

**Dr Dejan Ljubisavljević  
Mr Branislav Babić  
Mr Aleksandar Đukić  
Mr Branislava Jovanović**

# **KOMUNALNA HIDROTEHNIKA**

## **PRIMERI IZ TEORIJE I PRAKSE**

**DRUGO IZDANJE**

**Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu**

**Beograd, 2010.**

Dr Dejan Ljubisavljević  
Mr Branislav Babić  
Mr Aleksandar Đukić  
Mr Branislava Jovanović

## **KOMUNALNA HIDROTEHNIKA** **PRIMERI IZ TEORIJE I PRAKSE**

DRUGO IZDANJE

Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

Beograd, 2010.

Dr Dejan Ljubisavljević, dipl. inž.grad.,  
redovni profesor Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu  
Mr Branislav Babić, dipl. inž.grad.,  
asistent Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu  
Mr Aleksandar Đukić, dipl. inž.grad.,  
asistent Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu  
Mr Branislava Jovanović, dipl. inž.grad.,  
asistent Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu

## **KOMUNALNA HIDROTEHNIKA - PRIMERI IZ TEORIJE I PRAKSE**

Izdavač:

Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu  
Beograd, Bulevar Kralja Aleksandra 73

Recenzenti:

Dr Miloje Milojević, dipl.inž.grad., redovni profesor  
Dr Božidar Batinić, dipl.inž.grad., redovni profesor

Glavni i odgovorni urednik:

Prof. dr Đorđe Vuksanović, dipl.inž.grad.

Odobreno za štampu od strane Komisije za izdavačku delatnost Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu, a po preporukama Katedre za hidrotehniku i vodno-ekološko inženjerstvo Građevinskog fakulteta u Beogradu od 7.11.2000. godine.

Tehnički urednik: Mr Branislava Jovanović

CIP – Каталогизација у публикацији  
Народна библиотека Србије, Београд

628.1/2

KOMUNALNA hidrotehnika : primeri iz teorije i prakse / Dejan Ljubisavljević ...  
[et al.]. – Beograd : Akademska Izdanja, 2010 (Zemun : Akademska izdanja). X, 314 str. :  
graf.prikazi ; 24 cm

Tiraž 500.- Spisak korišćenih oznaka: strana 308-313. – Bibliografija: strana 314.

ISBN 86-7330-119-X

1. Ljubisavljević, Dejan  
a= Vovodo b= Kanalizacija  
ID=92195340

Štampa: Akademska Izdanja, Zemun  
Tiraž: 500 primeraka

**S A D R Ž A J***PREDGOVOR*

I	<b>SNABDEVANJE NASELJA VODOM .....</b>	1
	<i>Kućni vodovod i sekundarna vodovodna mreža</i>	
	Primer 1 .....	3
	Primer 2 .....	11
	Primer 3 .....	15
	Primer 4 .....	19
	Primer 5 .....	23
	<i>Raspored pritisaka u naselju</i>	
	Primer 6 .....	26
	Primer 7 .....	33
	<i>Gradski rezervoari</i>	
	Primer 8 .....	40
	Primer 9 .....	46
	Primer 10 .....	51
	Primer 11 .....	56
	<i>Crpne stanice</i>	
	Primer 12 .....	60
	Primer 13 .....	65
	Primer 14 .....	69
	<i>Hidraulički proračuni i dimenzionisanje cevovoda</i>	
	Primer 15 .....	73
	Primer 16 .....	75
	Primer 17 .....	78
	Primer 18 .....	83
	Primer 19 .....	87
	Primer 20 .....	97
	<i>Bunari</i>	
	Primer 21 .....	108
	Primer 22 .....	113
	Primer 23 .....	119
	<i>Kaptažna građevina</i>	
	Primer 24 .....	124
	<i>Procesi i objekti postrojenja za pripremu vode za piće</i>	
	Primer 25 .....	130
	Primer 26 .....	134
	Primer 27 .....	137
	Primer 28 .....	145

II	KANALISANJE NASELJA .....	153
	<i>Kanalizaciona mreža</i>	
	Primer 29 .....	155
	Primer 30 .....	163
	Primer 31 .....	166
	Primer 32 .....	169
	Primer 33 .....	171
	Primer 34 .....	173
	Primer 35 .....	179
	Primer 36 .....	186
	Primer 37.....	190
	Primer 38 .....	194
	<i>Kanalizacione crpne stanice</i>	
	Primer 39 .....	200
	Primer 40 .....	203
	<i>Hidrogram protoka i transformacija talasa u kolektorima</i>	
	Primer 41 .....	207
	Primer 42 .....	210
	<i>Uticaj otpadnih voda na prijemnike</i>	
	Primer 43 .....	217
	Primer 44 .....	225
	<i>Prečišćavanje otpadnih voda</i>	
	Primer 45 .....	230
	Primer 46 .....	232
III	SANITARNE DEPONIJE ČVRSTOG OTPADA	
	- HIDROTEHNIČKI ASPEKTI .....	241
	1. Uvod .....	243
	2. Parametri za projektovanje i eksploraciju	
	sanitarne deponije .....	245
	3. Objekti i uređaji na deponiji .....	253
	4. Primer sanitarni deponije grada A .....	266
	PRILOZI .....	275
	SPISAK KORIŠĆENIH OZNAKA .....	308
	LITERATURA .....	314

**S P I S A K   P R I L O G A**

1.	Fizičke karakteristike vode .....	276
2.	Proračun kućne vodovodne mreže .....	277
3.	Vrednosti maksimalnog proticaja $Q_n$ i koeficijenta neravnomernosti po Tributu .....	279
4.	Lokalni gubici u cevovodima pod pritiskom .....	280
5.	Izvod iz Pravilnika o tehničkim normativima za hidrantsku mrežu za gašenje požara .....	286
6.	Rastvorljivost kiseonika u vodi .....	291
7.	Tabela za proračun kanalizacionih okruglih cevi po Prantl-Kolbrukovoj formuli za $k_b=1,5$ mm .....	292
8.	Dijagram $Q/Q_{pp}$ i $v/v_{pp}$ za kružni profil .....	294
9.	Geometrijske i hidrauličke karakteristike kružnog poprečnog profila .....	295
10.	Tabela za proračun kanalizacionih jajastih cevi po Prantl-Kolbrukovoj formuli za $k_b=1,5$ mm .....	296
11.	Dijagram $Q/Q_{pp}$ i $v/v_{pp}$ za jajasti profil ( $H:D=3:2$ ) .....	298
12.	Proticaji (l/s) pri kritičnim dubinama kod kružnih delimično ispunjenih cevi .....	299
13.	Koeficijenti oticanja za različite slivne površine .....	300
14.	Proračun unutrašnje kanalizacione mreže po Samginu .....	301
15.	Klasifikacija voda prema saveznim i republičkim propisima .....	304

## PREDGOVOR PRVOM IZDANJU

Rešavanje problema komunalne hidrotehnike u najvećoj meri zahteva dobro poznavanje hidraulike i hidrologije a u manjoj meri hemije, biologije i mikrobiologije, kao i nekih disciplina koje se izučavaju na Građevinskom fakultetu (geomehanika, betonske konstrukcije, građevinski materijali, tehnička mehanika i sl.). Kod rešavanja nekih problema komunalne hidrotehnike u praksi se ukazuje potreba uključivanja i stručnjaka drugih profila: arhitekata, geologa, hidrogeologa, tehnologa, biologa, mašinskih i elektrotehničkih inženjera. Međutim, s obzirom na karakter problema neophodno je da građevinski inženjeri hidrotehničkog odseka budu nosioci koncepcije rešenja celokupnog problema i koordinatori celog poduhvata.

Odabrani primeri teoretskih i praktičnih problema rešavani su uz neophodna teoretska objašnjanja, tako da se ova knjiga može čitati bez korišćenja druge literature ali se podrazumeva da je čitalac dovoljno obrazovan iz prethodno pomenutih oblasti. Knjiga je prvenstveno napisana za studente Građevinskog fakulteta Odseka za hidrotehniku i Odseka za planiranje i građenje naselja, ali je mogu koristiti i inženjeri u praksi.

Primeri u ovoj knjizi su grupisani u 3 dela: I - Snabdevanje naselja vodom, II - Kanalisanje naselja i III - Sanitarne deponije čvrstog otpada - hidrotehnički aspekti. U prilozima, na kraju knjige, date su fizičke konstante, koeficijenti, dijagrami, izvodi iz važeće zakonske regulative i drugi podaci koji su neophodni za rešavanje prikazanih problema.

U I poglavlju prikazano je 28 primera iz oblasti snabdevanja naselja vodom. Obradeni su problemi hidrauličkih proračuna i dimenzionisanja manjih vodovodnih mreža gde je neophodno uključiti stohastiku u jednačine bilansa vode (jednačine kontinuiteta). Dati su primeri rešavanja zahvatnih građevina na izvorištu, crpnih stanica, hidrauličkog proračuna mreže i dimenzionisanja rezervoara. Razmatrani su i neki procesi i objekti konvencionalnih postrojenja za pripremu vode za piće.

U II poglavlju prikazano je 18 primera iz oblasti sakupljanja, odvodnja i prečišćavanja otpadnih voda. Pažnja je posvećena hidrološkim i hidrauličkim proračunima, objektima u kanalizaciji i regionalnim kanalizacionim sistemima. Kod prečišćavanja otpadnih voda razmatrana je ekološka problematika vezana za ispuštanje otpadnih voda u prirodne vodoprijemnike (određivanje emisije zagadenja i potrebnog stepena prečišćavanja otpadnih voda) a obradeni su i neki aspekti tehnološkog i hidrauličkih proračuna postrojenja.

III poglavlje tretira sanitarne deponije čvrstog otpada sa naročitim osrvtom na hidrotehničku problematiku. S obzirom na nedostatak literature na našem jeziku iz ove oblasti, dato je detaljnije teorijsko obrazloženje uz urađen jedan konkretan primer.

Prilikom izrade ove knjige veoma su nam pomogli svojim primedbama i sugestijama recenzenti prof. Dr Miloje Milojević i prof. Dr Božidar Batinić, na čemu im se najtoplje zahvaljujemo.

Ako čitalac smatra da knjiga sadrži minimum tehničkih grešaka, onda je to dobrim delom zasluga Gajić Marijane i Savatović Ivane, apsolvenata Građevinskog fakulteta u Beogradu, Odseka za hidrotehniku, koje su savesno i pedantno pročitale i ispravile ceo tekst.

Beograd, maj 2001.

AUTORI

## PREDGOVOR DRUGOM IZDANJU

Prvo izdanje ove knjige objavljeno je 2001. godine u 1000 primeraka i rasprodato je 2009. godine. Zbog toga se knjiga *Komunalna hidrotehnika - primeri iz teorije i prakse* objavljuje po drugi put, u istom obliku kao prvo izdanje.

Beograd, jun 2010.

Autori

Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu i autori zahvaljuju se sledećim preduzećima koji su razumevanjem i finansijskom podrškom omogućili objavljivanje drugog izdanja knjige *Komunalna hidrotehnika - primeri iz teorije i prakse*:

- **JKP Beogradski vodovod i kanalizacija**  
Kneza Miloša 27, Beograd
- **MPP "Jedinstvo" a.d.**  
Prvomajska bb, Sevojno
- **Vodo-inženjering d.o.o.**  
Ustanička 125h, Beograd

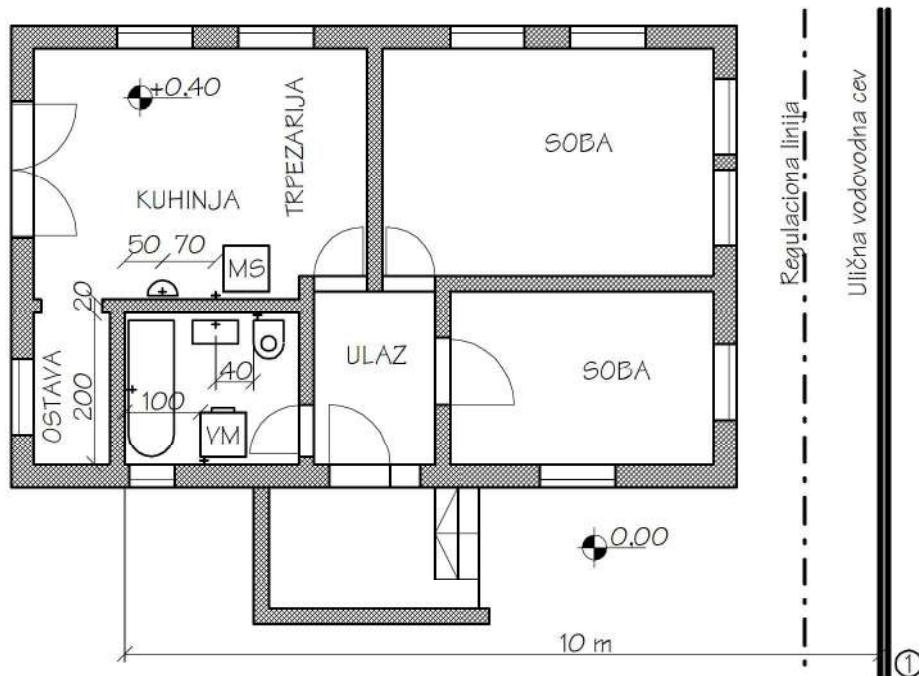


## **DEO I**

### **SNABDEVANJE NASELJA VODOM**



- 1.** U čvoru 1 ulične vodovodne mreže priključena je jedna prizemna stambena kuća. Osnova kuće je data na slici. Kota distributivne cevi na mestu priključka iznosi  $-1,20$  m u odnosu na kotu terena.



**Napomena:** na slici su sa krstićem obeležena predviđena točka mesta.

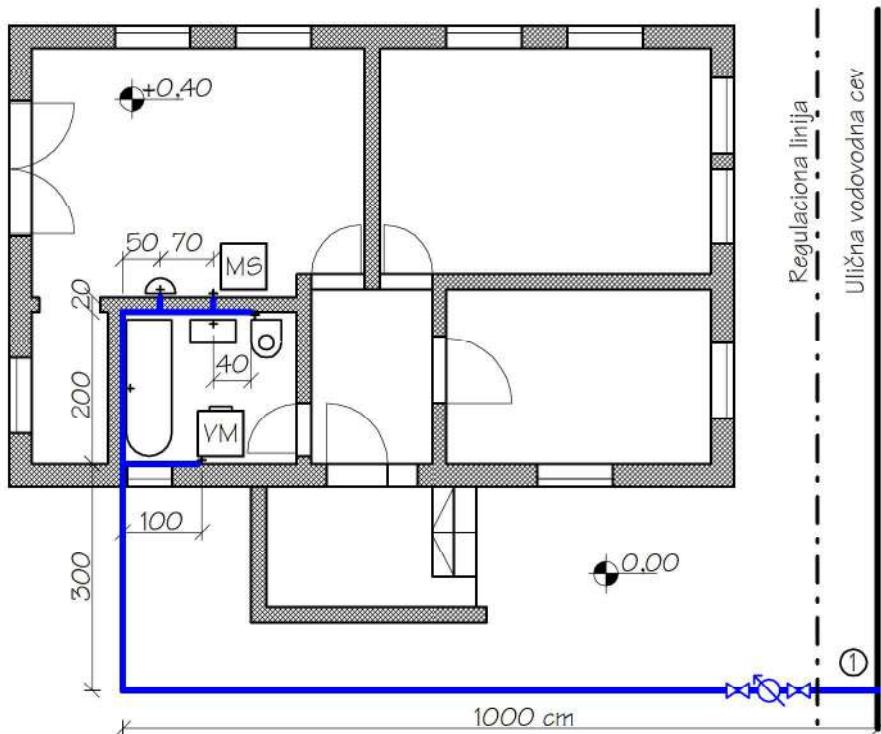
- Skicirati šemu unutrašnjeg razvoda vodovoda u kući, do svakog točćeg mesta:
  - u kuhinji do: sudopere i mašine za pranje posuđa,
  - u kupatilu do: umivaonika, kade, klozetskog rezervoara i mašine za pranje rublja.
- Nacrtati aksonometrijsku šemu kućne vodovodne mreže;
- Uraditi hidraulički proračun i dimenzionisati cevi prema uputstvima DVGW (metoda Brikса);
- Odrediti minimalnu potrebnu visinu pritiska u uličnoj vodovodnoj cesti na mestu priključka kućnog vodovoda na uličnu vodovodnu mrežu.

**R E Š E N J E:**

- a) Kućna vodovodna mreža služi za razvođenje vode pod pritiskom do svih točecih mesta. Izvodi se od čeličnih pocinkovanih cevi, polietilenskih cevi a mogu se koristiti i bakarne cevi. Za spajanje slavina na umivaonicima, klozetskog rezervoara i drugih armatura na objektima koji nisu uvidani i nepokretni, upotrebljavaju se metalne ili savitljive plastične cevi.

Vodovodne cevi se polažu ispod poda, ako je pod drven, u međuspratnu konstrukciju između rebara, u posebno ukopane kanale u zidu. Skretanje cevi je uvek pod pravim uglom. U našim klimatskim uslovima cevi treba postavljati sa unutrašnje strane zidova da se voda u njima ne bi zimi zamrzala.

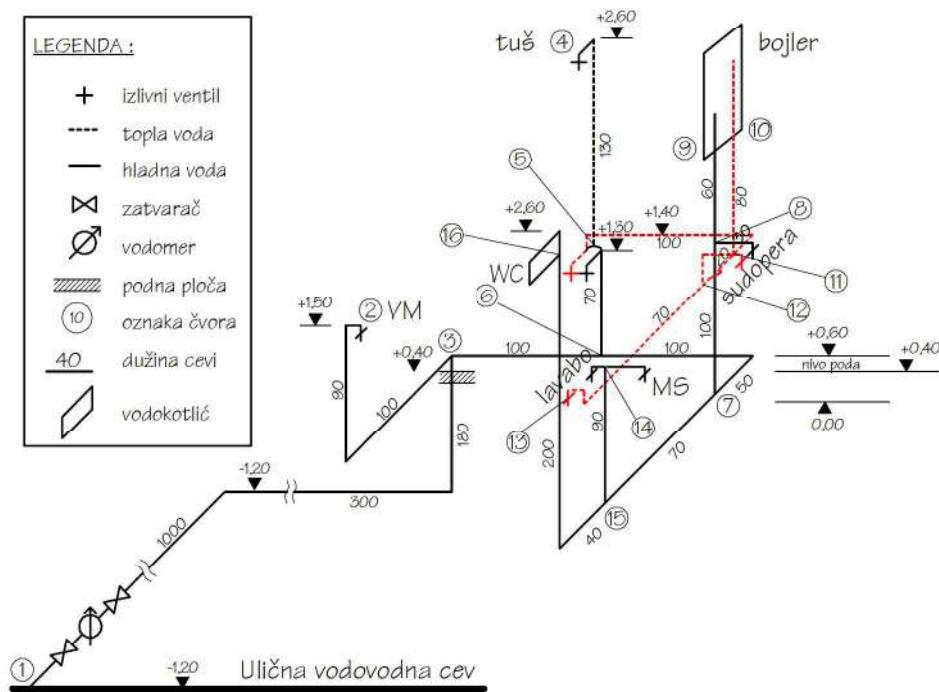
U ovom primeru izabrane su čelične pocinkovane cevi za razvod unutrašnje vodovodne mreže. Horizontalne su vođene po zidu, na 20 cm visine mereno od nivoa poda. Šema kućne vodovodne mreže, u osnovi, je prikazana na narednoj slici:



Na uzvodnom kraju kućne vodovodne mreže, na njenom spoju sa uličnom distributivnom cevi, postavlja se vodomer na 1m od ograde placa. Ispred i iza vodomera postavljaju se protočni ventili da bi se vodomer mogao skidati (radi kontrole ispravnosti i baždarenja).

- b) Kućna vodovodna mreža se u planovima predstavlja osnovom i aksonometrijskom šemom. Na aksonometrijskoj šemi se prikazuje svaki prolaz cevi kroz zid ili kroz međuspratnu konstrukciju.

Aksonometrijska šema kućne vodovodne instalacije sa upisanim dužinama cevi, prema podacima iz osnove kuće, je prikazana na narednoj slici:



čvor	točeće mesto	čvor	točeće mesto
2	mašina za pranje rublja	12	sudopera (topla voda)
4	tuš (topla voda)	13	mašina za pranje posuđa + lavabo
5	kada (topla voda)	14	lavabo (topla voda)
8	sudopera	16	klozetski rezervoar

- c) Merodavni proticaji za dimenzionisanje cevi kućnog vodovoda se određuju jednačinom (Briksov obrazac):

$$Q = 0,25\sqrt{\sum j.p.} \quad [l/s]$$

gde  $\Sigma j.p.$  predstavlja sumu jedinica potrošnje svih točecih mesta nizvodno od razmatrane cevi. Jedinice potrošnje za specifična točeca mesta su date u Prilogu 2, Tabela 2.2.

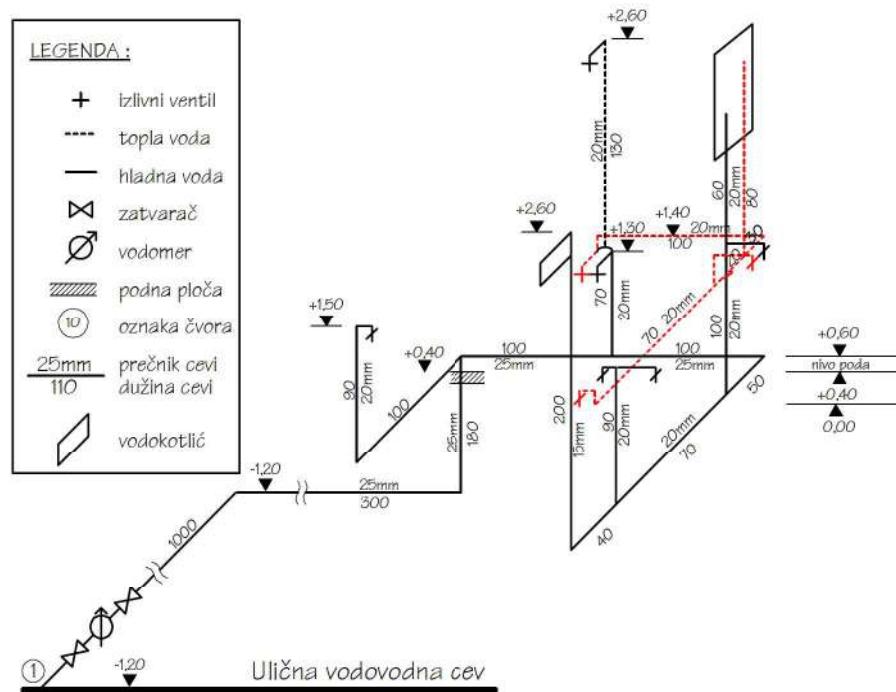
Za dimenzionisanje cevi koristi se metoda DVGW - Tabela 2.3. u Prilogu 2 - otpori u metrima vodenog stuba na jedinicu dužine cevovoda ( $I_E$ ). U linijske gubitke su uračunati i lokalni gubici u mreži osim na vodomjeru i na bojleru.

Rezultati proračuna, za mrežu od čeličnih pocinkovanih cevi, dati su u narednoj tabeli, gde su:  $D_{usv}$  usvojeni prečnik cevovoda a  $\Delta h_i$  ukupan gubitak na deonici  $i$ .

deonica	$L$ (cm)	$\Sigma j.p.$ (l/s)	$q$ (l/s)	$D_{usv}$ (mm)	$D_{usv}$ (")	$I_E$ (m/m')	$\Delta h_i$ (cm)
<i>Topla voda</i>							
13-12	70	0,50	0,18	20	3/4	0,08	5,6
12-11	20	1,00	0,25	20	3/4	0,16	3,2
4-5	130	1,00	0,25	20	3/4	0,16	20,8
5-11	130	1,00	0,25	20	3/4	0,16	20,8
11-10	80	2,00	0,35	25	1	0,10	8,0
<i>Hladna voda</i>							
16-15	240	0,25	0,13	15	1/2	0,20	48,0*
14-15	90	1,50	0,31	20	3/4	0,25	22,5
15-7	70	1,75	0,33	20	3/4	0,29	20,3
9-8	60	2,00	0,35	20	3/4	0,33	19,8
8-7	100	2,50	0,40	20	3/4	0,41	41,0
7-6	150	4,25	0,52	25	1	0,22	33,0
5-6	70	1,00	0,25	20	3/4	0,16	11,2
6-3	100	5,25	0,57	25	1	0,25	25,0
2-3	190	1,00	0,25	20	3/4	0,16	30,4
3-1	1480	6,25	0,63	25	1	0,32	473,6

\* Vrednost je dobijena interpolacijom.

Aksonometrijska šema kućne vodovodne mreže sa dužinama  
i usvojenim prečnicima cevi

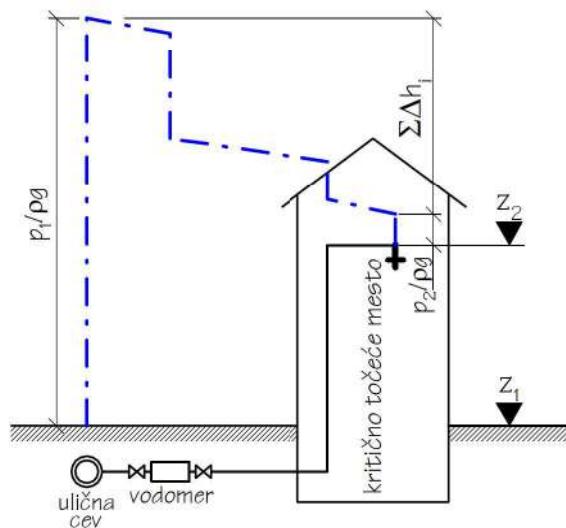


- d) Najmanja potrebna visina na kućnom priključku određuje se primenom Bernulijeve jednačine (u kojoj se zanemaruje član kinetičke energije) koja se postavlja za priključno mesto kućne mreže na spoljnu vodovodnu cev i kritično točeće mesto:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \sum \Delta h_i$$

Striktno primenjena Bernulijeva jednačina treba da se odnosi na kotu osovine cevi; međutim, u inžinjerskoj praksi je uobičajeno da se računa sa kotom terena (umesto kotom osovine cevi) jer je dubina ukopavanja cevi mala (1 - 1,5 m) u odnosu na visine pritisaka u vodovodnoj mreži.

Šema za primenu Bernulijeve jednačine je data na narednoj slici:



gde su:

$z_1$  - kota terena (na mestu ulične cevi - uzima se 0,00 m);

$p_1/\rho g$  - visina pritiska na priključku.

$z_2$  - kota kritičnog točećeg mesta (u odnosu na kotu terena);

$p_2/\rho g$  - zahtevana visina pritiska vode na samom točećem mestu (tabela 2.1 u Prilogu 2);

$\Sigma\Delta h_i$  - suma hidrauličkih gubitaka od točećeg mesta (presek 2) do preseka 1 (linijski + lokalni);

U nastavku je prikazan detaljan hidraulički proračun za jedan od mogućih puteva vode: od ulične distributivne cevi (čvor 1) do tuša (čvor 4). Bernulijeva jednačina za preseke (u čvorovima) 1 i 4 :

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} = z_4 + \frac{p_4}{\rho g} + \Sigma\Delta h_i + \Delta h_v + \Delta h_b$$

gde je:

$\Sigma\Delta h_i$  - suma linijskih gubitaka po deonicama na putu od čvora 1 do 4;

$\Delta h_v$  - lokalni gubitak na vodomjeru;

$\Delta h_b$  - lokalni gubitak na bojleru

U Prilogu 2 (Tabela 2.1) prikazane su zahtevane visine pritiska za račličita točeća mesta. Za čvor 4 (tuš) ta vrednost iznosi:

$$\frac{P_4}{\rho g} = 4,5 \text{ m}$$

Lokalni gubici ( $\Delta h_{lok}$ ):

- vodomer:  $\Delta h_v = 5 \text{ m}$
- bojler:  $\Delta h_b$  (zbog redukcije cevi sa  $3/4"$  na  $1/2"$ ) u bojler ulazi  $Q=0,35 \text{ l/s}$  (tabela-hidraulički proračun, deonica 8-9) kroz cev  $\varnothing 15 \text{ mm}$ . Za date uslove, brzina tečenja kroz cevi 11-10 i 9-8 je:

$$v = 1,98 \text{ m/s}$$

Usvojeni su koeficijenti lokalnih gubitaka na ulazu i izlazu iz bojlera  $\xi_{ul} = \xi_{iz} = 1,0$  tako da je lokalni gubitak na bojleru  $\Delta h_b$ :

$$\Delta h_b = (\xi_{ul} + \xi_{iz}) \frac{v^2}{2g} = 0,40 \text{ m}$$

Linijski gubici: od čvora 1 do čvora 4 (linija tople vode):

$$\begin{aligned} \Sigma \Delta h_i &= \Delta h_{4-5} + \Delta h_{5-11} + \Delta h_{11-10} + \Delta h_{9-8} + \\ &+ \Delta h_{8-7} + \Delta h_{7-6} + \Delta h_{6-3} + \Delta h_{3-1} = 6,42 \text{ m} \end{aligned}$$

Konačno, minimalna potrebna visina pritiska u čvoru 1 ( $z_1 = 0,0 \text{ m}$ ):

$$\frac{P_1}{\rho g} = 2,60 + 4,50 + 6,42 + 5,0 + 0,40 = 18,92 \text{ m} \approx 19 \text{ m}$$

Kritično točeće mesto je ono za koje se dobija najveća potrebna visina pritiska na priključku  $p_1/\rho g$ . Kritično mesto se mora u svakom slučaju posebno odrediti primenom Bernulijeve jednačine proračunom koji obuhvata i druga točeća mesta koja bi mogla biti kritična. U nastavku je tabelarno prikazana vrednost minimalne visine pritiska u čvoru 1 za različite puteve vode:

deonica 1-i	linijski gubici $\sum \Delta h_i$ (cm)	linijski gubici $\sum \Delta h_i$ (m)
1-16	473,6+25+33+20,3+48	6,00
1-14	473,6+25+33+20,3+22,5	5,74
1-13	473,6+25+33+41+19,8+8+3,2+5,6	6,09
1-12	473,6+25+33+41+19,8+8+3,2	6,04
1-8	473,6+25+33+41	5,73
1-4 (topla voda)	473,6+25+33+41+19,8+8+20,8+20,8	6,42
1-4 (hladna voda)	473,6+25+11,2+20,8	5,31
1-5	473,6+25+11,2	5,10
1-2	473,6+30,4	5,04

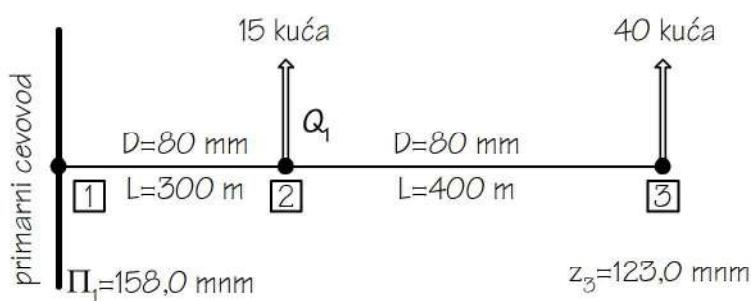
deonica 1-i	lokalni gubici $\sum \Delta h_{lok}$ (m)	$p_i / \rho g$ (m)	$z_i$ (m)	$p_1 / \rho g$ (m)
1-16	5	0,0	2,6	13,60
1-14	5	4,5	1,5	16,74
1-13	5+0,4	4,5	1,4	17,39
1-12	5+0,4	4,5	1,5	17,44
1-8	5	4,5	1,6	16,83
1-4 (topla voda)	5+0,4	4,5	2,6	<b>18,92</b>
1-4 (hladna voda)	5	4,5	2,6	17,41
1-5	5	4,5	1,3	15,90
1-2	5	4,5	1,5	16,04

Iz proračuna koji je prikazan u prethodnoj tabeli sledi da je kritičan put od čvora 1 do čvora 4 (put tople vode) jer se za njega dobija najviša potrebna visina pritiska na kućnom priključku od 18,92 m. Ukoliko bi se proračun minimalne potrebne visine pritisaka na priključku sproveo smao na instalaciji hladne vode, tada bi kritičan čvor bio tuš (čvor 4) a minimalan pritisak na priključku 17,41 m.

Ako u uličnoj vodovodnoj mreži ne vlada dovoljan pritisak za ispravno snabdevanje kuće vodom, može se postaviti hidrofor. Njegov zadatak je da poveća pritisak u kućnoj vodovodnoj mreži iznad pritiska raspoloživog u spoljoj mreži.

**2.** Iz cevovoda primarne vodovodne mreže jednog naselja od čvora 1 odvaja se cevovod  $\varnothing 80$  mm ukupne dužine 700 m (videti sliku). Na kraju ovog cevovoda, u čvoru 3, priključeno je 40 kuća. Svaka kuća je opremljena točećim mestima od ukupno 5,5 j.p. (jedinica potrošnje) po kući. Na cevovod  $\varnothing 80$  mm u čvoru 2, na 300 m od priključka na primarni cevovod, predviđa se priključenje još 15 kuća. Ostali podaci dati su na slici.

- a) Odrediti minimalnu visinu pritiska u čvoru 3 koji se može javiti u toku dana za slučaj da novih 15 kuća nije priključeno na cevovod. Kota terena u čvoru 3 je 123,0 mm. Pijezometarska kota u cevovodu primarne mreže iznosi 158,0 mm, i konstantna je tokom dana. Zbog zanemarenja lokalnih gubitaka duž cevovoda povećati koeficijent trenja za 10% u odnosu na teorijsku vrednost. Apsolutna hrapavost cevi  $\varnothing 80$  mm iznosi 0,4 mm, a kinematski koeficijent viskoznosti vode je  $1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .
- b) Odrediti sa koliko maksimalno jedinica potrošnje može biti opremljena svaka od novih 15 kuća priključenih u čvoru 2, usvajajući pretpostavku da su sve ove kuće opremljene istim brojem i vrstom točećih mesta, uz uslov da minimalna dozvoljena visina pritiska u čvoru 3 iznosi 25 m. Koristiti koeficijent trenja koji će se odrediti u tački a).

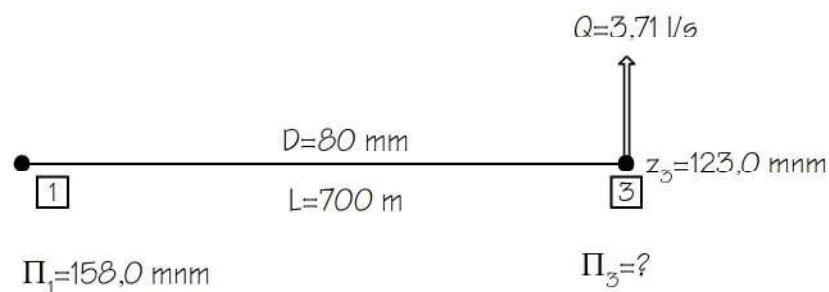


**R E Š E N J E:**

- a) Minimalni pritisak u čvoru 3 javiće se pri maksimalnoj potrošnji u tom čvoru. Maksimalna potrošnja odrediće se prema uputstvima DVGW (jednačina Briksa):

$$Q = 0,25\sqrt{\sum j.p.} \quad [l/s]$$

$$Q_3 = 0,25\sqrt{40 \cdot 5,5} = 3,71 \text{ l/s}$$



Brzina tečenja na deonici 1-3:

$$v = \frac{Q}{A} = 0,74 \text{ m/s}; \quad Re = \frac{v \cdot D}{\nu} = 45190,84$$

Koeficijent trenja na deonici 1-3:

$$\lambda = 1,1 \cdot 0,115 \cdot \left( \frac{k}{D} + \frac{60}{Re} \right)^{0,25} = 0,0357$$

Hidraulički gubitak na deonici 1-3 iznosi:

$$\Delta h_{1-3} = \lambda \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} = 8,71 \text{ m}$$

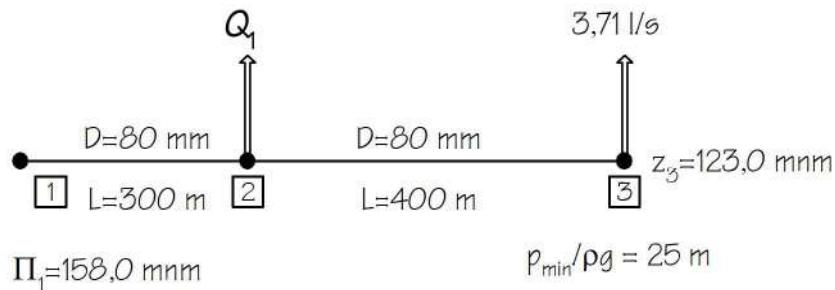
Pijezometarska kota u čvoru 3 pri maksimalnoj potrošnji (važi pretpostavka da se član kinetičke energije u Bernulijevoj jednačini može zanemariti):

$$\Pi_3 = \Pi_1 - \Delta h_{1-3} = 158,0 - 8,71 = 149,29 \text{ mm}$$

Visina pritiska u čvoru 3 se određuje, kako je to uobičajeno u proračunima vodovodnih distributivnih mreža, u odnosu na kotu terena:

$$\frac{P_3}{\rho g} = \Pi_3 - z_3 = 149,29 - 123,0 = 26,29 \text{ m}$$

- b) Prvo će biti određena pijezometarska kota u čvoru 2 pri maksimalnoj potrošnji i minimalnom pritisku u čvoru 3, a zatim i maksimalni proticaj koji se može propustiti kroz deonicu 1-2.



$$\Pi_1 = 158,0 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min}/\rho g = 25 \text{ m}$$

Minimalna visina pritiska je definisana u odnosu na kotu terena u čvoru 3, tako da je minimalna dozvoljena pijezometarska kota u čvoru 3:

$$\Pi_3^{\min} = z_3 + \frac{P_{\min}}{\rho g} = 123,0 + 25 = 148 \text{ mm}$$

$$Q_{2-3} = 3,71 \text{ l/s} \quad v_{2-3} = 0,74 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_{2-3} = 0,0357 \cdot \frac{400}{0,08} \cdot \frac{v_{2-3}^2}{2g} = 4,98 \text{ m}$$

Za zadate uslove pijezometarska kota u čvoru 2 iznosi:

$$\Pi_2^{\min} = \Pi_3^{\min} + \Delta h_{2-3} = 152,98 \text{ mnm}$$

Razlika  $\Pi$  kota u čvorovima 1 i 2 određuje veličinu maksimalnog hidrauličkog gubitka na deonici 1-2:

$$\Delta h_{1-2}^{\max} = \Pi_1 - \Pi_2^{\min} = 158,0 - 152,98 = 5,02 \text{ m}$$

iz jednačine Darsi-Vaysbaha dobija se brzina tečenja u cevi 1-2:

$$\Delta h_{1-2}^{\max} = 0,0357 \cdot \frac{300}{D} \frac{v_{1-2}^2}{2g}$$

$$v_{1-2} = \sqrt{\frac{\Delta h_{1-2}^{\max}}{0,0357 \cdot 300} \cdot D \cdot 2g} = 0,86 \text{ m/s}$$

odnosno maksimalni proticaj je:

$$Q_{1-2} = v_{1-2} \frac{D^2 \pi}{4} = 4,31 \text{ l/s}$$

Da bi odredili broj j.p. po jednoj kući u čvoru 2 postavlja se jednačina Briksa za deonicu 1-2:

$$Q_{1-2} = 0,25 \cdot \sqrt{15 \cdot X + 40 \cdot 5,5}$$

odakle se dobija  $X$  - traženi broj jedinica potrošnje po jednoj kući u čvoru 2:

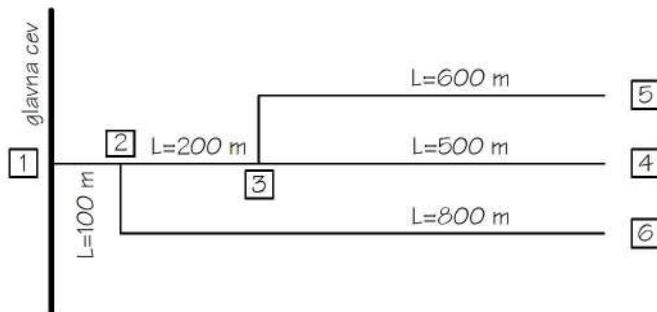
$$X = 5,15 \text{ j.p.} \approx 5,1 \text{ j.p.}$$

---

**Napomena:** kako je ukupan zbir svih jedinica potrošnje jednak 296,5 to je moguće rešavati zadati problem po preporukama DVGW (koja važi ako je suma jedinica potrošnje manja od 300). Ukoliko ovo ne bi bio slučaj zadatak bi se morao rešavati na neki drugi način, npr. metodom Tribut-a (obradena u primeru 3 ove knjige).

**3.** Na skici je data šema dela sekundarne vodovodne mreže nekog naselja koja je priključena na glavnu vodovodnu cev naselja u čvoru 1. Teren je ravan i horizontalan. Gustina priključenih stanovnika na vodovodnu mrežu iznosi 1200 st/km za cevi 2-3 i 3-4, odnosno 900 st/km za cevi 2-6 i 3-5. Potrošači su ravnomerno priključeni duž cevi.

- Odrediti maksimalne protoci u cevima prema Tribut-u i dimenzionisati cevi tako da brzina tečenja u njima ne bude veća od 1,2 m/s.
- Ako se zna da u čvoru 3 visina pritiska u vodovodnoj mreži pri maksimalnoj potrošnji vode iznosi 43 m, odrediti visine pritisaka u čvorovima 4 i 5 za uslove maksimalne potrošnje. Apsolutna hrapavost cevi je 0,3 mm, kinematski koeficijent viskoznosti  $1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ , a koeficijent trenja povećati za 10% u odnosu na teorijsku vrednost zbog zanemarenja lokalnih gubitaka duž cevi.



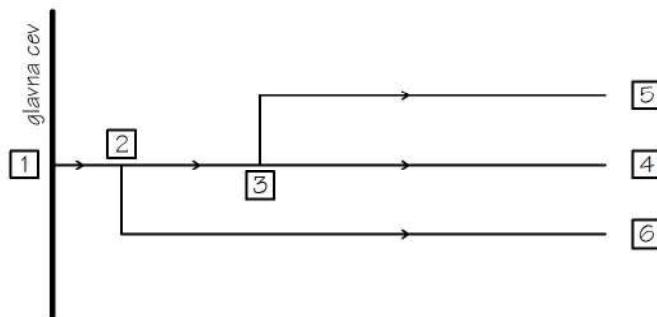
#### РЕШЕЊЕ:

- Maksimalni proticaj po Tribut-u određuje se jednačinom:

$$Q_n = 0,018N_d + 0,137\sqrt{N_d} + 0,345 \text{ (l/s)}$$

gde je  $N_d$  - broj domaćinstava priključenih na vodovod, a srednja potrošnja vode po domaćinstvu je 864 l/dan. Za drugu potrošnju po domaćinstvu koeficijenti u jednačini imaju druge vrednosti (M.Milojević, 1997.) U ovom zadatku pretpostavlja se da svako domaćinstvo ima 4 člana.

Kako je zadata mreža granata sa jednim izvorom napajanja u čvoru 1, to je smer strujanja vode kroz cevi definisan kao na narednoj slici.



Maksimalni proticaji ( $Q_n$ ) javljaju se na uzvodnim krajevima cevi. Da bi se odredili  $Q_n$  po cevima prvo se mora odrediti broj stanovnika priključenih na svaku cev ( $N_{s,i}$ ) i zatim ukupni broj stanovnika ( $N_{s,u}$ ) koji su priključeni na nizvodne cevi i na cev koja se razmatra. Kao i metod DVGW, metoda Tribut daje maksimalne (merodavne) proticaje po deonicama, a jednačina kontinuiteta nije zadovoljena u čvorovima mreže 2 i 3.

Uslov za dimenzionisanje postavlja se za maksimalni protok  $Q_n$  u svakoj cevi:

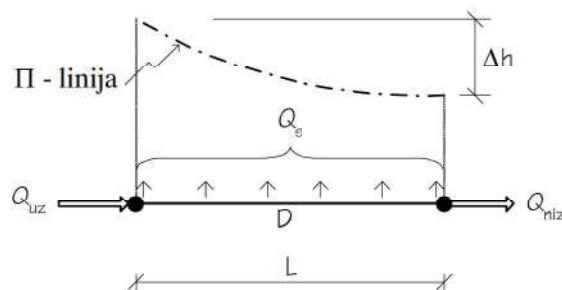
$$D_r \geq \sqrt{\frac{4Q_n}{v\pi}} \quad ; \quad v = 1,2 \text{ m/s}$$

a usvaja se prvi veći standardni prečnik cevi;  $D_{usu} \geq D_r$

cev	$L$ (m)	$N_{s,i}$ (-)	$N_{s,u}$ (-)	$n$ (-)	$Q_n$ (l/s)	$D_r$ (m)	$D_{usu}$ (mm)
1-2	100	0	(1380+720) 2100	525	12,93	0,117	125
2-3	200	240	(600+540+240) 1380	345	9,10	0,098	100
3-4	500	600	600	150	4,72	0,070	80
2-6	800	720	720	180	5,42	0,076	80
3-5	600	540	540	135	4,37	0,068	80

- b) Hidraulički gubitak  $\Delta h$  na cevi dužine  $L$  i prečnika  $D$  duž koje se jednakopodeljeno zahvata protok  $Q_s$  tako da se protok duž cevi linearno menja od  $Q_{uz}$  na uzvodnom kraju (koji je u ovom zadatku jednak  $Q_n$ ) do  $Q_{niz}$  na nizvodnom kraju cevi (naredna skica) određuje se jednačinom Darsi-Vajsbara u kojoj umesto srednje profilske brzine figuriše  $v_e$  - "ekvivalentna brzina":

$$\Delta h = \lambda \frac{L}{D} \frac{v_e^2}{2g}$$



Ekvivalentna brzina određuje se preko "ekvivalentnog protoka" ( $Q_e$ ):

$$v_e = \frac{Q_e}{A}$$

gde je  $A$  površina poprečnog preseka cevi, a  $Q_e$  je definisan sledećim izrazom:

$$Q_e = 0,55Q_s + Q_{niz}$$

#### Deonica 3-4:

$$Q_s = 4,72 \text{ l/s}; \quad Q_{niz} = 0 \text{ l/s}$$

$$Q_e = 0,55Q_s + Q_{niz} = 2,60 \text{ l/s}$$

$$v_e = 0,52 \text{ m/s}$$

$$\lambda = 1,1 \cdot 0,115 \cdot \left( \frac{k}{D} + \frac{60}{Re} \right)^{0,25} = 0,035$$

Hidraulički gubitak duž cevi 3-4 je:

$$\Delta h_{3-4} = \lambda \frac{L}{D} \frac{v_e^2}{2g} = 0,035 \cdot \frac{500}{0,08} \cdot \frac{v_e^2}{2g} = 3 \text{ m}$$

Postavlja se uprošćena Bernulijeva jednačina za čvorove 3 i 4. Prema postavci zadatka kote terena  $z_3$  i  $z_4$  su iste (horizontalan teren). Visina pritiska u čvoru 4 pri maksimalnoj potrošnji je:

$$\frac{p_4^{min}}{\rho g} = \frac{p_3^{min}}{\rho g} - \Delta h_{3-4} = 43,0 - 3,0 = 40,0 \text{ m}$$

### Deonica 3-5:

$$Q_s = 4,37 \text{ l/s}; \quad Q_n = 0 \text{ l/s}$$

$$Q_e = 0,55Q_s + Q_n = 2,40 \text{ l/s}$$

$$v_e = 0,48 \text{ m/s}$$

$$\lambda = 1,1 \cdot 0,115 \cdot \left( \frac{k}{D} + \frac{60}{Re} \right)^{0,25} = 0,035$$

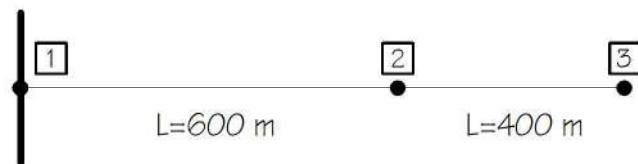
Hidraulički gubitak duž cevi 3 - 5 je:

$$\Delta h_{3-5} = \lambda \frac{L}{D} \frac{v_e^2}{2g} = 0,035 \cdot \frac{600}{0,08} \cdot \frac{v_e^2}{2g} = 3,08 \text{ m}$$

Visina pritiska u čvoru 5 pri maksimalnoj potrošnji je:

$$\frac{p_5^{min}}{\rho g} = \frac{p_3^{min}}{\rho g} - \Delta h_{3-5} = 39,92 \text{ m}$$

- 4.** Na vodovodnu mrežu naselja priključen je u čvoru 1 jedan slepi ogrank. Na deonici 1-2 priključeno je 1200 stanovnika koji su ravnomerno raspoređeni duž cevi. Specifična potrošnja priključenih stanovnika iznosi  $250 \text{ l/st.dan}$ ,  $k_{dn,max} = 1,40$ ,  $k_{h,max} = 2,0$ . U čvoru 3 je priključen potrošač koji u maksimumu troši  $7,5 \text{ l/s}$ .
- Dimenzionisati cevi 1 - 2 i 2 - 3 tako da brzina tečenja u njima nigde ne bude veća od  $1,0 \text{ m/s}$
  - Za slučaj maksimalne časovne potrošnje odrediti visine pritisaka u čvorovima 1, 2 i 3, i na sredinama deonica 1 - 2 i 2 - 3, ako se zna da visina pritiska u čvoru 1 pri maksimalnoj potrošnji iznosi  $40,0 \text{ m}$ . Teren je horizontalan. Računati sa koeficijentom trenja  $\lambda=0,025$ .



### R E Š E N J E:

---

a) Dimenzionisanje cevi 2 - 3:

maksimalni protok u deonici 2-3 je  $Q_3=7,5 \text{ l/s}$ , a uslov za dimenzionisanje je  $v \leq 1 \text{ m/s}$ .

$$D_{2-3} \geq \sqrt{\frac{4Q_3}{v\pi}} = 0,097 \text{ m} \quad ; \text{usvojeno } \varnothing 100 \text{ mm}$$

Dimenzionisanje cevi 1 - 2:

Srednja potrošnja vode potrošača priključenih na cev 1-2 je:

$$\bar{Q} = q \cdot N_s = 250 \text{ l/st.dan} \cdot 1200 \text{ st.} = 300000 \text{ l/dan} = 3,47 \text{ l/s}$$

Maksimalna potrošnja vode potrošača priključenih na cev 1-2 je:

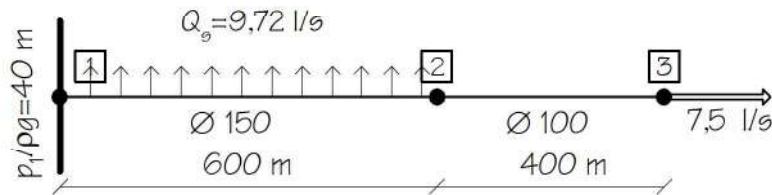
$$Q_{max}^h = k_{h,max} \cdot Q_{max}^{dn} = k_{h,max} \cdot k_{dn,max} \cdot \bar{Q} = 9,72 \text{ l/s}$$

Obzirom da je u cevi 1-2 kod čvora 1 maksimalan protok  $Q_{1-2} = Q_3 + Q_{max}^h$  onda je to merodavan protok za dimenzionisanje cevi prema uslovu  $v \leq 1 \text{ m/s}$ .

$$Q_{1-2} = Q_{max}^h + 7,5 \text{ l/s} = 17,22 \text{ l/s}$$

$$D_{1-2} \geq \sqrt{\frac{4Q_{1-2}}{v\pi}} = 0,148 \text{ m ; usvojeno } \varnothing 150 \text{ mm}$$

b) Potrošnja vode iz cevi izgleda kao na narednoj skici



Deonica 1-2:

$$Q_e = 0,55 \cdot Q_s + Q_{niz} = 0,55 \cdot Q_{max}^h + 7,5 \text{ l/s} = 12,85 \text{ l/s}$$

$$v_e = 4 \cdot \frac{Q_e}{D_{1-2}^2 \cdot \pi} = 0,73 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_{1-2} = 0,025 \cdot \frac{L_{1-2}}{D_{1-2}} \cdot \frac{v_e^2}{2g} = 2,69 \text{ m}$$

Postavlja se uprošćena Bernulijeva jednačina za čvorove 1 i 2. Prema postavci zadatka kote terena  $z_1$  i  $z_2$  su iste (horizontalan teren):

$$\frac{p_1}{\rho g} + z_1 = \frac{p_2}{\rho g} + z_2 + \Delta h_{1-2}$$

$$\frac{p_2}{\rho g} = \frac{p_1}{\rho g} - \Delta h_{1-2} = 37,31 \text{ m}$$

Deonica 2-3:

$$v_{2-3} = 4 \cdot \frac{7,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 / \text{s}}{0,1^2 \pi \text{ m}^2} = 0,95 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_{2-3} = 0,025 \cdot \frac{L_{2-3}}{D_{2-3}} \cdot \frac{v_{2-3}^2}{2g} = 4,65 \text{ m}$$

$$\frac{p_3}{\rho g} = \frac{p_2}{\rho g} \quad \Delta h_{2-3} = 32,66 \text{ m}$$

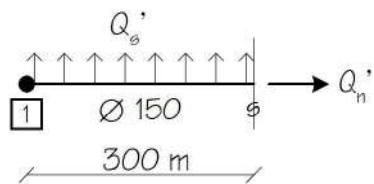
Srđina deonice 2-3:

Hidraulički gubitak do sredine deonice 2-3 jednak je polovini ukupnog hidrauličkog gubitka na deonici 2-3:

$$\Delta h_{2-S} = \frac{1}{2} \cdot \Delta h_{2-3} = 2,32 \text{ m}$$

$$\frac{p_{2-S}}{\rho g} = \frac{p_3}{\rho g} + \Delta h_{2-S} = 34,98 \text{ m}$$

Sredina deonice 1-2:



$$Q_s' = \frac{1}{2} Q_s = 0,5 \cdot 9,72 \text{ l/s} = 4,86 \text{ l/s}$$

$$Q_{niz}' = \frac{1}{2} Q_s + 7,5 = 12,36 \text{ l/s}$$

$$Q_e = 0,55 \cdot Q_s' + Q_{niz}' = 15,03 \text{ l/s}$$

$$v_e = 0,85 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_{1-s} = 0,025 \cdot \frac{300}{0,15} \cdot \frac{v_e^2}{2g} = 1,84 \text{ m}$$

$$\frac{p_s}{\rho g} = 40 - 1,84 = 38,16 \text{ m}$$

**5.** Iz jednog cevovoda sekundarne mreže treba snabdevati vodom 200 kuća koje su ravnomerno raspoređene duž cevi. U svakoj kući žive 4 stanara. Dužina cevovoda je 400 m, specifična potrošnja vode iznosi 350 l/st.dan, a koeficijenti dnevne i časovne neravnomernosti iznose 1,3 i 1,6, respektivno.

- Dimenzionisati cevovod pod uslovom da se kroz njega, pored protoka potrebnog za snabdevanje 200 kuća mora propustiti 8,0 l/s (u maksimumu) za vodosnabdevanje nizvodnih potrošača. Brzina u cevovodu nigde ne sme da pređe 1,5 m/s, a ukupni hidraulički gubitak duž cevovoda mora biti manji od 5,0 m. Apsolutna hrapavost cevi je 0,2 mm, a zbog zanemarenja lokalnih gubitaka pri proračunu povećati koeficijent trenja za 10% u odnosu na teorijsku vrednost.
- Odrediti silu koju treba prihvati ankerim blokom, koga treba postaviti na skretanju ovog cevovoda od  $90^\circ$ . Merodavni uslovi za dimenzionisanje ankernog bloka su pri ispitivanju cevovoda na probni pritisak koji je za 50% veći od radnog. Cevovod je predviđen za radni pritisak od 6 bara.

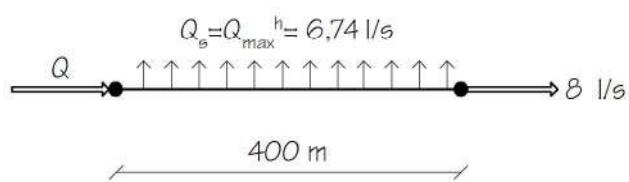
### R E Š E N J E:

---



---

- U času maksimalne potrošnje vode raspodela proticaja u cevovodu sekundarne vodovodne mreže je šematski prikazana na narednoj skici:



Broj priključenih stanovnika na cevovod je  $N_s = 800$ . U tom slučaju je prosečna potrošnja vode:

$$\bar{Q} = q \cdot N_s = 3,24 \text{ l/s}$$

a maksimalna časovna potrošnja:

$$Q_{max}^h = k_{h,max} \cdot k_{dn,max} \cdot \bar{Q} = 6,74 \text{ l/s}$$

Dimenzionisanje cevi prema uslovu  $v < 1,5 \text{ m/s}$  mora se izvršiti prema maksimalnom proticaju koji se javlja u cevovodu, a to je maksimalna časovna potrošnja potrošača priključenih na cev uvećana za maksimalnu porošnju nizvodnog potrošača:

$$Q = Q_{max}^h + Q_{niz} = 14,74 \text{ l/s}$$

$$D \geq \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = 0,112 \text{ m} \quad ; \quad \text{usvojeno } \varnothing 125 \text{ mm}$$

Proračun hidrauličkog gubitka duž cevi  $\varnothing 125 \text{ mm}$  i provera ispunjenosti uslova  $\Delta h_i < 5 \text{ m}$  vrši se prema objašnjenu datom u primeru 3 b).

$$Q_e = 0,55 \cdot Q_s + Q_{niz} = 11,71 \text{ l/s}$$

$$v_e = \frac{Q_e}{\frac{D^2 \pi}{4}} = 0,95 \text{ m/s} \quad \text{za usvojeni prečnik } \varnothing 125 \text{ mm}$$

Iz Priloga 1. usvojen je kinematski koeficijent viskoznosti za temperaturu vode  $T = 10^\circ C$ .

$$v = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \quad ; \quad Re = \frac{v_e D}{v}$$

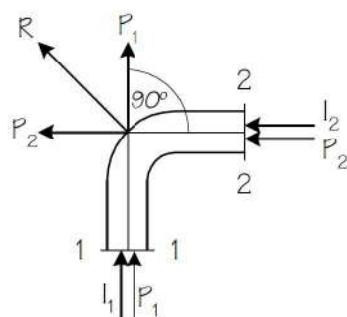
$$\lambda = 1,1 \cdot 0,115 \cdot \left( \frac{k}{D} + \frac{60}{Re} \right)^{0,25} = 0,0276$$

$$\Delta h_i = \lambda \frac{L}{D} \cdot \frac{v_e^2}{2g} = 4,06 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

Kako je i zadati uslov po ukupnim hidrauličkim gubicima ispunjen, to se može konačno usvojiti cev  $\varnothing 125 \text{ mm}$ .

b) Proračun sile na skretanju cevovoda od  $90^\circ$ 

Sile koje deluju na cevovod u krivini date su na sledećoj skici:



Pri ispitivanju cevovoda na probni pritisak isti se podvrgava pritisku koji je za 50 % veći od radnog:

$$p_{probno} = 1,5 \cdot p_{radni} = 9 \cdot 10^5 \text{ Pa}$$

Kako pri ispitivanju cevovoda na probni pritisak voda kroz cevovod ne teče, to su inercijalne sile  $I_1$  i  $I_2$  jednake nuli a sile od pritiska  $P_1$  i  $P_2$  imaju isti intenzitet ( $A$  - površina poprečnog preseka cevi):

$$P_1 = P_2 = p_{probni} \cdot A = 11,045 \text{ kN}$$

Intenzitet rezultujuće sile je:

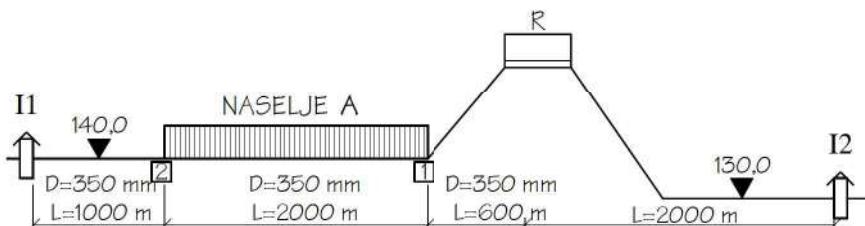
$$|\vec{R}| = |\vec{P}_1 \sqrt{2}|$$

odnosno:

$$R = 15,61 \text{ kN}$$

**Napomena:** Ako bi se računale sile na krivini za neke radne uslove u cevovodu vodovodne mreže, inercijalne sile bi se takođe mogle zanemariti jer su za uslove koji vladaju u distributivnim vodovodnim mrežama (pritisci nekoliko bara, a brzine strujanja manje od 1-2 m/s) mnogo manje od sila pritiska.

**6.** Naselje A se do 1995. godine snabdevalo vodom iz izvorišta I1 iz koga se voda preko crpne stanice i cevovoda I1-R prečnika  $\varnothing 350$  mm upućuje prema naselju i rezervoaru R koji se nalazi iza naselja. Kota preliva rezervoara je 200,0 mnm, a kota dna 196,0 mnm. Naselje A 1995. godine broji 12500 stanovnika koji imaju specifičnu potrošnju vode od 280 l/st.dan. Predviđa se povećanje broja stanovnika naselja A po stopi od 2,5 % godišnje u periodu 1995. - 2010 godina, i po stopi od 2 % godišnje u periodu 2010. - 2025. godina. U periodu 1995. - 2025. godina predviđa se povećanje specifične potrošnje vode za 10 l/st.dan na svakih 5 godina, dok koeficijenti neravnomernosti potrošnje imaju vrednosti  $k_{dn,max}=1,40$   $k_{h,max}=1,5$ . Kako izvorište I1 ima maksimalni kapacitet 70 l/s to se planira da se nedostajuće količine vode za naselje A u budućnosti obezbede sa novog izvorišta I2. Sa izvorišta I2 voda bi se pumpala prema rezervoar R, odakle bi se upućivala prema naselju A. Ostali podaci dati su na skici podužnog profila:



- Do koje godine postojeće izvorište I1 može obezbiti uredno snabdevanje vodom naselja A?
- Odrediti protok, visinu dizanja i snagu crpne stanice kod izvorišta I2 tako da 2025. godine u danu sa maksimalnom potrošnjom ona radi neprekidno tokom dana (koeficijent korisnog dejstva crpki je  $\eta=70\%$ ). Prepostaviti da crpna stanica radi sa nepromenljivim protokom. Crpna stanica zahvata vodu iz crpnog bazena u kome je nivo vode 130,0 mnm, a ulaz vode u rezervoar R je na koti preliva. Potisni cevovod od I2 do R dimenzionisati tako da brzina tečenja ne bude veća od 1,5 m/s. Apsolutna hrapavost cevovoda I2-R je  $k=0,2$  mm.

- c) Za uslove maksimalne časovne potrošnje vode 2025. godine, i dubinu vode u rezervoaru R od 1,0 m skicirati pijezomeratsku liniju sa svim potrebnim kotama. Potrošači su ravnomerno rasporedeni duž cevi 1-2. Za cevovod I1-R usvojiti koeficijent trenja  $\lambda=0,020$ .

### R E Š E N J E:

---



---

- a) U narednoj tabeli dati su rezultati proračuna broja stanovnika ( $N_s$ ), specifične potrošnje vode ( $q$ ), srednje potrošnje vode u naselju A ( $\bar{Q}$ ), i maksimalne dnevne potrošnje vode u naselju A ( $Q_{max}^{dn}$ ), za karakteristične vremenske preseke:

godina	$p_s$ (%)	$N_s$	$q$ (l/st.dan)	$\bar{Q}$ (l/s)	$Q_{max}^{dn}$ (l/s)
1995		12500	280	40,5	56,7
2000		14143	290	47,5	66,5
2005	2,5	16001	300	55,6	77,9
2010		18104	310	65,0	91,0
2015		19988	320	74,0	103,6
2020	2,0	22069	330	84,3	118,0
2025		24366	340	95,9	134,3

Broj stanovnika se određuje prema jednačini (n-broj godina):

$$N_{s,t} = N_{s,0} \cdot (1 + p_s)^n$$

Kako se gradski (podeoni) rezervoari u vodovodnim sistemima planiraju i izvode tako da izravnaju neravnomernosti između dotoka i potrošnje u toku jednog dana, a voda sa izvorišta I1 se upućuje neprekidno u toku dana, to će izvorište I1 zadovoljavati potrebe za vodom naselja A sve dok je njegov kapacitet veći ili jednak prosečnoj potrošnji u danu sa maksimalnom potrošnjom ( $Q_{max}^{dn}$ ). Prema rezultatima u prethodnoj tabeli, može se zaključiti da će izvorište I1 zadovoljavati potrebe za vodom naselja A do 2001. godine.

- b) Za vodosnabdevanje naselja A u 2025. godini potrebno je da izvorišta imaju ukupan kapacitet jednak  $Q_{max}^{dn} = 134,3 \text{ l/s}$ . Kako je kapacitet izvorišta I1  $Q_{I1} = 70 \text{ l/s}$ , to je potrebna dodatna količina vode sa izvorišta I2 od oko  $64,3 \text{ l/s}$  (usvojeno  $65 \text{ l/s}$ ). Prema uslovima iz postavke zadatka, na izvorištu I2 kapacitet crpne stanice treba da bude  $Q_{I2} = 65 \text{ l/s}$ .

Dimenzionisanje potisnog cevovoda I2 - R:

Iz uslova za dimenzionisanje cevovoda  $v \leq 1,5 \text{ m/s}$  dobija se:

$$D \geq \sqrt{\frac{4Q_{I2}}{\pi v}} = 0,234 \text{ m} \quad ; \text{ usvojeno } \varnothing 250\text{mm}$$

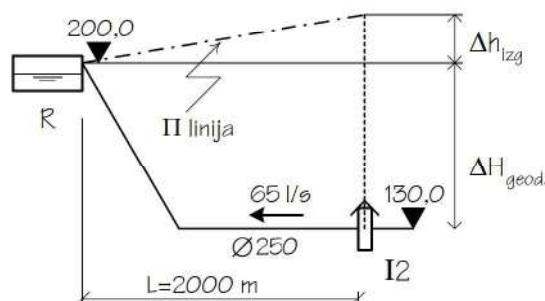
Napor i snaga crpne stanice:

Napor (visina dizanja)  $H_p$  crpne stanice kod I2 definisana je izrazom (član kinetičke energije se zanemaruje):

$$H_{np} = \Delta H_{geod.} + \Delta h_i$$

$\Delta H_{geod.} = 70 \text{ m}$  - razlika nivoa vode u usisnom bazenu i rezervoaru

$$\Delta h_i = \lambda \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \text{ - hidraulički gubici na potisnom cevovodu I2-R.}$$



Za proticaj  $Q_{I2}=65 \text{ l/s}$  srednja profilska brizna u cevi I2-R je  $v=1,32 \text{ m/s}$

Koeficijent trenja uvećavamo za 10% u odnosu na teorijsku vrednost da bi bili obuhvaćeni i lokalni gubici energije duž potisnog cevovoda:

$$v=1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \quad (\text{za } T_{vode}=10^\circ\text{C})$$

$$\lambda = 1,1 \cdot 0,115 \cdot \left( \frac{k}{D} + \frac{60}{Re} \right)^{0,25} = 0,023$$

$$\Delta h_i = 16,34 \text{ m}$$

Napor (visina dizanja) crpne stanice je:

$$H_{np}=86,34 \text{ m}$$

Snaga crpne stanice  $N$  je definisana izrazom:

$$N = \rho g \frac{Q_{I2} H_{np}}{\eta} \quad [\text{W}] \quad \text{odakle se dobija: } N=78,74 \text{ kW}$$

c) Maksimalna časovna potrošnja naselja A u 2025. godini je:

$$Q_{max}^h = k_{h,max} \cdot Q_{max}^{dn} = 201,45 \text{ l/s}$$

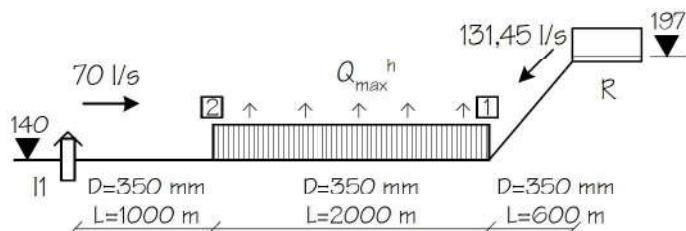
#### Deonica R-1:

Protok iz izvorišta I1 prema naselju je 70 l/s, pa je protok iz rezervoara  $Q_{R-1}$  prema naselju:

$$Q_{R-1} = Q_{max}^h - Q_{I1} = 131,45 \text{ l/s}$$

Brzina tečenja u cevi R-1 ( $\varnothing 350\text{mm}$ ) je

$$v_{R-1} = 1,37 \text{ m/s}$$



Gubitak energije na cevi R-1 je ( $\lambda=0,020$ ):

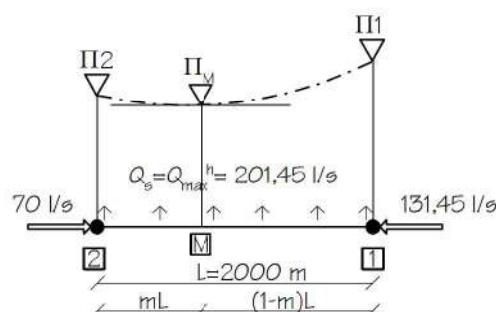
$$\Delta h_{R-1} = 3,26 \text{ m}$$

Pi kota u čvoru 1 dobija se preko uprošćene Bernulijeve jednačine postavljene za cev od R do čvora 1:

$$\Pi_1 = 197,0 - \Delta h_{R-1} = 193,74 \text{ mn}$$

Deonica 1-2 (glavni cevovod u naselju):

Proticaji i Pi linija za cev 1-2 izgledaju kao na skici:



Sa M je obeležena "mrtva tačka" - mesto na cevovodu gde je proticaj jednak nuli. Kako se proticaj  $Q_s$  jednakopodeljeno zahvata duž cevovoda 1-2, to se položaj mrtve tačke određuje na sledeći način:

$$Q_1 = 70 \text{ l/s} ; \quad Q_2 = 131,45 \text{ l/s}$$

$$m = \frac{Q_1}{Q_1 + Q_2} = 0,347$$

$$mL = 694 \text{ m} ; \quad (1-m) \cdot L = 1306 \text{ m}$$

Da bi se odredila  $\Pi$  kota u mrtvoj tački M posmatra se deo cevi 1-M, a proračun se vrši pomoću ekvivalentne brzine (objašnjeno u zadatku 3 b). Uzvodni proticaj  $Q_{uz}$  odgovara ukupnoj potrošnji na deonici cevi 1-M i iznosi 131,45 l/s, a nizvodni proticaj  $Q_{niz}$  odgovara proticaju u mrtvoj tački, tako da je jednak nuli:

$$Q_e = 0,55 \cdot Q_s + Q_{niz} = 0,55 \cdot 131,45 + 0 = 72,3 \text{ l/s}$$

$$v_e = 0,75 \text{ m/s}$$

Hidraulički gubitak na denici 1-M je:

$$\Delta h_{1-M} = 0,020 \cdot \frac{1306 \text{ m}}{D} \cdot \frac{v_e^2}{2g} = 2,15 \text{ m}$$

Pijezometarska kota u M je:

$$\Pi_M = \Pi_1 - \Delta h_{1-M} = 191,59 \text{ mm}$$

$\Pi$  kota u čvoru 2 odrediće se na sličan način, a razmatra se deonica cevi M-2:

$$Q_e = 0,55 \cdot Q_s + Q_{niz} = 0,55 \cdot 70 + 0 = 38,5 \text{ l/s}$$

$$v_e = 0,40 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_{2-M} = 0,020 \cdot \frac{694 \text{ m}}{D} \cdot \frac{v_e^2}{2g} = 0,32 \text{ m}$$

Pijezometarska kota u M je:

$$\Pi_2 = \Pi_M + \Delta h_{2-M} = 191,91 \text{ mm}$$

Deonica I1-2:

Proticaj i brzina tečenja na deonici I1 - 2 su:

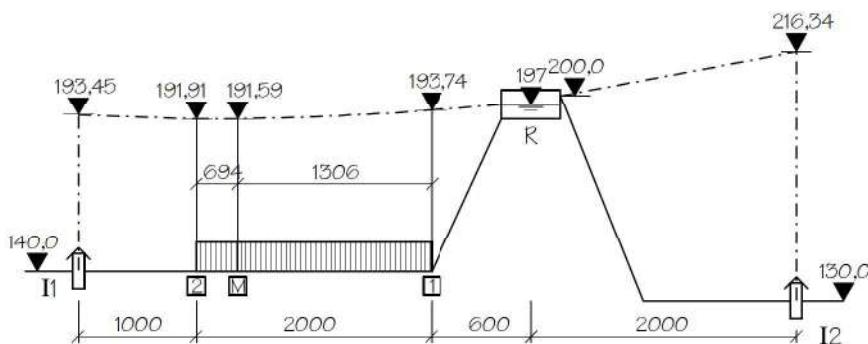
$$Q=70 \text{ l/s}; \quad v=0,73 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_{I1-2} = 1,54 \text{ m}$$

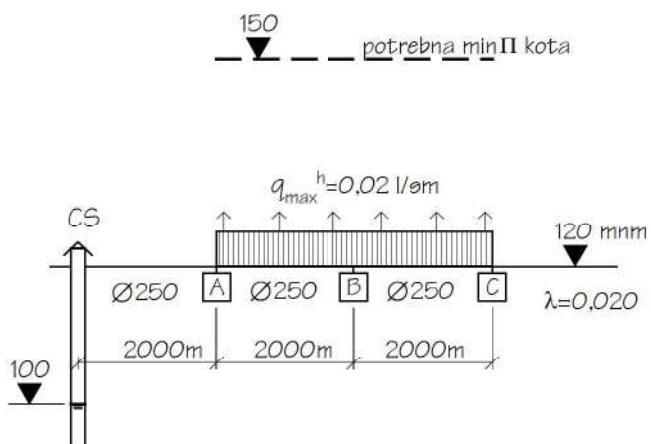
Pijezometarska kota u I1 je (brzinske visine se zanemaruju):

$$\Pi_{I1} = \Pi_2 + \Delta h_{I1-2} = 193,45 \text{ mm}$$

Pijezometarska linija za uslove maksimalne časovne potrošnje vode u naselju A 2025. godine:



- 7.** Zadat je uzdužni profil glavnog cevovoda u jednom ravniciarskom naselju. Nivo vode u bunaru je na koti 100,00 mnm. Crpka u bunaru radi neprekidno u danima najveće potrošnje. Računati sa nepromenljivim kapacitetom crpke u bunaru, jednakim srednjoj potrošnji u danu najveće potrošnje, koja je jednaka polovini časovnog maksimuma.



- a) Skicirati pijezometarske linije za vreme satnog maksimuma potrošnje vode i vreme kad je potrošnja jednaka nuli, i to za tri slučaja:
- rezervoar (vodotoranj) se nalazi u čvoru (A),
  - rezervoar (vodotoranj) se nalazi u sredini naselja (B),
  - rezervoar (vodotoranj) se nalazi na kraju naselja (C).

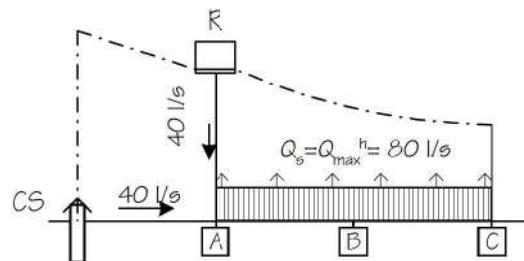
Najniža pijezometarska kota u naselju treba da je u sva tri slučaja 150,00 mnm, za vreme satnog maksimuma, sa praznim rezervoarom. Pijezometarske linije za potrošnju vode jednaku nuli vezati za nivo u punom rezervoaru koji je za 6,00 m viši od dna rezervoara. U svim slučajevima pretpostaviti da se punjenje i pražnjenje rezervoara - vodotornja odvija kroz istu cev.

- b) Izračunati dnevnu potrošnju električne energije u danima najveće potrošnje u navedena tri slučaja. Računati sa prosečnim naporom crpke.
- c) Uporediti ova tri rešenja sa gledišta rasporeda pritiska u naselju i potrošnje energije.

**R E Š E N J E:**

a1) Rezervoar se nalazi na kraju naselja bliže bunaru (A):

Maksimalna časovna potrošnja vode u naselju

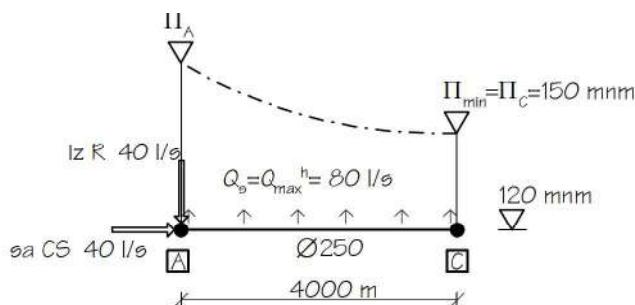


$$Q_{max}^h = q_{max}^h \cdot L = 0,02 \text{ l/sm} \cdot 4000 \text{ m} = 80 \text{ l/s}$$

proticaj koji daje crpka:

$$Q_{CS} = Q_{max}^{dn} = 0,5 \cdot Q_{max}^h = 40 \text{ l/s}$$

Deonica A-C:



$$Q_e = 0,55Q_s + Q_{niz}$$

$$Q_e = 0,55 \cdot 80 \text{ l/s} = 44 \text{ l/s}; v_e = 0,90 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_{A-C} = \lambda \cdot \frac{4000}{0,25} \cdot \frac{v_e^2}{2g} = 13,10 \text{ m}$$

$$\Pi_C = \Pi_{\min} = 150 \text{ mnmm}$$

$$\Pi_A = \Pi_R(Q_{\max}^h) = \Pi_C + \Delta h_{A-C} = 163,10 \text{ mnmm}$$

$$\Delta h_{CS-A} = \lambda \cdot \frac{2000}{0,25} \cdot \frac{v_{CS-A}^2}{2g} = 5,42 \text{ m}$$

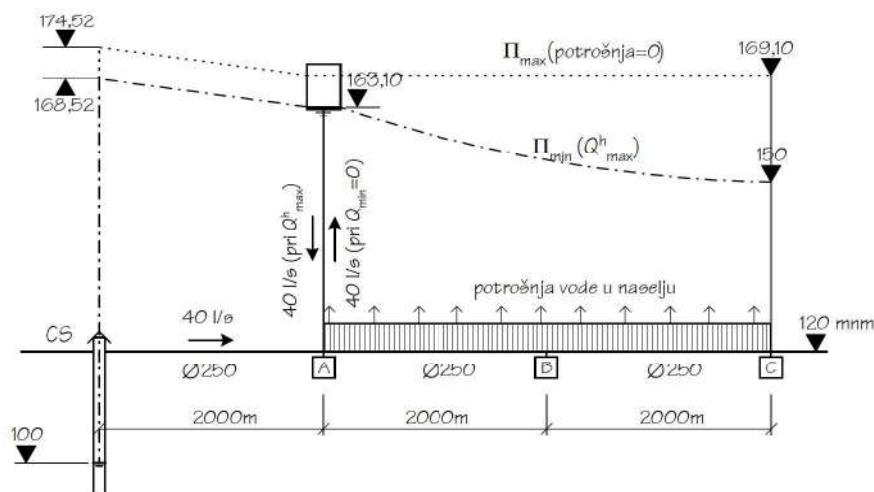
$$\Pi_{CS} = \Pi_A + \Delta h_{CS-A} = 168,52 \text{ mnmm}$$

Potrošnja vode u naselju jednaka nuli ( $Q=0$ )

$$\Pi_R(Q=0) = 6 + \Pi_R(Q_{\max}^h) = 6 + 163,10 = 169,10 \text{ mnmm}$$

$$\Pi_B = \Pi_C = \Pi_R = 169,10 \text{ mnmm}$$

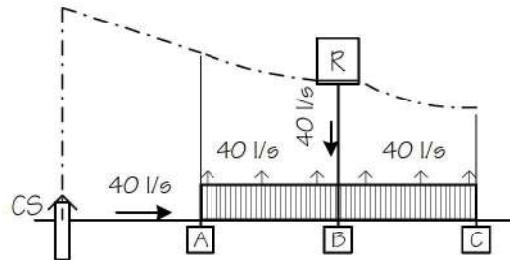
$$\Pi_{CS}(Q=0) = \Pi_R(Q=0) + \Delta h_{CS-A} = 174,52 \text{ mnmm}$$



a2) Rezervoar se nalazi u sredini naselja (B)

Maksimalna časovna potrošnja vode u naselju

$$\Pi_C = \Pi_{min} = 150 \text{ mnm}$$



Deonica B - C:

$$Q_e = 0,55 \cdot 40 \text{ l/s} = 22 \text{ l/s}; v_e = 0,45 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_{B-C} = \lambda \cdot \frac{2000}{0,25} \cdot \frac{v_e^2}{2g} = 1,64 \text{ m}$$

$$\Pi_B = \Pi_R(Q_{max}^h) = \Pi_C + \Delta h_{B-C} = 151,64 \text{ mnm}$$

$$\Delta h_{A-B} = \Delta h_{B-C}$$

$$\Pi_A = \Pi_B + \Delta h_{A-B} = 153,28 \text{ mnm}$$

$$\Pi_{CS} = \Pi_A + \Delta h_{CS-A} = 158,70 \text{ mnm}$$

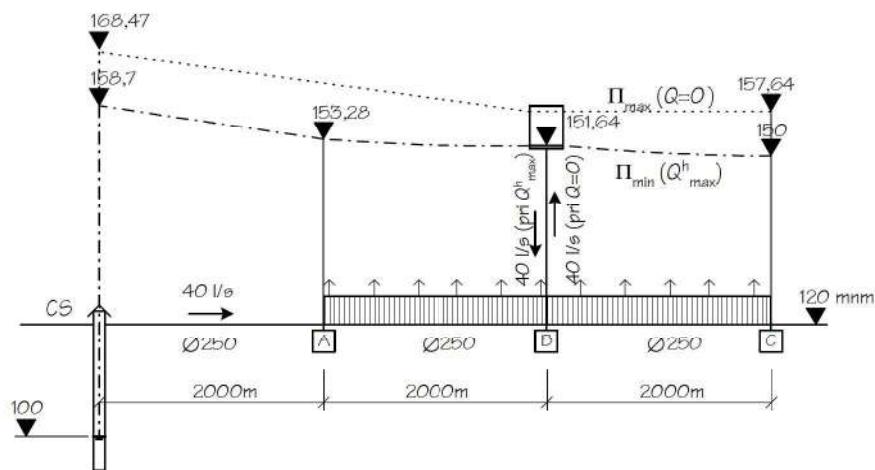
Potrošnja vode u naselju jednaka nuli ( $Q=0$ )

$$\Pi_R(Q=0) = 6 + \Pi_R(Q_{max}^h) = 6 + 151,64 = 157,64 \text{ mnm}$$

$$\Pi_C = 157,64 \text{ mnm}$$

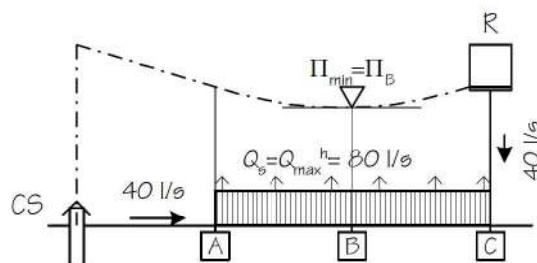
$$\Delta h_{CS-B} = \lambda \cdot \frac{4000}{0,25} \cdot \frac{v_{CS-B}^2}{2g} = 10,83 \text{ m}$$

$$\Pi_{CS}(Q=0) = \Pi_R(Q=0) + \Delta h_{CS-B} = 157,64 + 10,83 = 168,47 \text{ mnm}$$



a3) Rezervoar se nalazi na suprotnom kraju naselja (C)

#### Maksimalna časovna potrošnja vode u naselju



Mrtva tačka je u tački B:

$$m = \frac{Q_{A-C}}{Q_{max}^h} = \frac{40}{80} = 0,5$$

$$Q_e = 0,55 \cdot 40 + 0 = 22 \text{ l/s} ; \quad v_e = 0,45 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_{C-B} = \lambda \cdot \frac{2000}{0,25} \cdot \frac{v_e^2}{2g} = 1,64 \text{ m}$$

$$\Pi_B = \Pi_{min} = 150 \text{ mnmm}$$

$$\Pi_C = \Pi_R(Q_{max}^h) = \Pi_A = \Pi_B + \Delta h_{C-B} = 151,64 \text{ mnmm}$$

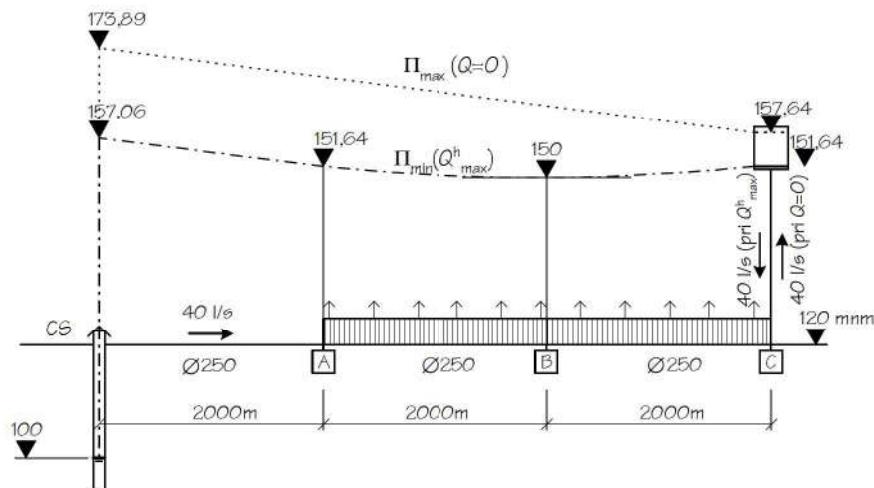
$$\Pi_{CS} = \Pi_A + \Delta h_{CS-A} = 157,06 \text{ mnmm}$$

Potrošnja vode u naselju jednaka nuli ( $Q=0$ )

$$\Pi_R(Q=0) = 6 + \Pi_R(Q_{max}^h) = 6 + 151,64 = 157,64 \text{ mnmm}$$

$$\Delta h_{CS-C} = \lambda \cdot \frac{6000}{0,25} \cdot \frac{v_{CS-C}^2}{2g} = 16,25 \text{ m}$$

$$\Pi_{CS}(Q=0) = \Pi_R(Q=0) + \Delta h_{CS-C} = 157,64 + 16,25 = 173,89 \text{ mnmm}$$



- b) Proračun dnevne potrošnje električne energije  $E_{dn}$  izvršiće se usvajajući da je  $\Pi$  kota na potisu crpke,  $\bar{\Pi}_{CS}$ , jednaka prosečnoj  $\Pi$  koti, i da se ne menja tokom dana. Protok crpne stanice je nepromenljiv (40 l/s) a usvojen je koeficijent korisnog dejstva crpke  $\eta=70\%$ . Rezultati proračuna su dati u tabeli:

varijanta	$\bar{\Pi}_{CS}$ (mnm)	$\bar{H}_{CS}$ (m)	$Q_{CS}$ (l/s)	$N_{CS}$ (kW)	$E_{dn}$ (kWh)
a1	171,52	71,52	40	40,09	962,2
a2	163,58	63,58	40	35,64	855,5
a3	165,48	65,48	40	36,70	880,9

- c) Prema rezultatima iz tačke b) može se zaključiti da se najmanja potrošnja električne energije ostvaruje u varijanti a2. Prema rezultatima iz tačke a) može se zaključiti da varijante a2 i a3 daju manju potrebnu visinu vodotornja, što je povoljno sa stanovišta cene izgradnje ovog objekta. Ako razmatramo oscilacije pritiska u vodovodnoj mreži između stanja sa minimalnom i maksimalnom potrošnjom vode u naselju može se zaključiti da su one najmanje u varijanti a2 (u vodovodnim mrežama je povoljno da oscilacije pritiska u toku dana budu što manje jer one dovode do "zamora materijala" i oštećenja cevovoda). Sa druge strane, varijanta a1 je povoljnija zato što obezbeđuje najmanje promene uslova rada CS. Na osnovu svega iznetog, može se zaključiti da je najpovoljnija varijanta a2 (vodotoranj u sredini naselja u tački B).

