + Q_{a_{6-7}} = \frac{1}{2} \cdot 3,201 + 5,336 + 2,134 = 9,070 \text{ l/s.}$$

$$Q_{6-5} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{6-5}} = \frac{1}{2} \cdot 5,336 = 2,668 \text{ l/s;}$$

$$Q_{6-7} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{6-7}} = \frac{1}{2} \cdot 2,134 = 1,067 \text{ l/s;}$$

$$Q_{1-9} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{1-9}} + Q_{a_{9-10}} + Q_{a_{9-8}} + Q_{a_{8-7}} = \frac{1}{2} \cdot 5,336 + 5,336 + 5,336 + 5,336 = 18,676 \text{ l/s;}$$

$$Q_{9-10} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{9-10}} = \frac{1}{2} \cdot 5,336 = 2,668 \text{ l/s;}$$

$$Q_{9-8} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{9-8}} + Q_{a_{8-7}} = \frac{1}{2} \cdot 5,336 + 5,336 = 8,004 \text{ l/s;}$$

$$Q_{8-7} = \frac{1}{2} \cdot Q_{a_{8-7}} = \frac{1}{2} \cdot 5,336 = 2,668 \text{ l/s.}$$

Debitele de calcul se verifică în tabelul 10, conform ecuației de bilanț: $\sum_K Q_{k-i} = \sum_p Q_{i-p} + Q_i$

Tabel 5.10.

Nodul	Q_{k-i} (l/s)	$\sum_K Q_{k-i}$ (l/s)	Q_{i-p} (l/s)	Q_i (l/s)	$\sum_p Q_{i-p} + Q_i$ (l/s)
0	1	2	3	4	5
1	54,43	54,43	<u>30,413</u> <u>18,676</u> 49,089	5,336	54,43
2	30,413	30,413	26,678	3,735	30,413
3	26,678	26,678	<u>9,07</u> <u>12,271</u> 21,341	5,336	26,678
4	9,07	9,07	3,201	5,868	9,07
5	<u>3,200</u> 2,668	5,868	–	5,868	5,868
6	9,07	9,07	<u>2,668</u> <u>1,067</u> 3,735	5,335	9,07
7	<u>1,067</u> 2,668	3,735	–	3,735	3,735
8	8,004	8,004	2,668	5,336	8,004
9	18,676	18,676	<u>2,668</u> <u>8,004</u> 10,672	8,004	18,676
10	<u>12,271</u> 2,668	14,939	9,07	5,868	14,939

Distribuția debitelor în rețeaua de distribuție se echilibrează cu metoda Lobacev, conform tabelului numărul 5.11.