Rešenje ovog zadatka je približno zbog toga što crpka ne može davati isti proticaj za različite visine dizanja. Detaljnije o radu crpki u primerima 12 i 13 u ovoj knjizi.

- 8.** Izvorište jednog naselja ima kapacitet 60 l/s i locirano je na uzvišenju pored naselja tako da voda može iz njega da se dovede do potrošača gravitacijom. Specifična potrošnja vode u naselju je 400 l/st.dan a koeficijenti neravnomernosti potrošnje su  $k_{dn,max}=1,3$  i  $k_{h,max}=1,5$ . U blizini izvorišta, između izvorišta i naselja, planira se izgradnja ukopanog betonskog gradskog rezervoara.
- a) Odrediti maksimalan broj stanovnika u naselju koji se može priključiti na vodovodni sistem i za koje je obezbeđeno uredno vodosnabdevanje, i to za slučajevе:
- u sistemu ne postoji gradski rezervoar
  - u sistemu postoji gradski rezervoar
- b) Odrediti potrebnu zapreminu rezervoara ako se u naselju može javiti jedan požar u trajanju od  $2^h$  za čije gašenje je potrebno obezbediti protok od 15 l/s. Nedostajuće podatke usvojiti uz obrazloženje.
- c) Skicirati zatvaračnicu rezervoara sa potrebnim cevnim vezama.

---

### R E Š E N J E:

---

**a) U sistemu ne postoji gradski rezervoar**

Kada nema gradskog (podeonog) rezervoara u vodovodu ne postoji mogućnost izravnavanja neravnomernosti između dotoka vode i potrošnje, tako da kapacitet izvorišta  $Q_{izv}$  mora zadovoljiti maksimalnu potrošnju vode koja se javlja u naselju, a to je maksimalna časovna potrošnja -  $Q_{max}^h$ :

$$Q_{izv} = Q_{max}^h = \bar{Q} \cdot k_{dn,max} \cdot k_{h,max}$$

Korišćenjem podatka o specifičnoj potrošnji vode dobija se traženi maksimalni broj priključenih stanovnika  $N_s$  za slučaj da gradski rezervoar ne postoji:

$$N_s = \frac{Q_{izv}}{q \cdot 1,3 \cdot 1,5} = 6646 \text{ stanovnika}$$

### U sistemu postoji gradski rezervoar

Jedna od osnovnih funkcija gradskih rezervoara u vodovodima je izravnanje neravnomernosti između dotoka vode sa izvorišta i potrošnje vode kod potrošača - naselja. Gradski rezervoari se izvode tako da imaju dovoljnu zapreminu da izravnaju ove neravnomernosti u toku jednog dana (24 h), i to dana u kome je potrošnja vode najveća. Znači, u slučaju da u vodovodnom sistemu postoji gradski rezervoar proticaj koji se upućuje sa izvorišta prema naselju  $Q_{izv}$  mora biti veći ili jednak prosečnoj potrošnji u danu sa maksimalnom potrošnjom vode  $Q_{max}^{dn}$ , odnosno u graničnom slučaju:

$$Q_{izv} = Q_{max}^{dn} = \bar{Q} \cdot k_{dn,max}$$

Na sličan način kao i u tački a) određuje se maksimalni broj stanovnika koji se mogu priključiti na vodovod:

$$N_s = 9969 \text{ stanovnika}$$

- b) Zapremina rezervora  $V_R$  određuje se kao zbir zapremina potrebnih za izravnanje neravnomernosti između dotoka i potrošnje  $V_i$ , zapremine potrebne za gašenje požara u naselju  $V_p$  i zapremine koja služi za snabdevanje vodom u nepredviđenim slučajevima (kvar, popravke, i sl.)  $V_k$ :

$$V_R = V_i + V_p + V_k$$

Zapremina za izravnanje  $V_i$  najtačnije se određuje bilansiranjem dotoka i potrošnje u toku jednog dana (24 časa), i to dana sa najvećom potrošnjom vode. Ukoliko se ne raspolaze podacima o neravnomernostima potrošnje vode u toku dana,  $V_i$  može se proceniti sledećim izrazom:

$$V_i = a \cdot V_{max}^{dn}$$

gde su:  $V_{max}^{dn}$  - zapremina vode koja se utroši u naselju u toku dana sa najvećom potrošnjom vode,  $a$  - koeficijent čija vrednost zavisi od načina doticanja vode sa izvorišta u sistem. Koeficijent  $a$  može imati vrednost 0 u slučaju da dotok prati potrošnju, za slučaj neprekidnog

i jednolikog doticanja u toku dana ovaj koeficijent ima vrednost oko 0,2 , dok je njegova vrednost veća ukoliko se voda dovodi nejednoliko (npr. samo noću).

Kako je kapacitet izvorišta 60 l/s i voda se može jednoliko uvoditi u rezervoar usvojen je koeficijent  $\alpha = 0,2$ :

$$\mathbb{V}_i = 0,2 \cdot V_{max}^{dn} = 0,2 \cdot 0,060 \frac{m^3}{s} \cdot 24 \cdot 3600s = 1036,8 \text{ m}^3$$

Zapremina  $\mathbb{V}_p$  definisana je protokom potrebnim za gašenje požara i trajanjem požara, što je zadato zadatkom:

$$\mathbb{V}_p = 2h \cdot 3600 \frac{s}{h} \cdot 0,015 \frac{m^3}{s} = 108 \text{ m}^3$$

U ovom proračunu je usvojeno da je  $\mathbb{V}_k$  jednaka zapremini koja odgovara četvorosatnom protoku  $Q_{max}^{dn}$  (ili 16,7% od ukupne zapremine vode koja se potroši u naselju u danu maksimalne potrošnje vode):

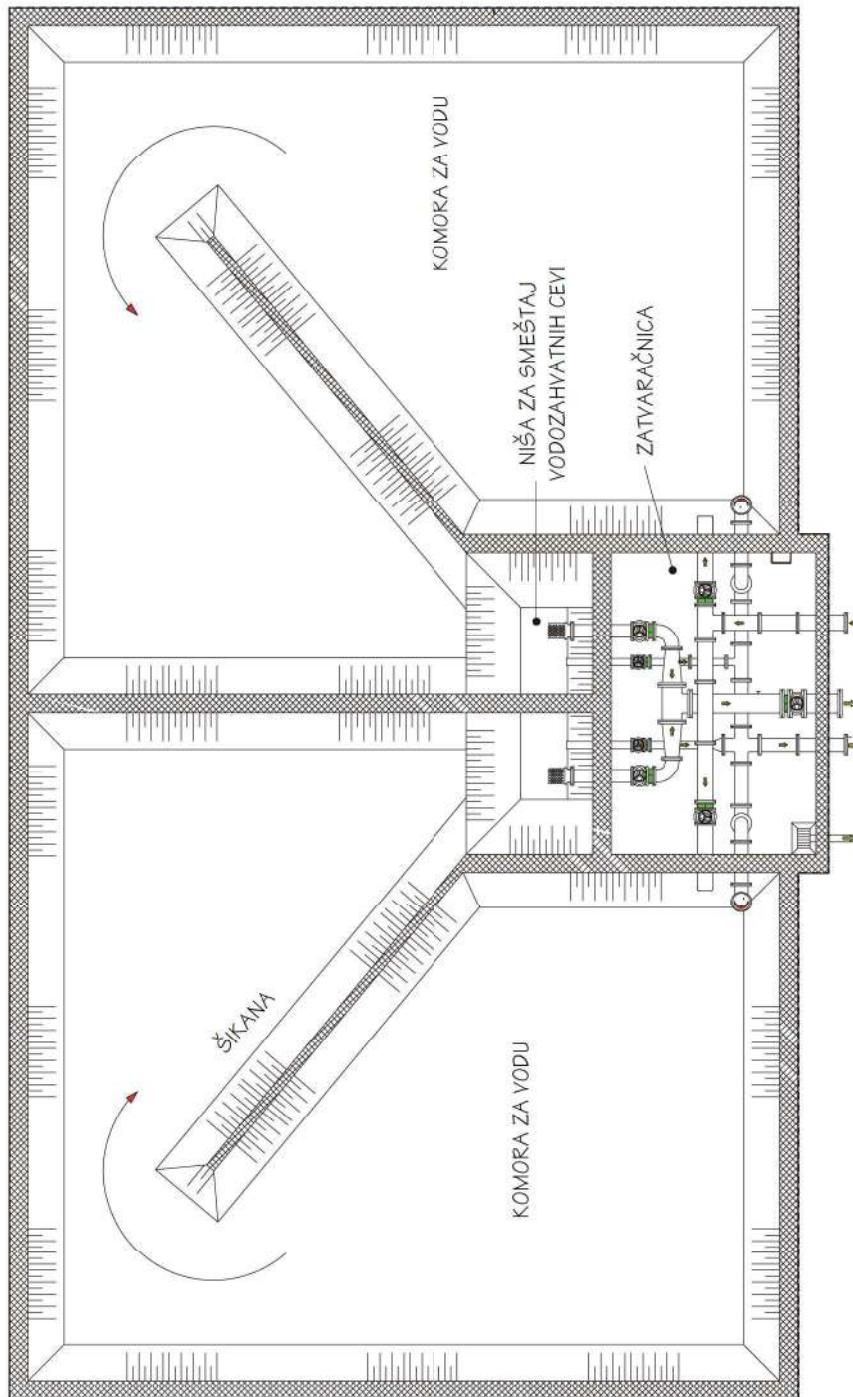
$$\mathbb{V}_k = 4h \cdot Q_{max}^{dn} = 4h \cdot 3600 \frac{s}{h} \cdot 0,060 \frac{m^3}{s} = 864 \text{ m}^3$$

Potrebna zapremina rezervoara je:

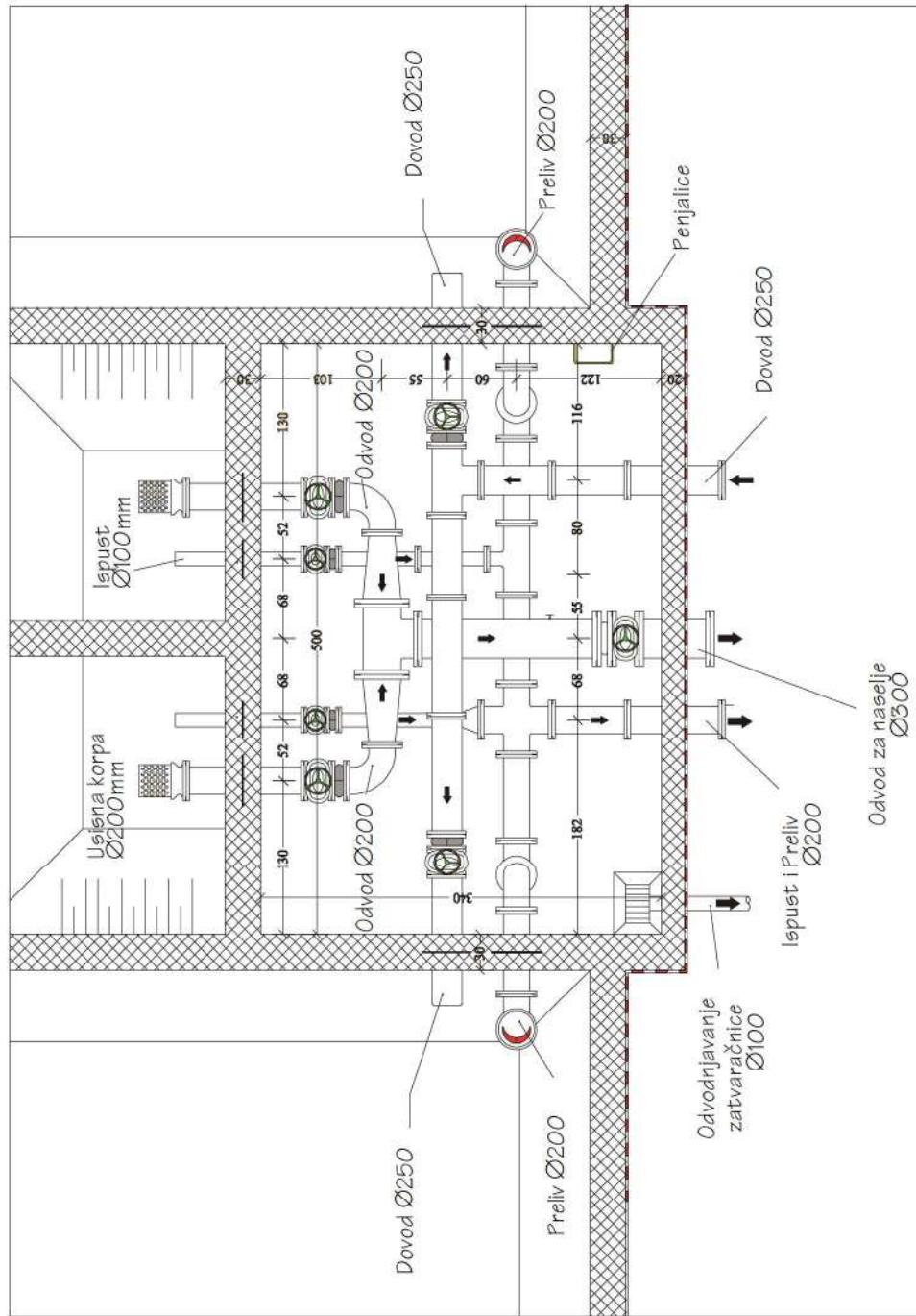
$$\mathbb{V}_R = 2008,8 \text{ m}^3 ; \text{ usvaja se zapremina } \mathbb{V}_R = 2000 \text{ m}^3$$

- c) Usvojen je ukopani betonski rezervoar sa dve komore od po  $1000 \text{ m}^3$  i dubine vode 4 m. Kako je ukopani rezervoar lociran između grada i izvorišta to je pravilno usvojiti posebne cevi za punjenje rezervoara (dotok vode sa izvorišta) i pražnjenje (odvod ka naselju). Ove cevi su dimenzionisane tako da pri maksimalnim proticajima brzina u njima ne prelazi  $1,5 \text{ m/s}$ . Takođe su predviđene i cevi za isput vode iz rezervoara, cevi za odvodnjavanje zatvaračnice i sigurnosni preliv kao zaštita od potapanja rezervoara.

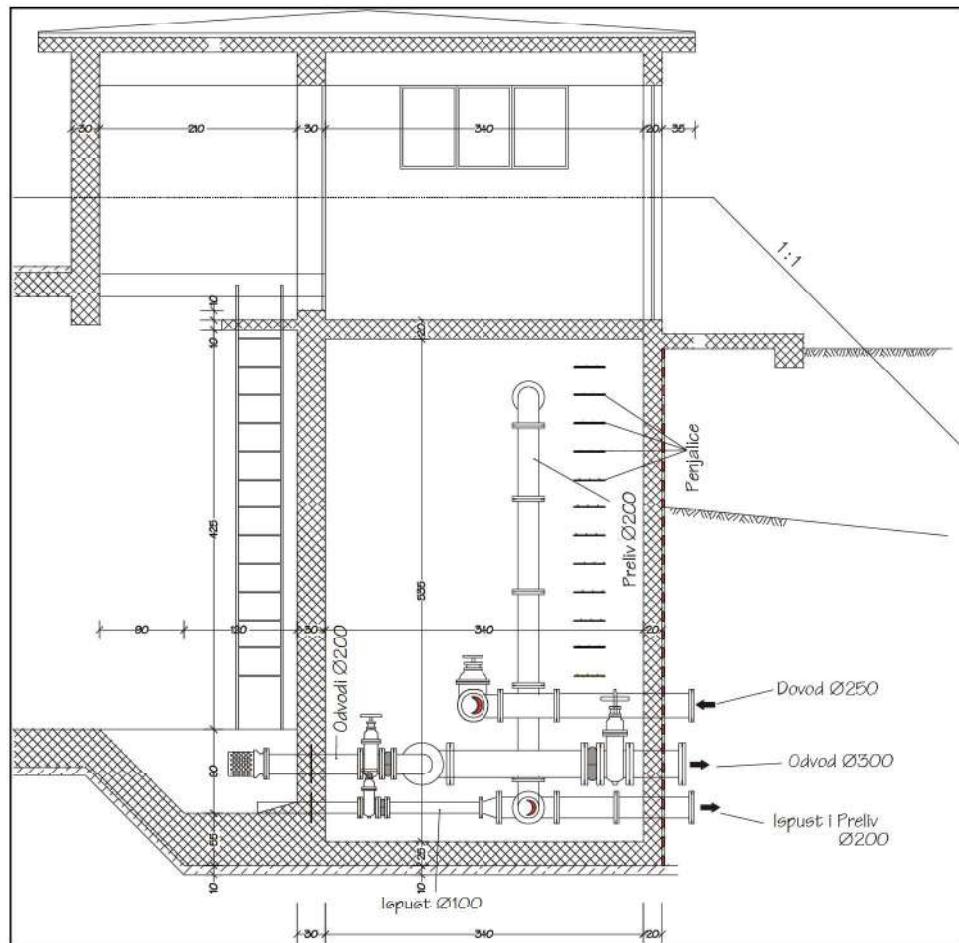
Osnova rezervoara, osnova i vertikalni presek zatvaračnice zajedno sa cevnim vezama i potrebnom vodovodnom armaturom prikazani su na narednim slikama.



*Osnova betonskog ukopanog rezervoara*



## *Osnova zatvaračnice rezervoara sa cevnim vezama*



Vertikalni presek kroz zatvaračnicu rezervoara sa cevnim vezama

**9.** Naselje "A" 1995. godine ima 12000 stanovnika, i specifičnu potrošnju vode od 260 l/st.dan. U periodu 1995. - 2020. godina predviđa se rast broja stanovnika u naselju "A" po stopi od 3,5% godišnje. U istom periodu predviđa se rast specifične potrošnje vode po stopi od 2,5% godišnje. U navedenom periodu koeficijent dnevne neravnomernosti je konstantan i iznosi 1,40 . Snabdevanje vodom naselja "A" predviđa se sa jednog izvorišta.

- Odrediti broj stanovnika, specifičnu potrošnju vode, srednju dnevnu potrošnju i prosečnu potrošnju u danu maksimalne potrošnje vode i to u 1995, 2000, 2010, i 2020 godini.
- Odrediti potrebnu zapreminu rezervoara za izravnjanje neravnomernosti između dotoka i potrošnje u 2020. godini, ako su koeficijenti časovne neravnomernosti potrošnje vode u naselju "A"

$t$ (čas)	0-5	5-8	8-12	12-15	15-16	16-18	18-21	21-24
$k_h$ (-)	0,40	1,40	1,20	1,25	1,60	1,35	1,00	0,65

za sledeća dva slučaja:

- Dotok vode sa izvorišta je neprekidan i nepromenljiv tokom dana.
- Dotok vode sa izvorišta je nepromenljiv; voda dotiče sa izvorišta samo u periodima od 22<sup>00</sup> - 06<sup>00</sup> časova i od 14<sup>00</sup> - 17<sup>00</sup> časova.

#### R E Š E N J E:

---

- U narednoj tabeli dati su rezultati proračuna broja stanovnika ( $N_s$ ), specifične potrošnje vode ( $q$ ), srednje potrošnje vode u naselju A ( $\bar{Q}$ ), i prosečne potrošnje u danu maksimalne potrošnje vode u naselju A ( $Q_{max}^{dn}$ ), za karakteristične vremenske preseke:

godina	$N_s$ (st.)	$q$ (l/st.dan)	$\bar{Q}$ (l/s)	$Q_{max}^{dn}$ (l/s)
1995	12000	260,0	36,1	50,6
2000	14252	294,2	48,5	67,9
2010	20104	376,6	87,6	122,7
2020	28359	482,0	158,2	221,5

Veličine iz tabele se računaju prema:

$$N_{s,i} = N_{s,k} \left( 1 + \frac{p_s}{100} \right)^{i-k}$$

$$q_i = q_k \left( 1 + \frac{p_s}{100} \right)^{i-k}$$

$$\bar{Q} = N_{s,i} \cdot q_i$$

$$Q_{max}^{dn} = k_{dn,max} \bar{Q}$$

- b) Potrebna zapremina rezervoara za izravnjanje biće određena proračunom bilansa dotoka vode u rezervoar i potrošnje vode u naselju u toku jednog dana (24 časa). Proračun se sprovodi za potrošnju u danu sa maksimalnom potrošnjom  $Q_{max}^{dn} = 221,5 \text{ l/s}$ .

#### Slučaj b1)

Dotok vode sa izvorišta  $Q_{izv}$  je neprekidan i nepromenljiv u toku dana tako da mora biti jednak  $Q_{max}^{dn} = 221,5 \text{ l/s}$ .

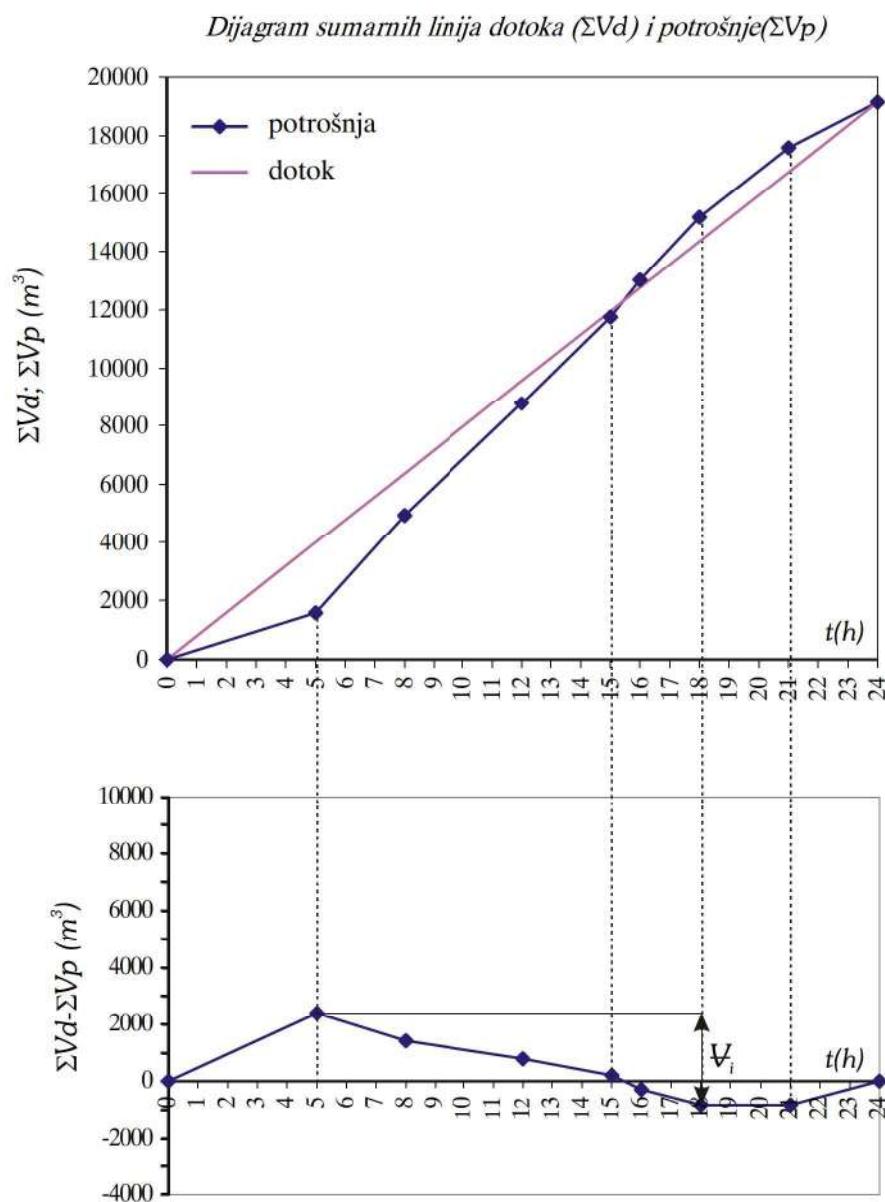
$t$ (h)	$\Delta t$ (h)	$k_h$ (-)	$Q_i^h$ (l/s)	$V_p$ (m <sup>3</sup> )	$\Sigma V_p$ (m <sup>3</sup> )	$V_d$ (m <sup>3</sup> )	$\Sigma V_d$ (m <sup>3</sup> )	$\Sigma V_d - \Sigma V_p$ (m <sup>3</sup> )
0			0	0	0	0	0	0
5	5	0,40	88,6	1594,8	1594,8	3987,0	3987,0	2392,2
8	3	1,40	310,1	3349,1	4943,9	2392,2	6379,2	1435,3
12	4	1,20	265,8	3827,5	8771,4	3189,6	9568,8	797,4
15	3	1,25	276,9	2990,3	11761,7	2392,2	11961,0	199,4
16	1	1,60	354,4	1275,8	13037,5	797,4	12758,4	-279,1
18	2	1,35	299,0	2153,0	15190,5	1594,8	14353,2	-837,3
21	3	1,00	221,5	2392,2	17582,7	2392,2	16745,4	-837,3
24	3	0,65	144,0	1554,9	19137,6	2392,2	19137,6	0,0

$$Q_i^h = Q_{max}^{dn} \cdot k_h ; \text{ potrošnja vode u naselju u intervalu } \Delta t$$

$$V_p = Q_i^h \cdot \Delta t ; \text{ zapremina potrošene vode u naselju u intervalu } \Delta t$$

$$V_d = Q_{izv} \cdot \Delta t ; \text{ zapremina doteke vode sa izvorišta u intervalu } \Delta t$$

Rezultati proračuna su prikazani na narednim dijagramima:



Zapremina za izravnjanje je

$$V_i = 2392,2 - (-837,3) = 3229,5 \text{ m}^3$$

ili 16,9% od ukupne zapremine vode koja se utroši u naselju u toku dana sa maksimalnom potrošnjom vode ( $Q_{max}^{dn} = 221,5 \text{ l/s}$ ).

### Slučaj b2)

Kako se doticanje vode sa izvorišta odvija od 22<sup>00</sup> do 06<sup>00</sup> časova i od 14<sup>00</sup> do 17<sup>00</sup> časova, odnosno ukupno 11 časova u toku dana, to protok vode sa izvorišta  $Q_{izv}$  u periodima kada se voda upućuje u vodovodni sistem mora biti:

$$Q_{izv} = Q_{max}^{dn} \cdot \frac{24}{11} = 483,3 \text{ l/s}$$

Na isti način kao i u slučaju b1, odrediće se zapremina za izravnjanje:

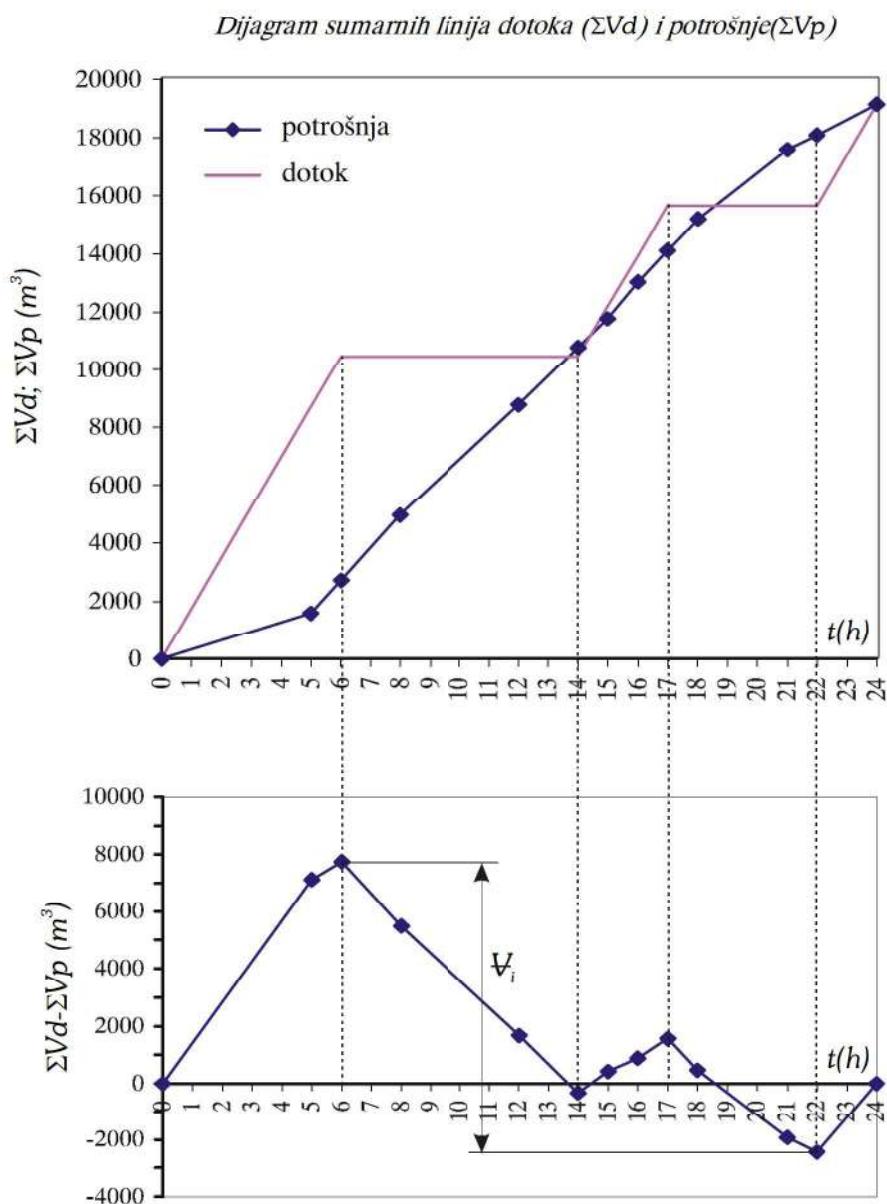
$t$ (h)	$\Delta t$ (h)	$k_h$ (-)	$Q_{izv}^h$ (l/s)	$V_p$ (m <sup>3</sup> )	$\Sigma V_p$ (m <sup>3</sup> )	$V_d$ (m <sup>3</sup> )	$\Sigma V_d$ (m <sup>3</sup> )	$\Sigma V_d - \Sigma V_p$ (m <sup>3</sup> )
0			0	0	0	0	0	0
5	5	0,40	88,6	1594,8	1594,8	8698,9	8698,9	7104,1
6	1	1,40	310,1	1116,4	2711,2	1739,8	10438,7	7727,5
8	2	1,40	310,1	2232,7	4943,9	0,0	10438,7	5494,8
12	4	1,20	265,8	3827,5	8771,4	0,0	10438,7	1667,3
14	2	1,25	276,9	1993,5	10764,9	0,0	10438,7	-326,2
15	1	1,25	276,9	996,8	11761,7	1739,8	12178,5	416,8
16	1	1,60	354,4	1275,8	13037,5	1739,8	13918,3	880,8
17	1	1,35	299,0	1076,5	14114,0	1739,8	15658,1	1544,1
18	1	1,35	299,0	1076,5	15190,5	0,0	15658,1	467,6
21	3	1,00	221,5	2392,2	17582,7	0,0	15658,1	-1924,6
22	1	0,65	144,0	518,3	18101,0	0,0	15658,1	-2442,9
24	2	0,65	144,0	1036,6	19137,6	3479,6	19137,6	0,0

Zapremina za izravnjanje je

$$V_i = 7727,5 - (-2442,9) = 10170,4 \text{ m}^3$$

ili 53,1% od ukupne zapremine vode koja se utroši u naselju u toku dana sa maksimalnom potrošnjom vode ( $Q_{max}^{dn} = 221,5 \text{ l/s}$ ).

Rezultati proračuna su prikazani i na narednim dijagramima:



- 10.** Nakon prečišćavanja, voda se preko crpne stanice čiste vode (CS1) upućuje u rezervoar R1 iz koga se snabdeva vodom prva visinska zona naselja A. U crpnoj stanici CS1 su instalirane dve radne pumpe. Na potisnom cevovodu od CS1 do rezervoara R1 nema priključenih potrošača. Iz rezervoara R1, preko crpne stanice druge visinske zone (opremljene sa jednom radnom pumpom), deo vode se pumpa u rezervoar druge visinske zone. U prvoj visinskoj zoni naselja A ima ukupno 8000 stanovnika a industrijskih potrošača nema. U cilju određivanja potrošnje u prvoj visinskoj zoni izvršena su merenja dubine vode u rezervoaru R1 i praćen je rad crpnih stanica u toku 24 sata. U tabeli u nastavku prikazane su merene dubine vode u rezervoaru R1 tokom 24 sata. U crpnoj stanici CS1 u periodu od 6:00 do 10:00 časova radila je jedna pumpa sa 20 l/s, dok su u ostalom delu dana radile obe pumpe sa ukupno 36 l/s. Crpna stanica druge zone nije radila u periodu 6:00 do 13:00 časova a kada radi potiskuje 8 l/s. Rezervoar prve zone R1 ima zapreminu od  $1200 \text{ m}^3$  pri maksimalnoj dubini vode od 4,0 m. U narednoj tabeli su prikazane i merene dubine vode u rezervoaru R1.

$t \text{ (h)}$	0:00	1:00	2:00	3:00	4:00	5:00	6:00
$H \text{ (m)}$	2,20	2,50	2,80	3,10	3,25	3,40	3,20
$t \text{ (h)}$	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00
$H \text{ (m)}$	3,00	2,70	2,60	2,45	2,20	2,00	1,80
$t \text{ (h)}$	14:00	15:00	16:00	17:00	18:00	19:00	20:00
$H \text{ (m)}$	1,50	1,15	0,90	1,00	1,20	1,40	1,50
$t \text{ (h)}$	21:00	22:00	23:00	24:00			
$H \text{ (m)}$	1,55	1,75	2,00	2,30			

Na osnovu izmerenih dubina vode i poznatog režima rada crpnih stanica, odrediti:

- Dijagram koeficijenta časovne neravnomernosti potrošnje vode u prvoj visinskoj zoni naselja u toku razmatranog vremenskog intervala od 24 h, kao i njihove ekstremne vrednosti.
- Specifičnu potrošnju vode u prvoj visinskoj zoni naselja A, ako se zna da dana kada su izvršena merenja, prosečna potrošnja u toku dana bila 30% veća od prosečne godišnje potrošnje.

**R E Š E N J E:**

- a) U odnosu na prethodni primer gde je bila zadata potrošnja a tražila se promena zapremine (za potrebe određivanja zapremine za izravnanje) ovde je problem obrnut - zadat je nivogram u rezervoaru i dotok vode u njega, a traži se potrošnja vode.

Površina rezervoara R1:  $A_{R1}=300 \text{ m}^2$

$\Delta V_{R1}$  - promena zapremine u rezervoaru R1:

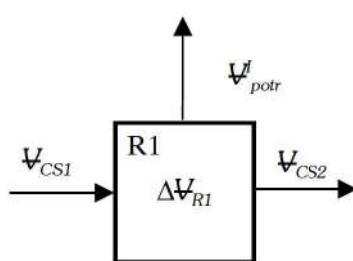
$$\Delta V_{R1} = A_{R1} \cdot h_{R1}$$

$V_{CS1}$  - dotok u rezervoar R1 sa crpne stanice CS1 u toku 1h:

$$V_{CS1} = Q_{CS1} \cdot \Delta t (1h)$$

$V_{CS2}$  - isticanje iz R2 u toku 1h (plasman vode u II zonu):

$$V_{CS2} = Q_{CS2} \cdot \Delta t (1h)$$



promena zapremine u rezervoaru R1 u toku 1h:

$$\Delta V_R = V_{R1}^t - V_{R1}^{t-1}$$

$V_potr$  - isticanje iz R1 (potrošnja vode u I zoni u toku 1h)

$$\Delta V_{R1} = V_{CS1} - V_{CS2} - V_potr$$

$$V_potr = V_{CS1} - V_{CS2} - \Delta V_{R1}$$

Proračun je sproveden u narednoj tabeli:

		broj crpki koje rade u CS1	protok CS1	broj crpki koje rade u CS2	protok CS2	dubina vode u R1	zapremina vode u R1	dotok sa CS1 u R1	dotok u R2 iz CS2	promena zapreme vode u R1	potrošnja vode u I zoni
<i>t</i> (h)	(-)	$Q_{CS1}$ (l/s)	(-)	$Q_{CS2}$ (l/s)	(-)	$h_{R1}$ (m)	$V_{R1}$ ( $m^3$ )	$V_{CS1}$ ( $m^3$ )	$V_{CS2}$ ( $m^3$ )	$\Delta V_R$ ( $m^3$ )	$\Delta V_{potr}^I$ ( $m^3$ )
0	2	36	1	8	2,20	660	-	-	-	-	-
1	2	36	1	8	2,50	750	129,6	28,8	90	10,8	
2	2	36	1	8	2,80	840	129,6	28,8	90	10,8	
3	2	36	1	8	3,10	930	129,6	28,8	90	10,8	
4	2	36	1	8	3,25	975	129,6	28,8	45	55,8	
5	2	36	1	8	3,40	1020	129,6	28,8	45	55,8	
6	1	20	0	0	3,20	960	129,6	28,8	-60	160,8	
7	1	20	0	0	3,00	900	72,0	0	-60	132,0	
8	1	20	0	0	2,70	810	72,0	0	-90	162,0	
9	1	20	0	0	2,60	780	72,0	0	-30	102,0	
10	2	36	0	0	2,45	735	72,0	0	-45	117,0	
11	2	36	0	0	2,20	660	129,6	0	-75	204,6	
12	2	36	0	0	2,00	600	129,6	0	-60	189,6	
13	2	36	1	8	1,80	540	129,6	0	-60	189,6	
14	2	36	1	8	1,50	450	129,6	28,8	-90	190,8	
15	2	36	1	8	1,15	345	129,6	28,8	-105	205,8	
16	2	36	1	8	0,90	270	129,6	28,8	-75	175,8	
17	2	36	1	8	1,00	300	129,6	28,8	30	70,8	
18	2	36	1	8	1,20	360	129,6	28,8	60	40,8	
19	2	36	1	8	1,40	420	129,6	28,8	60	40,8	
20	2	36	1	8	1,50	450	129,6	28,8	30	70,8	
21	2	36	1	8	1,55	465	129,6	28,8	15	85,8	
22	2	36	1	8	1,75	525	129,6	28,8	60	40,8	
23	2	36	1	8	2,00	600	129,6	28,8	75	25,8	
24	2	36	1	8	2,30	690	129,6	28,8	90	10,8	

Ukupno utrošena voda u I visinskoj zoni u toku razmatranih 24 h je  $\Sigma V_{potr}^I = 2360,4 \text{ m}^3$ ,

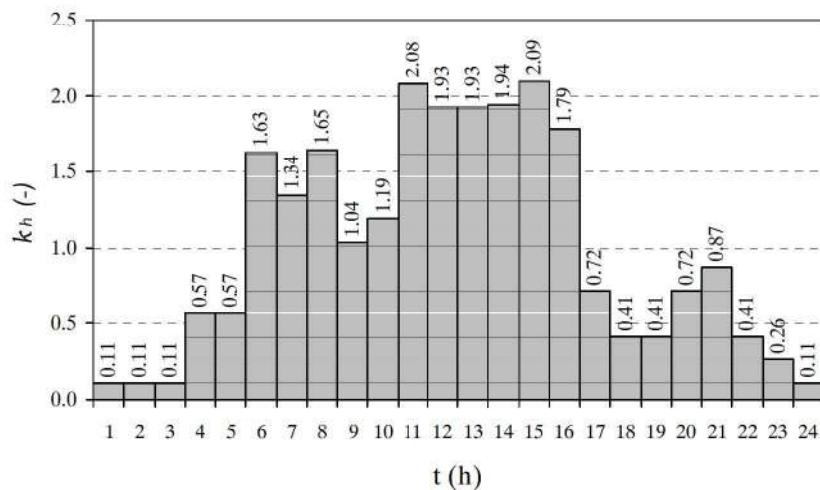
Prosečna dnevna potrošnja u I zoni u razmatranom periodu od 24 h je:

$$Q_{dn,I} = \frac{\sum V^I_{potr}}{24h} = 27,3 \text{ l/s}$$

Koeficijent časovne neravnomernosti potrošnje vode u I zoni  $k_h$  odrediće se prema:

$$k_h = \frac{Q_{hi}}{Q_{dn,I}}$$

gde je  $Q_{hi}$  srednja potrošnja u I visinskoj zoni u toku nekog intervala od 1h, koja se određuje prema podacima za  $\Delta V^I_{potr}$  iz prethodne tabele, Rezultati za  $k_h$  su prikazani na narednom dijagramu:



Maksimalna časovna potrošnja u I zoni u toku razmatranog dana:

$$\Delta V^I_{potr, max} = 205,8 \text{ m}^3 \Rightarrow Q_{I max}^h = 57,2 \text{ l/s}$$

Minimalna časovna potrošnja u I zoni u toku razmatranog dana:

$$\Delta V^I_{potr, min} = 10,8 \text{ m}^3 \Rightarrow Q_{I min}^h = 3,0 \text{ l/s}$$

Ekstremne vrednosti koeficijenata časovne neravnomernosti su:

$$k_{h,\max} = \frac{Q_{\max}^h}{Q_{dn,I}} = 2,095$$

$$k_{h,\min} = \frac{Q_{\min}^h}{Q_{dn,I}} = 0,110$$

b) Srednja potrošnja  $\bar{Q}$  u I zoni je:

$$\bar{Q} = \frac{27,3 l/s}{1,3} = 21,0 \text{ l/s}$$

Specifična potrošnja vode  $q$  u I zoni je:

$$q = \frac{\bar{Q}}{N_s} = \frac{21,0 \text{ l/s}}{8000 \text{ st.}} = 226,8 \text{ l/st.dan}$$

- 11.** Jedno naselje ima 8500 stanovnika, čija specifična potrošnja iznosi 260 l/st.dan, a maksimalna vrednost koeficijenta dnevne neravnomernosti je  $k_{dn,max} = 1,40$ . Voda se troši i u dva industrijska pogona, pri čemu prosečna godišnja potrošnja u Fabrici 1 iznosi 12,0 l/s, a u Fabrici 2 iznosi 8,2 l/s. Potrošnja vode u fabrikama ne zavisi od doba godine ili dana u nedelji. Izvorište i rezervoar nalaze se sa različitim strana naselja, a voda sa izvorišta dotiče u sistem jednolikom. Koeficijenti časovne neravnomernosti potrošnje vode stanovništva, Fabrike 1 i Fabrike 2 dati su u nastavku.

Stanovništvo:

t (čas)	0 - 4	4 - 6	6 - 8	8 - 10	10 - 12	12 - 14	14 - 16	16 - 18	18 - 20	20 - 22	22 - 24
$k_{h,s}$	0,30	0,60	1,40	1,30	1,20	1,40	1,80	1,30	1,10	0,80	0,50

Fabrika 1:

t (čas)	0 - 5	5 - 14	14 - 19	19 - 24
$k_{h,F1}$	0,50	1,30	1,10	0,86

Fabrika 2:

t (čas)	0 - 6	6 - 16	16 - 20	20 - 24
$k_{h,F2}$	0,0	2,20	0,50	0,00

- a) Odrediti potrebnu zapreminu rezervoara. Potrebnu količinu vode za gašenje požara usvojiti prema važećem Pravilniku (Prilog 5). Ostale podatke usvojiti.
- b) Dimenzionisati cevovod od izvorišta do rezervoara tako da se u njemu ne pojavi brzina veća od 1 m/s.

**R E Š E N J E:**

- a) Dotičaj sa izvorišta  $Q_{izv}$  jednak je zbiru prosečnih potrošnji vode u danu sa najvećom potrošnjom svih potrošača u naselju.

Potrošnja vode stanovništva je:

$$\bar{Q}_s = N_s \cdot q = 25,6 \text{ l/s}$$

$$Q_{max,s}^{dn} = k_{dn,max} \cdot \bar{Q}_s = 35,8 \text{ l/s}$$

Časovna potrošnja vode stanovništva:

$$Q_s^h = k_{h,s} \cdot Q_{max,s}^{dn}$$

Potrošnja vode u industrijskim pogonima:

Fabrika 1:

$$\bar{Q}_{F1} = Q_{max,F1}^{dn} = 12,0 \text{ l/s}$$

$$Q_{F1}^h = k_{h,F1} \cdot Q_{max,F1}^{dn}$$

Fabrika 2:

$$\bar{Q}_{F2} = Q_{max,F2}^{dn} = 8,2 \text{ l/s}$$

$$Q_{F2}^h = k_{h,F2} \cdot Q_{max,F2}^{dn}$$

Potreban kapacitet izvorišta je:

$$Q_{izv} = \sum Q_{max,i}^{dn} = 35,8 + 12,0 + 8,2 = 56,0 \text{ l/s}$$

Ukupna potrošnja vode u nekom trenutku (času) u toku dana je :

$$\sum Q_i^h = Q_s^h + Q_{F1}^h + Q_{F2}^h$$

Proračun zapremine rezervora za izravnjanje  $V_i$  dat je u narednoj tabeli.

Zapremina za izravnjanje je

$$V_i = 736,1 - (-330,6) = 1066,7 \text{ m}^3.$$

Zapremina za gašenje požara  $V_p$  (prema Prilogu 5 usvaja se jedan računski požar u trajanju od 2h, proticaj  $Q=15\text{l/s}$ ):

$$V_p = 2h \cdot 3600 \frac{s}{h} \cdot 0,015 \frac{m^3}{s} = 108 \text{ m}^3$$

t (h)	$k_{hs}$	$k_{hf}$	$k_{hp2}$	$Q_s^h$ (l/s)	$Q_{F1}^h$ (l/s)	$Q_{F2}^h$ (l/s)	$\Sigma Q_i^h$ (l/s)	$V_p$ (m <sup>3</sup> )	$\Sigma V_p$ (m <sup>3</sup> )	$V_d$ (m <sup>3</sup> )	$\Sigma V_d$ (m <sup>3</sup> )	$\Delta V_d$ - $\Sigma V_p$ (m <sup>3</sup> )
1	0.30	0.50	0.00	10.74	6.00	0.00	16.74	60.26	60.3	201.60	201.6	141.3
2	0.30	0.50	0.00	10.74	6.00	0.00	16.74	60.26	120.5	201.60	403.2	282.7
3	0.30	0.50	0.00	10.74	6.00	0.00	16.74	60.26	180.8	201.60	604.8	424.0
4	0.30	0.50	0.00	10.74	6.00	0.00	16.74	60.26	241.1	201.60	806.4	565.3
5	0.60	0.50	0.00	21.48	6.00	0.00	27.48	98.93	340.0	201.60	1008.0	668.0
6	0.60	1.30	0.00	21.48	15.60	0.00	37.08	133.49	473.5	201.60	1209.6	736.1
7	1.40	1.30	2.20	50.12	15.60	18.04	83.76	301.54	775.0	201.60	1411.2	636.2
8	1.40	1.30	2.20	50.12	15.60	18.04	83.76	301.54	1076.5	201.60	1612.8	536.3
9	1.30	1.30	2.20	46.54	15.60	18.04	80.18	288.65	1365.2	201.60	1814.4	449.2
10	1.30	1.30	2.20	46.54	15.60	18.04	80.18	288.65	1653.8	201.60	2016.0	362.2
11	1.20	1.30	2.20	42.96	15.60	18.04	76.60	275.76	1929.6	201.60	2217.6	288.0
12	1.20	1.30	2.20	42.96	15.60	18.04	76.60	275.76	2205.4	201.60	2419.2	213.8
13	1.40	1.30	2.20	50.12	15.60	18.04	83.76	301.54	2506.9	201.60	2620.8	113.9
14	1.40	1.30	2.20	50.12	15.60	18.04	83.76	301.54	2808.4	201.60	2822.4	14.0
15	1.80	1.10	2.20	64.44	13.20	18.04	95.68	344.45	3152.9	201.60	3024.0	-128.9
16	1.80	1.10	2.20	64.44	13.20	18.04	95.68	344.45	3497.3	201.60	3225.6	-271.7
17	1.30	1.10	0.50	46.54	13.20	4.10	63.84	229.82	3727.2	201.60	3427.2	-300.0
18	1.30	1.10	0.50	46.54	13.20	4.10	63.84	229.82	3957.0	201.60	3628.8	-328.2
19	1.10	1.10	0.50	39.38	13.20	4.10	56.68	204.05	4161.0	201.60	3830.4	-330.6
20	1.10	0.86	0.50	39.38	10.32	4.10	53.80	193.68	4354.7	201.60	4032.0	-322.7
21	0.80	0.86	0.00	28.64	10.32	0.00	38.96	140.26	4495.0	201.60	4233.6	-261.4
22	0.80	0.86	0.00	28.64	10.32	0.00	38.96	140.26	4635.2	201.60	4435.2	-200.0
23	0.50	0.86	0.00	17.90	10.32	0.00	28.22	101.59	4736.8	201.60	4636.8	-100.0
24	0.50	0.86	0.00	17.90	10.32	0.00	28.22	101.59	4838.4	201.60	4838.4	0.0

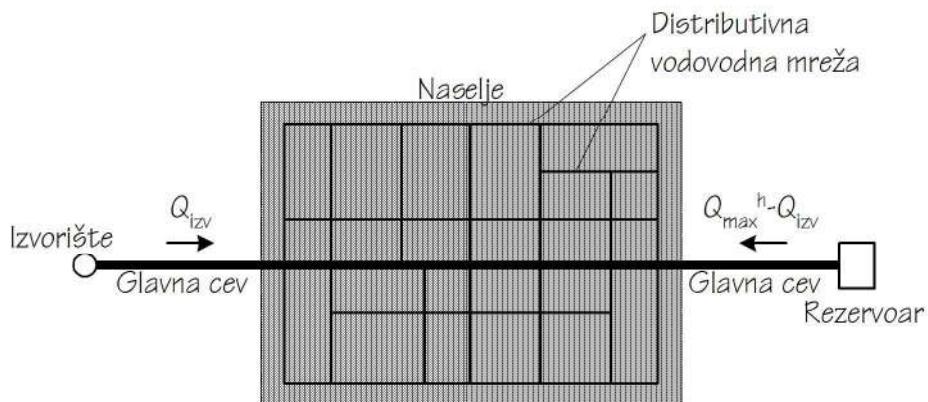
Zapremina za nepredviđene slučajeve  $V_k$ :

$$V_k = 4h \cdot Q_{izv} = 4h \cdot 3600 \frac{s}{h} \cdot 0,056 \frac{m^3}{s} = 806,4 \text{ m}^3$$

Zapremina rezervoara je:

$$V_R = V_i + V_p + V_k = 1981 \text{ m}^3 \text{ usvojeno } V_R = 2000 \text{ m}^3$$

- b) Kada su izvorište i rezervoar sa suprotnih strana naselja cevovod koji ih povezuje (glavni cevovod) obično prolazi kroz samo naselje, kao što je prikazano na skici:



U ovom primeru maksimalan proticaj kroz glavni cevovod koji se može pojaviti je doticaj sa izvorišta  $Q_{izv}$ , pa je uslov za dimenzionisanje glavne cevi:

$$D \geq \sqrt{\frac{4Q_{izv}}{v\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,056}{\pi}} = 0,267 \text{ m} \quad ; \text{usvojeno } \varnothing 300 \text{ mm}$$

Ako je  $k_{h,max} > 2$ , odnosno  $Q_{max}^h > 2Q_{max}^{dn}$  može se pojaviti potreba da cevovod od rezervoara do ulaska u naselje bude većeg prečnika od preostalog dela glavnog cevovoda (videti primer 20).

**12.** U crpnoj stanici su ugrađene dve paralelno vezane crpke istih karakteristika. U zavisnosti od potrebe može raditi samo jedna ili obe crpke. Crpke zahvataju vodu iz crpnog bazena preko usisnih cevovoda i potiskuju je u vodotoranj. Kota nivoa u crpnom bazenu je konstantna i iznosi 200 mm. Kota nivoa vode u vodotornju menja se u toku dana, u zavisnosti od dotoka i potrošnje vode, u granicama od 253,1 mm do 259,8 mm. Hidraulički gubici na usisnom cevovodu mogu se predstaviti kao  $\Delta h_{i,us} = 150Q^2$  (m) a na potisnom cevovodu  $\Delta h_{i,pot} = 430Q^2$  (m). Prečnici usisnog i potisnog cevovoda su isti. Karakteristike jedne crpke su zadate u narednoj tabeli, i to: proticaj crpke ( $Q$ ), napor ( $H$ ), snaga ( $N$ ) i neto usisna visina crpke ( $NPSH$ ):

$Q$ (l/s)	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$H$ (m)	74	73	70,8	68,4	65	60,5	54	43	31,5
$N$ (kW)	24,7	25,55	26,45	27,46	28,48	29,5	30,56	31,83	33,4
$NPSH$ (m)	2,5	2,6	2,7	2,85	3,0	3,25	3,6	4,1	4,85

Za date uslove odrediti:

- nominalni proticaj ( $Q_{np}$ ) i napor crpke ( $H_{np}$ );
- opseg proticaja pumpe u toku dana, i to kada radi samo jedna pumpa i kada rade dve pumpe;
- odrediti kotu osovine radnog kola crpke tako da se ne prekorači maksimalna usisna visina crpke (temperatura vode je 15°C).

### R E Š E N J E:

---

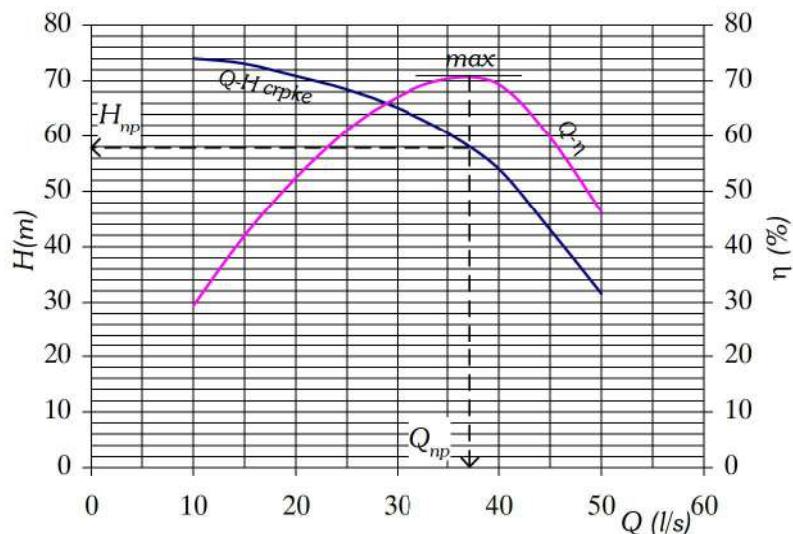
- a) Nominalne karakteristike crpke  $Q_{np}$  i  $H_{np}$  su vrednosti proticaja i napora (visine dizanja) crpke na  $Q-H$  dijagramu za koje je koeficijent korisnog dejstva crpke ( $\eta$ ) najveći.  $\eta$  se određuje prema:

$$\eta = \rho g \frac{Q \cdot H}{N} \cdot 100 \quad [\%]$$

$Q$ (l/s)	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$\eta$ (%)	29,4	42,0	52,5	61,1	67,2	70,4	69,3	59,6	46,3

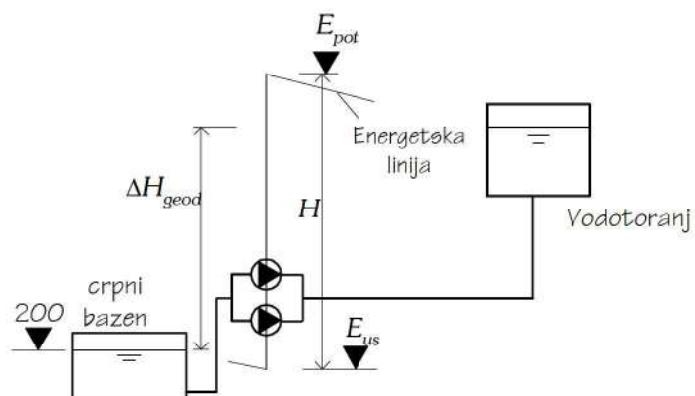
Prema dijagramima  $Q$ - $\eta$  i  $Q$ - $H$  dobija se:

$$Q_{np} = 37 \text{ l/s} ; H_{np} = 58 \text{ m}$$



- b) Zavisnost proticaja kroz crpku od napora crpke (visine dizanja) definisana je  $Q$ - $H$  dijagramom koji je dat u postavci zadatka. Napor crpke  $H$  se definiše kao razlika energetskih kota na izlazu iz crpke ( $E_{pot}$ ) i na ulasku u crpku ( $E_{us}$ ):

$$H = E_{pot} - E_{us}$$



$$H = \Pi_{vodot} + \frac{v_{pot}^2}{2g} + \Delta h_{i,pot} - \Pi_{us.baz} - \frac{v_{us}^2}{2g} + \Delta h_{i,us}$$

gde indeks "us" označava da se veličine odnose na usisni cevovod (od crpnog bazena do crpki), a indeks "pot" označava da se veličine odnose na potisni cevovod (od crpki do vodotornja). Za slučaj da su prečnici usisnih i potisnih cevovoda jednaki napor crpke je:

$$H = \Delta H_{geod} + \Delta h_i$$

gde je  $\Delta H_{geod}$  visinska razlika nivoa vode u usisnom bazenu i vodotornju, a  $\Delta h_i$  je zbir hidrauličkih gubitaka na usisnom i potisnom cevovodu, odnosno:

$$H = \Delta H_{geod} + 580 \cdot Q^2 \quad (*)$$

gde je  $Q$  protok kroz crpku.

Proticaj i napor crpke za određene uslove rada i karakteristike sistema dobija se rešavanjem sistema od dve jednačine:

- zavisnosti  $H(Q)$  koja predstavlja karakteristiku crpke i koja je zadata u postavci ( $Q-H$  kriva); i
- zavisnosti  $H(Q)$  prema jednačini (\*) kojima su obuhvaćene hidrauličke karakteristike sistema (nivoi u rezervoarima, hidraulički gubici). Ova kriva se naziva karakteristika sistema ili karakteristika cevovoda.

Problem se najlakše rešava grafički: na istom dijagramu se nanose krive karakteristike pumpe i karakteristike cevovoda i njihova presečna tačka definiše proticaj i napor crpke za zadate uslove. Vrednost  $\Delta H_{geod}$  se menja u toku dana, a ekstremne vrednosti su:

$$\Delta H_{geod,max} = 259,8 - 200,0 = 59,8 \text{ m}$$

$$\Delta H_{geod,min} = 253,1 - 200,0 = 53,1 \text{ m}$$

Odrediće se dve krive cevovoda  $H(Q)$  prema jednačini (\*):

$$H_{min} = \Delta H_{geod,min} + \Delta h_i \quad ; \quad H_{max} = \Delta H_{geod,max} + \Delta h_i$$

$Q$ (l/s)	$\Delta h_i$ (m)	$H_{min}$ (m)	$H_{max}$ (m)
0	0	53,1	59,8
10	0,06	53,16	59,86
15	0,13	53,23	59,93
20	0,23	53,33	60,03
25	0,36	53,46	60,16
30	0,52	53,62	60,32
35	0,71	53,81	60,51
40	0,93	54,03	60,73
45	1,17	54,27	60,97
50	1,45	54,55	61,25
60	2,09	55,19	61,89
70	2,84	55,94	62,64
80	3,71	56,81	63,51

U pogonu je samo jedna crpka:

Presek  $Q-H$  krive jedne crpke sa karakteristikom cevovoda  $H_{min}(Q)$  daje maksimalni protok crpke u toku dana, a presek  $Q-H$  krive crpke sa krivom  $H_{max}(Q)$  daje minimalni protok crpke u toku dana. Rešenje zadatka je prikazano na narednom dijagramu.

U pogonu dve paralelno vezane crpke

Prvo će se odrediti zbirna  $Q-H$  kriva za dve paralelno vezane crpke. Za dve paralelno vezane crpke važi:

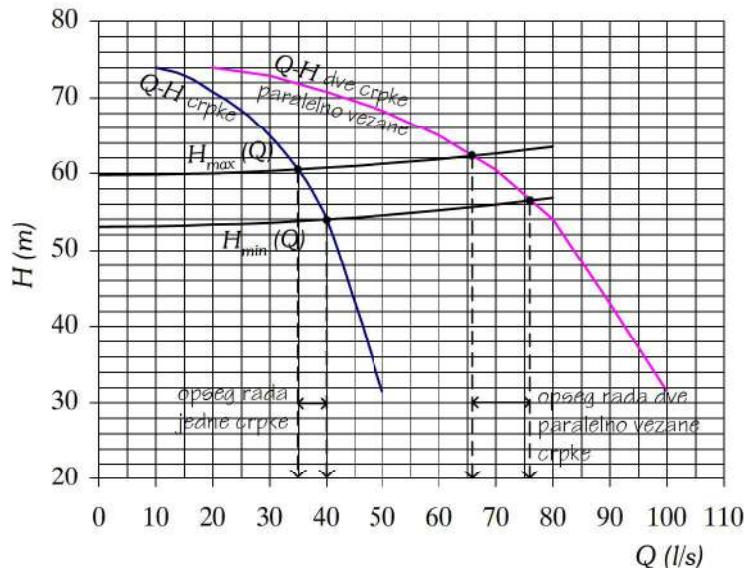
$$Q_{2crpke} = 2 \cdot Q_{1crpka} ; \quad H_{2crpke} = H_{1crpka}$$

Zbirna  $Q-H$  kriva za dve paralelno vezane crpke data je na sledećem dijagramu. Zadatak se rešava na sličan način kao u slučaju jedne crpke, što je prikazano na narednom dijagramu.

Minimalni i maksimalni proticaji crpki za zadate uslove rada u toku dana su:

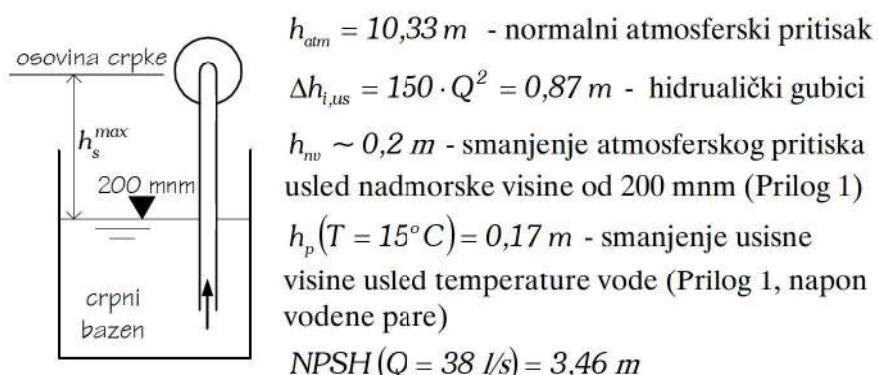
kada radi jedna crpka: od 35 do 40 l/s

kada rade dve crpke: proticaj crpne stanice: od 66 do 76 l/s  
proticaj po jednoj crpki od 33 do 38 l/s



- c) Da bi se spričila pojava kavitacije u radnom kolu crpke osovina radnog kola ne sme biti izdignuta iznad nivoa vode u crpnom bazenu za više od  $h_s^{\max}$  (maksimalna usisna visina crpke). Za zadate uslove rada crpki mora se odrediti minimalna vrednost  $h_s^{\min}$  prema narednoj jednačini. Minimalna vrednost dobija se za maksimalni proticaj crpki pri istovremenom radu dve crpke (38 l/s po crpki).

$$h_s^{\max} = h_{atm} - \Delta h_{i,us} - h_{nv} - h_p - NPSH$$

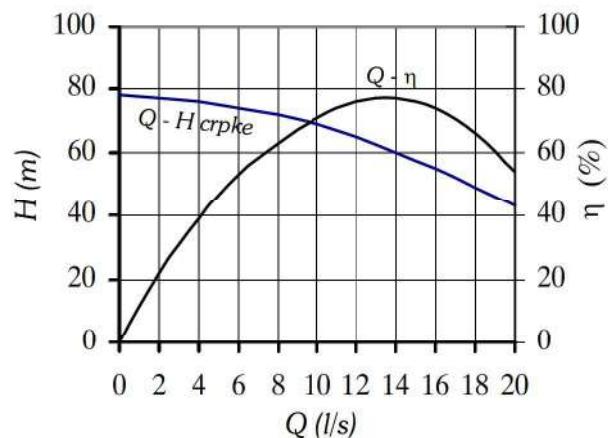


Maksimalna usisna visina je:  $h_s^{\max} = 5,63\text{ m}$

Maksimalna kota osovine radnog kola crpke: 205,63 mm

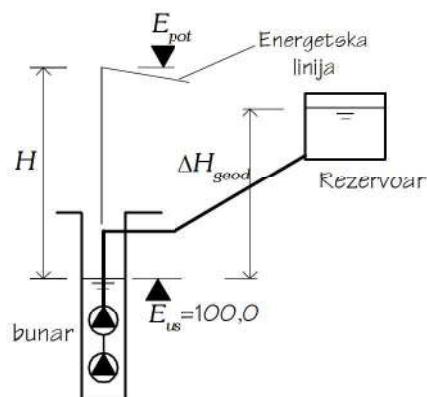
**13.** Date su karakteristike  $Q-H$  i  $Q-\eta$  jedne potopljene bunarske crpke, kojom se voda potiskuje iz bunara sa kotom nivoa vode 100,0 mm u rezervoar sa kotom nivoa 130,0 mm kroz cevovod od azbest-cementa  $\varnothing 100\text{mm}$ , apsolutne hrapavosti  $k=0,03\text{mm}$  i dužine  $L=3\text{ km}$ . Načrtati karakteristiku cevovoda i naći:

- koliko vode kroz taj cevovod potiskuje jedna crpka i kolika će biti potrebna snaga na osovini crpke;
- koliko vode kroz cevovod potiskuju dve iste takve crpke redno vezane, i kolika će biti ukupna snaga na osovinama crpki.



### R E Š E N J E:

Shemetski prikaz sistema dat je na narednoj skici.



Prvo će se odrediti karakteristika cevovoda  $H$  ( $Q$ ). Prema razmatranjima iz prethodnog primera  $H$  ( $Q$ ) je jednako:

$$H = \Delta H_{geod} + \Delta h_i + \frac{v^2}{2g}$$

gde je ( $\Delta H_{geod}$ ) geodetska razlika nivoa vode u bunaru i rezervoaru,  $\Delta h_i$  su ukupni hidraulički gubici na potisnom cevovodu (usisni cevovod ne postoji) a  $v$  je srednja profilска brzina u potisnom cevovodu.

$$\Delta h_i = \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = \lambda \cdot \frac{8L}{D^5 \pi^2 g} \cdot Q^2$$

$$\Delta H_{geod} = 130mnm - 100mnm = 30m$$

Koficijent trenja određuje se prema:

$$\lambda = 0,115 \cdot \left( \frac{k}{D} + \frac{60}{Re} \right)^{0.25} ; \quad v = 1,31 \cdot 10^{-6} m^2 / s$$

Za opseg rada crpke od 0 do 20 l/s dobija se:

$Q$ (l/s)	$v$ (m/s)	$Re$	$\lambda$	$\Delta h_i$ (m)	$H$ (m)
0	0	0	-	0,00	30
2	0,25	19439	0,0277	2,75	32,75
4	0,51	38878	0,0238	9,46	39,46
6	0,76	58316	0,0220	19,61	49,61
8	1,02	77755	0,0208	33,04	63,04
10	1,27	97194	0,0200	49,66	79,66
12	1,53	116633	0,0194	69,42	99,42
14	1,78	136071	0,0190	92,27	122,27
16	2,04	155510	0,0186	118,22	148,22
18	2,29	174949	0,0183	147,22	177,22
20	2,55	194388	0,0181	179,28	209,28

a) Jedna crpka u pogonu

Proticaj i napor crpke određuje se grafički - presečnom tačkom  $Q-H$  krive jedne crpke i karakteristike cevovoda  $H(Q)$ . Jedna crpka će raditi sa sledećim proticajem i naporom (videti naredni grafik):

$$Q = 8,9 \text{ l/s}; \quad H = 70 \text{ m}; \quad \eta = 67\%;$$

Snaga jedne crpke:

$$N = \rho g \frac{Q \cdot H}{\eta} = 9,12 \text{ kW}$$

b) U pogonu dve crpke, redno (serijski) vezane

Prvo će se odrediti zbirna  $Q-H$  kriva za dve redno (serijski) vezane crpke. Za dve serijski vezane crpke važi:

$$Q_{2\text{crpke}} = Q_{1\text{crpka}} \quad ; \quad H_{2\text{crpke}} = 2 \cdot H_{1\text{crpka}}$$

$Q_{2\text{crpke}}$ (l/s)	$H_{1\text{crpke}}$ (m)	$\eta$ (%)	$H_{2\text{crpke}}$ (m)
0	78	0	156
2	77	22	154
4	76	39	152
6	74	53	148
8	72	63	144
10	69	71	138
12	65	76	130
14	60	77	120
16	55	74	110
18	49	66	98
20	43	54	86

Slično kao i u slučaju jedne crpke, proticaj serijski vezanih crpki određen je presečnom tačkom zbirne  $Q-H$  krive za dve serijski vezane crpke i karakteristike cevovoda  $H(Q)$ . Rešenje je priloženo na narednom grafiku, a dobijene vrednosti su:

$$Q = 13,8 \text{ l/s}; \quad H_{2\text{crpke}} = 120 \text{ m}; \quad \eta = 77\%$$

Napor (visina dizanja) svake crpke je:

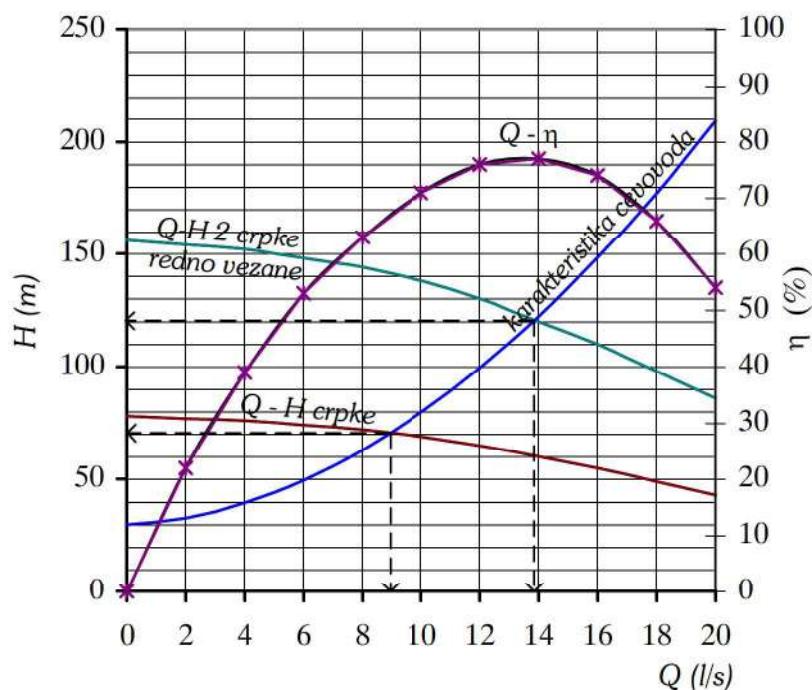
$$H_{2\text{crpke}} = 2H_{1\text{crpke}} \Rightarrow H_{1\text{crpke}} = 60 \text{ m}$$

Snaga jedne crpke, redno vezane:

$$N_1 = \rho g \frac{Q \cdot H_{1\text{crpke}}}{\eta} = 10,55 \text{ kW}$$

Ukupna snaga dve redno vezane crpke:

$$N_2 = \rho g \frac{Q \cdot H_{2\text{crpke}}}{\eta} = 21,10 \text{ kW}$$



Grafičko određivanje proticaja i napora jedne crpke i dve redno vezane crpke

**14.** Crpna stanica zahvata vodu iz rezervoara R1 i transportuje je potisnim cevovodom dužine 4500 m do rezervoara R2. Crpke se uključuju kada se rezervoar R2 isprazni do jedne trećine, a isključuju se kada se rezervoar R2 napuni do vrha. Na potisni cevovod nisu priključeni potrošači. Iz rezervoara R2 snabdeva se vodom naselje od 45000 stanovnika sa specifičnom potrošnjom 380 l/st.dan, i koeficijentom dnevne neravnomernosti  $k_{dn,max}=1,3$ . Nivo vode u R1 je konstantan i iznosi 100,0 mm. Osovina cevovoda na ulazu u rezervoar R2 je na koti 165,0 mm, a nivo vode u R2 je uvek niži od ove kote. Potisni cevovod ima absolutnu hrapavost 0,35 mm, a kinematski koeficijent viskoznosti vode je  $1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ . Hidrauličke gubitke na usisnom cevovodu zanemariti. Koeficijent korisnog dejstva crpki je 0,70.

- Crpna stanica treba da u danu maksimalne potrošnje vode radi bez prekida u toku dana. Koliki je kapacitet (protok) crpne stanice? Koliko je ukupno vreme rada crpne stanice u toku jedne godine?
- Odrediti najekonomičniji prečnik potisnog cevovoda. Ukupni godišnji troškovi sastoje se od troškova cevovoda, troškova električne energije i troškova crpnih agregata u crpnoj stanici. Interes na kapital je 6%, eksplotacioni vek cevovoda je 50 godina, a crpnih agregata 12 godina. Troškovi održavanja iznose 3% od cene cevovoda, odnosno 2% od cene crpnih agregata. Cena crpnih agragata je 4000 din/kW, cena električne energije 0,1 din/kWh, a specifične cene cevovoda ( $c'$ ) su:

prečnik - $D$ (mm)	350	400	450	500	600
$c'$ (din/m)	676	750	840	930	1150

Količina vode koja se utroši za godinu dana u naselju ostaje nepromenljiva u toku eksplotacionog veka cevovoda.

#### РЕШЕЊЕ:

- Iz uslova zadatih u postavci zadatka jasno je da crpna stanica daje konstantan protok u periodima kada radi. Prema zadatim uslovima protok crpne stanice treba da je jednak prosečnoj potrošnji vode u naselju u danu najveće potrošnje vode:

$$\bar{Q} = N_s \cdot q = 45000 \text{st.} \cdot 380! / \text{st.dan} = 197,9 \text{l/s}$$

$$Q_{CS} = Q_{max}^{dn} = k_{dn,max} \cdot \bar{Q} = 1,3 \cdot 197,9 \text{ l/s} = 257,3 \text{ l/s}$$

Godišnja potrošnja vode u naselju:

$$V_{god} = \bar{Q} \cdot \left( 3600 \frac{s}{h} \cdot 24 \frac{h}{dan} \cdot 365 \frac{dan}{god} \right) = 6241500 \text{ m}^3/\text{god}$$

Vreme rada crpne stanice u toku jedne godine:

$$t_{CS} = \frac{V_{god}}{Q_{cs}} = 280,76 \text{ dana}$$

- b)** Najekonomičniji prečnik cevovoda je onaj za koji se dobijaju najmanji ukupni godišnji troškovi. Ukupni godišnji troškovi ( $Tg$ ) se određuju kao zbir troškova svih objekata/uređaja:

$$Tg = T \text{ cevovoda} + T \text{ crpki} + T \text{ el.energije}$$

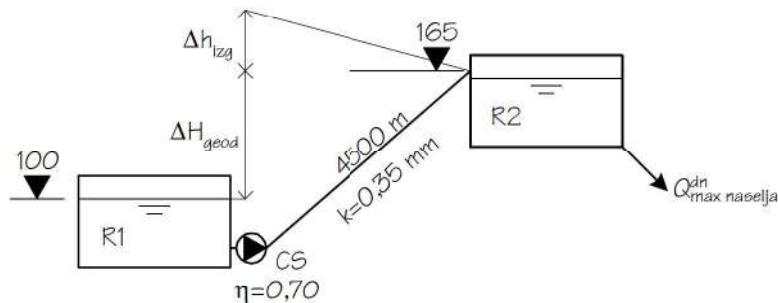
Godišnji troškovi od cevovoda i crpnih agregata određuju se kao procenat (stopa)  $t_t$  od njihove cene. Godišnja stopa se određuje prema:

$$t_t(\%) = \left( e + i + \frac{1}{n} \right) \cdot 100\%$$

gde su:  $e$  - stopa godišnjih troškova za održavanje,  $i$  - interes na kapital koji je iznajmljen za gradnju/nabavku i  $n$  - broj godina na koju je raspoređena amortizacija objekta/uređaja (eksploatacioni vek). Godišnje stope i godišnji troškovi  $T$  su:

- za cevovod 11% ;  $T \text{ cevovoda} = \text{Cena cevovoda} \cdot 0,11 \text{ [din/god]}$
- za crpne aggregate 16,33% ;  $T \text{ crpki} = \text{Cena crpki} \cdot 0,1633 \text{ [din/god]}$

Da bi se odredili troškovi od utrošene električne energije mora se odrediti visina dizanja  $H$ , snaga crpne stanice  $N$  i električna energija utrošena za godinu dana  $E_{god}$ .



$$v = \frac{4 \cdot Q_{CS}}{D^2 \pi} \quad ; \quad \lambda = 0,115 \left( \frac{k}{D} + \frac{60}{Re} \right)^{0.25}$$

$$\Delta h_i = \lambda \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad [m]$$

Visina dizanja (napor) crpne stanice odrediće se uz zanemarivanje člana kinetičke energije u Bernulijevoj jednačini:

$$H = \Delta H_{geod} + \Delta h_i = 65 + \Delta h_i \quad [m]$$

Snaga crpki u crpnoj stanici je:

$$N = \frac{9,81 \cdot H \cdot Q_{CS}}{0,7} \quad [kW]$$

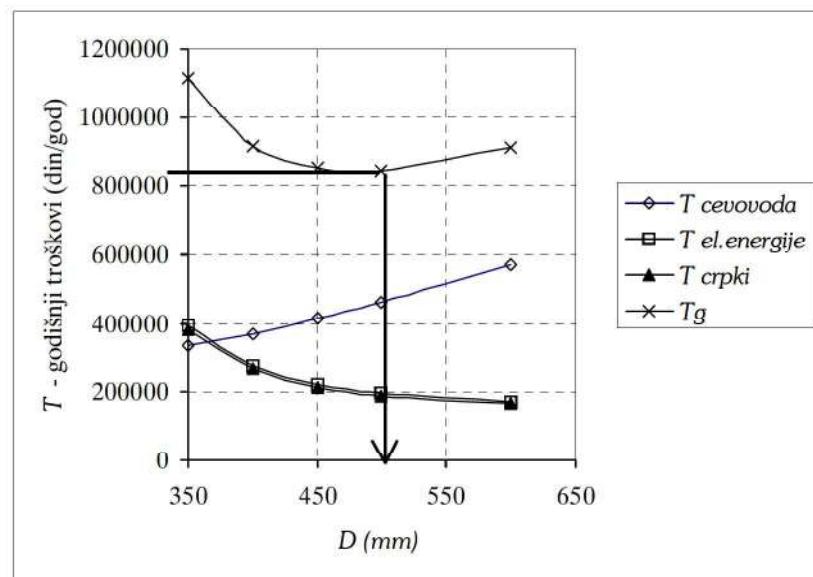
Godišnja potrošnja električne energije:

$$E_{god} = N \cdot t_{CS} \quad [kWh] \quad ; \quad T_{el.energije} = E_{god} \cdot 0,10 \quad [din/god]$$

Proračun ukupnih godišnjih troškova sprovodi se za svaki prečnik cevi. Proračun je izvršen tabelarno, a na narednom dijagramu su pregledno prikazani rezultati.

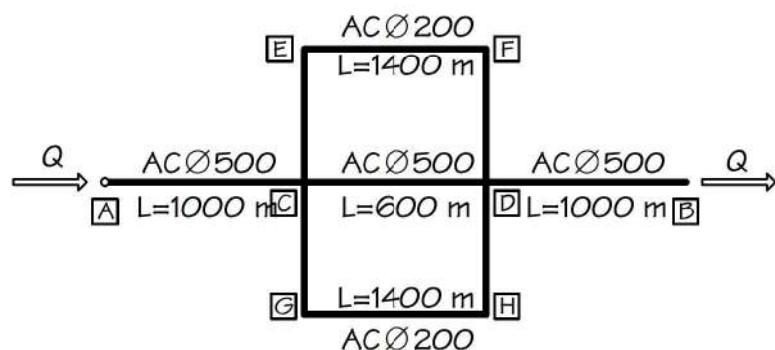
Napomena: Ovde prikazan proračun troškova je pojednostavljen jer je usvojeno da su uslovi eksploatacije crpne stanice i cevovoda nepromenljivi u toku 50 godina. Kako to u praksi nije slučaj, to u analizi nekog realnog problema treba obračunavati godišnje troškove za svaku godinu eksploatacije i zatim tako obračunate troškove odgovarajućim postupkom proračuna (npr. diskontnim postupkom) svesti na današnji vremenski presek.

<i>D (mm)</i>	350	400	450	500	600	
<b>TROŠKOVI CEVOVODA</b>						
<i>c'</i>	(din/m)	676	750	840	930	1150
<i>L</i>	(m)	4500	4500	4500	4500	4500
<i>Cena cevovoda</i>	(din)	3042000	3375000	3780000	4185000	5175000
<i>T cevovoda</i>	(din/god)	334620	371250	415800	460350	569250
<b>TROŠKOVI EL.ENERGIJE</b>						
<i>v</i>	(m/s)	2,67	2,05	1,62	1,31	0,91
<i>Re</i>	(-)	714513,71	625199,49	555732,88	500159,6	416799,66
$\lambda$	(-)	0,0209	0,0203	0,0198	0,0195	0,0189
$\Delta h_{izg}$	(m)	97,80	48,80	26,47	15,33	5,98
<i>H</i>	(m)	162,80	113,80	91,47	80,33	70,98
<i>N</i>	(kW)	587,03	410,35	329,81	289,66	255,94
<i>E<sub>god</sub></i>	(kWh/god)	3955520,6	2765008	2222353,9	1951770,6	1724579,2
<i>T el.energije</i>	(din/god)	395552,1	276500,8	222235,4	195177,1	172457,9
<b>TROŠKOVI CRPKI</b>						
<i>Cena crpki</i>	(din)	2348103,1	1641382,9	1319248,9	1158623,4	1023756,5
<i>T crpki</i>	(din/god)	383523,4	268092,5	215477,3	189241,8	167213,5
<b>Tg</b>	<b>din/god</b>	<b>1113695</b>	<b>915843</b>	<b>853513</b>	<b>844769</b>	<b>908921</b>



Najekonomičniji prečnik cevi je  $D = 500 \text{ mm}$ .

- 15.** Za dati sistem azbest cementnih cevi sračunati pijezometarsku kotu u tački B ako je pijezometarska kota u tački A 350 mm pri protoku od  $Q=300 \text{ l/s}$ . Računati sa koeficijentom trenja  $\lambda=0,02$  za sve cevi. Pretpostaviti da nema potrošnje vode između čvorova A i B.



### РЕШЕЊЕ:

Pijezometarska kota u tački B odrediće se primenom uprošćene Bernulijeve jednačine:

$$\Pi_B = \Pi_A - \sum \Delta h_{izg}$$

gde je  $\sum \Delta h_i$  ukupan gubitak energije pri tečenju vode od tačke A do B. Ako cevi CD, CEF, i CGHD zamenimo sa jednom hidraulički ekvivalentnom cevi prečnika  $\varnothing 500 \text{ mm}$ , onda će ukupan gubitak energije biti:

$$\sum \Delta h_i = \lambda \frac{L_u}{D} \frac{v^2}{2g}$$

Gde je  $L_u$  suma dužina cevi AC, DB i hidraulički ekvivalentne cevi.

Paralelno vezanim cevima prečnika  $D_1, D_2, \dots, D_n$  i dužina  $L_1, L_2, \dots, L_n$  hidraulički je ekvivalentna jedna cev prečnika  $D$  i dužine  $L_e$ :

$$L_e = \frac{D^5}{\left( \sum_i^n \sqrt{\frac{D_i^5}{L_i}} \right)^2}$$

Prikazane jednačine za određivanje hidraulički ekvivalentne cevi važe samo pod uslovima da su koeficijenti trenja u svim deonicama cevi jednaki i da su proticaji u cevima AC i DB jednaki (odnosno da nema potrošnje vode iz paralelno vezanih cevi). Ukoliko ovi uslovi nisu ispunjeni, onda se tečnje u paralelnim cevima mora računati nekom od metoda za proračun tečenja u cevnim mrežama (videti Primer 20).

Hidraulički ekvivalentna cev prečnika  $\varnothing 500$  mm koja će zamenjivati cevi CD, CEFD, i CGHD biće dužine:

$$L_e = \frac{0,5^5}{\left( \sqrt{\frac{0,2^5}{1400}} + \sqrt{\frac{0,5^5}{600}} + \sqrt{\frac{0,2^5}{1400}} \right)^2} = 467,8 \text{ m}$$

odnosno ukupna dužina cevovoda od tačke A do B je:

$$L_u = 1000 + 467,8 + 1000 = 2467,8 \text{ m}$$

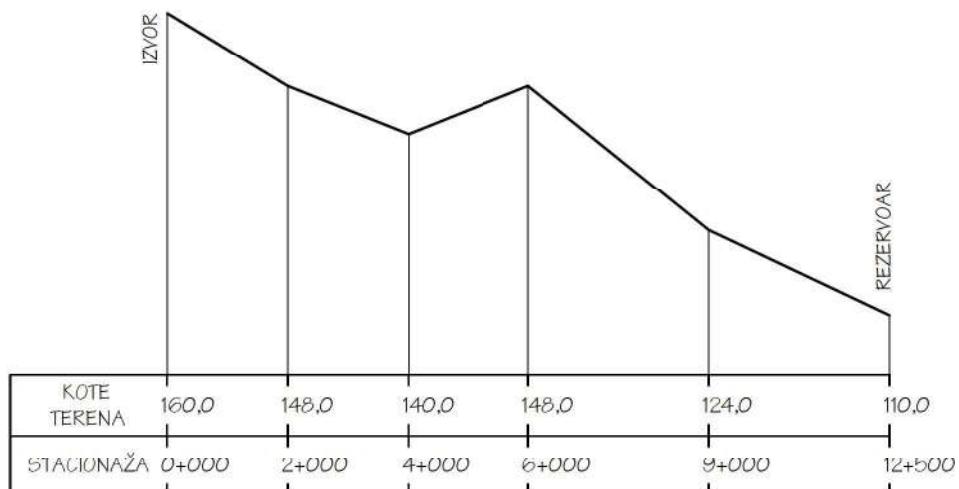
$$\text{AC } \varnothing 500 \text{ mm ; } \lambda = 0,020$$

$$\sum \Delta h_i = \lambda \cdot \frac{L_u}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{8\lambda L_u}{D^5 g \pi^2} Q^2 = 11,74 \text{ m}$$

Pijezometarska kota u tački B je:

$$\Pi_B = \Pi_A - 11,74 = 338,26 \text{ mn}$$

- 16.** Zadatak je uzdužni profil gravitacionog cevovoda kroz koji treba u maksimumu transportovati 30 l/s od izvora do rezervoara. Apsolutna hrapavost cevovoda je 0,15 mm. Dimenzionisati cevovod tako da se do maksimuma, koji se praktično sme dopustiti, iskoristi pad kojim se raspolaze. Pijezometarska kota na mestu izvora je 160,00 mnm. Označiti u uzdužnom profilu položaj potrebnih vodovodnih armatura. Minimalna visina pritiska u cevovodu je 2 m.



#### R E Š E N J E:

Prema izgledu uzdužnog profila cevovoda može se zaključiti da je za pravilno funkcionisanje cevovoda potrebno na stacionaži 4+000km ugraditi isput vode iz cevovoda, a na stacionaži 6+000km vazdušni ventil za evakuaciju vazduha iz cevovoda. Pijezometarska linija nigde ne sme seći osovinu cevovoda (tj. ne dopušta se pojava podpritiska u cevovodu). S obzirom na izgled uzdužnog profila cevovoda, prilikom dimenzionisanja cevovoda, posebno će se razmatrati deonica od izvora do vazdušnog ventila i deonica od vazdušnog ventila do rezervoara.

#### Deonica od 0+000 km do 6+000 km

Pri maksimalnom protoku potrebno je da na mestu vazdušnog ventila visina pritiska vode bude veća od 2 m.

$$\Pi_i = 160,0 \text{ mnm}$$

Minimalna dopuštena pijezometarska kota na mestu vazdušnog ventila je:

$$\Pi_v = 148,0 + 2,0 = 150,0 \text{ mnm}$$

tako da je raspoloživi nagib pijezometarske linije:

$$I = \frac{160 - 150}{6000} = 1,666 \cdot 10^{-3} = 1,666\%$$

Odrediće se nagibi pijezometarske linije za različite prečnike cevovoda za zadati proticaj ( $Q=30 \text{ l/s}$ ):

$$\begin{aligned} \varnothing 200 \text{ mm} &\Rightarrow v=0,955 \text{ m/s} ; \lambda=0,0212 ; I=4,98\% \\ \varnothing 250 \text{ mm} &\Rightarrow v=0,611 \text{ m/s} ; \lambda=0,0210 ; I=1,61\% \end{aligned}$$

Usvaja se cev  $\varnothing 250 \text{ mm}$  za deonicu od 0+000 km do 6+000 km

$$v = 0,611 \text{ m/s} ; \frac{v^2}{2g} = 0,02 \text{ m} \rightarrow \text{može se zanemariti zajedno sa lokalnim gubicima}$$

$$\Pi_v = 160,0 - 6000 \cdot 0,00161 = 150,34 \text{ mnm}$$

#### Deonica od 6+000 km do 12+500 km

$$\Pi_v = 150,34 \text{ mnm} ; \Pi_R = 110,0 \text{ mnm}$$

Raspoloživi nagib  $\Pi$  linije na deonici je:

$$I = \frac{150,34 - 110,00}{6500} = 6,21\%$$

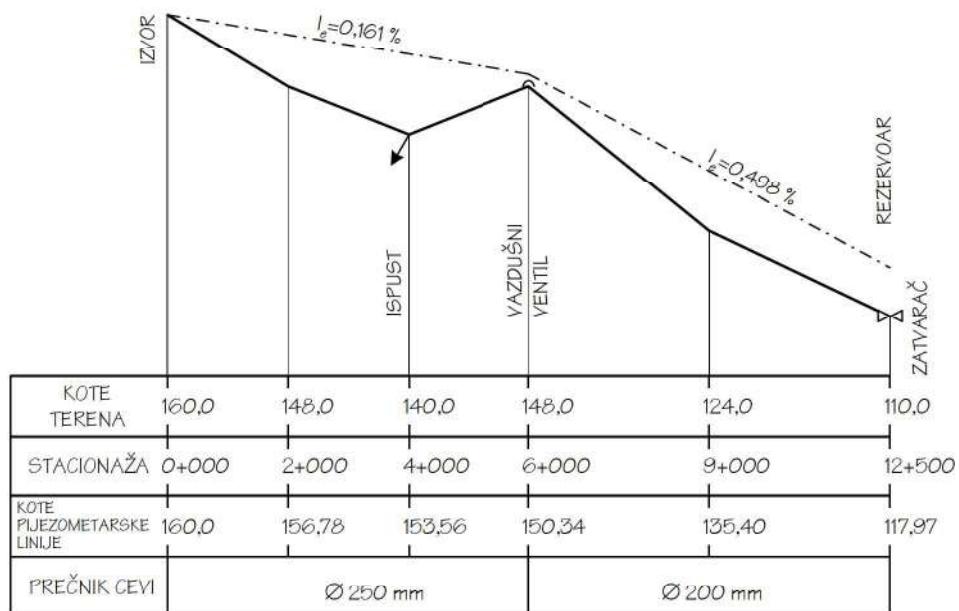
Kako je za cev  $\varnothing 150 \text{ mm}$  pri  $Q=30 \text{ l/s}$  nagib  $\Pi$  linije je  $I = 21,4\%$ , to se za deonicu od km 6+000km do 12+500km usvaja cev  $\varnothing 200 \text{ mm}$  ( $I = 4,98\%$ ).

Pijezometarska kota u cevovodu pre ulaska u rezervoar je:

$$\Pi_R = 150,34 - 6500 \cdot 0,00498 = 117,97 \text{ mm}$$

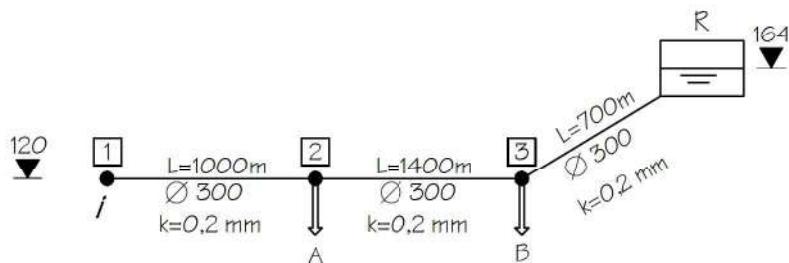
$$v = 0,955 \text{ m/s}; \quad \frac{v^2}{2g} = 0,046 \text{ m} \rightarrow \text{može se zanemariti zajedno sa lokalnim gubicima}$$

Pijezometarske kote u ostalim čvorovima cevovoda prikazane su na uzdužnom profilu zajedno sa ostalim podacima.



Pri  $Q_{max}$  na ulazu u rezervoar treba da se uništi visina pritiska od  $117,97 - 110,00 = 7,97 \text{ m}$ . Ovo će se postići regulacionim zatvaračem. Visina pritiska koja se uništava na regulacionom zatvaraču zavisiće od proticaja u cevovodu tako da će za proticaje manje od maksimalnih biti potrebno uništiti veću visinu pritiska navedenog, kako bi se sprečilo uvlačenje vazduha kroz vazdušni ventil.

- 17.** Sa izvorišta "i" upućuje se voda prema rezervoru R. Kota terena u čvorovima 1, 2 i 3 iznosi 120 mm. Kota preliva u rezervoaru R je na koti 164,0 mm, a maksimalna dubina vode u rezervoaru je 4 m. U čvoru 2 priključeno je naselje A sa 3000 stanovnika, sa specifičnom potrošnjom vode od 320 l/st.dan, i koeficijentima neravnomernosti potrošnje vode  $k_{dn,max}=1,3$ ;  $k_{h,max}=1,6$ , a u čvoru 3 je priključeno naselje B sa 12000 stanovnika, sa specifičnom potrošnjom od 350 l/st.dan, i koeficijentima neravnomernosti potrošnje vode  $k_{dn,max}=1,25$ ;  $k_{h,max}=1,5$ . Temperatura vode je  $10^{\circ}\text{C}$ . Ostali podaci su dati na narednoj slici.



- Odrediti potreban kapacitet izvorišta ako se zna da se voda sa izvorišta upućuje u sistem neprekidno tokom dana sa istim protokom.
- Odrediti visine pritisaka u čvorovima 1, 2 i 3 za sledeće slučajevе (računati sa srednjim nivoom vode u rezervoaru R, a koeficijent trenja povećati za 10% u odnosu na teorijsku vrednost):
  - Izvořite radi punim kapacitetom a potrošnja vode u naseljima A i B su na nivou srednje godišnje potrošnje.
  - Izvořite radi punim kapacitetom a potrošnja vode u naseljima A i B je na nivou maksimalne časovne potrošnje.
  - Izvořite radi sa 70% kapaciteta a potrošnja vode u naseljima A i B je na nivou srednje godišnje potrošnje.

**R E Š E N J E:**

a) Naselje A:  $\bar{Q} = 3000 \text{st} \cdot 320 \text{l/st.dan} = 11,11 \text{ l/s}$

$$Q_{\max}^{dn} = k_{dn,\max} \cdot \bar{Q} = 14,44 \text{ l/s}$$

$$Q_{\max}^h = k_{h,\max} \cdot Q_{\max}^{dn} = 23,11 \text{ l/s}$$

Naselje B:  $\bar{Q} = 12000 \text{st} \cdot 350 \text{l/st.dan} = 48,61 \text{ l/s}$

$$Q_{\max}^{dn} = k_{dn,\max} \cdot \bar{Q} = 60,76 \text{ l/s}$$

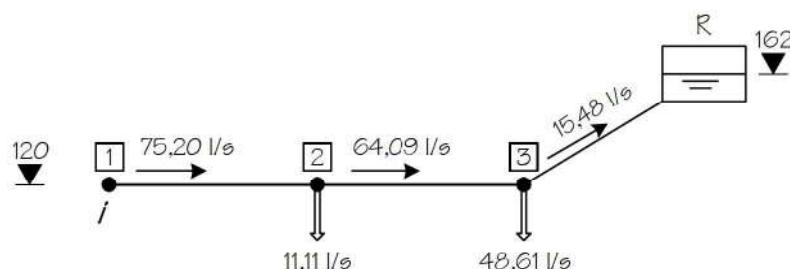
$$Q_{\max}^h = k_{h,\max} \cdot \bar{Q} = 91,15 \text{ l/s}$$

Kapacitet izvorišta:

$$Q_{izv} = Q_{\max A}^{dn} + Q_{\max B}^{dn} = 75,20 \text{ l/s}$$

b1) Potrošnja u naseljima je na nivou srednje godišnje potrošnje

$$\bar{Q}_A = 11,11 \text{ l/s}; \quad \bar{Q}_B = 48,61 \text{ l/s}$$



$$\lambda = 1,1 \cdot 0,115 \cdot \left( \frac{k}{D} + \frac{60}{Re} \right)^{0,25}; \quad \Delta h_i = \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

deonica	1-2	2-3	3-R1
$Q \text{ (l/s)}$	75,20	64,09	15,48
$v \text{ (m/s)}$	1,06	0,91	0,22
$\lambda$	0,022	0,022	0,026
$L \text{ (m)}$	1000	1400	700
$\Delta h_i \text{ (m)}$	4,23	4,30	0,15

Visine pritisaka odrediće se iz uprošćene Bernulijeve jednačine.  
Srednji nivo u  $R=162 \text{ mm}$ .

$$\frac{P_3}{\rho g} = \Pi_R - z_3 + \Delta h_i^{(3-R1)} = 162 - 120 + 0,15 = 42,15 \text{ m}$$

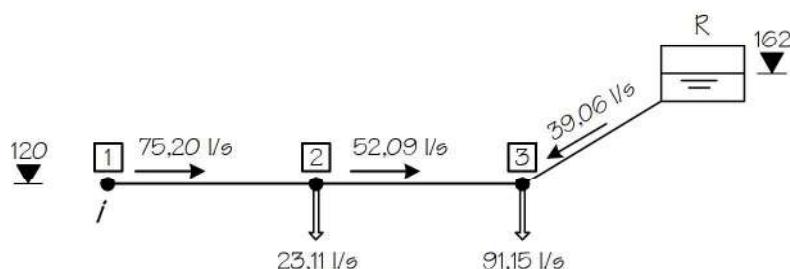
Čvorovi 1, 2 i 3 imaju istu kotu terena tako da jednačine izgledaju:

$$\frac{P_2}{\rho g} = \frac{P_3}{\rho g} + \Delta h_i^{(2-3)} = 42,15 + 4,30 = 46,45 \text{ m}$$

$$\frac{P_1}{\rho g} = \frac{P_2}{\rho g} + \Delta h_i^{(1-2)} = 46,45 + 4,23 = 50,68 \text{ m}$$

b2) Potrošnja u naseljima je na nivou maksimalne časovne potrošnje

$$Q_{maxA}^h = 23,11 \text{ l/s}; \quad Q_{maxB}^h = 91,15 \text{ l/s}$$



deonica	1-2	2-3	R-3
$Q \text{ (l/s)}$	75,20	52,09	39,06
$v \text{ (m/s)}$	1,06	0,74	0,55
$\lambda$	0,022	0,023	0,023
$L \text{ (m)}$	1000	1400	700
$\Delta h_i \text{ (m)}$	4,23	2,92	0,85

Tražene visine pritisaka:

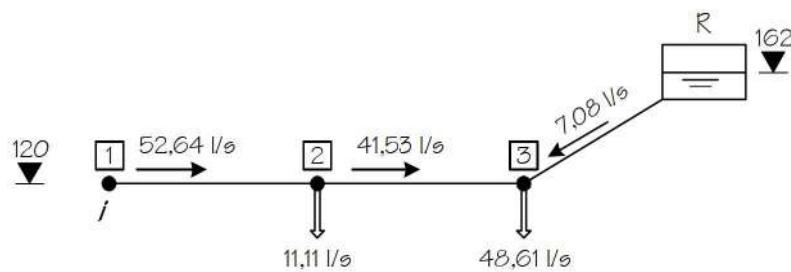
$$\frac{P_3}{\rho g} = \Pi_R - z_3 - \Delta h_i^{(R1-3)} = 162 - 120 - 0,85 = 41,15 \text{ m}$$

$$\frac{P_2}{\rho g} = \frac{P_3}{\rho g} + \Delta h_i^{(2-3)} = 41,15 + 2,92 = 44,07 \text{ m}$$

$$\frac{P_1}{\rho g} = \frac{P_2}{\rho g} + \Delta h_i^{(1-2)} = 44,07 + 4,23 = 48,3 \text{ m}$$

- b3) Izvorište radi sa 70% kapaciteta a potrošnja vode u naseljima A i B je na nivou srednje godišnje potrošnje

$$Q'_{izv} = 0,70 \cdot 75,2 = 52,64 \text{ l/s}; \bar{Q}_A = 11,11 \text{ l/s}; \bar{Q}_B = 48,61 \text{ l/s}$$



deonica	1-2	2-3	R-3
$Q \text{ (l/s)}$	52,64	41,53	7,08
$v \text{ (m/s)}$	0,74	0,59	0,10
$\lambda^*$	0,023	0,023	0,030
$L \text{ (m)}$	1000	1400	700
$\Delta h_i \text{ (m)}$	2,13	1,90	0,04

Tražene visine pritisaka:

$$\frac{P_3}{\rho g} = \Pi_R - z_3 - \Delta h_i^{(R1-3)} = 162 - 120 - 0,04 = 41,96 \text{ m}$$

$$\frac{P_2}{\rho g} = \frac{P_3}{\rho g} + \Delta h_i^{(2-3)} = 41,96 + 1,90 = 43,86 \text{ m}$$

$$\frac{P_1}{\rho g} = \frac{P_2}{\rho g} + \Delta h_i^{(1-2)} = 43,86 + 2,13 = 45,99 \text{ m}$$

**18.** Na lokaciji izvorišta planira se izgradnja postrojenja za pripremu vode (PPV) iz koga bi se cevovodom dužine 50 km voda dovela do rezervoara ispred naselja, iz koga se snabdeva vodom 100000 stanovnika. Specifična potrošnja vode u naselju iznosi 350 l/st.dan i njome nisu obuhvaćeni gubici vode iz distributivne mreže. Koeficijenti dnevne neravnomernosti potrošnje su  $k_{dn,max}=1,30$  i  $k_{dn,min}=0,75$ .

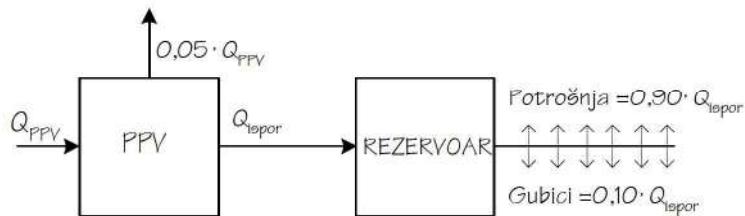
- Odrediti bruto kapacitet PPV ako sopstvena potrošnja vode postrojenja iznosi 5% od vode koja se prerađuje na PPV, a gubici vode u distributivnoj mreži naselja su 10% od isporučene vode.
- Dimenzionisati cevovod od PPV do rezervoara tako da brzina tečenja ne bude veća od 1,20 m/s. Odrediti opseg u kome se tokom godine kreće koncentracija rezidualnog hlora u vodi neposredno pre izlivanja u gradski rezervoar. Voda koja se upućuje sa PPV ima maksimalnu dopuštenu koncentraciju rezidualnog hlora od 0,5 mg/l. Konstanta razgradnje hlora iznosi  $k_{Cl} = 1,40 \text{ dan}^{-1}$ . Opadanje koncentracije rezidualnog hlora u vodi opisuje se jednačinom ( $C_0$  - početna koncentracija,  $C_t$  - koncentracija posle vremena  $t$ ):

$$C_t = C_0 e^{-k_{Cl} t}$$

- Predviđa se izgradnja stанице za dohlorisanje vode koja se iz gradskog rezervoara upućuje potrošačima da bi voda nakon izlaska iz rezervoara imala ponovo maksimalnu dopuštenu koncentraciju rezidualnog hlora od 0,5 mg/l. Prosečno vreme zadržavanja vode u rezervoaru je 6 sati. Kolika će biti maksimalna dnevna potrošnja hlora u ovoj stanci?

#### R E Š E N J E:

a)



Prosečna potrošnja vode (bez gubitaka) naselja u danu sa maksimalnom potrošnjom vode je:

$$Q_{max}^{dn} = 1,3 \cdot 10^5 \text{ st.} \cdot 350 \text{ l/st.dan} = 526,6 \text{ l/s}$$

Gubici vode u distributivnoj mreži naselja su 10% vode koja se isporučuje ( $Q_{ispor}$ ), tako da se sa PPV naselju isporučuje u danu sa maksimalnom potrošnjom:

$$Q_{ispor,max} = \frac{Q_{max}^{dn}}{0,9} = 585 \text{ l/s}$$

Na PPV se troši 5% od vode koja se proizvede tako da je:

$$Q_{ispor,max} = 0,95 \cdot Q_{PPV} \Rightarrow Q_{PPV} = \frac{Q_{ispor,max}}{0,95} = 616 \text{ l/s}$$

Gde je  $Q_{PPV}$  bruto kapacitet PPV (protok koji se prerađuje na PPV).

b) Maksimalni proticaj koji se javlja u cevovodu je  $Q_{ispor,max} = 585 \text{ l/s}$

$$v \leq 1,2 \text{ m/s}$$

$$D_r \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{ispor}}{\pi v}} = 0,788 \text{ m} ; \text{ usvojeno } \varnothing 800 \text{ mm}$$

Opadanje koncentracije hlora se opisuje jednačinom

$$C_t = C_o e^{-k_{ct} t}$$

gde je  $C_o = 0,5 \text{ mg/l}$  početna koncentracija - koncentracija rezidualnog hlora u vodi na izlasku iz PPV. Vreme  $t$  odgovara vremenu putovanja vode od PPV do rezervoara:

$$t = \frac{L \cdot A}{Q} = \frac{50000 \cdot 0,8^2 \cdot \pi}{4 \cdot Q}$$

Dan sa maksimalnom potrošnjom vode

$$t = \frac{L \cdot A}{Q_{\text{ispor,max}}} = \frac{50000 \cdot 0,8^2 \cdot \pi}{4 \cdot 0,586} = 0,4972 \text{ dana}$$

U danu sa maksimalnom potrošnjom vode javljaju se najveće brzine tečenja u cevovodu pa se stoga ostvaruju najkraća vremena putovanja vode od PPV do naselja. Zato se pri ovim uslovima javlja najveća koncentracija rezidualnog hlora na ulasku u gradski rezervoar, i ona iznosi:

$$C_{t,Q_{\max}} = C_o e^{-k_{Cl} t} = 0,249 \text{ mg/l}$$

Dan sa minimalnom potrošnjom vode

Potrošnja vode u naselju:

$$Q_{\min}^{dn} = 0,75 \cdot 10^5 \text{ st.} \cdot 350 \text{ l/st.dan} = 303,8 \text{ l/s}$$

Voda koja se isporučuje naselju:

$$Q_{\text{ispor,min}} = \frac{Q_{\min}^{dn}}{0,9} = 338 \text{ l/s}$$

$$t = \frac{L \cdot A}{Q_{\text{ispor,min}}} = \frac{50000 \cdot 0,8^2 \cdot \pi}{4 \cdot 0,338} = 0,8606 \text{ dana}$$

Koncentracija rezidualnog hlora na ulasku u rezervoar zbog najdužeg vremena toka vode odgovara minimalnoj vrednosti koja se javlja u toku godine:

$$C_{t,Q_{\min}} = C_o e^{-k_{Cl} t} = 0,150 \text{ mg/l}$$

- c) Ispitaće se dnevna potrošnja hlora u danima sa maksimalnom i minimalnom potrošnjom vode.

Dan sa maksimalnom potrošnjom vode

Koncentracija rezidualnog hlora na izlasku iz rezervoara (u kome se zadržava prosečno 6 sati, ili 0,25 dana) je:

$$C_{t,Q_{max}} = C_o e^{-k_{Cl}(0,4972+0,25)} = 0,176 \text{ mg/l}$$

Dnevna potrošnja hlora za dohlorisanje vode ( $m_{Cl,Q_{max}}$ ) tako da koncentracija rezidualnog hlora posle dohlorisanja na izlasku iz rezervora bude  $C_{max}=0,5 \text{ mg/l}$ :

$$m_{Cl,Q_{max}} = (C_{max} - C_{t,Q_{max}}) \cdot Q_{ispor,max} = 16,38 \text{ kg Cl/dan}$$

Dan sa minimalnom potrošnjom vode

Koncentracija rezidualnog hlora na izlasku iz rezervoara (u kome se zadržava prosečno 6 sati, ili 0,25 dana) je:

$$C_{t,Q_{min}} = C_o e^{-k_{Cl}(0,8606+0,25)} = 0,106 \text{ mg/l}$$

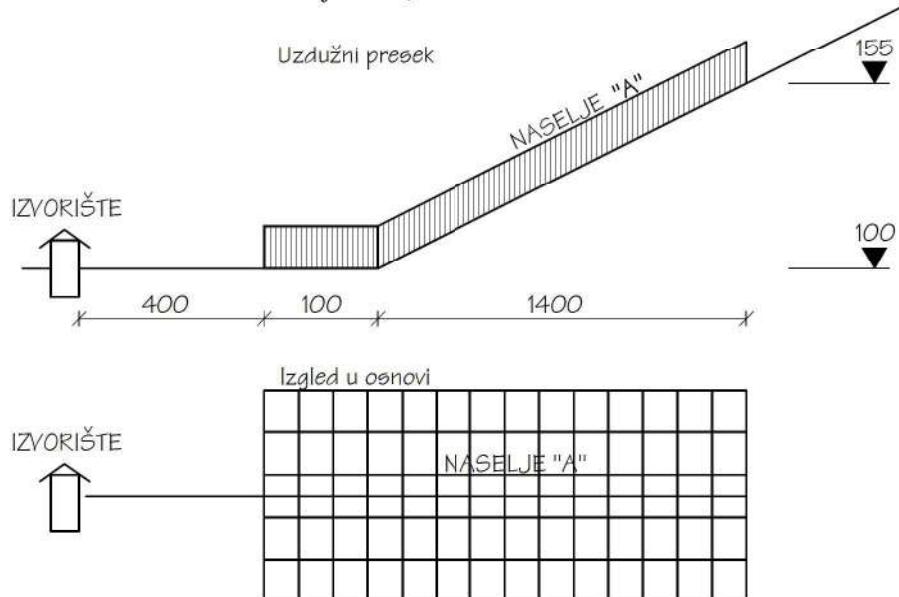
Dnevna potrošnja hlora za dohlorisanje vode ( $m_{Cl,Q_{min}}$ ) tako da koncentracija rezidualnog hlora posle dohlorisanja na izlasku iz rezervora bude  $C_{max}=0,5 \text{ mg/l}$ :

$$m_{Cl,Q_{min}} = (C_{max} - C_{t,Q_{min}}) \cdot Q_{ispor,min} = 11,51 \text{ kg Cl/dan}$$

Maksimalna dnevna potrošnja hlora za dohlorisanje vode javlja se u danu sa maksimalnom potrošnjom vode i iznosi  $16,38 \text{ kg Cl/dan}$ .

**19.** Voda sa izvorišta se preko crpne stanice upućuje u naselje "A" sa 9000 stanovnika. Na slici je šematski prikazan uzdužni presek od izvorišta do kraja naselja "A" (gore) i izgled u osnovi distributivne mreže naselja "A" (dole). Specifična potrošnja vode je 350 l/st.dan, koeficijenti dnevne i časovne neravnomernosti potrošnje su  $k_{dn, max} = 1,40$  i  $k_{h, max} = 2,0$ .

- Odrediti granice visinskih zona distributivnog vodovodnog sistema naselja "A". Minimalni dozvoljeni pritisak kod potrošača je 2,5 bar a maksimalni dozvoljeni pritisak kod potrošača je 6,5 bar.
- U svakoj visinskoj zoni predvideti po jedan ukopani rezervoar. Odrediti karakteristične kote rezervoara (kote dna i preliva) i tačno ih locirati na priloženoj skici tako da se kota preliva poklapa sa kotom terena. Dubina vode u rezervoarima je 3,0 m.
- Odrediti proticaje crpnih stanica u sistemu. Crpne stanice su locirane na izvorištu i uz rezervoare (gde je potrebno). Za uslove maksimalne dnevne potrošnje vode crpna stanica na izvorištu radi neprekidno tokom dana a ostale crpne stanice 16 časova u toku dana. Usvojiti da crpne stanice rade sa konstantnim protokom.
- Dimenzionisati glavne cevovode u sistemu tako da brzina tečenja bude manja od 1 m/s i proveriti ispunjenost uslova o minimalnom i maksimalnom pritisku u mreži kod potrošača. Apsolutna hrapavost svih cevi u sistemu je  $k=0,2$  mm.



**R E Š E N J E:**

---

- a) Pritisak u nekoj tački "i" distributivne vodovodne mreže zavisi od pijezometarske kote i kote terena:

$$p_i = \rho g (\Pi_i - z_i)$$

Pijezometarska kota zavisi od hidrauličkih karakteristika sistema (nivoa vode u rezervoaru koji napaja razmatranu zonu, konfiguracije mreže, proticaja po deonicama mreže, hidrauličkih gubitaka i dr.). Da bi pritisci u svim tačkama mreže bili u granicama između minimalno i maksimalno dopuštenih, geodetska visinska razlika između najviše i najniže tačke terena na distributivnoj mreži treba da bude:

$$z_{max} - z_{min} \leq \frac{(p_{max} - p_{min})}{\rho g} - \Delta \Pi$$

gde su  $p_{max}$  i  $p_{min}$  zadati maksimalni i minimalni pritisci u mreži, a  $\Delta \Pi$  razlika između minimalne i maksimalne pijezometarske kote koja se može javiti u nekoj tački mreže. Veličine  $p_{max}$  i  $p_{min}$  su zadate zadatkom (6,5 i 2,5 bar) a veličina  $\Delta \Pi$  se može predstaviti kao:

$$\Delta \Pi = \Delta \Pi_{Rmax} + \Delta \Pi_{MRmax}$$

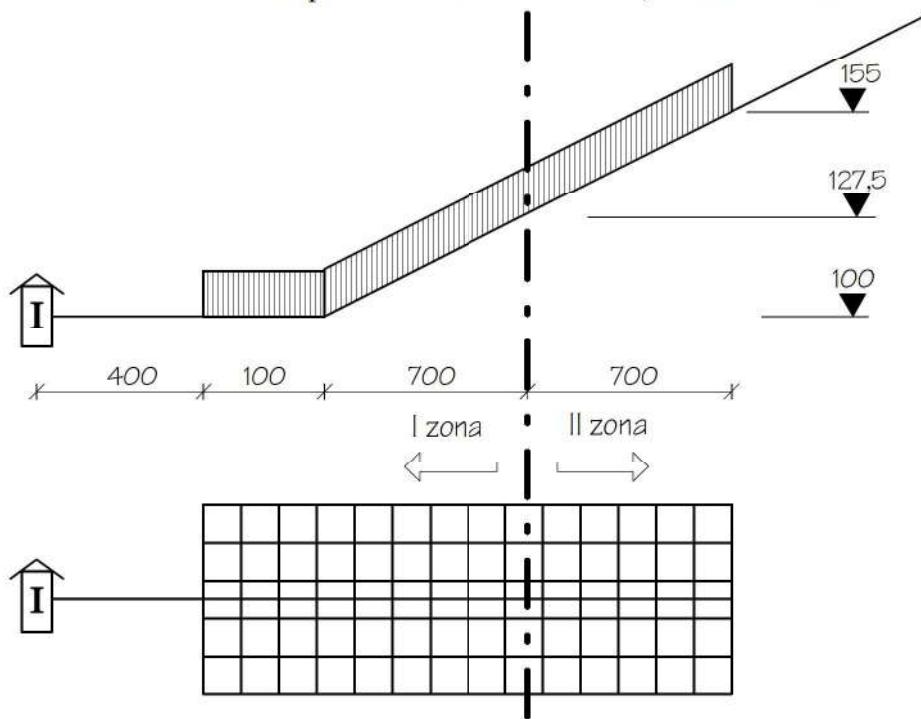
gde su:  $\Delta \Pi_{Rmax}$  razlika između maksimalnog i minimalnog nivoa u rezervoaru (u našem slučaju je 3,0 m),  $\Delta \Pi_{MRmax}$  razlika pijezometarskih kota u nekoj tački mreže pri različitim uslovima proticaja i potrošnje vode u sistemu. Veličina  $\Delta \Pi_{MRmax}$  se ne može znati pre nego što se izvrši dimenzionisanje i hidraulički proračun distributivnog vodovodnog sistema, tako da se prvo mora usvojiti neka vrednost, a zatim se nakon svih potrebnih proračuna proverava da li je ispunjen uslov minimalnih i maksimalnih pritisaka u mreži. U ovom zadatku procenjeno je da veličina  $\Delta \Pi_{MRmax}$  iznosi 5 m. Ako se usvoji aproksimacija da je:

$$\frac{1bar}{\rho g} = 10m \quad \text{onda je:} \quad z_{max} - z_{min} \leq 65 - 25 - 3 - 5$$

odnosno:  $z_{\max} - z_{\min} \leq 32m$

Kako visinska razlika između najviše i najniže tačke naselja "A" iznosi 55 m, to znači da se distributivni vodovodni sistem mora podeliti u visinske zone kako bi se obezbedilo zadovoljenje uslova o minimalnim i maksimalnim pritiscima. Iz prethodnih podataka jasno je da treba naselje podeliti u dve visinske zone, tako da granica između I (niže) i II (više) zone treba da bude između kota terena 123,0 i 132,0 mm. U ovom primeru usvojeno je da:

I zona obuhvata potrošače između kota 100 mm i 127,5 mm  
II zona obuhvata potrošače između kota 127,5 mm i 155 mm



Broj stanovnika po zonama je:

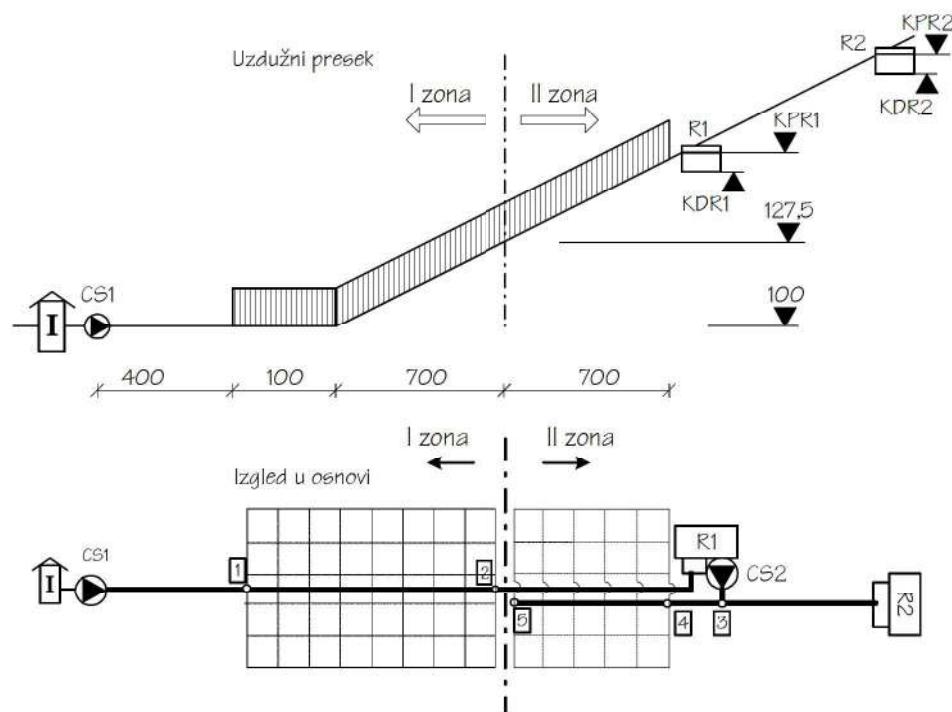
$$L_{naselja} = 1500 \text{ m} ; N_s = 9000 \rightarrow n = 6 \frac{\text{stanovnika}}{\text{m}}$$

I zona :  $N_s = 800 \text{ m} \cdot 6 \text{ st/m} = 4800 \text{ st}$

II zona:  $N_s = 4200 \text{ st}$

b), c), d) Zbog međusobne uslovljenosti, ove tri tačke moraju se rešavati simultano.

Rešenje, prema uslovima zadatka je prikazano na narednoj skici.



Crpna stanica CS1 zahvata vodu sa izvorišta i cevovodom koji prolazi kroz naselje uvodi je u rezervoar prve zone (R1). Ovaj cevovod je na deonici 1-2 povezan na distributivnu mrežu I visinske zone. Deonica cevovoda od čvora 2 do R1 prolazi kroz II visinsku zonu ali potrošači II zone se ne priključuju na ovaj cevovod (jer ne bi imali dovoljan pritisak). Posebno se naglašava da distributivne mreže različitih visinskih zona ne smeju biti povezane.

Rezervoar R1 pored uobičajenih funkcija rezervoara za I visinsku zonu istovremeno služi i kao crpni bazen za crpnu stanicu CS2. Crpna stanica CS2 zahvata vodu iz R1 i potiskuje je do čvora 3 gde se cevovod račva na dva kraka: jedan odvodi vodu u rezervoar R2 a drugi napaja vodom II visinsku zonu (takođe je moguće i rešenje gde bi se posebnim cevovodom CS2 - R2 punio rezervoar R2, dok bi se voda iz R2 u II zonu upućivala drugim cevovodom, ali za ove uslove skicirano rešenje je povoljnije-jevtinije).

Položaj rezervora u okviru svake zone određuje se iz uslova minimalnih i maksimalnih pritisaka u mreži. Da bi se obezbedio pritisak veći od minimalno dozvoljenog kota dna rezervora (*KDR*) u svakoj zoni treba da bude:

$$KDR \geq \frac{p_{min}}{\rho g} + z_{i,max} + \Delta h_i$$

gde su:  $p_{min}$  minimalni dopušteni pritisak u mreži kod potrošača (2,5bar),  $z_{i,max}$  "kritično" mesto na mreži gde se javljaju najniži pritisci (u ovom slučaju je to tačka na mreži sa najvišom kotom terena),  $\Delta h_i$  maksimalna vrednost hidrauličkih gubitaka na proticanju vode od rezervoara do "kritične" tačke na koti  $z_{i,max}$ , tako da je:

$$\begin{aligned} KDR1 &\geq 25 + 127,5 + \Delta h_i & \Rightarrow & \quad KDR1 \geq 152,5 + \Delta h_i \\ KDR2 &\geq 25 + 155 + \Delta h_i & \Rightarrow & \quad KDR2 \geq 180,0 + \Delta h_i \end{aligned}$$

Kako se veličine  $\Delta h_i$  pre određivanja proticaja crpnih stanica, dimenzionisanja cevovoda i hidrauličkog proračuna ne znaju, to će prvo biti određeni proticaji (kapaciteti) crpnih stanica.

### Kapaciteti crpnih stanica

Karakteristične vrednosti potrošnje vode po visinskim zonama date su u narednoj tabeli

	I visinska zona	II visinska zona
Br. stanovnika	4800	4200
$Q_{sr}$ (l/s)	19,4	17,0
$Q_{dn}^{max}$ (l/s)	27,2	23,8
$Q_h^{max}$ (l/s)	54,4	47,6

Crpna stanica CS1 mora da plasira celokupnu vodu koja se troši u naselju "A" tako da je njen kapacitet (radi 24 časa):

$$Q_{CS1} = Q_{max\ 1}^{dn} + Q_{max\ 2}^{dn} = 51,0 \text{ l/s}$$

Kapacitet crpne stanice CS2 treba da podmiri potrošnju u II visinskoj zoni, pri čemu ona radi 16 časova u toku dana:

$$Q_{CS2} = Q_{max,2}^{dn} \cdot \frac{24}{16} = 35,7 \text{ l/s}$$

### Dimenzionisanje glavnih cevovoda

Cevovod CS1 - R1 (I visinska zona)

- Deonica CS1-1  
Makismalan protok na ovoj deonici je 51,0 l/s ( $Q_{CS1}$ ).
- Deonica 1-2  
Proticaj na ovoj deonici se menja u zavisnosti od stanja potrošnje vode i kreće se u granicama od 51,0 l/s do 0 l/s.
- Deonica 2-R1  
Proticaj na ovoj deonici se menja u zavisnosti od stanja potrošnje vode u I visinskoj zoni i kreće se od  $Q_{CS1}$  (51,0 l/s) do  $Q_{max,1}^h = 3,4 \text{ l/s}$  (u smeru od R1 ka čvoru 2).

Na svim deonicama maksimalan protok je 51 l/s ( $Q_{CS1}$ ) tako da je:

$$D \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{CS1}}{v_{max} \cdot \pi}} \Rightarrow D \geq 255 \text{ mm}; \text{ usvojeno } \varnothing 300 \text{ mm}$$

Cevovod 5 - 4 - 3 - R2

- Deonica 5-4  
Proticaj se menja u zavisnosti od stanja potrošnje u II zoni i kreće se u granicama od  $Q_{max,2}^h$  (47,6 l/s) do  $Q_{min,2}^h$  ( $\approx 0$  l/s).
- Deonica 4-3  
Isto kao i za deonicu 5-4
- Deonica 3-R2  
Proticaj na ovoj deonici se menja u zavisnosti od stanja potrošnje vode u II visinskoj zoni i rada crpne stanice CS2, i kreće se od  $Q_{CS2}$  (35,7 l/s, od čvora 3 prema R2) do  $Q_{max,2}^h$  (47,6 l/s od R2 prema čvoru 3).

Na svim deonicama maksimalan protok je 47,6 l/s ( $Q_{max,2}^h$ ):

$$D \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{max,2}^h}{v_{max} \cdot \pi}} \Rightarrow D \geq 246 \text{ mm}; \text{ usvojeno } \varnothing 250 \text{ mm}$$

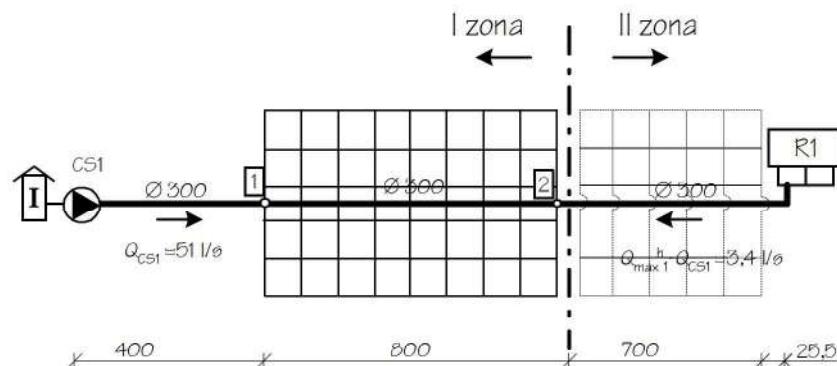
### Položaj rezervoara i provera pritisaka

Prilikom rešavanja problema ceo sistem će se razmatrati kao linijski (razmatraće se hidraulički gubici samo u cevovodima CS1-R1 i 5-R2). Kao što je već napisano, distributivne mreže I i II zone nisu povezane, što nam omogućava da svaku od ovih zona posebno razmatramo. Prvo će biti analizirana I visinska zona.

#### ■ I visinska zona

Položaj rezervoara odrediće se prema uslovu za zadovoljenje minimalnih pritisaka u mreži koji je ranije naveden. Veličina  $\Delta h_i$  (maksimalna vrednost hidrauličkih gubitaka na proticanju vode od rezervoara do "kritične" tačke) biće određena za uslove maksimalne časovne potrošnje vode.

Proticaji u sistemu tada izgledaju kao na narednoj skici:



Položaj rezervora R1 odrediće se prema uslovu za ostvarenje minimalnog pritiska u čvoru 2 ("kritični" čvor na najvišoj koti). Maksimalan protok od R1 prema čvoru 2 je  $Q_{max,1}^h - Q_{CS1} = 3,4 \text{ l/s}$  što daje veoma male hidrauličke gubitke ( $v=0,05 \text{ m/s}$ , gubici oko  $1 \text{ cm}$ ), pa je usvojena vrednost  $\Delta h_i$  od  $0,5 \text{ m}$  tako da je:

$$\text{kota dna R1: } KDR1 = 153,0 \text{ mm}$$

$$\text{kota punog rezervora R1 (preliva): } KPR1 = 156,0 \text{ mm}$$

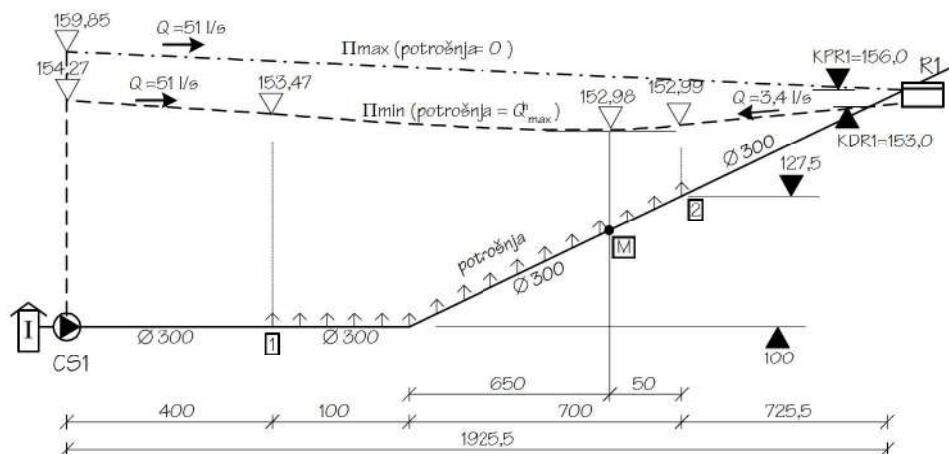
Provera ispunjenosti uslova o minimalnim i maksimalnim pritiscima u I visinskoj zoni odrediće se za sledeća dva ekstremna slučaja:

- Provera minimalnih pritisaka (prikazano na prethodnoj skici):
    - crna stanica CS1 radi,
    - nivo vode u R1 odgovara nivou dna (KDR1),
    - maksimalna časovna potrošnja vode u I zoni.

- Provera maksimalnih pritisaka:
    - crpna stanica CS1 radi,
    - nivo vode u R1 odgovara nivou preliva (KPR1),
    - potrošnja vode u I zoni jednaka nuli.

Za ova dva slučaja treba da se izračunaju pijezometarske kote u karakterističnim tačkama glavnog cevovoda. Kako je u primerima br. 6 i 7 već detaljno prikazan način proračuna, ovde će biti prikazani samo dati krajnji rezultati (naredna skica).

Može se zaključiti da sistem u I zoni ispunjava uslove o minimalnim i maksimalnim pritiscima jer su u svim tačkama glavnog cevovoda pritisci između minimalno i maksimalno dopuštenih.



---

- II visinska zona

---

Slično kao i u prethodnom slučaju, položaj rezervora R2 odrediće se prema uslovu za ostvarenje minimalnog pritiska u čvoru 4 ("kritični" čvor na najvišoj koti). Maksimalan protok od R2 prema čvoru 4 je  $Q_{max,2}^h = 47,6 \text{ l/s}$  (CS2 ne radi) što daje brzinu tečnja od  $0,97 \text{ m/s}$ , odnosno nagib pijezometarske linije  $I=0,404\%$ , pa je usvojena vrednost  $\Delta h_i$  od  $5,0 \text{ m}$  tako da je:

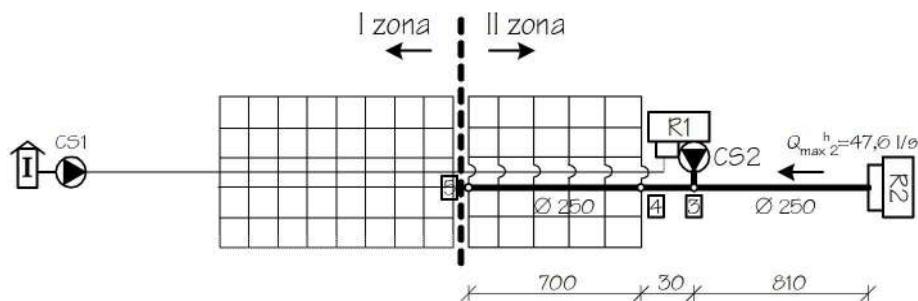
$$\text{kota dna R2: } KDR2 = 185,0 \text{ mm}$$

$$\text{kota punog rezervora R2 (preliva): } KPR2 = 188,0 \text{ mm}$$

Provera ispunjenosti uslova o minimalnim i maksimalnim pritiscima u II visinskoj zoni odrediće se za sledeća dva ekstremna slučaja:

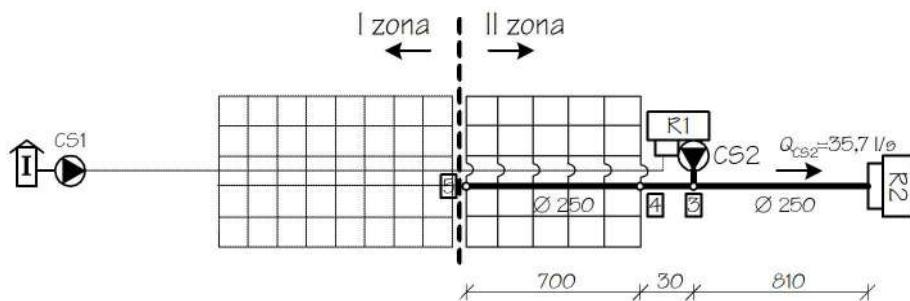
- Provera minimalnih pritisaka za uslove (naredna skica):

- crpna stanica CS2 ne radi,
- nivo vode u R2 odgovara nivou dna (KDR1),
- maksimalna časovna potrošnja vode u II zoni.



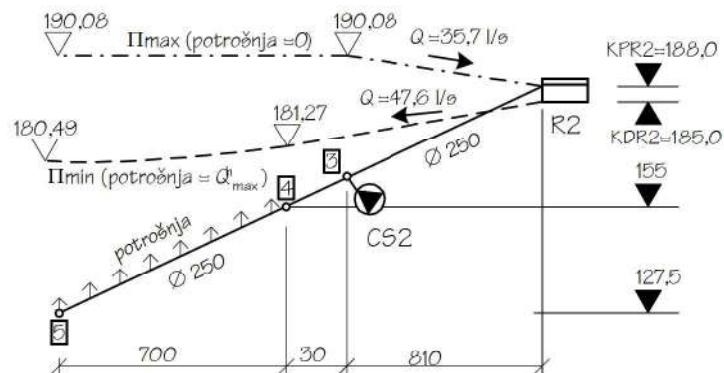
- Provera maksimalnih pritisaka (naredna skica):

- crpna stanica CS2 radi,
- nivo vode u R2 odgovara nivou preliva (KPR2),
- potrošnja vode u II zoni jednaka nuli.

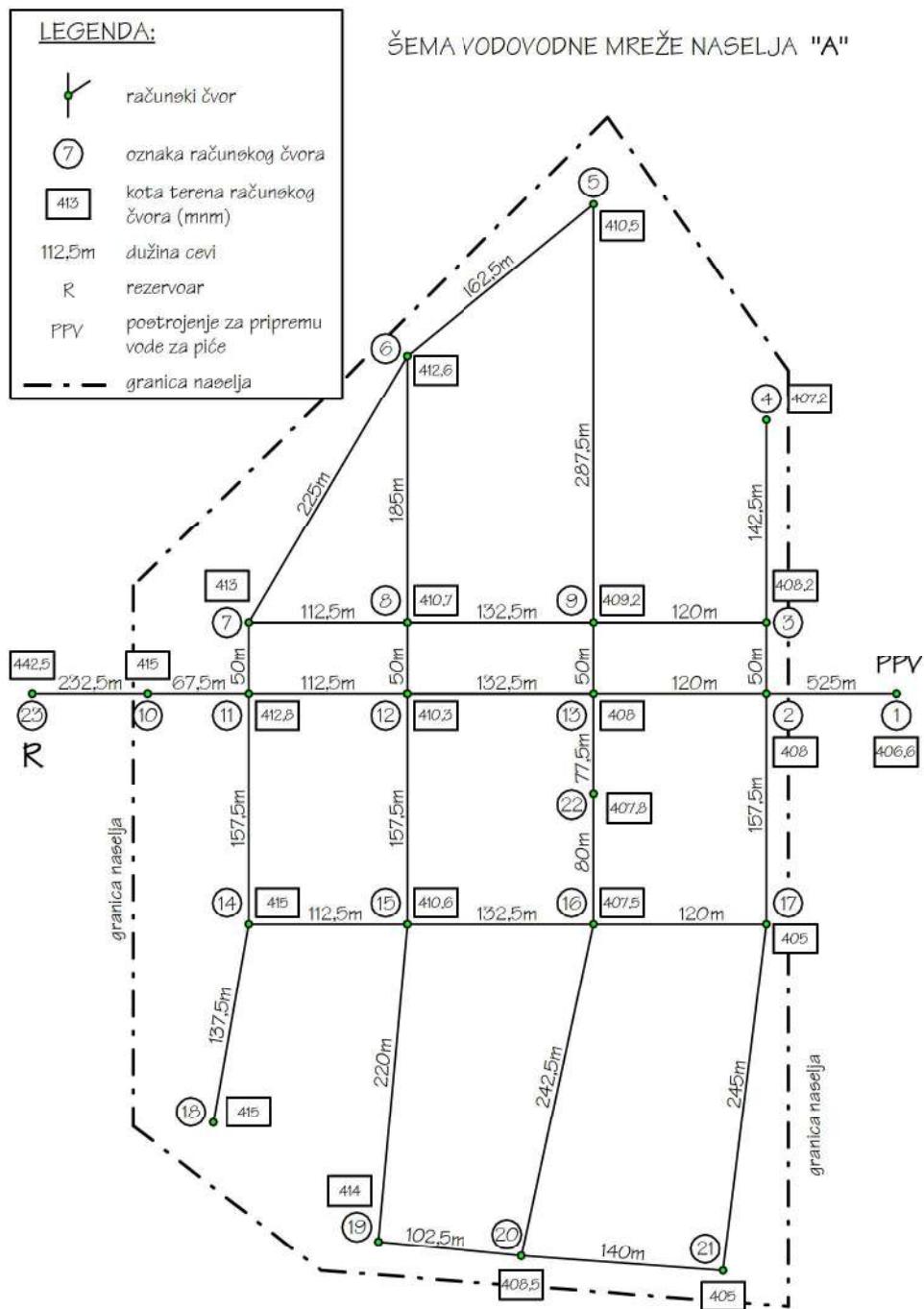


Kao i za I visinsku zonu, neće se prilagati detaljni proračun, već samo krajnji rezultati (naredna skica).

Može se zaključiti da sistem u II zoni ispunjava uslove o minimalnim i maksimalnim pritiscima jer su u svim tačkama glavnog cevovoda pritisci između minimalno i maksimalno dopuštenih.



**20.** Šema vodovodne mreže naselja "A" sa podacima data je na skici



Naselje "A" broji 18000 stanovnika i snabdeva se vodom sa postrojenja za pripremu vode (PPV) u čvoru 1. Stanovništvo je ravnomerno priključeno duž cevovoda vodovodne mreže unutar granice naselja. U čvoru 22 na vodovodnu mrežu priključen je industrijski pogon. Gradski rezervoar (R - čvor 23) nalazi se sa suprotne strane naselja u odnosu na PPV. Kota preliva rezervoara je 446,5 mm a kota dna je 442,5 mm. Hrapavost cevi je 0,1 mm.

- a) Dimenzionisati cevovode i sprovesti hidraulički proračun tečenja u cevnim mrežama računarskim programom "Mreža" za uslove maksimalne časovne potrošnje vode. Potrebni podaci su:

- maksimalna časovna potrošnja vode stanovništva je 137,6 l/s
- maksimalna časovna potrošnja industrijskog pogona je 31,2 l/s
- PPV upućuje prema naselju proticaj  $Q_{PPV,neto} = 90 \text{ l/s}$

Pri tome moraju se ispoštovati sledeći uslovi:

- minimalni prečnik cevovoda vodovodne mreže je 100 mm,
- minimalni dopušteni pritisak u vodovodnoj mreži kod potrošača je 2,5 bara,
- potrošnju vode za potrebe gašenje požara usvojiti prema važećem pravilniku (Prilog 5).

- b) Nacrtati podužni profil cevovoda koji povezuje PPV i rezervoar (deonice koje povezuju čvorove: 1 - 2 - 13 - 12 - 11 - 10 - 23) i na njemu ucertati pijezometraske linije koje definišu minimalne i maksimalne pritiske koji se mogu javiti u ovom cevovodu.

#### **R E Š E N J E:**

---

- a) Prilikom matematičkog modeliranja vodovodnih sistema računarskim programima koji simultano rešavaju sistem jednačina koje opisuju tečenje u cevnim mrežama pod pritiskom, svi elementi vodovodnog sistema predstavljaju se skupom čvorova koji su povezani vezama (M. Radojković i N.Klem, 1989, gde je detaljno opisan program "Mreža"). Kao čvorovi modeliraju se mesta ukrštanja cevovoda, mesta promene prečnika cevovoda, rezervoari, i dr. Kao veze, modeliraju se cevi, zatvarači, crpke i dr.

Podaci o geometriji cevne mreže (kote čvorova, dužine deonica, kote rezervoara) zadati su tekstrom zadatka i šemom mreže.

Celokupna potrošnja vode u naselju koncentriše se u čvorove mreže. Prilikom određivanja čvorne potrošnje mora se voditi računa da postoje dve osnovne vrste potrošača: potrošači koji su raspoređeni u prostoru (u ovom slučaju stanovništvo koje je ravnomerno priključeno po deonicama distributivne vodovodne mreže unutar granica naselja) i "tačkasti" - veći potrošači koji iz određenog čvora mreže zahvataju vodu (u ovom slučaju to su industrijski potrošač i protok potreban za gašenje požara). Čvorne potrošnje dobijene su kao zbir svih potrošnji vode u datom čvoru. Pri tome je:

- Čvorna potrošnja vode od stanovništva određena je kao zbir polovina potrošnji vode stanovništva iz deonica cevi koje se susiće u razmatranom čvoru.
- Potrošnja vode industrijskog potrošača je u čvoru 22.
- Količine vode za gašenje požara je  $2 \times 20 \text{ l/s}$  (prema Pravilniku, Prilog 5). Ova potrošnja je postavljena u dva čvora mreže koji su udaljeni od rezervora (čvorovi 5 i 14), odnosno PPV, kako bi se proračunom proverilo funkcisanje vodovodne mreže u uslovima ekstremne potrošnje vode.

Da bi računarski program radio moraju se zadati prečnici cevi. Prečnici cevi nisu unapred poznati tako da se moraju oceniti, a zatim nakon proračuna programom "Mreža" proverava se da li usvojeni cevovodi imaju odgovarajuću propusnu moć i da li su ispunjeni uslovi iz postavke zadatka. Ako je potrebno vrši se korekcija prečnika pojedinih cevi i ponavlja se proračun, nakon čega se ponovo analiziraju rezultati i po potrebi menjaju prečnici cevi. U ovom primeru u početnom koraku prečnici cevovoda su određeni iz uslova da maksimalna brzna tečenja u cevovodima ne bude veća od  $1 \text{ m/s}$ . Maksimalni proticaji u cevovodima su :

- Za deonicu cevovoda koji povezuje PPV i rezervoar od PPV do čvora 11 maksimalni proticaj koji se može javiti je  $Q_{PPV,neto}$ , (javlja se noću kada je potrošnja minimalna - približno nula).
- Za deonicu od rezervoara do čvora 11 maksimalni proticaj je  $Q_{max}^h - Q_{PPV,neto}$  (javlja se pri maksimalnoj potrošnji vode).
- u ostalim deonicama maksimalni proticaji se javljaju pri maksimalnoj potrošnji vode. Ovi proticaji su procenjeni tako što je za svaki čvor mreže postavljan uslov kontinuiteta (naredna šema). Ovako dobijeni proticaji po deonicama ("prepostavljeni proticaji" -  $Q_{pretp.}$ ) iskorišćeni su za određivanje prečnika cevi

( $D_{usv}$ ). Naravno, sve vreme treba imati u vidu da su ovako određeni prečnici cevovoda usvojeni prema jednom rasporedu proticaja koji nije realan jer ne zadovoljava osnovne hidrauličke uslove tečenja u cevnim mrežama (nije vođeno računa o energetskoj jednačini). Zato će prečnici cevovoda konačno biti usvojeni nakon nekoliko iteracija proračuna, pri čemu će se prečnici pojedinih cevovoda menjati.

Podaci o cevima i pretpostavljeni proticaji po deonicama

deonica od-do	$L$ [m]	$Q_{sopstv.}$ [l/s]	$Q_{pretp.}$ [l/s]	$D_{usv.}$ [mm]
1-2	525	0,0	90,0	350
2-3	50	1,7	35,0	200
2-13	120	4,0	14,5	350
2-17	157,5	5,3	35,0	200
3-4	142,5	4,8	2,4	100
3-9	120	4,0	27,4	200
5-6	162,5	5,4	5,0	100
5-9	287,5	9,6	22,5	200
6-7	225	7,5	16,7	150
6-8	185	6,2	1,8	100
7-8	112,5	3,8	10,0	150
7-11	50	1,7	33,2	250
8-9	132,5	4,4	17,0	150
8-12	50	1,7	13,3	150
9-13	50	1,7	12,0	150
10-11	67,5	2,3	117,0	400
11-12	112,5	3,8	52,2	350
11-14	157,5	5,3	25,0	200
12-13	132,5	4,4	7,3	350
12-15	157,5	5,3	24,0	200
13-22	77,5	2,6	27,4	200
22-16	80	2,7	4,5	100
14-15	112,5	3,8	4,2	100
14-18	137,5	4,6	22,3	200
15-16	132,5	4,4	5,0	100
15-19	220	7,4	4,3	100
16-17	120	4,0	15,0	150
16-20	242,5	8,1	4,5	100
17-21	245	8,2	11,2	150
19-20	102,5	3,4	1,1	100
20-21	140	4,7	4,7	100
10-23	232,5	0,0	118,2	400

Podaci o čvorovima

oznaka čvora	ČVORNA POTROŠNJA [l/s]			
	stano- vništvo	industrija, požar	ukupno	kota terena (mnm)
1			0,0	406,6
2	5,5		5,5	408,0
3	5,2		5,2	408,2
4	2,4		2,4	407,2
5	7,5	20	27,5	410,5
6	9,6		9,9	412,6
7	6,5		6,5	413,0
8	8,1		8,1	410,7
9	9,9		9,9	409,2
10	1,2		1,2	415,0
11	6,6		6,6	412,8
12	7,6		7,6	410,3
13	6,4		6,4	408,0
14	6,9	20	26,9	415,0
15	10,5		10,5	410,6
16	9,6		9,6	407,5
17	8,8		8,8	405,0
18	2,3		2,3	415,0
19	5,4		5,4	414,0
20	8,1		8,1	408,5
21	6,5		6,5	405,0
22	2,7	31,2	33,9	407,8
23			0,0	442,5

U nastavku je priložen kompletan listing ulaznih podataka za program "Mreža", kao i rezultati hidrauličkog proračuna, za konačno usvojene prečnike cevovoda. Takođe je priložena i šema usvojene vodovodne mreže.

Ulagani podaci za program "Mreža" se definišu u posebnoj datoteci (*ime.dat*). U nastavku je prikazano uputstvo za upisivanje podataka u ovu datoteku.

Izlazna datoteka programa "Mreža" je prikazana u tabeli *Datoteka rezultata proračuna programa "Mreža"*. Prema priloženim rezultatima, može se zaključiti da prikazana vodovodna mreža ispunjava sve zadate uslove.

Uputstvo za upisivanje podataka u ulaznu datoteku za program "Mreža"

Tekst za identifikaciju problema (**Vodovodna mreža naselja "A"**)  
broj čvorova u mreži, broj cevi u mreži

**Podaci o čvorovima**

oznaka čvora, ukupna čvorna potrošnja (l/s), kota terena (mm)

.....  
.....  
.....

**Podaci o cevima**

oznaka uzvodnog čvora, oznaka nizvodnog čvora, dužina cevi (m), pretpostavljeni prečnik cevi (mm), apsolutna hrapavost cevi (mm)

.....  
.....  
.....

**Referentni čvorovi**

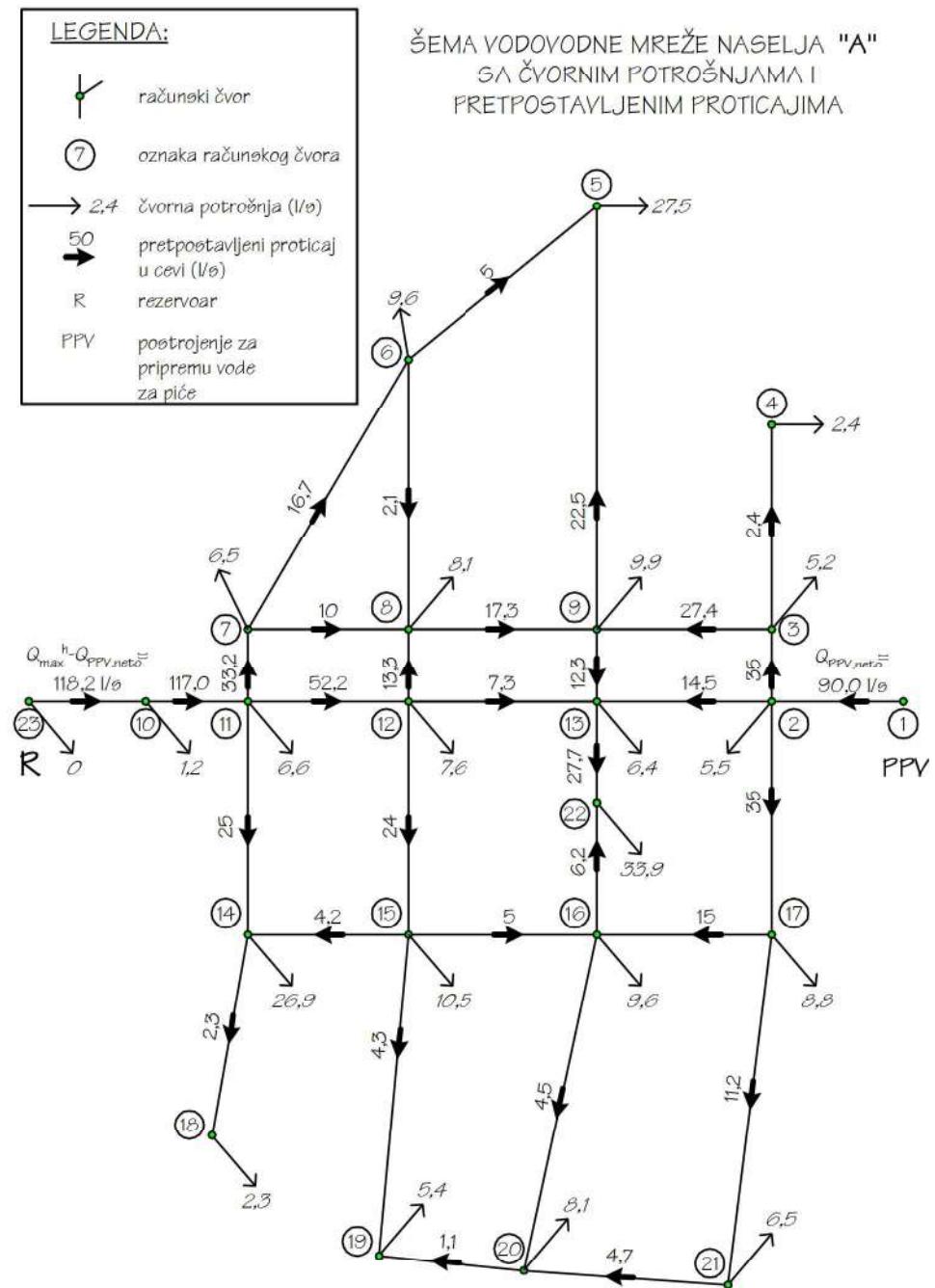
broj referentnih čvorova (čvorovi sa zadatom  $\Pi$  kotom-u ovom primeru rezervoar)  
oznaka referentnog čvora,  $\Pi$  kota u referentnom čvoru (mm)

**Računski parametri**

dozvoljeni br. iteracija za rešavanje sistema lin.alg.jedn., dozvoljena razlika između dve uzastopne iteracije (m), koef. nadrelaksacije, dozvoljeni br. iteracija za rešavanje sistema nel.alg.jed, dozvoljena razlika između dve uzastopne iteracije (l/s)

- b) Priložen je podužni profil glavnog cevovoda (1-2-13-12-11-10-23) sa svim potrebnim elementima. Pijezometarske kote koje definišu minimalne pritiske odgovaraju maksimalnoj potrošnji vode u naselju i praznom rezervoaru, i preuzete su iz hidrauličkog proračuna. Pijezometarske kote koje definišu maksimalne pritiske u mreži određene su za potrošnju vode u naselju jednaku nuli dok se celokupna količina vode sa PPV (90 l/s) transportuje prema rezervoaru kroz glavni cevovod, pri čemu je rezervoar pun.

Rešenje ovog primera je približno jer nije adekvatno matematički modeliran rad crpne stanice. Naime, kako se pritisak kod izvorišta, na potisima crpki, menja u zavisnosti od stanja potrošnje i nivoa vode u rezervoaru, to bi se u realnom sistemu javljale promene protoka crpne stanice u skladu sa Q-H karakteristikama crpke. Da bi se ovo obuhvatilo proračunom morao bi se koristiti neki od savremenih računskih programa koji omogućava matematičko modeliranje rada CS.



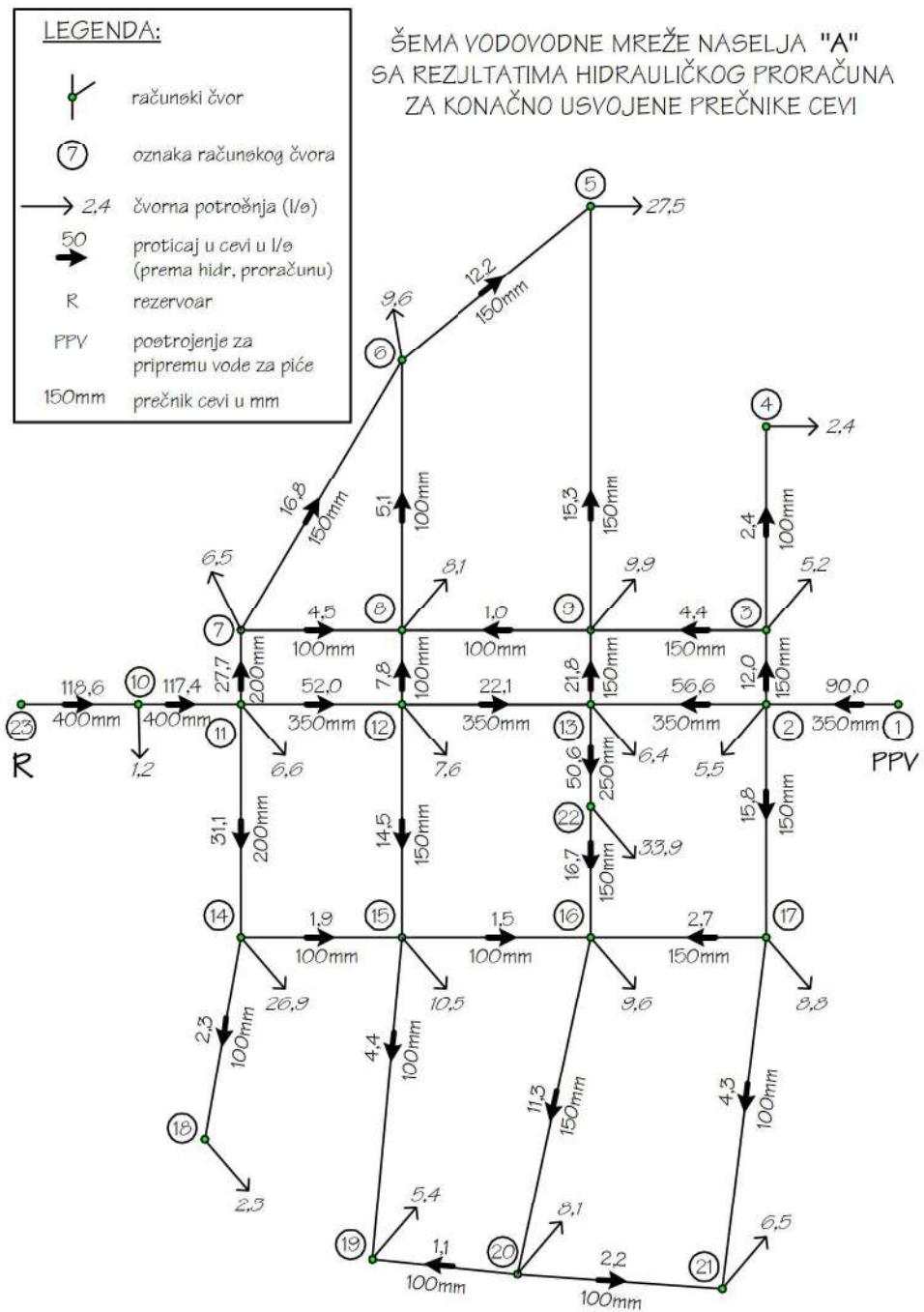
## DATOTEKA ULAZNIH PODATAKA ZA PROGRAM "MREŽA"

Vodovodna mreza naselja "A"  
 23,32  
**PODACI O CVOROVIMA**  
 1,-90.0,406.6  
 2,5.5,408  
 3,5.2,408.2  
 4,2.4,407.2  
 5,27.5,410.5  
 6,9.9,412.6  
 7,6.5,413  
 8,8.1,410.7  
 9,9.6,409.2  
 10,1.2,415  
 11,6.6,412.8  
 12,7.6,410.3  
 13,6.4,408  
 14,26.9,415  
 15,10.5,410.6  
 16,9.6,407.5  
 17,8.8,405  
 18,2.3,415  
 19,5.4,414  
 20,8.1,408.5  
 21,6.5,405  
 22,33.9,407.8  
 23,0,442.5  
**PODACI O CEVIMA**  
 1,2,525,350,0.1  
 2,3,50,150,0.1  
 2,13,120,350,0.1  
 2,17,157.5,150,0.1  
 3,4,142.5,100,0.1  
 3,9,120,100,0.1  
 5,6,162.5,150,0.1  
 5,9,287.5,150,0.1  
 6,7,225,150,0.1  
 6,8,185,100,0.1  
 7,8,112.5,100,0.1  
 7,11,50,200,0.1  
 8,9,72.5,100,0.1  
 8,12,50,100,0.1  
 9,13,50,150,0.1  
 10,11,67.5,400,0.1  
 11,12,112.5,350,0.1  
 11,14,157.5,200,0.1  
 12,13,132.5,350,0.1  
 12,15,157.5,150,0.1  
 13,22,77.5,250,0.1  
 22,16,80,150,0.1  
 14,15,112.5,100,0.1  
 14,18,137.5,100,0.1  
 15,16,132.5,100,0.1  
 15,19,220,100,0.1  
 16,17,120,150,0.1  
 16,20,242.5,150,0.1  
 17,21,245,100,0.1  
 19,20,102.5,100,0.1  
 20,21,140,100,0.1  
 10,23,232.5,400,0.1  
**REFERENTNI CVOROVI**  
 1  
 23,442.5  
**RACUNSKI PARAMETRI**  
 500,0.01,1.7,50,0.05

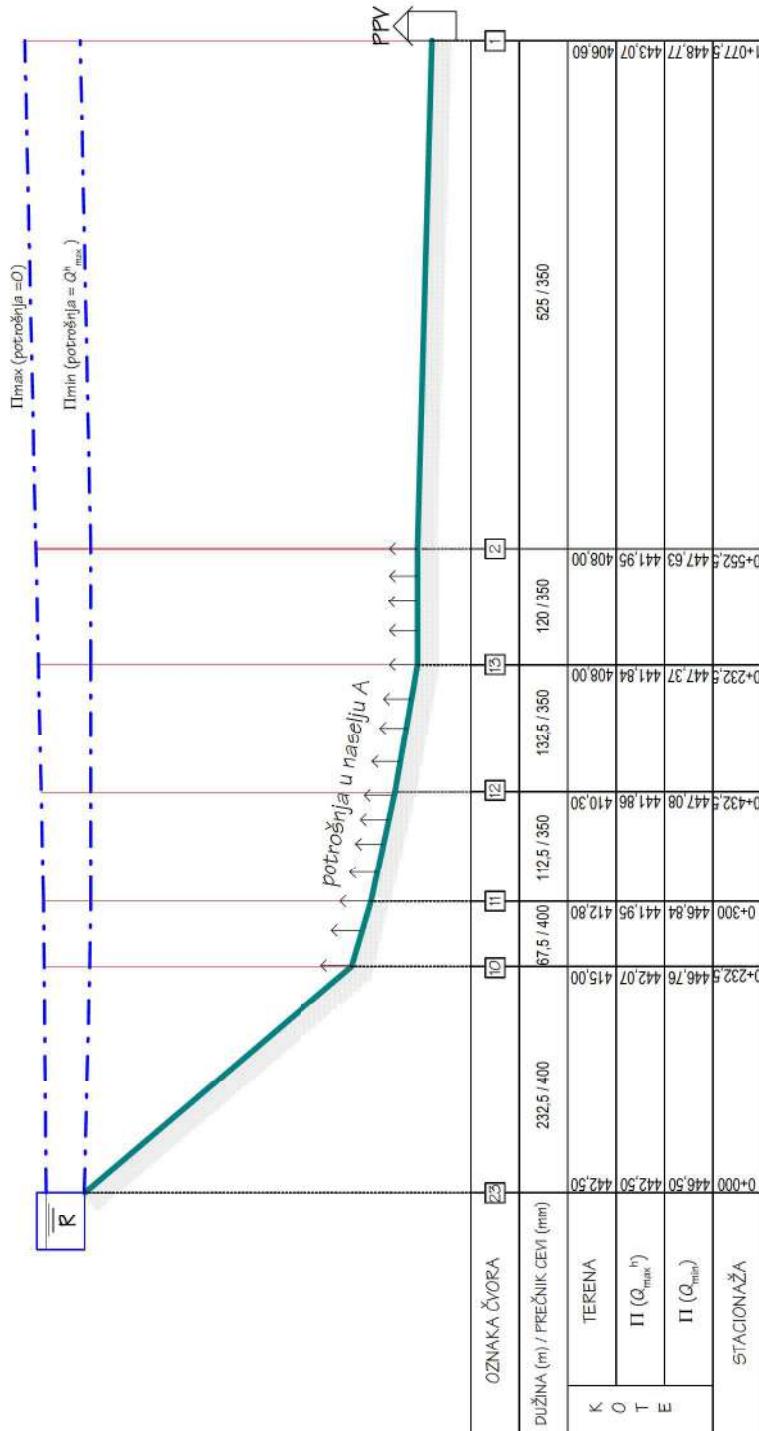
## DATOTEKA RESULTATA PRORAČUNA PROGRAMA "MREŽA"

Rezultati proračuna za cvorove:				
Broj cvora	Pijezometarska kota (m)	Potrosnja u cvoru (lit/sec)	Geodetska kota cvora (m)	Visina pritiska (m)
1	443.07	-90.00	406.60	36.47
2	441.95	5.50	408.00	33.95
3	441.78	5.20	408.20	33.58
4	441.60	2.40	407.20	34.40
5	439.82	27.50	410.50	29.32
6	440.37	9.60	412.60	27.77
7	441.76	6.50	413.00	28.76
8	441.31	8.10	410.70	30.61
9	441.32	9.90	409.20	32.12
10	442.07	1.20	415.00	27.07
11	441.95	6.60	412.80	29.15
12	441.86	7.60	410.30	31.56
13	441.84	6.40	408.00	33.84
14	441.20	26.90	415.00	26.20
15	441.11	10.50	410.60	30.51
16	441.04	9.60	407.50	33.54
17	441.07	8.80	405.00	36.07
18	441.04	2.30	415.00	26.04
19	440.29	5.40	414.00	26.29
20	440.32	8.10	408.50	31.82
21	440.17	6.50	405.00	35.17
22	441.54	33.90	407.80	33.74
23	442.50	.00	442.50	.00

Rezultati proračuna za cevi:					
Cev od	Cev do	Duzina Proticaj (l/sec)	Brzina (m/sec)	Precnik cevi (mm)	dH
1	2	90.00	.94	525.00	350.
2	3	12.00	.68	50.00	150.
2	13	56.64	.59	120.00	350.
2	17	15.82	.90	157.50	150.
3	4	2.40	.31	142.50	100.
3	9	4.40	.56	120.00	100.
5	6	-12.19	-.69	162.50	150.
5	9	-15.32	-.87	287.50	150.
6	7	-16.67	-.94	225.00	150.
6	8	-5.12	-.65	185.00	100.
7	8	4.51	.57	112.50	100.
7	11	-27.68	-.88	50.00	200.
8	9	-.98	-.13	72.50	100.
8	12	-7.73	-.98	50.00	100.
9	13	-21.80	-1.23	50.00	150.
10	11	117.40	.93	67.50	400.
11	12	52.05	.54	112.50	350.
11	14	31.06	.99	157.50	200.
12	13	22.12	.23	132.50	350.
12	15	14.52	.82	157.50	150.
13	22	50.60	1.03	77.50	250.
22	16	16.72	.95	80.00	150.
14	15	1.86	.24	112.50	100.
14	18	2.30	.29	137.50	100.
15	16	1.52	.19	132.50	100.
15	19	4.35	.55	220.00	100.
16	17	-2.73	-.15	120.00	150.
16	20	11.35	.64	242.50	150.
17	21	4.30	.55	245.00	100.
19	20	-1.06	-.13	102.50	100.
20	21	2.20	.28	140.00	100.
10	23	-118.65	-.94	232.50	400.

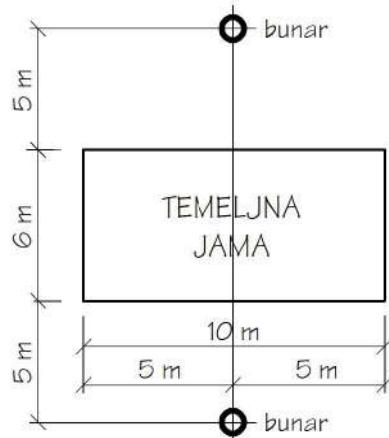


## PODUŽNI PROFIL GLAVNOG CEVOVODA NASELJA "A"



**21.** Zbog izgradnje crpne stanice potrebno je iskopati temeljnu jamu dimenzija  $6 \times 10$  m, dubine 3,5m. Da bi se radovi obavljali u suvom predviđa se obaranje nivoa podzemne vode sa dva crpna bunara simetrično raspoređena oko temeljne jame. Podzemna izdan je sa slobodnim nivoom a kota podline je na 100,0 mm. Kota prirodnog terena je 120,0 mm, statički nivo podzemne vode je 118,4 mm i podzemna voda pre početka rada bunara ne teče.

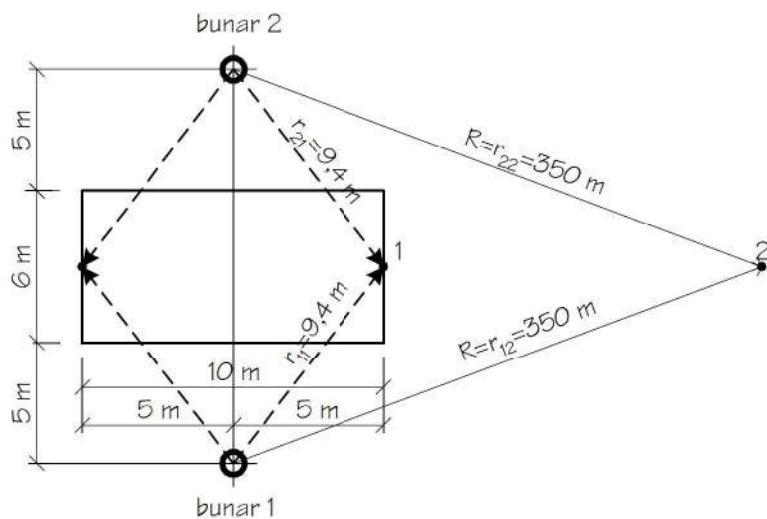
- Odrediti minimalni protok i nivo vode u bunarima koji će obezbiti radove u suvoj temeljnoj jami. Prečnik svakog bunara je 0,8 m a radijus dejstva 350 m. Koeficijent filtracije  $k=2,0 \cdot 10^{-4}$  m/s. Visina kapilarnog penjanja  $h_{kap}$  iznosi 0,4 m.
- Proveriti da li brzine strujanja podzemne vode koje se ostvaruju pri dobijenim proticajima dovode do sufozije.



#### R E Š E N J E:

- Obzirom na gore prikazan simetričan raspored bunara oko temeljne jame, najviši nivo podzemne vode pri crpenju vode iz bunara biće u sredini bočnih strana temeljne jame, na udaljenosti  $R_1 = 9,4$  m od središta bunara.

Da bi se radovi obavljali u suvom, u ovim tačkama nivo podzemne vode mora biti najmanje za  $h_{kap}$  ispod dna temeljne jame.



Iz uslova simetričnosti, iz oba bunara se crpi ista količina vode; onda je ukupan proticaj koji daju ova dva bunara:

$$Q = \frac{\pi k(h_2^2 - h_1^2)}{\frac{1}{2} \sum_{i=1}^2 \ln \frac{r_{i2}}{r_{i1}}}$$

gde su  $h_1$  i  $h_2$  - pijezometarski nivoi u tačkama 1 i 2 na rastojanjima  $r_{i1}$  i  $r_{i2}$  od svakog bunara.

U tački 1 pijezometarski nivo treba da je:

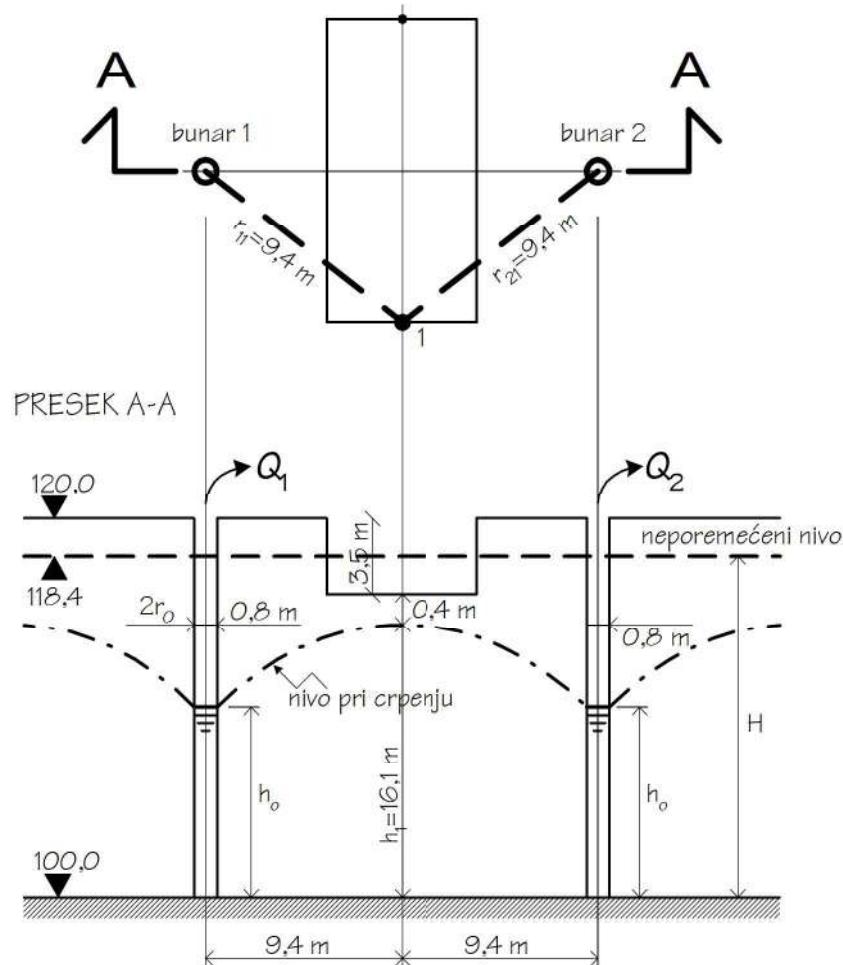
$$h_1 = 120 - 100 - 3,5 - 0,4 = 16,1 \text{ m}$$

U tački 2 nivo podzemne vode je na nivou statičkog (neporemećenog) nivoa:

$$h_2 = 118,4 - 100 = 18,4 \text{ m}$$

Obzirom da su radijusi dejstva oba bunara jednaki onda se prethodni obrazac svodi na:

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_1^2)}{\ln R - \frac{1}{2} \sum_{n=1}^2 \ln r_{i1}}$$



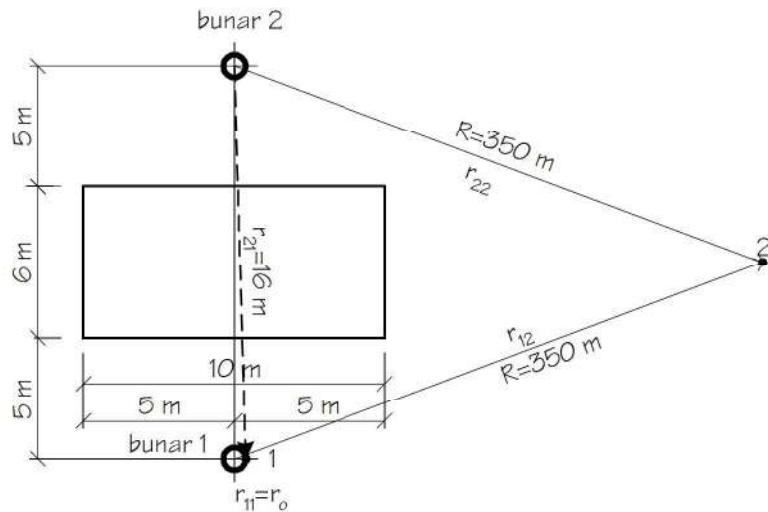
Ukupan proticaj iz oba bunara je:

$$Q = \frac{\pi k (18,4^2 - 16,1^2)}{\ln 350 - \ln 9,4} = 0,0138 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Minimalni proticaj koji se mora zahvatiti iz svakog bunara da bi se radovi u temeljnoj jami obavljali u suvom:

$$Q_1 = Q_2 = 6,9 \text{ l/s}$$

- b) Dubina vode u svakom od bunara,  $h_o$ , dobija se takođe iz obrasca za grupu bunara u akviferu sa slobodnom površinom, s tim što se sada tačka 1 stavlja na ivicu zida bunara:



Stoga se jednačina

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_1^2)}{\ln R - \frac{1}{2} \sum_{n=1}^2 \ln r_{i1}}$$

za date uslove svodi na:

$$h_1 = h_o = \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \left[ \ln R - \frac{1}{2} (\ln r_{21} + \ln r_{11}) \right]}$$

$$h_o = \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R}{\sqrt{r_{21} r_o}}}$$

$$h_o = \sqrt{18,4^2 - \frac{0,0138}{\pi k} \ln \frac{350}{\sqrt{16 \cdot 0,4}}}$$

$$h_o = 15,18m \approx 15,2m$$

Brzina strujanja podzemne vode na ulasku u bunar je:

$$v_1 = \frac{Q_1}{2\pi r_o h_o} = 1,8 \cdot 10^{-4} m/s$$

I pri ovim uslovima tečenja podzemne vode sa slobodnim ogledalom može se smatrati da važi hipoteza Dipija i u neposrednoj okolini bunara.