Tabel 5.11

Nr. inel	Tronson	L (m)	Δ (s ² /m ⁶)	s_0 (s ² /m ⁶)	s (s ² /m ⁵)	Valori inițiale			Corecția I-a					
						Q (l/s)	$s \cdot Q \cdot 10^{-3}$	$h = s \cdot Q^2 \cdot 10^{-6}$ (m)	ΔQ_t (l/s)	ΔQ_k (l/s)	Q (l/s)	$s \cdot Q \cdot 10^{-3}$	h	
I	1-2	500	200	7,99	3995	+ 30,413	121,50	+ 3,69	+ 0,51	–	+ 30,92	123,52	+ 3,82	
	2-3	200	200	7,99	1598	+ 26,678	42,63	+ 1,13	+ 0,51	–	+ 27,18	43,43	+ 1,18	
	3-10	300	150	37,1	11130	+ 12,27	136,56	+ 1,67	+ 0,51	+ 0,07	+ 12,85	143,02	+ 1,83	
	10-9	500	100	32,2	161000	- 2,66	428,26	- 1,14	+ 0,51	- 0,12	- 2,21	355,18	- 0,78	
	9-1	500	150	37,1	185550	- 18,67	346,32	- 6,46	+ 0,51	–	- 18,16	336,86	- 6,11	
						Total	1075,27	- 1,11				Total	1002,64	- 0,06
						$\Delta Q = -\frac{-1,11}{2 \cdot 1075,27} = +0,51 \text{ l/s}$			$\Delta Q = -\frac{-0,06}{2 \cdot 1002,64} = +0,02 \text{ l/s}$					
II	3-4	500	150	37,1	18550	+ 9,07	168,24	+ 1,52	+ 0,07	–	+ 9,14	169,54	+ 1,55	
	4-5	600	100	322	193200	+ 3,20	618,24	+ 1,98	+ 0,07	–	+ 3,27	631,76	+ 2,06	
	5-6	500	100	322	161000	- 2,66	428,26	- 1,14	+ 0,07	–	- 2,59	416,99	- 1,08	
	6-10	300	150	37,1	11130	- 9,07	100,95	- 0,91	+ 0,07	- 0,12	- 9,12	101,50	- 0,92	
	10-3	300	150	37,1	11130	- 12,27	136,56	- 1,67	+ 0,07	+ 0,51	- 11,69	130,11	- 1,52	
						Total	1452,25	- 0,22				Total	1449,90	+ 0,09
						$\Delta Q = -\frac{-0,22}{2 \cdot 1452,25} = 0,07 \text{ l/s}$			$\Delta Q = -\frac{0,09}{2 \cdot 1449,90} = -0,03 \text{ l/s}$					
III	10-6	300	150	37,1	11130	+ 9,07	100,95	+ 0,91	- 0,12	+ 0,07	+ 9,02	100,39	+ 0,90	
	6-7	200	100	322	64400	+ 1,06	68,26	+ 0,07	- 0,12	–	+ 0,94	60,53	+ 0,05	
	7-8	500	100	322	161000	- 2,66	428,26	- 1,14	- 0,12	–	- 2,78	447,58	- 1,24	
	8-9	500	150	37,1	11130	- 8,00	89,04	- 0,71	- 0,12	–	- 8,12	90,37	- 0,74	
	9-10	500	100	322	161000	+ 2,66	428,26	+ 1,14	- 0,12	+ 0,51	+ 3,05	491,05	+ 1,49	
						Total	1114,77	+ 0,27				Total	1189,92	+ 0,41
						$\Delta Q = -\frac{-0,27}{2 \cdot 1114,77} = -0,12 \text{ l/s}$			$\Delta Q = -\frac{+0,41}{2 \cdot 1189,92} = -0,17 \text{ l/s}$					

b) Verificarea rețelei de distribuție:

$$Q_v = 0,7 \cdot Q_{orav \max} + n \cdot Q_{ie} = 0,7 \cdot 54,43 + 1 \cdot 10 = 48,10 \text{ l/s.}$$

Debitele de calcul Q'_{i-j} provenite din debitul uniform distribuit:

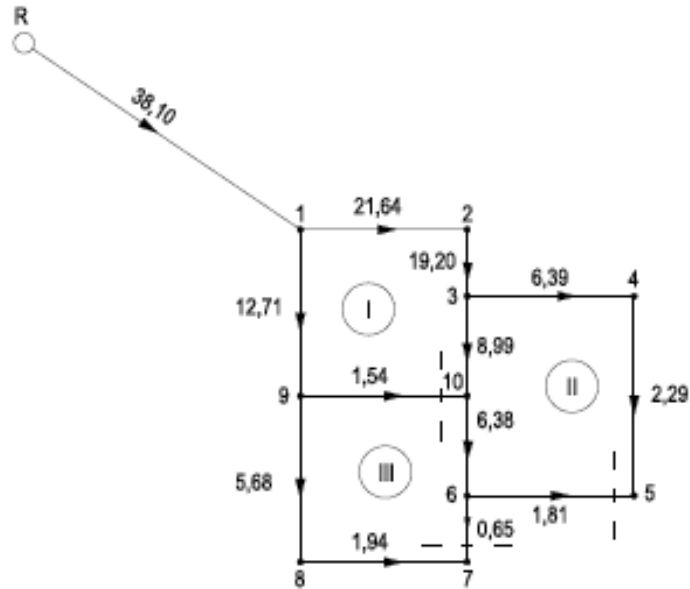


Fig. 4

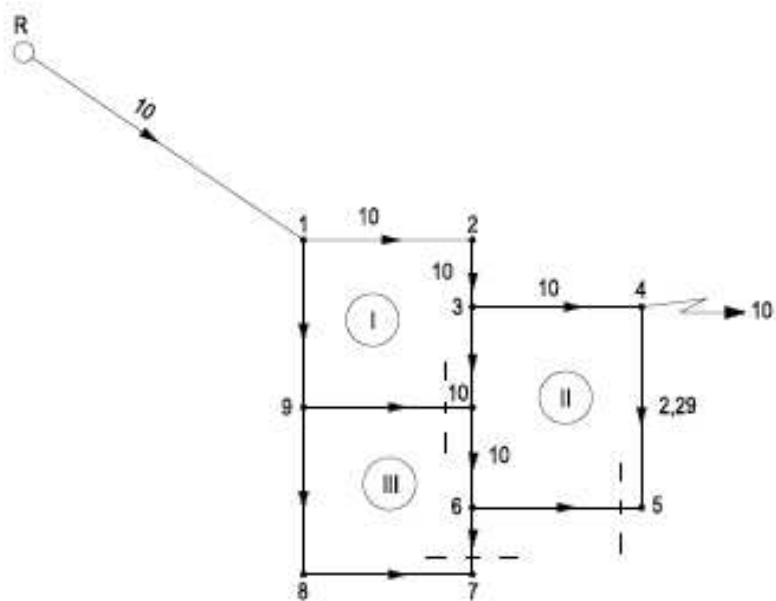


Fig. 5

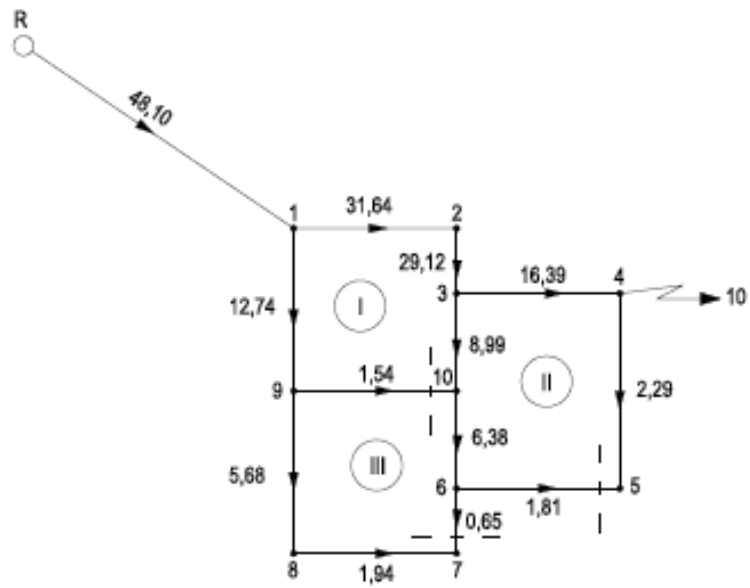


Fig. 6

În tabelul numărul 5.12 se prezintă dimensionarea și verificarea rețelei de distribuție:

Tabel 5.12.

Tronson	Lungimea L (m)	Diametrul D (mm)	Cotă teren C _t (m)	Cotă ax conductă C _{ax} (m)	Q _{oramax} + 3,6 · n _{ii} · Q _{ii}							Q _{oramax} + 3,6 · n _i · Q _{ie}						
					Q (l/s)	v (m/s)	J (%)	h (m)	C _p (m)	H _d (m)	H _u (m)	Q (l/s)	v (m/s)	J (%)	h (m)	C _p (m)	H _d (m)	H _u (m)
5 4 3 2 1 R			34,6	344,5					387,42	42,9	16					379,04	34,54	7
	600	100			3,21	0,40	3,4	2,06				2,29	0,30	1,68	1,01			
			348	346,5					389,48	42,98	16					380,05	33,55	7
	500	150			9,07	3,0	3,1	1,52				16,39	2,08	9,96	4,98			
			347	345,5					391	45,5	16					385,03	39,53	7
	200	200			26,67	0,85	5,9	1,18				29,12	0,92	6,7	1,35			
			349	347,5					392,18	44,68	16					386,38	38,88	7
	500	200			30,41	0,96	7,6	3,82				31,64	8,0	4,0	4,0			
		350	348,5					396	47,5	16					385,8	41,88	7	
	1000	250			54,43	1,11	0,6	0,6				48,10	0,98	5,6	5,62			
			400	396,0					396,6	0,6	-				396,0	-	-	
5 6 10 3			346	344,5					387,42	42,90	16					379,04	34,54	7
	500	100			2,59	0,33	2,16	1,08				1,81	0,23	1,05	0,52			
			343	341,5					386,32	44,82	16					378,52	37,02	7
	300	100			9,12	1,16	3,06	0,92				6,38	0,81	13,10	3,93			
			346	344,5					385,4	40,90	16					374,59	30,09	7
	300	150			11,69	0,66	5,06	1,52				8,99	0,51	3,0	0,90			
		347	345,5					383,88	38,38	16					373,69	28,19	7	
7 6			340	338,5					387,91	49,41	16					389,19	50,69	7
	200	100			0,94	0,12	0,25	0,05				0,65	0,08	0,13	0,027			
			343	341,5					386,32	44,82	16					389,21	47,71	7
7 8 9 1			340	338,5					387,91	49,41	16					389,19	50,69	7
	500	100			2,78	0,35	2,48	1,24				1,94	0,25	1,2	0,60			
			344	342,5					389,15	46,65	16					386,79	44,29	7
	500	150			8,12	0,46	1,48	0,74				5,68	0,32	1,2	0,59			
			346	344,5					389,89	45,39	16					387,38	42,88	7
	500	150			18,16	1,02	12,2	6,11				12,71	0,72	6,0	3,0			
		350	348,5					396	47,85	16					390,38	41,88	7	
10 9			346	344,5					385,4	40,90	16					387	42,5	7
	500	100			3,05	0,38	1,56	0,78				1,54	0,19	0,76	0,38			
			346	344,5					389,89	44,39	16					387,38	42,88	7

Anexa 1: Consumul orar de apă

Ora	Sat %	Oraș mic %	Oraș mediu %	Oraș mare %
0 ... 1	1,0	2,0	1,5	2,6
1 ... 2	0,5	1,5	1,5	2,4
2 ... 3	0,5	1,0	1,5	2,2
3 ... 4	0,5	0,5	1,5	2,1
4 ... 5	0,5	0,5	2,0	2,2
5 ... 6	6,5	1,5	3,0	4,2
6 ... 7	12,0	2,5	4,5	5,3
7 ... 8	8,5	3,0	5,5	5,7
8 ... 9	3,5	3,5	6,0	5,6
9 ... 10	3,0	4,0	5,5	5,4
10 ... 11	3,0	5,0	6,0	5,3
11 ... 12	4,5	7,0	6,0	5,3
12 ... 13	10,0	9,5	5,5	5,2
13 ... 14	9,0	10,0	5,5	5,1
14 ... 15	1,5	8,5	5,5	4,9
15 ... 16	1,5	5,0	6,0	4,5
16 ... 17	2,0	3,5	5,5	4,2
17 ... 18	2,0	3,0	6,0	4,7
18 ... 19	3,0	5,0	5,5	5,0
19 ... 20	5,5	8,0	5,0	5,0
20 ... 21	9,0	6,0	4,0	4,2
21 ... 22	8,5	4,0	3,0	3,3
22 ... 23	3,0	3,0	2,0	2,9
23 ... 24	1,0	2,5	2,0	2,7
Total	100 %	100 %	100 %	100 %

CAP.6. ÎNMAGAZINAREA APEI:

Înmagazinarea apei presupune alegerea amplasamentului, calculul capacității, stabilirea formei, numărul și dimensiunile geometrice și determinarea cotelor absolute ale rezervoarelor de înmagazinare.

6.1. Amplasamentul rezervoarelor

Rezervoarele de trecere se realizează în incintele uzinelor de apă, iar rezervoarele tampon se amplasează pe vatra localității sau aval de rețeaua de distribuție (contrarezervoare).

6.2. Calculul capacității rezervoarelor

Calculul capacității rezervoarelor este în funcție de compensare, rezerva de incendiu, avarie sau pentru nevoile tehnologice.

Pentru capacitatea de compensare se determină în funcție de variația alimentării și consumului de apă în 24 ore conform tabelului 6.1:

Tabel 6.1.