Da ne bi došlo do ispiranja sitnijih frakcija iz vodonosnog sloja, brzina na ulasku u bunar treba da je manja od kritične vrednosti koja, prema Zihardu, iznosi:

$$v_{kr} = \frac{\sqrt{k}}{15} = 9,4 \cdot 10^{-4} m/s$$

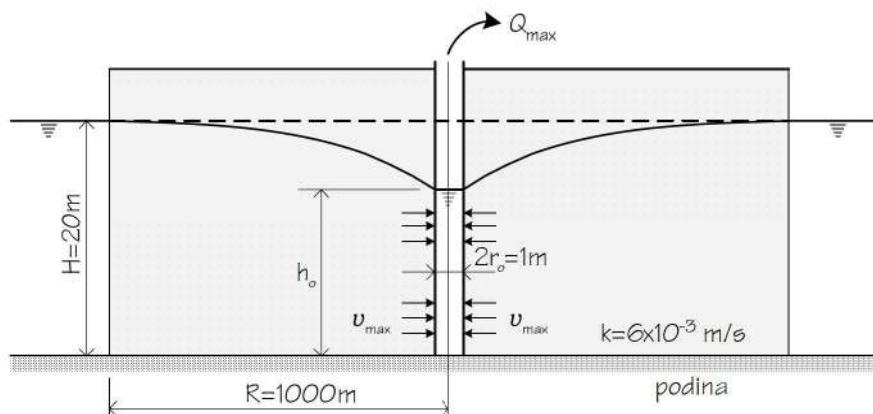
Kritična brzina po Zihardu se odnosi na odvajanje i podizanje tla sa svim frakcijama na kontaktu sitnozrne i krupnozrne porozne sredine, tj. na pr. na kontaktu neporemećenog tla i filterskog sloja ugrađenog oko bunarske rešetke. Međutim, sufozija počinje već pri brzinama koje su 2 do 4 puta manje od vrednosti koje su dobijene obrascem Ziharda.

Kako je dobijena brzina više od 5 puta manja od izračunate kritične brzine, čak i pod gore navedenim uslovima, može se zaključiti da nisu stvoreni hidraulički uslovi za pojavu mehaničke sufozije.

**22.** U jednom jezeru nalazi se ostrvo približno kružnog oblika prečnika 2 km. U sredini ostrva je izgrađen bunar iz koga se crpi voda za vodosnabdevanje. Bunar je prečnika 1m i nalazi se u izdani sa slobodnim ogledalom sa karakteristikama koje su date na priloženoj skici. Voda pre početka rada bunara ne teče. Usvojiti koeficijent efektivne poroznosti tla  $n=0,30$ .

Odrediti:

- najveću količinu vode koja se sme crpsti iz bunara, ako je maksimalna dozvoljena brzina tečenja podzemne vode na ulasku u bunarski filter 4 puta manja od kritične brzine po Zihardu;
- granicu II zone sanitарне заštite ovog izvorišta ako se usvoji da se ona određuje na osnovu kriterijuma da mikroorganizmi mogu preživeti u podzemnoj vodi maksimalno 45 dana;
- na osnovu dobjenih rezultata propisati mere sanitарне zaštite ovog izvorišta.



### РЕШЕЊЕ:

Najveća količina vode koja se može crpsti iz bunara je određena razlikom nivoa vode u bunaru  $h_o$  i nivoa u jezeru  $H$ , ali ujedno mora biti zadovoljen i uslov o maksimalnim dozvoljenim brzinama tečenja vode na ulasku u bunar, kako ne bi došlo do ispiranja sitnih frakcija iz vodonosnog sloja (sufozije).

Stoga se ovaj problem rešava sa dve jednačine:

1. proticaj za potpun vertikalni bunar u izdani sa slobodnom površinom definisan je izrazom:

$$Q = \frac{\pi \cdot k \cdot (H^2 - h_o^2)}{\ln \frac{R}{r_o}}$$

2. jednačina za maksimalni proticaj koji se sme crpsti iz bunara na osnovu propisane maksimalne brzine:

$$Q = v_{\max} 2\pi r_o h_o$$

Prema uslovu zadatka, maksimalna dozvoljena brzina  $v_{\max}$  na rubu bunara treba da je:

$$v_{\max} = \frac{1}{4} v_{kr} = 0,25 \frac{\sqrt{k}}{15}$$

$$v_{\max} = 1,3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

Izjednačavanjem gornje dve jednačine i rešavanjem po  $h_o$  dobija se:

$$\begin{aligned} kh_o^2 + 2v_{\max} r_o \ln \frac{R}{r_o} h_o - kH^2 &= 0 \\ h_o &= 19,20 \text{ m} \end{aligned}$$

Zamenom  $h_o$  u drugu jednačinu dobija se najveći dozvoljeni proticaj:

$$Q_{\max} = 77,8 \text{ l/s}$$

Ovaj rezultat može se proveriti preko prve jednačine:

$$Q = \frac{\pi \cdot 6 \cdot 10^{-3} (20^2 - 19,20^2)}{\ln \frac{1000}{0,5}} = 0,0778 \text{ m}^3/\text{s}$$

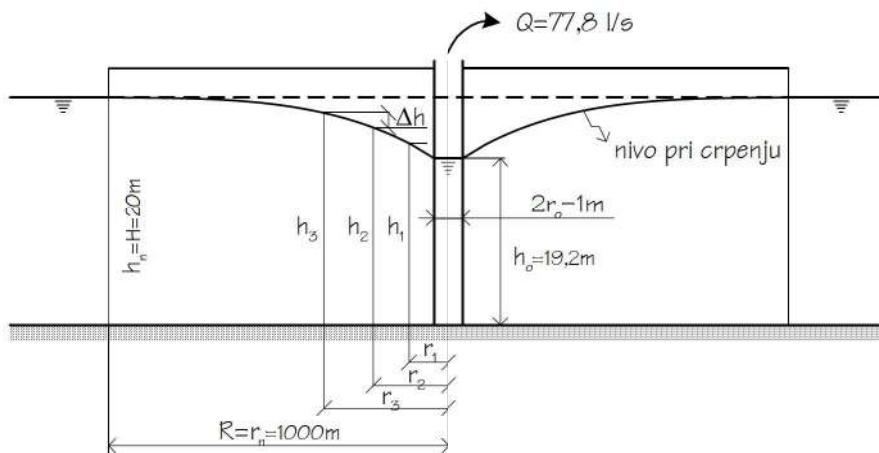
- b) Da bi se odredilo vreme putovanja podzemne vode od jezera do bunara, za date granične i hidrauličke uslove, strujna oblast se deli u prstenaste zone u kojima se smatra da je linija ogledala horizontalna a dubina izdani  $(h_1 + h_2)/2$ .

U svakoj zoni važi Dipijeva pretpostavka da se strujnice u vertikalnoj ravni mogu smatrati paralelnim.

U svakoj zoni stvarna brzina tečenja je jednaka:

$$v_{stv} = \frac{Q}{2\pi r \frac{h_i + h_{i+1}}{2} n} = \frac{dr}{dt}$$

gde je  $n$  koeficijent efektivne poroznosti.



Iz prethodne jednačine sledi da je proticaj jednak:

$$Q = 2\pi r \frac{h_i + h_{i+1}}{2} n \frac{dr}{dt}$$

odnosno

$$dt = \frac{2\pi n}{Q} \frac{h_i + h_{i+1}}{2} r dr$$

Integracijom prethodne jednačine za konačni vremenski interval od  $t_i$  do  $t_{i+1}$ , za koje voda pređe put u radijalnom pravcu od  $r_i$  do  $r_{i+1}$

$$\int_{t_i}^{t_{i+1}} dt = \frac{\pi n}{Q} (h_i + h_{i+1}) \int_{r_i}^{r_{i+1}} r dr$$

dobija se:

$$t_{i+1} - t_i = \frac{\pi n}{Q} \frac{(h_i + h_{i+1})}{2} (r_{i+1}^2 - r_i^2) \quad (1)$$

U gornjoj jednačini nepoznata veličina je vreme, odnosno vremenski interval  $\Delta t = t_{i+1} - t_i$ . To je vreme za koje podzemna voda pređe put od  $\Delta r = r_{i+1} - r_i$ . Pijezometarski nivoi  $h_{i+1}$  i  $h_i$  na rastojanjima  $r_{i+1}$  i  $r_i$  od središta bunara se računaju iz izraza:

$$Q = \frac{\pi k (h_{i+1}^2 - h_i^2)}{\ln \frac{r_{i+1}}{r_i}} \quad (2)$$

Jednostavnije je, međutim, da se unapred zadaju pijezometarski nivoi  $h$ , a da se na osnovu prethodne jednačine računaju rastojanja  $r$ .

Na primer:  $h_{i+1} = h_i + \Delta h$

Onda se rastojanje  $r$ , a za zadato  $h$ , računa iz jednačine (2):

$$r_{i+1} = r_i \cdot \exp \left[ (h_{i+1}^2 - h_i^2) \cdot \frac{\pi k}{Q} \right] \quad (3)$$

Rezultati proračuna dati su u narednoj tabeli. Proračun je vršen u smeru rasta pijezometarske linije što je u suprotnom smeru od smera kretanja podzemne vode.

i	$h_i$ ( m )	$h_{i+1}$ ( m )	$r_i$ ( m )	$r_{i+1}$ ( m )	$t_{i+1} - t_i$ ( s )	$\Sigma(t_{i+1} - t_i)$ dani
0	19.20	19.30	0.5	1.27	317.9	0.0037
1	19.30	19.40	1.27	3.24	2086.3	0.0278
2	19.40	19.50	3.24	8.32	13824.8	0.19
3	19.50	19.60	8.32	21.45	92499.6	1.26
4	19.60	19.61	21.45	23.58	22837.9	1.52
5	19.61	19.62	23.58	25.93	27644.1	1.84
6	19.62	19.63	25.93	28.52	33465.0	2.23
7	19.63	19.64	28.52	31.36	40515.5	2.70
8	19.64	19.65	31.36	34.50	49056.1	3.27
9	19.65	19.66	34.50	37.94	59402.7	3.95
10	19.66	19.67	37.94	41.73	71938.6	4.79
11	19.67	19.68	41.73	45.91	87128.3	5.80
12	19.68	19.69	45.91	50.50	105535.5	7.02
13	19.69	19.70	50.50	55.55	127843.9	8.50
14	19.70	19.71	55.55	61.12	154882.7	10.29
15	19.71	19.72	61.12	67.24	187658.3	12.46
16	19.72	19.73	67.24	73.98	227391.6	15.09
17	19.73	19.74	73.98	81.40	275564.3	18.28
18	19.74	19.75	81.40	89.57	333974.5	22.15
19	19.75	19.76	89.57	98.57	404804.7	26.83
20	19.76	19.77	98.57	108.47	490704.0	32.51
21	19.77	19.78	108.47	119.37	594888.5	39.40
22	19.78	19.79	119.37	<b>131.38</b>	721262.5	<b>47.75</b>
23	19.79	19.80	131.38	144.60	874566.9	57.87
24	19.80	19.81	144.60	159.16	1060558.2	70.14

Napomena: ukoliko bi se vreme putovanja do bunara računalo za usamljeni bunar u izdani pod pritiskom, tada se ono može odrediti analitički prema jednačini:

$$t = \frac{\pi H n}{Q} (R^2 - r_o^2)$$

gde su:  $R$  - dužina od centra bunara do tačke za koju se računa vreme putovanja vode,  $H$  - visina vodonosnog sloja,  $n$  - efektivna poroznost materijala u vodonosnom sloju,  $r_o$  - poluprečnik bunara,  $Q$  - proticaj koji se crpe iz bunara.

Na osnovu rezultata proračuna određene su zone sanitарне заštite i to:

**I zona sanitарне заštite izvorišta** (zona neposredne zaštite) obuhvata najmanje 10 m oko objekta bunara sa crpnom stanicom. U ovoj zoni zabranjeno je prisustvo svima osim zaposlenima u komunalnom preduzeću koje upravlja vodovodom što se obezbeđuje odgovarajućom ogradom, stražom, alarmom, i sl.

**II zona sanitарне заštite izvorišta** (uža zona zaštite) obuhvata površine zemljišta pod sanitarnim nadzorom na kojoj nije dozvoljena izgradnja objekata, postavljanje uređaja i vršenje radnji koje mogu na bilo koji način zagaditi vodu i mora biti vidno označena. Površina uže zone zaštite mora biti tolika da obezbedi zaštitu vode od mikrobiološkog, hemijskog, radioološkog i drugih vrsta zagađenja.

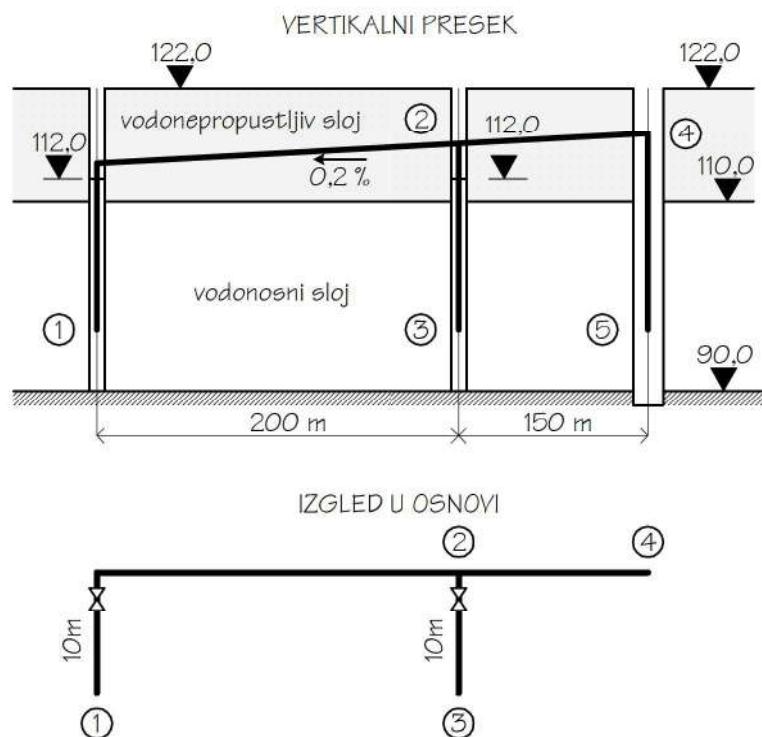
Prema proračunu, granica II zone sanitарне zaštite se nalazi na približno 130 m od centra bunara.

**III zona sanitарне zaštite izvorišta** (šira zona zaštite) obuhvata teritoriju ili deo teritorije slivnog područja izvorišta ili teritoriju koja služi za napajanje izvorišta. U ovom zadatku III zona zaštite obuhvata preostalu teritoriju ostrva van II zone zaštite. Kako u ovom primeru podzemna izdan nema zaštitni sloj (vodonepropusni sloj na površini) to je preporučljivo u ovoj zoni ograničiti ljudske aktivnosti koje mogu zagaditi podzemnu vodu.

**23.** Dva zahvatna bunara, poluprečnika  $r_o=0,3$  m, izrađeni su na razmaku od 200 m. Na daljini od 150 m od jednog od njih izrađen je sabirni bunar u koji se nategom dovodi voda iz oba bunara. Svaki bunar daje po 15 l/s, a kota radnog nivoa vode u svakom bunaru iznosi 112,0 mm. Računati sa dužinom cevi uronjenom u svaki od bunara po 18 m. Temperatura vode je  $10^\circ\text{C}$ . Cevi natege dimenzionišu se tako da je srednja profilska brzina tečenja vode manja od 0,5 m/s. Apsolutna hrapavost cevi  $k=0,4$  mm

Na priloženoj skici dati su ostali podaci.

- Dimenzionisati nategu.
- Odrediti niveletu natege tako da ni u jednoj njenoj tački preostala neto visina absolutnog pritiska ne bude manja od 3 m (uzimajući u obzir nadmorskiju visinu i temperaturu vode).



**R E Š E N J E:**

- a) Prema uslovima iz postavke zadatka potrebni prečnici cevi natege su:

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}}$$

$$\text{Za } Q=15 \text{ l/s :} \quad D \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 0,015}{\pi \cdot 0,5}} = 0,195 \text{ m; usv. } \varnothing 200 \text{ mm}$$

$$\text{Za } Q=30 \text{ l/s :} \quad D \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 0,030}{\pi \cdot 0,5}} = 0,276 \text{ m; usv. } \varnothing 300 \text{ mm}$$

- b) Određivanje nivelete natege

Uslov po minimalnoj visini pritiska treba postaviti za čvor 4, jer će se u njemu ostvariti minimlani pritisak u cevovodima natege.

cev 1 - 2:

$$\varnothing 200 \text{ mm; } Q=15 \text{ l/s; } v_1 = 0,48 \text{ m/s; } \frac{v_1^2}{2g} = 0,012 \text{ m}$$

$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu}; \quad \nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$$

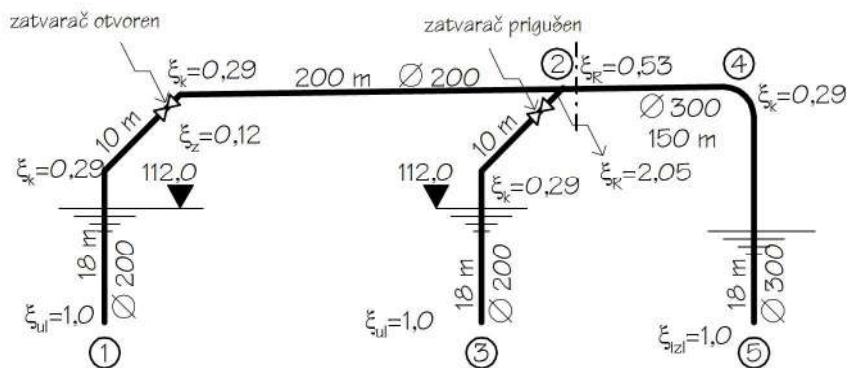
$$\lambda_1 = 0,115 \cdot \left( \frac{k}{D} + \frac{60}{Re} \right)^{0,25} = 0,0265$$

cev 2 - 5:

$$\varnothing 300 \text{ mm; } Q=30 \text{ l/s; } v_2 = 0,42 \text{ m/s; } \frac{v_2^2}{2g} = 0,009 \text{ m}$$

$$\lambda_2 = 0,115 \cdot \left( \frac{k}{D} + \frac{60}{Re} \right)^{0,25} = 0,0242$$

Mesta i vrednosti lokalnih gubitaka su prikazani na sledećoj slici.



Pijezometarska kota u čvoru 2 (neposredno iza račve) se dobija iz Bernulijeve jednačine:

$$\Pi_1 = \Pi_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \left( \lambda_1 \frac{L_{1-2}}{0,2} + \xi_{ul} + 2\xi_k + \xi_z \right) \frac{v_1^2}{2g} + \xi_R \frac{v_2^2}{2g}$$

$$\begin{aligned} \Pi_2 &= 112,0 - \left( 0,0265 \cdot \frac{18 + 10 + 200}{0,2} + 1 + 2 \cdot 0,29 + 0,12 \right) \cdot 0,012 - \\ &\quad -(0,53 + 1) \cdot 0,009 = 111,61 \text{ mnm} \end{aligned}$$

Pijezometarska kota u čvoru 4 (neposredno iza kolena):

$$\Pi_4 = 111,61 - \left( 0,024 \cdot \frac{150}{0,3} + 0,29 \right) \cdot 0,009 = 111,50 \text{ mnm}$$

$$\Pi_5 = 111,50 - 0,024 \cdot \frac{18}{0,3} \cdot 0,009 = 111,49 \text{ mnm}$$

Kota osovine natege u temenu 4 je:

$$z_4 = \Pi_4 - \frac{P_4}{\rho g} - (h_p + h_{nv})$$

gde su:

$h_p$  - visina pritiska pare vode na temperaturu vode  $10^{\circ}\text{C}$  (Prilog 1)

$$h_p = \frac{1,23 \text{ kPa}}{\rho g} = 0,13 \text{ m}$$

$h_{nv}$  - smanjenje visine atmosferskog pritiska zbog povećanja nadmorske visine (Prilog 1).

$$h_{nv} = 0,11 \text{ m}$$

pritisak u čvoru 4:  $p_4 = p_{abs} - p_{atm}$

$p_{abs}$  - apsolutni pritisak u čvoru 4 koji treba da je veći od 3 m ;  
 $p_{atm}$  - atmosferski pritisak (približno 100 kPa).

Kota natege u čvoru 4 treba da je :

$$z_4 = 111,49 - (0,13 + 0,11) + (10,33 - 3,00) = 118,58 \text{ mm}$$

Ostali podaci o niveleti natege dati su narednoj skici.

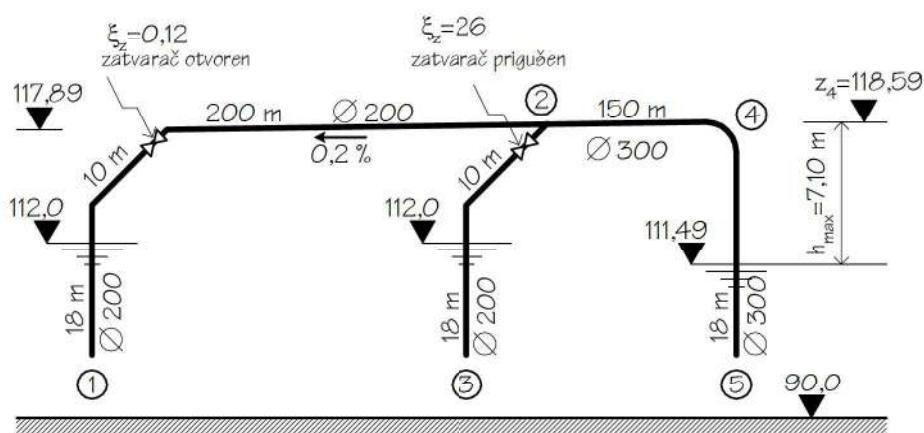
Da bi se obezbedio pravilan rad bunara zatvarač na cevi 3 - 2 treba da bude prigušen tako da su hidraulički gubici na deonicama cevi 1-2 (iza račve) i 3-2 (takođe iza račve) jednaki. Potreban gubitak na zatvaraču ( $\Delta h_z$ ) na cevi 3-2 je:

$$\begin{aligned} \Delta h_{1-2} &= \left( 0,0265 \cdot \frac{228}{0,2} + 1 + 2 \cdot 0,29 + 0,12 \right) \cdot 0,012 + \\ &+ 0,53 \cdot 0,009 = 0,39 \text{ m} \end{aligned}$$

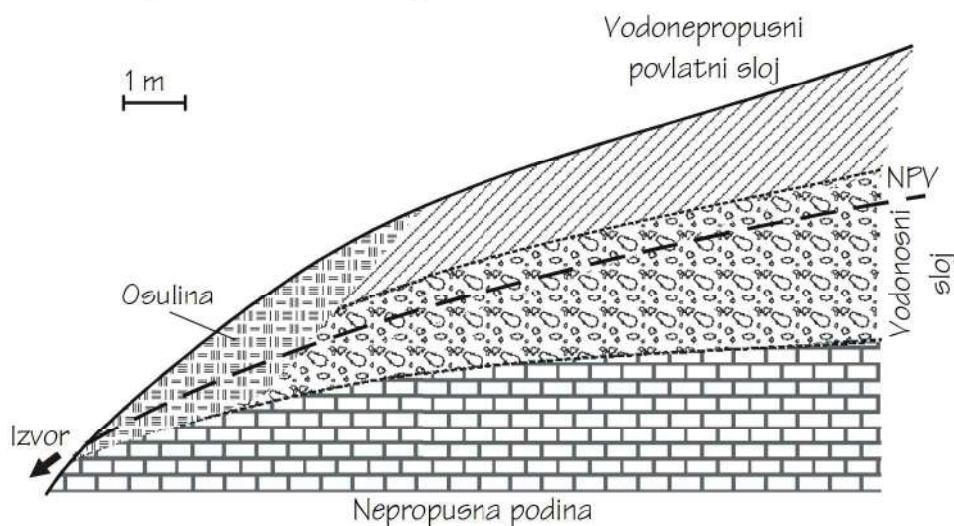
$$\begin{aligned} \Delta h_{3-2} &= \left( 0,0265 \cdot \frac{28}{0,2} + 1 + 0,29 + \xi_z \right) \cdot 0,012 + \\ &+ 2,05 \cdot 0,009 = 0,39 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\xi_z = 26$$

Aksonometrijski prikaz natege prikazan je na narednoj skici. Cev od zatvarača kod čvora 1, preko čvora 2 do čvora 4 je izvedena u nagibu od 0,2% kako bi se olakšala evakuacija vazduha iz cevi prilikom puštanja u rad natege.



- 24.** Za zadati geološki profil terena u okolini jednog koncentrisanog prirodnog izvora generalno rešiti objekat za zahvatatanje vode (kappažnu građevinu). Minimalna izdašnost izvora je 120 l/s a potrebno je zahvatiti 100 l/s. Maksimalna izdašnost izvora je 250 l/s. Dati potrebne hidrauličke proračune.



Kappažna građevina treba da ima komoru za umirenje vode (taložnica), komoru iz koje se zahvata voda i zatvaračnicu. Predvideti odgovarajući merni preliv između komora za umirenje i zahvatanje vode.

#### R E Š E N J E:

Za projektovanje i izvođenje kappaža nema unapred definisanih rešenja, problem zahvatanja izvora rešava se u svakom slučaju posebno. Opšta uputstva za izradu kappaža su (Milojević M., 1995.):

- Izvor uvek treba zahvatiti tamo gde se voda stvarno prvi put pojavljuje iz onog vodonosnog sloja u kome se izdan i obrazovala. Ovakav izvor ne treba zahvatiti na mestu gde voda izbija na površinu terena.
- Voda koja se zahvata treba da se dovede u zidanu ili betonsku građevinu koja se sastoji od tri prostorije. Kappažna građevina ne sme se graditi od nepostojanog materijala.

- Zahvaćena voda najpre ulazi u prostoriju koja služi kao taložnica za zadržavanje peska ukoliko ga voda iznosi iz vodonosnog sloja. Iz ove komore voda preliva preko zida u susednu komoru. Na ovom zidu treba postaviti merni preliv sa kapacitetom do 250 l/s (Tomsonov trougaoni ili Bazenov pravougaoni) radi opažanja izdašnosti izvora. U drugoj komori su cevi za odvod vode sa usisnom korpom, cev za ispuštanje vode iz obe komore (radi čišćenja) i prelivna cev za odvod viške vode koja se ne odvodi u vodovodnu mrežu. Kruna prelivne cevi mora se postaviti ispod normalnog nivoa vode u izvoru jer bi u protivnom ona mogla izazvati uspor i omogućiti da se voda iz kaptaže vraća u izvor što se ne sme dopustiti iz higijenskih razloga.
- Otvore za ulaz u kaptažnu građevinu treba postavljati tako da oni ili njihovi pragovi budu bar za 0,5 m izdignuti iznad površine trena tako da površinske vode ili voda od topljenja snega ne može da uđe u kaptažu. Ovi otvori ne bi trebalo da vode direktno u komore sa vodom nego u posebnu suvu komoru u kojoj se nalaze cevi i zatvarači. Iznad ove komore treba postaviti odgovarajuće ventilacione glave ili otvore. Vrata za ulaz u ovu komoru treba snabdeti bravom sa posebnim ključem.
- Naročitu pažnju treba posvetiti zaštiti voda u podzemlju od zagađenja vodom koja bi prodrla sa površine u kaptažu kroz spojnice koje nastaju prilikom raskopavanja zemlje u toku gradnje. U tu svrhu treba preduzeti sve mere koje nalažu mesni uslovi, kao što su naboji od gline uz zidove gradevine, itd.
- Ako se izvor pojavljuje na većem prostranstvu ili duž neke izvorske linije za zahvatavanje vode se koriste drenažne galerije. Za odvođenje vode od ovih galerija do kaptažne građevine mogu se koristiti samo cevi kakve se koriste za vođenje vode pod pritiskom, tj. sa vodonepropusnim spojevima.
- Obodnim površinskim kanalima treba površinske vode odvesti dalje od kaptažne građevine.
- Prilikom zahvatavanja prirodnih izvora nivo vode u prvoj komori treba da odgovara prirodnom novou vode na pravom izvoru.

Vodeći računa o ovim preporukama, usvojena je kaptaža od armiranog betona sa zapreminom vode u obe komore od oko  $60 \text{ m}^3$  čime se obezbeđuje zadržavanje vode od nekoliko minuta. Prečnik

cevi za odvod vode prema postrojenju za pripremu vode za piće je  $\varnothing 400$  mm i određen je iz uslova da je brzina tečenja manja od 1 m/s. Radi merenja izdašnosti izvorišta predviđen je Tomsonov preliv (oštroični preliv sa trougaonim otvorom i centralnim uglom od  $90^\circ$ ) u vertikalnom zidu koji deli dve komore. Dimenzije Tomsonovog preliva moraju biti usvojene tako da preliv može da propusti maksimalni predviđeni proticaj kroz kaptažu. Proticaj za ovakav tip preliva je jednak:

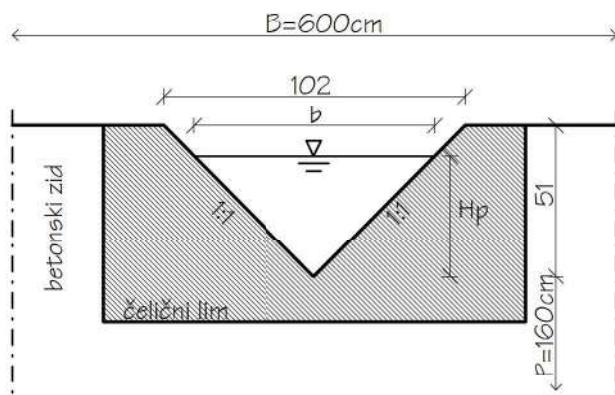
$$Q = \frac{8}{15} \cdot 0,578 \cdot \sqrt{2gH_p^5}, \text{ gde je } H_p \text{ visina prelivnog mlaza}$$

Za maksimalni proticaj  $Q=250$  l/s visina prelivnog mlaza  $H_p=51$  cm.

Za minimalni proticaj  $Q=120$  l/s visina prelivnog mlaza  $H_p=38$  cm.

Ovaj preliv je prikazan na narednoj slici:

### DETALJ A



Za periode u kojima se javljaju maksimalni proticaji na izvoru predviđena je prelivna cev koja bi trebalo da spreči potapanje zatvaračnice. Usvojena je prelivna cev sa prelivnim komadom prečnika  $\varnothing 400$  mm. Mesto nepotopljenog ispusta je planirano na udaljenosti 20 m od kaptaže, na koti 0,0 m. Odvodna cev  $\varnothing 400$  mm se od zatvaračnice do mesta ispusta vodi u nagibu od 1%. Propusna moć ovakvog sigurnosnog preliva se može jednostavno odrediti iz Bernulijeve jednačine (pod pretpostavkom da će se pri pojavi maksimalnih proticaja u odvodnoj cevi ostvariti tečenje pod

pritiskom). Za nivo u drugoj komori od 2,30 m, u cevi će se ostvariti brzina:

$$v = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi + \lambda \frac{L}{D}}} \sqrt{2g \cdot 2,30} = 3,2 \text{ m/s}$$

Sumu lokalnih gubitaka čine dva gubitka na zaobljenim krivinama ( $\xi_k=0,29$ ) i jedan na oštroj krivini ( $\xi_z=1,5$ ). Usvojen je linijski koeficijent trenja  $\lambda=0,02$  i ukupna dužina cevi (do mesta ispusta)  $L=25$  m. Pod ovim uslovima dobija se maksimalni proticaj kroz cev  $\varnothing 400$  mm:  $Q = 406 \text{ l/s}$

Obzirom da je ovo mnogo veći proticaj od maksimalne izdašnosti izvorišta, tečenje u horizontalnom delu odvodne cevi verovatno neće biti pod pritiskom. Zato je i predviđen nagib cevi od 1% kako bi se obezbedilo nesmetano oticanje vode.

Usvojene su i dve cevi za pražnjenje komora kaptaže,  $\varnothing 250$  mm i  $\varnothing 200$  mm, sa ručnim zatvaračima, koje imaju dovoljnu propusnu moć da isprazne komore u uslovima smanjene izdašnosti izvora. Ove dve cevi se ulivaju u sabirnu cev prečnika  $\varnothing 400$  mm. Propusna moć ove dve cevi se određuje na isti način kao i u prethodnom slučaju. Pretpostavićemo da je na mestu ulaska cevi  $\varnothing 250$  mm u odvodnu cev  $\varnothing 400$  mm isticanje iz cevi manjeg prečnika nepotopljeno. Kota na mestu isticanja je 0,4m a nivo vode u prvoj komori je 1,30 m (što je 50 cm iznad nivoa dna prve komore).

Sumu lokalnih gubitaka čine gubitak na ulazu ( $\xi_u=0,5$ ), na zatvaraču ( $\xi_z=0,12$ ) i na zaobljenom kolenu ( $\xi_k=0,29$ ). Usvojen je linijski koeficijent trenja  $\lambda=0,02$  i ukupna dužina cevi (do mesta uliva u cev  $\varnothing 400$  mm)  $L=5$  m. Brzina na mestu ispusta je:

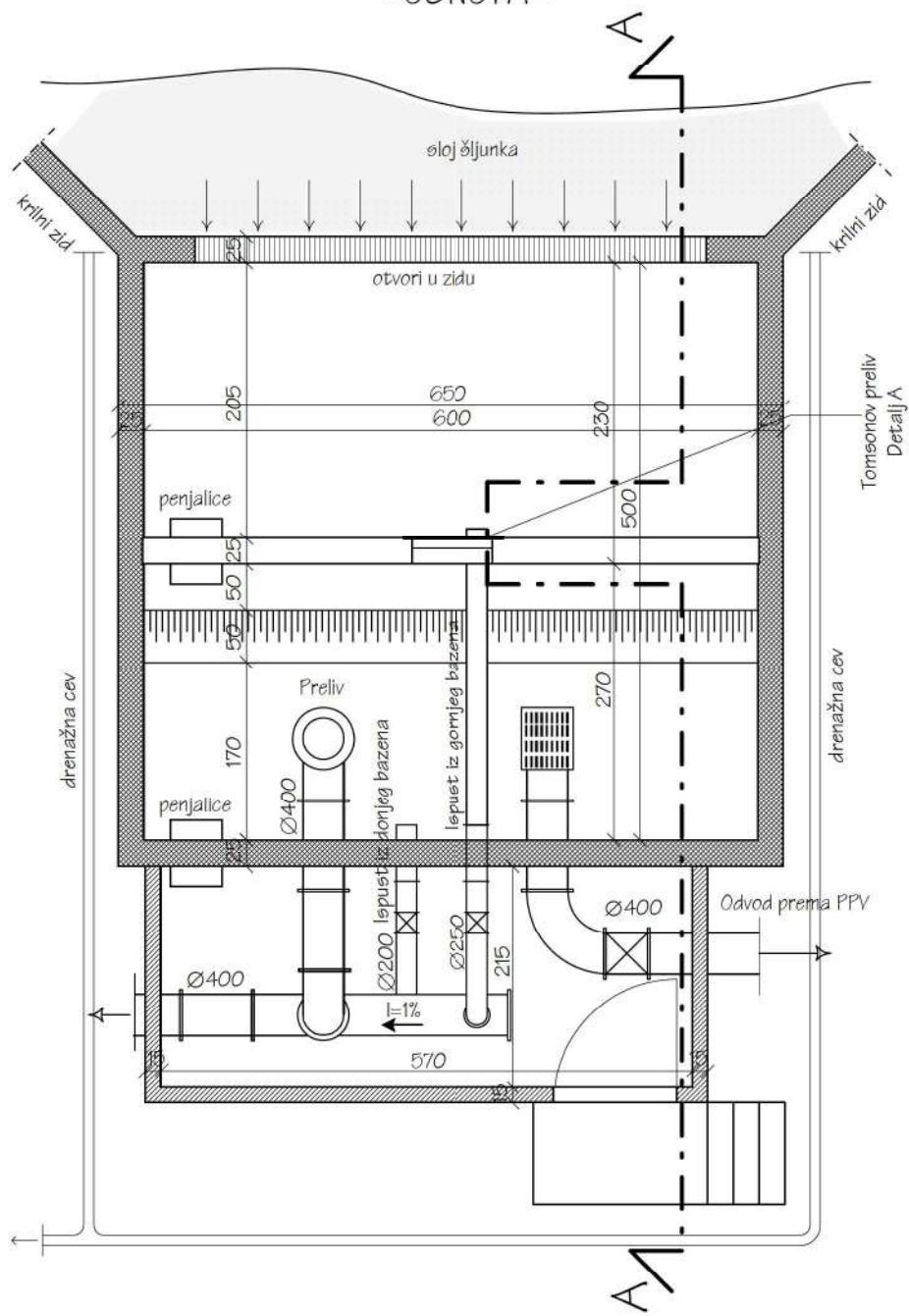
$$v = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi + \lambda \frac{L}{D}}} \sqrt{2g \cdot 0,9} = 2,8 \text{ m/s}$$

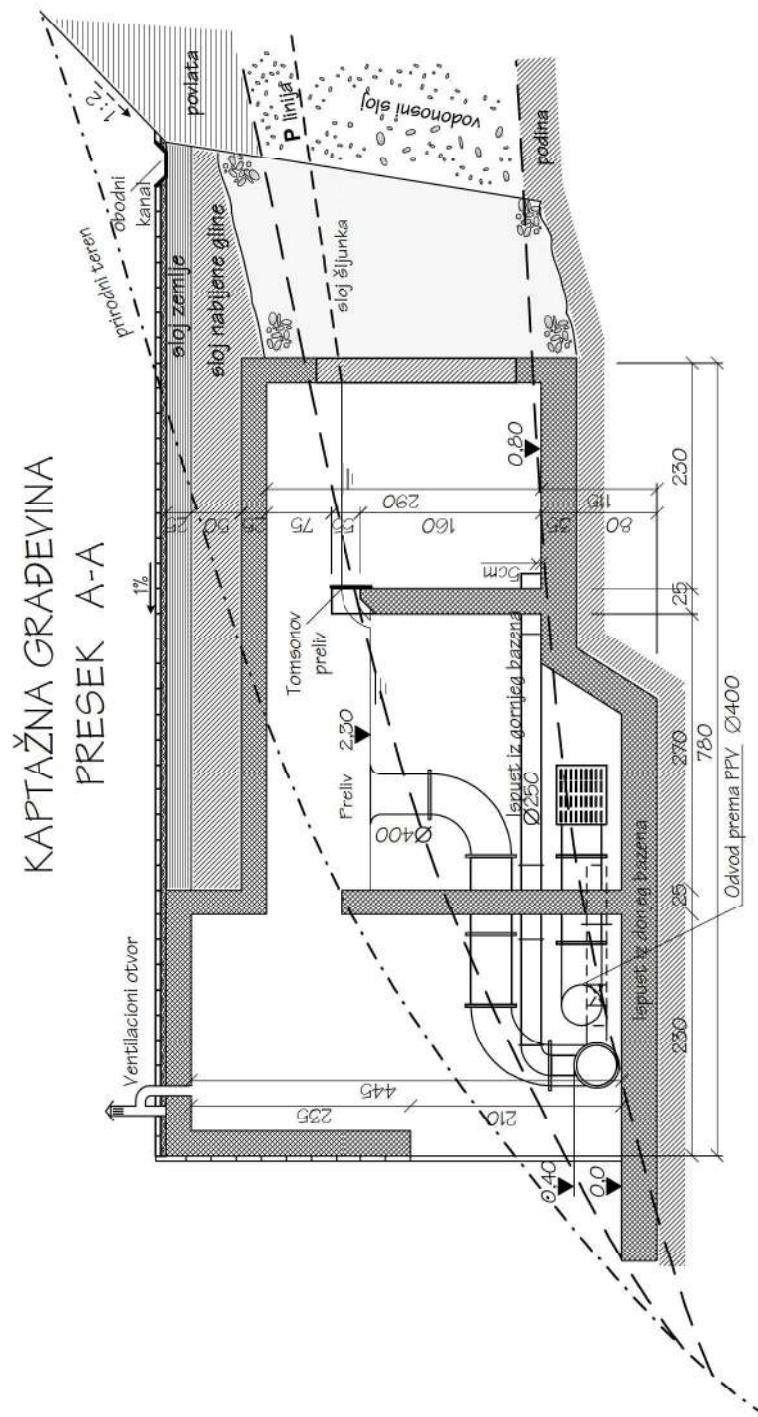
a proticaj u cevi je  $Q = 136 \text{ l/s}$ , što znači da usvojeni prečnik  $\varnothing 250$  mm ima dovoljnu propusnu moć da bi se u periodima smanjene izdašnosti izvorišta komora mogla isprazniti.

Osnova i presek kaptažne građevine dati su u nastavku.

# KAPTAŽNA GRAĐEVINA

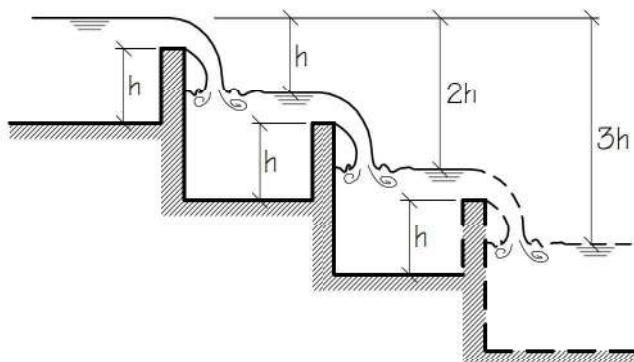
## - OSNOVA -





**25.** Kaskadni aerator, koji se sastoji od dve identične kaskade u nizu, visine po 20 cm, koristi se za aeraciju podzemne vode sa sadržajem rastvorenog kiseonika od  $1,3 \text{ g/m}^3$ . Aerisana voda sadrži  $6,5 \text{ g/m}^3$  rastvorenog kiseonika na temperaturi od  $T=10^\circ\text{C}$ . Ispitati uticaj još jedne aeracione kaskade, iste konstrukcije kao i pretodne dve

- Koliki je sadržaj rastvorenog kiseonika na kraju treće aeracione kaskade?
- Koliki bi bio sadržaj rastvorenog kiseonika na izlazu iz aeratora ako bi sadržaj kiseonika u podzemnoj vodi bio  $0 \text{ mg/l}$  ?
- Odrediti efikasnost unošenja kiseonika u vodu  $OE$  ( $\text{mg O}_2/\text{J}$ ) aeratora sa dve i sa tri kaskade.



#### R E Š E N J E:

---

- Brzina prenosa gasova opisuje se jednačinom:

$$\frac{dC}{dt} = \frac{A}{V} k_L (C_s - C) \quad (1)$$

gde su:  $C$  - koncentracija gasa u vodi ( $\text{g/m}^3$ ),  $C_s$  - koncentracija gasa u vodi pri saturaciji (zasićenju) ( $\text{g/m}^3$ ),  $A$  - međupovršina gas-voda ( $\text{m}^2$ ),  $V$  - zapremina tečnosti koja se aeriše ( $\text{m}^3$ ),  $k_L$  - koeficijent prenosa gasova ( $\text{m/s}$ ), i  $t$ -vreme (s). Koncentracija rastvorenog kiseonika u vodi pri zasićenju zavisi od temperature i data je u Prilogu 6.

Integracijom prethodne jednačine dobija se:

$$\int_{C_o}^{C_t} \frac{dC}{C_s - C} = \frac{A}{V} k_L \int_0^t dt$$

odakle sledi:

$$\frac{C_s - C_t}{C_s - C_o} = e^{-k_2 t} \quad (2)$$

gde su  $C_t$  i  $C_o$  koncentracije gasa u vodi u trenutku  $t=t$  i  $t=0$ ;

$$k_2 = \frac{A}{V} k_L - \text{ukupni koeficijent prenosa gasova.}$$

Ako u jednačini (2)  $C_t=C_e$  predstavlja koncentraciju rastvorenog kiseonika u vodi nakon aeracije, a  $C_o$  koncentraciju rastvorenog kiseonika u ulaznoj vodi, koja je konstantna u stacionarnim uslovima rada, dobija se:

$$\frac{C_s - C_e}{C_s - C_o} = e^{-k_2 t} = \text{const.} = 1 - K$$

$$K = 1 - e^{-k_2 t} = \frac{C_e - C_o}{C_s - C_o}$$

gde je  $K$  - koeficijent efikasnosti aeratora, a  $t$  vreme zadržavanja vode u aeratoru.

Efikasnost  $N$  identičnih kaskada u nizu definiše se na sedeći način:

$$1 - K_{\text{ukupno}} = (1 - K)^N$$

gde je  $K$  pojedinačna efikasnost svake kaskade.

Koeficijent efikasnosti aeratora sa dve kaskade je (koncentracija pri zasićenju  $C_s = 11,3 \text{ mg/l}$ ; Prilog 6) :

$$K_{2\text{kaskade}} = \frac{6,5 - 1,3}{11,3 - 1,3} = 0,52$$

Koeficijent efikasnosti aeratora sa jednom kaskadom:

$$1 - K_{2\text{kaskade}} = (1 - K_{1\text{kaskade}})^2 \Rightarrow K_{1\text{kaskade}} = 0,307$$

Koeficijent efikasnosti aeratora sa tri kaskade je:

$$1 - K_{3\text{kaskade}} = (1 - K_{1\text{kaskade}})^3 \Rightarrow K_{3\text{kaskade}} = 0,667$$

Sadržaj rastvorenog kiseonika u vodi na kraju treće kaskade se dobija iz jednačine:

$$\frac{C_e - 1,3}{11,3 - 1,3} = 0,667 \Rightarrow C_e = 7,97 \text{ mg/l}$$

b)

$$\text{Za } C_o = 0 \Rightarrow K = \frac{C_e}{C_s}$$

$$C_{e_{2\text{kaskade}}} = K_{2\text{kaskade}} \cdot C_s = 0,52 \cdot 11,3 \frac{\text{g}}{\text{m}^3} = 5,876 \frac{\text{g}}{\text{m}^3} O_2$$

$$C_{e_{3\text{kaskade}}} = K_{3\text{kaskade}} \cdot C_s = 0,667 \cdot 11,3 \frac{\text{g}}{\text{m}^3} = 7,537 \frac{\text{g}}{\text{m}^3} O_2$$

c)

Efikasnost unošenja kiseonika u vodu  $OE$  ( $\text{mg O}_2/\text{J}$ ) predstavlja odnos između ukupne količine kiseonika koja se unosi u vodu (pri početnoj koncentraciji kiseonika u vodi) i snage koja se utroši za prenos gasova u aeracionom sistemu. Za kaskadni aerator, kroz koji protiče  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) vode koja se aeriše, ove veličine se određuju na sledeći način:

Količina kiseonika koja se unosi u vodu u jedinici vremena je  $Q \cdot C_e$ , odnosno kada se u jednačini  $K = \frac{C_e - C_o}{C_s - C_o}$  zameni  $C_o = 0$ , dobija se da je količina kiseonika koja se unosi jednaka  $Q \cdot K \cdot C_s$

Snaga koja se utroši za aerisanje je  $\rho \cdot g \cdot Q \cdot \sum h$ , gde su:  $Q$  proticaj vode,  $\sum h$  ukupna denivelacija koju voda savlađuje na aeratoru.

Tako, efikasnost unošenja kiseonika u vodu može se definisati kao:

$$OE = \frac{Q \cdot K \cdot C_s \cdot 10^3}{\rho \cdot g \cdot Q \cdot \sum h} \left( \frac{mg O_2}{J} \right)$$

$$OE_{(2kaskade)} = \frac{C_{e_{2kaskade}}}{\rho g 2h} = \frac{5,876 \frac{g O_2}{m^3}}{10^3 \frac{kg}{m^3} \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot 0,4m} = 1,5 \frac{mg O_2}{J}$$

$$OE_{(3kaskade)} = \frac{C_{e_{3kaskade}}}{\rho g 3h} = \frac{7,537 \frac{g O_2}{m^3}}{10^3 \frac{kg}{m^3} \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot 0,6m} = 1,28 \frac{mg O_2}{J}$$

**26.** U procesu tretmana vode predviđeni su procesi koagulacije i flokulacije.

- Izračunati vrednost snage  $N$  potrebne za mešanje vode u flokulacionom bazenu zapremine  $V=500 \text{ m}^3$  pri protoku od  $1000 \text{ m}^3/\text{h}$ . Temperatura vode je  $20^\circ\text{C}$ . Gradijent brzine je  $G = 50 \text{ s}^{-1}$ . Izračunati i vrednost gradijenta brzine i vremena zadržavanja vode ( $G \times t$ ).
- Za uslove zadate pod a) izračunati vrednost brzine lopatice mehaničke mešalice ako je površina lopatice, u pravcu kretanja,  $2 \text{ m}^2$ . Koeficijent otpora lopatice  $C_d = 1,5$ .
- Za slučaj da umesto bazena za flokulaciju sa mehaničkom mešalicom treba da se izradi bazen za hidrauličko mešanje gde bi voda preko sistema preliva prelivala iz jedne u drugu komoru i na taj način ostvarivala potrebno mešanje, izračunati ukupni hidraulički gubitak (u metrima) u bazenu za hidrauličko mešanje potrebno da bi se proizveo gradijent brzine  $G = 50 \text{ s}^{-1}$ .

### R E Š E N J E:

---

- a) Intenzitet mešanja se definiše preko gradijenta brzine  $G$ :

$$G = \frac{dv}{dz} = \left( \frac{N}{\mu V} \right)^{1/2}$$

gde su:  $v$  - brzina (m/s),  $z$  - osa upravna na pravac brzine,  $N$ -energija u jedinici vremena (snaga) uneta u zapreminu  $V$  (W),  $\mu$ - dinamički koeficijent viskoznosti vode (kg/ms),  $V$  - zapremina u kojoj se vrši mešanje ( $\text{m}^3$ ).

Odatle je potrebna snaga za mešanje vode u bazenu jednaka:

$$N = \mu V G^2 = \rho v V G^2$$

$$N = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 1,01 \cdot 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \cdot 500 \text{m}^3 \cdot 50^2 \frac{1}{\text{s}^2} = 1262,5 \frac{\text{J}}{\text{s}} = 1,262 \text{kW}$$

Vreme zadržavanja vode u bazenu je:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{500}{1000} = 0,5 \text{ h} = 1800 \text{ s}$$

Vrednost proizvoda  $G$  i vremena zadržavanja vode je:

$$G \cdot t = 50 \cdot 1800 = 90000$$

Prema podacima dobijenim iz eksploatacije postrojenja u kojima se primenjuje koagulacija i flokulacija potrebna vrednost proizvoda  $G \cdot t$  treba da bude u granicama od  $10^4$  do  $10^5$ . Na osnovu dobijenog rezultata može se zaključiti da analizirani sistem za flokulaciju zadovoljava preporučene vrednosti.

- b) Sila koja deluje na lopaticu koja se kreće brzinom  $v_r$  kroz fluid gustine  $\rho$  i koja ima površinu  $A$  upravno na pravac kretanja je:

$$F_d = C_d A \rho \frac{v_r^2}{2}$$

gde je  $C_d = 1,5$  koeficijent otpora lopatice.

Snaga se može definisati kao:

$$N = F_d v_r = 1,262 \text{ kW}$$

odnosno:

$$C_d A \rho \frac{v_r^3}{2} = 1,262 \text{ kW}$$

$$1,5 \cdot 2 \text{m}^2 \cdot 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \frac{v_r^3}{2} = 1262,5 \text{ W}$$

Iz prethodne jednačine može se odrediti relativna brzina lopatice u odnosu na fluid:

$$v_r = 0,94 \text{ m/s}$$

Stvarna-periferna brzina lopatice je nešto veća od relativne brzine u odnosu na fluid. Grubo se može uzeti da je  $v_r$  približno 75% od stvarne periferne brzine lopatice  $v_p$ :

$$v_r = 0,75 v_p$$

Odatle je periferna brzina lopatice:

$$v_p = 1,26 \text{ m/s}$$

- c) Kod bazena za hidrauličko mešanje sistemom pregrada i preliva se postiže zahtevani intenzitet mešanja. Potrebna snaga za mešanje je:

$$N = \rho g Q \Delta h$$

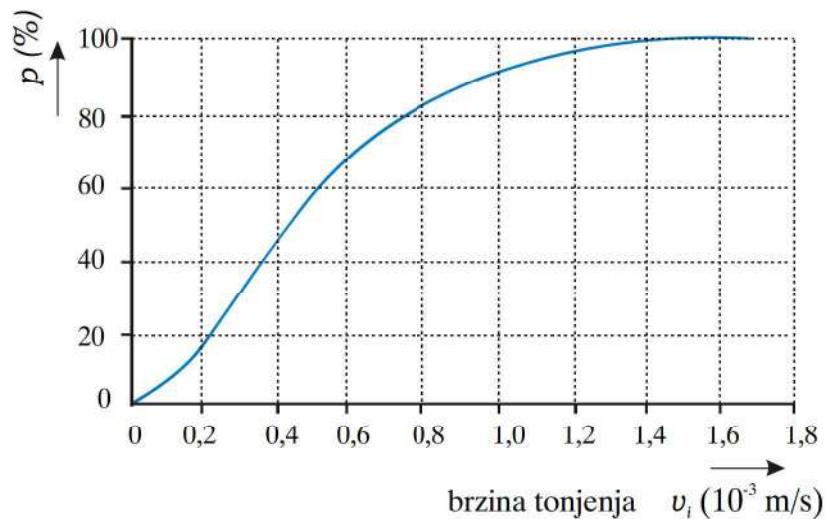
Gde je  $\Delta h$  ukupan hidraulički gubitak u komori za mešanje (odnosno razlika nivoa vode na ulazu u komoru i izlazu iz nje). Da bi se ostvario intenzitet mešanja  $G=50 \text{ s}^{-1}$  potrebna je snaga od  $1262,5 \text{ W}$  (određena u tački a):

$$1262,5 \text{ W} = 0,278 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \cdot 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \Delta h$$

Tako da je potrebni hidraulički gubitak energije:

$$\Delta h = 0,46 \text{ m} = 46 \text{ cm}$$

- 27.** Rečna voda sadrži suspendovane čestice rečnog nanosa u koncentraciji od  $60 \text{ g/m}^3$ . Kumulativna kriva raspodele brzina taloženja čestica nanosa je prikazana na slici.



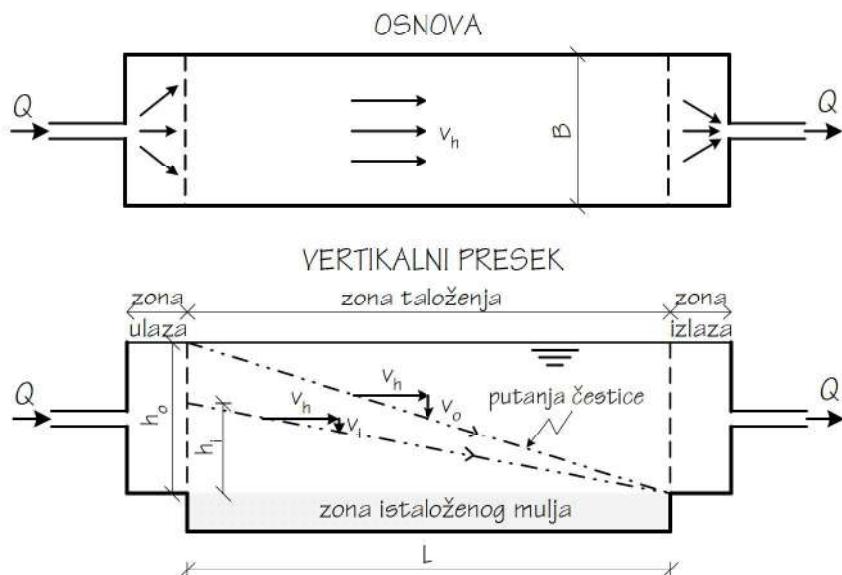
Za uklanjanje nanosa iz vode na raspolažanju je pravougaoni taložnik sa horizontalnim tokom vode dimenzija: dužina  $L=40\text{m}$ , širina  $B=5\text{m}$ , dubina  $H=3\text{m}$ . Protok koji se zahvata iz reke i uvodi u taložnik je  $Q=0,12 \text{ m}^3/\text{s}$ . Prepostaviti idealno taloženje.

- Koji je procenat čestica sa brzinom tonjenja  $v_i \leq 0,6 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ ?
- Koji je procenat čestica sa brzinom tonjenja  $v_i > 0,6 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ ?
- Odrediti procenat odstranjenih (istaloženih) čestica i koncentraciju nanosa u vodi koja izlazi iz taložnika.
- Odrediti Frudov broj.
- Odrediti Rejnoldsov broj pri temperaturi vode  $T=10 \text{ }^\circ\text{C}$  u horizontalnom pravcu (pravcu toka vode).
- Odrediti prosečnu količinu istaloženih čestica po jednici površine dna taložnika u toku jednog dana i ukupnu masu istaložnih čestica u toku jednog dana.
- Odrediti ukupnu količinu istaloženih čestica u drugoj (nizvodnoj) polovini taložnika u toku jednog dana.

**R E Š E N J E:**

Teorija idealnog taloženja pretpostavlja da se prilikom proticanja vode kroz taložnik dubine  $h_o$  ona u njemu zadržava neko vreme  $t_o$ , tako da će se svi delići sa brzinom taloženja  $v_i > v_o = \frac{h_o}{t_o}$  u potpunosti istaložiti na dnu taložnika. Pretpostavlja se da je  $v_h = \text{const.}$  duž cele zone taloženja, a  $v_i$  zavisi od veličine, oblika i gustine čestice.

Pravougaoni taložnik sa horizontalnim tokom vode

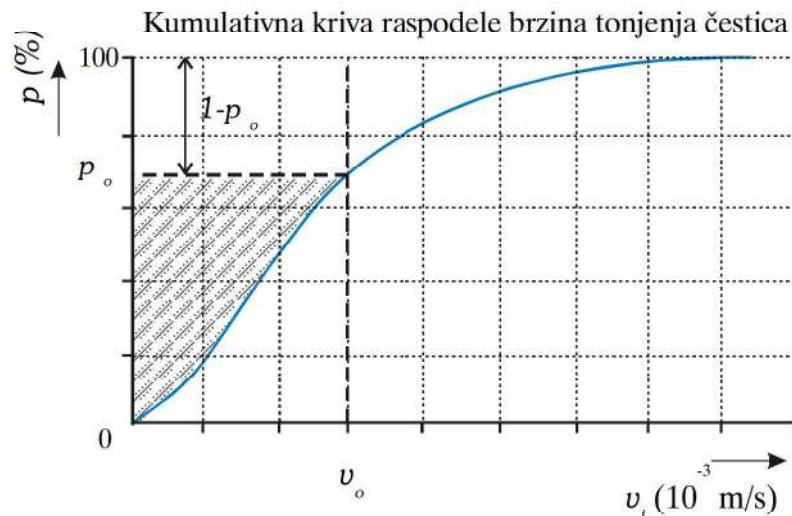


Delići sa brzinom tonjenja  $v_i < v_o$  se samo delimično istaložavaju, i to samo oni koji se na početku procesa taloženja nalaze na dubini  $h_i < v_i \cdot t_o$  od dna taložnika. Odatle sledi da je procenat uklanjanja ovih čestica iz vode:

$$\frac{h_i}{h_o} = \frac{v_i t_o}{v_o t_o} = \frac{v_i}{v_o}$$

Prema kumulativnoj krivoj raspodele brzina taloženja čestica, ukupan procenat  $P_t$  istaloženih čestica je:

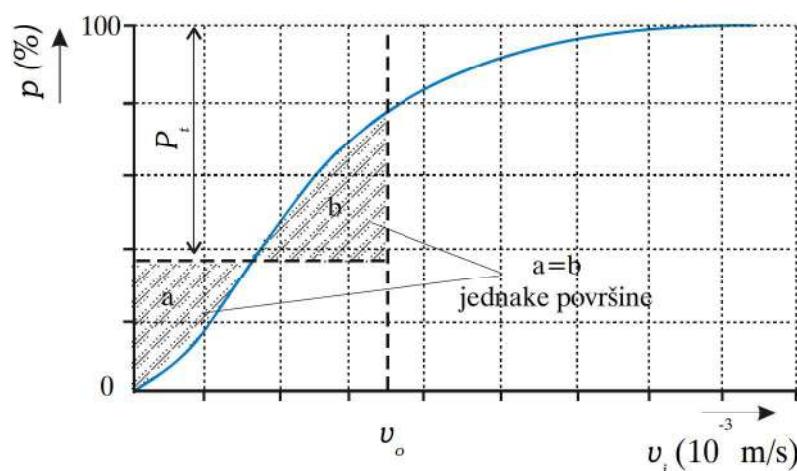
$$P_t = (1 - p_o) + \int_o^{p_o} \frac{v_i}{v_o} dp_i$$



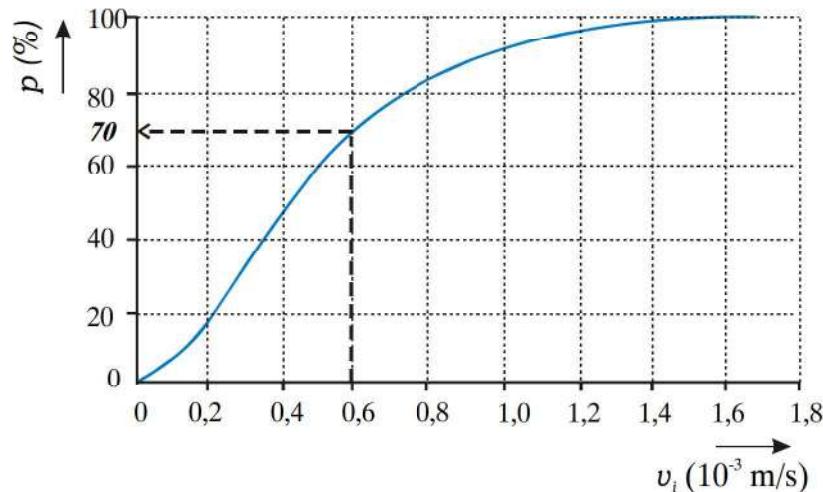
odnosno:

$$P_t = (1 - p_o) + \frac{1}{v_o} \int_o^{p_o} v_i dp_i$$

gde integral predstavlja osenčenu površinu. Veličina  $P_t$  se može lako odrediti grafički, povlačeći horizontanu liniju dok se ne izjednače oba dela osenčene površine (deo a i deo b) kao što je prikazano na narednoj slici.



- a) Rečni nanos sadrži 70% čestica koje imaju brzinu tonjenja  $v_i \leq 0,6 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  (videti narednu sliku).



- b) Rečni nanos sadrži 30% čestica koje imaju brzinu tonjenja  $v_i > 0,6 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ .
- c) Kritična brzina tonjenja prema teoriji idealnog taloženja je:

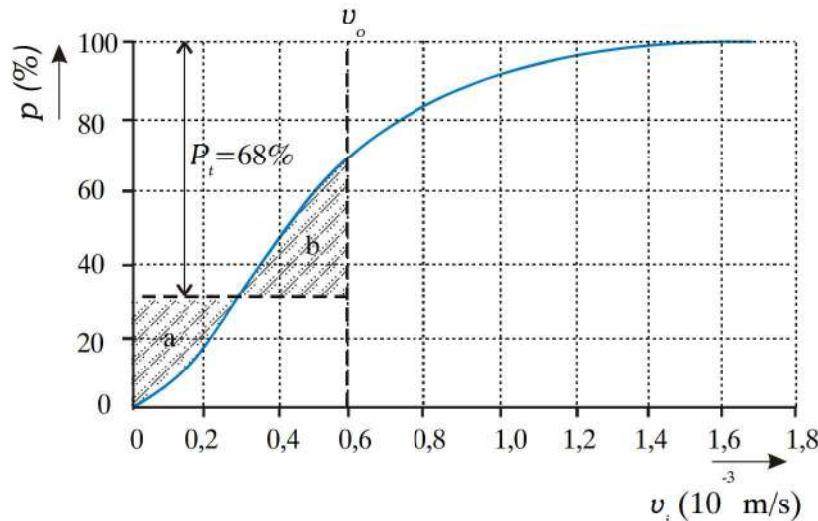
$$v_o = \frac{Q}{BL} = \frac{0,12 \text{ m}^3/\text{s}}{5 \cdot 40 \text{ m}^2} = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

Težinski procenat čestica  $p_o$  koje imaju brzinu tonjenja  $v_i$  manju ili jednaku od  $v_o$ :

$$p_o = 0,7 = 70\%$$

Procenat uklonjenih čestica sa brzinom tonjenja  $v_i$  iznosi  $100 \times v_o/v_i$ . Za suspenziju čestica različitih brzina tonjenja, ako je  $p_i$  težinski procenat čestica koje imaju brzinu tonjenja manju ili jednaku  $v_i$ , ukupan procenat čestica koje će se ukloniti taloženjem u taložniku je:

$$P_t = (1 - p_o) + \int_0^{p_o} \frac{v_i}{v_o} dp_i = 68\%$$



Koncentracija nanosa u vodi koja izlazi iz taložnika (efluentu) je:

$$C_e = (1 - P) \cdot C_i = 0,32 \cdot 60 \text{ g/m}^3 = 19,2 \text{ g/m}^3$$

gde je  $C_i$  koncentracija nanosa na ulazu u taložnik ( $60 \text{ g/m}^3$ ).

d) Najvažniji hidraulički zahtevi koji se moraju zadovoljiti prilikom dimenzionisanja taložnika su:

- Uslov za stabilnost toka u taložniku:

$$Fr = \frac{v_h^2}{gR} > 10^{-5}$$

gde je  $v_h = \frac{Q}{BH}$  horizontalna komponenta brzine čestice, odnosno vode;

$$R = \frac{Bh_o}{B + 2h_o} \text{ hidraulički radijus za pravougaoni proticajni profil.}$$

$$v_h = \frac{0,12 \text{ m}^3/\text{s}}{5 \cdot 3 \text{ m}^2} = 0,008 \text{ m/s}$$

$$R = \frac{5 \cdot 3}{5 + 2 \cdot 3} m = 1,36 m$$

$$Fr = 0,5 \cdot 10^{-5} < 10^{-5}$$

- Uslov za ostvarenje laminarnog tečenja u taložniku:

$$Re = \frac{v_h R}{\nu} < 2000$$

gde je  $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  za  $T = 10^\circ\text{C}$ .

$$Re = \frac{0,008 \frac{m}{s} \cdot 1,36 m}{1,31 \cdot 10^{-6} \frac{m^2}{s}} = 8300 > 2000$$

Kao što se iz ovog primera može videti, zadovoljenje oba uslova je teško ostvarivo u praksi, jer uz ostvarivanje vrlo malih brzina toka potrebno je ostvariti i vrlo male hidrauličke radijuse. Istraživanjima je pokazano da pojava turbulentnog toka u taložnici manje utiče na njenu efikasnost, nego nepoštovanje uslova o stabilnosti toka kroz taložnik. Kako je prvi uslov približno zadovoljen, može se zaključiti da je ponuđena taložnica dobro dimenzionisana.

- f) Ukupna masa istaloženih čestica u jedinici vremena:

$$P'_t Q' C_i = 0,68 \cdot 0,12 \frac{m^3}{s} \cdot 60 \frac{g}{m^3} = 4,9 \frac{g}{s}$$

Prosečna masa istaloženih čestica na  $1 \text{ m}^2$  dna taložnika:

$$\frac{P'_t Q' C_i}{B \cdot L} = \frac{4,9 \frac{g}{s}}{5 \cdot 40 m^2} = 0,0245 \frac{g}{sm^2} ;$$

$$\text{odnosno } \frac{P'_t Q' C_i}{B \cdot L} = 2,12 \frac{kg}{m^2 dan}$$

Ukupno u celom taložniku se istaloži za jedan dan:

$$2,12 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{dan}} \cdot 200 \text{m}^2 = 424 \frac{\text{kg}}{\text{dan}}$$

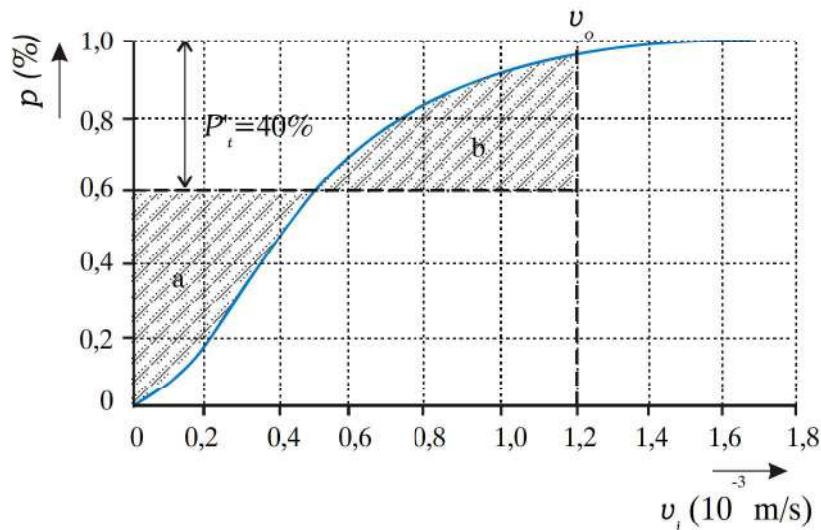
- g) Da bismo odredili masu istaloženih čestica u drugoj polovini taložnika prvo se mora odrediti isto ali za prvu polovinu taložnika. Za prvu polovinu taložnika važi:

geometrijske karakteristike:  $B = 5 \text{m}$ ;  $L' = \frac{40 \text{m}}{2} = 20 \text{m}$

kritična brzina tonjenja:  $v_o' = \frac{Q}{BL'} = \frac{0,12 \text{ m}^3 / \text{s}}{5 \cdot 20 \text{ m}^2} = 1,2 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

Sa kumulativne krive raspodele brzina tonjenja čestica nanosa, a za prethodno sračunatu kritičnu brzinu tonjenja  $v_o'$ , očitava se procentualni ideo istaloženih čestica  $P'$ :

$$P' = (1 - p_o') + \int_0^{p_o'} \frac{v_i}{v_o'} dp_i = 0,4$$



Ukupna masa istaloženih čestica u jednici vremena u prvoj polovini taložnika je:

$$P'_t Q' C_i = 0,4 \cdot 0,12 \frac{m^3}{s} \cdot 60 \frac{g}{m^3} = 2,9 \frac{g}{s}$$

Prosečna masa istaloženih čestica po jednici površine dna prve polovine taložnika:

$$\frac{P'_t Q' C_i}{B \cdot L} = \frac{2,9 \frac{g}{s}}{5 \cdot 20 m^2} = 0,029 \frac{g}{sm^2}$$

odnosno  $\frac{P'_t Q' C_i}{B \cdot L} = 2,51 \frac{kg}{m^2 dan}$

Ukupno se istaloži za jedan dan u prvoj (uzvodnoj) polovini taložnika:

$$2,51 \frac{kg}{m^2 dan} \cdot 100 m^2 = 251 \frac{kg}{dan}$$

Prosečna masa istaloženih čestica po jednici površine dna druge polovine taložnika:

$$\frac{P'_t Q' C_i}{B \cdot L} = \frac{(4,9 - 2,9) \frac{g}{s}}{5 \cdot 20 m^2} = 0,02 \frac{g}{sm^2}$$

odnosno  $\frac{P'_t Q' C_i}{B \cdot L} = 1,73 \frac{kg}{m^2 dan}$

Ukupno se istaloži za jedan dan u drugoj (nizvodnoj) polovini taložnika:

$$1,73 \frac{kg}{m^2 dan} \cdot 100 m^2 = 173 \frac{kg}{dan}$$

Može se zaključiti da će se veći deo mase čestica istaložiti u prvoj polovini taložnika (bliže ulasku vode u taložnik).

**28.** Visina filterske ispune brzog gravitacionog peščanog filtra je  $H_F=0,9\text{m}$ .

Visina nadsloja vode je  $H_v=1,0\text{ m}$  a njena temperatura je  $T=20^\circ\text{C}$ . Granulometrijska analiza reprezentativnog uzorka filterskog peska mase 100 g, dala je sledeće rezultate:

Otvor na situ $s_i (\text{mm})$	Zadržano na situ $w_i (\text{g})$
1,8	0,0
1,6	0,2
1,4	1,4
1,25	45,3
1,12	24,5
1,0	27,9
0,9	0,7

Gustina materijala filterskog peska iznosi  $\rho_s=2640 \text{ kg/m}^3$ . Poroznost peska je 43%.

- a) Odrediti specifični prečnik zrna filterskog peska.
- b) Odrediti hidraulički ekvivalentan prečnik zrna filterskog peska. Faktor oblika zrna je  $\phi=0,95$ .
- c) Izračunati hidraulički gubitak kroz čistu filtersku ispunu za brzinu filtracije  $v_F=8 \text{ m/h}$ . Nacrtati liniju rasporeda pritisaka kroz filtersku ispunu.
- d) Za istu brzinu filtracije iz tačke c) odrediti maksimalni hidraulički gubitak koji se može javiti pri filtraciji kroz zaprljanu ispunu a da ne dođe do pojave potpritiska (vakuma) u filterskoj ispuni. Prepostaviti da se prlja samo prva trećina filtra.
- e) Odrediti koeficijent uniformnosti filterskog peska i dati komentar.
- f) Koji je minimalni protok pranja vodom pri kome dolazi do fluidizacije filterske ispune?
- g) Odrediti ekspanziju filterskog sloja prilikom pranja filtra vodom. Brzina pranja filtra je  $v_p=60 \text{ m/h}$ .
- h) Odrediti hidraulički otpor pri pranju filtra, a pri protoku koji je dovoljan da ekspandira filtersku ispunu za 30%. Nacrtati dijagram rasporeda pritisaka.

**R E Š E N J E:**

- a) Specifični prečnik čestica  $d_s$  se određuje iz jednačine:

$$\frac{w}{d_s} = \frac{w_1}{\sqrt{s_1 s_2}} + \frac{w_2}{\sqrt{s_2 s_3}} + \dots + \frac{w_n}{\sqrt{s_n s_{n+1}}}$$

gde je:  $s_1, s_2, \dots, s_n$  - veličina otvora na situ;  $w_1, w_2, \dots, w_n$  - težina frakcije (težinski ostatak na situ). Prema tabeli datoj u postavci zadatka dobija se:

$$\begin{aligned} \frac{w}{d_s} = \frac{100}{d_s} &= \frac{0}{\sqrt{2 \cdot 1,8}} + \frac{0,2}{\sqrt{1,8 \cdot 1,6}} + \frac{1,4}{\sqrt{1,6 \cdot 1,4}} + \frac{45,3}{\sqrt{1,4 \cdot 1,25}} + \\ &\quad \frac{24,5}{\sqrt{1,25 \cdot 1,12}} + \frac{27,9}{\sqrt{1,12 \cdot 1,0}} + \frac{0,7}{\sqrt{1,0 \cdot 0,9}} = 83,10 \end{aligned}$$

Odatle je:

$$d_s = 1,20 \text{ mm}$$

- b) Hidraulički ekvivalentni prečnik zrna je:

$$d_e = \phi \cdot d_s$$

$$d_e = 0,95 \cdot 1,20 \text{ mm} = 1,14 \text{ mm}$$

- c) Hidraulički gubitak  $\Delta h_F$  pri "laminarnom" (linearni zakon otpora) toku vode kroz filterski sloj debljine  $H_F$ , poroznosti  $p_F$ , koji je sastavljen od sfernih zrna uniformnog prečnika  $d$ , dat je Karman-Kozenijevom jednačinom:

$$\Delta h_F = 180 \frac{v}{g} \frac{(1-p_F)^2}{p_F^3} \frac{v_F}{d^2} H_F \quad (1)$$

gde su:  $v_F$  - Darsijeva brzina (brzina filtracije ili brzina pranja filtra);  $g$ -gravitaciono ubrzanje,  $v$  - kinematski koeficijent viskoznosti vode (koji je funkcija temperature vode);  $p_F$  - poroznost filterskog peska.

Jednačina (1) važi samo za "laminaran" režim filtracije ( $Re < 5$ ) gde je  $Re$  - Rejnoldsov broj dat kao:

$$Re = \frac{1}{1-p_F} \frac{v_F \cdot d}{\nu}$$

Sve formule koje su do sada napisane važe za filtersku ispunu od loptastih zrna istog prečnika. Za ispunu sastavljenu od nesferičnih zrna neuniformne granulacije koriste se iste jednačine u kojima umesto prečnika loptastih čestica  $d$  figuriše hidraulički ekvivalentni prečnik -  $d_e$ . Određivanje vrednosti hidraulički ekvivalentnog prečnika je objašnjena u prethodnim tačkama.

Brzina filtracije:  $v_F = 8 \text{ m/h} = 2,22 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

Kinematski koeficijent viskoznosti vode pri temperaturi od 20°C:

$$\nu = 1,01 \cdot 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

Rejnoldsov broj:

$$Re = \frac{1}{1-p_F} \frac{v_F \cdot d_e}{\nu} = \frac{1}{1-0,43} \cdot \frac{2,22 \cdot 10^{-3} \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot 1,14 \cdot 10^{-3} \text{m}}{1,01 \cdot 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}} = 4,40$$

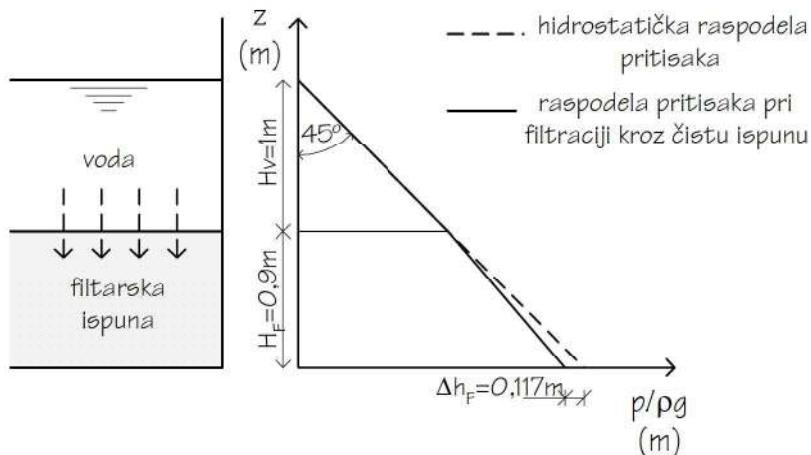
$Re < 5 \Rightarrow$  laminaran režim tečenja pri filtraciji vode.

Stoga se za proračun hidrauličkih gubitaka  $\Delta h_F$  kroz filtersku ispunu koristi formula (1).

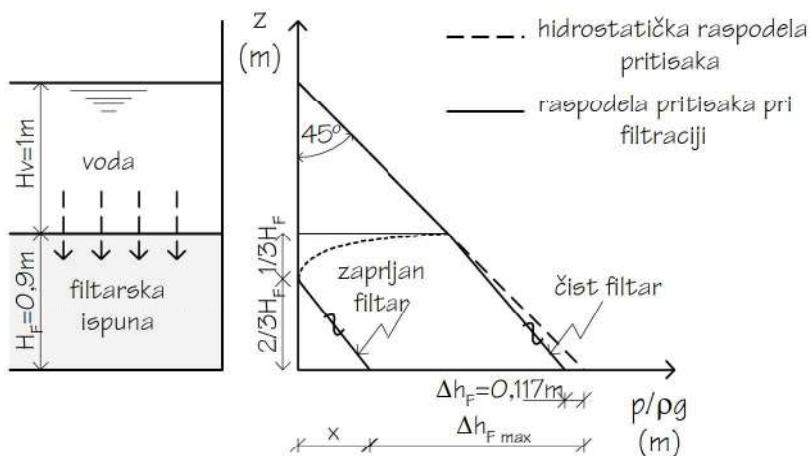
$$\Delta h_F = 180 \frac{\nu}{g} \frac{(1-p_F)^2}{p_F^3} \frac{v_F}{d_e^2} H_F$$

$$\Delta h_F = 0,117 \text{ m}$$

Dijagram raspodele pritisaka prikazan je na narednoj slici.



- d) Prilikom filtracije nečistoće iz vode se zadržavaju na zrnima filterske ispune i u porama između zrna. Zbog toga dolazi do povećanja hidrauličkih gubitaka pri filtraciji kroz zaprljan filter. Ako se pretpostavi da se nečistoće izdvajaju na zrnima prve (najviše) trećine filtra, dok se prljanje ostale dve trećine filterske ispune može zanemariti, za granični slučaj pojave pritiska jednakog nuli na dubini ispune  $H_F/3$  od vrha dobija se raspored pritisaka kao na narednoj slici:



Iz geometrijskih odnosa sa slike dobija se zavisnost:

$$x = \frac{2}{3} (H_F - \Delta h_F)$$

$$x = \frac{2}{3}(0,9 - 0,117)m = 0,522m$$

Maksimalni hidraulički gubitak  $\Delta h_{F_{max}}$  je prema tome:

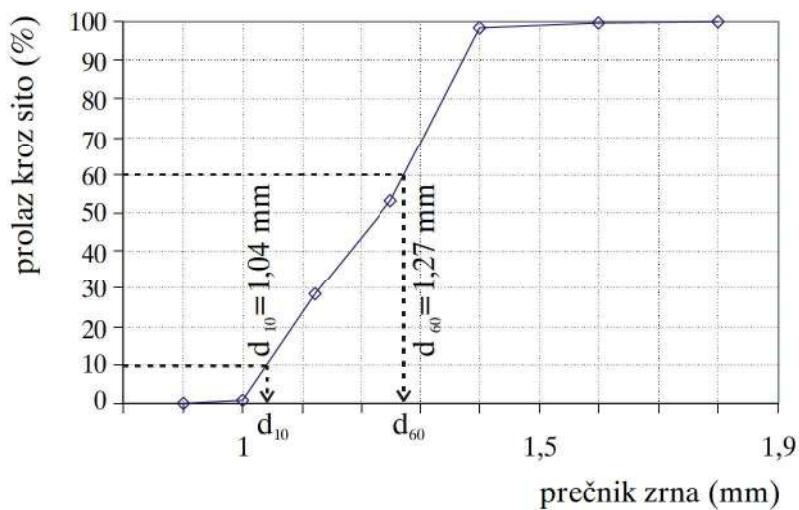
$$\Delta h_{F_{max}} = H_v + H_F - x$$

$$\Delta h_{F_{max}} = 1,378m$$

- e) Koeficijent neuniformnosti  $u$  određuje se prema:

$$u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{1,27mm}{1,04mm} = 1,22$$

GRANULOMETRIJSKA KRIVA FILTARSKOG PESKA



Pri istim uslovima (brzina pranja filtra, temperatura vode i dr.) ispuna od nesferičnih čestica ima nešto manju ekspanziju nego ispuna sa sferičnim česticama. Ispuna od zrna neuniformnog sastava ima veću ekspanziju pri istoj brzini pranja od ispune uniformnog sastava. Zato je poželjno da koeficijent neuniformnosti ispune bude što manji (najčešće  $u < 1,5$  a preporučljivo je  $u < 1,3$ ). Može se zaključiti da ispuna od peska zadatih karakteristika zadovoljava postavljene kriterijume za koeficijent neuniformnosti.

- f) Prilikom pranja filtarske ispune, voda za pranje se uvodi sa donje strane i voda prolazi kroz ispunu vertikalno naviše (u suprotnom smeru nego prilikom filtracije). Za vreme pranja voda struji kroz filter većim brzinama ( $Re > 5$ ), tako da se režim strujanja nalazi u prelaznoj oblasti a ne u "laminarnoj". Za prelazni režim filtracije ne postoje teorijske formule već samo empirijske, a jedna od najčešće primenjivanih empirijskih formula za prelazni režim filtracije ( $5 < Re < 100$ ) je:

$$\Delta h_F = 130 \frac{v^{0.8}}{g} \frac{(1-p_F)^{1.8}}{p_F^3} \frac{v_F^{1.2}}{d^{1.8}} H_F \quad (2)$$

Povećanjem protoka vode za pranje rastu hidraulički gubici kroz ispunu saglasno jednačini (2) sve do vrednosti protoka kada se filtraciona sila izjednači sa težinom potopljenog peska - fluidizacija ispune. Daljim povećanjem protoka vode preko ove granice hidraulički gubici se ne povećavaju. Maksimalni hidraulički gubitak  $\Delta h_{PF}$  pri pranju filtra se može odrediti iz jednačine:

$$\underbrace{\rho \cdot g \cdot \Delta h_{PF}}_{\text{filtraciona sila}} = \underbrace{(1-p_F) \cdot H_F \cdot (\rho_F - \rho) \cdot g}_{\text{potopljena težina peska}}$$

odnosno:

$$\Delta h_{PF} = (1-p_F) H_F \frac{(\rho_F - \rho)}{\rho} \quad (3)$$

Brzina pranja filtra  $v_{PF}$  pri kojoj dolazi do fluidizacije ispune može se odrediti ako se izjednače jednačine (2) i (3):

$$(1-p_F)L \frac{(\rho_F - \rho)}{\rho} = 130 \frac{v^{0.8}}{g} \frac{(1-p_F)^{1.8}}{p_F^3} \frac{v_{PF}^{1.2}}{d^{1.8}} H_F \quad (4)$$

Povećanjem brzine pranja preko vrednosti  $v_{PF}$  dolazi do povećanja zapremine - ekspanzije ispune, pri čemu se povećava poroznost sa  $p_F$  na  $p_{FE}$  i debljina ispune sa  $H_F$  na  $H_{FE}$ :

$$(1-p_E)H_F = (1-p_{FE})H_{FE} \quad (5)$$

Pri brzini pranja  $v_{FE} > v_{PF}$  sređivanjem jednačine (4) po  $p_{FE}$  dobija se poroznost ekspandirane ispune:

$$p_{FE} = 2,95 \frac{v^{1/4,5}}{g^{1/3,6}} \left( \frac{\rho}{\rho_F - \rho} \right)^{1/3,6} \frac{v_{FE}^{1/3}}{d^{1/2}} \quad (6)$$

*Stepen ekspanzije (E)* definiše se kao procentualni porast debljine filterske ispune:

$$E = 100 \frac{H_{FE} - H_F}{H_F} = 100 \frac{p_{FE} - p_F}{1 - p_{FE}} \quad (7)$$

Kao i kod jednačina za laminarni režim filtracije tako i ovde su sve one napisane za filtersku ispunu od loptastih zrna istog prečnika. Za ispunu sastavljenu od nesferičnih zrna neuniformne granulacije koriste se iste jednačine u kojima umesto prečnika loptastih čestica  $d$  figuriše *hidraulički ekvivalentni prečnik -  $d_e$* .

Na početku fluidizacije je  $p_F = p_{FE} = 0,43$ . Minimalna brzina pranja pri kojoj dolazi do fluidizacije računa se direktno iz jednačine (6):

$$p_{FE} = 2,95 \frac{v^{1/4,5}}{g^{1/3,6}} \left( \frac{\rho}{\rho_F - \rho} \right)^{1/3,6} \frac{\min v_{FE}^{1/3}}{d_e^{1/2}}$$

$$\min v_{FE} = 0,012 \text{ m/s} = 43,17 \text{ m/h}$$

- g) Zadata brzina pranja je veća od  $\min v_{FE}$  tako da će ispuna ekspandirati.

$$v_{PF} = v_{FE} = 60 \text{ m/h} = 0,0167 \text{ m/s}$$

Poroznost ekspandirane ispune određuje se jednačinom (6):

$$p_{FE} = 0,48$$

Stepen ekspanzije filterske ispune pri ovoj brzini pranja biće:

$$E = 100 \frac{p_{FE} - p_F}{1 - p_{FE}} = 100 \frac{0,48 - 0,43}{1 - 0,48} = 9,61\%$$

- h) Hidraulički otpor pri pranju filtra je isti kao i na početku fluidizacije, i on se može izračunati na osnovu izraza (3):

$$\Delta h_{PF} = (1 - p_F) \cdot H_F \cdot \frac{(\rho_F - \rho)}{\rho}$$

$$\Delta h_{PF} = (1 - 0,43) \cdot 0,90 \frac{(2640 - 1000)}{1000} = 0,841 \text{ m}$$

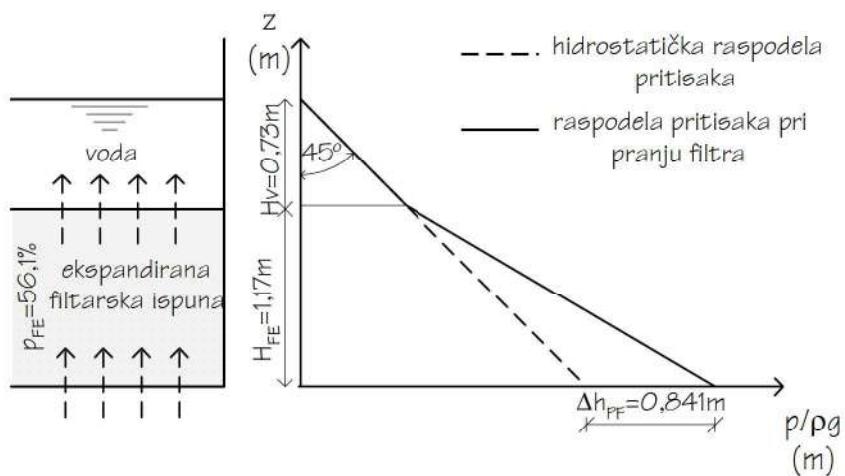
Za stepen ekspanzije  $E = 30\%$ , debljina ekspandirane ispune je:

$$H_{FE} = 1,3 \cdot 0,9 \text{ m} = 1,17 \text{ m}$$

a poroznost ekspandirane ispune se dobija iz izraza (7):

$$p_{FE} = 100 \frac{E + p_F}{1 + E} = 100 \frac{0,3 + 0,43}{1,3} = 56,1\%$$

Dijagram raspodele pritisaka pri pranju filtra vodom i ekspanziji ispune od 30% prikazan je na narednoj slici.

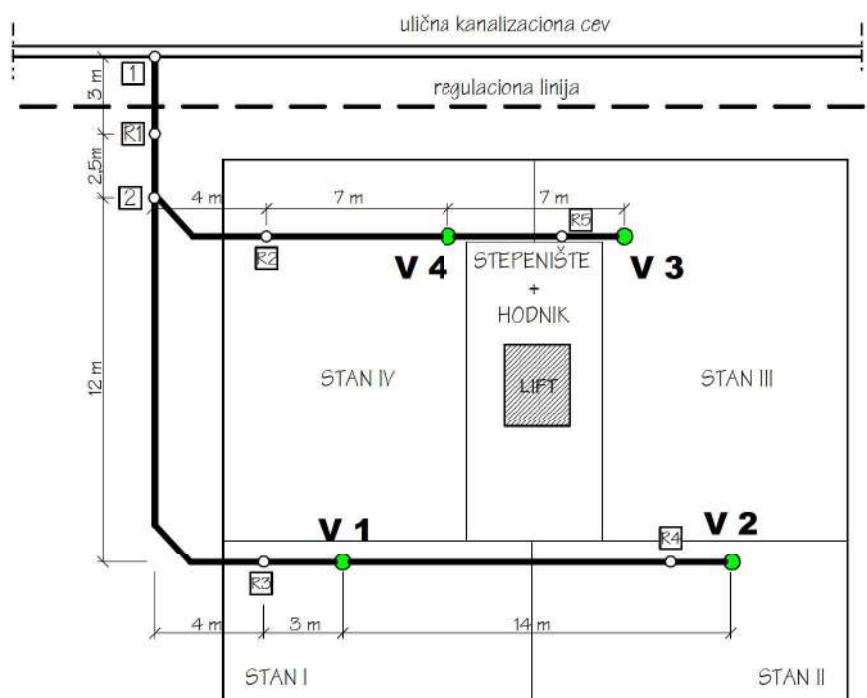


## **deo II**

### **KANALISANJE NASELJA**

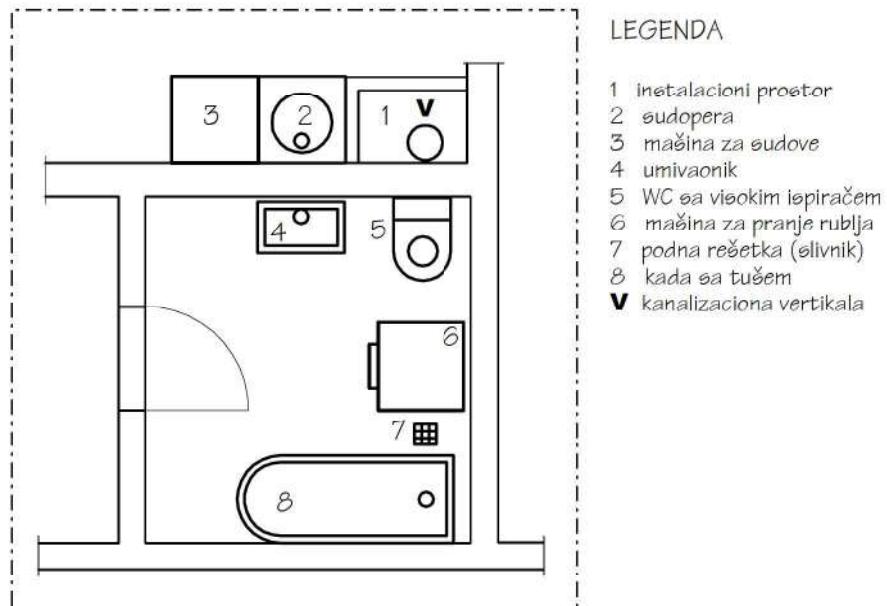


- 29.** Na slici je šematski prikazan spratni raspored stambenih jedinica u jednoj zgradi od 20 spratova, kao i mesto vertikalnih kolektora unutrašnjeg razvoda kanalizacione mreže. Na narednoj slici je prikazan i raspored sanitarnih objekata u okviru jednog stana. Teren je ravan i horizontalan na relativnoj koti 0,00. Zgrada je opremljena podrumom i pod podruma je na koti -1,5 m. Spratna visina u objektu je 3 m (osim za podrum gde je 2,5 m).



Šematski prikaz rasporeda stambenih jedinica na jednom spratu

- Ako svaka stambena jedinica sadrži isti broj i raspored sanitarnih uređaja, uraditi hidraulički proračun unutrašnje kanalizacione mreže za upotrebljenu vodu i dimenzionisati cevi za odvođenje upotrebljene vode iz domaćinstava. Proračun sprovesti prema metodi Samgina. Usvojiti da je maksimalna ispunjenost cevi 50%.
- Odrediti potrebnu minimalnu dubinu ukopavanja ulične kanalizacione cevi.



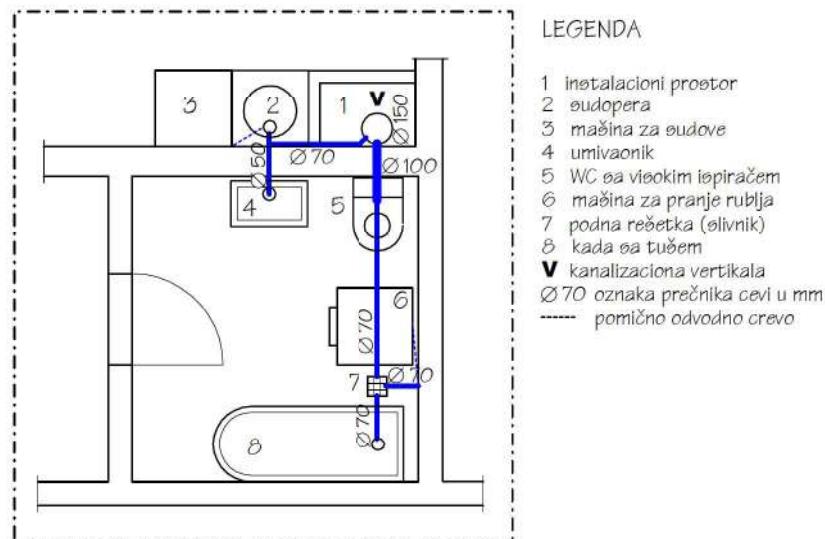
Raspored sanitarnih objekata u okviru jedne stambene jedinice

### R E Š E N J E:

- a) Pri proračunu unutrašnje kanalizacione mreže potrebno je prethodno odrediti količinu upotrebljene vode, nagib kanala, brzinu oticanja, punjenje cevi i dimenzije unutrašnjeg prečnika cevi.

Prema propisima glavni kanal zgrade (priključak na uličnu cev) mora imati prečnik najmanje 150mm, bez obzira ne veličinu zgrade. Ostale cevi odvodne mreže se ne preračunavaju nego im se određuje prečnik prema mestu upotrebe.

Za razvod unutrašnje kanalizacione mreže usvojene su livenogvozdene cevi. U Prilogu 14, u tabeli 14.3 dati su prečnici ovih cevi prema mestu upotrebe. Na osnovu te tabele, a za prikazanu osnovu i položaj sanitarnih uredjaja na njoj, na narednoj slici je šematski prikazan i razvod unutrašnje kanalizacione mreže, sa usvojenim prečnicima, u svakom stanu.



Maksimalna količina upotrebljene vode za jednu zgradu se dobija kada se saberi proizvodi jediničnih izliva grupu ekvivalentnih izlivnih mesta i njihovog broja. Pri tome se ne uzima u račun da sva izlivna mesta rade jednovremeno, jer bi se dobili nerealno veliki prečnici odvodnih cevi, nego se uzima samo izvestan procenat koji će se verovatno jednovremeno izliti.

Jedan od empirijskih obrazaca za određivanje maksimalnih količina upotrebljenih voda je po Samginu:

$$Q = \frac{N_o \cdot P_o \cdot q_o}{100}$$

gde je:

$Q$  - količina zagadene vode (l/s),  
 $N_o$  - broj sanitarnih uređaja iste vrste,  
 $P_o$  - verovatnoća jednovremenog rada sanitarnih uređaja iste vrste,  
 $q_o$  - oticaj upotrebljene vode iz jednog sanitarnog uređaja.

U Tabeli 14.2 iz Priloga 14 dati su ekvivalentni faktori  $K_e$  raznih tipova sanitarnih uređaja kao i veličine oticaja otpadne vode  $q_o$  (l/s) za svaki sanitarni uređaj posebno.

$P_o$  (%) je verovatnoća jednovremenog sadejstva sanitarnih uređaja istog tipa i ona se određuje prema *ekvivalentnom* broju sanitarnih uređaja  $N_o \cdot K_e$ . U tabeli 14.1 u Prilogu 14 su prikazane ove verovatnoće u zavisnosti od ekvivalentnog broja sanitarnih uređaja posebno za stambene zgrade a posebno za javne ustanove.

Tabelarni proračun količina otpadne vode za jednu vertikalu

Vrsta sanit. pribora	Ukupan broj sanit. uređaja $N_o$	Ekvivalentni faktor $K_e$	Ekvivalentni broj sanit. uređaja $N_o K_e$	$P_o$ (%)	$q_o$ (l/s)	$Q = \frac{N_o P_o q_o}{100}$ (l/s)
Sudopera	20	2	40	0,66	9,9	1,31
Mašina za pranje sudova	20	2,62	52,4	0,86	8,1	1,40
Umivaonik	20	0,5	10	0,17	19,8	0,65
WC sa visokim ispiračem	20	3,6	72	1,19	7,1	1,69
Mašina za pranje veša	20	2,71	54,2	0,89	8,1	1,45
Kada	20	2	40	0,66	9,9	1,31
Ukupno $Q$ (l/s) =						7,80

Obrazac Samgina je empirijske prirode a kako se može videti on ne zadovoljava jednačinu kontinuiteta, tako da se kolektori u koje se uliva otpadna voda iz dve ili više vertikala ne smeju dimenzionisati na odgovarajuću sumu pojedinačnih protoka iz svake vertikale nego se obrazac Samgina mora primeniti za svaku od odvodnih cevi posebno.

U naredne dve tabele je i prikazan ovaj postupak. Kolektor V1-3 se dimenziонише na sumu sanitarnih objekata priključenih na dve vertikale (V1 i V2) a kolektor 3-1 na sumu sanitarnih objekata priključenih na sve četiri vertikale.

Tabelarni proračun količina otpadne vode za dve vertikale

Vrsta sanit. pribora	Ukupan broj sanit. uredaja $N_o$	Ekvivalentni faktor $K_e$	Ekvivalentni broj sanit. uredaja $N_o K_e$	$P_o$ (%)	$q_o$ (l/s)	$Q = \frac{N_o P_o q_o}{100}$ (l/s)
Sudopera	40	2	80	0,66	7,1	1,87
Mašina za pranje sudova	40	2,62	104,8	0,86	5,7	1,97
Umivaonik	40	0,5	20	0,17	14	0,92
WC sa visokim ispiračem	40	3,6	144	1,19	5	2,38
Mašina za pranje veša	40	2,71	108,4	0,89	5,7	2,04
Kada	40	2	80	0,66	7,1	1,87
Ukupno Q (l/s) =						11.06

Tabelarni proračun količina otpadne vode za četiri vertikale

Vrsta sanit. pribora	Ukupan broj sanit. uredaja $N_o$	Ekvivalentni faktor $K_e$	Ekvivalentni broj sanit. uredaja $N_o K_e$	$P_o$ (%)	$q_o$ (l/s)	$Q = \frac{N_o P_o q_o}{100}$ (l/s)
Sudopera	80	2	160	0,66	5	2,64
Mašina za pranje sudova	80	2,62	209,6	0,86	4	2,77
Umivaonik	80	0,5	40	0,17	9,9	1,31
WC sa visokim ispiračem	80	3,6	288	1,19	3,6	3,42
Mašina za pranje veša	80	2,71	216,8	0,89	4	2,86
Kada	80	2	160	0,66	5	2,64
Ukupno Q (l/s) =						15,64

Na osnovu određenih merodavnih protoka treba još odrediti prečnike cevi V2-V1, V1-2, V3-V4, V4-2 i 2-1.

Glavni odvodni kanal iz zgrade treba da ima najmanji prečnik 150 mm a njegov nagib treba da je najmanje 1,33% a najviše 6%. Usvojen je nagib dna kolektora od 1,5%.

U Prilogu 7 su date vrednosti proticaja za potpuno ispunjene kanalizacione cevi kružnog poprečnog preseka. Obzirom da se za spoljnu kanalizacionu mrežu ne koriste prečnici manji od  $\varnothing 200\text{mm}$  to se oni i ne nalaze u tablici. Za  $\varnothing 150\text{mm}$  i nagib dna kolektora  $I=1,5\%$  iz Prandtl-Kolbrukove formule se dobija brzina tečenja u cevi (za kinematski koeficijent viskoznosti  $v=10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ):

$$\lambda = 0,115 \left( \frac{k}{D} + \frac{60}{Re} \right)^{0,25}$$

$$I_E = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{v_{pp}^2}{2g} = 0,015$$

$$\varnothing 150 \text{ mm } v_{pp} = 1,1 \text{ m/s} ; \quad Q_{pp} = 19,4 \text{ l/s}$$

$$\varnothing 200\text{mm} \quad v_{pp} = 1,32 \text{ m/s} ; \quad Q_{pp} = 41,5 \text{ l/s}$$

$$\text{Za punjenje cevi } \frac{h}{h_{pp}} = 0,5 \Rightarrow \frac{Q}{Q_{pp}} = 0,5 .$$

Stoga je za kolektore:

V2-V1 i V3-V4 usvojen prečnik  $\varnothing 150\text{mm}$

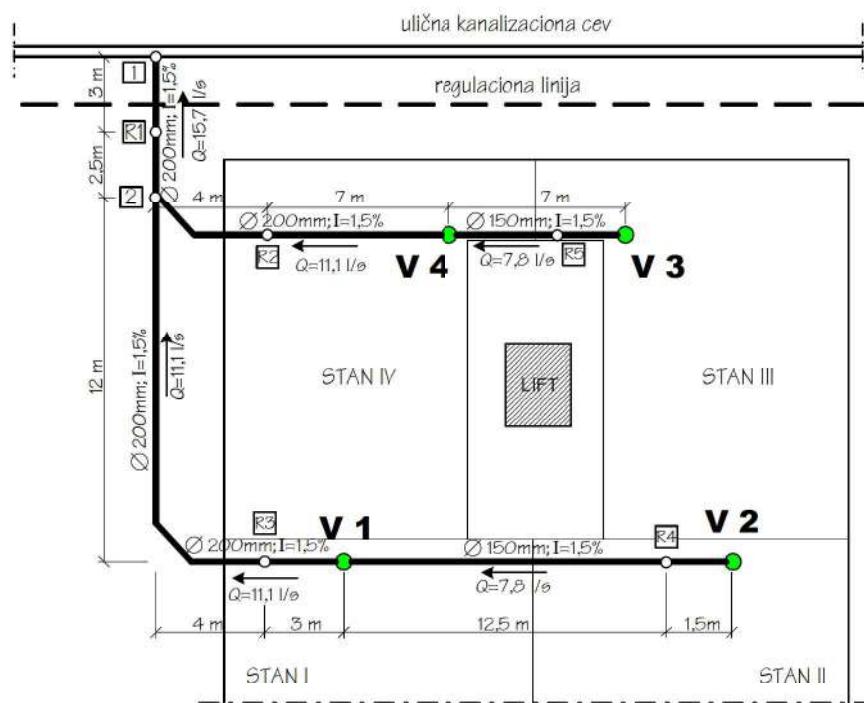
a

V1-2, V4-2 i 2-1 prečnik  $\varnothing 200\text{mm}$ .

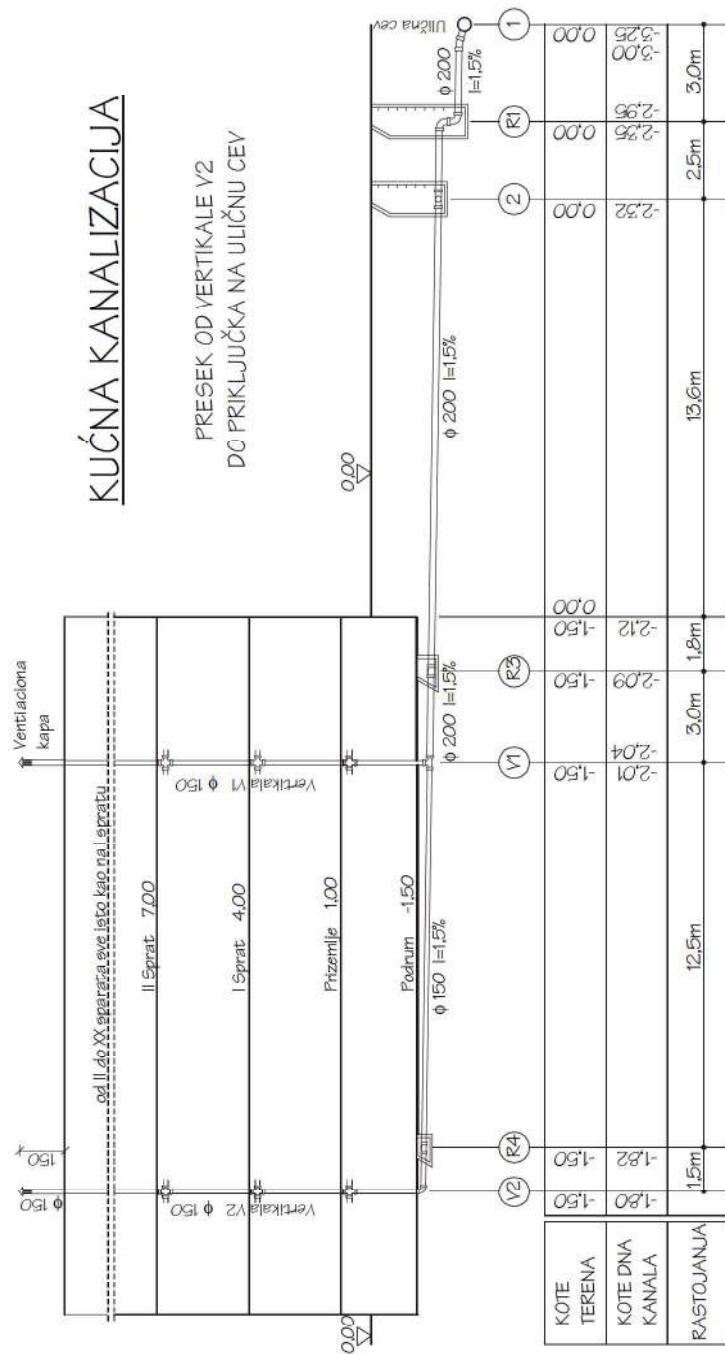
Prema usvojenim prečnicima i merodavnim protocima, punjenja u kolektorima su:

kolektor	$\varnothing$ (mm)	$Q$ (l/s)	$Q/Q_{pp}$	$h/h_{pp}$
V2-V1; V3-V4	150	7,8	0,40	0,44
V1-2 ; V4-2	200	11,1	0,27	0,35
2-1	200	15,64	0,38	0,43

Na narednoj slici prikazano je usvojeno rešenje kućne kanalizacije u osnovi zgrade. Na kanalizacionim cevima su predviđeni revizioni otvor (oznaka R), a pre priključka na uličnu kanalizacionu cev, predviđena je kaskada R1 sa denivelacijom od 60 cm kao zaštita podruma od plavljenja kanalskim sadržajem.



- b) Na narednoj slici prikazan je uzdužni profil kroz kanalizacione verikale V2 i V1, i cevi od verikale V2 do priključka na uličnu cev. Dubina ukopavanja odvodne cevi iz zgrade pre priključka na uličnu cev je 3 m. Da bi se obezbedilo efikasno odvođenje upotrebljene vode iz zgrade poželjno je da dubina ukopavanja uličnog kanala bude nešto veća. U ovom primeru usvojena je dubina ukopavanja ulične cevi od 3,25 m.



- 30.** U tabeli su date maksimalne visine pale kiše u zavisnosti od vremena trajanja kiše, uredene po opadajućem nizu, za period 1966-1977. godine (12 godina). Za sliv površine 20 ha vreme koncentracije iznosi 20 min.

Naći maksimalni proticaj kišne vode sa sliva, ako je merodavna kiša sa povratnim periodom jednom u dve godine. Taj tip naselja sa koga se dovodi voda je otvorene izgradnje.

Trajanje kiše (min)	Visina pale kiše $P$ (mm)												
	5	8,9	7,4	6,8	6,5	5,9	5,6	5,2	4,9	4,8	4,3	4,0	3,8
15	17,5	13,5	13,1	11,1	10,2	9,6	9,4	9,1	8,5	7,9	7,6	7,0	
30	19,0	17,1	16,3	15,2	14,1	12,2	11,8	11,5	10,4	9,5	9,2	8,6	
60	21,6	18,5	17,7	16,5	14,9	13,0	12,8	12,1	11,3	10,6	9,8	9,5	
120	26,5	24,1	19,0	16,8	15,5	15,1	14,3	13,9	12,1	12,0	11,9	11,7	

### R E Š E N J E :

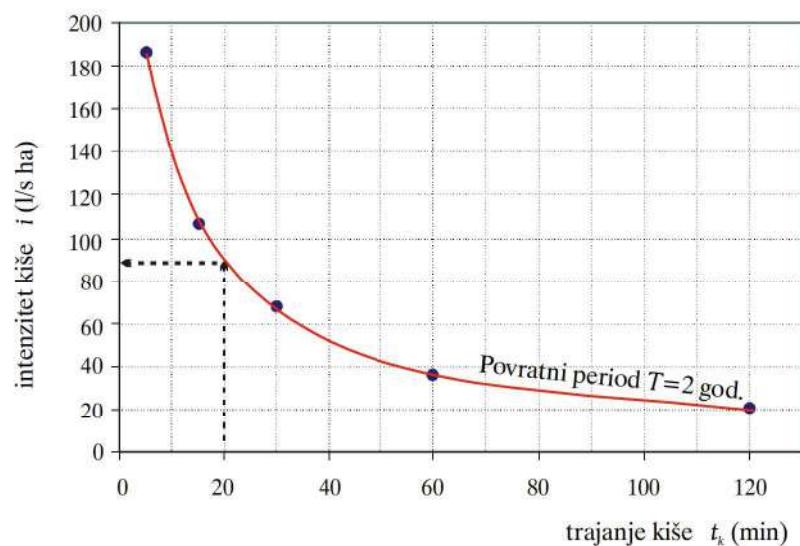
S obzirom da je povratni period od 2 godine može se koristiti empirijska verovatnoća ( $p=0,5=6/12$ ) kojoj odgovara VI kolona, iz tabele u postavci zadatka.

$$\text{Jačina pale kiše je: } i = \frac{P}{t_k}$$

gde je  $P$  - visina pale kiše;  $t_k$  - vreme trajanja kiše;

$t_k$ (min)	$P$ (mm)	$i$ (mm/s)	$i$ (l/s ha)
5	5,6	0,01867	186,7
15	9,6	0,01067	106,7
30	12,2	0,00678	67,8
60	13,0	0,00361	36,1
120	15,1	0,00210	21,0

U prethodnoj tabeli izračunate su jačine kiše  $i$  za pet različitih trajanja kiše  $t_k$ . Na osnovu tih vrednosti može se nacrtati tzv. "I-T-P" kriva (intenzitet-trajanje-povratni period):



Maksimalni proticaj kišne vode se javlja kada je trajanje kiše jednako vremenu koncentracije:

$$t_k = t_c = 20 \text{ min}$$

Za ovu vrednost trajanja kiše se sa ITP krive očita intenzitet pale kiše:

$$i = 90 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

Po racionalnoj metodi, ukupna količina kišnice koja u jedinici vremena može da se slije sa površine  $F$  iznosi:

$$Q = i \cdot F \cdot \Psi$$

gde je  $\Psi$  - koeficijent oticanja.

Za različite tipove naselja u Prilogu 13. date su vrednosti prosečnog koeficijenta oticaja.

Za tip naselja otvorene izgranje vrednost koeficijenta oticanja se kreće od 0,30 do 0,5 .

Usvojen je koeficijent oticanja  $\Psi = 0,4$

Otuda je maksimalni proticaj kišnice sa datog sliva jednak:

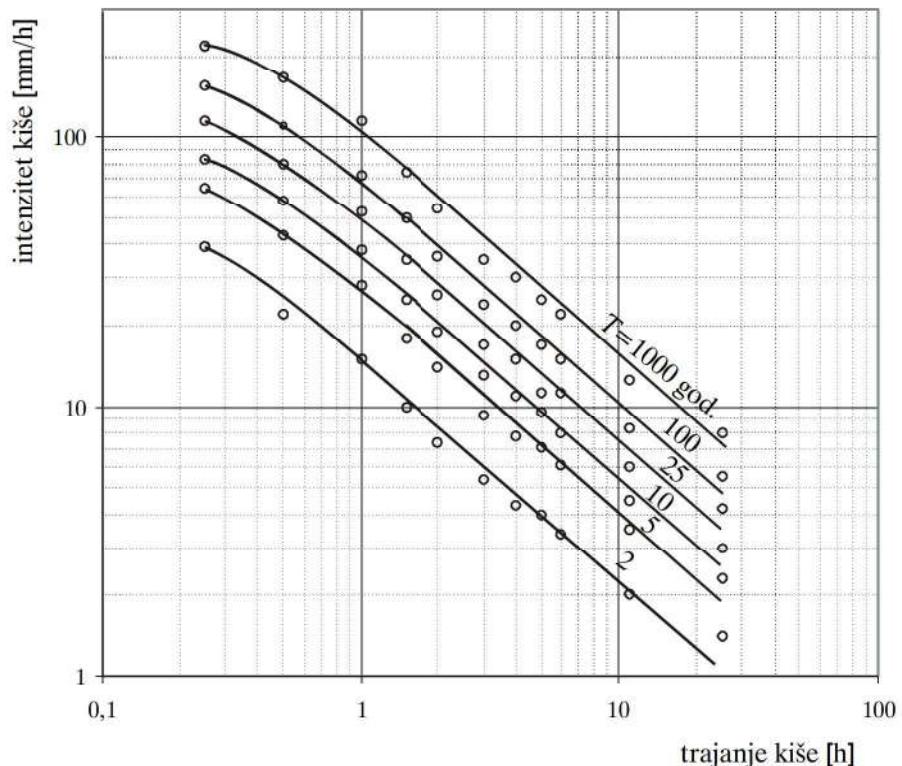
$$Q_{max} = 90 \frac{l}{s \cdot ha} \cdot 20ha \cdot 0,4$$

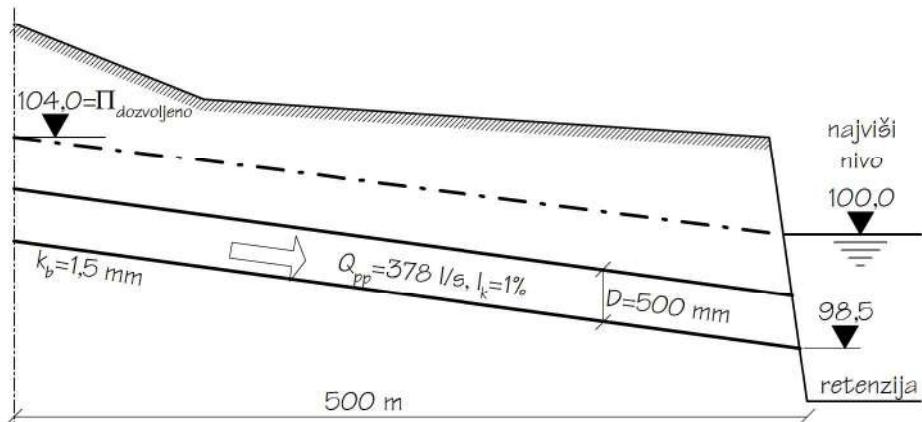
$$Q_{max} = 720 l/s$$

**31.** Dat je uzdužni profil kišnog kolektora dužine 500 m, prečnika  $\varnothing 500$  mm. Kolektor je dimenzionisan tako da propušta proticaj od 378 l/s kada je ispunjen do vrha, pri merodavnoj kiši verovatnoće pojave jednom u pet godina. Površina sliva je 10 ha. Srednja vrednost koeficijenta oticanja za dati sлив je 0,4. Odrediti:

- koliko kolektor može propustiti vode ako se nivo u retenzionom bazenu na nizvodnom kraju podigne do kote 100,0 mm a dozvoli se strujanje pod pritiskom sa pijezometarskom kotom na uzvodnom kraju 104,0 mm;
- povratni period odgovarajuće kiše za slučaj pod (a), uz pretpostavku da je vreme koncentracije isto kao i ono korišćeno pri dimenzionisanju kanala.

Ostale podatke usvojiti sa slike.



**R E Š E N J E :**

- a) Kada nivo u retenzionom bazenu dostigne kotu 100,0 mm a dopuštena kota na uzvodnom kraju kišnog kolektora je  $\Pi=104,0$  mm, nagib linije energije između ova dva preseka biće:

$$I_E = \frac{\Delta \Pi}{L} = 0,8 \%$$

U Prilogu 7. data je tabela za proračun kanalizacionih cevi kružnog poprečnog preseka. Za izračunati nagib energetske linije, kolektor  $\varnothing 500$  mm može da propusti maksimalno 339 l/s.

- b) Obzirom da se maksimalni protok u najnizvodnijem profilu kišnog kolektora (na mestu ispusta u retenziju) ostvaruje kada je vreme koncentracije jednako vremenu trajanja kiše, potrebno je odrediti vreme trajanja kiše za koje se ostvaruje protok u cevi  $Q=378$  l/s.

Intenzitet kiše za dati protok je:

$$i = \frac{Q}{F \cdot \Psi}$$

$$i = \frac{378 \frac{l}{s}}{10ha \cdot 0,4} = 94,5 \frac{l}{s \cdot ha} = 34,0 \frac{mm}{h}$$

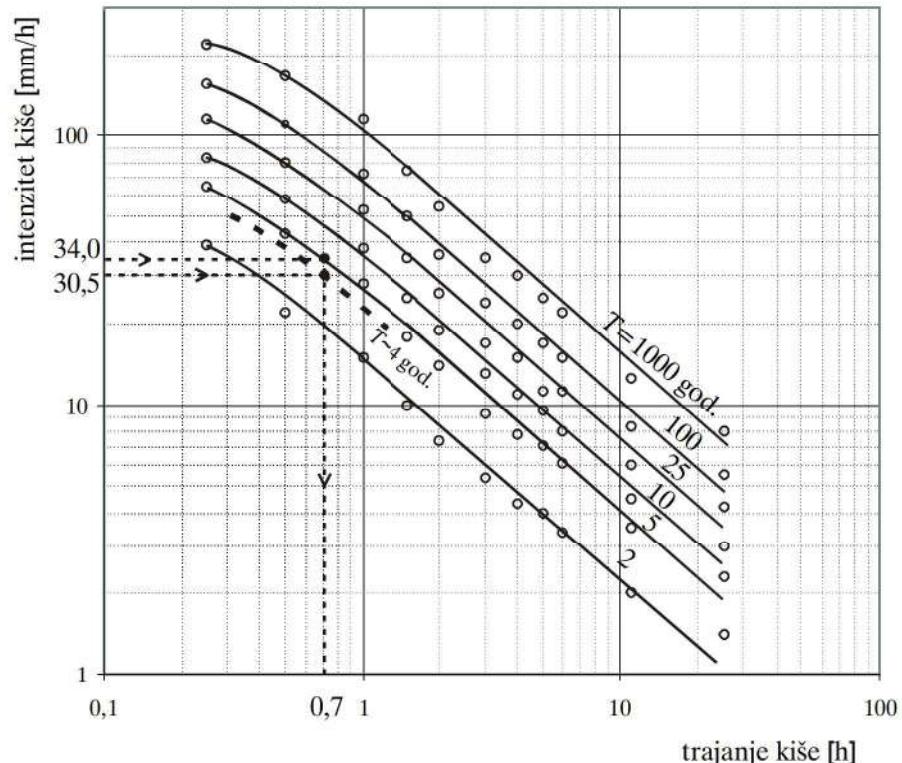
Za ovako izračunat intenzitet kiše, sa ITP krive, koja je data u postavci zadatka, očita se trajanje kiše  $t_k$ , za povratni period  $T=5$  godina:

$$t_k = 0,7 \text{ h}$$

Da bi odredili povratni period pale kiše potrebno je još odrediti i intenzitet pale kiše za ostvareni proticaj u kišnom kolektoru  $Q = 339 \text{ l/s}$ .

$$i = \frac{339 \frac{l}{s}}{10ha \cdot 0,4} = 84,75 \frac{l}{s \cdot ha} = 30,5 \frac{mm}{h}$$

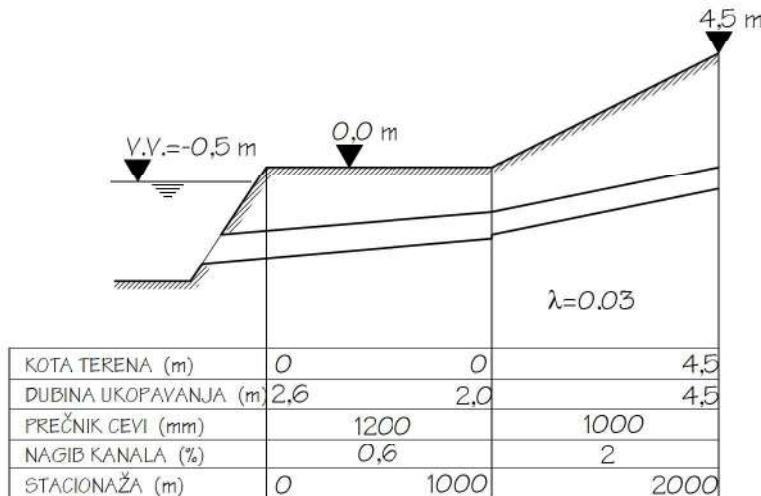
Za ove vrednosti vremena koncentracije i jačine kiše može se proceniti da je povratni period  $T \approx 4$  god.



- 32.** Na slici je dat podužni profili kanalizacionog kolektora, po opštem sistemu, do mesta ispusta u prirodni prijemnik.

Odrediti na kom rastojanju od prijemnika se može postaviti prvo reviziono okno (šaht) ako je nivo merodavne velike vode u prirodnom vodoprijemniku (recipijentu) 0,5m ispod kote terena. Takođe, odrediti na kom rastojanju od prijemnika se može postaviti kućni priključak ako je većina zgrada sa podrumom.

Protok kroz kanal pri kiši je  $Q_k=1000 \text{ l/s}$ . Ostale potrebne podatke usvojiti sa slike.



### R E Š E N J E:

Tečenje je pod pritiskom. Brzine u cevima pri protoku  $Q_k=1000 \text{ l/s}$ :

$$v_1 = \frac{Q}{A_1} = 0,88 \text{ m/s}; \quad \frac{v_1^2}{2g} = 0,04 \text{ m}$$

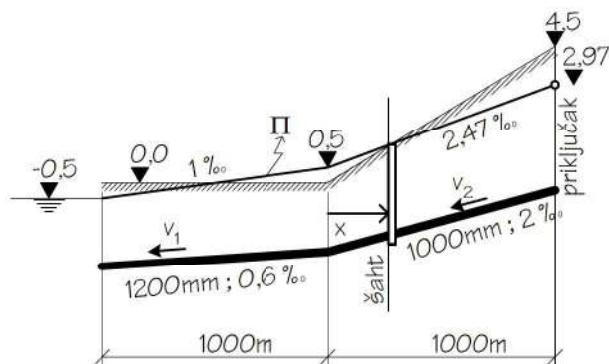
$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = 1,27 \text{ m/s}; \quad \frac{v_2^2}{2g} = 0,08 \text{ m}$$

Da bi se sprečilo plavljenje terena, prvi šahrt se može postaviti na onom mestu gde  $\Pi$  linija preseca liniju terena, odnosno malo uzvodno.

Nagib pijezometarske linije za oba kanalizaciona kolektora se određuje iz izraza:

$$I_{\Pi 1} = I_{E1} = \frac{v_1^2}{2g} \cdot \frac{\lambda}{D_1} = \frac{(0,88)^2 \cdot 0,03}{2 \cdot 9,81 \cdot 1,2} = 0,96 \% \approx 1 \%$$

$$I_{\Pi 2} = I_{E2} = \frac{v_2^2}{2g} \cdot \frac{\lambda}{D_2} = \frac{(1,27)^2 \cdot 0,03}{2 \cdot 9,81 \cdot 1,0} = 2,47 \%$$



Mesto gde pijezometarska linija preseca liniju terena nalazi se na odstojanju  $x$  od mesta spoja dva kolektora:

$$0,50 + \frac{2,47}{1000} x = \frac{4,5}{1000} x$$

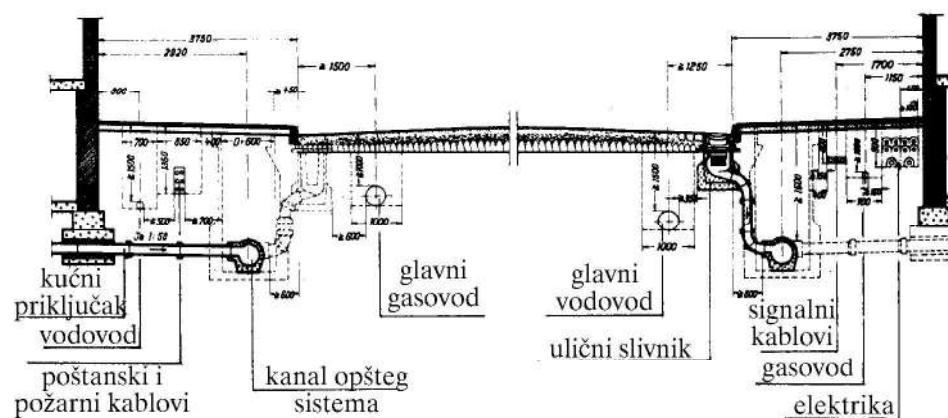
$$x = 246,3 \text{ m}$$

Kućni priključak se postavlja na ono mesto gde je pijezometrska kota u cevi manja od kote podrumskih prostorija, kako se one ne bi poplavile. Ako usvojimo da je dubina podrumskih prostorija 1,5m ispod kote terena, sa crteža se može videti da bi on mogao da se postavi na početku kanalske deonice. Sigurnosti radi, kućni priključak bi ipak trebalo postaviti malo više uzvodno.

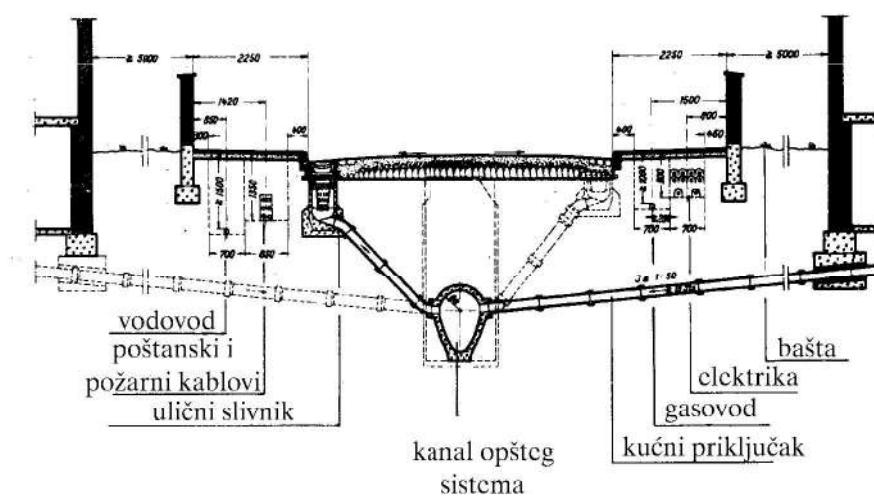
**33.** Za date poprečne preseke saobraćajne i stambene ulice dati rešenje položaja instalacija za opšti i separacioni sistem kanalizacije.

### OPŠTI SISTEM

Saobraćajna ulica

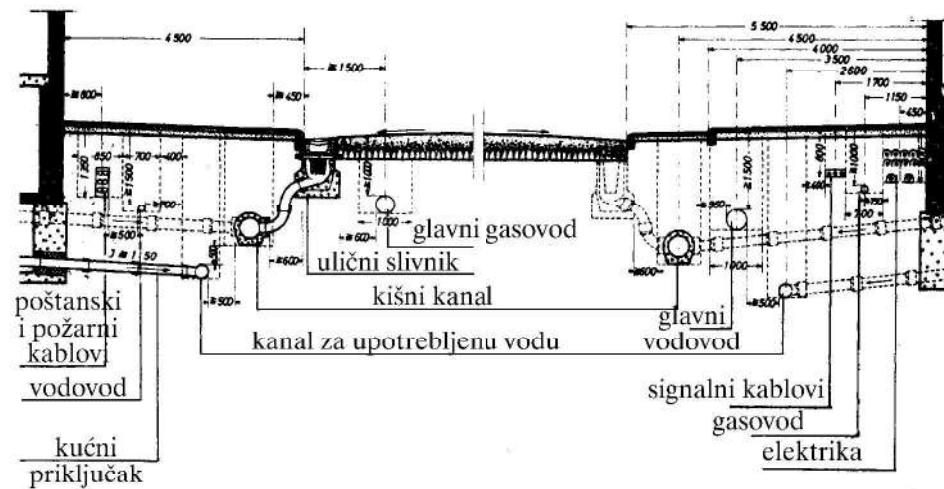


Stambena ulica

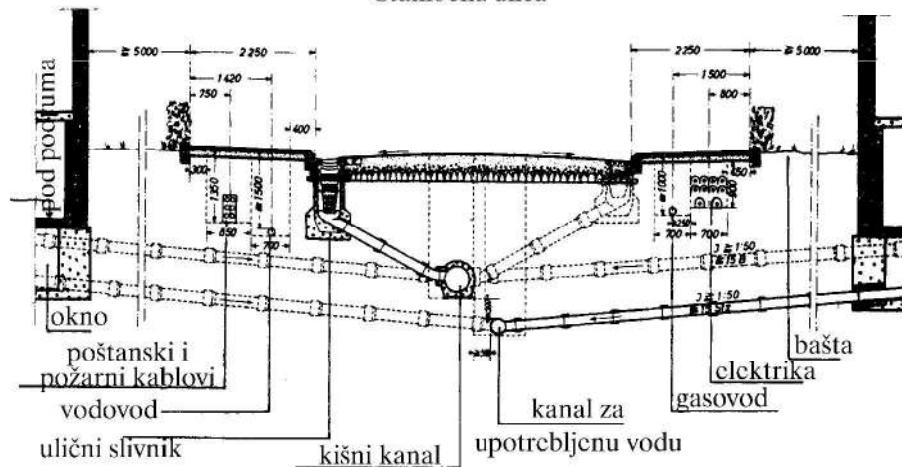


## SEPARACIONI SISTEM

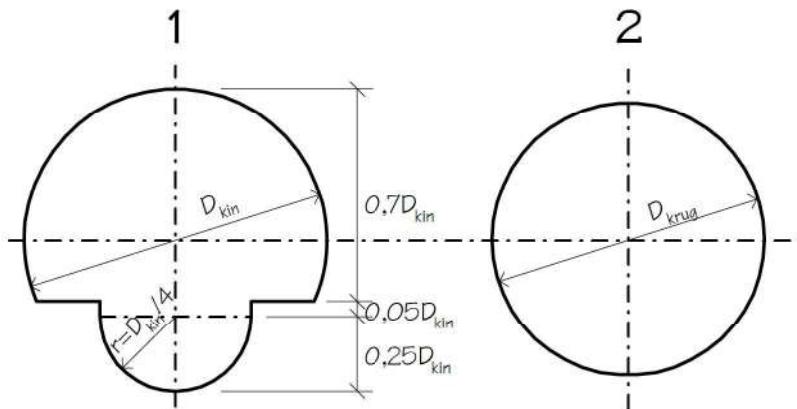
Saobraćajna ulica



Stambena ulica



- 34.** Za kanalsku mrežu po opštem sistemu predložena su dva tipa kanala: kružni kanal sa kinetom (1) i kružni kanal bez kinete (2).



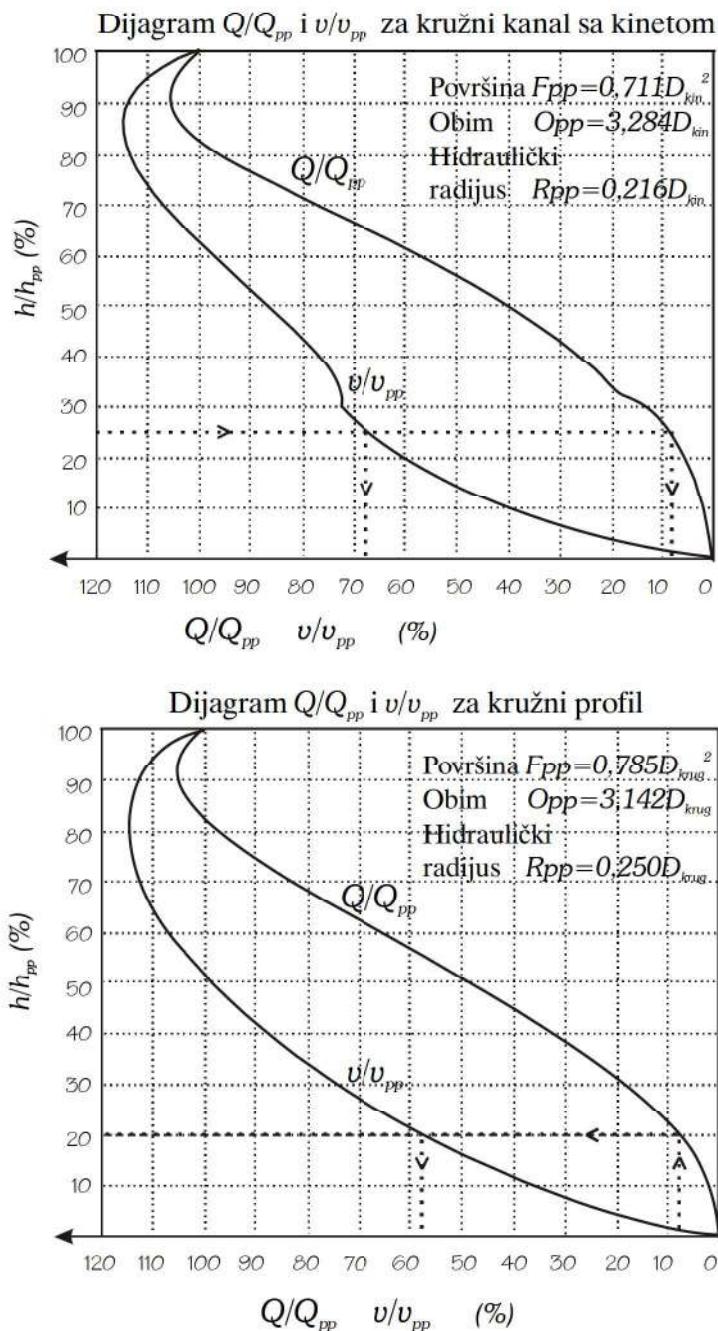
Smatrujući da za neku posmatranu deonicu treba izabrati jedan od ova dva tipa kanala, pod pretpostavkom da su od istog materijala i istog nagiba dna, odrediti:

- potreban prečnik  $D_{kin}$  kružnog kanala sa kinetom ako je on ekvivalentan u hidrauličkom smislu sa kružnim kanalom prečnika  $D_{krug}$ ;
- razmeru brzina u kanalu sa kinetom ispunjenom do dubine  $0,25h_{pp}$  i ekvivalentnom kružnom kanalu ispunjenom do dubine potrebne da propusti istu količinu vode kao i posmatrani kanal sa kinetom pri zadatom delimičnom punjenju.

Ukoliko je nagib dna oba kolektora  $I_k=0,1\%$ , prečnik kružne cevi  $D_{krug}=1,3\text{m}$ , punjenje kanala sa kinetom kao u tački b), naći srednju brzinu, hidraulički radijus i tangencijalni napon na dnu za oba tipa kanala.

Na osnovu dobijenih rezultata i prema drugim razmatranjima u vezi sa građenjem i eksploatacijom kanala jednog i drugog oblika, predložiti izbor profila za kanalsku mrežu po opštem sistemu, uz obrazloženje.

Na graficima su prikazane krive  $Q/Q_{pp}$  i  $v/v_{pp}$  (uz zanemarenje uticaja trenja vazduha) kao i geometrijske karakteristike poprečnih preseka oba kanala:



**R E Š E N J E:**

- a) Dve cevi su ekvivalentne u hidrauličkom pogledu ako propuštaju isti proticaj za istu razliku pijezometarskih kota.

Prema prethodnoj definiciji, Šezi-Maningova jednačina za tečenje u kanalizacionim kolektorima se može napisati:

$$\frac{1}{n} A_{kin} R_{kin}^{2/3} \sqrt{I_d} = \frac{1}{n} A_{krug} R_{krug}^{2/3} \sqrt{I_d}$$

odnosno:

$$\frac{A_{kin}}{A_{krug}} = \frac{R_{krug}^{2/3}}{R_{kin}^{2/3}}$$

Geometrijske karakteristike za kanal sa kinetom i za kružni kanal su date u narednoj tabeli:

tip kanala	$A_{pp}$	$O_{pp}$	$R_{pp}$
kanal sa kinetom	$0,711D_{kin}^2$	$3,284D_{kin}$	$0,216D_{kin}$
kružni kanal	$0,785D_{krug}^2$	$3,142D_{krug}$	$0,250D_{krug}$

Prema prethodno navedenom, može se odrediti odnos veličine prečnika za predložena dva tipa kanala:

$$D_{kin} = 1,076D_{krug}$$

- b) Ako je dubina punjenja u kanalu sa kinetom  $h/h_{pp}=0,25$  onda su:

$$\frac{Q_{kin}}{Q_{kin\ pp}} = 0,08 \quad \text{i} \quad \frac{v_{kin}}{v_{kin\ pp}} = 0,68$$

Obzirom da se zahteva ista količina vode u oba kanala onda je i

$$\frac{Q_{krug}}{Q_{krug\ pp}} = 0,08 \quad \text{a} \quad \frac{h_{krug}}{h_{krug\ pp}} = 0,20 \quad \text{i} \quad \frac{v_{krug}}{v_{krug\ pp}} = 0,58$$

Iz prethodnih jednakosti sledi da je

$$\frac{v_{kin}}{v_{krug}} = \frac{0,68v_{kin\ pp}}{0,58v_{krug\ pp}}$$

Ako je u oba kanala zahtevan isti proticaj, za potpuno ispunjen profil, brzine u cevima su

$$v_{kin\ pp} = \frac{Q}{A_{kin\ pp}} = \frac{Q}{0,711D_{kin}^2} = \frac{Q}{0,711 \cdot 1,076^2 \cdot D_{krug}^2}$$

$$v_{kin\ pp} = \frac{Q}{0,824 \cdot D_{krug}^2}$$

$$v_{krug\ pp} = \frac{Q}{A_{kr\ pp}} = \frac{Q}{0,785D_{krug}^2}$$

Sledi da je odnos brzina u kanalu

$$\frac{v_{kin}}{v_{krug}} = \frac{0,68 \cdot 0,785}{0,58 \cdot 0,824} = 1,117$$

Za prečnik kružne cevi  $D_{krug} = 1,3 m$ , prečnik ekvivalentne cevi sa kinetom će biti:

$$D_{kin} = 1,4 m$$

Dubina punjenja cevi biće:

kružna cev sa kinetom:  $h_{kin} = 0,25 \cdot 1,4 m = 0,35 m$

kružna cev:  $h_{krug} = 0,20 \cdot 1,3 m = 0,26 m$

Iz Priloga 7 očitaju se protok i brzina u potpuno ispunjenom profilu za kružnu cev  $\varnothing 1300\text{mm}$ , pri nagibu dna  $I_k=0,1\%$  i  $k_b=1,5 \text{ mm}$ :

$$Q_{krug\ pp} = 1478 \text{ l/s} \quad \text{i} \quad v_{krug\ pp} = 1,11 \text{ m/s}$$

Na osnovu ovih vrednosti i određenih odnosa brzina iz prethodne tačke, dobijaju se brzine u kolektorima, pri napred određenim delimičnim punjenjima:

$$\text{kružna cev: } v_{krug} = 0,58 \cdot 1,11 \text{ m/s} = 0,64 \text{ m/s}$$

$$\text{kružna cev sa kinetom: } v_{kin} = 1,117 \cdot 0,64 \text{ m/s} = 0,72 \text{ m/s}$$

Za proračun hidrauličkog radijusa\* potrebno je odrediti proticajnu površinu i okvašeni obim delimično ispunjenih kanalizacionih cevi.

$$\text{kružna cev: } R_{krug} = 0,1206 \cdot D_{krug} = 0,157 \text{ m}$$

$$\text{kružna cev sa kinetom: } R_{kin} = \frac{r}{2} = \frac{D_{kin}}{8} = 0,175 \text{ m}$$

Tangencijalni naponi na zidu delimično ispunjenih profila su:

$$\text{kružna cev: } \tau_{kr} = \rho g R_{kr} I_k = 1,54 \text{ N/m}^2$$

$$\text{kružna cev sa kinetom: } \tau_{kin} = \rho g R_{kin} I_k = 1,72 \text{ N/m}^2$$

Provera tangencijanih napona u pogledu pokretanja vučenog nanosa se može izvršiti poređenjem sa kritičnim tangencijanim naponom.

Ako se usvoji merodavni prečnik zrna vučenog nanosa  $d_m=1 \text{ mm}$  i gustina nanosa  $\rho_s=2,65 \text{ t/m}^3$ , i za date uslove tečenja u kanalizacionom kolektoru, može se primeniti jednačina Majer-Peter-Miler-a:

$$\tau_{cr} = 0,047(\rho_s - \rho) d_m g$$

$$\tau_{cr} = 0,047 \cdot (2650 - 1000) \cdot 0,001 \cdot 9,81 = 0,8 \text{ N/m}^2$$

---

\* Napomena: geometrijske karakteristike kružnog poprečnog profila cevi su detaljno objašnjene u Primeru 42.

Obzirom da je u oba slučaja  $\tau > \tau_\alpha$ , u oba kanala će, za zadate dubine punjenja, doći do pokretanja vučenog nanosa.

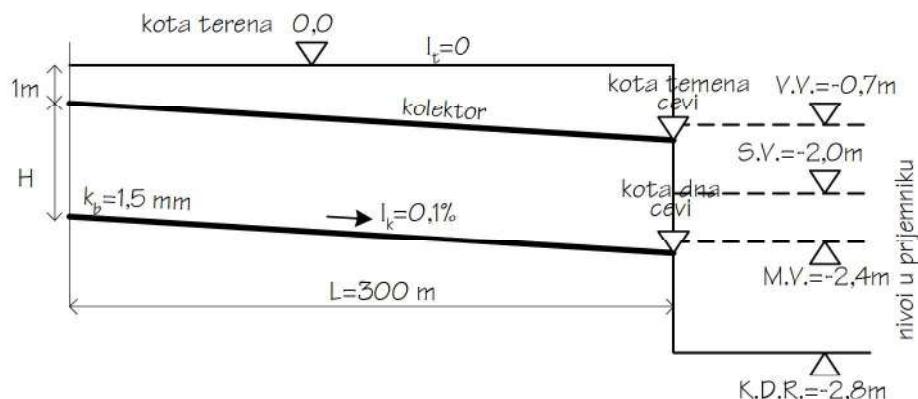
Pri odabiru jednog od dva predložena profila za kanalsku mrežu po opštem sistemu treba voditi računa o sledećem:

- prečnik kružnog kanala sa kinetom je veći od prečnika ekvivalentnog kružnog kanala ali su zato u njemu uslovi tečenja pri suvom vremenu povoljniji (iz izračunatog odnosa brzina sledi da je brzina u kineti 11,7% veća nego u kružnom kanalu za isti protok);
- za isti proticaj dubina punjenja je 35% veća u kanalu sa kinetom nego u kružnom kanalu;
- veća dubina i brzina u kanalu sa kinetom daju veću vučnu silu za prinos nanosa kroz kanalizaciju;
- kod kanala sa kinetom, ovako velikog prečnika, su povoljniji uslovi eksplotacije zbog postojanja bankine za kretanje radnika koji rade na održavanju;
- prilikom izvođenja kanala zemljani radovi (iskop rova, planiranje dna rova, ugradnja posteljice od peska, zatrpanjanje rova i odvoz viška zemlje na deponiju) su nešto veći za kanal sa kinetom;
- radovi na izvođenju i ugradnji samog kolektora sa kinetom su nešto skuplji u odnosu na kružni kanal.

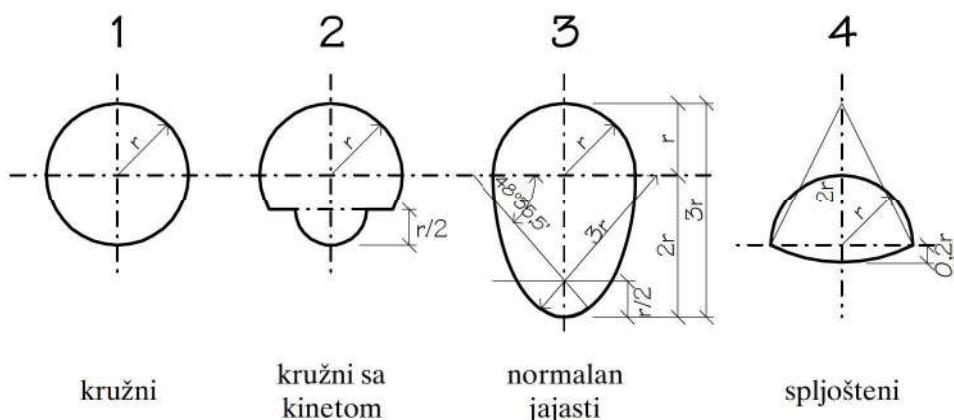
Iz svega prethodno navedenog sledi da je rešenje kružnog kanala sa kinetom hidraulički povoljnije od ekvivalentnog kružnog kanala, a izbor tipa kanala za izvođenje mora se doneti na osnovu rezultata tehnoekonomske analize.

**35.** U jednom slivu površine 15 ha merodavan srednji intenzitet kiše iznosi 120 l/s/ha. Površina sliva je sastavljena od 40% krovova pokrivenih crepom, 20% saobraćajnica od nepropustljivog materijala i 40% zelenila. Prosečna gustina naseljenosti iznosi 960 stanovnika/ha. Kanalizacija je po opštem sistemu.

U okolini kanalizacionog ispusta teren je ravan ( $I_t=0$ ). Nivoi vode u prijemniku u odnosu na teren ( $\pm 0,00$ ) su: velike vode -1,70, srednje vode -2,00, male vode -2,40, kota dna reke -2,80 .



Od četiri tipa kanala, koji su prikazani na narednoj slici, izabrati onaj koji najviše odgovara zadatim uslovima. Izračunati potrebne dimenzije kanala (za spljošteni kružni profil krive  $Q/Q_{pp}$  i  $v/v_{pp}$  daju se u rešenju ovog primera).



Za izabrani profil odrediti punjenje, brzinu i pri suvom vremenu i prikiši merodavnog intenziteta. Obrazložiti izbor i komentarisati dobijene podatke.

Dubina ukopavanja, na uzvodnom kraju deonice dužine 300 m, iznosi 1,0 m iznad temena cevi. Nagib kanala je  $I_k=0,1\%$ . Usvojiti specifičnu prosečnu količinu upotrebljenih voda  $q_{pr}=200 \text{ l/st.dan}$

## **R E Š E N J E:**

---

Kanalizaciona mreža po opštem sistemu se dimenzioniše na proticaj koji je jednak zbiru maksimalnog proticaja upotrebljene vode iz domaćinstava i merodavnog proticaja meteorske vode koja se slila u kolktor sa datog sliva.

Uobičajeno je da se proticaji upotrebljene vode određuju na osnovu potrošnje čiste vode u naselju. Obzirom da je u zadatku već data vrednost specifične količine upotrebljene vode  $q_{pr}=200 \text{ l/st.dan}$ , potrebno je još odrediti opšti koeficijent promene proticaja upotrebljenih voda u naselju da bi se izračunao maksimalni merodavni proticaj.

Ukupan broj stanovnika na datom sливу је:

$$N_s = 960 \text{ st/ha} \cdot 15 \text{ ha} = 14400 \text{ stanovnika}$$

Prosečan proticaj upotrebljene vode za vreme suše:

$$Q_{sr} = 14400 \text{ st} \cdot 200 \text{ l/st.dan} \cdot \frac{1}{86400} = 33,3 \text{ l/s}$$

Kada se ne raspolaže podacima na osnovu kojih bi se moglo odrediti vrednosti koeficijenata promene proticaja upotrebljene vode u toku dana ( $k_h$ ) i u toku godine ( $k_{dn}$ ), za prosečne prilike, mogu se koristiti podaci iz naredne tabele, koja daje opšti koeficijent neravnomernosti u zavisnosti od prosečnog proticaja:  $k_{opste} = k_h k_{dn}$

$Q$ (l/s)	5	10	15	30	50	90	180	350	500	800	1250	1900	>1900
$k_{opste}$	2,2	2,1	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,35	1,3	1,25	1,2

Usvojen je opšti koeficijent neravnomernosti  $k_{opsti} = 1,9$

Prema tome, maksimalni proticaj upotrebljene vode je:

$$Q_{s,max} = k_{opste} \cdot Q_{sr} = 63,3 \text{ l/s}$$

Merodavni proticaj kišnice se određuje iz izraza:

$$Q_K = i \cdot \Psi_{sr} \cdot F$$

gde je  $\Psi_{sr}$  - prosečna vrednost koeficijenta oticanja sa kombinovane slivne površine. Ova vrednost se dobija na osnovu poznatih koeficijenata oticaja za delove slivnih površina različitih karakteristika. Ako je  $F_i = p_i \cdot F$  deo slivne površine koji je pokriven određenim materijalom kome odgovara neki koeficijent oticaja  $\Psi_i$ , tada je srednja vrednost koeficijenta oticaja:

$$\Psi_{sr} = \frac{\sum p_i \Psi_i}{\sum p_i}$$

gde je  $p_i$  procentualno učešće slivne površine "i" sa koeficijentom oticaja  $\Psi_i$  u ukupnoj slivnoj površini  $F$ .

Na osnovu srednjih vrednosti koeficijenata oticaja za zadate slivne površine, koje su date u Prilogu 13, može se izračunati srednji koeficijent oticaja za dati sлив:

$$\Psi_{sr} = 0,4 \cdot 0,90 + 0,2 \cdot 0,85 + 0,4 \cdot 0,10 = 0,57$$

Merodavni proticaj kišnice je onda:

$$Q_K = 120 \cdot 0,57 \cdot 15 = 1026 \text{ l/s}$$

Konačno, merodavan proticaj za dimenzionisanje kanalizacionog kolektora po opštem sistemu je:

$$Q_{max} = 63,3 + 1026 \approx 1089 \text{ l/s}$$

### **1. Kružni kanal**

Za zadati nagib dna kanala  $I_k=0,1\%$ , iz Priloga 7. usvaja se prečnik cevi koji ima dovoljnu propusnu moć.

Usvojen je kružni kanal prečnika  $\varnothing 1200 \text{ mm}$  apsolutne hrapavosti  $k_b=1,5 \text{ mm}$ . Protok i brzina za potpuno ispunjen profil su (Prilog 7):

$$Q_{pp}=1197 \text{ l/s} \text{ i } v_{pp}=1,08 \text{ m/s};$$

Karakteristične kote na mestu ispusta u prijemnik (usvojena je debljina zida cevi 15 cm i debljina peščane posteljice na koju se postavlja cev 10 cm):

$$\text{kota dna rova: } -(1 + 300 \cdot 0,001 + 1,20 + 2 \cdot 0,15 + 0,10) = -2,90 \text{ m}$$

$$\text{kota dna kanala: } -2,65 \text{ m}$$

$$\text{kota temena cevi: } -1,30 \text{ m}$$

### **2. Kružni kanal sa kinetom**

Usvojen je kružni kanal sa kinetom prečnika  $\varnothing 1300 \text{ mm}$  (u Primeru 34. su date geometrijske karakteristike ovog tipa profila).

Za nagib dna kanala  $I_k=0,1\%$ , prema Šezi-Maningovoј jednačini, za potpuno ispunjen profil, za jednoliko ustaljeno tečenje, dobija se proticaj

$$Q_{pp} = \frac{1}{n} AR^{2/3} \sqrt{I_k}$$

$$Q_{pp} = \frac{1}{0,013} 1,20 \cdot 0,28^{2/3} \sqrt{0,001} = 1,25 \text{ m}^3/\text{s}$$

i brzina u punom profilu:

$$v_{pp} = 1,04 \text{ m/s}$$

Karakteristične kote na mestu ispusta u prijemnik:

kota dna rova:  $-(1 + 300 \cdot 0,001 + 1,30 + 0,4) = -3,00 \text{ m}$

kota dna kanala:  $-2,75 \text{ m}$

kota temena cevi:  $-1,30 \text{ m}$

### 3. Jajasti kanal

Za zadati nagib dna kanala  $I_k=0,1\%$ , iz Priloga 9. usvaja se najmanji profil koji ima dovoljnu propusnu moć.

Usvojen je jajasti kanal  $D/H=100/150\text{cm}$ , absolutne hrapavosti  $k_b=1,5\text{mm}$ . Protok i brzina za potpuno ispunjen profil je (Prilog 10):

$$Q_{pp}=1189 \text{ l/s} ; v_{pp}=1,04 \text{ m/s}$$

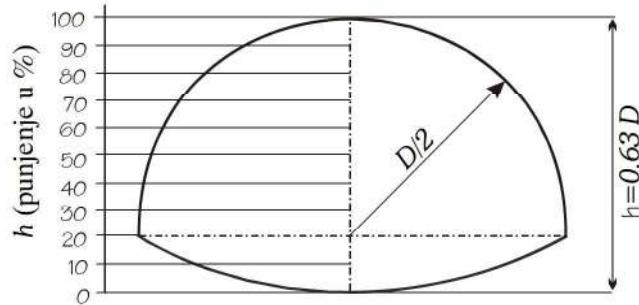
Karakteristične kote na mestu ispusta u prijemnik:

kota dna rova:  $-(1 + 300 \cdot 0,001 + 1,5 + 2 \cdot 0,15 + 0,10) = -3,2 \text{ m}$

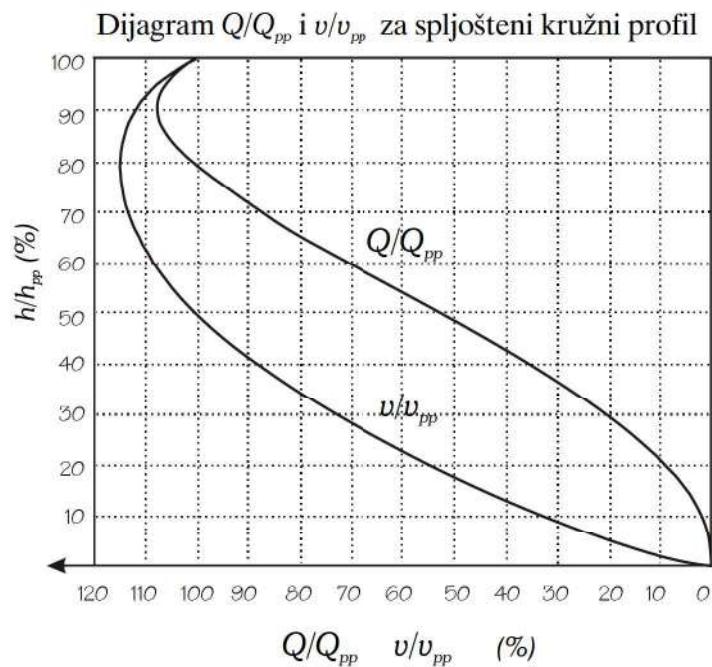
kota dna kanala:  $-2,95 \text{ m}$

kota temena cevi:  $-1,30 \text{ m}$

### 4. Spljošteni kružni profil



Geometrijske i hidrauličke karakteristike ovog tipa profila su date u nastavku.



Površina poprečnog profila:  $A_{pp} = 0,484 \cdot D^2$   
Hidraulički radijus:  $R_{pp} = 0,185 \cdot D$

Usvojen je kanal prečnika  $D=150$  cm.

Proticaj i brzina u punom profilu su:

$$Q_{pp} = \frac{1}{0,013} 0,484 \cdot 1,5^2 \cdot (0,185D)^{2/3} \sqrt{0,001} = 1,127 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v_{pp} = 1,03 \text{ m/s}$$

Visina spljoštenog kružnog kanala je:

$$h = 0,63 \cdot D = 0,945 \text{ m} \approx 0,95 \text{ m}$$

Karakteristične kote na mestu ispusta u prijemnik:

kota dna rova:  $-(1,3 + 0,95 + 0,4) = -2,65 \text{ m}$

kota dna kanala:  $-2,40 \text{ m}$

kota temena cevi:  $-1,30 \text{ m}$

Obzirom na kote vode u prijemniku i kote dna kanala, najviše odgovara spljošteni kružni profil jer je on jedini od datih profila kanala kome nivo u prijemniku neće stvarati uspor makar pri režimu malih voda.

Punjenje kanala i brzine pri suvom vremenu:

$$\frac{Q_{s,max}}{Q_{pp}} = \frac{63,3}{1127} = 0,056; \quad \frac{h}{h_{pp}} = 0,15; \quad h = 0,14 \text{ m};$$

$$\frac{v}{v_{pp}} = 0,45; \quad v = 0,47 \text{ m/s}$$

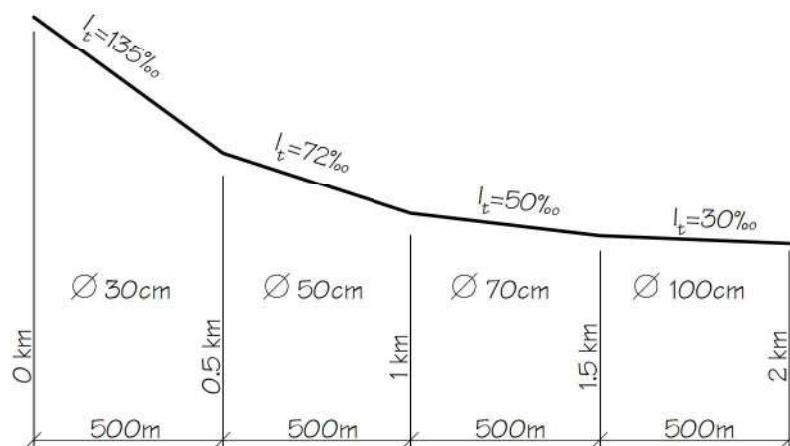
Punjenje kanala i brzine za vreme kiše (maksimalni proticaj):

$$\frac{Q_{max}}{Q_{pp}} = \frac{1089}{1127} = 0,97; \quad \frac{h}{h_{pp}} = 0,78; \quad h = 0,74 \text{ m};$$

$$\frac{v}{v_{pp}} = 1,15; \quad v = 1,20 \text{ m/s}$$

**36.** Skicirati principijelno rešenje uzdužnog profila kanala nešto veće dužine (2 km), gde se javlja potreba za postepenim povećavanjem poprečnog preseka kanala (od  $\varnothing 30$  do  $\varnothing 100$  cm), sa svim neophodnim osnovnim objektima, za data dva profila terena a) i b). Minimalna dubina ukopavanja (od kote terena do temena cevi) je 1 m a maksimalna dubina ukopavanja je 5 m za slučaj pod a) i 4 m za slučaj pod b). Usvojiti vrednost koeficijenta hrapavosti cevi  $k_b = 1,5$  mm.

a) Nagib terena postoji:



b) Nagib terena ne postoji, kao granični slučaj malog nagiba:

$$l_t = 0\%$$

**R E Š E N J E:**

Najmanji i najveći dopušteni nagib dna kanala propisuje se s obzirom na brzinu strujanja, koja od njega zavisi.

Najmanja brzina strujanja vode treba da bude 0,4 m/s pri dubini punjenja kanala od 2 do 3 cm, ili 0,8 m/s kad je kanal pun do vrha. Smatra se da su ove brzine dovoljne da se čvrste čestice održe u suspenziji.

Najveća brzina se ograničava na 3 m/s u punom profilu, ako je kanal skoro uvek pun do vrha ili je dubina punjenja uvek velika. Smatra se da ako voda stalno teče kroz kanal ovom brzinom neće nastupiti štetno habanje kanala.

Ako se velika brzina samo povremeno ostvaruje (kanal se puni do vrha samo povremeno), najveća brzina može biti do 5 m/s.

Najmanjoj dopuštenoj brzini  $v_{min}$  odgovara najmanji dopušteni nagib dna kanala  $I_{min}$ . Slično, najvećoj dopuštenoj brzini  $v_{max}$  odgovara nagib dna kanala  $I_{max}$ .

Iz Darsi-Vajsbahove formule, nagib linije energije je:

$$I_E = \frac{\lambda}{D} \frac{v^2}{2g}$$

Po modifikovanoj Prantl-Kolbrukovoj formuli, koeficijent linijskog gubitka pri tečenju vode kroz cev ispunjenoj do vrha je:

$$\lambda = 0,115 \left( \frac{k_b}{D} + \frac{60}{Re} \right)^{0,25}$$

Na osnovu ova dva izraza dobija se:

$$I_E = 0,115 \left( k_b + \frac{60v}{v} \right)^{0,25} \cdot \frac{1}{D^{1,25}} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Kako je hidraulički radijus za pun kružni profil  $R=D/4$  može se napisati konačan izraz za nagib linije energije (izražen u promilima):

$$I_E (\%) = 0,02 \left( k_b + \frac{60v}{v} \right)^{0,25} \cdot \frac{1}{R^{1,25}} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{A}{R^{1,25}}$$

Sve veličine u gornjoj formuli se izražavaju u osnovnim jedinicama ( $m$  i  $s$ )

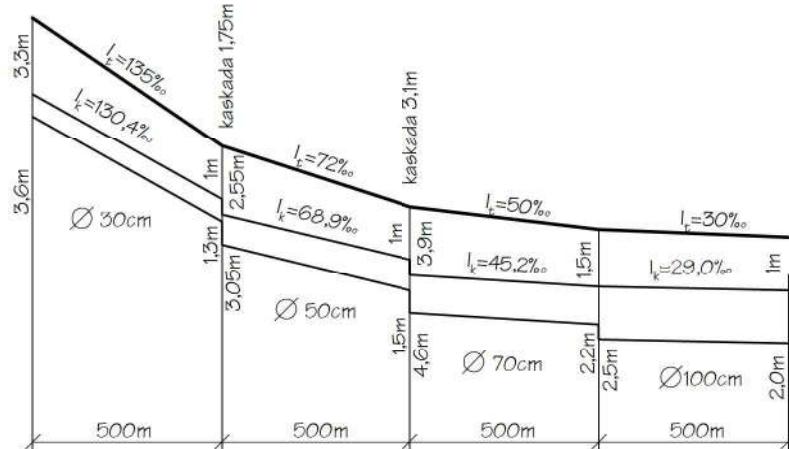
Kao i u svim prethodnim primerima prepostavlja se jednoliko i ustaljeno tečenje u kanalizacionim kolektorima odnosno,  $I_E=I_d$ . Primenom prethodne jednačine, a za granične vrednosti brzina tečenja, dobijaju se granične vrednosti nagiba dna kanala.

U narednoj tabeli su prikazane vrednosti koeficijenta  $A$  ( $m^{1,25}$ ), kao i granične vrednosti nagiba dna kanalizacionih cevi, za minimalne i maksimalne dopuštene brzine tečenja. Usvojeni su koeficijent hrapavosti cevi  $k_b=1,5\text{mm}$  i kinematski koeficijent viskoznosti vode  $v=1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .

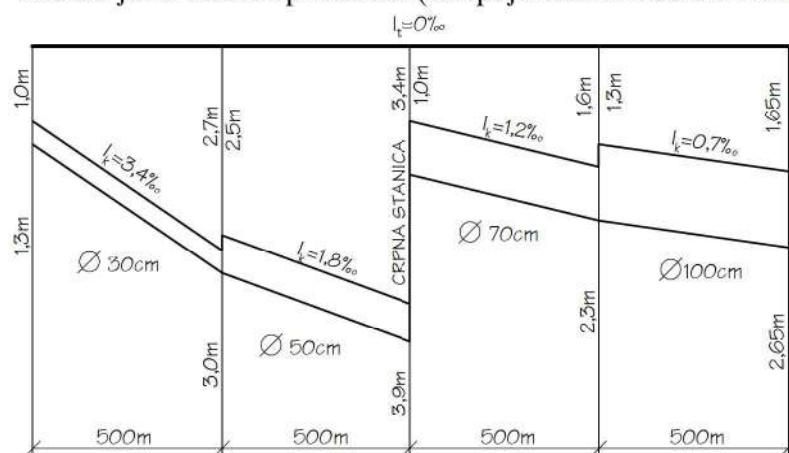
	$v_{\min}=0,8 \text{ m/s}$	$v_{\max}=3 \text{ m/s}$	$v_{\max}=5 \text{ m/s}$
koef. $A$ ( $\text{m}^{1,25}$ )	0,132	1,84	5,12
$D(\text{mm})$	$I_{\min} (\%)$	$I_{\max} (\%)$	$I_{\max} (\%)$
300	3,4	46,9	130,4
500	1,8	24,8	68,9
700	1,2	16,3	45,2
1000	0,7	10,4	29,0

- a) Nagibi terena zadati u postavci zadatka su za sve deonice veći od maksimalnog dozvoljenog nagiba dna kanala ( $I_t > I_{\max}$ ). Stoga se predviđaju kaskade koje će savladati višak pada.

Na mestima gde je uzdužni profil terena takav da dozvoljava suksesivan nastavak cevi bez kaskade, a u slučaju da je prečnik uzvodne cevi manji od prečnika nizvodne (na slici to su dve najnizvodnije deonice), spoj cevi treba predvideti u plafonskim tačkama. Kada bi se spoj predvideo u dnu cevi, moglo bi doći do pojave uspora.



- b) Kada je nagib terena manji od minimalno dozvoljenog nagiba kanala ( $I_t < I_{min}$ ), kanal se postepeno sve dublje ukopava. Da bi se dubina ukopavanja kanala smanjila kanali bi trebalo da se postavljaju, kad god je to moguće, sa minimalnim dozvoljenim nagibima. U zavisnosti od geoloških i hidrogeoloških uslova građenja propisuje se najveće dozvoljeno ukopavanje kanalizacije. Ako bi dubina ukopavanja prešla ovu granicu potrebno je postaviti crpnu stanicu, kao što je na crtežu i prikazano (na spoju kanala  $\varnothing 50\text{ cm}$  i  $\varnothing 70\text{ cm}$ ).



Zbog nedostatka raspoloživog pada terena i shodno tome velikih dubina ukopavanja, cevi se spajaju u dnu a ne u temenu (kao što je prethodno bio slučaj). Ovo je nepovoljno jer se javlja uspor na uzvodnim deonicama ali se zbog uštede u zemljanim radovima može tolerisati.

**37.** U jednom naselju, ukupne površine 200 ha, gustina naseljenosti iznosi 175 st/ha. Srednja specifična količina upotrebljenih voda iznosi 220 l/st.dan. Kanalizacija je po separacionom sistemu. Minimalni prečnik kolektora je 200 mm.

- Izračunati proticaje merodavne za dimenzionisanje kanala za upotrebiju vodu u profilima čiji sliv iznosi 3, 30, 60 i 200 ha, dužine cevi 300 m, 300 m, 300 m i 1100 m.
- Dimenzionisati kanale za ove proticaje znajući da je nagib terena 5% duž svih deonica (maksimalna dozvoljena brzina tečenja u punom profilu je  $v_{max}=3$  m/s). Odrediti ispunjenost usvojenih kanala pri maksimalnom proticaju.
- Skicirati podužni profil kolektora. Usvojiti da su minimalna i maksimalna dubina ukopavanja 2,2 m i 4 m.

#### R E Š E N J E:

---

- a) Za sliv površine  $F_1 = 3ha$  prosečan proticaj upotrebljene vode je:

$$Q_{sr} = 3ha \cdot 175 \frac{st}{ha} \cdot 220 \frac{l}{st \cdot dan} = 1,34 l/s$$

Da bi se odredio maksimalan proticaj upotrebljene vode merodavan za dimenzionisanje kanala, potrebno je odrediti koeficijent neravnomernosti  $k_{opste}$ . Ovaj koeficijent se može odrediti prema:

$$k_{opste} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{sr}}}; \quad k_{opste} \leq 3$$

$$k_{opste} = 3,66; \quad \text{usvaja se } k_{opste} = 3$$

Maksimalni proticaj upotrebljene vode je:

$$Q_{max} = k_{opste} Q_{sr} = 3 \cdot 1,34 l/s = 4,02 l/s$$

Na sličan način su određeni maksimalni proticaji i za ostale slivne površine:

Površina sliva $F$ (ha)	3	30	60	200
$Q_{sr}$ (l/s)	1,34	13,37	26,74	89,12
$k_{opste}$ (/)	3	2,18	1,98	1,76
$Q_{max}$ (l/s)	4,0	29,2	53,0	157,3

- b) Za kanalisanje upotrebljene vode usvojene su cevi kružnog poprečnog preseka, koeficijenta hrapavosti  $k_b=1,5$  mm.

Kolektori za upotrebljenu vodu u separacionim kanalizacionim sistemima se dimenzionišu tako da ispunjenost tih kolektora bude  $h/h_{pp}=50-70\%$ . Iz ovog uslova, a na osnovu krivih iz Priloga 8. sledi da je  $Q/Q_{pp}=50-80\%$ . Odnosno,

$$\frac{Q_{max}}{Q_{pp}} = 50 \div 80\% \Rightarrow Q_{pp} = (1,25 \div 2)Q_{max}$$

Najmanji i najveći dopušteni nagib kanala se određuje prema graničnim vrednostima dozvoljenih brzina u kanalizacionim cevima, kako je to u prethodnom primeru objašnjeno. Maksimalna dozvoljena brzina tečenja je već propisana uslovom zadatka, a minimalna se usvaja  $v_{min}=0,8$  m/s. U narednoj tabeli su prikazani dopušteni nagibi kanala za različite prečnike kolektora:

koef. A ( $m^{1,25}$ )	$v_{min}=0,8$ m/s		$v_{max}=3$ m/s
	$I_{min}$ (%)	$I_{max}$ (%)	
200	5.6	77.8	
250	4.2	58.9	
300	3.4	46.9	
400	2.3	32.7	
500	1.8	24.8	
600	1.4	19.7	
700	1.2	16.3	
800	1.0	13.8	
900	0.9	11.9	
1000	0.7	10.4	

Kod biranja nagiba kanalizacionog kolektora treba voditi računa da je za izvođenje ulične kanalizacije i za izradu kućnih priključaka najzgodnije da nagib dna kanala bude jednak nagibu terena.

U narednoj tabeli su prikazani usvojeni prečnici kanalizacionih kolektora, minimalni, maksimalni i usvojeni nagibi, kao i proticaji i brzine kroz pun profil kanala (Prilog 7).

Površina sliva $F$ (ha)	3	30	60	200
$Q_{max}$ (l/s)	4,0	29,2	53,0	157,3
$D_{usv}$ (mm)	200	200	200	300
$I_{min}$ (%)		5,6		3,4
$I_{max}$ (%)		77,8		46,9
$I_k$ (%)		50		46
$Q_{pp}$ (l/s)		74,8		211
$v_{pp}$ (m/s)		2,38		2,98

U ovom primeru se kolektori mogu voditi prema nagibu terena u prve tri uzvodne deonice, jer je  $I_{min} < I_k = 5\% < I_{max}$ . U najnizvodnjoj deonici, gde je nagib terena veći od najvećeg dopuštenog nagiba kanala, mora se usvojiti nagib  $I_k \leq I_{max}$  da bi uslov o maksimalnim brzinama tečenja u cevi bio zadovoljen.

Na najnizvodnjoj deonici, gde je  $I_t \geq I_{max} \geq I_k$ , višak pada se savlađuje kaskadama. Ukupan "višak" pada je na deonici dužine  $L=1100$  m jednak:

$$\Delta h = (0,05 - 0,046) \cdot 1100m = 4,4m$$

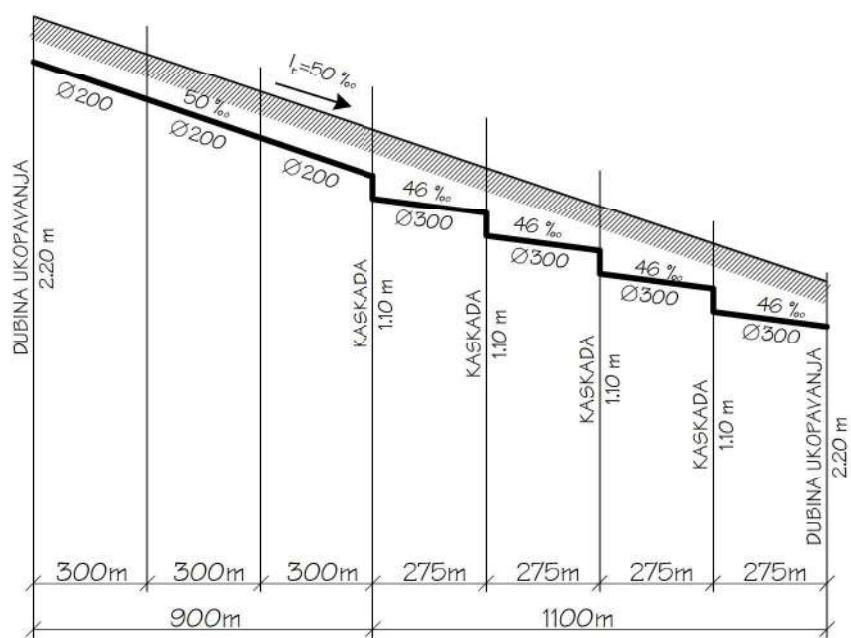
Obzirom na zadatu minimalnu i maksimalnu dubinu ukopavanja, ukupni pad se može savladati u četiri kaskade visine 1,1 m svaka.

Iskorišćenost kolektora se određuje na osnovu punjenja kanala. Punjenje kanala  $h/h_{pp}$  se određuje iz odnosa  $Q_{max}/Q_{pp}$ . U Prilozima 8. i 9. je grafički i tabelarno prikazana zavisnost  $Q/Q_{pp} = f(h/h_{pp})$ . U narednoj tabeli su prikazane vrednosti ispunjenosti kanalizacionih kolektora za sve četiri sливне površine:

Površina sliva F (ha)	3	30	60	200
$Q_{max} / Q_{pp}$	0,05	0,39	0,71	0,72
$h/h_{pp}$	0,15	0,43	0,63	0,64
$v/v_{pp}$	0,54	0,94	1,06	1,07
$v$ (m/s)	1,3	2,2	2,5	3,2

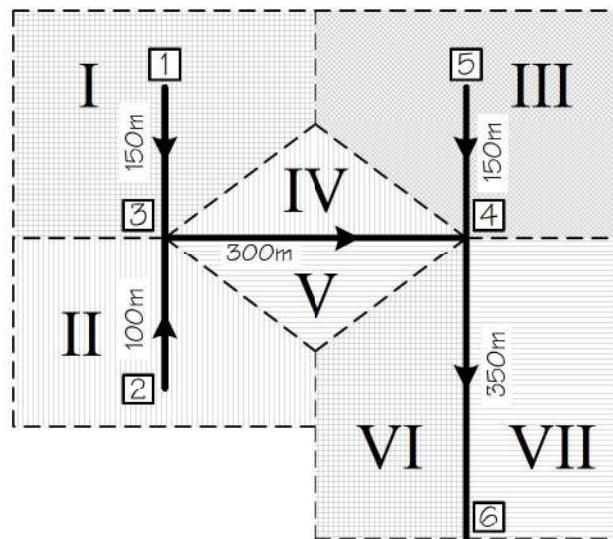
c)

SKICA PODUŽNOG PROFILA



**38.** Na slici je prikazan sistem kanalizacionih kolektora, po opštem sistemu, dela naselja na ravnom terenu. U naselju je zastupljen otvoren tip izgradnje. Specifična količina upotrebljene vode je  $q_{pr}=150 \text{ l/st.dan}$

Podaci o kanalizacionim kolektorima, površinama sliva i gustini naseljenosti su prikazani na slici i u narednoj tabeli.