Ora	Alimentare		Consum		Volum cumulate m		Diferențe cumulate ($\Sigma A - \Sigma C$) m ³		Apă în rezervor
	a, %	A, m ³	c, %	C, m ³	Alimentări ΣA	Consum ΣC	+	-	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0-1									
.									
.									
23-24									
Total									

$$V_{zi\ max} = Q_{zi\ max} ; A = \frac{a}{100} \cdot V_{zi\ max} ; c_{\max} = 4,166 \cdot k_{og} ; k_{og} = \frac{Q_{orar\ max}}{Q_{zimed}} ;$$

$$c = \frac{c}{100} \cdot V_{zi\ max} ; V_f = V_{+\max} + V_{-\max} ; V_a = 0,25 \cdot V_{zi\ max} ; V_{nt} = k_s \cdot V_{zi\ max} .$$

unde:

V_{zimax} - volumul de apă din ziua de maxim consum (m³);

A - cantitățile de ape orare ale alimentării cu apă a rezervorului (m³);

a - procentele orare ale alimentării continuee;

C - cantitățile de ape orare ale consumului cu apă a rezervorului (m³);

c - procentele orare ale consumului pe ore din anexa 1 (%);

C_{\max} - procentul de consum maxim orar (%);

k_{og} - coeficient de variație global al localității;

V_f - volumul de apă fluctuant (m^3);

V_{+max} - valoarea maximă din coloana 7 (m^3);

V_{-max} - valoarea maximă din coloana 8 (m^3);

V_a - volumul de apă necesar în cazul avarierii sursei sau aducțiunii (m^3);

V_{nt} - volumul de apă pentru nevoile tehnologice ale sistemului de alimentare cu apă (m^3);

V_i - volumul intangibil de incendiu (m^3).

Volumul de înmagazinare V (m^3), reprezintă volumele parțiale V_{comp} , V_a , V_i , care nu trebuie să depășească volumul corespunzător timpului maxim de rămânere a apei în rezervor de 7 zile.

6.3. Stabilirea formei, numărului și dimensiunilor geometrice ale rezervoarelor

Forma circulară, recomandată pentru capacitățile de până la $2.500 m^3$ din beton sau din beton armat până la $20.000 m^3$.

Forma dreptunghiulară se pretează mai bine la tipare și execuție a cofrajelor.

Dimensiunile geometrice ale rezervoarelor se determină cu relațiile:

$$V_1 = \frac{V}{n} ; D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_1}{\pi \cdot h_u}} ; h_u = \frac{4 \cdot V_1}{\pi \cdot D^2} ; l = \sqrt{\frac{V_1}{1,33 \cdot h_u}} ; l = \sqrt{\frac{n_c + 1}{2 \cdot n_c} \cdot \frac{v_1}{h_u}} ;$$

$$L = 1,33 \cdot l ; H = h_u + h_s.$$

unde:

n - numărul de rezervoare;

V_1 - volumul de apă dintr-un rezervor (m^3);

h_u - înălțimea utilă a apei (m) care va fi:

- de (3...4) m la cele din beton armat cu capacitatea de până la $250 m^3$;
- de (4...4,5) m la cele cu capacitatea mai > de $250 m^3$;
- de (8...15) m la rezervoare din beton precomprimat;
- de 12 m la castelele de apă.

D - diametrul rezervoarelor circulare (m);

l, L - dimensiunile secțiunii orizontale a rezervoarelor dreptunghiulare (m);

n_c - numărul de compartimente dintr-un rezervor,

H - înălțimea totală a rezervorului (m);

h_s - spațiul liber dintre baza preaplinului și tavanului rezervorului (m), se consideră de 0,3 m.

Exemplul 1: Să se determine capacitatea de înmagazinare a apei pentru un centru populat, știind că alimentarea se face continuu și uniform.

În rezervor se înmagazinează apa pentru compensare zilnică a debitelor orare de alimentare pentru stingerea incendiilor și pentru alimentarea rețelei de distribuție în cazul avariei aducțiunii.

Debitele de dimensionare sunt: $Q_{zimed} = 1.713,8 \text{ m}^3/\text{zi}$, $Q_{zimax} = 2.094,65 \text{ m}^3/\text{zi}$ și $Q_{oramax} = 195,96 \text{ m}^3/\text{h}$, iar $V_i = 108 \text{ m}^3$.

a) Calculul volumului compensator:

- coeficientul de variație orară global al localității:

$$k_{og} = \frac{Q_{oramax}}{Q_{zimed}} = \frac{4703,04}{1713,8} = 2,74$$

- procentul de consum maxim orar:

$$c_{max} \% = 4,166 \cdot k_{og} = 4,166 \cdot 2,74 = 11,41$$

- pentru 12.695 locuitori în funcție de $c_{max} \%$ se va calcula tabelar volumul de apă de compensare.

Tabel 6.2.

Ora	Alimentare		Consum		Volum cumulate m		Diferențe cumulate ($\Sigma A - \Sigma C$) m^3		Apă în rezervor
	a, %	A, m^3	c, %	C, m^3	Alimentări ΣA	Consum ΣC	+	-	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0-1	4,16	87,13	2,0	41,89	87,13	41,89	45,24	–	108,03
1-2	4,17	87,35	1,5	31,42	174,48	73,31	101,17	–	163,96
2-3	4,17	87,35	1,0	20,94	261,83	94,25	167,58	–	230,37
3-4	4,16	87,13	0,5	10,47	348,96	104,72	244,24	–	307,03
4-5	4,17	87,35	0,5	10,47	436,31	115,19	321,12	–	383,91
5-6	4,17	87,35	1,5	31,42	523,66	146,61	377,05	–	439,84
6-7	4,16	87,13	2,5	52,36	610,79	198,97	411,82	–	474,61
7-8	4,17	87,35	3,0	62,84	698,14	261,81	436,33	–	499,12
8-9	4,17	87,35	3,5	73,31	785,49	335,12	450,37	–	513,16
9-10	4,16	87,13	4,0	83,78	872,62	418,90	453,72	–	516,51
10-11	4,17	87,35	5,0	104,73	959,97	523,63	436,34	–	499,13
11-12	4,17	87,35	7,0	146,62	1047,32	670,25	377,07	–	439,86
12-13	4,16	87,13	8,09	169,45	1134,45	839,70	294,75	–	357,54
13-14	4,17	87,35	11,41	239,00	1221,80	1078,7	143,10	–	205,89
14-15	4,17	87,35	8,5	178,04	1309,15	1256,74	52,41	–	115,20
15-16	4,16	87,13	5,0	104,73	1396,28	1361,47	34,81	–	97,60
16-17	4,17	87,35	3,5	73,31	1483,63	1434,78	48,85	–	111,64
17-18	4,17	87,35	3,0	62,84	1570,98	1497,62	73,36	–	136,15
18-19	4,16	87,13	5,0	104,73	1658,11	1602,35	55,76	–	118,55
19-20	4,17	87,35	8,0	167,57	1745,46	1769,92	–	24,46	38,33
20-21	4,17	87,35	6,0	125,68	1832,81	1859,6	–	62,79	0
21-22	4,16	87,13	4,0	83,78	1919,94	1979,38	–	59,44	3,35
22-23	4,17	87,35	3,0	62,84	2007,29	2042,22	–	34,93	27,86
23-24	4,17	87,35	2,5	52,36	2094,64	2094,64	–	–	62,79
Total	100	2094,65	100	2094,65	–	–			

Volumul de apă pentru compensare:

$$V_f = V_{+ \max} + V_{- \min} = 453,72 + 62,79 = 516,51 \text{ m}^3$$

Volumul pentru stingerea incendiilor:

$$V_i = 3,6 \cdot n \cdot T_{ie} \cdot Q_{ie} = 3,6 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 10 = 108 \text{ m}^3$$

Volumul pentru avarii:

$$V_a = 0,25 \cdot V_{zimax} = 0,25 \cdot 2094,65 = 523,66 \text{ m}^3$$

$$V = V_f + V_i + V_a = 516,51 + 108 + 523,66 = 1148,17 \text{ m}^3 \cong 1500 \text{ m}^3$$

b) Determinarea dimensiunilor geometrice ale rezervorului:

Se impune: $h_u = 4 \text{ m}$ pentru un rezervor dreptunghiular având 4 compartimente ($n_c = 4$)

$$l = \sqrt{\frac{(n_c + 1) \cdot v_1}{2 \cdot n_c \cdot h_u}} = \sqrt{\frac{(4 + 1) \cdot 1500}{2 \cdot 4 \cdot 4}} = 15,3 \text{ m}; \quad L = \frac{2 \cdot n_c}{n_c + 1} \cdot l = \frac{2 \cdot 4}{4 + 1} \cdot 15,30 = 24,50 \text{ m}$$