SLIV	I	II	III	IV	V	VI	VII
površina sliva F(ha)	3,8	2,8	3,8	1	1	2	2,5
gustina stanovanja (st./ha)	30	45	35	100	120	150	70

Proračun merodavnih oticaja za vreme kiše uraditi prema racionalnoj metodi a merodavne intenzitete kiša odrediti sa ITP krive iz Primera 31.

- a) Izvršiti dimenzionisanje kanalizacionih kolektora.
- b) Odrediti punjenje kanala i stvarnu brzinu tečenja u cevima za vreme suše i za vreme merodavne kiše.

---

## R E Š E N J E:

---

U tabeli na kraju zadatka su prikazani rezultati proračuna merodavnih proticaja za vreme kiše i za vreme suše, usvojeni prečnici cevi, dubine punjenja kao i stvarne brzine u cevima, za svih pet deonica dela kanalizacione mreže po opštem sistemu.

Proračun merodavnih proticaja meteorske vode se vrši kao što je u prethodnim primerima objašnjeno. U nastavku je objašnjen postupak proračuna u tabeli koja je prikazana na kraju zadatka.

- (1) oznaka deonice od uzvodnog do nizvodnog čvora;
- (2) dužina deonice;
- (3) sopstvena slivna površina deonice;
- (4) ukupna slivna površina  $F_u$  deonice (zbir sopstvene slivne površine razmatrane deonice i ukupne slivne površine neposredno uzvodnih kolektora);
- (5) proizvod (4) i prosečnog koeficijenta oticaja. Za tip naselja otvorene izgradnje usvaja se prosečan koeficijent oticaja  $\Psi_{sr}=0,4$  ;
- (6) vreme toka vode do uzvodnih čvorova početnih deonica kanalizacije predstavlja vreme toka kišnice po površini terena do ulaska u kolektor. Za ravničarski teren i ovaj tip naselja, usvaja se vreme ulaska od  $t_1=15\text{min}$ .  
Vreme toka do uzvodnog kraja kanalizacione deonice, koja nije početna deonica, jednako je najvećem ukupnom vremenu toka za deonice koje se susiće u uzvodnom čvoru (kolona 8). Na primer, do kolektora 3-4 voda stiže iz cevi 1-3 i 2-3. Ukupno vreme toka (kolona 8) za cev 1-3 je  $t_k=18,12\text{min}$  a za cev 2-3 je  $t_k=17,08\text{min}$ . Usvaja se da je vreme toka do uzvodnog kraja, za deonicu 3-4,  $t_1=18,12\text{min}$ ;
- (7) vreme toka kroz kanal se određuje na osnovu *prepostavljene* brzine toka  $t_2=L/v_{pretp}$ . Kako je naselje smešteno na ravničarskom terenu poželjno je da kanali imaju minimalne

dopuštene nagibe. Zato je usvojena minimalna brzina tečenja  $v_{min}=0,8 \text{ m/s}$ ;

- (8) ukupno vreme toka (do nizvodnog profila)= (6) + (7). Prema racionalnoj teoriji maksimalan protok na nizvodnom kraju kolektora javlja se kada je trajanje kiše jednako vremenu koncentracije sliva. Vreme koncentracije sliva je vreme potrebno da kišna kap iz najudaljenje tačke sliva stigne na nizvodni profil kolektora. Vreme koncentracije je u stvari ukupno vreme toka (kolona 8);
- (9) sa ITP krive iz Primera 31, za vreme trajanja kiše koje jednako ukupnom vremenu toka, dobija se intenzitet merodavne kiše. Kako je ovde u pitanju opšti sistem kanalizacije koristi se ITP kriva povtanog perioda  $T=5 \text{ god}$ ;
- (10) merodavni proticaj kišnice se dobija prema racionalnoj teoriji, kao što je u prethodnim primerima već objašnjeno. Ova vrednost se dobija kao proizvod (5)-(9);
- (11) sopstveni proticaj upotrebljene vode po deonici je prosečni proticaj upotrebљene korisnika koji su direktno priključeni na razmatranu deonicu. Često se srednji proticaj upotrebljene vode ravnomerno raspodeljuje po celoj kanalizacionoj mreži, ne vodeći računa o gustini naseljenosti na pojedinim deonicama. U ovom primeru, obzirom da je broj stanovnika po slivu eksplisitno zadat, o tome će se voditi računa. Prema tome, sopstveni proticaj upotrebljene vode je:

$$Q_{sr}^{deonica} = N_s \cdot q_{pr}$$

Voditi računa da, u ovom primeru, voda sa slivnih površina IV i V gravitira u kolektor 3-4, a sa slivova VI i VII u kolektor 4-6.

- (13) srednji proticaj upotrebljene vode u nizvodnom profilu se dobija kao zbir proticaja koji ulazi u deonicu i sopstvenog proticaja.

- (15) merodavni maksimalni proticaj upotrebljene vode iz domaćinstava za dimenzionisanje kolektora se računa prema obrascu:

$$Q_{\max} = k_{\text{opste}} Q_{\text{sr}},$$

gde je  $k_{\text{opste}}$  - opšti koeficijent neravnomernosti

$$k_{\text{opste}} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{sr}}}}; \quad k_{\text{opste}} \leq 3$$

$$(16) = (10)+(15)$$

$$(17) \text{ nagib terena duž deonica kolektora (u ovom primeru } I_t = 0)$$

- (18) i (19) Nagib dna kanala na ravničarskom terenu se bira tako da bude približno jednak minimalnom, ali ne manji od njega, kako bi se ispoštovao uslov o minimalnim brzinama. Za proticaj iz kolone (16), iz tabele u Prilogu 7, usvajaju se pad i prečnik cevi.

- (20) i (21)  $Q_{\text{pp}}$  i  $v_{\text{pp}}$  za usvojeni prečnik i nagib cevi iz Priloga 7.

$$(22) \text{ punjenje kanala za vreme suše } h = (19) \cdot \frac{h}{h_{\text{pp}}}$$

$$\frac{Q}{Q_{\text{pp}}} = \frac{(15)}{(20)} \rightarrow \frac{h}{h_{\text{pp}}} \text{ iz Priloga 8.}$$

$$(23) \text{ punjenje kanala za vreme kiše: za } \frac{Q}{Q_{\text{pp}}} = \frac{(16)}{(20)}$$

$$(24) \text{ stvarna brzina u kanalu za vreme suše } v_{\text{stv}} = (21) \cdot \frac{v}{v_{\text{pp}}}$$

$$\text{za } \frac{Q}{Q_{\text{pp}}} = \frac{(15)}{(20)} \rightarrow \frac{v}{v_{\text{pp}}} \text{ iz Priloga 8.}$$

$$(25) \text{ stvarna brzina u kanalu za vreme kiše za } \frac{Q}{Q_{\text{pp}}} = \frac{(16)}{(20)}$$

- (26) stvarno vreme toka kroz deonicu (koristi se stvarna brzina toka za vreme kiše)

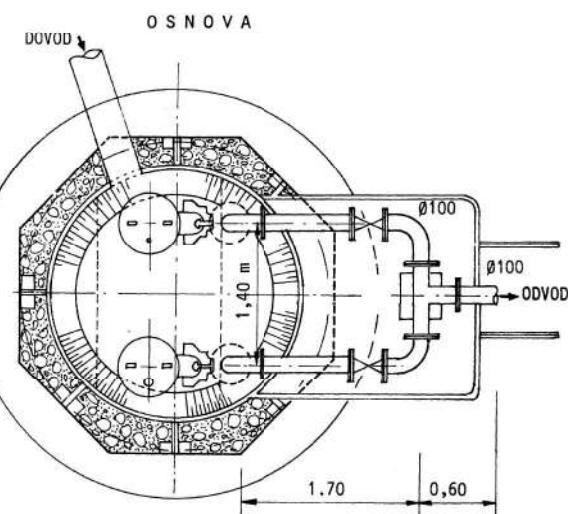
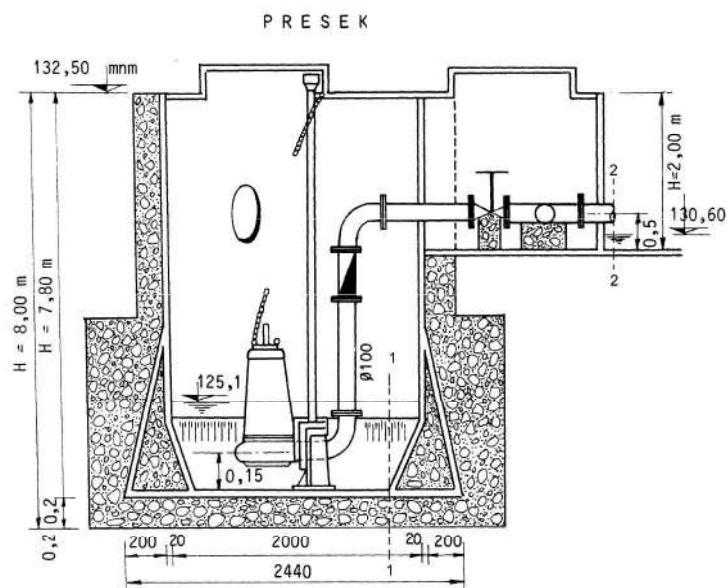
$$t_2 = \frac{L}{v} = \frac{(2)}{(25)}$$

- (27) \* ukupno vreme toka određuje se na sličan način kao i kolona (8) sa tom razlikom što se ovde umesto prepostavljene koristi stvarna brzina toka (kolona 25). Ovo vreme bi trebalo da bude jednak vrednosti u koloni (8) koja je izračunata na osnovu prepostavljene brzine toka vode. Ako ove dve brzine nisu približno iste, proračun treba ponoviti tako da vreme toka u deonici (kolona 7) bude jednak stvarnom vremenu toka iz prethodnog proračuna (kolon 26). Proračun se ponavlja dok razlika vrednosti između kolona 7 i 26 ne bude zanemarljiva.

Da je u postavci zadatka traženo da se proračunaju kote kanala, prikazana tabela proračuna bi bila proširena kolonama sa podacima o kotama terena (uzvodno i nizvodno), kotama dna kanala (uzvodno i nizvodno) i dubinama ukopavanja (uzvodno i nizvodno). Spajanje deonica kanala je objašnjeno u prethodnom primeru.

F površina sliva (ha)	Delenica od - do Duzina deonice L (m)	$F_u \times Y_F$ (ha)	Ukupna - $F_u$ posedimacka - $F_u$	Duzina deonice L (m)	Delenica od - do do uzvodnog kraja	Vreme toka (min)	ukupno stvarno vreme toka (min)																			
							Protocij klasnice (l/s)			Sopstveni protocij za vreme susje (l/s)			Uzvodni protocij za vreme susje (l/s)			Nizvodni protocij za vreme susje Q <sub>s</sub> (l/s)										
							Protocij klasice (l/s)	Protocij klasice (l/s)	Protocij klasice (l/s)	Sopstveni protocij za vreme susje (l/s)	Sopstveni protocij za vreme susje (l/s)	Sopstveni protocij za vreme susje (l/s)	Uzvodni protocij za vreme susje (l/s)	Uzvodni protocij za vreme susje (l/s)	Uzvodni protocij za vreme susje (l/s)	Nizvodni protocij za vreme kise (l/s)	Nizvodni protocij za vreme kise (l/s)	Koefficijent neravnomernosti k <sub>opsje</sub> (-)								
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)	(22)	(23)	(24)	(25)	(26)	(27)*
1-3 150	3,8	3,8	3,8	1,52	15,00	3,12	18,12	166,7	253,4	0,20	0,00	0,20	3	0,60	254,0	0	1,25	70	324	0,84	2,2	47,7	0,18	0,90	2,78	17,78
2-3 100	2,8	2,8	2,8	1,12	15,00	2,08	17,08	169,4	189,7	0,22	0,00	0,22	3	0,66	190,4	0	1,50	60	236	0,84	2,3	42,3	0,2	0,90	1,85	16,85
3-4 300	2,0	8,6	3,44	18,12	6,25	24,37	138,9	477,8	0,38	0,42	0,80	3	2,40	480,2	0	1,50	80	505	1,00	4,0	67,9	0,28	1,05	4,76	22,54	
5-4 150	3,8	3,8	3,8	1,52	15,00	3,12	18,12	166,7	253,4	0,23	0,00	0,23	3	0,69	254,1	0	1,25	70	324	0,84	2,2	47,7	0,18	0,90	2,78	17,78
4-6 350	4,5	16,9	6,76	24,37	7,29	31,67	125,0	845,0	0,83	1,03	1,86	3	5,58	850,6	0	1,50	100	909	1,16	5,3	82,7	0,34	1,23	4,74	27,28	

- 39.** Za datu kanalizacionu crpnu stanicu pomoću priloženog preglednog dijagrama odabratи odgovarajući tip crpke, dimenzionisati potisne cevi i naći tačnu radnu tačku crpne stanice, ako se zna da dotok u crpnu stanicu iznosi  $40 \text{ l/s}$ . Nivo vode u crpnom bazenu je konstantan i iznosi  $125,1 \text{ mm}$ . Usvojiti koeficijent trenja  $\lambda=0,02$ .



**R E Š E N J E:**

Kao što je na slici prikazano, crpna stanica se sastoji od dve paralelno vezane pumpe. Kota osovine cevi na kraju potisnog cevovoda je  $132,5 - 2,0 + 0,5 = 131,0 \text{ mm}$ . Isticanje je nepotopljeno (nivo vode u gornjem bazenu je ispod nivoa osovine cevi).

Za konstantan nivo u crpnom bazenu, geodetska visina dizanja je:

$$\Delta H_{\text{geod.}} = 131,0 - 125,1 = 5,9 \text{ m}$$

Prečnik potisnih cevovoda je  $\varnothing 100 \text{ mm}$ .

Za slučaj kada rade obe pumpe karakteristika cevovoda  $H(Q)$  je:

$$H = E_2 - E_1 + \Delta h_i$$

$$E_1 = \Pi_1; \quad E_2 = \Pi_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$H(Q) = \Delta H_{\text{geod.}} + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta h_i$$

$$\frac{v_2^2}{2g} + \Delta h_i = \frac{v_1^2}{2g} \left( \xi_{ul} + 3\xi_{kol} + \xi_{pk} + \xi_z + \lambda \frac{L}{D} \right) + \frac{v_2^2}{2g} \left( \xi_r + \lambda \frac{L}{D} + 1 \right)$$

Za dve iste paralelno vezane pumpe važi:

$$Q_2 = 2Q_1 \text{ odnosno } v_2 = 2v_1 \text{ za iste prečnike cevi,}$$

pa je konačno:

$$\begin{aligned} \frac{v_2^2}{2g} + \Delta h_i &= \frac{v_1^2}{2g} \left( 0,3 + 3 \cdot 0,29 + 1,7 + 0,25 + 0,02 \frac{8,55}{0,1} \right) \\ &+ \frac{4v_1^2}{2g} \left( 1,25 + 0,02 \frac{0,60}{0,1} + 1 \right) = 14,31 \frac{v_1^2}{2g} \end{aligned}$$

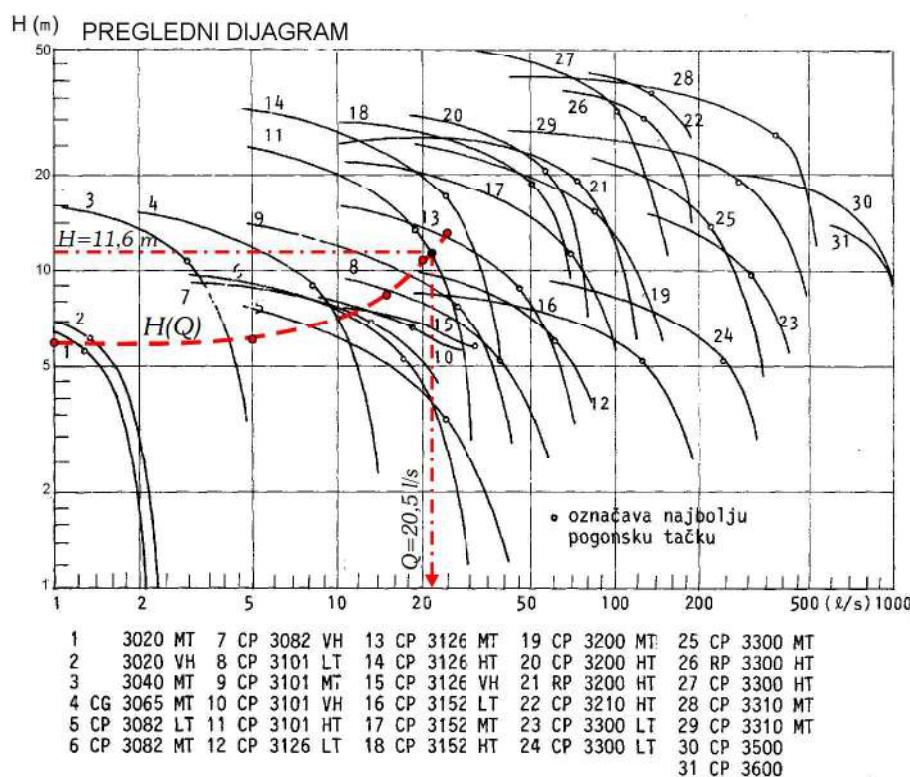
(Vrednosti koeficijenata lokalnih gubitaka su preuzeti iz Priloga 4).

Prema prethodno napisanim jednačinama sledi:

$$H(Q) = 5,90 + 11823,9 \cdot Q_1^2$$

Odnosno, za vrednosti proticaja  $Q_1$  dobijaju se sledeće vrednosti karakteristike cevovoda  $H(Q)$ :

$Q_1 (m^3/s)$	0,001	0,005	0,010	0,015	0,020	0,025
$H(Q)$	5,91	6,20	7,08	8,56	10,63	13,29

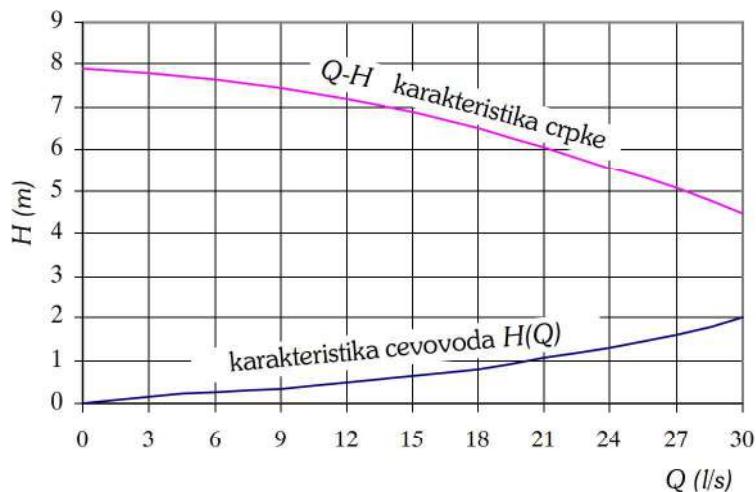


Usvaja se prva crpka većeg kapaciteta od 20 l/s.

Biraju se dve crpke tipa 11 (CP 3101 HT). Radna tačka usvojene crpke je:

$$Q = 20,5 \text{ l/s}; \quad H = 11,6 \text{ m}$$

- 40.** U jednu kanalizacionu crpnu stanicu dotiče u maksimumu  $Q_d=20 \text{ l/s}$  i taj proticaj je praktično konstantan tokom 2h. Ugrađena je crpka čija je karakteristika ( $Q-H$  dijagram) prikazana na slici. Na istoj slici je prikazana i karakteristika potisnog cevovoda,  $H(Q)$  dijagram, koja pokazuje gubitke u cevovodu u funkciji od proticaja.



Nivo vode u crpnom bazenu nije konstantan - osciluje od 120 mm do 121 mm. Voda se iz potisne cevi slobodno izliva kroz otvor na koti 125 mm.

Odrediti:

- najmanju ( $Q_{min}$ ) i najveću ( $Q_{max}$ ) količinu vode koju crpka može da potiskuje pod datim uslovima;
- prosječan kapacitet crpke, smatrajući da se on menjao linearno od  $Q_{min}$  do  $Q_{max}$ ;
- potrebnu zapreminu crpnog bazena ako vreme između dva uzastopna uključivanja crpke treba da iznosi 30min u toku navedena 2 časa. Računati sa prosečnim kapacitetom crpke.

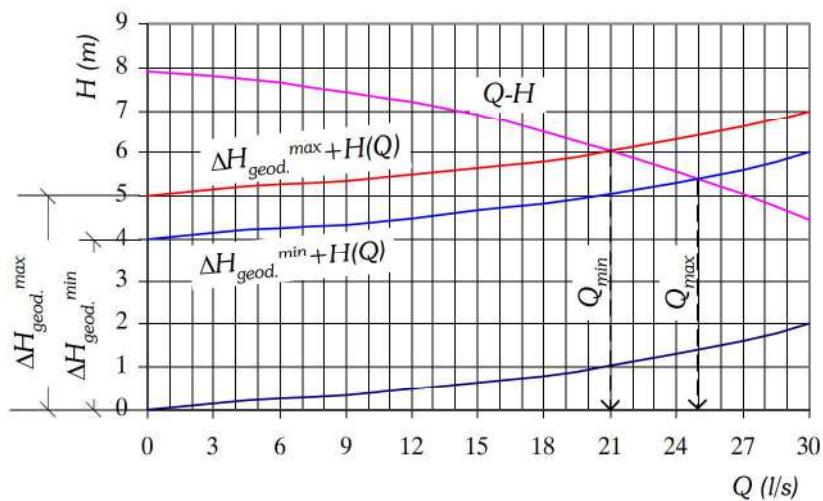
**R E Š E N J E:**

- a) Za oscilacije nivoa vode u crpnom bazenu od 120-121 mnm, dobijaju se maksimalna i minimalna geodetska (statička) visina dizanja:

$$\Delta H_{geod.}^{max} = 125mnm - 120mnm = 5m$$

$$\Delta H_{geod.}^{min} = 125mnm - 121mnm = 4m$$

Radna tačka crpke se nalazi u preseku karakteristike pumpe ( $Q-H$  kriva na slici) i krivih otpora sistema ( $H(Q)$  kriva). Obzirom da uzvodni granični uslov (pojava oscilacija nivoa u crpnom bazenu) nije konstantan, to i crpka neće raditi sa konstantnim već sa promenljivim proticajem, u opsegu između  $Q_{min}$  i  $Q_{max}$ . Rešenje se dobija grafički kao što je prikazano na narednoj slici:



$$Q_{min} = 21 \text{ l/s} ; \quad Q_{max} = 25 \text{ l/s}$$

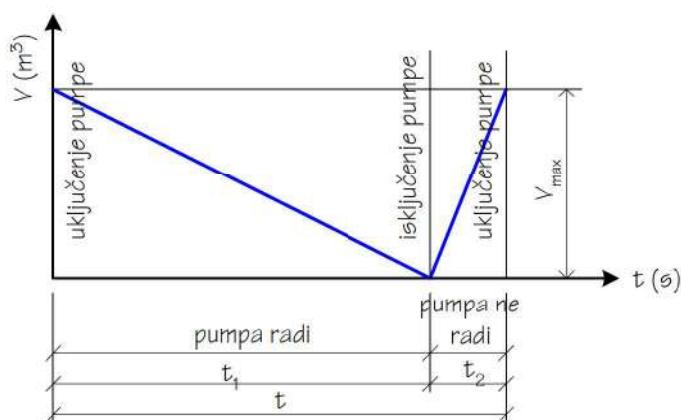
- b) Prosečan kapacitet crpke je prema tome:

$$Q_{pr} = \frac{Q_{max} + Q_{min}}{2} = 23 \text{ l/s}$$

c) Određivanje zapremine crpnog bazena:

Pumpa se uključuje kada se crpni bazen napuni, a isključuje se kada se crpni bazen isprazni. Pumpa radi sa prosečnim protokom  $Q_{pr} = 23 \text{ l/s}$

Zapremina vode u crnom bazenu za period između dva uzastopna uključenja crpke se menje kao na narednoj slici:



gde je:

$t_1$  - vreme rada pumpe

$t_2$  - vreme kada pumpa ne radi (punjenje bazena)

$t$  - vreme između dva uključenja pumpe:  $t = t_1 + t_2$

Ako je  $Q_d$  dotok u crpni bazen, onda je maksimalna zapremina vode u bazenu:

$$V_{max} = t_1(Q_{pr} - Q_d) \quad \text{ili} \quad V_{max} = t_2 Q_d$$

$$t_1 + t_2 = t$$

Iz prethodnih jednakosti sledi da je vreme kada crpka radi:

$$t_1 = \frac{Q_d}{Q_{pr} - Q_d} t_2 = \frac{20}{23 - 20} t_2 = \frac{20}{3} t_2,$$

odnosno

$$t_2 = \frac{3}{23}t \quad \text{i} \quad t_1 = \frac{20}{23}t$$

Obzirom da je vreme trajanja jednog ciklusa uključivanje-isključivanje  $t=30\text{min}$ , vreme rada pumpe u toku jednog ciklusa biće:

$$t_1 = 1565,2 \text{ s}$$

a vreme kada pumpa ne radi:

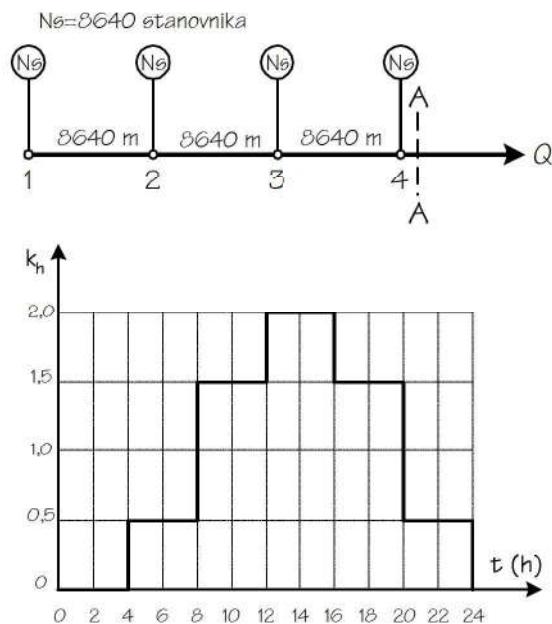
$$t_2 = 234,8 \text{ s}$$

Potrebna zapremina vode u crpnom bazenu je:

$$V_{max} = 4,7 \text{ m}^3$$

- 41.** Na kolektor za upotrebljenu vodu priključena je kanalizaciona mreža 4 naselja od po  $N_s = 8640$  stanovnika. Specifična količina upotrebljene vode u danu najveće potrošnje vode iz vodovoda iznosi  $200 \text{ l/st.dan}$ , a dijagram neravnomernosti u toku dana je prikazan na slici. Brzina toka vode duž kolektora je približno  $0,6 \text{ m/s}$ . Pretpostaviti da nema ublaženja talasa kroz kolektor.

Naći hidrogram na krajnjem profilu kolektora (profil A-A), maksimalni proticaj i razmeru maksimalnog proticaja prema prosečnom proticaju u krajnjem profilu, A-A.



### R E Š E N J E:

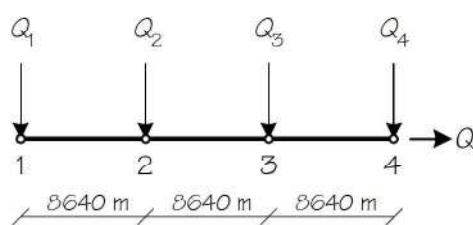
Vreme  $t_1$  potrebno da odredena količina vode pređe deonicu 1-2 :

$$t_1 = \frac{8640 \text{ m}}{0,6 \text{ m/s}} = 4 \text{ h}$$

Obzirom na jednake dužine ostalih deonica i približno iste brzine duž celog kolektora, vreme toka kroz svaku ostalu deonicu biće 4h.

$$t_2 = 4h; \quad t_3 = 4h$$

Što znači da, do preseka A-A (tačka 4), vodi treba 12h da stigne iz preseka 1-1, 8h iz preseka 2-2, 4h iz preseka 3-3.



Prosečna količina vode u svakom od naselja je:

$$Q = k_{h,t} \cdot Q_{sr}$$

gde je:  $k_{h,t}$  vrednosti koeficijenta časovne neravnomernosti oticanja upotrebljene vode u intervalu  $\Delta t$ .

Pošto zadati ulazni hidrogram važi za sva četiri ulivna mesta u kolektor, proticaji  $Q_1$ ,  $Q_2$ ,  $Q_3$  će biti isti u nekom vremenu  $t$ , ali će do preseka 4-4 stizati sa faznim zakašnjenjem od 12, 8 i 4h.

Odatle sledi da će se na izlaznom profilu, u četvorosatnim vremenskim intervalima, ostvariti proticaji:

$$Q_{0-4} = (k_{4_{0-4}} + k_{3_{20-24}} + k_{2_{16-20}} + k_{1_{12-16}})Q_{sr} = (0,0 + 0,5 + 1,5 + 2)Q_{sr} = 4Q_{sr}$$

$$Q_{4-8} = (k_{4_{4-8}} + k_{3_{0-4}} + k_{2_{20-24}} + k_{1_{16-20}})Q_{sr} = (0,5 + 0,0 + 0,5 + 1,5)Q_{sr} = 2,5Q_{sr}$$

$$Q_{8-12} = (k_{4_{8-12}} + k_{3_{4-8}} + k_{2_{0-4}} + k_{1_{20-24}})Q_{sr} = (1,5 + 0,5 + 0 + 0,5)Q_{sr} = 2,5Q_{sr}$$

$$Q_{12-16} = (k_{4_{12-16}} + k_{3_{8-12}} + k_{2_{4-8}} + k_{1_{0-4}})Q_{sr} = (2 + 1,5 + 0,5 + 0)Q_{sr} = 4Q_{sr}$$

$$Q_{16-20} = (k_{4_{16-20}} + k_{3_{12-16}} + k_{2_{8-12}} + k_{1_{4-8}})Q_{sr} = (1,5 + 2 + 1,5 + 0,5)Q_{sr} = 5,5Q_{sr}$$

$$Q_{20-24} = (k_{4_{20-24}} + k_{3_{16-20}} + k_{2_{12-16}} + k_{1_{8-12}})Q_{sr} = (0,5 + 1,5 + 2,0 + 1,5)Q_{sr} = 5,5Q_{sr}$$

Prosečan proticaj na svakom ulivnom mestu u kolektoru je:

$$Q_{sr,i} = \frac{8640st \cdot 200l/st.dan}{86400s/dan} = 20\text{ l/s}$$

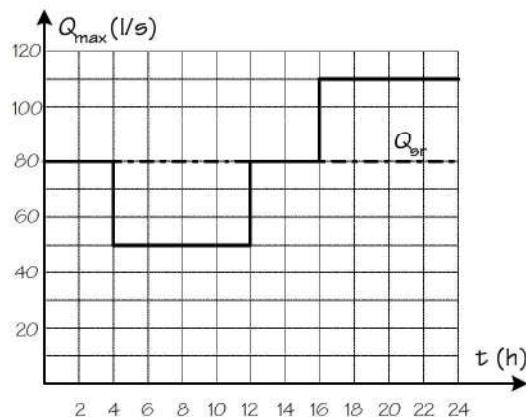
Prosečan proticaj u preseku A-A je:

$$Q_{sr} = 80\text{ l/s}$$

Maksimalni proticaj u preseku A-A je:

$$Q_{max} = 5,5 \cdot 20\text{ l/s} = 110\text{ l/s}$$

Izlazni hidrogram je prikazan na narednoj slici.



Razmera maksimalnog i prosečnog proticaja u profilu A-A:

$$\frac{Q_{max}}{Q_{sr}} = 1,375$$

- 42.** Na jednom urbanom slivu planirana je izgradnja kišnog kanalizacionog kolektora sledećih karakteristika: dužina  $L=3500$  m, prečnik cevi  $\varnothing 1200$  mm, nagib dna  $I_k=1,4\%$ , cev je od betona Maningov koeficijent hrapavosti  $n=0,012 \text{ m}^{1/3}\text{s}$ .

Za zadati ulazni hidrogram poplavnog talasa izračunati proticaj koji se može očekivati na izlazu iz kolektora i na osnovu njega proceniti njegovu retenzionu sposobnost. Za proračun transformacije poplavnog talasa koristiti kvazi-stacionarnu metodu (sa korakom duž cevi  $L=3500$  m).

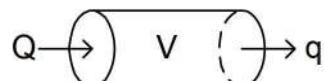
Ulazni hidrogram:

$t \text{ (min)}$	0	6	12	18	24	30	36	42	48	54	60
$Q \text{ (m}^3/\text{s})$	0	0,1	0,4	1,3	3,3	4,5	4,45	4,15	3,7	3,1	2,4
$t \text{ (min)}$	66	72	78	84	90	96	102	108	114	120	
$Q \text{ (m}^3/\text{s})$	1,85	1,4	1,05	0,75	0,55	0,38	0,22	0,11	0,05	0	

### R E Š E N J E:

---

Prilikom kretanja poplavnog talasa kroz neki vodoprovodnik (rečni tok, kanalizacioni kolektor) dolazi do njegove transformacije. Ova pojava je posledica privremenog zadržavanja određene količine vode na deonici. Stepen akumulisanja vode zavisi od hidrauličkih i geometrijskih karakteristika deonice. Što je veća zapremina retencije, to su značajnije razlike u obliku ulaznog i izlaznog hidrograma.



Deonica vodoprovodnika može se predstaviti kao na gornjem blok dijagramu, gde je  $Q$  ulazni a  $q$  izlazni proticaj. Zapremina vode u vodoprovodniku je označena sa  $V$ .

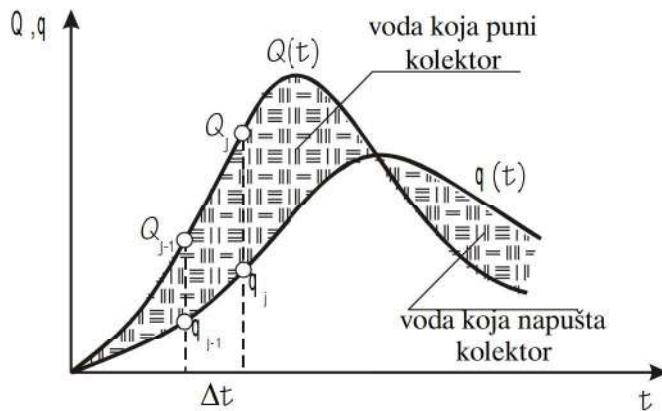
Obzirom da ulazna količina vode mora da izade ili da se privremeno zadrži u retenciji, ovde važi jednačina kontinuiteta:

$$Q - q = \frac{dV}{dt}$$

Ako se protoci na ulaznom i izlaznom profilu posmatraju u sukcesivnim vremenskim intervalima  $\Delta t$ , gornja jednačina se može predstaviti:

$$\bar{Q} - \bar{q} = \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (1)$$

gde su  $\bar{Q}$  i  $\bar{q}$  prosečni protoci vode u intervalu  $\Delta t = t_j - t_{j-1}$  a  $\Delta V$  promena zapremine retencije u istom intervalu.



Proračun transformacije ulaznog hidrograma vrši se na bazi jednačine (1), koja ako se izvrši zamena za  $\bar{Q}$  i  $\bar{q}$ , dobija oblik:

$$\frac{1}{2}(Q_j + Q_{j-1}) - \frac{1}{2}(q_j + q_{j-1}) = \frac{1}{\Delta t}(V_j - V_{j-1})$$

Kada se članovi gornje jednačine pregrupišu dobija se:

$$q_j + \frac{2}{\Delta t}V_j = Q_j + Q_{j-1} - q_{j-1} + \frac{2}{\Delta t}V_{j-1} \quad (2)$$

Svi članovi funkcije  $F_1(Q)$  su unapred poznati. Vrednosti na levoj strani jednačine (2) su nepoznate.

U uslovima ustaljenog i ravnomernog tečenja vode proticaj  $q$  (ili  $Q$ ) u intervalu  $t_{j-1} - t_j$ , kao i zapremina vode  $V$ , na potezu dužine  $L$  zavise od stepena punjenja kanala  $h$  pa se funkcija  $F_2(q)$  može unapred izračunati.

Detaljnije o kvazi-stacionarnoj metodi za proračun transformacije poplavnog talasa videti u literaturi (D.Muškatirović, Regulacija reka, 1988.)

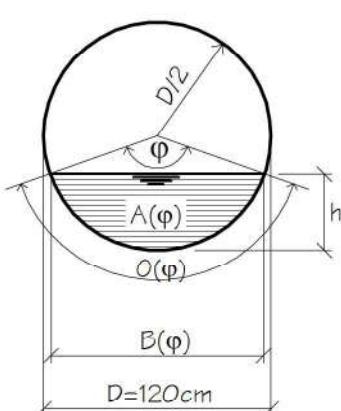
**I korak:** proračun krive  $q = f(h)$

Šezi-Maningova jednačina u uslovima ustaljenog i jednolikog tečenja glasi:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} \sqrt{I_k}$$

Sve geometrijske veličine kružnog poprečnog preseka definisane su prečnikom  $D$  i dubinom vode u cevi (visinom punjenja)  $h$ .

Geometrijske karakteristike cevi kružnog poprečnog preseka:



Visina punjenja cevi  $h$  je:

$$h = \frac{D}{2} \left( 1 - \cos \frac{\varphi}{2} \right)$$

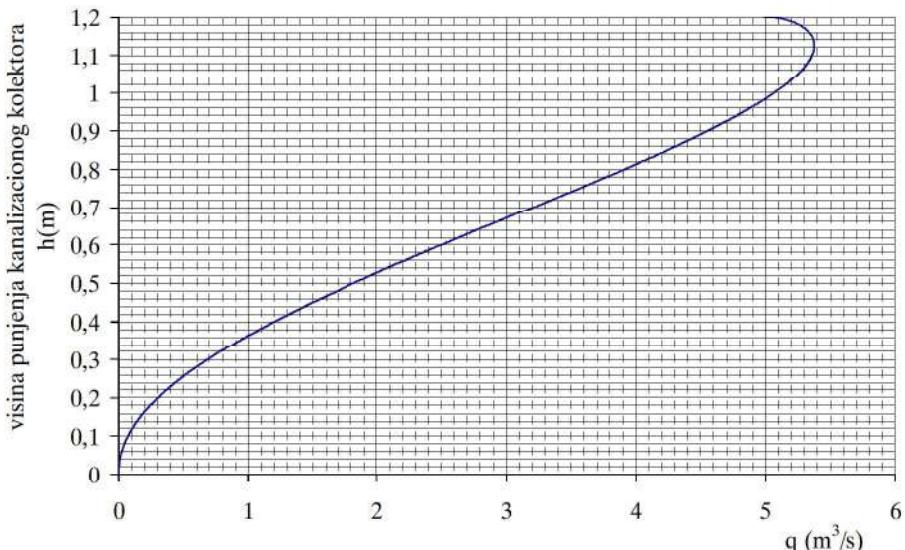
odakle se može izraziti centralni ugao  $\varphi$ :

$$\varphi = 2 \arccos \left( 1 - 2 \frac{h}{D} \right)$$

$$\text{Površina proticajnog preseka : } A(\varphi) = \frac{D^2}{8} (\varphi - \sin \varphi)$$

$$\text{Okvašeni obim: } O(\varphi) = \frac{D\varphi}{2}$$

Na osnovu unapred zadatih visina punjenja  $h$  i prethodno napisanih geometrijskih karakteristika kružnog poprečnog profila, može se nacrtati kriva  $q=f(h)$  za opseg punjenja kanala  $0 < h < D$ :



**II korak:** proračun funkcije  $F_2(q) = q + 2 \frac{V}{\Delta t}$

Na osnovu visine punjenja kanala može se izračunati zapremina vode u kolektoru kao:

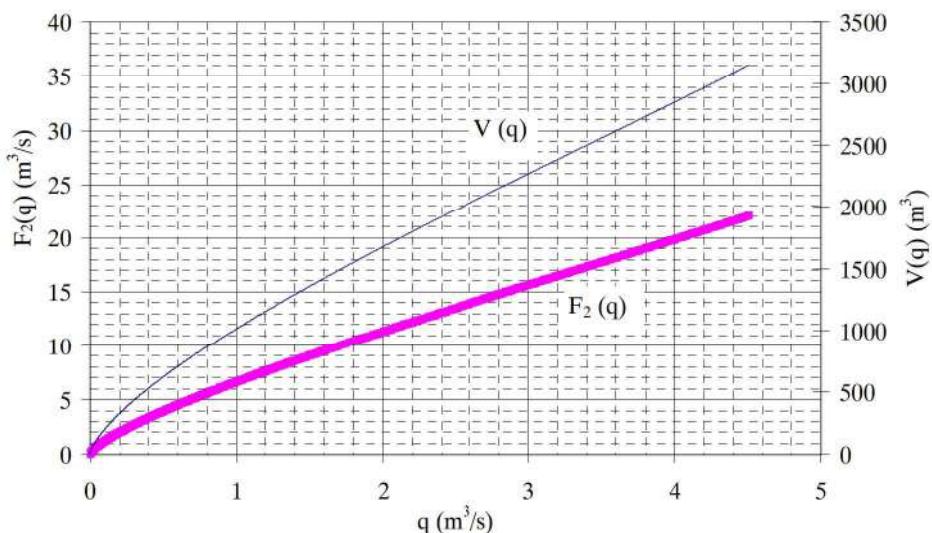
$$V = A \cdot L = A \cdot 3500 \text{ m}$$

gde je:  $A$  - površina proticajnog profila, a  $L$  - dužina kanalizacionog kolektora.

Vrednost proticaja  $q$  se dobija sa krive  $q=q(h)$ .

Proračun krive zapremine  $V=V(q)$  i funkcije  $F_2(q)$  se može sprovesti tabelarno:

$h$	$q$	$A$	$V=AL$	$2V/\Delta t$	$F_2(q)$
$m$	$m^3/s$	$m^2$	$m^3$	$m^3/s$	$m^3/s$



**III korak:** proračun transformacije ulaznog hidrograma  $Q(t)$ .

Proračun se sprovodi na osnovu jednačine (2), pri čemu se koristi prethodno konstruisana zavisnost  $F_2(q)$ . Ulagani hidrogram (ordinate  $Q_j$ ) je zadat u postavci zadatka. Proračunom se određuju ordinate  $q_i$  izlaznog hidrograma. Usvaja se vremenski korak  $\Delta t = 6\text{min}$ .

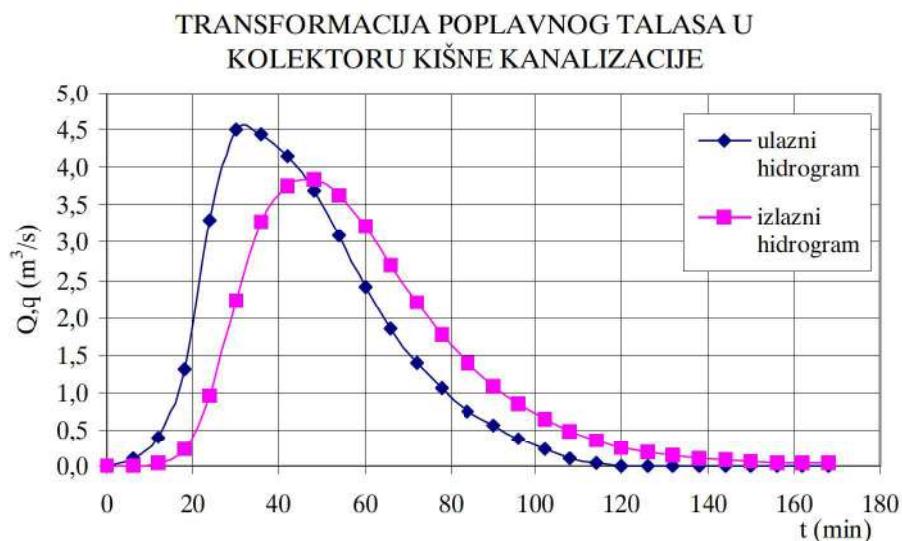
Redosled proračuna u gornjoj tabeli:

- kolona (4)=kolona (3)-kolona(5) $\uparrow$ +kolona (6) $\uparrow$
- kolona (5)=dobija se očitavanjem  $q$  sa krive ( $q$ ,  $F_2(q)$ ) za vrednost  $F_2(q)$  iz kolone (4).
- kolona (6)=kolona (4)-kolona (5).

Rezultati proračuna izlaznog hidrograma pomoću kvazistacionarne metode, za dati ulazni hidrogram i za usvojeni vremenski korak, prikazani su u narednoj tabeli. U vreme nailaska poplavnog talasa (za  $t=0$ ), proticaj na izlazu iz kišnog kanalizacionog kolektora je  $q(t=0)=0 \text{ m}^3/\text{s}$

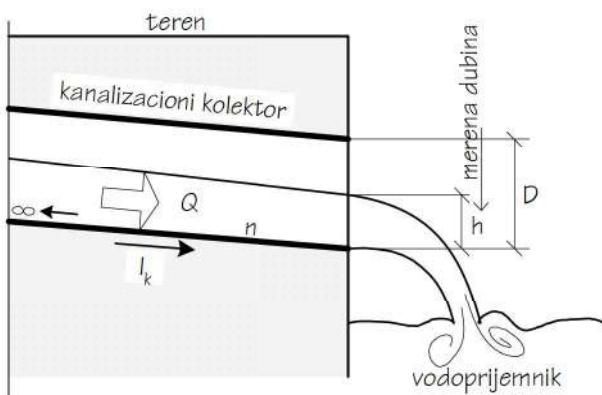
j	(1) t min	(2) $Q_j$ $\text{m}^3/\text{s}$	(3) $Q_j + Q_{j-1}$ $\text{m}^3/\text{s}$	(4) $F_2(q) = q + 2 \frac{V}{\Delta t}$ $\text{m}^3/\text{s}$	(5) $q_j$ $\text{m}^3/\text{s}$	(6) $2V/\Delta t$ $\text{m}^3/\text{s}$
1	0	0,00		0,000	0,000	0,000
2	6	0,10	0,10	0,100	0,003	0,097
3	12	0,40	0,50	0,594	0,037	0,557
4	18	1,30	1,70	2,220	0,230	1,990
5	24	3,30	4,60	6,360	0,946	5,414
6	30	4,50	7,80	12,268	2,215	10,053
7	36	4,45	8,95	16,788	3,273	13,515
8	42	4,15	8,60	18,842	3,762	15,080
9	48	3,70	7,85	19,168	3,840	15,328
10	54	3,10	6,80	18,288	3,630	14,658
11	60	2,40	5,50	16,528	3,210	13,318
12	66	1,85	4,25	14,358	2,700	11,658
13	72	1,40	3,25	12,208	2,202	10,006
14	78	1,05	2,45	10,254	1,763	8,491
15	84	0,75	1,80	8,528	1,386	7,142
16	90	0,55	1,30	7,056	1,082	5,974
17	96	0,38	0,93	5,822	0,841	4,981
18	102	0,22	0,60	4,740	0,639	4,101
19	108	0,11	0,33	3,792	0,475	3,317
20	114	0,05	0,16	3,002	0,349	2,653
21	120	0,00	0,05	2,354	0,249	2,105
22	126	0,00	0,00	1,856	0,180	1,676
23	132	0,00	0,00	1,496	0,136	1,360
24	138	0,00	0,00	1,224	0,101	1,123
25	144	0,00	0,00	1,022	0,078	0,944
26	150	0,00	0,00	0,866	0,063	0,803
27	156	0,00	0,00	0,740	0,050	0,690
28	162	0,00	0,00	0,640	0,041	0,599
29	168	0,00	0,00	0,558	0,033	0,525

Napomena: naznačene vrednosti izlaznog proticaja u tabeli (kolona 5) se očitavaju direktno sa grafika  $F_2(q)$ .



Kao što se sa grafika može primetiti, ublaženje poplavnog talasa nije veliko - približno 15%. To je i logično jer se sa povećanjem nivoa vode u cevi iznad 50% punjenja smanjuje priraštaj zapremine, tj. smanjuje se njena retenziona sposobnost. To nije slučaj sa prirodnim tokovima i akumulacijama, gde se povećanjem dubine povećava njihova retenziona zapremina.

- 43.** Upotrebljena voda jednog naselja ispušta se iz dva kolektora u vodoprijemnik (reku). Jedan kolektor je prečnika  $\varnothing 600$  mm, sa nagibom dna  $I_k=2,5\%$ , a drugi kolektor je prečnika  $\varnothing 500$  mm sa nagibom dna  $I_k=2\%$ . Maningov koeficijent hrapavosti je  $n = 0,013 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ . Iстicanje upotrebljene vode iz oba kolektora je nepotopljeno (videti skicu).



U toku jednog dana, na svaka dva sata, merene su dubine vode na mestima ispusta u recipijent. Simultano sa merenjem nivoa, zahvatani su uzorci otpadne vode u cilju određivanja biološke potrošnje kiseonika posle pet dana ( $BPK_5$ ). Rezulati merenja prikazani su u narednim tabelama:

Kolektor  $D_1=600$  mm,  $I_k=2,5\%$

$t$ (h)	1	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
$h_1/D_1$	0,13	0,11	0,12	0,25	0,46	0,31	0,3	0,4	0,48	0,27	0,19	0,16
$C_{BPK\ 5}$ (mg/l)	190	195	200	250	205	220	230	225	210	245	250	215

Kolektor  $D_2=500$  mm;  $I_k=2\%$

$t$ (h)	1	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
$h_2/D_2$	0,18	0,18	0,22	0,46	0,52	0,4	0,48	0,54	0,46	0,36	0,28	0,24
$C_{BPK\ 5}$ (mg/l)	205	200	220	275	250	260	245	230	240	220	250	215

Na osnovu datih podataka nacrtati histogram ocenjenih vrednosti masenih proticaja  $BPK_5$  u toku posmatranog dana i odrediti prosečan dnevni maseni protok  $BPK_5$  (kg/dan) u recipijent iz oba kolektora. Izraziti dobijene vrednosti masenog protoka  $BPK_5$  u broju ekvivalentnih stanovnika (ES).

### R E Š E N J E:

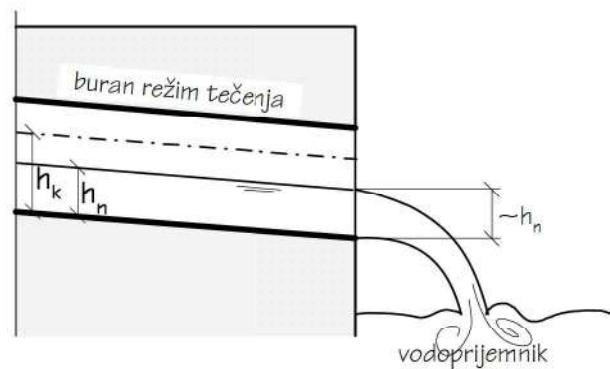
---

Maseni proticaj  $BPK_5$  se određuje na osnovu izmerenih koncentracija  $BPK_5$  na mestu ispusta i proticaja otpadne vode iz kolektora:

$$Q_{BPK_5} = C_{BPK_5} \cdot Q$$

Proticaji nisu eksplisitno zadati već su zadate samo dubine punjenja cevi. Da bi se podaci o dubinama pravilno upotrebili za izračunavanje proticaja prvo se mora odrediti režim tečenja u svakom od kolektora.

Prepostavlja se da je kolektor dovoljno dugačak da bi se u njemu ostvarila normalna dubina.



U tom slučaju, proticaj se može odrediti direktno iz Šezi-Maningove jednačine:

$$Q = \frac{1}{n} A_n R_n^{2/3} \sqrt{I_d}$$

Za ovako određen proticaj, potrebno je izračunati još i Frudov broj da bi bio određen režim tečenja u kolektoru:

$$Fr = \frac{Q^2 B}{g A^3}$$

U narednim tabelama je prikazan proračun proticaja i Frudovog broja za zadat opseg izmerenih dubina na ispustu iz oba kanalizaciona kolektora.

cev  $\varnothing 600$  mm;  $I_k=2,5\%$

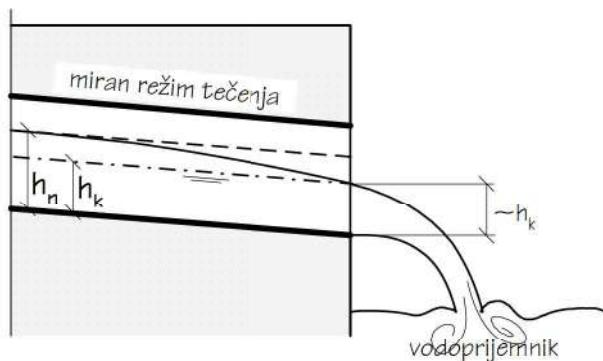
$h_1/D_1$	$h_1$	$\varphi_1$	$A_1$	$B_1$	$O_1$	$R_1$	$Q_1$	$Fr_1$
	m	rad	$m^2$	m	m	m	$m^3/s$	/
0,13	0,08	1,48	0,022	0,40	0,44	0,05	0,011	0,50
0,11	0,07	1,35	0,017	0,38	0,41	0,04	0,008	0,48
0,12	0,07	1,41	0,019	0,39	0,42	0,05	0,009	0,49
0,25	0,15	2,09	0,055	0,52	0,63	0,09	0,042	0,55
0,46	0,28	2,98	0,127	0,60	0,89	0,14	0,133	0,53
0,31	0,19	2,36	0,075	0,55	0,71	0,11	0,064	0,56
0,30	0,18	2,32	0,071	0,55	0,70	0,10	0,060	0,56
0,40	0,24	2,74	0,106	0,59	0,82	0,13	0,103	0,54
0,48	0,29	3,06	0,134	0,60	0,92	0,15	0,143	0,52
0,27	0,16	2,19	0,062	0,53	0,66	0,09	0,049	0,56
0,19	0,11	1,80	0,037	0,47	0,54	0,07	0,024	0,54
0,16	0,10	1,65	0,029	0,44	0,49	0,06	0,017	0,52

cev  $\varnothing 500$  mm;  $I_k=2\%$

$h_2/D_2$	$h_2$	$\varphi_2$	$A_2$	$B_2$	$O_2$	$R_2$	$Q_2$	$Fr_2$
	m	rad	$m^2$	m	m	m	$m^3/s$	/
0,18	0,09	1,75	0,024	0,38	0,44	0,05	0,038	4,02
0,22	0,11	1,95	0,032	0,41	0,49	0,07	0,057	4,13
0,46	0,23	2,98	0,088	0,50	0,75	0,12	0,231	3,96
0,52	0,26	3,22	0,103	0,50	0,81	0,13	0,285	3,77
0,4	0,20	2,74	0,073	0,49	0,68	0,11	0,180	4,10
0,48	0,24	3,06	0,093	0,50	0,77	0,12	0,249	3,90
0,54	0,27	3,30	0,108	0,50	0,83	0,13	0,304	3,70
0,36	0,18	2,57	0,064	0,48	0,64	0,10	0,148	4,16
0,28	0,14	2,23	0,045	0,45	0,56	0,08	0,091	4,20
0,24	0,12	2,05	0,036	0,43	0,51	0,07	0,067	4,16

Prethodni proračun pokazuje da se za zadate uslove ostvaruje burno tečenje ( $Fr > 1$ ) samo u kolektoru  $\varnothing 500$  mm. Što znači da se na ispustu iz ovog kolketora ostvaruje normalna dubina, i da su proticaji dobijeni iz Šezi-Maningove jednačine pravilno određeni.

Obzirom na rezultate za kolektor  $\varnothing 600$  mm može se očekivati da će se u njemu ostvariti miran režim tečenja. To znači da merena dubina na ispustu iz kolektora nije normalna dubina nego kritična, i ne može se primeniti Šezi-Maningova jednačina za izračunavanje proticaja.



Pošto je pri kritičnoj dubini Frudov broj jednak 1, iz tog uslova biće i određen proticaj na ispustu iz kolektora  $\varnothing 600$  mm:

$$Q_1 = \sqrt{\frac{gA_1^3}{B_1}}$$

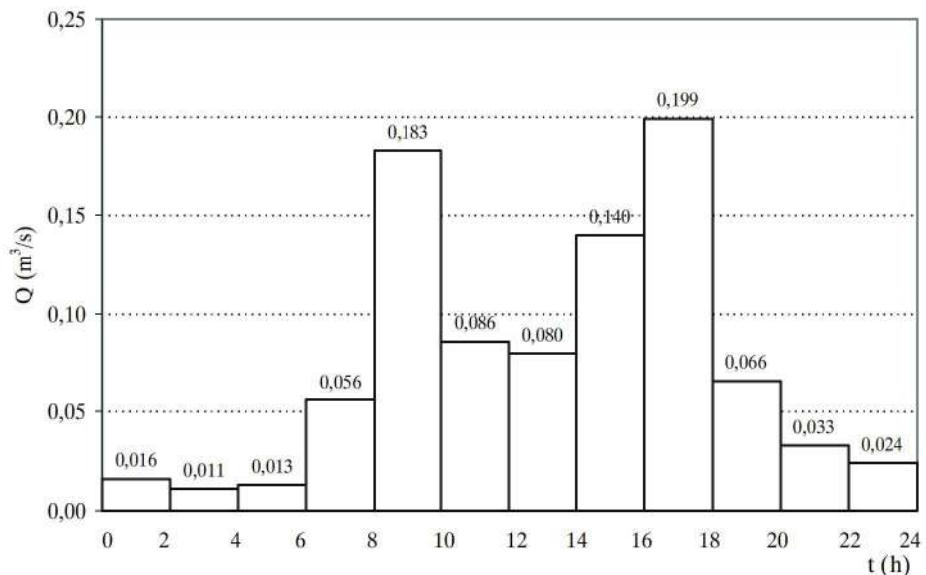
Znači, u kolektoru  $\varnothing 600$  mm se ostvaruje miran režim tečenja, merena dubina na ispustu iz cevi je kritična dubina i proticaj  $Q_1$  se određuje iz uslova  $Fr=1$ ; u kolektoru  $\varnothing 500$  mm se ostvaruje buran režim tečenja, merena dubina na ispustu iz cevi je normalna dubina i proticaj  $Q_2$  se određuje iz Šezi-Maningove formule.

Rezultati proračuna proticaja upotrebljene vode i masenih proticaja BPK<sub>5</sub> za oba kanalizaciona kolektora su prikazani u narednim tabelama:

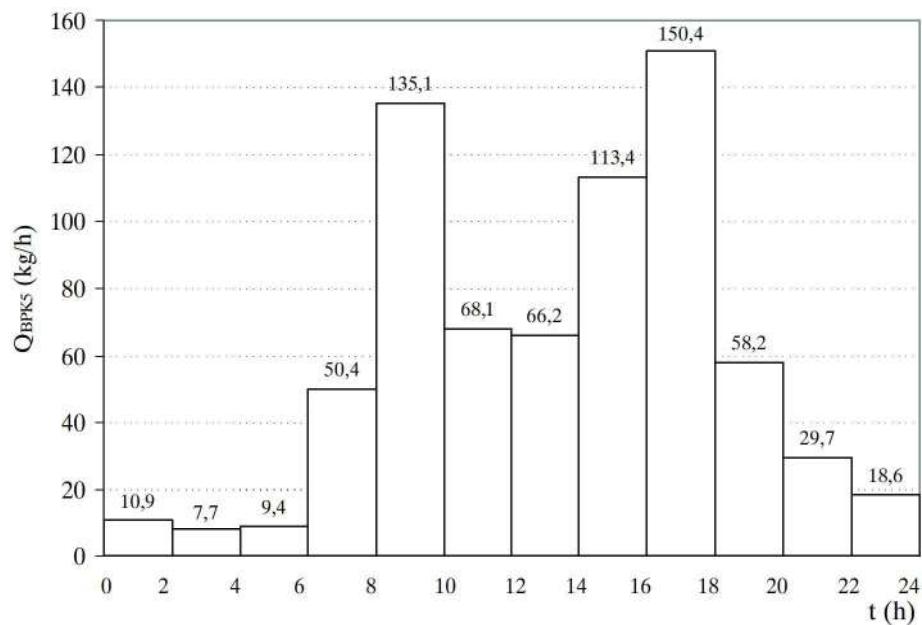
cev  $\varnothing 600$  mm;  $I_k=2,5\%$ 

$t$	$h_1$	$Q_1$	$C_{1 \text{ BPK5}}$	$Q_{1 \text{ BPK5}}$
h	m	$\text{m}^3/\text{s}$	mg/l	kg/h
1	0,08	0,016	190	10,94
3	0,07	0,011	195	7,72
5	0,07	0,013	200	9,36
7	0,15	0,056	250	50,40
9	0,28	0,183	205	135,05
11	0,19	0,086	220	68,11
13	0,18	0,080	230	66,24
15	0,24	0,140	225	113,40
17	0,29	0,199	210	150,44
19	0,16	0,066	245	58,21
21	0,11	0,033	250	29,70
23	0,10	0,024	215	18,58

Histogram proticaja upotrebljene vode u kolektoru  $\varnothing 600$  mm,  
 $I_k=2,5\%$

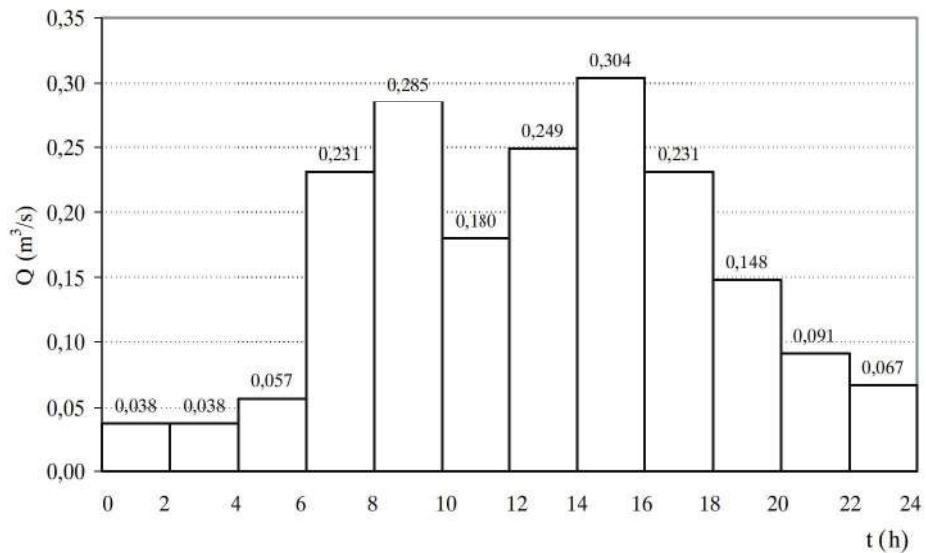
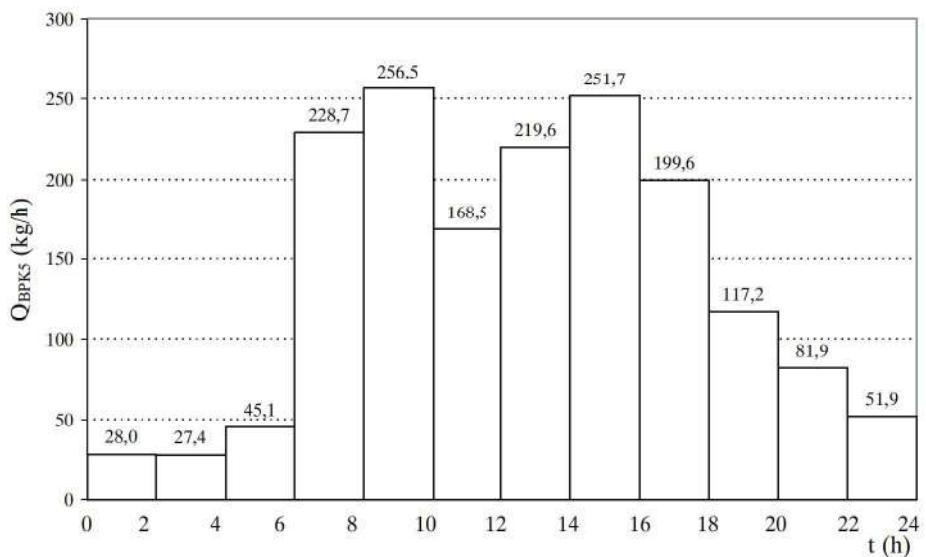


Histogram masenih proticaja BPK<sub>5</sub> u kolektoru Ø600mm;  $I_k=2,5\%$



cev Ø500 mm;  $I_k=2,0\%$

t	$h_2$	$Q_2$	$C_{2 \text{ BPK5}}$	$Q_{2 \text{ BPK5}}$
h	m	$\text{m}^3/\text{s}$	mg/l	kg/h
1	0,09	0,038	205	28,04
3	0,09	0,038	200	27,36
5	0,11	0,057	220	45,14
7	0,23	0,231	275	228,69
9	0,26	0,285	250	256,50
11	0,2	0,18	260	168,48
13	0,24	0,249	245	219,62
15	0,27	0,304	230	251,71
17	0,23	0,231	240	199,58
19	0,18	0,148	220	117,22
21	0,14	0,091	250	81,90
23	0,12	0,067	215	51,86

Histogram proticaja upotrebljene vode u kolektoru  $\varnothing 500\text{mm}$ ;  $I_k = 2\%$ Histogram masenih proticaja  $BPK_5$  u kolektoru  $\varnothing 500\text{mm}$ ;  $I_k = 2\%$ 

Prosečni maseni protok  $BPK_5$  u recipijent iz svakog kolektora je:

$$\bar{Q}_{BPK_5} = \frac{\sum C_{BPK_5,i} \cdot Q_i \cdot \Delta t}{24h}$$

Prosečni maseni protok  $BPK_5$  kolektora  $\varnothing 600$  mm je:

$$\bar{Q}_{1,BPK_5} = 59,85 \frac{\text{kg}}{\text{h}} = 1436,33 \frac{\text{kg}}{\text{dan}}$$

Prosečni maseni protok  $BPK_5$  kolektora  $\varnothing 500$  mm je:

$$\bar{Q}_{2,BPK_5} = 139,68 \frac{\text{kg}}{\text{h}} = 3352,21 \frac{\text{kg}}{\text{dan}}$$

Prosečni maseni protok  $BPK_5$  u recipijent iz oba kolektora je:

$$\bar{Q}_{BPK_5} = 4788,54 \frac{\text{kg}}{\text{dan}}$$

Za određivanje ekvivalentnog broja stanovnika (ES) koristiće se jednačina:

$$ES = \frac{\bar{Q}_{BPK_5}}{60 \text{ g/st.dan}}$$

odakle se dobija:

- efluent iz kolektora  $\varnothing 600$  mm:

$$ES_{600} = \frac{\bar{Q}_{1,BPK_5}}{60 \text{ g/st.dan}} = \frac{1436,33 \text{ kg}}{60 \text{ g/st.dan}} = 23939 \text{ ES}$$

- efluent iz kolektora  $\varnothing 500$  mm:

$$ES_{500} = \frac{\bar{Q}_{2,BPK_5}}{60 \text{ g/st.dan}} = \frac{3352,21 \text{ kg}}{60 \text{ g/st.dan}} = 55870 \text{ ES}$$

- ukupno iz oba kolektora:

$$ES = 79809 \text{ ES}$$

**44.** Iz jednog naselja od 100.000 stanovnika ispušta se otpadna voda u reku IV klase, čiji proticaj u periodu malih voda iznosi  $4 \text{ m}^3/\text{s}$ . Odrediti potreban stepen prečišćavanja otpadnih voda (separacioni sistem) iz uslova da rastvoren kiseonik u reci ne padne ispod propisane vrednosti (Prilog 15, Uredba o klasifikaciji voda). Na kom odstojanju od naselja će se nalaziti mesto sa kritičnim deficitom kiseonika?

Uzvodna koncentracija kiseonika u reci iznosi  $6 \text{ mg/l}$ , a  $\text{BPK}_5$  je  $4 \text{ mg/l}$ . Koncentracija kiseonika u kanalizaciji na mestu ispusta iznosi  $0,5 \text{ mg/l}$ . Srednja brzina vode u reci je  $0,4 \text{ m/s}$ . Konstanta brzine biološke razgradnje je  $k_1=0,12 \text{ dan}^{-1}$ , a konstanta brzine reaeracije je  $k_2=0,08 \text{ dan}^{-1}$ . Temperatura vode je  $20^\circ\text{C}$ .

Ostale podatke logično usvojiti.

Zadatak rešavati probanjem sa tačnošću od  $0,15 \text{ mg/l}$ . (U prvoj aproksimaciji usvojiti da je  $L_a=15 \text{ mg/l}$ )

## РЕШЕЊЕ:

---

Proticaj i karakteristični parametri kvaliteta vode u reci u profilu uzvodno od kanalizacionog ispusta su:

- proticaj:  $Q_R = 4 \text{ m}^3/\text{s}$
- koncentracija rastvorenog kiseonika:  $C_{O_2,R} = 6 \text{ mg/l}$
- opterećenje organskim materijama (izraženo preko biohemiske potrošnje kiseonika nakon 5 dana -  $\text{BPK}_5$ ):  $C_{BPK_5,R} = 4 \text{ mg/l}$

Za naselje od 100.000 stanovnika prepostavljen je specifično prosečno godišnje oticanje upotrebljene vode iz domaćinstava:

$$q_{pr} = 200 \text{ l/st.dan}$$

Prema tome, prosečni proticaj upotrebljene vode je:

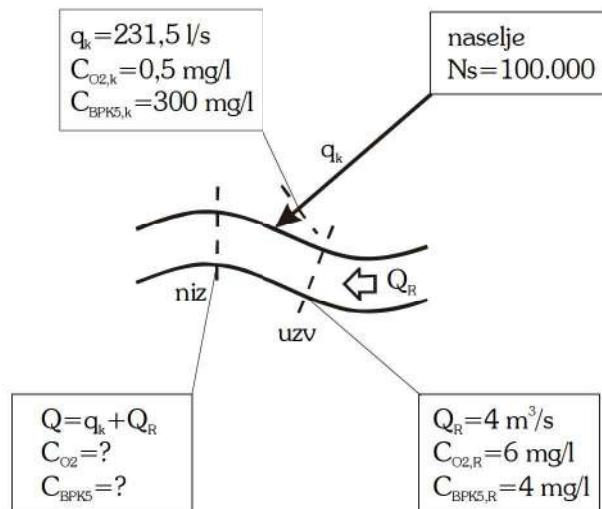
$$Q_{sr} = N_s \cdot q_{pr} = 231,5 \text{ l/s}$$

Za proračun opterećenja organskim materijama usvojeno je specifično opterećenje organskim materijama po jednom stanovniku od  $60 \frac{\text{gr BPK}_5}{\text{st.dan}}$  (D.Ljubisavljević i dr. "Prečišćavanje otpadnih voda"; 1995.)

Prema usvojenom specifičnom opterećenju, koncentracija  $\text{BPK}_5$  u kanalskoj vodi je:

$$C_{\text{BPK}_5,k} = \frac{60 \frac{\text{g BPK}_5}{\text{st.dan}}}{200 \frac{\text{l}}{\text{st.dan}}} = 0,3 \text{ g/l} = 300 \text{ mg/l}$$

Karakteristični parametri kvaliteta rečne i otpadne vode su šematski prikazani na narednoj slici:



U preseku neposredno nizvodno od kanalizacionog ispusta, koncentracija rastvorenog kiseonika u rečnoj vodi će biti (prepostavlja se potpuno mešanje kanalske i rečne vode):

$$C_{O_2} = \frac{q_k C_{O_2,k} + Q_R C_{O_2,R}}{q_k + Q_R} = 5,7 \text{ mg/l}$$

Deficit kiseonika ( $D_a$ ) predstavlja razliku između koncentracije rastvorenog kiseonika pri zasićenju (saturaciji) i stvarne koncentracije kiseonika u vodi u datom trenutku (za date uslove temperature i pritiska). Deficit kiseonika u preseku neposredno nizvodno od ispusta iznosi:

$$D_a = C_s - C_{O_2} = C_s - \frac{q_k C_{O_2,k} + Q_R C_{O_2,R}}{q_k + Q_R}$$

gdje je  $C_s$  - koncentracija kisikona pri zasićenju za dатe uslove pritiska i temperature, a za  $T=20^\circ\text{C}$  iznosi (prilog 6):

$$C_s = 9,17 \text{ mg/l}$$

Odatle je:

$$D_a = 3,47 \text{ mg/l}$$

Ako posmatramo veličine koncentracije rastvorenog kiseonika u duž reke nizvodno od ispusta, može se dogoditi da one prvo opadaju do odredene vrednosti a zatim rastu. Mesto kritičnog deficit kiseonika u rečnom toku je ono gde je koncentracija kiseonika najmanja. Prema Prilogu 15., za vode IV klase kvaliteta, minimalna dozvoljena koncentracija rastvorenog kiseonika iznosi:

$$\min C_{O_2} = 0,5 \text{ mg/l}$$

Da bi prethodni uslov bio zadovoljen, kritični deficit kiseonika u rečnoj vodi treba da bude manji ili jednak od sledeće vrednosti:

$$D_c = C_s - \min C_{O_2} = 8,67 \text{ mg/l}$$

Vreme pojave kritičnog deficitita kiseonika se dobija iz izraza:

$$t_c = \frac{1}{k_2 - k_1} \log \left\{ \frac{k_2}{k_1} \left[ 1 - \frac{D_a(k_2 - k_1)}{L_a k_1} \right] \right\}$$

gde je:  $D_a$  - početni deficit kiseonika,  $k_1$  - konstanta brzine biološke razgradnje ( $k_1=0,12$  dan $^{-1}$ ),  $k_2$  - konstanta brzine reaeracije ( $k_2=0,08$  dan $^{-1}$ ),  $L_a$  - ukupna biohemijска potrošnja kiseonika, odnosno koncentracija BPK<sub>5</sub> u rečnoj vodi nizvodno od ispusta ( $C_{BPK5}$ ).

A kritični deficit kiseonika je:

$$D_c = \frac{k_1}{k_2} L_a 10^{-k_1 t_c}$$

Pretpostavka 1:  $L_a = 15 \text{ mg/l BPK}_5$

$$t_c = \frac{1}{0,08 - 0,12} \log \left\{ \frac{0,08}{0,12} \left[ 1 - \frac{3,47(0,08 - 0,12)}{15 \cdot 0,12} \right] \right\} = 3,60 \text{ dana}$$

$$D_c = \frac{k_1}{k_2} L_a 10^{-k_1 t_c} = \frac{0,12}{0,08} 15 \cdot 10^{-0,12 \cdot 3,6} = 8,32 \text{ mg/l}$$

Pretpostavka 2:  $L_a = 15,5 \text{ mg/l BPK}_5$

$$t_c = 3,62 \text{ dana}; \quad D_c = 8,54 \text{ mg/l}$$

Pošto se za pretpostavljenou  $L_a = 15,5 \text{ mg/l BPK}_5$  dobija približno tačno rešenje za  $D_c = 8,54 \text{ mg/l} \approx 8,67$ , odstojanje profila sa kritičnim deficitom kiseonika od kanalizacionog ispusta biće određeno prema dobijenom vremenu pojave kritičnog deficitita kiseonika i srednjoj profilskoj brzini rečnog toka:

$$t_c = 3,62 \text{ dana}$$

$$v = 0,4 \text{ m/s}$$

$$L_c = t_c v = 0,4 \cdot 3,62 \cdot 86,4 = 125 \text{ km}$$

Maksimalno dozvoljeno opterećenje organskim materijama kanalske vode određuje se prema prethodno izračunatoj ukupnoj biohemijskoj potrošnji kiseonika za pomešanu rečnu i otpadnu vodu:

$$15,5 \text{ mg/l} = \frac{231,5 \cdot L_{ak}^d + 4000 \cdot 4 \text{ mg/l}}{4231,5}$$

odakle se dobija:

$$L_{ak}^d = 213 \text{ mg/l BPK}_5$$

Potreban stepen prečišćavanja otpadne vode (*PSP*) se dobija iz odnosa opterećenja organskim materijama neprečišćene vode i maksimalno dozvoljenog opterećenja organskim materijama u kanalskoj vodi, kao:

$$PSP = \left( 1 - \frac{L_{ak}^d}{L_{ak}} \right) \cdot 100\%$$

gde je  $L_{ak}$  - koncentracija BPK<sub>5</sub> u neprečišćenoj kanalskoj vodi a  $L_{ak}^d$  - maksimalno dozvoljena koncentracija BPK<sub>5</sub> u kanalskoj vodi.

Koncentracija BPK<sub>5</sub> u neprečišćenoj kanalskoj vodi je izračunata na početku zadatka i ona iznosi:

$$L_{ak} = 300 \text{ mg/l}$$

Pa je potreban stepen prečišćavanja otpadne vode:

$$PSP = \left( 1 - \frac{L_{ak}^d}{L_{ak}} \right) \cdot 100 = 29\%$$

- 45.** Upotrebljene vode iz usamljene kuće sa 15 stanovnika prečišćavaju se u septičkoj jami a prečišćena voda se ispušta u podzemlje pomoću upijajućeg bunara. Mulj iz septičke jame se vadi jedanput godišnje. Projektovati septičku jamu i upojni bunar i nacrtati ih u razmeri 1:50.

#### R E Š E N J E:

---

Septička jama je podzemni rezervoar koji se sastoji od tri komore u nizu. Upotrebljena voda se uvodi u prvu komoru koja je dva puta veća od druge dve. Na dno komora taloži se mulj a na površini se obrazuje tzv. kisela kora. Voda struji između kore i taloga na dnu i iz septičke jame izlazi u septičnom stanju, tj. u njoj se odvijaju anaerobni procesi razgradnje organskih materija iz upotrebljene vode (truljenje). Mulj iz septičke jame se vadi kada njegova visina dostigne 1/3 dubine vode. Kada debљina kore dostigne 1/5 dubine vode ona se razbija i potiskuje u dubinu. Vađenje mulja se vrši jednom u 6-12 meseci. Pravila za projektovanje septičke jame su:

- Dubina vode u prvoj komori je od 1,2 do 2,5 m (obično 1,5 m).
- Na 5 cm iznad nivoa vode je dno dolaznog kanala.
- Korisna zapremina septičke jame određuje se prema broju stanovnika koji ispuštaju upotrebljenu vodu u nju, i to:
  - 200 l/st. ako se mulj iz jame vadi prema prethodno navedenim uslovima,
  - 300 l/st. ako se mulj iz jame vadi jedanput godišnje,
  - 1000 l/st. ako se ne predviđa vađenje mulja iz jame.
- Ukupna korisna zapremina seprčka jame je najmanje  $3 \text{ m}^3$ . Najmanja zapremina prve komore je  $2 \text{ m}^3$ .
- Površina komora u osnovi ( $\text{u } \text{m}^2$ ) treba da je jednaka  $2/3$  naveće količine upotrebljene vode u  $\text{m}^3$  koja u toku jednog časa doteke u septičku jamu.
- Vreme zadržavanja vode treba da je od 1,5 do 3 dana
- Iz jedne komore u drugu voda prolazi kroz naročite prelivne organe čiji su otvor zaronjeni ispod površine za 30 cm.
- Ukupna razlika nivoa vode između dovodnog i odvodnog kanala računa se da je oko 70 cm.
- Na krovu jame treba obezbediti otvore iznad komora za vađenje mulja kao i otvor za ventilaciju.

Prema navedenim uputstvima odrediće se dimenzije septičke jame.

Dubina vode u prvoj komori:  $1,5 \text{ m}$

$$V = 0,3 \text{ m}^3 / \text{st.} \cdot 15 \text{ st.} = 4,5 \text{ m}^3 > 3 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{prve komore}} = 4,5 / 2 = 2,25 \text{ m}^3 > 2 \text{ m}^3$$

Površina osnove tri komore septičke jame:  $4,5 / 1,5 = 3 \text{ m}^2$

Površina osnove prve komore:  $2,25 / 1,5 = 1,5 \text{ m}^2$

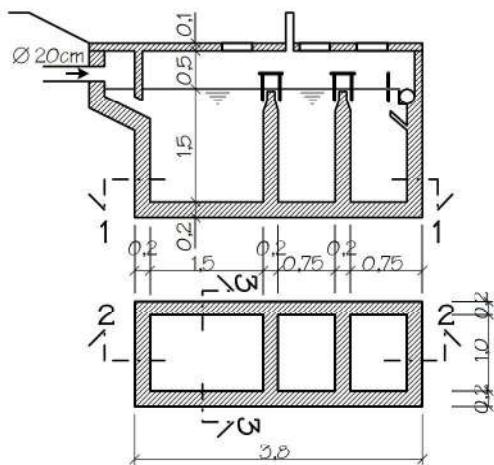
Površina osnove ostale dve komore:  $1,125 / 1,5 = 0,75 \text{ m}^2$

Usvojena širina komora:  $1,0 \text{ m}$

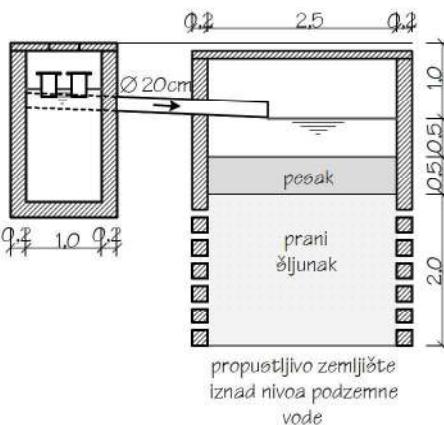
Za upijajući bunar preporuke nalažu da se za jednog stanovnika obezbedi  $1 \text{ m}^2$  upijajuće površine. Usvojen je bunar prečnika  $2,5 \text{ m}$  sa omotačem kroz koji se voda ispušta u podzemlje visine  $2 \text{ m}$ . Potrebna površina za upijanje je  $15 \cdot 1 = 15 \text{ m}^2$ :

$$A_{\text{osnove}} = 4,9 \text{ m}^2; A_{\text{omot.}} = 0,64 \cdot 2,5 \cdot \pi \cdot 2 = 10 \text{ m}^2$$

PRESEK 2-2

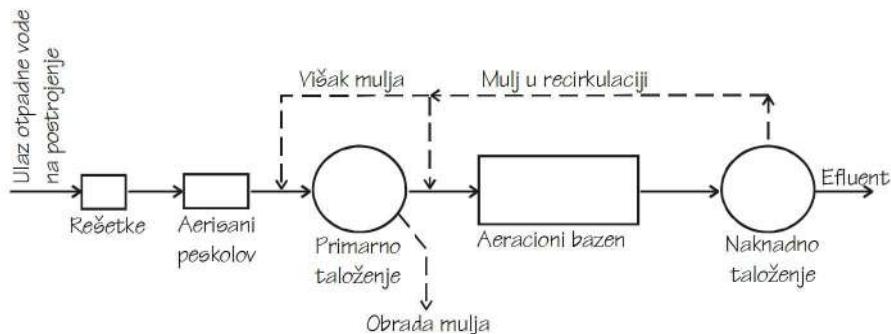


PRESEK 3-3



PRESEK 1-1

**46.** Otpadne vode jednog naselja treba prečistiti na postrojenju za mehaničko i biološko prečišćavanje. Tehnološki postupak prečišćavanja prikazan je na narednoj skici.



Dimenzionisati aeracioni bazen i sistem za aeraciju za sledeće uslove:

Hidrauličko opterećenje postrojenja je:

$$Q_{max}^{dn} = 300 \text{ l/s}; Q_{max}^h = 600 \text{ l/s}$$

Ukupno dnevno opterećenje organskim materijama na ulasku u postrojenje je  $L_{tot} = 8000 \text{ kg BPK}_5 / \text{dan}$ . 30% od  $L_{tot}$  se odstrani u primarnom prečišćavanju (rešetke, peskolov i primarno taloženje).

Zahtevana koncentracija  $\text{BPK}_5$  u efluentu je  $C_e = 20 \text{ mg BPK}_5 / \text{l}$ .

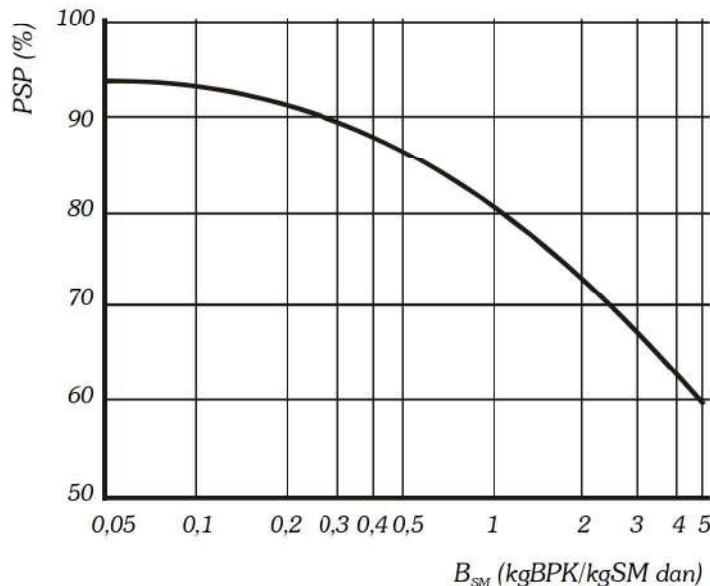
Koncentracija mulja u aeracionom tanku:  $M = 3 \text{ kgSM/m}^3$  ( $SM$  - suva materija mulja).

Aeracija otpadne vode u aeracionom bazenu vrši se uduvavanjem sitnih mehirića vazduha kroz perforirane cevi postavljene na dnu bazena. Dubina bazena je 4 m. Odrediti kapacitet unošenja kiseonika u otpadnu vodu, količinu vazduha za uduvavanje i ukupnu dužinu perforiranih cevi kroz koje će se uduvavati vazduh.

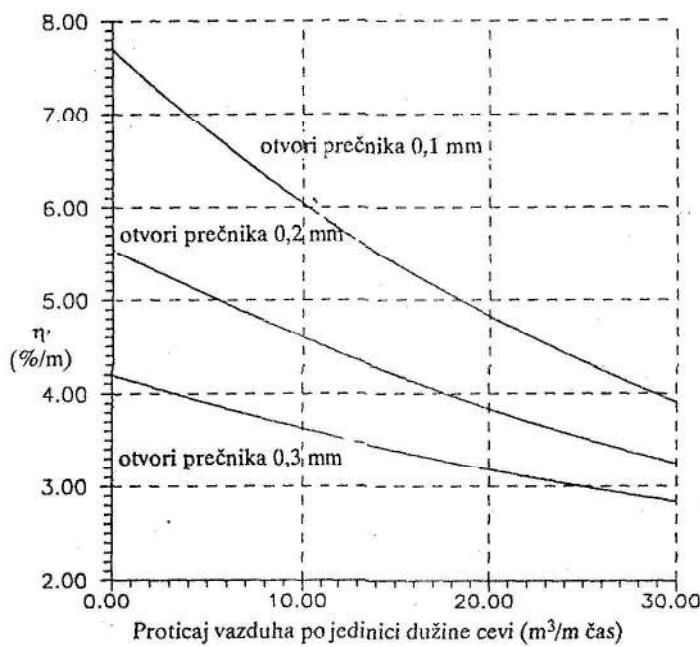
Temperatura otpadne vode je  $T = 18^\circ\text{C}$ .

Minimalna koncentracija rastvorenog kiseonika u aeracionim bazenima je  $2 \text{ mgO}_2/\text{l}$ . Koeficijent kojim se obuhvata negativan uticaj prisutnih materija na brzinu prenosa gasova (aeracije) ima vrednost  $\alpha=0,86$ .

Opterećenje mase mulja  $B_{SM}$  odrediti prema narednom dijagramu.



Podaci o procentu apsorpcije kiseonika u vodi po metru potopljenosti perforiranih cevi dati su narednom dijagramu. Koristiti cevi sa otvorima 0,3 mm.



**R E Š E N J E:**

---

Opterećenje organskim materijama na ulazu u aeracioni tank:

$$L_a = 8000 - 2400 = 5600 \text{ kg BPK}_5 / \text{dan}$$

Koncentracija organskih materija na ulazu u aeracioni tank:

$$C_i = \frac{L_a}{Q_{max}^{dn}} = \frac{5600 \cdot \frac{10^6 \text{ mgBPK}_5}{86400 \text{ s}}}{300 \text{ l/s}} = 216,05 \text{ mgBPK}_5 / \text{l}$$

Potreban stepen prečišćavanja u pogledu uklanjanja BPK<sub>5</sub>:

$$PSP = \left( 1 - \frac{C_e}{C_i} \right) \cdot 100 = \left( 1 - \frac{20}{216,05} \right) \cdot 100 = 90,74\%$$

**Dimenzionisanje aeracionog bazena**

Za dobijeni PSP=90,74%, sa zadatog dijagrama dobija se opterećenje mase mulja (organsko opterećenje suve materije mulja):

$$B_{SM} = 0,26 \frac{\text{kgBPK}}{\text{kgSM dan}}$$

SM - suva materija mulja (sadržaj suspendovanih materija sadržaja aeracionog bazena). Koncentracija mulja u aeracionom bazenu je zadata i iznosi:

$$M = 3 \text{ kgSM/m}^3$$

Koncentracija mulja  $M$  u aeracionom bazenu se održava recirkulacijom mulja izdvojenog iz naknadne taložnice. U narednoj tabeli date su tipične vrednosti za dimenzionisanje: stepen prečišćavanja (PSP), opterećenje mase mulja ( $B_{SM}$ ), koncentracija mulja u aeracionom bazenu ( $M$ ) i minimalno vreme aeracije - zadržavanja vode u aeracionom bazenu ( $t_A$ ).

*Tabela - Parametri za projektovanje aeracionih bazena postrojenja za prečišćavanje otpadnih voda (BPK<sub>5</sub>=100 do 200 mg/l)*

Vrsta prečišćavanja	PSP	B <sub>SM</sub>	M	t <sub>A</sub>
	%	kgBPK kgSM dan	kgSM m <sup>3</sup>	h
nepotpuno	≤ 80	>1,0	2	1,0
potpuno	≥ 90	0,3	3	2,0
potpuno sa T=7°C	>90	0,1	3	6,0
potpuno sa T=12°C	>90	0,2	3	3,0
nitrifikacijom T=17°C	>90	0,3	3	2,5
sa stabilizacijom mulja	>93	0,05	4	24,0

Stepen recirkulacije mulja - R=100% gde je  $R = \frac{Q_R}{Q_{max}^h} \cdot 100\%$

Zapremina aeracionog tanka V<sub>a</sub> određuje se iz sledećeg izraza:

$$V_a = \frac{L_a}{B_{SM} M} = \frac{5600 \frac{\text{kgBPK}}{\text{dan}}}{0,26 \frac{\text{kgBPK}}{\text{kgSM dan}} \cdot 3 \frac{\text{kgSM}}{\text{m}^3}} = 7179,5 \text{ m}^3$$

Usvaja se 10 paralelnih bazena dimenzija:

4 m dubine; 4 m širine; 15 m<sup>2</sup> površine poprečnog preseka (zbog vuta); 48 m dužine. Provera dobijenih vrednosti:

$$V_a = 10 \cdot 15 \cdot 48 = 7200 \text{ m}^3$$

$$t_A = \frac{V_a}{Q_{max}^h} \geq 2h \Rightarrow t_a = \frac{7200 \cdot 10^3 l}{600 l/s} = 12000 s = 3,33 h \geq 2h$$

#### Dimenzionisanje sistema za uduvavanje vazduha

Ukupna dnevna (časovna) potrošnja rastvorenog kiseonika koju troše mikroorganizmi u celoj zapremini aeracionog bazena:

$$R_O = \alpha \frac{PSP}{100} L_a + k_{re} M V_a$$

$$a = 0,5 \frac{grO_2}{kgBPK}$$

Odnosno polovina rastvorenog kiseonika se utroši na oksidaciju organskih materija da bi se dobila energija za život biomase, a polovina se ugradi u biomasu (napomena:  $1gBPK = 1gO_2$ ).

$$k_{re} = 0,15 \frac{kgO_2}{kgMLSSdan} \text{ - deo koji bakterije troše na disanje}$$

$$\begin{aligned} R_O &= 0,5 \frac{kgO_2}{kgBPK} \cdot \frac{90,74}{100} \cdot 5600 \frac{kgBPK}{dan} + \\ &+ 0,15 \frac{kgO_2}{kgSM dan} \cdot 3 \frac{kgSM}{m^3} \cdot 7200 m^3 \end{aligned}$$

$$R_O = 5780,72 \frac{kgO_2}{dan} = 240,86 \frac{kgO_2}{h}$$

Temperatura vode u bazenu je  $T = 18^\circ C$ , a minimalna potrebna koncentracija  $O_2$  za održavanje bakterija u životu je  $C_L = 2mg/l$ .

Potrebni časovni kapacitet unošenja  $O_2$  u celu zapreminu bazena:

$$OC_h = \frac{R_{oh}}{\alpha} \frac{C_s}{C_s - C_L} \sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}}$$

$C_s = 11,33mg/l$  - koncentracija rastvorenog  $O_2$  pri saturaciji na  $T=10^\circ C$  i pri pritisku  $p=101,315 kPa$  (prilog 6)

$\sqrt{\frac{D_{10}}{D_T}} = 1,088^{10^\circ - T} = 0,861$  - odnos koeficijenata molekulske difuzije  $O_2$  u vodi na  $T=18^\circ C$  i  $T=10^\circ C$ .

$$OC_h = \frac{240,86 kgO_2 / h}{0,86} \cdot \frac{11,33}{9,18 - 2,0} \cdot 0,861 = 380,52 \frac{kgO_2}{h}$$

Usvojena količina vazduha za uduvavanje po metru potopljene perforirane cevi:  $Q_v = 10 \frac{m^3}{hm}$

$$\frac{OC}{Load} = \frac{380}{233,3} = 1,63$$

Za zadate perforirane cevi sa prečnikom otvora  $0,3 \text{ mm}$  procenat adsorpcije kiseonika u vodi po metru potopljenosti je:

$$\eta' = 3,6\% / m \text{ potopljenosti porozne cevi}$$

$h_p = 3,7 \text{ m}$  - dubina potapanja cevi (cev je postavljena na  $30 \text{ cm}$  od dna bazena)

Procenat adsorpcije kiseonika u vodi (ukupan):

$$\eta = \eta' \cdot h_p = 13,32\%$$

Potrebna časovna količina vazduha ( $AR$ ) koju treba obezbititi da dođe u tank:

$$AR = \frac{OC_h}{c_A \eta} = \frac{380,52 \frac{kgO_2}{h}}{0,1332 \cdot 0,28 \frac{kgO_2}{m^3}} = 10188,76 \frac{m^3}{h}$$

$c_A = 0,28 \frac{kgO_2}{m^3}$  - koncentracija  $O_2$  u vazduhu pri atmosferskom pritisku  $p=101,315 \text{ kPa}$ .

Ukupna dužina perforiranih cevi za uduvavanje vazduha:

$$L = \frac{AR}{Q_v} = \frac{10189 \frac{m^3}{h}}{10 \frac{m^3}{hm}} = 1019 \text{ m}$$

Usvaja se 130 držača sa po 8 poroznih cevi dužine 1m.

$$130 \cdot 8 \cdot 1m = 1040m$$

Količina vazduha koju treba obezbititi da dođe u aeracioni tank je prvi podatak potreban za usvajanje tipa kompresora. Kao drugi podatak potrebno je znati pod kojim pritiskom treba da se nalazi vazduh u sistemu za uduvavanje. Za računanje vrednosti merodavnog pritiska kreće se od najudaljenije porozne cevi u sistemu za uduvavanje, a račun se sprovodi prema kompresorima.

U vrednost merodavnog pritiska ulazi:

- pritisak vodenog stuba u aeracionom tanku
- gubitak pritiska na poroznoj cevi
- lokalni gubici cevovoda (račve, kolena i dr.)
- linijski gubici u cevovodu.

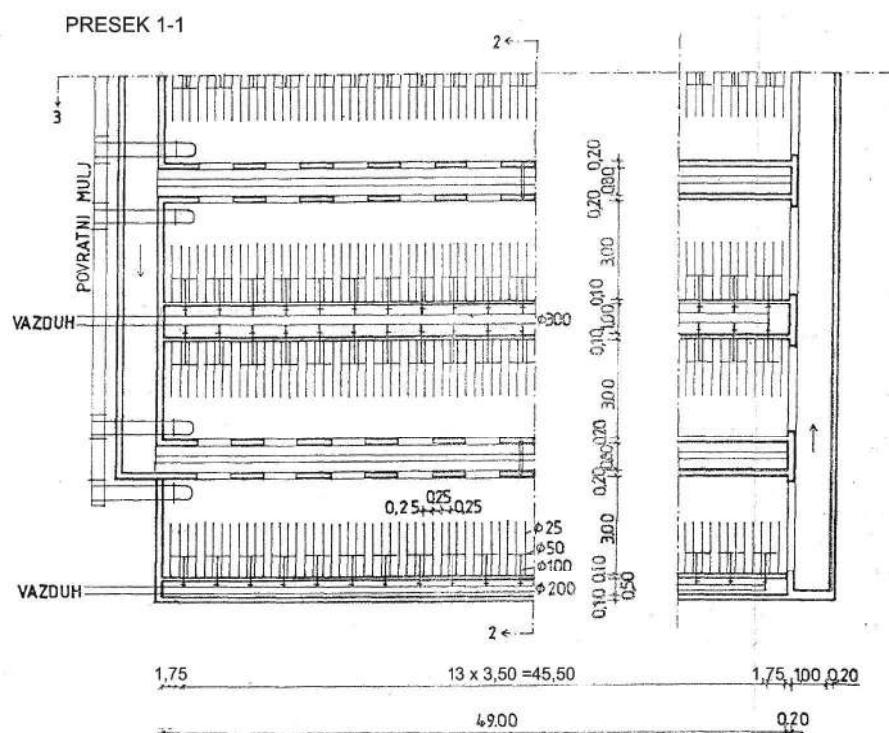
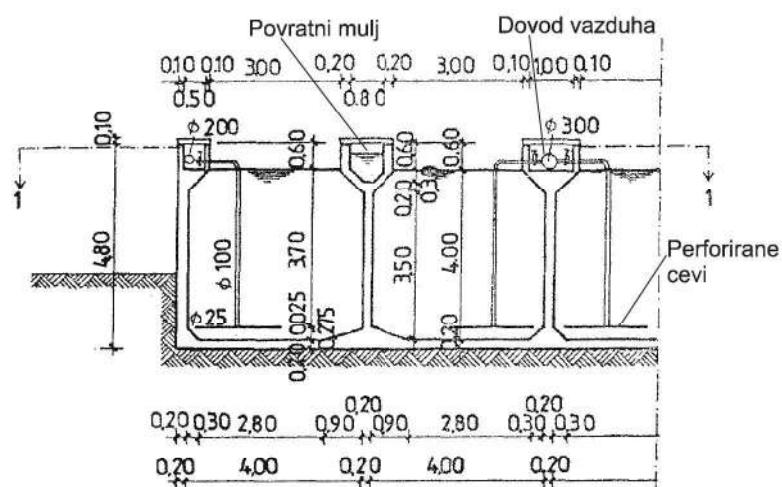
Pritisak vodenog stuba u aeracionom tanku je:

$$p_w = \rho_w gh = 1000 \frac{kg}{m^3} 9,81 \frac{m}{s^2} 3,7m = 36,3 kPa = 0,363 bar$$

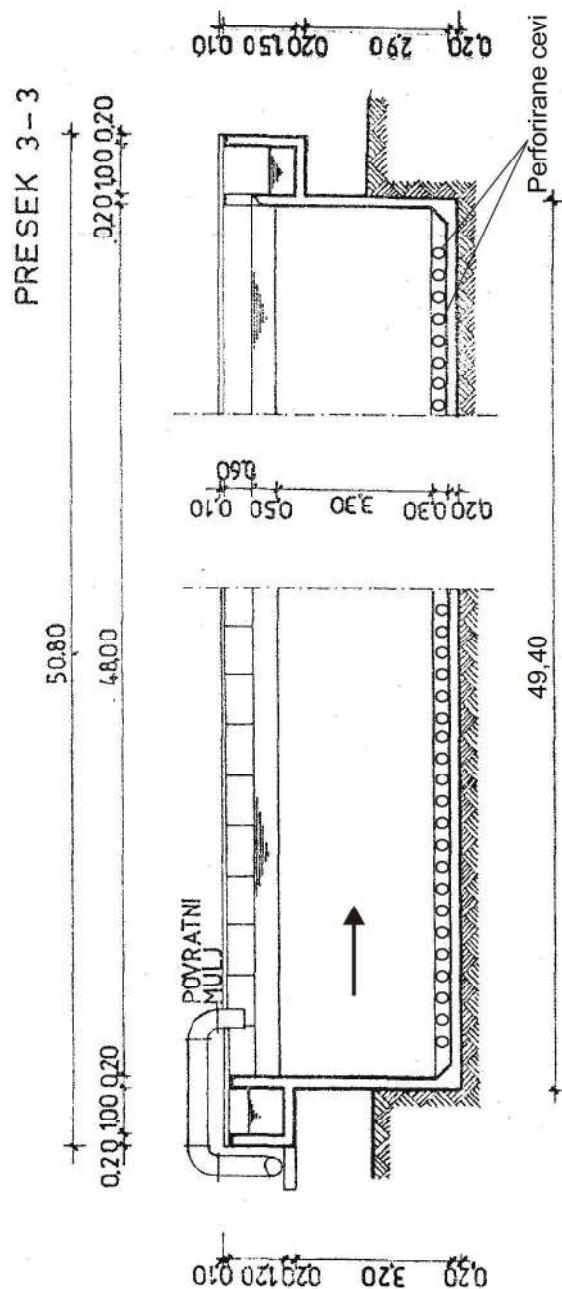
Procenjeno je da su svi ostali gubici manji od 0,2 bar. Izabrano je 5 kompresora sa karakteristikama:

$$Q = 34 \frac{m^3}{min} \quad i \quad p = 600 mbar$$

## AERACIONI TANK - OSNOVA

AERACIONI TANK - PRESECI  
PRESEK 2-2

## AERACIONI TANK - PRESECI



## **deo III**

### **SANITARNE DEPONIJE ČVRSTOG OTPADA - HIDROTEHNIČKI ASPEKTI -**



## 1. UVOD

Prema mjestu nastanka i osobinama čvrsti otpad možemo podeliti na:

**Komunalni čvrsti otpad** koji potiče iz domaćinstava i ustanova. U ovom otpadu zastupljeni su otpaci od hrane, papir, plastika, staklo, tekstil i sl. Sastav komunalnog otpada zavisi od životnog standarda i navika stanovništva, ali na osnovu dosadašnjih istraživanja može se zaključiti da, generalno, ovu vrstu otpada u sirovom stanju karakteriše niska zapreminska težina, visok sadržaj biorazgradljivih organskih materija, nizak sadržaj inertnih materija, visoka vlažnost i značajno prisustvo materija koje gore.

**Industrijski otpad** koji potiče iz industrijskih postrojenja. Sastav i svojstva ove vrste otpada razlikuju se u zavisnosti od tipa industrijskog postrojenja i primjenjenog tehnnološkog postupka, tako da ih treba u svakom konkretnom slučaju utvrditi.

**Ostali otpad** u šta spada otpad koji zahteva poseban način obrade i odlaganja kao na primer opasan otpad, stari automobili i drugo.

Povećanje broja stanovnika, urbanizacija i industrijalizacija direktno utiču na rast potrošnje, što ima za posledicu povećanje količine čvrstog otpada, koje smo dužni, zbog normalnih uslova rada i života, prikupiti, odvesti, preraditi i odložiti na način koji treba da zadovolji, pre svega, sanitарne uslove, zatim tehničko-ekonomiske uslove i uslove vezane za zaštitu životne sredine. Problematika sakupljanja, obrade i konačnog odlaganja čvrstog otpada je veoma složena i za njeno rešavanje potrebna su značajna materijalna sredstva. U ovoj knjizi pažnja će se posvetiti tretmanu i odlaganju komunalnog čvrstog otpada.

Komunalni čvrsti otpad je dobra podloga za razvoj mikroorganizama među kojima se mogu pojaviti i patogeni. Takođe u čvrstom otpadu postoje materije koje mogu zagaditi tlo, vodu ili vazduh. Ove materije mogu postojati u otpadu u sirovom stanju ili mogu nastati kao produkt hemijskih i biohemskihs reakcija koje se spontano odvijaju u otpadu. Da bi se umanjili rizici po ljudsko zdravlje i smanjilo zagađivanje životne sredine potrebno je čvrsti otpad na odgovarajući način sakupiti, transportovati, obraditi i odložiti na mesto konačnog odlaganja. Metode za obradu i odlaganje komunalnog čvrstog otpada se mogu podeliti u dve osnovne grupe:

- metode bez iskorišćenja energije i materije, i
- metode sa iskorišćenjem energije i materije.

Metode bez iskorišćenja energije i materije su:

- *Smetlišta* su najjednostavniji i najjeftiniji način konačnog odlaganja čvrstog otpada, tako da kod nas ima široku primenu. Kako se ovde radi o, uglavnom, nekontrolisanom odlaganju otpada, to je ovaj način najnesavršeniji u tehnološkom, sanitarnom i ekološkom pogledu.
- *Sanitarne deponije* predstavljaju kontrolisan način odlaganja čvrstog otpada. To je ujedno i jedan od najekonomičnijih načina odlaganja, naročito ako nije reč o opasnom otpadu.

Metode sa iskorišćenjem energije i materije su:

- *Biotermičke metode* koriste biološku oksidaciju organskih materija koje se nalaze u otpacima. Ostvaruju se na više načina:
  - putem poljskog kompostiranja na otvorenim površinama bez prethodne pripreme otpadaka;
  - preradom u specijalnim postrojenjima bez prethodne pripreme otpadaka;
  - ubrzanim kompostiranjem u specijalnim komorama sa prethodnom pripremom otpadaka;
  - industrijskim biotermičkim prečišćavanjem i preradom otpadaka.
- *Fizičko-mehaničke metode* se zasnivaju na izgradnji postrojenja za sortiranje i iskorišćavanje otpadaka kao sekundarnih sirovina.
- *Termičke metode* su zasnovane na potpunom uništavanju otpadaka putem spaljivanja, sušenja ili pirolize u specijalnim postrojenjima. Ove metode su vrlo efikasne, ali i veoma skupe. Krajnji produkt, pepeo, odlaže se na deponiju.
- *Hemiske metode* predviđaju primenu tehnoloških šema sa komplikovanom opremom i visokim eksploatacionim troškovima, tako da do sada nisu našle šиру primenu u praksi.

Važno je naglastiti da primena metoda sa iskorišćenjem energije ne eliminiše potrebu za postrojenjem mesta za konačno odlaganje čvrstog otpada (sanitarne deponije).

Mesta na kojima se čvrsti otpad konačno odlaže predstavljaju potencijalne tačkaste izvore zagađenja vazduha, tla i voda. Rešavanje konačnog odlaganja otpada kod nas je uglavnom bilo u obliku nekontrolisanog odlaganja otpada, odnosno stvaranjem smetlišta. Smetlišta predstavljaju direktnu opasnost za zdravlje ljudi, a njima se najčešće zagađuju kako površinske vode tako i podzemne vode, čemu do skoro nije posvećivana adekvatna pažnja.

Sanitarne deponije predstavljaju optimalno rešenje problema konačnog odlaganja čvrstog otpada, naročito ako se kombinuju sa reciklažom, tj. odvajanjem pojedinih komponenti iz otpada na mestu njihovog nastanka i njihova ponovna upotreba. Sanitarne deponije u svetu danas predstavljaju i najzastupljeniji metod konačnog odlaganja otpada. U zapadnoj Evropi se preko 70% komunalnog čvrstog otpada odlaže na sanitарне deponije.

## 2. PARAMETRI ZA PROJEKTOVANJE I EKSPLOATACIJU SANITARNE DEPONIJE

### *Količina čvrstog otpada*

Projektovanje, građenje i eksploatacija sanitарне deponije su odgovoran i složen inženjerski zadatak. Osnovna veličina na osnovu koje se procenjuje potrebna veličina prostora za deponovanje čvrstog otpada jeste količina otpada. Za određivanje količine otpada moraju se prvo prikupiti podaci o broju stanovnika naselja čiji otpad će se odlagati na deponiji, i mora se usvojiti vreme eksploatacije deponije (projektni period). Uobičajeno je da projektni period sanitarnih deponija bude oko 20 - 30 godina, a ponekad i više. Budući broj stanovnika, uz prepostavku homogenog priraštaja, izračunava se po sledećoj formuli:

$$N_o = Np \left( 1 + \frac{Kp}{100} \right)^n \quad (2.1)$$

gde je :

- $N_o$  - postojeći (sadašnji) broj stanovnika,
- $Nb$  - broj stanovnika nakon  $n$  godina,
- $Kp$  - godišnji koeficijent porasta stanovništva (%),
- $n$  - planski period izražen brojem godina.

Merodavan broj stanovnika za prognozu ukupne količine otpada je onaj broj stanovnika koji su obuhvaćeni sistemom za prikupljanje i odvoženje otpada do mesta konačnog odlaganja, i iznosi između  $p=80\%$  i  $95\%$  ukupnog broja stanovnika. Na osnovu analiza, ustanovljeno je da prosečna količina čvrstog otpada po stanovniku dnevno ( $q_{spec}$ ) iznosi od 1 kg do 3 kg. Ova vrednost zavisi od životnog standarda stanovništva tako da je primeđeno da  $q_{spec}$  ima veće vrednosti u razvijenim zemljama. Takođe sa ekonomskim razvojem zemlje dolazi do postepenog povećanja prosečne količine čvrstog otpada po stanovniku.

Ukupna masa čvrstog komunalnog otpada ( $G_{ko}$ ) u toku projektnog perioda od  $n$  godina, pod uslovom da je  $q_{spec}$  konstantno, a da je na početku projektnog perioda ukupan broj stanovnika  $N_{st,o}$  iznosi :

$$G_{ko} = \sum_{i=1}^n N_{st,o} \left( 1 + \frac{p_{st}}{100} \right)^i q_{spec} \cdot \left( \frac{p}{100} \right) \cdot 365 \quad (2.2)$$

Količina otpada iz industrije računa se na bazi analize proizvodnih procesa u industrijama koje odlažu otpad zajedno sa komunalnim na sanitarnu deponiju. Najčešće se zajedno sa komunalnim otpadom deponuje i industrijski otpad koji je hemijski i biološki nerazgradljiv - inertan.

### ***Kapacitet deponije***

Na sanitarnim deponijama čvrsti otpad se odlaže tako da se deponija popunjava po slojevima i to po unapred utvrđenom redosledu. Prilikom deponovanja otpada vrši se njegovo sabijanje, a dnevne količine otpada se prekrivaju slojem prekrivnog materijala. Detaljniji opis tehnike deponovanja otpada biće opisan u narednim poglavljima. Na bazi morfološkog sastava čvrstog otpada, srednjih gustina nesabijenog čvrstog otpada, količine čvrstog otpada za određeni projektni period, gustine sabijenog čvrstog otpada i inertnog materijala i debljine prekrivnog materijala, proračunava se potreban prostor za deponovanje prema izrazu:

$$V_{dep} = \left( \frac{G_{ko}}{\rho_{ko}} + \frac{G_{pm}}{\rho_{pm}} \right) + \left( \frac{G_{io}}{\rho_{io}} + \frac{G_{pm}}{\rho_{pm}} \right) \quad (2.3)$$

gde je:

- $V_{dep}$  - potreban zapremina deponijskog prostora ( $m^3$ ),
- $G_{ko}$  - ukupna masa čvrstog komunalnog otpada (t),
- $\rho_{ko}$  - srednja gustina sabijenog čvrstog komunalnog otpada ( $t/m^3$ ),
- $G_{pm}$  - masa prekrivnog materijala za planirani period rada deponije (t),
- $\rho_{pm}$  - srednja gustina sabijene prekrivke ( $t/m^3$ ),
- $G_{io}$  - masa inertnog čvrstog industrijskog otpada za planirani vremenski period rada deponije (t),
- $\rho_{io}$  - srednja gustina sabijenog čvrstog industrijskog otpada ( $t/m^3$ ).

Količina inertnog materijala varira od 20 % do 30 % od ukupne količine čvrstog otpada. Obično se računa sa 25 %.

Srednja gustina čvrstog otpada je osnovni parametar za proračun veličine potrebnog prostora za planiranu deponiju i zavisi od morfološkog sastava, srednje gustine pojedinih komponenti (vrste otpadaka) i njihove vlažnosti. Gustine pojedinih komponenti su promenljive, u zavisnosti od nivoa prerade pre nego što su postale otpad, od oblika (dimenzija i kontura) otpada u kome se nalaze pojedine komponente i od njihovih fizičko-hemijskih osobina. Ilustracije radi, u narednoj tabeli date su gustine pojedinih komponenti otpada u nesabijenom (sirovom) stanju koje se najčešće javljaju u sastavu čvrstog otpada koji dolazi na deponiju.

*Gustina pojedinih nesabijenih otpadnih materijala*

Tip otpada	Gustina ( $t/m^3$ )
Papir	0,032 - 0,080
Organski materijal	0,168 - 0,501
Šljaka i pepeo	0,320 - 0,961
Staklo	0,160 - 0,481
Plastika	0,032 - 0,128
Guma	0,066 - 0,192

Prilikom deponovanja otpad se sabija tako da se postiže srednja gustina sabijenog otpada od  $0,7 - 0,93 t/m^3$  (najčešće se računa sa  $0,85 t/m^3$ ). Gustina prekrivnog materijala iznosi oko  $1,6 t/m^3$ .

Iskustveni podaci govore da je za 1000 t čvrstog otpada potrebno godišnje deponijske površine od 0,02 do 0,5 ha, da ukupna visina deponije ne treba da prelazi 15 - 30 m.

***Lokacija sanitарне deponije***

Pri planiranju sanitарне deponije važno mesto zauzima izbor njene lokacije. Osnovni kriterijumi za izbor lokacije deponije propisuju se zakonskom regulativom, a u R. Srbiji oni su zadati u Pravilniku o kriterijumima za određivanje lokacije i uređenja deponija otpadnih materijala ("Službeni glasnik R. Srbije" br. 54/92). Ovim pravilnikom sanitарna deponija se definiše kao "sanitarno-tehnički uređeni prostor na kome se odlaže čvrst otpad koji kao otpadni materijal nastaje na javnim površinama, u domaćinstvima, u procesu proizvodnje, odnosno rada, u prometu ili upotrebi, a koji nema svojstva opasnih materija i ne može se prerađivati, odnosno racionalno koristiti kao industrijska sirovina ili energetsko gorivo".

Prilikom planiranja i eksploatacije neophodno je obezbediti: potpunu sanitarno-epidemiološku sigurnost za stanovništvo okolnog područja i osoblja koje radi na deponiji, zaštitu od zagađenja zemljišta, vazduha, podzemnih i površinskih voda, racionalno korišćenje i uštedu zemljišta na račun povećanja visine deponije, smanjenje troškova eksploatacije, maksimalnu mehanizaciju svih vrsta radova i dr.

Deponije se najčešće planiraju u uvalama zaklonjenim bočnim reljefom, prirodnim depresijama, nekadašnjim pozajmištima materijala i ravnim terenima koji su bez tekućih i stagnirajućih voda. Kod planiranja lokacije deponije potrebno je ispoštovati uslove o minimalnim udaljenostima od naselja, zdravstvenih ustanova, puteva, pruga, aerodroma, vodotoka, jezera, akumulacija, gasovoda, naftovoda i dalekovoda. Deponije se ne smeju locirati u užoj zoni sanitарne zaštite izvorišta vode a piće i u područjima koje se plave češće od jednom u 25 godina. Na terenima koju se nalaze u seizmičkom području preko 7° Merkalijeve skale i na terenima koji su ugroženi klizištima deponija se može oformiti samo ukoliko se sprovedu i odgovarajuće mere zaštite.

Topografski uslovi su od velikog značaja pri izboru lokacije deponije. Oni utiču na stabilnost deponije, na uslove odbrane od površinskih voda, na obim građevinskih radova i na uklapanje deponije u okolni teren. Pored prirodnih uvala i depresija, kao najpogodnije lokacije za deponije smatraju se blago nagnuti tereni sa nagibom terena do 5 %. Deponiju treba planirati tako da se oblik tela deponije uklopi u konfiguraciju okolnog terena. Kod izbora lokacije neophodno je da se obezbedi sanitarno-zaštitna zona širine 300 do 500 metara oko deponije.

Problemi koji mogu nastati u vezi sa zagađenjem podzemnih i površinskih voda mogu se izbeći pravilnim izborom lokacije, odnosno, ako se vodi računa o hidrogeološkim, meteorološkim i hidrološkim uslovima koji vladaju na lokaciji. Osnovni cilj je da dotok površinskih voda na deponiju bude minimalan jer one mogu ugroziti stabilnost deponije, a istovremeno mogu prouzrokovati zagađenje površinskih i podzemnih voda. Iz tih razloga deponije se ne planiraju na lokacijama koje dreniraju velike površine okolnog terena ili na lokacijama koje mogu biti poplavljene. Zbog toga u fazi izbora lokacije deponije moraju se dobro proučiti pojave prirodnih izvora i utvrditi karakteristike površinskog oticaja na samoj lokaciji deponije i na okolnom terenu.

Da bi se umanjilo ili eliminisalo zagađenje podzemnih voda teren na lokaciji deponije bi trebalo da bude vodonepropustan. Nepropusna podloga treba da onemogući procurivanje filtrata iz deponije u tlo i podzemne vode jer je on veoma zagađen. Sa hidrogeološkog stanovišta za lokaciju deponije važno je ustanoviti dubinu podzemne vode, koeficijent filtracije, uslove prehranjivanja podzemnih voda, režim podzemnih voda, položaj i rasprostiranje vodopropusnih i vodonepropusnih slojeva, kao i hidrauličku povezanost podzemnih voda sa površinskim vodama. Prema važećem Pravilniku deponija se ne može locirati na zemljištu na kome je najviši sezonski nivo podzemne vode 2 m od dna deponije i terenima sa većom propustljivošću od  $10^{-5}$  cm/s. Ako je nepropustljivost podloge veća od  $10^{-5}$  cm/s, mora se obrazovati veštačka vodonepropusna podloga od sloja gline debljine 0,5 m ili od plastične vodonepropusne folije.

Intenzitet i pravci duvanja vetrova mogu uticati na izbor lokacije deponije, jer nije povoljno da se neprijatni mirisi i otpad raznose van deponijskog prostora, a naročito ako se oni raznose u pravcu naselja.

Tehnologija deponovanja čvrstog otpada podrazumeva svakodnevno prekrivanje slojeva otpada slojem inertnog prekrivnog materijala. Jedan od faktora koji može utići na izbor lokacije deponije je i činjenica da li u bližoj okolini planirane deponije postoje potrebne količine ovih materijala i da li se one mogu racionalno eksploratisati.

Prilikom planiranja deponije potrebno je predvideti i odgovarajuću saobraćajnu vezu sa naseljem. Takođe potrebno je predvideti i objekte i uređaje koji će obezbediti pravilan rad deponije i funkcionisanje pratećih sistema. U tom smislu potrebno je predvideti priključak na elektroenergetsku mrežu, dovod vode za tehničke potrebe, gašenje požara i sanitарne potrebe (iz sopstvenih izvorišta ili iz javnog

vodovoda), uređaj za prečišćavanje otpadnih voda i evakuaciju (i eksplataciju) deponijekog gasa, i objekte za ličnu higijenu osoblja.

Sa biološkog i ekološkog aspekta planiranja deponije, najpovoljnija varijanta za lokaciju deponije smatra se šumsko područje. Šumsko područje je najpovoljnije iz razloga minimizacije namene površina u druge svrhe, čime se izbegavaju potencijalni konflikti. U smislu uređenja deponije, najpovoljnija je ona varijanta koja značajno ne menja postojeću sredinu.

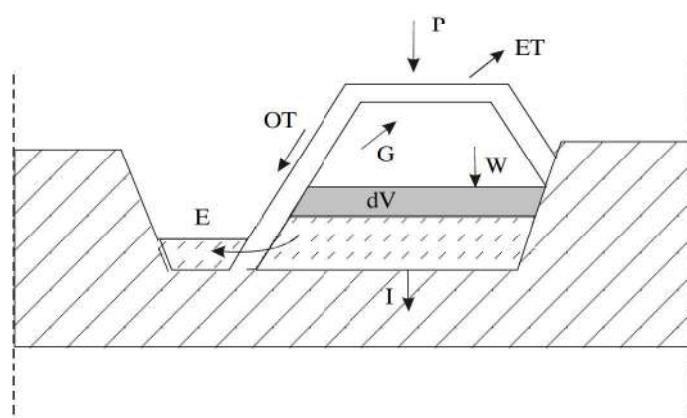
Sa tehn-ekonomskog, socijalnog i ekološkog stanovišta često se kao optimalno rešenje javljaju regionalne deponije, odnosno deponije na kojima bi se odlagao otpad iz nekoliko naselja.

#### ***Geotehnička i hidrogeološka istraživanja***

Na terenu koji se planira za buduću deponiju potrebno je sprovesti odgovarajuća geotehnička i hidrogeološka istraživanja koja će se pružiti podatke o vrsti tla, koeficijentu filtracije, nosivosti tla, sleganju, unutrašnjoj otpornosti tla, klasi tla, nivou podzemnih voda i sl. Shodno ovim podacima utvrđuje se preporučeni nagib kosina u useku i nasipu, sleganje i eventualne posledice sleganja i drugo.

#### ***Zaštita podzemnih voda od procednih voda iz deponije***

Na narednoj skici prikazni su elementi vodnog bilansa za deponiju.



**Elementi vodnog bilansa za deponiju:** P- padavine i zalivanje, OT- površinsko oti-canje, ET- evapotranspiracija, G- gubici u deponiji, W- samoprodukcija vlažnosti, I - infiltracija, E - isticanje iz deponije, dV- promena zapremine vlage u deponiji.

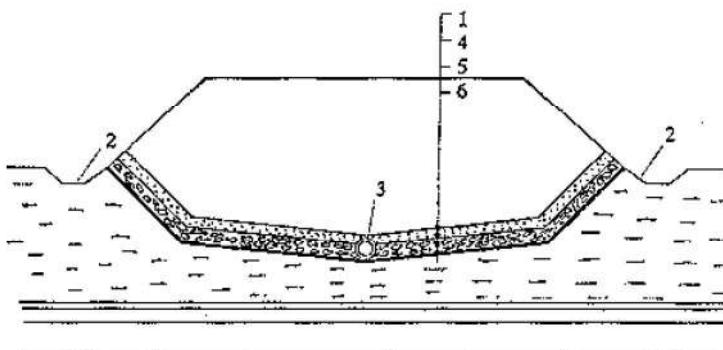
Opšta jednačina bilansa je:

$$dV = P - OT - ET - G + W - I - E \quad (2.4)$$

Prilikom planiranja i eksploatacije deponije težimo da spričimo infiltraciju ( $I$ ) procednih voda iz deponije (deponijskog filtrata), što se postiže izgradnjom deponije na vodonepropusnoj podlozi. Deponijski filtrat je veoma zagađen i ako dospe u podzemnu vode može je zagaditi, što ostavlja dugoročne posledice na mogućnosti korišćenja tih podzemnih voda.

Kao što je ranije napisano, ako prirodno tlo ima koeficijent filtracije veći od  $10^{-5}$  cm/s, pribegava se projektovanju vodonepropusne podloge. Materijal koji se koristi za izradu vodonepropusne podloge može biti prirodni ili veštački. Od prirodnih materijala koriste se glinoviti zemljani materijali ili čista glina koji se ugrađuju u sloju od minimalno 0,5 m pri čemu se mora obezbediti potrebna zbijenost sloja bez pukotina. Od veštačkih materijala najčešće se koriste folije od različitih plastičnih materijala kao na primer: polivinil hlorid (PVC), polietileni velike gustine (HDPE), hromirani polietileni (CPE), hlorosulfovani polietileni (HyPaLon)-CMS, etilen propilen dien monomer (EPOM), polihloropren-neopren (CR). Najčešće se koristi folija od HDPE. Folija koja se koristi pri izradi vodonepropusne podloge treba da je vodonepropusna i hemijski otporna na uticaj supstanci koje se mogu naći u filtratu. Takođe, treba da je napravljena od materijala koji je dovoljno elastičan da može da prihvati, bez cepanja, sve mehaničke uticaje (pomeranje i sleganje deponijskog materijala). Folija se postavlja na sloju peska debljine minimalno 10 cm, a preko folije se postavlja sloj zemlje za zaštitu folije od mehaničkih oštećenja. Folija se postavlja u trakama određene širine, a spojevi se zavaruju ili se preklapaju (minimalna širina preklopa 1,5 m). Primena folije ima prednosti u odnosu na sloj od gline jer je jednostavnija za ugradnju, vremenske prilike pri ugradnji ne utiču na kvalitet izvedenih radova i pri upotrebi folije dobija se veća korisna zapremina deponije.

Pored vodonepropusne podloge neophodno je obezbediti i odgovarajući sistem za evakuaciju filtrata iz deponije. Ovo se postiže drenažom koja se najčešće sastoji od drenažnih cevi koje se postavljaju preko vodonepropusne podloge. Cevi se postavljaju u sloju šljunka preko koga se postavlja sloj zemlje kao zaštita drenaže od mehaničkih oštećenja (naredna skica).



*Presek kroz deponiju sa veštački pripremljenom podlogom:* 1 - završni deo podloge, 2 - obodni kanal za sakupljanje površinskih voda, 3 - drenažna cev za odvod filtrata, 4-sloj zemlje, 5-sloj peska, 6-folija od plastičnog materijala

Da bi se smanjila količina deponijskog filtrata potrebno je smanjiti i doticaj površinskih voda na deponiju, što se postiže izgradnjom otvorenih obodnih kanala oko same deponije. Obodni kanali sakupljaju oticaj koji sa okolnog terena dolazi na lokaciju i sprovode ga dalje od deponije. Na ovaj način obezbeđuje se da se filtrat stvara samo od padavina koje padaju direktno na samu deponiju i usled samoprodukcije vlage u unutrašnjosti deponije.

Padavine spiraju čestice nečistoća sa otpada i prodiru kroz telo deponije noseći sa sobom zagađujuće materije. Sastav voda koje se proceduju kroz deponiju (deponijski filtrat) pre svega zavisi od hemijskog sastava otpada u deponiji koji se razlaže u pretežno anaerobnim biohemijskim procesima. Istraživanja su pokazala da koncentracija pojedinih zagađujućih materija u filtratu može da bude 5-10 puta veća od koncentracija koje se javljaju u upotrebljenim vodama iz domaćinstava. Kvalitet filtrata je takav da se pre ispuštanja u recipijent ili javni kanalizacioni sistem mora prečistiti do određenog stepena. U sastavu filtrata vrlo često se mogu naći i bakterije crevnih infektivnih oboljenja (tifus-trbušni, paratifus, dizenterija), kao i tuberkuloze, tetanusa, gangrene, crnog prišta i dr.

Potrebno je obezbediti sistem za stalno praćenje (monitoring) kvaliteta podzemnih voda u okolini deponije kako bi se blagovremeno utvrdilo zagađenje podzemnih voda i definisale i sprovele odgovarajuće mere zaštite.

### 3. OBJEKTI I UREĐAJI NA DEPONIJI

#### *Zemljani nasipi*

Često se javlja potreba da se na lokaciji deponije mora izgraditi zemljana brana, odnosno nasip, koja će osigurati stabilnost mase otpada koji se deponuje i omogućiti sakupljanja filtrata. Visina zemljane brane može varirati u zavisnosti od nagiba terena i veličine deponije od 4 do 30 m. Tip brane koji se projektuje zavisi od niza uslova. Postoji više tipova brana koje se mogu primeniti u zavisnosti od tla na kome se brana fundira i to:

1. Homogena brana od materijala izuzetno malog koeficijenta filtracije projektuje se na vodopropustljivoj podlozi, sa jezgrom koje ulazi u vodonepropusnu podinu.
2. Brana sa jezgrom od gline projektuje se u slučaju kada nema odgovarajućeg vodonepropusnog materijala za izgradnju homogene brane. Jezgro može da bude vertikalno ili koso.
3. Brana na raspucalom stenovitom tlu projektuje se sa kosim ekranom koji zalazi u tlo, a u slučaju potrebe i sa injekcionom zavesom.

Za izgradnju nasipa može se koristiti i lokalni materijal, ako ispunjava potrebne uslove za ugradnju u ovaku konstrukciju. U sklopu proračuna zemljane brane potrebno je uraditi proračun stabilnosti kosina. Preporučljiv nagib kosina varira od 1:2 do 1:3.

#### *Obodni kanali*

Jedan od osnovnih zadataka koji se rešava pri projektovanju sanitарне deponije jeste regulisanje površinskih oticaja, kako u okolini deponije tako i na samoj deponiji. Vode koje sa okolnog terena dolaze površinskim oticajem na deponiju mogu ugroziti stabilnost deponije a takođe povećavaju količinu deponijskog filtrata, što je veoma nepovoljno.

Da bi se onemogućio doticaj voda sa okolnog terena na deponiju rade se otvoreni kanali oko deponije - obodni kanali. Njihova prvenstvena uloga je prihvatanje voda koje dotiču sa okolnih površina i njihovo odvođenje dalje od deponije, a manjim delom i prihvatanje površinskog oticaja sa deponija. U toku eksploatacije, na samoj deponiji mogu se formirati i privremeni kanali koji sakupljaju i odvode vodu sa površine deponije.

Za pravilno planiranje obodnih kanala moraju se prethodno ispitati topografski uslovi na široj lokaciji deponije kako bi se odredila veličina sливне površine koja gravitira deponiji i pravilno odredila trasa obodnih kanala. Prilikom projektovanja i izvođenja obodnih kanala preporučuje se da trase kanala budu pravolinijske ili blago zakrivljene. Ovo se naročito preporučuje da bi se izbeglo istaložavanje nanosa na eventualnim oštrim lomovima, i sprečilo prelivanje vode iz kanala prema deponiji. U uzdužnom profilu, kanalima treba predvideti dovoljne nagibe kako ne bi došlo do taloženja nanosa. Ukoliko je nagib terena suviše veliki, odnosno ako je nagib kanala veliki, u cilju smanjenja uticaja vodne energije projektuju se jaka osiguranja, kaskade, brzotoci, šahtovi ili se kanali oblažu materijalom otpornim na abraziju.

Protok koji se može javiti u obodnom kanalu određuje se na osnovu poznate realacije koja daje vezu padavine-oticaj (racionalna teorija):

$$Q = \Psi \cdot i \cdot F \quad (3.1)$$

gde je:

$Q$  - protok u kanalu (l/s),

$\psi$  - koeficijent oticaja koji zavisi od osobina okolnog zemljišta,

$i$  - intenzitet kiše (l/s·ha),

$F$  - sливна površina (ha).

Intenzitet kiše se očitava sa odgovarajućih I-T-P krivih (Intenzitet-Trajanje-Povratni period) za odabrani povratni period. Ove krive se dobijaju hidrološkom analizom podataka o padavinama sa kišomernih stanica najbližih lokacija deponije. Kako prelivanje vode iz kanala prema deponiji donosi veoma negativne posledice (ugrožavanje stabilnosti deponije, povećanje količine deponijskog filtrata) to se kanal dimenziioniše za kiše većeg povratnog perioda, najčešće 20 godina ili više. Vreme trajanja kiše se usvaja da je jednako vremenu koncentracije sliva, a ovo se procenjuje na osnovu topografskih, morfometrijskih i drugih osobina sливног područja.

Primenom prethodne jednačine dobija se maksimalni proticaj merodavan za dimenzionisanje kanala. Za izračunavanje dubine u kanalu, odnosno dimenzionisanje koristi se Šezi-Maningova jednačina:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} \sqrt{I_d} \quad (3.2)$$

gde je:

$Q$  - protok ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),

$n$  - Maningov koeficijent trenja, ( $\text{m}^{-1/3}\text{s}$ ),

$I_d$  - nagib dna kanala,

$A$  - površina proticajnog preseka ( $\text{m}^2$ ),

$R$  - hidraulički radijus (m),  $R = A/O$ ,  $O$  - okvašeni obim .

Poprečni presek obodnog kanal kanala je trapezni a preporučuje se nagib strana kanala 1:2.

Pri proračunu obodnih kanala mora se obratiti pažnja na istaložavanje nanosa, naročito ako kanali imaju male uzdužne nagibe. Ukoliko je istaložavanje nanosa veliko potrebno je često čišćenje kanala, što se svakako ne preporučuje. Istaložavanje se proverava izračunavanjem tangencijalnog napona na dnu kanala i poređenjem ove vrednosti sa vrednosti tangencijalnog napona potrebnog za pokretanje čestice odgovarajućeg prečnika. Tangencijalni napon na dnu kanala se računa prema jednačini:

$$\tau = \rho g R I_d \quad (3.3)$$

gde je:

$\tau$  - tangencijalni napon ( $\text{N}/\text{m}^2$ )

$\rho$  - gustina vode ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ),

$g$  - gravitaciono ubrzanje,  $g=9,81 \text{ m}/\text{s}^2$

$R$  - hidraulički radijus za određeni protok (m),

$I_d$  - nagib dna kanala.

Tangencijalni napon potreban za pokretanje čestice odgovarajućeg prečnika, odnosno kritični tangencijalni napon, može se izračunati prema (Majer-Peter-Miler):

$$\tau_{cr} = 0,047 g (\rho_s - \rho) D_{sr} \quad (3.4)$$

gde je:

$\tau_{cr}$  - kritični tangencijalni napon ( $\text{N}/\text{m}^2$ )

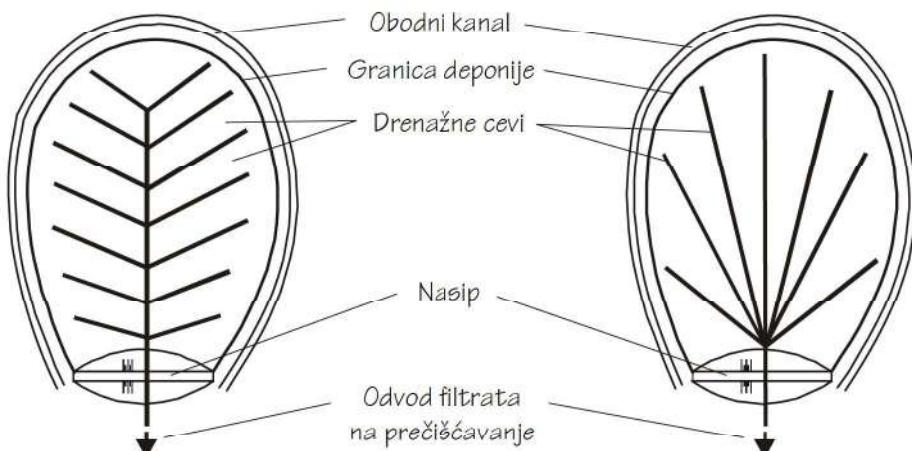
$\rho_s$  - gustina materijala koji se pronosi ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ),

$D_{sr}$  - srednji prečnik zrna (m).

Ako je  $\tau > \tau_{cr}$  neće doći do istaložavanja nanosa. Provera istaložavanja nanosa se vrši za proticaje koji su značajno manji od merodavnog proticaja za dimenzionisanje.

#### **Drenažni sistem za sakupljanje deponijskog filtrata**

Deponijski filtrat koji nastaje proceđivanjem vode od padavina i od samoprodukcije vlage u deponiju mora se sakupiti i odvesti do mesta gde će se prečistiti pre ispuštanja u vodoprijemnik. Sakupljanje deponijskog filtrata vrši se drenažnim sistemom koji se postavlja na dno deponije. U tu svrhu najčešće se koriste perforirane drenažne cevi koje se postavljaju po granatom ili lepezastom rasporedu (naredna skica).



**Drenažni sistem za sakupljanje deponijskog filtrata:** desno - drenažne cevi u lepezastom rasporedu; levo - drenažne cevi u granatom rasporedu ("riblja kost")

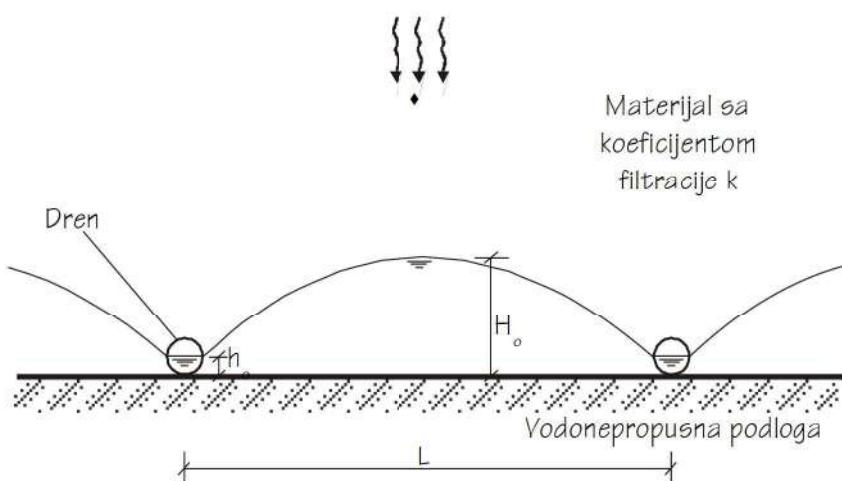
Pri proračunu drenaže polazi se od pretpostavke da se radi o idealnoj drenaži, odnosno drenovima koji leže na nepropusnoj podlozi (naredna skica). Ta nepropusna podloga je plastična folija ili deblji slojevi gline.

Za izračunavanje rastojanja između drenova koristi se izraz:

$$L = 2 \sqrt{\frac{k}{\omega} (H_o^2 - h_o^2)} \quad (3.5)$$

gde je:

- $H_o$  - piezometarski nivo na sredini rastojanja između drenova (m)
- $L$  - rastojanje između drenova (m),
- $h_o$  - dubina vode u drenu (m),
- $\omega$  - intenzitet infiltracije (m/dan),
- $k$  - koeficijent filtracije (m/dan).



Shema za proračun potpunih horizontalnih drenaža

Ako se zanemari visina vode u drenu ( $h_o$ ), odnosno prepostavi se da je ona zanemarljivo mala u odnosu na visinu  $H_o$ , gornji izraz se svodi na:

$$L = 2H_o \sqrt{\frac{k}{\omega}} \quad (3.6)$$

Intenzitet infiltracije se računa prema izrazu:

$$\omega = c \cdot i \quad (3.7)$$

gde je:

- $c$  - koeficijent procurivanja,
- $i$  - intenzitet kiše (mm/h),  $i = P/t$
- $P$  - visina padavina (mm),
- $t$  - trajanje kiše (h).

Dotok filtrata ka horizontalnoj drenaži sa dve strane po jedinici dužine drena je:

$$q_f = \omega \cdot L \quad (3.8)$$

gde je:

$q_f$  - dotok filtrata po jedinici dužine drenu ( $m^2/s$ )

$\omega$  - intenzitet infiltracije ( $m/s$ ),

$L$  - rastojanje između drenova (m).

Ukupna protok filtrata  $Q_f$  odrđuje se iz jednčine:

$$Q_f = q_f \cdot \sum l_i$$

gde je  $l_i$  dužina pojedinih drenažnih cevi.

Koeficijent filtracije sabijenog čvrstog otpada na deponiji najčešće se kreće u granicama od  $10^{-3}$  do  $10^{-5} m/s$ , i zavisi od sabijenosti otpada i vrste prekrivnog materijala. Intenzitet infiltracije se određuje na osnovu količine padavina. Iskustva pokazuju da ako je otpad dobro sabijen ( $\rho_{ko}=0,85 t/m^3$ ) samo mali deo padavina procuruje do drenažnog sistema. Najčešće se usvaja da je koeficijent procurivanja kroz telo deponije  $c=0,15$ .

Dimenzionisanje drenažnih cevi vrši se na isti način kao i za kružne kanalizacione kolektore, što je objašnjeno u delu II ove knjige. Merodavna kiša na koju se dimenzioniše drenaža je dužeg trajanja (od nekoliko sati do jednog dana) zbog sporog procurivanja filtrata kroz telo deponije. Takođe, kao i kod obodnih kanala, treba proveriti da li dolazi do istaložavanja nanosa u drenažnom sistemu pri protocima koji su manji od maksimalnog za koji je dimenzionisana drenaža.

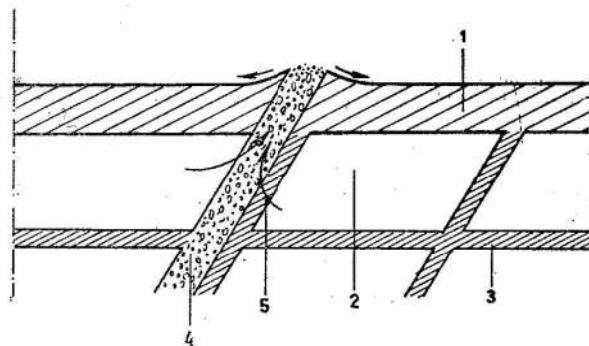
### *Sakupljanje i korišćenje deponijskog gasa*

U sabijenom otpadu na deponiji odvijaju se biohemijski procesi anaerobnog razlaganja komponenata a kao produkt ovih procesa javljaju se značajne količine deponijskog gasa. Brzina izdvajanja gasova zavisi od stepena mikrobiološke aktivnosti. Sastav gasa značajno varira od starosti otpada i stepena mikrobiološke aktivnosti u njemu, dok manje zavisi od morfološkog sastava. U većini slučajeva preko 90 %

zapremine deponijskog gasa čine metan ( $\text{CH}_4$ ) i ugljen dioksid ( $\text{CO}_2$ ), i to metan 45-47 % i ugljen dioksid do 40 %, uz mali procenat kiseonika i azota.

Metan je gas lakši od vazduha tako da teži da izade van deponije, dok sa druge strane ugljendioksid je 1,5 puta gušći od vazduha pa teži da se pomeri u donje delove deponije. Metan je eksplozivan pri koncentracijama od 5 do 15 % u zatvorenom prostoru, a pošto u telu deponije postoji zanemarljiva količina kiseonika, opasnost od eksplozije nije velika. Međutim kako metan teži da izade van tela deponije to uvećava rizik od eksplozija na površini deponije. Da bi se umanjio ovaj rizik potrebno je obezbediti da se deponijski gas kontrolisano ispušta u atmosferu, ili se on može sakupljati i koristiti za proizvodnju energije. Ukoliko se deponijski gas koristi za proizvodnju energije sakupljeni gas se pre korišćenja mora prečistiti kako bi se metan oslobođio od drugih gasova i primesa.

U zavisnosti od toga da li će se deponijski gas samo ispuštati u atmosferu ili će se sakupljati i koristiti kao energetski izvor, na deponiji se moraju projektovati odgovarajući objekti, odnosno evakuacioni organi. Za kontinuirano ispuštanje deponijskog gasa iz deponije u atmosferu koriste se najčešće šljunčane čelije koje se postavljaju po celoj visini deponije na određenom razmaku (naredna slika), ili se postavljaju vertikalni šahtovi koji imaju porozne zidove (biotrnovi).



*Ventilaciona šljunčana čelija za evakuaciju deponijskog gasa: 1 - završni prekrivni sloj; 2 - dnevni slojevi otpada; 3 i 5 - dnevni prekrivni sloj; 4 - šljunčana čelija.*

Ukoliko se deponijski gas sakuplja da bi se koristio za dobijanje energije onda se primenjuju posebni sistemi za sakupljanje deponijskog gasa koji se sastoje od šahtova ili specijalnih perforiranih cevi koje se

ugrađuju ili utiskuju u deponiju. Sakupljeni gas se zatim sistemom cevi transportuje do postrojenja za proizvodnju energije. Višak metana mora se spaliti na baklji.

Prema iskustvima iz ekspolatacije deponija u Nemačkoj iz 1 kg sabijenog čvrstog otpada izdvoji se približno  $0,2 \text{ Nm}^2$  deponijskog gasa, pod normalnim uslovima. U Evropi je u eksploataciji više postrojenja za proizvodnju električne energije ili za grejanje na deponijski gas.

#### ***Tretman deponijskog filtrata i recirkulacija***

Biohemijska razgradnja organskih materija u deponiji odvija se u nekoliko faza, od čega zavisi i količina filtrata (zbog samoprodukcije vlage) i njegov sastav. Generalno, filtrat odlikuju visoke koncentracije zagađujućih materija, prvenstveno organskih materija izraženih preko  $\text{BPK}_5$ . Deponijski filtrat mora se prečistiti pre ispuštanja u vodoprijemnik.

U savremenoj praksi, problem prečišćavanja i konačnog odlaganja procednih voda sa deponije uglavnom se rešava na jedan od sledećih načina:

- biološko i fizičko-hemijsko prečišćavanje voda na lokaciji deponije i ispuštanje prečišćene otpadne vode u vodotok,
- prečišćavanje na lokaciji deponije i konačno odlaganje prečišćene otpadne vode razливanjem po obližnjem terenu,

Sam način prečišćavanja deponijskog filtrata uslovjen je, pre svega, promenljivim dotokom i veoma visokim organskim zagađenjem, kao i prisustvom drugih zagađujućih materija u filtratu. Kako je organsko zagađenje dominantan oblik zagađenja filtrata, za njegovo prečišćavanje se najčešće primenjuju biološki postupci. Takođe, u zavisnosti od sastava filtrata i potrebnog stepena prečišćavanja primenjuju se i drugi postupci (koagulacija, flokulacija, taloženje, membranska filtracija, adsorpcija i dr.)

Organske materije koje se nalaze u procednoj vodi posredno se definišu preko biohemijske potrošnje kiseonika, najčešće posle 5 dana ( $\text{BPK}_5$ ). Ispitivanja su pokazala da je zagađenost filtrata u pogledu  $\text{BPK}_5$  kod deponija komunalnog otpada najčešće od 5 do 10 puta veća od otpadne vode iz domaćinstva, odnosno da sadržaj  $\text{BPK}_5$  iznosi oko 1000 mg/l.

Biološki postupci se zasnivaju na mikrobiološkoj razgradnji biorazgradljivih organskih materija koje su u otpadnoj vodi dispergovane, odnosno njihovo korišćenje za ishranu mikrobioloških populacija koje su prisutne u vodi. Organska materija se jednim delom transformiše u biomasu, a drugim delom u bezopasne oksidacione proizvode, čime se obezbeđuje energija za metabolizam bakterija. Formirana biomasa se može izdvojiti iz vode taloženjem.

Ako se primenjuju biološki postupci za prečišćavanja filtrata najčešće se koriste polutehničke metode biološkog prečišćavanja, odnosno lagune. Filtrat sakupljen u drenažnim cevima dovodi se direktno u lagunu. Otpadne vode iz prijemno-otpremne zone takođe odvodi u lagunu na prečišćavanje.

Potrebno vreme zadržavanja vode u laguni je oko 30 - 35 dana. Dimenzionisanje lagune se vrši na osnovu sumarnih mesečnih padavina za dato područje, koeficijenta procurivanja i vremena zadržavanja. Potrebna zapremina lagune se računa prema izrazu:

$$V_{lag} = P_{mes,max} \cdot A \cdot t \cdot c \quad (3.9)$$

gde je:

- $V_{lag}$  - potrebna zapremina lagune ( $m^3$ ),
- $P$  - maksimalne sumarne mesečne padavine ( $m/mes.$ ),
- $A$  - površina deponije ( $m^2$ )
- $c$  - koeficijent procurivanja,  $c=0,15$ ,
- $t$  - vreme zadržavanja u laguni (mes.).

Dubina vode u lagunama je od 1,5 do 2,0 m. Procenat uklonjenih organskih materija je do 95 %. Potrebno je razmotriti i potrebu za povremenim čišćenjem lagune od istaloženog mulja.

Stepen biohemijske razgradnje organskih materija u otpadu, u telu deponije kao biološkom reaktoru, zavisi od vremena zadržavanja filtrata u njoj. Sa povećanjem ovog vremena efekti razlaganja su izraženiji. Zbog toga je poželjno vršiti recirkulaciju filtrata, odnosno jedan deo sirovog filtrata koji je sakupljen drenažnim sistemom ponovo se uvodi u deponiju bilo raspršivanjem po površini deponije bilo uvođenjem filtrata kroz posebne drenažne sisteme. Recirkulacija ima za posledicu povećanje količine filtrata, ali sa druge strane ubrzavaju se biohemski procesi u deponiji što za posledicu ima da se brže dobija filtrat povoljnijih karakteristika nego u slučaju konvencionalnog

postupka bez recirkulacije. Višak filtrata se mora prečistiti pre ispuštanja u recipijent. U narednoj tabeli daju se opsezi koncentracija pojedinih materija u filtratu iz deponija bez i sa recirkulacijom filtrata.

*Sastav filtrata (procednih voda) iz deponije bez i sa recirkulacijom*

Parametar	Konvencionalni	Sa recirkulacijom
Gvožđe (mg/l)	20-2100	4-1095
BPK <sub>5</sub> (mg/l)	20-40000	12-28000
HPK (mg/l)	500-60000	20-34560
Amonijak (mg/l)	30-3000	6-1850
Hlorid (mg/l)	100-5000	9-1884
Cink (mg/l)	6-370	0,1-66

Takođe je utvrđeno da recirkulacija filtrata povoljno utiče i na povećanje proizvodnje deponijskog gasa.

Biohemski procesi razgradnje komponenti otpada u deponijama traju godinama tako da treba prikupljati i prečišćavati filtrat i izvesno vreme nakon zatvaranja deponije. Potrebno je obezbediti redovno praćenje količina i kvaliteta procednih voda iz deponije.

#### *Prijemno otpremna zona na deponiji*

Za normalan rad deponije potrebno je obezbediti potrebne prateće objekte za pranje i dezinfekciju vozila, merenje težine vozila (kolska vaga), objekat sa kancelarijskim prostorom i sanitarnim čvorom, za punjenje vozila gorivom i slično. Ovi objekti se smeštaju na prostoru koji je odvojen i ograđen od zone deponovanja i naziva se prijemno-otprema zona.

Transport otpada od mesta sakupljanja do deponije vrši se specijalnim transportnim vozilima. Broj potrebnih vozila na dan računa se izrazom:

$$n_v = \frac{V_{od}}{V_t K_i} \quad (3.10)$$

gde je:

$n_v$  - broj vozila,

$V_{od}$  - dnevna zapremina otpada ( $m^3/dan$ ),

$V_t$  - dnevni kapacitet transportnog vozila ( $m^3/dan$ ),

$K_i$  - koeficijent iskorišćenja vozila,  $K_i = 0,75$ .

Na ulazu u zonu predviđa se kolska vaga na kojoj se meri težina vozila koja dovoze otpad na deponiju kako bi se odredila težina čvrstog otpada. Vozila za transport otpada se pre napuštanja deponije moraju oprati i dezinfikovati. Količina vode koja se potroši za pranje jednog vozila varira od 1000 l do 1500 l, u zavisnosti da li se primenjuje automatsko ili ručno pranje. U prijemo-otpremnoj zoni potrebno je obezbediti tekuću vodu i električnu energiju. Ukoliko nema mogućnosti za priključenje zone na neki postojeći vodovod treba predvideti odgovarajuće rezervoare zapremine 50-100 m<sup>3</sup> koji se pune cisternama. Obavezna je i hidrantska mreža za gašenje požara a ako je potrebno treba predvideti i objekte i uređaje za postizanje odgovaraćeg pritiska u hidrantskoj mreži (rezervoari ili buster crpne stanice). Otpadne vode nastale pranjem vozila, kao i sanitарне otpadne vode prečišćavaju se zajedno sa deponijskom filtratom. Količine ovih voda su znatno manje od količina deponijskog filtrata.

#### *Mehanizacija i tehnologije deponovanja*

Da bi se minimizirali negativni uticaji deponija čvrstog otpada na ljudsko zdravlje i okolinu, potrebno je ostvariti niz tehnoloških operacija uz primenu sanitarnih mera. Tehnologija deponovanja zavisi od terena na kom se deponovanje vrši, pa se tako razlikuje deponovanje na terenima u nagibu i na horizontalnim terenima.

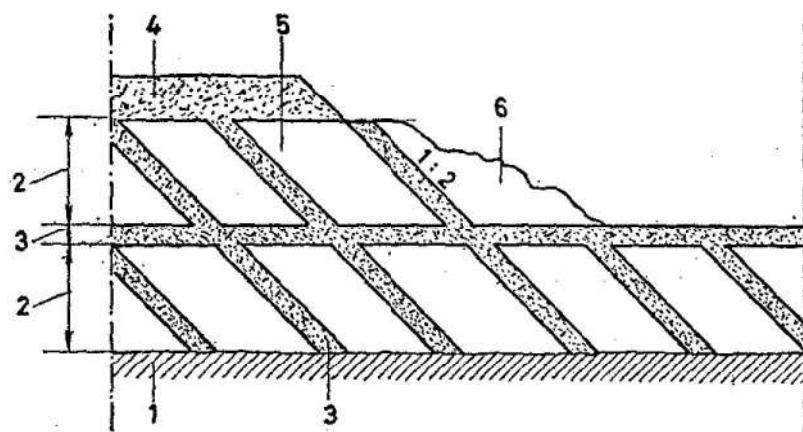
Prilikom planiranja deponije mora se izraditi detaljan plan ekspolatacije u kome se definise redosled popunjavanja deponije. Otpad koji je donet na deponiju u toku jednog dana se deponuje i sabija u slojevima debljine od 2 do 4 m, najčešće 2,5 m (naredna slika). Dužina i širina dnevnog sloja zavise od dnevne količine otpada i drugih faktora. Nagib kosine dnevnog sloja je najčešće 1:2.

Čvrsti otpad na deponiju dovoze specijalna transportna vozila i istovaruju ga na predviđeno mesto. Otpad se zatim razastire i sabija u slojevima. Razastiranje otpada se vrši buldozerima a zbijanje specijalnim mašinama - kompaktorima. Na svaki sabijeni sloj dovozi se novi sloj koji se dalje sabija. Zbijanje smeća se vrši da bi se smanjila zapremina otpada i da bi se sprečilo stvaranje pukotina i šupljina.

Preko dnevnog sloja otpada nanosi se dnevni prekrivni sloj od inertnog materijala. Debljina ovog sloja je od 15 do 30 cm. Prekrivni materijal treba da bude dobro izravnat i nabijen, kako bi se izbeglo zadržavanje vode. Dnevni prekrivni sloj treba da onemogući raznošenje otpada vетром i spreči direktni kontakt ljudi i životinja sa otpadom. Za

prekrivanje dnevnih slojeva otpada koriste se različiti prirodni materijali kao što su šljunak, pesak, glina i sl. Prilikom planiranja deponije potrebno je voditi računa da različiti materijali imaju različite efekte tako, na primer, šljunak omogućava dobru ventilaciju gasova iz deponije ali ne sprečava infiltraciju vode u deponiju, dok sa druge strane glina sprečava infiltraciju vlage ali praktično onemogućava prirodnu evakuaciju gasova iz deponije. Za prekrivni materijal preporučljivo je koristiti lokalni inertni materijal zbog sniženja troškova.

Kada se prostor predviđen za deponovanje popuni otpadnom, deponija se prekriva završnim slojem od inertnog materijala. Debljina ovog sloja je obično 0,7 m. Funkcija ovog sloja je slična kao i funkcija dnevног sloja, s tim što završni sloj treba da omogući i rekultivaciju i uklapanje deponije u okolini teren, što se postiže sadenjem odgovarajuće vegetacije na površini popunjene deponije. Na površini popunjene deponije nije dozvoljeno građenje višeetažnih ili sličnih "teških" objekata.

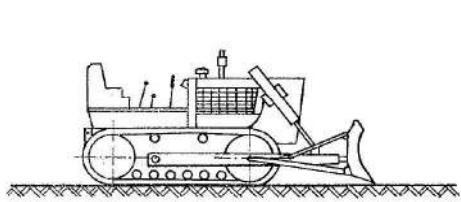


*Presek kroz telo deponije: 1-nepropusna podloga; 2 i 5-dnevni slojevi otpada (debljine 2-4 m); 3-dnevni prekrivni sloj (debljina 15-30 cm); 4-završni prekrivni sloj (debljine 70 cm); 6-radno čelo.*

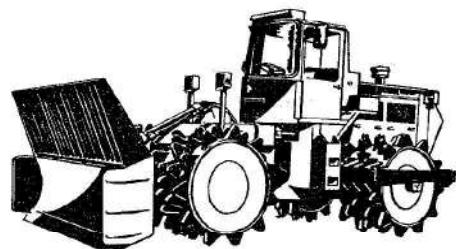
Broj, vrsta i karakteristike mehanizacije za izvršenje operacija u zoni deponovanja kao i u prijemno otpremnoj zoni ima izuzetan značaj. Značaj izbora se ne ogleda samo sa aspekta izvršenja ovih operacija, već i sa ekonomskog aspekta. Naime, iskustveni podaci govore da oko 30 % ukupnog koštanja deponija ide na opremu.

Za razastiranje otpadaka koriste se buldozeri i to: buldozeri guseničari (za razastiranje otpada do 100 m razdaljine) i buldozeri traktori (200 - 250 m razdaljine). Buldozeri takođe vrše i delimično sabijanje otpada. Kako je sabijanje otpada vrlo važna stavka, za dodatno sabijanje koristi se specijalna mašina - kompaktor.

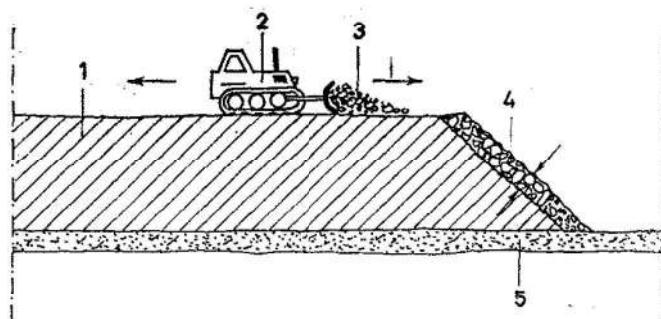
Izgled i primena buldozera i kompaktora dati su na narednim slikama.



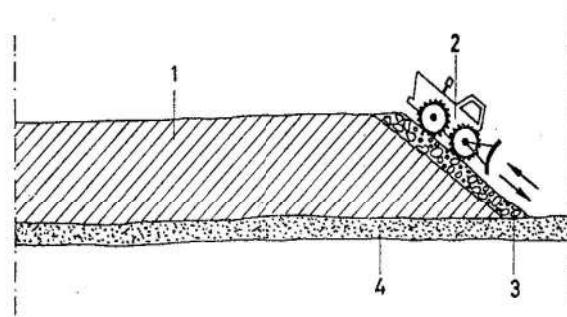
*Buldozer*



*Kompaktor*



*Razastiranje otpada buldozerom:* 1-telo deponije (dnevni sloj), 2-buldozer, 3-otpad koji se razastire, 4-radno čelo, 5-dnevni prekrivni sloj



*Ravnanje i zbijanje otpada kompaktorom:* 1 - telo deponije (dnevni sloj), 2 - kompaktor, 3 - radno čelo, 4 - dnevni prekrivni sloj

#### 4. PRIMER SANITARNE DEPONIJE GRADA A

Ovim primerom je dat predlog rešenja jedne sanitарне deponije na koju se odlaže samo komunalni čvrsti otpad za uže područje jednog grada.

Za predloženu deponiju usvojen je eksplotacioni period od 20 godina. Porast broja stanovnika u toku eksplotacionog perioda deponije izračunat je na osnovu podataka o broju stanovnika:

- 1991.g.  $N_{st} = 35.436$  stanovnika
- 2001.g.  $N_{st} = 37.560$  stanovnika

Prema prethodno navedenim podacima, a na osnovu izraza 2.1 izračunat je godišnji koeficijent porasta stanovništva:

$$p_{st} = 0,58 \%$$

Ako se za početak projektnog perioda usvoji 2006. godina, broj stanovnika te godine će iznositi

$$N_{st,o} = 38.662 \text{ stanovnika}$$

a na kraju projektnog perioda, 2026 godine, biće:

$$N_{st,n} = 43.402 \text{ stanovnika}$$

Prema preporukama koje su izložene u prethodnim poglavljima, za dato naselje usvojena je specifična količina čvrstog komunalnog otpada  $q_{spec} = 3 \text{ kg/st.dan}$  kao i da je u organizovano prikupljanje i odlaganje otpada uključeno 95% stanovništva. Na osnovu svih prethodno navedenih veličina, a prema izrazu 2.2 izračunata je ukupna masa komunalnog otpada koji se odloži na deponiju u toku eksplotacionog perioda:

$$G_{ko} = 895.414 \text{ t}$$

Usvajajući gustinu zbijenog otpada od  $\rho_{ko} = 0,85 \text{ kg / dm}^3$  dobija se ukupna zapremina komunalnog otpada za eksplotacioni period od 20 godina:

$$V_{ko} = \frac{G_{ko}}{\rho_{ko}} = 1.053.428 \text{ m}^3$$

Pretpostavljajući da je zapremina prekrivnog (inertnog) materijala približno 20% ukupne zapremine čvrstog otpada, potrebna zapremina sanitарне deponije iznosi:

$$V_{ko} = 1.264.114 \text{ m}^3$$

Teren na kome će se izgraditi deponija je ravan, u hagibu od 4,2%. Na osnovu potrebne zapremine deponije, načina deponovanja otpada i konfiguracije terena na kom je deponija planirana, proračunata je potrebna površina deponije.

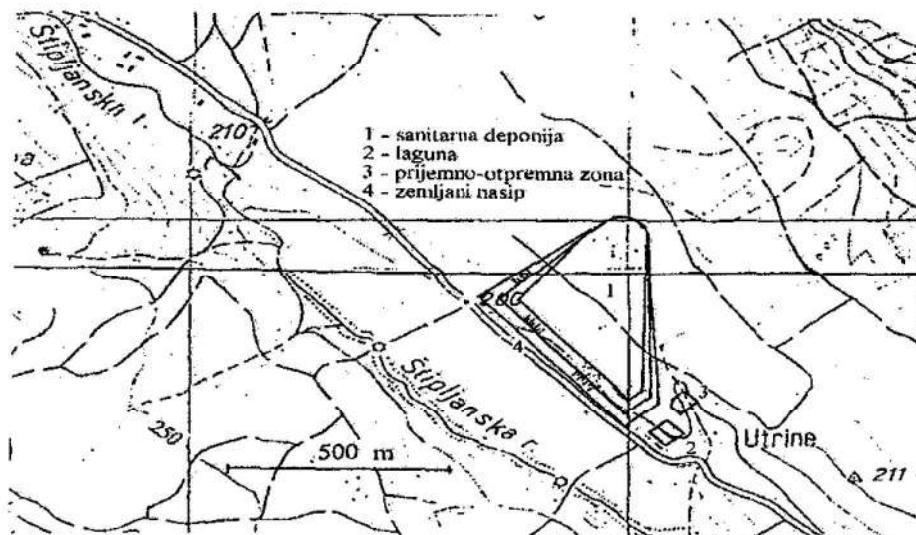
$$P = 11,41 \text{ ha}$$

Geotehničkim istraživanjima koja su rađena na ovom području ustanovljene su sledeće karakteristike tla: ispitani teren izgrađuju koherentna tla predstavljena prašinastim glinama, koeficijenta filtracije  $K_f = 10^{-6}$  do  $8 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$ , dok je nivo podzemne vode u dubljim slojevima terena. Vodonosni sloj je pokriven glinenim povlatnim slojem debljine 7,5 m. U glinovitim terenima česte su pojave klizanja i otkidanja terena, pa se predlaže da se usek u tlu radi sa nagibom 1:2 do 1:1,5, a u nasipu je dozvoljeni nagib kosina 1:2.

Međutim, iako je ustanovljeno da se radi o glinovitom tlu vrlo male vodopropusnosti ipak se predviđa zaštita podzemnih voda od zagađenja deponiskim filtratom veštačkom vodonepropusnom podlogom. Materijal koji se najčešće koristi za izradu ovih podloga je polietilen (HDPE - *High Density Polyethylene*), u obliku folije debljine 1-2 mm. Podloge ove vrste su i hemijski otporne na agresivni uticaj supstanci koje se mogu naći u deponijskom filtratu. Radi zaštite folije od mehaničih uticaja (prilikom sabijanja otpada, sleganja terena i sl.) foliju je potrebno postaviti na sloj nabijene gline. Preko folije se postavlja zaštitni sloj od šljunka u koji se postavljaju drenažne cevi za prikupljanje i odvođenje deponijskog filtrata. Preko sloja šljunka se postavlja još jedan zaštitini sloj zemlje.

Cela površina deponije je oivičena zemljanim nasipom. Obzirom da je deponija planirana na terenu nagiba 4,2% maksimalna visina zemljanog nasipa je 20 m. Usvojen je nagib kosina nasipa 1:2. U nasip je planirana ugradnja materijala sa lokalnih pozajmišta ali kako je ustanovljeno da on nema dovoljnu vodonepropusnost u nasip će biti ugrađeno glinovito jezgro. Dubina ukopavanja jezgra u vodonepropusno tlo je 2 m.

Na narednoj slici prikazana situacija sanitarne deponije sa pratećim objektima.



*Sanitarna deponija grada A- situacija*

Bočni nasipi i frontalna zemljana brana formiraju jarugu u koju će se odlagati komunalni otpad. Dnevna zapremina otpada koji će biti odlagan na deponiju je oko  $150 \text{ m}^3$ . Visina dnevnog sloja je 2,5 m, nagiba kosine 1:2, širine 6,0 m i dužine u zavisnosti od dnevne količine otpada. Nakon sabijanja dnevnog sloja otpada on se prekriva slojem inertnog materijala kako bi se spričilo njegovo raznošenje. Za prekrivni materijal je izabran lokalni inertni materijal, prašinasto-peskovita glina. Ukupna zapremina prekrivnog materijala za ceo eksplotacioni period je  $210.700 \text{ m}^3$ . Dnevna zapremina prekrivnog materijala je oko  $20,5 \text{ m}^3$ . Debljina prekrivnog sloja je 0,25 m. Na kraju eksplotacionog perioda vrši se završno prekrivanje deponije slojem zemlje debljine 0,7 m.

Slivna površina koja gravitira deponiji je 120 ha. U cilju odbrane deponije i bočnih nasipa od površinskog doticaja atmosferskih voda planirana je izgradnja obodnih kanala sa bočnih strana deponije. Nagib dna kanala prati prirodni nagib terena. Obodni kanal sa leve bočne strane (slivna površina 72 ha) je dužine 460 m i na prvih 220 m se vodi u padu od 4,5% a na preostalih 240 m u padu od 6%. Obodni kanal sa desne bočne strane (slivna površina 48 ha) je

dužine 570 m i na početnih 420 m njegov nagib je 3,5% a na sledećih 150 m je 8%.

Merodavni proticaji za dimenzionisanje ovih kanala su izračunati prema racionalnoj metodi, za kišu povratnog perioda 25 godina i usvojeno vreme koncentracije od 15 min.

Obodni kanali su trapeznog poprečnog preseka, širine u dnu 0,6 m i nagiba stranica 1:2. Maningov koeficijent hrapavosti za betonske kanale je  $n=0,014 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ . Za tako usvojen poprečni presek i za date nagibe dna kanala, a pod pretpostavkom da je tečenje u kanalima ustaljeno i jednoliko, ostvareni su maksimalni proticaji  $Q_1=0,8 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q_2=0,53 \text{ m}^3/\text{s}$ . Dubine u oba kanala ne prelaze 0,2 m i brzine tečenja se kreću od 3 do 4,5 m/s. Provera istaložavanja nanosa u kanalima nije rađena jer su nagibi kanala veliki.

Sakupljena atmosferska voda se ovim kanalima odvodi dalje, u recipijent (obližnju reku) bez prethodnog tretmana.

Za sakupljanje deponijskih procednih voda (deponijskog filtrata) predviđen je drenažni sistem postavljen na dnu deponije, u sloju šljunka, iznad vodonepropusne polietilenske folije. Drenažne cevi su postavljene u granatom rasporedu. Kroz središte deponije proteže se glavni kolektor u koji se ulivaju bočne drenažne cevi. Ovim kolektorm se procedne vode deponije odvode na dalji tretman.

Dimenzionisanje drenažnog sistema je vršeno za kišu trajanja 24h, povratnog perioda 5 godina. Na području planirane deponije visina padavina je 42,5 mm/dan. Intenzitet infiltracije se računa prema izrazu (3.7), i za pretpostavljeni koeficijent procurivanja za zbijeni otpad  $c=0,15$ , on iznosi:

$$w = 0,26 \text{ mm/h}$$

Za usvojeni koeficijent filtracije zbijenog otpada  $k=10^{-4} \text{ m/s}$  i rastojanje između drenova od 30 m, na osnovu izraza 3.6, izračunat je maksimalni pijezometarski nivo između dva drena:

$$H_o = 40 \text{ cm}$$

Za drenažne cevi su usvojene keramičke perforirane cevi prečnika  $\phi 75 \text{ mm}$  (otvora prečnika  $\phi 12 \text{ mm}$  raspoređenih na osovinskom rastojanju od 30 cm duž drenažne cevi). One se postavljaju u nagibu 2% prema glavnom kolektoru. Prema izrazu 3.8 količina filtrata po dužnom metru drena iznosi :

$$q_f = 2,2 \cdot 10^{-6} m^3/s/m'$$

Za ukupnu dužinu svih drenova od  $\Sigma l_i = 3225 m$  ukupan proticaj u najnizvodnjem preseku glavnog kolektora iznosi:

$$Q_f = 7,2 l/s$$

Za glavni kolektor je usvojena keramička cev prečnika  $\phi 150$  mm. Cev se, po dnu deponije, vodi u tri nagiba:

$$I_{d1} = 3,6\% \text{ na dužini od } L_1 = 212 \text{ m,}$$

$$I_{d2} = 6,1\% \text{ na dužini od } L_2 = 162 \text{ m, i}$$

$$I_{d3} = 1,2\% \text{ na dužini od } L_3 = 288 \text{ m;}$$

Kako se ulivi drenažnih cevi nalaze na konstantnom rastojanju proticaji se u glavnom kolektoru postepeno povećavaju od uliva do uliva; stoga, možemo pretpostaviti da će se u najnizvodnjim preseцима ove tri deonice ostvariti sledeći proticaji:  $Q_{f1} = 2,3 l/s$ ,  $Q_{f2} = 4,1 l/s$  i  $Q_{f3} = 7,2 l/s$ ,

Za merodavne proticaje  $Q_f$ , diktirane nagibe i usvojeni Maningov koeficijent hrapavosti za keramičke cevi  $n = 0,012 m^{-1/3}s$ , hidraulička analiza pokazuje da glavna odvodna cev ima znatno veći kapacitet od potrebnog, obzirom da ostvarena punjenja na sve tri deonice ne prelaze 44%, odnosno po deonicama:

$$\text{deonicu 1: } h_1/D = 0,18,$$

$$\text{deonicu 2: } h_2/D = 0,21, \text{ i}$$

$$\text{deonicu 3: } h_3/D = 0,44.$$

Sa druge strane, nije preporučljivo da glavna cev ima manji prečnik od usvojenog zbog otežanog održavanja kolektora.

Provera mogućnosti istaložavanja nanosa u kolektoru je urađena za sve tri deonice. Za usvojeni srednji prečnik zrna nanosa  $D_{sr} = 6 mm$  i gustinu  $\rho_s = 2,65 t/m^3$ , kritičan tangencijalni napon, prema izrazu 3.4 iznosi:

$$\tau_{cr} = 4,6 N/m^2$$

Prema prethodno izračunatim proticajima u svakoj od deonica glavnog kolektora ostvareni tangencijalni naponi iznose:

$$\tau_1 = 29,8 \text{ N/m}^2, \tau_2 = 48,5 \text{ N/m}^2, \tau_3 = 36,5 \text{ N/m}^2.$$

Obzirom da je u sve tri deonice zadovoljen uslov da ostvareni tangencijalni naponi premašuju kritičan, može se zaključiti da neće doći do istaložavanja nanosa u glavnom deponijskom kolektoru.

Za tretman deponijskog filtrata je predviđena je taložna laguna. Deponijski filtrat sakupljen drenažnim cevima se glavnim kolektorm dovodi do lagune u kojoj će, zajedno sa otpadnim vodama iz deponijskih objekata (upravna zgrada i sl.), biti tretiran. Pošto laguna vrši i funkciju taložnika standardno zadržavanje otpadne vode u laguni od 31 dan je povećano za još 24h, tako da je ukupno vreme zadržavanja otpadne vode u taložnoj laguni 32 dana.

Merodavni proticaji za dimenzionisanje lagune se dobijaju na osnovu sumarnih mesečnih padavina koje za dato područje iznose 172 mm. Prema izrazu 3.9, a za već usvojeni koeficijent procurivanja  $c=0,15$ , potrebna zapremina lagune iznosi:

$$V_{lag} = 3140 \text{ m}^3$$

Lagunu čine dva bazena istih dimenzija, dubine 2 m. Osnova svakog bazena je 18 m x 37,5 m, a nagib bočnih strana je 1:2. Za osnove ovih dimenzija dubina otpadne vode u bazenima je približno 1,8 m. U svakom bazenu je predviđena izgradnja po jednog pregradnog zida (Slika 10.) koji bi trebao da obezbedi nesmetano cirkulisanje vode u bazenu i time obezbedi što bolje mešanje u celoj njenoj zapremini.

Radi poboljšavanja procesa raspadanja otpada i održavanja približno jednakе vlažnosti u celoj zapremini deponije, predviđa se recirkulacija filtrata odnosno vraćanje procedne vode nazad na površinu deponije. Pošto se popunjavanje deponije vrši postepeno, u fazama koje traju po nekoliko godina, to će se i recirkulacija filtrata vršiti u fazama i to srazmerno stepenu popunjenoosti deponije. Navodnjavanje površine deponije se vrši samo nekoliko sati u toku dana. Za zalivanje su predviđeni samohodni kišni topovi. Broj kišnih topova se povećava kako se deponija popunjava. Konačan broj kišnih topova je 4. Maksimalna površina koju zaliwa jedan kišni top je približno 2,2 ha. Površine koje zalivaju kišni topovi su:  $A_1=A_2=2,2 \text{ ha}$ ,  $A_3=1,76 \text{ ha}$ ,  $A_4=1,32 \text{ ha}$ . Usvojeni hidromodul navodnjavanja je  $q_s = 5 \text{ l/dan m}^2 = 0,58 \text{ l/s ha}$ . Protok se izračunava na osnovu sledećeg izraza:

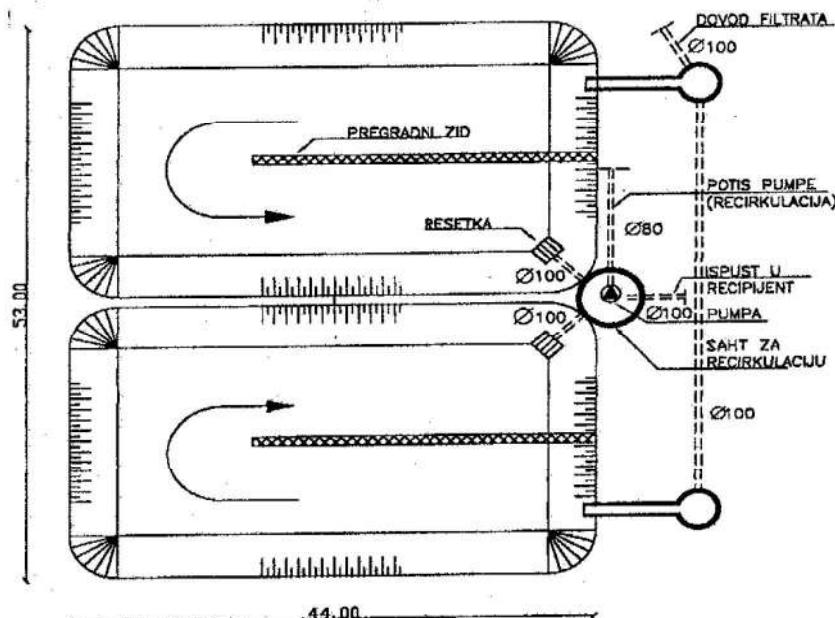
$$q_i = q_s A_i,$$

$q_s$ - usvojeni hidromodul sistema ( l/s ha ),  
 $A_i$ - površina koja se zaliva ( ha ),  
 $q_i$ - protok koji je potreban za zalivanje odgovarajuće površine ( l/s ).