Înălțimea totală a rezervorului.

$$H = h_u + h_s = 4 + 0,3 = 4,3 \text{ m}$$

Anexa 1 Consumul orar de apă

Ora	Sat %	Oraș mic %	Oraș mediu %	Oraș mare %
0 ... 1	1,0	2,0	1,5	2,6
1 ... 2	0,5	1,5	1,5	2,4
2 ... 3	0,5	1,0	1,5	2,2
3 ... 4	0,5	0,5	1,5	2,1
4 ... 5	0,5	0,5	2,0	2,2
5 ... 6	6,5	1,5	3,0	4,2
6 ... 7	12,0	2,5	4,5	5,3
7 ... 8	8,5	3,0	5,5	5,7
8 ... 9	3,5	3,5	6,0	5,6
9 ... 10	3,0	4,0	5,5	5,4
10 ... 11	3,0	5,0	6,0	5,3
11 ... 12	4,5	7,0	6,0	5,3
12 ... 13	10,0	9,5	5,5	5,2
13 ... 14	9,0	10,0	5,5	5,1
14 ... 15	1,5	8,5	5,5	4,9
15 ... 16	1,5	5,0	6,0	4,5
16 ... 17	2,0	3,5	5,5	4,2
17 ... 18	2,0	3,0	6,0	4,7
18 ... 19	3,0	5,0	5,5	5,0
19 ... 20	5,5	8,0	5,0	5,0
20 ... 21	9,0	6,0	4,0	4,2
21 ... 22	8,5	4,0	3,0	3,3
22 ... 23	3,0	3,0	2,0	2,9
23 ... 24	1,0	2,5	2,0	2,7
Total	100 %	100 %	100 %	100 %

Bibliografie

1. Bordeășu I. ș.a. – Probleme de hidraulică. Rețele de conducte, canale și mașini hidraulice. Ed. Politehnică, Timișoara 2013.
2. Giurconiu M., Mirel I., Retezan A., Sârbu I. – Îndrumător pentru calculul construcțiilor și instalațiilor hidroedilșitare. I. P. “Traian Vuia “ Timișoara, 1982.
3. Giurconiu M., Mirel I., ș.a. – Construcții și instalații hidroedilitare. Ed. de Vest, Timișoara, 2002.
4. Giurconiu M., Mirel I., ș.a – Diagrame, monograme și tabele pentru calculul lucrărilor hidroedilitare. Ed. Facla, Timișoara 1977.
5. Mănescu A. – Alimentări cu apă. Aplicații. Ed. H. G. A. București 1998.
6. Pîslărașu I., Rotaru N., Teodoredu M., – Alimentări cu apă. Ed. Tehnică, București, 1970.
7. Trofin P., – Alimentări cu apă. Ed. Didactică și Pedagogică București, 1972.
8. *** NP 133-2013. Normativ privind proiectarea, execuția și exploatarea sistemelor de alimentare cu apă și canalizare a localităților vol. I.
9. *** SR 1343/1-2006. Determinarea cantităților de apă potabilă pentru localități urbane și rurale.
10. *** STAS 1629-2:1996. Captarea apelor subterane prin puțuri. Prescripții de proiectare.
11. *** STAS 1629/4-90. Captări de apă din râuri. Prescripții de proiectare.
12. *** STAS 6819/1997. Aducțiuni. Studii, prescripții de proiectare și de execuție.
13. *** STAS 3573-91. Deznisipatoare. Prescripții generale.
14. *** STAS 3620/1-85. Decantoare cu separare gravimetrică. Prescripții de proiectare.
15. *** SR 4163-1:1995. Rețele de distribuție. Prescripții fundamentale de proiectare.
16. *** SR 4163-2:1996. Rețele de distribuție. Prescripții de calcul.
17. *** SR 4163-3:1996. Rețele de distribuție. Prescripții de execuției și exploatare.
18. *** STAS 4165-81. Rezervoare de beton armat și beton precomprimat. Prescripții generale.