Kada rade sva četiri kišna topa, ukupan proticaj iznosi oko 4,33 l/s.

Iz lagune se voda pumpom potiskuje preko cevovoda do zalinivih površina. Cevovod je postavljen duž obodnog kanala, i na njega se priključuju vodenii topovi. Usvojeni su prečnici cevovoda od 80 mm. Pri izboru pumpe mora se voditi računa da je potreban pritisak na vodenom topu 6 bara. Usvojena je pumpa (prema uslovima u krajnjoj fazi eksploracije deponije) sledećih karakteristika:  $Q_n=4,5 \text{ l/s}$ ,  $H_n=85 \text{ m}$

U laguni se nalazi preliv za evakuaciju vode (u svakom delu po jedan) preko koga se evakuiše prečišćeni filtrat. Usvojeni su šahni prelivi prečnika D=200 mm od keramike. Prečišćeni filtrat se zatim preko cevi 200 mm upućuje u obližnju reku. Osnova lagune sa cevnim vezama prikazana je na narednoj slici.



Osnova lagune za prečišćavanje deponijskog filtrata

Za evakuaciju gasova koji nastaju kao posledica anaerobne razgradnje organskih materija u telu deponije, predviđene su ventilacione šljunčane ćelije. Kao što je objašnjeno u prethodnom poglavlju, one se prostiru celom dužinom i visinom deponije a nagib prati nagib dnevnog sloja smeća. Debljina ventilacione šljunčane ćelije je 40 cm a rastojanje između njih je 40 m.

Za razastiranje otpadaka koriste se buldožeri i to jedan buldožer guseničar (do 100 m razdaljine) i jedan buldožer traktor (200-250 m razdaljine). Za konačno sabijanje otpada koristi se kompaktor. Za transport otpada do deponije usvojena su specijalna transportna vozila, kapaciteta  $9\text{ m}^3$ . Pretpostavlja se da se donošenje otpada vrši u toku noći. Pošto se deponija nalazi izvan grada, pretpostavljeno je da jedno vozilo u toku noći (za oko 8 h rada) uspe da sakupi i dopremi otpad do deponije tri puta. Uzimajući ovo u obzir, sračunat je dnevni kapacitet transportnog vozila od  $27\text{ m}^3$ . Na osnovu izraza 3.10 izračunat je potreban broj specijalnih vozila za transport otpada od mesta sakupljanja do mesta deponovanja. Ukupan broj transportnih vozila je 7.

Pranje i dezinfekcija vozila, smeštaj poslovnih objekata i sanitarnog čvora, punjenje vozila gorivom i sl. vrši se u okviru prijemno otpremne zone. Ovaj prostor se nalazi odvojeno od zone deponovanja u okolini postrojenja za prečišćavanje, i ima dimenzije  $35\text{ m} \times 50\text{ m}$ . Pošto se radi o maloj deponiji, pranje i dezinfekcija vozila se vrši ručno na platoima predviđenim za to. Prijemno otpremna zona se priključuje na postojeću vodovodnu i električnu mrežu. Za obavljanje poslova vezanih za razastiranje i sabijanje smeća, čišćenje i dezinfekciju vozila, recirkulaciju, predviđa se da na deponiji rade 3 radnika.



## **P R I L O Z I**

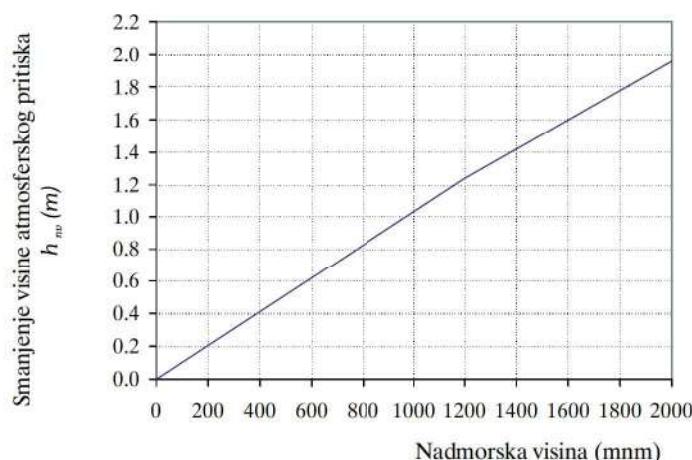
## PRILOG 1 - FIZIČKE KARAKTERISTIKE VODE

Tabela 1.1. *Fizičke karakteristike vode*

Temperatura T (°C)	Gustina $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Modulo elastičnosti E (10 <sup>6</sup> kPa)	Koeficijent dinamičke viskoznosti $\mu$ (10 <sup>-3</sup> Pa·s)	Koeficijent kinematske viskoznosti $\nu$ (10 <sup>-6</sup> m <sup>2</sup> /s)	Površinski napon* $\sigma$ (N/m)	Pritisak vodene pare $p_{vp}$ (kPa)
0	999,8	1,98	1,781	1,785	0,0756	0,61
5	1000,0	2,05	1,518	1,519	0,0749	0,87
10	999,7	2,10	1,307	1,306	0,0742	1,23
15	999,1	2,15	1,139	1,139	0,0735	1,70
20	998,2	2,17	1,002	1,003	0,0728	2,34
25	997,0	2,22	0,890	0,893	0,0720	3,17
30	995,7	2,25	0,798	0,800	0,712	4,24
40	992,2	2,28	0,653	0,658	0,696	7,38
50	988,0	2,29	0,547	0,553	0,679	12,33
60	983,2	2,28	0,466	0,474	0,662	19,92
70	977,8	2,25	0,404	0,413	0,644	31,16
80	971,8	2,20	0,354	0,364	0,626	47,34
90	965,3	2,14	0,315	0,326	0,608	70,10
100	958,4	2,07	0,282	0,294	0,589	101,33

\* u kontaktu sa vazduhom

Dijagram 1.2. *Smanjenje atmosferskog pritiska sa nadmorskom visinom*



**PRILOG 2 - PRORAČUN KUĆNE VODOVODNE MREŽE**Tabela 2.1. *Najmanja potrebna visina pritiska u cevi pred točećim mestima*

Točeće mesto	$p/\rho g$ (m)
Izlivni ventili raznih dimenzija	4,5
Klozetski ispirač sa rezervoarom	-
Klozetski ispirač pod pritiskom 15 mm	13
Klozetski ispirač pod pritiskom 20 mm	12
Klozetski ispirač pod pritiskom 25 mm	4
Klozetski ispirač pod pritiskom 32 mm	2
Peć za kupatilo	6
Gasni automat	6-10

Tabela 2.2. *Jedinice potrošnje (j.p.) za različita točeća mesta*

Točeće mesto	j.p.
Klozetski rezervoar, bide, pisoar i sl.	0,25 j.p.
Mali bojler, kapaciteta do 10 l/min izlivi iznad umivaonika i sl.	0,5 j.p.
Izlivni ventil od 10 mm, gasni bojler kapaciteta oko 15 l/min i sl.	1 j.p.
Izlivni ventil od 15 mm i sl.	2,5 j.p.
Izlivni ventil od 20 mm i sl.	16 j.p.
Izlivni ventil od 25 mm i sl.	36 j.p.
Klozetski ispirač sa pritiskom, najmanjeg kapaciteta 0,6 l/s 15 mm	6 j.p.
Klozetski ispirač sa pritiskom, najmanjeg kapaciteta 0,8 l/s 20 mm	11 j.p.
Klozetski ispirač sa pritiskom, najmanjeg kapaciteta 1,3 l/s 25 i 32 mm	27 j.p.

Tabela 2.3. *Otpor i m vodenog stuba na jedinicu dužine cevovoda, uključujući otpore u kolenima, račvama i ventilima, ali bez otpora u vodomjeru.*

zbir j.p.,	q (l/s)	Oznaka prečnika											
		č 15 <sup>x</sup>	p 16	č 20	p 20	č 25	p 25	č 32	p 30	č 40	p 40	č 50	p 50
0,5	0,18	0,39	0,15	0,08	0,04	0,02	0,01	0,01					
1	0,25	0,78	0,29	0,16	0,09	0,05	0,03	0,01	0,01				
1,5	0,31	1,18	0,44	0,25	0,13	0,07	0,04	0,02	0,01	0,01			
2	0,35	1,57	0,59	0,33	0,18	0,10	0,05	0,03	0,02	0,01			
2,5	0,40	1,96	0,73	0,41	0,22	0,12	0,07	0,03	0,02	0,01	0,01		
3	0,43	2,35	0,88	0,49	0,26	0,15	0,08	0,04	0,03	0,01	0,01		
4	0,50	3,13	1,18	0,66	0,35	0,20	0,11	0,05	0,04	0,02	0,01		
5	0,56			0,82	0,44	0,24	0,13	0,06	0,05	0,02	0,01	0,01	
6	0,61			0,98	0,53	0,29	0,16	0,08	0,06	0,02	0,01	0,01	
7	0,66			1,15	0,61	0,34	0,18	0,09	0,07	0,03	0,01	0,01	
8	0,70			1,31	0,70	0,39	0,21	0,10	0,08	0,03	0,02	0,01	0,01
9	0,75			1,48	0,79	0,44	0,21	0,11	0,09	0,03	0,02	0,01	0,01
10	0,79			1,64	0,88	0,49	0,26	0,13	0,10	0,04	0,02	0,01	0,01
12	0,87			1,97	1,05	0,59	0,32	0,15	0,12	0,05	0,02	0,01	0,01
14	0,94			2,30	1,23	0,68	0,37	0,18	0,14	0,05	0,03	0,02	0,01
16	1,00					0,78	0,42	0,20	0,16	0,06	0,03	0,02	0,01
18	1,06					0,88	0,47	0,23	0,18	0,07	0,04	0,02	0,01
20	1,12					0,98	0,53	0,25	0,20	0,08	0,04	0,02	0,01
25	1,25					1,22	0,66	0,32	0,25	0,09	0,05	0,03	0,02
30	1,37					1,46	0,79	0,38	0,29	0,11	0,06	0,03	0,02
35	1,48							0,45	0,34	0,13	0,07	0,04	0,02
40	1,58							0,51	0,39	0,15	0,08	0,05	0,02
45	1,68							0,57	0,44	0,17	0,09	0,05	0,03
50	1,77							0,64	0,49	0,19	0,10	0,06	0,03
60	1,94							0,77	0,59	0,23	0,11	0,07	0,04
70	2,09							0,89	0,69	0,27	0,14	0,08	0,04
80	2,24							1,02	0,79	0,30	0,16	0,09	0,05
90	2,37							1,15	0,89	0,34	0,18	0,10	0,06
100	2,50									0,38	0,20	0,11	0,06
120	2,74									0,45	0,23	0,14	0,07
140	2,96									0,53	0,29	0,16	0,09
160	3,16									0,61	0,33	0,18	0,10
180	3,35									0,68	0,37	0,20	0,11
200	3,54									0,76	0,41	0,23	0,12
250	3,95										0,28	0,15	
300	4,33										0,34	0,19	

Napomena: x-unutrašnji prečnik cevi u mm; č-čelične cevi; p-cevi od plastične mase, bakra i olova; podvučene vrednosti odgovaraju brzini od 2,5 m/s koju ne treba prekoračivati

**PRILOG 3 - VREDNOSTI MAKSIMALNOG PROTICAJA  $Q_n$  I  
KOEFICIJENATA NERAVNOMERNOSTI PO TRIBUTU**

(za specifičnu potrošnju vode po domaćinstvu od 864 l/dom. dan)

$N_d$ (-)	$Q_n$ (l/s)	$k_{opste}$ (-)	$N_d$ (-)	$Q_n$ (l/s)	$k_{opste}$ (-)
1	0,50	50,00	200	5,88	2,94
2	0,57	28,74	250	7,01	2,80
3	0,64	21,21	300	8,12	2,71
4	0,69	17,28	400	10,29	2,57
5	0,74	14,83	500	12,41	2,48
6	0,79	13,14	600	14,50	2,42
7	0,83	11,91	700	16,57	2,37
8	0,88	10,96	800	18,62	2,33
9	0,92	10,20	900	20,66	2,30
10	0,96	9,58	1 000	22,68	2,27
20	1,32	6,59	1 500	32,65	2,18
30	1,64	5,45	2 000	42,47	2,12
40	1,93	4,83	3 000	61,85	2,06
50	2,21	4,43	4 000	81,01	2,03
60	2,49	4,14	5 000	100,0	2,00
70	2,75	3,93	6 000	119,0	1,98
80	3,01	3,76	7 000	137,8	1,97
90	3,26	3,63	8 000	156,6	1,96
100	3,52	3,52	9 000	175,3	1,95
150	4,72	3,15	10 000	194,0	1,94

$N_d$  - broj domaćinstava;  $k_{opste}$  - opšti koeficijent neravnomernosti

#### PRILOG 4. - LOKALNI GUBICI U CEVOVODIMA POD PRITISKOM

Lokalni gubici energije kod tečenja pod pritiskom određuju se izrazom:

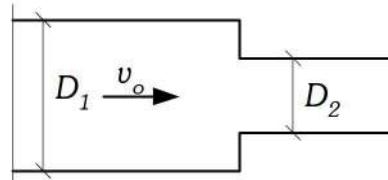
$$\Delta h_{lok} = \xi_{lok} \frac{v^2}{2g}$$

U nastavku se daju vrednosti koeficijenta  $\xi_{lok}$  za razne oblike.

##### Naglo suženje

$$\xi = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{D_2^2}{D_1^2} \right)$$

uz  $v_o$  - brzina pre suženja

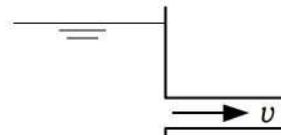


##### Ulaz u cevovod iz rezervoara

$$\Delta h_{ul} = \xi_{ul} \frac{v^2}{2g}$$

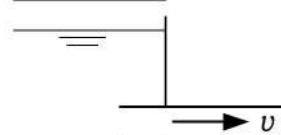
a) Ulaz u cev u ravni zida

$$\xi_{ul} = 0,5 \quad , \quad \text{uz } v$$



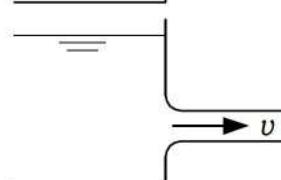
b) Cev upuštena u rezervoar  
(upust duži od prečnika)

$$\xi_{ul} = 1,0 \quad , \quad \text{uz } v$$



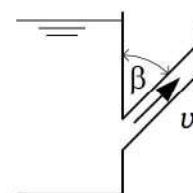
c) Zaobljen ulaz ( $r/D > 0,18$ )

$$\xi_{ul} = 0,05 \quad , \quad \text{uz } v$$



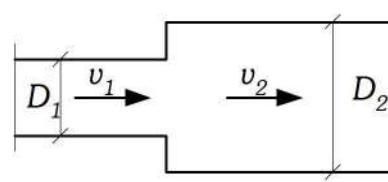
d) Ulaz pod uglom

$$\xi_{ul} = 0,5 + 0,3 \cos \beta + 0,2 \cos^2 \beta \quad , \quad \text{uz } v$$

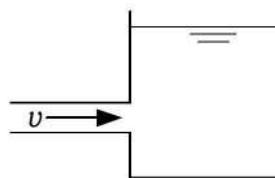


**Naglo proširenje (formula Borde)**

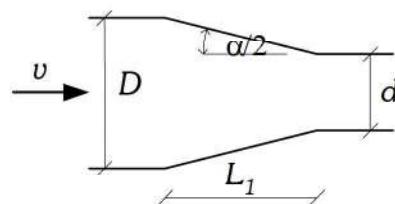
$$\Delta h = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

**Ulaz u rezervoar**

$$\xi = 1,0 \quad , \text{ uz } v$$

**Kontinualno suženje (redukcija)**

$$\Delta h = h_1 + h_2$$



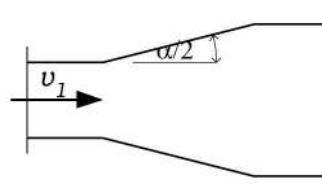
$h_1 = x \cdot h_1$ ; gde je  $x = \frac{(n^4 - 1)}{4(n - 1)}$ ; a  $h_1$  piezometarski pad u cevi iste dužine kao i suženje, a prečnika kao širi presek;  
 $n = D/d$

$$h_2 = \xi \frac{v^2}{2g}; \quad \text{gde je } \xi \text{ dato u tablici:}$$

$n = D/d$	1,15	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50
ugao nagiba						
6°	0,006	0,018	0,085	0,230	0,500	1,500
8°	0,009	0,028	0,138	0,373	0,791	2,420
10°	0,012	0,040	0,200	0,530	1,050	3,400
15°	0,022	0,070	0,344	0,934	1,980	6,070
20°	0,045	0,120	0,600	1,730	3,500	11,00
30°	0,280	0,250	1,250	3,400	7,000	-

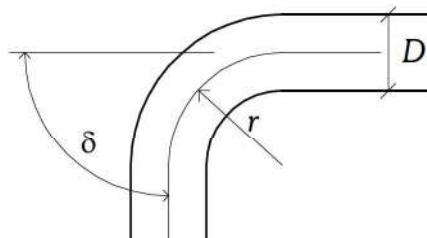
**Kontinualno proširenje (Lorencova formula)**

$$\xi = \frac{4}{3} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}, \quad \text{uz } v_1$$



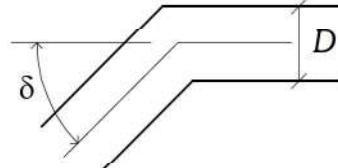
**Krivine**

a) Zaobljene krivine

Vrednosti za  $\xi$  date su u tablici:

$n=D/r$	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
ugao krivine $\Omega$	0,11	0,10	0,09	0,08	0,08
22,5°	0,19	0,17	0,16	0,15	0,15
45°	0,25	0,22	0,21	0,20	0,19
60°	0,33	0,29	0,27	0,26	0,26
90°	0,41	0,36	0,35	0,35	0,35
135°	0,48	0,43	0,42	0,42	0,42
180°					
krivina koja se uliva u neki pun rezervoar					
90°	1,68	1,64	1,62	1,61	1,61

b) Oštре krivine (bez zaobljenja):



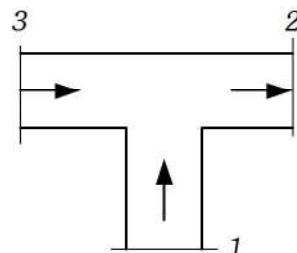
ugao krivine $\delta$	22,5°	30°	45°	60°	75°	90°
$\xi$	0,17	0,20	0,40	0,70	1,0	1,5

**T-komadi**

a) Uливанje - раљва под углом 90°

$$\Delta h_{32} = \xi_{32} \frac{v_2^2}{2g}$$

$$\Delta h_{12} = \xi_{12} \frac{v_2^2}{2g}$$



Vrednosti za  $\xi_{32}$  su date u tablici:

$Q_1 / Q_2$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
$\xi_{32}$	0,16	0,27	0,38	0,46	0,53	0,57	0,59	0,60	0,55

Vrednosti za  $\xi_{12}$  dati su u tablici ( $A$  - površina popr. peseseka cevi):

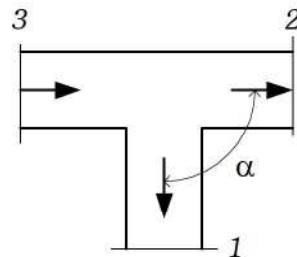
$Q_1 / Q_2$	$A_1 / A_2$						
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8	1,0
0,0	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00
0,2	3,80	0,72	0,17	-0,03	-0,17	-0,22	-0,30
0,4	16,3	4,30	2,06	1,30	0,75	0,55	0,44
0,5	25,5	6,75	3,23	2,05	1,20	0,89	0,77
0,6	36,7	9,70	4,70	2,98	1,68	1,25	1,04
0,8	64,9	16,9	7,92	4,92	2,70	1,92	1,58
1,0	101,0	26,0	11,90	7,25	3,80	2,57	2,00

b) Odvojak - račva za odliv (pod uglom  $\alpha = 0 - 90^0$ )

$$\Delta h_{32} = \xi_{32} \frac{v_3^2}{2g}$$

gde se  $\xi_{12}$  računa po formuli:

$$\xi_{32} = 0,4 \left( 1 - \frac{v_2}{v_3} \right)^2$$



$$\Delta h_{31} = \xi_{31} \frac{v_3^2}{2g}$$

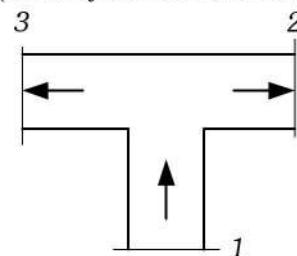
Vrednosti za  $\xi_{31}$  dati su u tablici:

$v_1 / v_3$	$\alpha$				$\alpha=90^\circ$	
	$15^\circ$	$30^\circ$	$45^\circ$	$60^\circ$	$D_1/D_3 < 2/3$	$D_1/D_3 = 1$
0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
0,2	0,65	0,70	0,75	0,84	1,04	1,01
0,4	0,38	0,46	0,60	0,76	1,16	1,05
0,6	0,20	0,31	0,50	0,65	1,35	1,15
0,8	0,09	0,25	0,51	0,80	1,64	1,32
1,0	0,07	0,27	0,58	1,00	2,00	1,45
1,6	0,46	0,80	1,30	1,98	3,54	1,95
2,0	1,10	1,52	2,16	3,00	4,60	2,45

c) Simetrično odvajanje struja,  $D_1=D_2=D_3$  (koeficijenti idu uz brzinu  $v_1$ )

$$\xi_{12} = 1 + 0,3 \left( \frac{v_2}{v_1} \right)^2$$

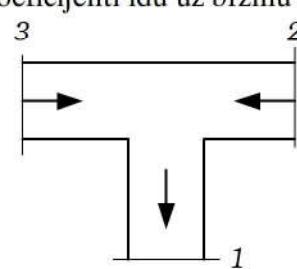
$$\xi_{13} = 1 + 0,3 \left( \frac{v_3}{v_1} \right)^2$$



d) Simetrično spajanje struja  $D_1=D_2=D_3$  (koeficijenti idu uz brzinu  $v_1$ )

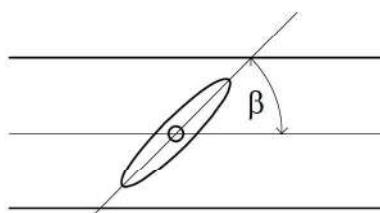
$$\xi_{12} = 2 + 3 \left( \left( \frac{Q_2}{Q_1} \right)^2 - \frac{Q_2}{Q_1} \right)$$

$$\xi_{13} = 2 + 3 \left( \left( \frac{Q_3}{Q_1} \right)^2 - \frac{Q_3}{Q_1} \right)$$



### Zatvarači

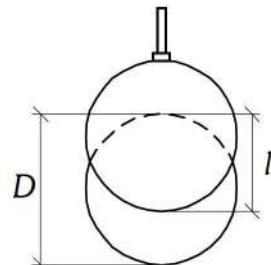
a) Leptirasti zatvarač



$\beta$	$0-5^\circ$	$10^\circ$	$20^\circ$	$30^\circ$	$40^\circ$	$50^\circ$	$60^\circ$	$70^\circ$
$\xi_z$	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	32,6	118	751

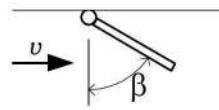
gde je  $\beta$  ugao otvorenosti zatvarača ( $0^\circ$  odgovara potpuno otvorenom, a  $90^\circ$  potpuno zatvorenom zatvaraču).

b) Pljosnati zatvarač (zasun)



$l/d$	0	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
$\xi_z$	0,12	0,15	0,26	0,81	2,06	5,52	17	98

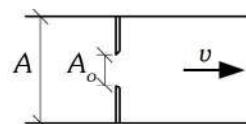
gde je  $l/d$  veličina spuštenosti ploče.

**Povratna klapna**

$\beta$	20	30	40	50	60	70
$\xi_k$	62	30	14	6,6	3,2	1,7

Prosečna vrednost koeficijenta gubitaka na klapni, vezane za prosečnu brzinu tečenja u punom profilu iznose:

$v$ (m/s)	0,5	1,0	2,0
$\xi_k$	3,5	1,2	0,6

**Blenda (kružni otvor)**

$A_0/A$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$\xi_b$	226	47,8	17,5	7,8	3,75	1,8	0,8	0,29	0,06

Koeficijent  $\xi_b$  ide uz brzinu u cevi  $v$ , a  $A$  i  $A_0$  su površine poprečnog preseka cevi odnosno otvora blende.

**PRILOG 5 - IZVOD IZ *PRAVILNIKA O TEHNIČKIM NORMATIVIMA ZA HIDRANTSku MREŽU ZA GAŠENJE POŽARA (SL. LIST SFRJ, BR. 30/91)***

\*\*\*

**Član 12.**

Količina vode u sekundi potrebna za gašenje požara u naseljima gradskog tipa, zavisno od broja stanovnika i računskog broja istovremenih požara, data je u tabeli 1.

Ako je naselje podeljeno u zone prema izvorima za napajanje vodom za gašenje požara koji nisu među sobom povezani, računski broj istovremenih požara i količina vode za gašenje požara određuju se prema broju stanovnika koji pripadaju odgovarajućoj zoni.

Tabela 1

Broj stanovnika u hiljadama	Računski broj istovremenih požara	Najmanja količina vode u l/s po jednom požaru, bez obzira na otpornost objekata prema požaru
do 5	1	10
6 do 10	1	15
11 do 25	2	20
26 do 50	2	25
51 do 100	2	35
101 do 200	3	40
201 do 300	3	45
301 do 400	3	50
401 do 500	3	55
501 do 600	3	60
601 do 700	3	65
701 do 800	3	70
801 do 1000	3	80
1001 do 2000	4	90

**Član 13.**

Ukupna količina vode potrebna za gašenje požara u industrijskim i drugim objektima, zavisno od stepena otpornosti objekta prema požaru i kategorije tehnološkog procesa prema ugroženosti od požara, data je u tabeli 2.

Tabela 2

Stepen otpornosti objekta prema požaru	Kategorija tehnološkog procesa prema ugroženosti od požara	Količina vode u litrima na sekundu potrebna za jedan požar, zavisno od zapremine u kubnim metrima objekta koji se štiti						
		do 3000	3001 do 5000	5001 do 20000	20001 do 50000	50001 do 200000	200001 do 400000	iznad 400000
V i IV	K4, K5	10	10	10	10	15	20	25
V i IV	K1, K2, K3	10	10	15	20	30	35	-
III	K4, K5	10	10	15	25	-	-	-
I i II	K4 i K5	10	15	20	30	-	-	-
I i II	K3	15	20	25	-	-	-	-1)

- 1) Prazna polja u tabeli 2 ne znače da za odnosne objekte nije potrebna voda za gašenje nego da se, zavisno od stepena otpornosti prema požaru i njihove veličine, u takve objekte ne postavljaju tehnološki procesi odredene kategorije ugroženosti od požara.

#### Član 14.

Simboli za kategoriju tehnološkog procesa prema ugroženosti od požara dati u tabeli 2 imaju sledeća značenja:

K1 - predstavlja kategoriju tehnološkog procesa prema ugroženosti od požara u koju spadaju pogoni u kojima se radi sa materijalom koji se može zapaliti ili eksplodirati pod dejstvom vode ili kiseonika, lako zapaljivim tečnostima čija je tačka paljenja ispod 23° C i gasovima i parom čija je donja granica eksplozivnosti ispod 10 % (V/V), na primer: pogoni u kojima se radi sa metalnim natrijumom ili kalijumom, fosforom i karbidom, pogoni za proizvodnju viskoznih vlakana, ekstrakciju benzinom, hidriranje, rekuperaciju i rektifikaciju organskih rastvarača i skladišta benzina, ugljen-disulfida, etra, acetona i sl.;

K2 - predstavlja kategoriju tehnološkog procesa prema ugroženosti od požara u koju spadaju pogoni u kojima se radi sa lako zapaljivim tečnostima čija je tačka paženja između 23° C i 100° C i zapaljivim gasovima čija je donja granica eksplozivnosti iznad 10 % (V/V), pogoni u kojima se obrađuju čvrste zapaljive materije, pri čemu se razvija eksplozivna prašina, na primer: pumpna postrojenja i stanice za tečne materije čija je tačka paljenja, između 23° C i 100° C, pogoni u kojima se stvaraju ugljena prašina, drvene strugotine, brašno, šećer u prahu, sintetički kaučuk u prahu i sl.;

K3 - predstavlja kategoriju tehnološkog procesa ugroženosti prema požaru u koju spadaju pogoni u kojima se radi sa zapaljivim tečnostima čija je tačka paljenja 100°C do 300°C i čvrstim materijama temperature paljenja do 300°C, na primer: pogoni za mehaničku preradu drveta i proizvodnju hartije, pogoni za proizvodnju tekstila, pogoni za regeneraciju ulja za podmazivanje, skladišta goriva i maziva,

sredstva za transport uglja, zatvorena skladišta uglja, pumpne stанице за tečnosti čija je tačka paljenja 100°C do 300°C, garaže za automobile i javni poslovi i stambeni objekti koji mogu da prime više od 500 lica;

K4 - predstavlja kategoriju tehnološkog procesa ugroženosti prema požaru u koju spadaju pogoni u kojima se radi sa zapaljivim tečnostima čija je tačka paljenja iznad 300°C, čvrstim materijama čija je tačka paljenja iznad 300°C, i materijama koje se prerađuju u zagrejanom, razmekšanom ili rastopljenom stanju, pri čemu se oslobada toplota praćena iskrama i plamenom, na primer:pogoni za topljenje, livenje i preradu metala, gas-generatorske stанице, odeljenja za ispitivanje motora sa unutrašnjim sagorevanjem, kotlarnice, transformatorske stанице i pogoni u kojima sagoreva čvrsto, tečno i gasovito gorivo, kao i javni poslovni i stambeni objekti koji mogu da prime od 100 do 500 lica;

K5 - predstavlja kategoriju tehnološkog procesa ugroženosti prema požaru u koju spadaju pogoni u kojima se radi sa negorivim materijama i hladnim mokrim materijalom, na primer: pogoni za mehaničku obradu metala, kompresorske stанице, pogoni za proizvodnju negorivih gasova, mokra odeljenja industrije tekstila i hartije, pogoni za dobijanje i hladnu obradu minerala, azbesta i soli i za preradu ribe, mesa i mlečnih proizvoda, vodne stанице i objekti koji mogu da prime od 20 do 100 ljudi.

Stepen otpornosti objekta prema požaru utvrđen je standardom JUS U.J1.240.

#### Član 15.

Ako je površina na kojoj se nalazi kompleks industrijskih objekata do 150 ha, računa se sa jednim požarom, a ako je površina veća, računa se sa dva istovremena požara.

### III. SPOLJNA HIDRANTSKA MREŽA

#### Član 16.

Za spoljnu hidrantsku mrežu izrađuje se prstenasti sistem cevovoda.

Izuzetno od stava 1. ovog člana, dopušta se izrada slepog cevovoda za objekte namenjene stanovanju i druge objekte čije požarno opterećenje ne prelazi 1000 MJ/m<sup>2</sup>, s tim da dužina slepog cevovoda iznosi najviše 180 m.

Na cevovode iz st. 1. i 2. ovog člana ugrađuje se potreban broj zapornih ventila za odvajanje pojedinih sektora.

#### Član 17.

Rastojanje između spoljnih hidranata određuje se zavisno od namene, veličine i sličnih karakteristika objekta, s tim da se požar na svakom objektu može gasiti sa najmanje dva spoljna hidranta. Dozvoljeno rastojanje između dva hidranta iznosi najviše 80 m.

U naseljenim mestima, u kojima se nalaze pretežno stambeni objekti, rastojanje između spoljnih hidranata iznosi najviše 150 m.

Rastojanje hidranata od zida objekta iznosi najmanje 5 m, a najviše 80 m.

\*\*\*

#### Član 20.

Prema protoku koji treba ostvariti, ugrađuju se hidranti No 80 ili No 100.

Hidranti moraju biti postavljeni ili se moraju zaštititi tako da se ne smeju zamrznuti ili oštetiti.

#### Član 21.

Cevi razvodnog cevovoda u mreži hidranata i cevi za pojedini hidrant moraju imati prečnik prema proračunu, ali ne manji od 100 mm.

Potreban pritisak u spoljnoj hidrantskoj mreži određuje se proračunom u zavisnosti od visine objekta i drugih uslova, ali ne sme biti niži od 2,5 bar.

#### Član 22.

Ako spoljna hidrantska mreža raspolaže dovoljnom količinom vode, a pritisak ne ispunjava uslove iz člana 21. ovog pravilnika, mora se ugraditi uređaj za povišenje pritiska vode, čiji napor pumpe mora odgovarati potrebama pri pritisku koji na mestu potrošnje iznosi najmanje 2,5 bar.

\*\*\*

### IV. UNUTRAŠNJA HIDRANTSKA MREŽA

#### Član 24.

Unutrašnja hidrantska mreža u stambenim i javnim objektima i proizvodnim pogonima može biti zasebna ili zajednička sa mrežom vode za piće.

U zasebnoj unutrašnjoj hidrantskoj mreži može se koristiti i voda upotrebljena u tehnološkom procesu.

#### Član 25.

Unutrašnja hidrantska mreža mora stalno da bude pod pritiskom vode, bez obzira na izvor iz kog se snabdeva vodom, tako da na najvišem spratu objekta na mlaznici ima najniži pritisak od 2,5 bar pri protoku vode datom u tabeli 3.

Na unutrašnjem hidrantskom priključku najviši hidrostatički pritisak iznosi 7 bar.

#### Član 26.

Za unutrašnju hidrantsku mrežu upotrebljavaju se cevi najmanjeg unutrašnjeg prečnika 52 mm, odnosno hidrantski priključak najmanjeg unutrašnjeg prečnika 52 mm, tip c, prema standardu JUS M.B6.673.

Cevi za unutrašnju hidrantsku mrežu postavljaju se tako da budu zaštićene od mehaničkog oštećenja.

Cevi za unutrašnju hidrantsku mrežu ne postavljaju se kroz prostorije ugrožene požarom.

Ako nije moguće ispuniti zahteve iz st. 2. i 3. ovog člana, cevi za unutrašnju hidrantsku mrežu mogu u većim prostorijama da se postave i uz unutrašnje stubove objekta.

#### Član 27.

Medusobno rastojanje hidranata određuje se tako da se celokupan prostor koji se štiti pokriva mlazom vode, pri čemu se vodi računa o tome da dužina creva iznosi 15 m, a dužina kompaktnog mlaza 5 m.

Hidranti se smeštaju u prolaze, stepenišne prostore i puteve za evakuaciju, u neposrednoj blizini ulaznih vrata prostorija koje mogu biti ugrožene požarom, tako da ne ometaju evakuaciju.

#### Član 28.

U hidrantski ormar postavlja se vatrogasno crevo nazivnog prečnika 52 mm sa mlaznicom prečnika 12 mm.

Izuzetno od stava 1. ovog člana, u stambenim objektima, pored standardnog priključka prečnika 52 mm, mogu se postavljati priključci prečnika 25 mm na koje se priključuju creva stalnog preseka i nazivnog prečnika 25 mm, sa mlaznicom prečnika 8 mm, sa loptastom slavinom.

U slučajevima iz stava 2. ovog člana nije obavezno postavljanje standardnog vatrogasnog creva iz stava 1. ovog člana.

Ventil u hidrantskom ormaru postavlja se na 1,50 m od poda, a ormar se označava oznakom za hidrant (slovom "H").

\*\*\*

#### Član 31.

Unutrašnja hidrantska mreža u objektima postavlja se tako da je moguće štititi od požara sve prostorije.

Protik unutrašnje hidrantske mreže na najvišem spratu mora biti u skladu sa vrednostima datim u tabeli 3.

Tabela 3

Visina objekta, m	Najmanji protok, l/s
do 22	5
23 do 40	7,5
41 do 75	10
iznad 75	12,5

**PRILOG 6.** RASTVORLJIVOST KISEONIKA U VODI IZLOŽENOJ  
VAZDUHU ZASIĆENOM VODENOM PAROM PRI  
NORMALNOM ATMOSFERSKOM PRITISKU  
(1013 mbar)

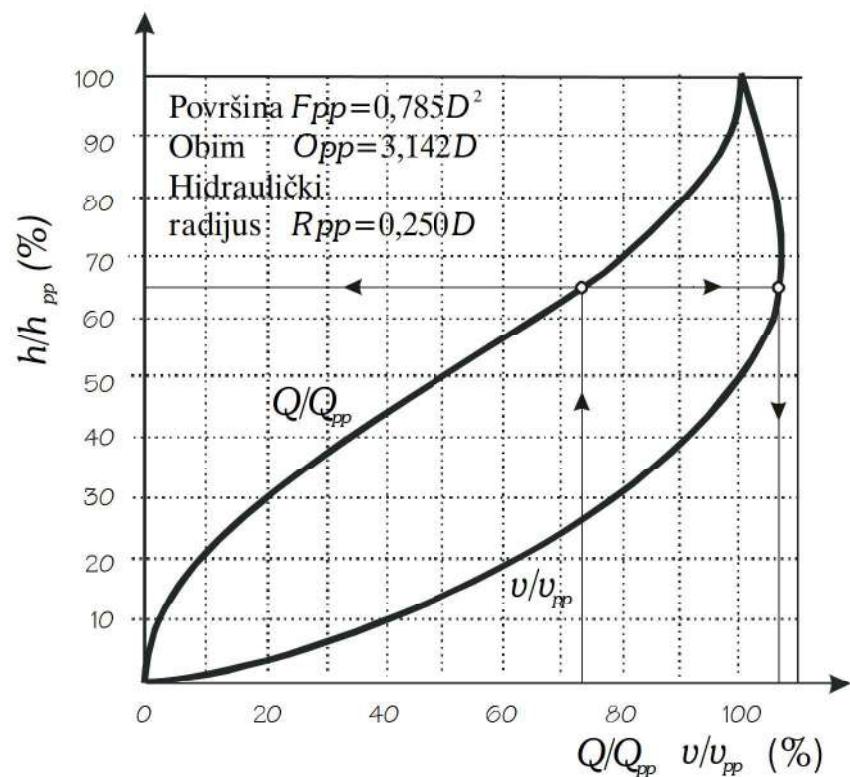
Temperatura (°C)	Koncentracija hlorida u vodi (mg/l)					Razlika za 100 mg/l hlorida
	0	5 000	10 000	15 000	20 000	
	Koncentracija rastvorenog kiseonika pri saturaciji (mg O <sub>2</sub> /l)					
0	14,62	13,79	12,97	12,14	11,32	0,017
1	14,23	13,41	12,61	11,82	11,03	0,016
2	13,84	13,05	12,28	11,52	10,76	0,015
3	13,48	12,72	11,98	11,24	10,50	0,015
4	13,13	12,41	11,69	10,97	10,25	0,014
5	12,80	12,09	11,39	10,70	10,01	0,014
6	12,48	11,79	11,12	10,45	9,78	0,014
7	12,17	11,51	10,85	10,21	9,57	0,013
8	11,87	11,24	10,61	9,98	9,36	0,013
9	11,59	10,97	10,36	9,76	9,17	0,012
10	11,33	10,73	10,13	9,55	8,98	0,012
11	11,08	10,49	9,92	9,35	8,80	0,011
12	10,83	10,28	9,72	9,17	8,62	0,011
13	10,60	10,05	9,52	8,98	8,46	0,011
14	10,37	9,85	9,32	8,80	8,30	0,010
15	10,15	9,65	9,14	8,63	8,14	0,010
16	9,95	9,46	8,96	8,47	7,99	0,010
17	9,74	9,26	8,78	8,30	7,84	0,010
18	9,54	9,07	8,62	8,15	7,70	0,009
19	9,35	8,89	8,45	8,00	7,56	0,009
20	9,17	8,73	8,30	7,86	7,42	0,009
21	8,99	8,57	8,14	7,71	7,28	0,009
22	8,83	8,42	7,99	7,57	7,14	0,008
23	8,68	8,27	7,85	7,43	7,00	0,008
24	8,53	8,12	7,71	7,30	6,87	0,008
25	8,38	7,96	7,56	7,15	6,74	0,008
30	7,63	7,25	6,86	6,49	6,13	0,007

**PRILOG 7.***Tabela za proračun kanalizacionih okruglih cevi po*

N <sub>gib</sub> (%)	Prečnik cevi u cm													
	20		25		30		40		50		60		70	
	Q <sub>pp</sub> (l/s)	v <sub>pp</sub> (m/s)												
0,2									58,8	0,3	85,2	0,3	128	0,33
0,25							35,7	0,28	64,6	0,33	95,4	0,33	143	0,37
0,3							41,4	0,33	74,8	0,38	105	0,37	157	0,41
0,4							21,5	0,3	46,3	0,37	83,7	0,43	121	0,43
0,5							23,6	0,33	50,8	0,4	91,8	0,47	136	0,48
0,6			14,6	0,3	23,6	0,33	50,8	0,4	91,8	0,47	149	0,53	224	0,58
0,8	9,5	0,3	16,8	0,34	27,4	0,39	58,8	0,47	106	0,54	172	0,61	259	0,67
1	10,4	0,33	18,9	0,38	30,7	0,43	65,8	0,52	119	0,61	193	0,68	289	0,75
1,25	11,6	0,37	21,1	0,43	34,3	0,49	73,7	0,59	133	0,68	216	0,76	324	0,84
1,5	12,8	0,41	23,2	0,47	37,7	0,53	80,8	0,64	146	0,74	236	0,84	355	0,92
2	14,8	0,47	26,8	0,55	43,5	0,62	93,5	0,74	169	0,86	273	0,97	410	1,07
2,5	16,6	0,53	30	0,61	48,7	0,69	105	0,83	188	0,96	306	1,08	459	1,19
3	18,2	0,58	32,9	0,67	53,4	0,76	115	0,91	207	1,05	335	1,19	503	1,31
4	21	0,67	38	0,78	61,8	0,87	133	1,05	239	1,22	387	1,37	582	1,51
5	23,5	0,75	42,6	0,87	69,1	0,98	148	1,18	268	1,36	433	1,53	650	1,69
6	25,8	0,82	46,7	0,95	75,8	1,07	162	1,29	293	1,49	475	1,68	713	1,85
7	27,8	0,89	50,4	1,03	81,9	1,16	176	1,4	317	1,61	513	1,81	770	2
8	29,8	0,95	53,9	1,1	87,6	1,24	188	1,49	339	1,73	548	1,94	824	2,14
10	33,3	1,06	60,3	1,23	98	1,39	210	1,67	378	1,93	613	2,17	921	2,39
12	36,5	1,16	66,1	1,35	107	1,52	230	1,83	415	2,11	672	2,38	1009	2,62
14	39,5	1,26	71,5	1,46	116	1,64	249	1,98	449	2,28	728	2,57	1090	2,83
16	42,2	1,34	76,4	1,56	124	1,75	266	2,12	480	2,44	776	2,75	1166	3,03
18	44,8	1,43	81,1	1,65	132	1,86	282	2,24	509	2,59	824	2,91	1237	3,21
20	47,2	1,5	85,5	1,74	139	1,96	297	2,37	537	2,73	868	3,07	1304	3,39
22	49,5	1,58	89,7	1,83	146	2,06	312	2,48	563	2,87	911	3,22	1367	3,55
24	51,7	1,65	93,7	1,91	152	2,15	326	2,59	588	2,99	951	3,36	1428	3,71
25	52,8	1,68	95,6	1,95	155	2,2	333	2,65	600	3,06	971	3,43	1458	3,79
26	53,9	1,71	97,5	1,99	158	2,24	339	2,7	612	3,12	990	3,5	1487	3,86
28	55,9	1,78	101	2,06	164	2,32	352	2,8	635	3,23	1028	3,63	1543	4,01
30	57,9	1,84	105	2,13	170	2,41	364	2,9	657	3,35	1064	3,76	1597	4,15
32	59,8	1,9	108	2,2	176	2,48	376	3	679	3,46	1099	3,89	1650	4,29
34	61,6	1,96	112	2,27	181	2,56	388	3,09	700	3,58	1133	4,01	1701	4,42
36	63,4	2,02	115	2,34	186	2,64	399	3,18	720	3,67	1166	4,12	1750	4,55
38	65,2	2,07	118	2,4	191	2,71	410	3,28	740	3,77	1197	4,24	1798	4,67
40	66,8	2,13	121	2,47	196	2,78	421	3,35	759	3,87	1229	4,35	1845	4,79
42	68,5	2,18	124	2,53	201	2,85	431	3,43	778	3,96	1259	4,45	1890	4,91
44	70,1	2,23	127	2,59	206	2,91	441	3,51	796	4,06	1289	4,56	1935	5,03
46	71,7	2,28	130	2,64	211	2,98	451	3,59	814	4,15	1318	4,66		
48	73,3	2,33	133	2,7	215	3,04	461	3,67	832	4,24	1346	4,76		
50	74,8	2,38	135	2,76	220	3,11	471	3,75	849	4,32	1374	4,86		
60	80,3	2,56	146	2,97	237	3,35	510	4,06	924	4,71	1504	5,32		
70	86,8	2,76	157	3,21	256	3,62	551	4,38	999	5,09				
80	92,8	2,95	168	3,43	274	3,87	589	4,69						
100	103,7	3,30	188	3,83	306	4,33	658	5,24						

*Prantl-Kolbrukovoj formuli za  $k_b=1,5$  mm*

**PRILOG 8.** DIJAGRAM  $Q/Q_{pp}$  i  $v/v_{pp}$  ZA KRUŽNI PROFIL  
*(sa uticajem trenja vazduha)*



**PRILOG 9. GEOMETRIJSKE I HIDRAULIČKE KARAKTERISTIKE  
KRUŽNOG POPREČNOG PROFILA**

$Q/Q_{pp}$	$h/D$	$v/v_{pp}$	$R/D$	$Q/Q_{pp}$	$h/D$	$v/v_{pp}$	$R/D$	$Q/Q_{pp}$	$h/D$	$v/v_{pp}$	$R/D$	$Q/Q_{pp}$	$h/D$	$v/v_{pp}$	$R/D$
0,001	0,023	0,17	0,0152	0,095	0,205	0,640	0,1233	0,41	0,445	0,95	0,2313	0,805	0,701	1,08	0,2964
0,002	0,032	0,21	0,0210	0,100	0,211	0,650	0,1265	0,42	0,451	0,96	0,2334	0,810	0,705	1,08	0,2969
0,003	0,038	0,24	0,0249	0,105	0,216	0,660	0,1291	0,43	0,458	0,96	0,2359	0,815	0,709	1,08	0,2974
0,004	0,044	0,26	0,0287	0,110	0,221	0,670	0,1317	0,44	0,464	0,97	0,2380	0,820	0,713	1,08	0,2979
0,005	0,049	0,28	0,0319	0,115	0,226	0,680	0,1343	0,45	0,470	0,97	0,2401	0,825	0,717	1,08	0,2984
0,006	0,053	0,29	0,0345	0,120	0,231	0,690	0,1369	0,46	0,476	0,98	0,2420	0,830	0,721	1,08	0,2989
0,007	0,057	0,30	0,0370	0,125	0,236	0,690	0,1395	0,47	0,482	0,99	0,2441	0,835	0,725	1,08	0,2993
0,008	0,061	0,32	0,0395	0,130	0,241	0,700	0,1421	0,48	0,488	0,99	0,2461	0,840	0,729	1,07	0,2997
0,009	0,065	0,33	0,0420	0,135	0,245	0,710	0,1441	0,49	0,494	1,00	0,2481	0,845	0,734	1,07	0,3002
0,010	0,068	0,34	0,0439	0,140	0,250	0,720	0,1466	0,50	0,500	1,00	0,2500	0,850	0,738	1,07	0,3006
0,011	0,071	0,35	0,0458	0,145	0,255	0,720	0,1491	0,51	0,506	1,00	0,2519	0,855	0,742	1,07	0,301
0,012	0,074	0,36	0,0476	0,150	0,259	0,730	0,1511	0,52	0,512	1,01	0,2538	0,860	0,747	1,07	0,3014
0,013	0,077	0,36	0,0495	0,155	0,263	0,740	0,1531	0,53	0,519	1,01	0,2559	0,865	0,751	1,07	0,3018
0,014	0,080	0,37	0,0513	0,160	0,268	0,740	0,1556	0,54	0,525	1,02	0,2577	0,870	0,756	1,07	0,3022
0,015	0,083	0,38	0,0532	0,165	0,272	0,750	0,1575	0,55	0,531	1,02	0,2595	0,875	0,761	1,07	0,3025
0,016	0,086	0,39	0,0550	0,170	0,276	0,760	0,1950	0,56	0,537	1,02	0,2612	0,880	0,766	1,07	0,3028
0,017	0,088	0,39	0,0562	0,175	0,281	0,760	0,1619	0,57	0,543	1,03	0,2629	0,885	0,770	1,07	0,3031
0,018	0,091	0,40	0,0581	0,180	0,285	0,770	0,1638	0,58	0,550	1,03	0,2649	0,890	0,775	1,07	0,3033
0,019	0,093	0,41	0,0593	0,190	0,293	0,780	0,1676	0,59	0,556	1,03	0,2665	0,895	0,781	1,07	0,3036
0,020	0,095	0,41	0,0605	0,200	0,301	0,790	0,1714	0,60	0,562	1,04	0,2681	0,900	0,786	1,07	0,3038
0,022	0,100	0,42	0,0635	0,210	0,309	0,800	0,1751	0,61	0,568	1,04	0,2697	0,905	0,791	1,07	0,304
0,024	0,104	0,43	0,0659	0,220	0,316	0,810	0,1784	0,62	0,575	1,04	0,2715	0,910	0,797	1,07	0,3041
0,026	0,108	0,45	0,0683	0,230	0,324	0,820	0,1820	0,63	0,581	1,05	0,2731	0,915	0,803	1,06	0,3042
0,028	0,112	0,45	0,0707	0,240	0,331	0,830	0,1851	0,64	0,587	1,05	0,2745	0,920	0,808	1,06	0,3043
0,030	0,116	0,46	0,0731	0,250	0,339	0,840	0,1887	0,65	0,594	1,05	0,2762	0,925	0,814	1,06	0,3043
0,032	0,120	0,47	0,0755	0,260	0,346	0,850	0,1918	0,66	0,600	1,05	0,2776	0,930	0,821	1,06	0,3043
0,034	0,123	0,48	0,0772	0,270	0,353	0,860	0,1948	0,67	0,607	1,06	0,2793	0,935	0,827	1,06	0,3042
0,036	0,127	0,49	0,0796	0,280	0,360	0,860	0,1978	0,68	0,613	1,06	0,2806	0,940	0,834	1,05	0,304
0,038	0,130	0,50	0,08130	0,290	0,367	0,870	0,2007	0,69	0,620	1,06	0,2821	0,945	0,841	1,05	0,3037
0,040	0,134	0,50	0,0837	0,300	0,374	0,880	0,2037	0,70	0,626	1,06	0,2834	0,950	0,849	1,05	0,3033
0,045	0,141	0,52	0,0877	0,310	0,381	0,890	0,2066	0,71	0,633	1,06	0,2848	0,955	0,856	1,05	0,3029
0,050	0,149	0,54	0,0923	0,320	0,387	0,890	0,2090	0,72	0,640	1,07	0,2862	0,960	0,865	1,04	0,3022
0,055	0,156	0,55	0,0963	0,330	0,394	0,900	0,2118	0,73	0,646	1,07	0,2874	0,965	0,874	1,04	0,3014
0,060	0,163	0,57	0,1002	0,340	0,401	0,910	0,2146	0,74	0,653	1,07	0,2887	0,970	0,883	1,04	0,3004
0,065	0,170	0,58	0,1042	0,350	0,407	0,920	0,2170	0,750	0,660	1,07	0,29	0,975	0,894	1,03	0,2989
0,070	0,176	0,59	0,1075	0,360	0,414	0,920	0,2197	0,760	0,667	1,07	0,2912	0,980	0,905	1,03	0,2972
0,075	0,182	0,60	0,1108	0,370	0,420	0,93	0,2220	0,770	0,675	1,07	0,2925	0,985	0,919	1,02	0,2946
0,080	0,188	0,61	0,1141	0,380	0,426	0,93	0,2243	0,780	0,682	1,07	0,2936	0,990	0,935	1,02	0,2908
0,085	0,194	0,620	0,1174	0,390	0,433	0,940	0,2269	0,790	0,689	1,07	0,2947	0,995	0,956	1,01	0,2844
0,090	0,200	0,630	0,1206	0,400	0,439	0,950	0,2291	0,800	0,697	1,07	0,2958	1,000	1,000	1,00	0,2500

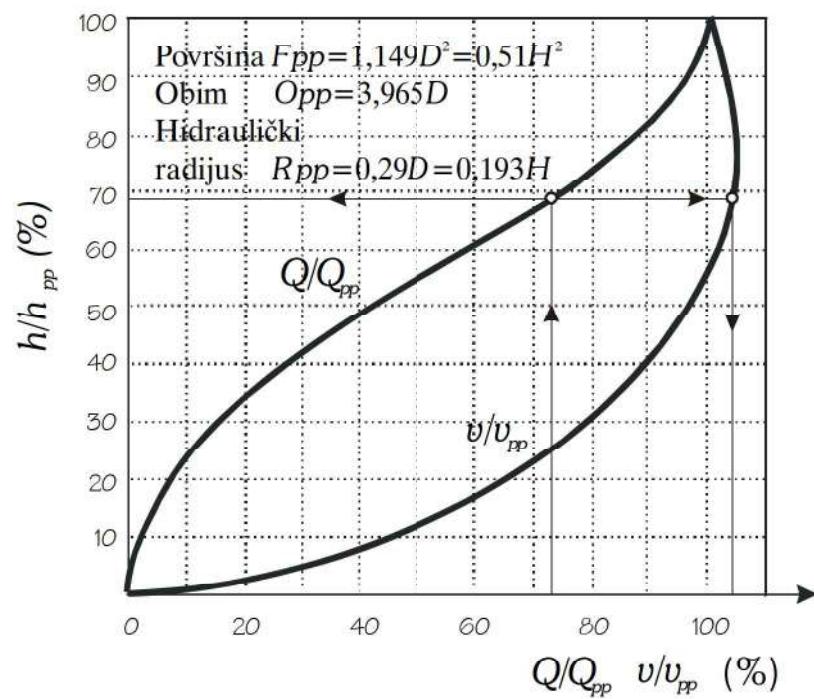
**PRILOG 10.***Tabela za proračun kanalizacionih jajstih cevi po*

Nagib (%)	Dimenziije cevi (cm)									
	50/75		60/90		70/105		80/120		90/135	
	$Q_{pp}$ (l/s)	$v_{pp}$ (m/s)	$Q_{pp}$ (l/s)	$v_{pp}$ (m/s)	$Q_{pp}$ (l/s)	$v_{pp}$ (m/s)	$Q_{pp}$ (l/s)	$v_{pp}$ (m/s)	$Q_{pp}$ (l/s)	$v_{pp}$ (m/s)
	(%)	(l/s)	(m/s)	(l/s)	(m/s)	(l/s)	(m/s)	(l/s)	(m/s)	(l/s)
0,2	84,5	0,29	137	0,33	206	0,37	293	0,4	400	0,43
0,25	94,7	0,33	153	0,37	230	0,41	328	0,45	448	0,48
0,3	104	0,36	168	0,41	253	0,45	360	0,49	491	0,53
0,4	120	0,42	195	0,47	293	0,52	416	0,57	568	0,61
0,5	135	0,47	218	0,53	328	0,58	466	0,63	636	0,68
0,6	148	0,51	239	0,58	359	0,64	511	0,7	697	0,75
0,8	171	0,6	277	0,67	416	0,74	591	0,8	806	0,87
1	191	0,67	310	0,75	465	0,83	661	0,9	901	0,97
1,25	214	0,75	347	0,84	520	0,92	740	1,01	1009	1,08
1,5	235	0,82	380	0,92	570	1,01	811	1,1	1106	1,19
2	271	0,94	439	1,06	659	1,17	937	1,27	1278	1,37
2,5	304	1,06	491	1,19	737	1,31	1048	1,43	1429	1,54
3	333	1,16	538	1,3	808	1,44	1149	1,56	1566	1,68
4	384	1,34	622	1,5	934	1,66	1327	1,81	1809	1,94
5	430	1,5	696	1,68	1044	1,86	1484	2,02	2024	2,18
6	471	1,64	762	1,84	1145	2,03	1627	2,21	2217	2,38
7	509	1,77	824	1,99	1237	2,2	1757	2,39	2396	2,58
8	545	1,9	881	2,31	1322	2,35	1879	2,56	2561	2,75
10	609	2,12	985	2,38	1479	2,63	2101	2,86	2864	3,08
12	667	2,32	1079	2,61	1620	2,88	2303	3,13	3139	3,37
14	721	2,51	1166	2,82	1750	3,11	2487	3,38	3390	3,64
16	771	2,68	1247	3,02	1872	3,33	2660	3,62	3625	3,9
18	818	2,85	1323	3,2	1985	3,53	2821	3,84	3845	4,13
20	862	3	1394	3,37	2093	3,72	2974	4,05	4054	4,36
22	904	3,15	1463	3,54	2195	3,9	3119	4,24	4252	4,57
24	945	3,29	1528	3,7	2293	4,07	3258	4,43	4441	4,77
25	964	3,36	1559	3,77	2340	4,16	3326	4,52	4533	4,87
26	983	3,42	1590	3,85	2387	4,24	3392	4,61	4623	4,97
28	1020	3,55	1650	3,99	2477	4,4	3520	4,79	4798	5,16
30	1056	3,68	1708	4,13	2564	4,56	3644	4,96	4966	5,34

*Prantl-Kolbrukovoj formuli za  $k_b=1,5$  mm*

**PRILOG 11.** DIJAGRAM  $Q/Q_{pp}$  i  $v/v_{pp}$  ZA JAJASTI PROFIL  
(H:D=3:2)

(sa uticajem trenja vazduha)



**PRILOG 12.** PROTICAJI (l/s) PRI KRITIČNIM DUBINAMA KOD  
DELIMIČNO ISPUNJENIH KRUŽNIH CEVI

Prečnik D (m)	Ispunjenošć kanala (h/D)								
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,15	0,3	1,1	2,5	4,4	6,7	9,5	12,8	16,9	22,6
0,20	0,6	2,3	5,2	9,0	13,8	19,5	26,3	34,6	46,5
0,25	1,0	4,1	9,0	15,7	24,1	34,1	46,0	60,5	81,2
0,30	1,6	6,4	14,2	24,8	38,0	53,8	72,6	95,4	128,0
0,35	2,4	9,5	20,9	36,4	55,9	79,1	106,7	140,3	188,3
0,40	3,4	13,2	29,2	50,9	78,0	110,5	149,0	195,9	262,9
0,50	5,9	23,2	51,0	88,9	136,2	193,0	260,3	342,2	459,2
0,60	9,3	36,5	80,5	140,2	214,9	304,5	410,5	539,8	724,3
0,70	13,7	53,7	118,3	206,1	316,0	447,7	603,6	793,6	1064,9
0,80	19,1	75,0	165,2	287,8	441,2	625,1	842,8	1108,1	1487,0
0,90	25,7	100,6	221,8	386,4	592,3	839,2	1131,3	1487,6	1996,1
1,00	33,4	131,0	288,6	502,8	770,8	1092,1	1472,2	1935,8	2597,6
1,10	42,4	166,2	366,3	638,1	978,2	1385,9	1868,4	2456,7	3296,5
1,20	52,7	206,6	455,3	793,1	1215,8	1722,7	2322,4	3053,7	4097,6
1,30	64,4	252,3	556,1	968,8	1485,2	2104,3	2836,8	3730,2	5005,4

**PRILOG 13.** KOEFICIJENTI OTICAJA ZA RAZLIČITE SLIVNE POVRŠINE

Tabela 13.1 *Srednje vrednosti koeficijenta oticaja za različite površine*

Krovovi pokriveni limom ili škriljcem	0,95
Krovovi pokriveni crepom ili krovnom lepenkom	0,90
Krovovi pokriveni drvenim cementom	0,5-0,7
Asfaltirane površine	0,85-0,90
Zalivena drvena ili kamena kaldrma	0,80-0,85
Pravilna prizma nezalivena	0,5-0,7
Turska kaldrma	0,4-0,5
Makadam bez penetracije	0,25-0,45
Pošljunčane staze	0,15-0,30
Bašte, livade, njive	0,05-0,25
Šume	0,01-0,02

Tabela 13.2 *Srednje vrednosti koeficijenta oticaja za različite tipove naselja*

Vrlo gusta izgradnja	0,7-0,9
Zatvorena izgradnja (kuća do kuće)	0,5-0,7
Otvorena izgradnja	0,3-0,5
Predgrađa bogata vrtovima	0,2-0,3
Neizgrađeno zemljiste, sportska igrališta	0,1-0,2
Parkovi	0,0-0,1

**PRILOG 14.** PRORAČUN UNUTRAŠNJE KANALIZACIONE  
MREŽE PO SAMGINU

Tabela 14.1 *Određivanje procenta istovremenog izliva sume ekvivalentnih sanitarnih objekata*

Stambene zgrade		Društvene zgrade			
$N_oK_e$	$P_o$ (%)	$N_oK_e$	$P_o$ (%)		
do	10	19,8	do	10	14,3
	15	16,2		12	12,9
	20	14,0		14	12,0
	25	12,5		16	11,2
	30	11,5		18	10,5
	35	10,6		20	10,0
	40	9,9		25	9,9
	45	9,4		30	9,2
	50	8,9		35	7,6
	60	8,1		40	7,1
	70	7,5		45	6,7
	80	7,1		50	6,3
	90	6,6		60	5,8
	100	6,3		70	5,4
	120	5,7		80	5,0
	140	5,3		90	4,7
	160	5,0		100	4,5
	180	4,7		120	4,1
	200	4,4		140	3,8
	250	4,0		160	3,6
	300	3,6		180	3,4
	350	3,4		200	3,2
	400	3,1		250	2,8
	450	3,0		300	2,6
	500	2,8		350	2,4
	600	2,6		400	2,2
	700	2,4		500	2,0
	800	2,2		600	1,8
	900	2,1		700	1,7
	1000	2,0		800	1,6
	1500	1,6		900	1,5
	2000	1,4		1000	1,4

Tabela 14.2 *Određivanje količina oticanja raznih tipova uređajnih predmeta i pripadnih ekvivalentnih faktora*

Vrsta sanitarnog objekta	ekvivalentni faktor $K_e$	izliv zagađene vode $q_o$ (l/s)
izlivna školjka	1,00	0,33
klozet sa visoko smeštenim vodokotlićem	3,60	1,20
klozet sa nisko smeštenim vodokotlićem	6,00	2,00
pisoar	0,50	0,17
umivaonik	0,50	0,17
sudopera	2,00	0,67
kada	2,00	0,67
tuš	0,70	0,22
bide	0,50	0,17
mala česma	0,25	0,08
mašina za pranje rublja	2,71	0,89
mašina za pranje posuđa	2,62	0,86

Tabela 14.3 *Prečnici liveno-gvozdenih kanalizacionih cevi prema mestu upotrebe*

Prečnik cevi (mm)	Mesto upotrebe
Ø50	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Samo u ograncima gornjih odvodnika za spajanje 1-2 objekta za umivanje</li> </ul>
Ø70	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ U ograncima gornjih odvodnika kao nastavak od slivanja 3 ili više pribora za umivanje.</li> <li>▪ Kao ogrank gornjeg odvodnika za kupatilo i tuš</li> <li>▪ Kao vertikalni gornji odvodnik pribora za umivanje i pisoara</li> </ul>
Ø100	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Vertikalni gornji odvodnik za klozete i pomijare (trokadere)</li> <li>▪ Ogranak vertikalnih odvodnika za klozete i pomijare</li> </ul>
Ø125	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Vertikalni odvodnik za kišnicu</li> <li>▪ Eventualno kao gornji vertikalni odvodnik za izuzetno veliki broj klozeta</li> </ul>
Ø150	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Gornji odvodnik (vertikala) za veliki broj grupnih klozeta po spratovima.</li> <li>▪ Kao ogrank gornjeg odvodnika za grupne klozete u nizu.</li> </ul>

Tabela 14.4 Prečnici keramičkih kanalizacionih cevi prema mestu upotrebe

Prečnik cevi (mm)	Mesto upotrebe
Ø75	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Kao donji odvodnik za 1 objekt iz pribora za umivanje i pranje</li> <li>▪ Kao gornji vertikalni odvodnik za laboratorijske umivaonike u koji se upuštaju kiseline.</li> </ul>
Ø100	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Kao horizontalni donji odvodnik gornjeg odvodnika (vertikale) od pribora za umivanje i kuhinjske otpadne vode.</li> <li>▪ Kao gornji vertikalni odvodnik za Klozete u podrumskim zidovima i ispod poda podruma do horizontalnog donjeg odvodnika.</li> </ul>
Ø125	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Kao donji odvodnici za spoj olučnjaka</li> </ul>
Ø150	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Horizontalni donji odvodnik za sve gornje klozetiske odvodnike.</li> <li>▪ Kao glavni odvodnik kućne mreže.</li> </ul>
Ø200	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Kao glavni odvodnik za velike objekte sa mnogo otpadnih voda.</li> </ul>

**PRILOG 15. KLASIFIKACIJA VODA PREMA SAVEZNIM I  
REPUBLIČKIM PROPISIMA**

*UREDBA O KLASIFIKACIJI VODA MEĐUREPUBLIČKIH VODOTOKA,  
MEĐUDRŽAVNIH VODA I OBALA JADRANSKOG MORA  
(Sl. list. SFRJ br. 33/87)*

\* \* \*

**Član 2.**

Vode međurepubličkih vodotoka i međudržavne vode se, prema njihovoj nameni i stepenu čistoće, razvrstavaju u sledeće klase:

- 1) I klasa - vode koje se u prirodnom stanju, uz eventualnu dezinfekciju, mogu upotrebljavati za piće i u prehrambenoj industriji, a površinske vode - za gajenje plemenitih vrsta riba (salmonide);
- 2) II klasa - vode koje se u prirodnom stanju mogu upotrebljavati za kupanje i rekreaciju gradana, za sportove na vodi, za gajenje drugih vrsta riba (ciprinide), ili koje se uz uobičajene metode obrade-kondicioniranja (koagulacija, filtracija, dezinfekcija i sl.) mogu upotrebljavati za piće i u prehrambenoj industriji;
- 3) III klasa - vode koje se mogu upotrebljavati za navodnjavanje, a posle uobičajenih metoda obrade (kondicioniranja) - i u industriji, osim u prehrambenoj industriji;
- 4) IV klasa - vode koje se mogu upotrebljavati za druge namene samo posle odgovarajuće obrade.

**Član 3.**

Vode razvrstane u klase iz člana 2. ove uredbe moraju po svojim fizičkim, hemijskim, biološkim i radioaktivnim osobinama (svojstvima) odgovarati sledećim uslovima:

R. b. 1	Pokazatelj 2	Klasa I 3	Klasa II 4	Klasa III 5	Klasa IV 6
1.	Rastvoreni kiseonik mg/litar najmanje (ne primenjuje se na podzemne vode i prirodna jezera u:	8	6	4	3
2.	Zasićenost kiseonikom u procentu: - saturacija - supersaturacija	90 do 105 -	75 do 90 105 do 115	50 do 75 115 do 125	30 do 50 125 do 130
3.	Petodnevna biohemijska potrošnja kiseonika pri temperaturi od 20°C (BPK <sub>5</sub> ) u mgO <sub>2</sub> /litar, do	2	4	7	20
4.	Hemografska potrošnja kiseonika (HPK) iz KMnO <sub>4</sub> mgO <sub>2</sub> /litar, do	10	12	20	40
5.	Stepen saprobnosti prema Liebmanu (ne primenjuje se na podzemne vode i prirodna jezera)	oligosa- probni beta - - alfa	mezosa- probni alfa - - beta	mezosa- probni alfa - - beta	alfa me- zosapro- bni do polisa- probni

R. b.	Pokazatelj 2	Klasa I 3	Klasa II 4	Klasa III 5	Klasa IV 6
1	2	3	4	5	6
6.	Stepen biološke produktivnosti (primjenjuje se samo na jezera)	oligo-trofni	umereno eutrofni	-	-
7.	Suspendovane materije u mg/litar, do	10	30	80	100
8.	Suvi ostatak filtrirane vode u mg/l, do - za površinske vode	350*)	1000	1500	1500
	- za podzemne vode: na kršu	350	1000	1500	-
	van krša	800	1000	1500	-
9.	pH vrednost	6,8 - 8,5	6,8 - 8,5	6,0 - 9,0	6,0 - 9,0
10.	Vidljive otpadne materije	bez	bez	bez	bez
11.	Primetna boja	bez	bez	slabo primetna	-
12.	Primetni miris	bez	bez	slabo primetni	-
13.	Najverovatniji broj koliformnih klica u litru vode, do: - za kupanje	2000	100.000	200.000	-
		-	20.000	-	-
14.	Toksične materije, izmena temperature i drugi pokazatelji štetnosti	Ne smeju se nalaziti ni u jednoj klasi iznad propisane granice			
15.	Stepen radioaktivnosti	Ukupna aktivnost tečnih radioaktivnih otpadnih materija koje se u toku jedne godine mogu izliti u reku izračunava se po sledećem obrascu:			
		$\frac{F}{Q} \frac{A_i}{(MDK)_i} \leq 1$			
		Ai = ukupna aktivnost i-tog radio nuklida koja se ispušta u reku u toku jedne godine u Ci;			
		(MDK) i = najveća dozvoljena koncentracija i-tog radionuklida u vodi za piće za pojedince koji ne rade sa izvorima ionizujućih zračenja Ci/m <sup>3</sup> ;			
		Q = prosečni godišnji protok reke u m <sup>3</sup> ;			
		F = faktor sigurnosti rezerve, koji je neimenovan broj i zavisi od radio-ekoloških i hidrodinamičkih uslova reke, od namene rečne vode, od broja i položaja izlivnih mesta, od radijacione situacije u rečnom sливu, kao i od drugih podataka, a odreduje se tako da se obezbedi zaštita od ionizujućih zračenja.			

\*) ili najmanje koliko mu je prirodni sadržaj - znači nema ograničenja.

**UREDBA O KLASIFIKACIJI VODA**  
(Sl. glasnik SR Srbije, br. 5/68)

\* \* \*

**Član 2.**

Pojedine klase voda obuhvataju:

1. klasa I - vode koje se u prirodnom stanju ili posle dezinfekcije mogu upotrebljavati ili iskorišćavati za snabdevanje naselja vodom za piće, u prehrambenoj industriji i za gajenje plemenitih vrsta riba (salmonida);
2. Klasa II - vode koje su podesne za kupanje, rekreaciju i sportove na vodi, za gajenje manje plemenitih vrsta riba (ciprinida), kao i vode koje se uz normalne metode obrade (koagulacija, filtracija i dezinfekcija) mogu upotrebljavati za snabdevanje naselja vodom za piće i u prehrambenoj industriji;
3. klasa III - vode koje se mogu upotrebljavati ili iskorišćavati za navodnjavanje i u industriji, osim prehrambenoj industriji;
4. klasa IV - vode koje se mogu upotrebljavati ili iskorišćavati samo posle posebne obrade.

**Član 3.**

Vode klase II, van graničnih tokova i tokova presečenih granicom Socijalističke Republike Srbije, dele se na potklase, i to:

- potklasa IIa, koja obuhvata vode koje se uz normalne metode obrade (koagulacija, filtracija i dezinfekcija) mogu upotrebljavati za snabdevanje naselja vodom za piće, za kupanje i u prehrambenoj industriji, i
- potklasa IIb, koja obuhvata vode koje se mogu iskorišćavati ili upotrebljavati za sportove na vodi, rekreaciju, za gajenje manje plemenitih vrsta riba (ciprinida) i za pojenje stoke.

**Član 4.**

Podela vode u klase i potklase iz člana 2. i 3. ove uredbe vrši se na osnovu pokazatelja i njihovih graničnih vrednosti.

Pokazatelji i njihove granične vrednosti za pojedine klase i potklase jesu:

Redni broj	Pokazatelj	Klasa I	Klasa II	Pot-klasa IIa	Pot-klasa IIb	Klasa III	Klasa IV
1. Suspendovane materije pri suvom vremenu u mg/lit. najviše do		10	30	30	40	80	-
2. Ukupni suvi ostatak pri suvom vremenu u mg/lit. najviše do:							
- za površinske vode i prirodna jezera		350	1000	1000	1500	1500	-
- za podzemne vode		800	1000	1000	1000	1500	-
3. pH vrednost		6,8-8,5	6,8-8,5	6,8-8,5	6,5-8,5	6,0-9,0	-
4. Rastvoreni kiseonik u mg/lit. naj-manje (ne primenjuje se na podzemne vode i prirodna jezera)		8	6	6	5	4	0,5
5. Petodnevna biohemička potrošnja kiseonika u mg/lit. najviše do		2	4	4	6	7	-
6. Stepen saprobnosti prema Libmanu (ne primenjuje se na podzemne vode i prirodna jezera)		oligo-sapro-bni	beta-mezo-sapro-bni	beta-meso-sapro-bni	beta-alfa-mezo-sapro-bni	alfa-mezo-sapro-bni	-
7. Stepen biološke produktivnosti (primenjuje se samo za jezera)		oligo-trofni	eutro-fni	eutro-fni	-	-	-
8. Najverovatniji broj koliformnih klica u 100 ml. vode najviše do		200	6000	6000	10000	-	-
9. Vidljive otpadne materije		bez	bez	bez	bez	bez	bez
10. Primetna boja		bez	bez	bez	bez	-	-
11. Primetan miris		bez	bez	bez	bez	-	-

***SPISAK KORIŠĆENIH OZNAKA***

$\varphi$	- centralni ugao
$\rho$	- gustina vode ( $1000 \text{ kg/m}^3$ )
$\omega$	- intenzitet infiltracije
$v$	- kinematski koeficijent viskoznosti vode
$\mu$	- dinamički koeficijent viskoznosti
$\eta$	- koeficijent korisnog dejstva crpke, procenat apsorpsije kiseonika u vodi
$\eta_o$	- procenat apsorpcije kiseonika u vodi po metru potropljenosti aeratora
$\lambda$	- koeficijent linijskog gubitka
$\xi$	- koeficijent lokalnog gubitka
$\phi$	- koeficijent oblika zrna
$\Psi$	- koeficijent oticaja
$\pi$	- Ludolfov broj (3,1415)
$\Pi$	- pjezometarska kota
$\Delta\Pi$	- razlika pjezometarskih kota
$\rho_F$	- gustina materijala filterske ispune
$\rho_{im}$	- srednja gustina inertnog materijala
$\rho_{ko}$	- srednja gustina sabijenog čvrstog otpada
$\rho_{pm}$	- srednja gustina prekrivnog materijala
$\rho_s$	- gustina materijala zrna nanosa
$\Sigma j.p.$	- suma jedinica potrošnje (prema uputstvima DVGW)
$\tau$	- tangencijalni napon
$\tau_{cr}$	- kritična vrednost tangencijalnog napona
$\Psi_{sr}$	- srednji koeficijent oticaja
$V_R$	- ukupna zapremina rezervoara
$V_p$	- zapremina rezervoara za gašenje požara
$V_i$	- zapremina rezervoara za izravnavanje neravnomenrosti između dotoka i potrošnje vode
$V_k$	- zapremina rezervoara za nepredviđene slučajeve
$a$	- koeficijent za ocenu potrebne zapremine rezervoara za izravnanje
$A$	- površina poprečnog preseka cevi; površina proticajnog profila
$A_n$	- površina proticajnog profila pri normalnoj dubini
$A_{pp}$	- površina proticajnog profila kada je kolektor pun
$AR$	- časovna količina kiseonika koju treba dovesti u aeracioni bazen
$B$	- širina taložnice, širina vodnog ogledala
$B_{SM}$	- opterećenje mase mulja

$c'$	- cena jedinice dužine cevovoda
$c$	- koeficijent procurivanja
$C$	- koncentracija
$c_A$	- koncentracija kiseonika u vazduhu pri atmosferskom pritisku 101315 Pa
$C_{BPK_5}$	- koncentracija organskih materija u vodi (izražena preko $BPK_5$ )
$C_e$	- koncentracija u effluentu
$C_d$	- koeficijent otpora lopatice mehaničke mešalice
$C_L$	- minimalna potrebna koncentracija rastvorenog kiseonika u aeracionom bazenu
$C_o$	- koncentracija u početnom trenutku
$C_s$	- koncentracija pri saturaciji (zasićenju)
$C_t$	- koncentracija posle vremena "t"
$D$	- prečnik cevi
$D_{10}$	- koeficijent molekulske difuzije kiseonika u vodu na temperaturi 10°C
$d_{10}$	- prečnik zrna 10% zastupljenosti na granulometrijskoj krivoj
$d_{60}$	- prečnik zrna 60% zastupljenosti na granulometrijskoj krivoj
$D_a$	- početni deficit rastvorenog kiseonika u vodi
$D_c$	- kritični deficit rastvorenog kiseonika u vodi
$d_e$	- hidraulički ekvivalentni prečnik zrna filterske ispune
$D_r$	- računski prečnik cevi (određen iz zadatog uslova)
$d_s$	- specifičan prečnik zrna
$D_T$	- koeficijent molekulske difuzije kiseonika u vodu na temperaturi T
$D_{usv}$	- usvojeni prečnik cevi
$E$	- ekspanzija filterske ispune
$E_{dn}$	- dnevna potrošnja električne energije crpne stanice
$ES$	- ekvivalentni stanovnik
$F$	- površina slivnog područja
$F_d$	- sila koja deluje na lopaticu koja se kreće kroz vodu
$Fr$	- Frudov broj
$G$	- gradijent brzine
$g$	- gravitaciono ubrzanje ( $9,81 \text{ m/s}^2$ )
$G_{io}$	- ukupna masa inertnog industrijskog otpada
$G_{ko}$	- ukupna masa čvrstog otpada
$G_{pm}$	- ukupna masa prekrivnog materijala
$h$	- dubina vode u kolektoru
$\bar{H}_{CS}$	- prosečna visina dizanja crpne stanice u nekom periodu vremena
$H_F$	- debljina sloja filerske ispune
$H_{FE}$	- debljina sloja filtarske ispune pri ekspanziji

$h_i$	- dubina podzemne vode na mestu "i"
$h_k$	- dubina vode u kolektoru za vreme kiše
$h_{nv}$	- korekcija visine atmosferskog pritiska usled nadmorske visine
$H_p$	- visina prelivnog mlaza
$H_{np}$	- nominalni napor crpke
$h_o$	- dubina vode
$H_o$	- dubina vode u podzemnom akviferu pre crpenja vode
$h_{po}$	- dubina potopljenosti aeratora
$h_p$	- napon vodene pare za zadatu temperaturu vode
$H$	- napor crpke
$h_{pp}$	- dubina vode u kolektoru kada je kolektor ispunjen do vrha
$h_s$	- dubina vode u kolektoru pri suvom vremenu
$h_s^{max}$	- maksimalna dopuštena razlika između nivoa vode u crpnom bazenu i osovine radnog kola crpke
$\Delta h_F$	- hidraulički gubitak kroz filtersku ispunu u toku filtracije
$\Delta h_{PF}$	- hidraulički gubitak kroz filtersku ispunu pri pranju ispune vodom
$\Delta H_{geod}$	- visinska razlika između nivoa u usisnom i potisnom rezervoaru crpne stanice (geodetska visina dizanja)
$\Delta h_i$	- hidraulički gubici na deonici ili uređaju "i"
$\Delta h_{LOK}$	- lokalni hidraulički gubici
$i$	- intenzitet (jačina) pale kiše
$I$	- nagib
$I_{II}$	- nagib pijezometarske linije
$I_i$	- inercijalna sila u preseku "i"
$I_E$	- nagib linije energije
$I_k$	- nagib dna kolektora (kanala)
$I_{max}$	- maksimalni dozvoljeni nagib kolektora
$I_{min}$	- minimalni dozvoljeni nagib kolektora
$I_t$	- nagib terena
$k$	- apsolutna hraptavost, koeficijent filtracije
$K$	- koeficijent efikasnosti aeratora
$K_e$	- ekvivalentni faktor sanitarnih uređaja
$k_{Cl}$	- koeficijent razgradnje hlora
$k_l$	- konstanta biološke razgradnje
$k_2$	- ukupni koeficijent prenosa gasova
$k_{dn}$	- koeficijent dnevne neravnomernosti potrošnje vode
$k_{dn,max}$	- maksimalna vrednost koeficijenta dnevne neravnomernosti potrošnje vode

$KDR$	- kota dna rezervoara
$k_h$	- koeficijent časovne neravnomernosti potrošnje vode
$k_{h,max}$	- maksimalna vrednost koeficijenta časovne neravnomernosti potrošnje vode
$K_i$	- koeficijent iskorišćenosti
$k_L$	- koeficijent prenosa gasova
$k_{opste}$	- opšti koeficijent neravnomernosti proticaja upotrebljene vode
$KPR$	- kota maksimalnog nivoa vode u rezervoaru
$k_{re}$	- koeficijent respiracije mikroorganizama
$L_a$	- ukupan sadržaj biohemski razgradljive organske materije u vodi (izražene preko ukupne biohemiske potrošnje kiseonika)
$L_e$	- dužina hidraulički ekvivalentne cevi
$l_i$	- dužina cevi "i"
$L_{tot}$	- ukupno dnevno poterećenje organskim materijama
$m$	- koeficijent koji određuje položaj "mrtve tačke" na cevi
$M$	- koncentracija mulja u aeracionom bazenu
$m_{Cl}$	- potrošnja hlor-a (kg/dan)
$Nd$	- broj domaćinstava
$n_e$	- efektivna poroznost
$n$	- Maningov koeficijent
$N$	- snaga
$NPSH$	- svojstvo pumpe ( <i>Net Positive Suction Head</i> )
$N_s$	- broj stanovnika
$N_o$	- broj sanitarnih uređaja iste vrste
$n_v$	- broj vozila
$O$	- okvašeni obim
$OC$	- dnevni kapacitet unosa kisenika
$OC_h$	- časovni kapacitet unosa kiseonika
$OE$	- efikasnost unošenja kiseonika
$O_{pp}$	- okvašeni obim kada je kolektor pun
$P_o$	- verovatnoća istovremenog rada istog tipa sanitarnih uređaja
$P$	- opšti koeficijent neravnomernosti proticaja upotrebljene vode
$P_F$	- poroznost filterske ispune
$P_t$	- procenat (težinski) zastupljenosti čestica
$P_s$	- godišnji koeficijent porasta stanovništva
$P_t$	- ukupan procenat istaloženih čestica
$p$	- verovatnoća
$P$	- visina pale kiše
$P_i$	- sila pritiska u preseku "i"

$P_{atm}$	- normalni atmosferski pritisak (101315 Pa)
$p_e$	- poroznost filterske ispune pri njenoj ekspanziji
$p_i$	- pritisak u tački "i"
$p_o$	- težinski procenat čestica koje imaju brzinu tonjenja jednaku ili manju od kritične brzine
$PSP$	- potreban stepen prečišćavanja (%)
$Q$	- proticaj, potrošnja vode
$q$	- specifična potrošnja vode
$q_o$	- oticaj upotrebljene iz jednog tipa sanitarnog objekta
$\bar{Q}$	- srednja potrošnja vode
$\bar{Q}_{dn}$	- srednja dnevna potrošnja vode
$Q_{BPK\ 5}$	- maseni proticaj BPK <sub>5</sub>
$Q_{CS}$	- protok crpne stanice
$Q_e$	- "ekvivalentni" proticaj
$q_f$	- dotok filtrata po jedinici dužine drena
$Q_f$	- ukupan proticaj deponijskog filtrata
$Q_{izv}$	- proticaj vode koja se upućuje sa izvorišta prema naselju
$Q_K$	- proticaj kišnice u kolektoru
$Q_i^h$	- potrošnja vode u času "i"
$Q_{max}^h$	- potrošnja vode u času maksimalne potrošnje
$Q_{max}^{dn}$	- prosečna potrošnja vode u danu sa maksimalnom potrošnjom
$Q_{max}$	- maksimalni (merodavni) proticaj u kolektoru
$q_{pr}$	- specifična količina upotrebljene vode
$q_{max}^h$	- potrošnja vode po jedinici dužine vodovodne cevi u času maksimalne potrošnje
$Q_n$	- maksimalni proticaj po Tributu
$Q_{np}$	- nominalni protok crpke
$Q_{niz}$	- proticaj koji se javlja u nizvodnom kraju cevi
$Q_{pp}$	- proticaj kada je kolektor pun do vrha
$Q_{PPV}$	- bruto kapacitet postrojenja za pripremu vode za piće
$Q_s$	- potrošnja vode iz cevi (sopstveni proticaj cevi)
$Q_{s,max}$	- maksimalni proticaj upotrebljene vode (za vreme suše)
$Q_{sr}$	- prosečan proticaj upotrebljene vode
$Q_{uz}$	- proticaj koji se javlja na uzvodnom kraju cevi
$Q_v$	- količina vazduha za uduvavanje u aeracioni bazen
$R$	- hidraulički radius; radius dejstva bunara
$r$	- rastojanje od bunara

$Re$	- Rejnoldsov broj
$R_n$	- hidraulički radijus pri normalnoj dubini
$r_o$	- poluprečnik bunara
$R_O$	- ukupna potrošnja kiseonika u aeracionom bazenu
$R_{pp}$	- hidraulički radijus kada je kolektor pun
$s_i$	- veličina otvora na situ "i"
$T_g$	- godišnji troškovi
$T$	- temperatura, povratni period
$t$	- vreme
$\Delta t$	- vremenski interval
$t_a$	- vreme aeracije
$t_c$	- vreme koncentracije sliva; vreme pojave kritičnog deficit-a kiseonika u vodi
$t_k$	- vreme trajanja kiše
$t_t$	- stopa (%) godišnjih troškova
$u$	- koeficijent neuniformnosti filterske ispune
$v$	- srednja profilska brzina
$V_{god}$	- zapremina vode koja je utrošena za godinu dana
$V_{max}^{dn}$	- zapremina vode koja se utroši u toku dana sa najvećom potrošnjom vode
$V_{od}$	- dnevna zapremina otpada
$V_d$	- zapremina dotekle vode
$V_{dep}$	- potrebna zapremina deponije
$v_e$	- "ekvivalentna" brzina tečenja
$v_F$	- brzina filtracije
$v_h$	- horizontalna komponenta brzine toka
$v_{FE}$	- brzina pranja pri ekspanziji filterske ispune
$v_l$	- brzina tonjenja čestice
$v_{kr}$	- kritična brzina strujanja na ulasku u bunar
$V_{lag}$	- potrebna zapremina lagune
$v_o$	- kritična brzina tonjenja
$v_p$	- brzina pranja filterske ispune
$V_p$	- zapremina utrošene vode
$v_{PF}$	- brzina pranja filtera vodom pri kojoj počinje ekspanzija filterske ispune
$v_{pp}$	- srednja profilska brzina u punom kolektoru
$V_t$	- dnevni kapacitet transportnog vozila
$w_i$	- težina frakcije koja je ostala na situ "i"
$z_i$	- kota terena na mestu "i"

## LITERATURA

1. Degremont. *Tehnika prečišćavanja voda*, Građevinska knjiga, Beograd, 1976,
2. Huisman L. *Rapid Filtration*, Delft University of Technology, Delft, 1980.
3. Ljubisavljević D., Đukić A., Babić B. *Prečišćavanje otpadnih voda*, Građevinski fakultet, Beograd, 2004.
4. Ljubisavljević D., Ratarac Z., Ćetković-Lončar Z. *Pravni aspekti komunalne hidrotehnike*, Nauka, Beograd, 1997.
5. Milojević M. *Snabdevanje vodom i kanalisanje naselja*, Naučna knjiga, Beograd, 1995.
6. Muškatirović D. *Regulacija reka*, Građevinski fakultet, Beograd, 1990.
7. Radojković M., Klem N. *Primena računara u hidraulici*, Građevinska knjiga, Beograd, 1989.
8. Radonjić M. *Vodovod i kanalizacija u zgradama*, Građevinska knjiga, Beograd, 1983.
9. TEHNIČAR 4 - Građevinski priručnik, Građevinska knjiga, Beograd, 1984.
10. TEHNIČAR 6 - Građevinski priručnik, Građevinska knjiga, Beograd, 1989.