



Politechnika Wroclawska

**WODOCIĄGI I KANALIZACJA**  
**-projekt-**

**dr inż. Katarzyna Wartalska**



## 4. Obliczenie wydajności pompowni drugiego stopnia oraz zbiornika sieciowego

Przyjęto czas pracy pompowni drugiego stopnia  $T_p = 24$  h/d.

Średnią wydajność pompowni obliczono ze wzoru:

$$Q_{p\acute{s}r} = \frac{Q_{maxd}}{T_p}, \text{ dm}^3/\text{s}$$

gdzie:

$Q_{maxd}$  – maksymalne dobowe zapotrzebowanie na wodę,  $\text{m}^3/\text{d}$

$T_p$  – czas pracy pompowni drugiego stopnia, h

$$Q_{p\acute{s}r} = \frac{Q_{maxd}}{T_p} = \frac{18898,5}{24} = 787,4 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 218,7 \frac{\text{dm}^3}{\text{s}}$$

Maksymalna wydajność pompowni w czasie rozbioru maksymalnego godzinowego:

$$Q_{pmax} = 1,1 \cdot Q_{p\acute{s}r} = 1,1 \cdot 218,7 = 240,6 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Minimalna wydajność pompowni w czasie rozbioru minimalnego godzinowego:

$$Q_{pmax} = 0,9 \cdot Q_{p\acute{s}r} = 0,9 \cdot 218,7 = 196,8 \text{ dm}^3/\text{s}$$



## 4. Obliczenie wydajności pompowni drugiego stopnia oraz zbiornika sieciowego, cd.

W czasie rozbioru  $Q_{maxh}$  woda wypływać będzie ze zbiornika sieciowego w ilości:

$$Q_{z(maxh)} = Q_{maxh} - Q_{pmax} = 295,3 - 240,6 = 54,7 \text{ dm}^3/s$$

W czasie rozbioru  $Q_{minh}$  woda dopływać będzie do zbiornika sieciowego w ilości:

$$Q_{z(minh)} = Q_{pmin} - Q_{minh} = 196,8 - 101,8 = 95,0 \text{ dm}^3/s$$



## 5. Obliczenia pojemności i wymiarów zbiornika sieciowego

Pojemność całkowitą zbiornika wodociągowego określono ze wzoru:

$$V_C = V_{uż} + V_{poż} + V_m, m^3,$$

gdzie:

$V_{uż}$  – pojemność użytkowa,  $m^3$ ,

$V_{poż}$  – zapas wody do celów przeciwpożarowych,  $m^3$ ,

$V_m$  – pojemność martwa,  $m^3$ .

### ***Pojemność użytkowa***

Pojemność użytkową zbiornika obliczono metodą analityczną dla czasu pracy pompowni drugiego stopnia  $T_p = 24$  h/d. Wyniki tych obliczeń w %  $Q_{maxd}$  przedstawiono w tabeli 2.



# 5. Obliczenia pojemności i wymiarów zbiornika sieciowego, cd.

Maksymalna pojemność użytkowa zbiornika wystąpi w godzinie 5-6 i wynosić będzie 6,96%  $Q_{maxd}$ .

Tabela 2. Obliczenia pojemności użytkowej zbiornika wodociągowego.

Godziny	Rozbiór wody, %	Dostawa wody, %	Zbiornik		
			dopływ, %	wypływ, %	pozostaje, %
0 - 1	3,00	4,17	1,17		2,03
1 - 2	3,20	4,17	0,97		3,00
2 - 3	2,50	4,16	1,66		4,66
3 - 4	2,60	4,17	1,57		6,23
4 - 5	3,50	4,17	0,67		6,90
5 - 6	4,10	4,16	0,06		<b>6,96</b>
6 - 7	4,50	4,17		0,33	6,63
7 - 8	4,90	4,17		0,73	5,90
8 - 9	4,90	4,16		0,74	5,16
...	...	...	...	...	...
20 - 21	4,50	4,16		0,34	1,06
21 - 22	4,80	4,17		0,63	0,43
22 - 23	4,60	4,17		0,43	<b>0</b>
23 - 24	3,30	4,16	0,86		0,86
<b>RAZEM</b>	<b>100,00</b>	<b>100,00</b>	<b>7,15</b>	<b>7,15</b>	-



## 5. Obliczenia pojemności i wymiarów zbiornika sieciowego, cd.

Pojemność użytkową w  $m^3$  obliczono ze wzoru:

$$V_{uż} = 0,01 \cdot \%max \cdot Q_{maxd}, m^3$$
$$V_{uż} = 0,01 \cdot 6,96 \cdot 18898,5 = 1315,3 m^3$$

Przyjęto zbiornik cylindryczny o wysokości użytkowej warstwy wody  $h_{uż} = 4,00$  m. (przyjąć 3, 4, 5 lub 6 m)

Średnica zbiornika wyniesie:

$$D_{zb} = \sqrt{\frac{4 \cdot V_{uż}}{\pi \cdot H_{uż}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1315,3}{3,14 \cdot 4,0}} = 20,47 m$$

Przyjęto  $D_{zb} = 20,5$  m.

Rzeczywista pojemność użytkowa:

$$V_{użrz} = \frac{\pi \cdot D_{zb}^2}{4} \cdot H_{uż} = \frac{3,14 \cdot 20,5^2}{4} \cdot 4,0 = 1319,6 m^3$$



## 5. Obliczenia pojemności i wymiarów zbiornika sieciowego, cd.

### *Pojemność przeciwpożarowa*

Zapas wody do celów przeciwpożarowych przyjęto na podstawie Rozporządzenia Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 lipca 2009 r. w sprawie przeciwpożarowego zaopatrzenia w wodę oraz dróg pożarowych (Dz. U. Nr 124, poz. 1030 z dnia 6 sierpnia 2009 r.).

Lp.	Liczba mieszkańców jednostki osadniczej	Wydajność wodociągu, dm <sup>3</sup> /s	Równoważny zapas wody w zbiorniku, m <sup>3</sup>
1	do 2000	5	50
2	2001 ÷ 5000	10	100
3	5001 ÷ 10000	15	150
4	10001 ÷ 25000	20	200
5	25001 ÷ 100000	40	400
6	ponad 100001	60	600



## 5. Obliczenia pojemności i wymiarów zbiornika sieciowego, cd.

Liczbę mieszkańców jednostki osadniczej (LM) obliczono ze wzoru:

$$LM = \frac{Q_{\text{śrd}}}{q_j}$$

gdzie:

$Q_{\text{śrd}}$  - średnie dobowe zapotrzebowanie na wodę, m<sup>3</sup>/d

$q_j$  - średnie zapotrzebowanie na wodę na mieszkańca, m<sup>3</sup>/d (przyjąć 0,15 m<sup>3</sup>/d)

$$LM = \frac{14650}{0,15} = 97667$$

Dla miasta o liczbie mieszkańców 97667 przyjęto  $V_{\text{poż}} = 400 \text{ m}^3$ .

Wysokość warstwy pożarowej wynosi:

$$H_{\text{poż}} = \frac{4 \cdot V_{\text{poż}}}{\pi \cdot D_{\text{zb}}^2} = \frac{4 \cdot 400,0}{3,14 \cdot 20,5^2} = 1,21 \text{ m}$$

gdzie:

$H_{\text{poż}}$  - wysokość warstwy przeciwpożarowej, m

$V_{\text{poż}}$  - zapas wody do celów przeciwpożarowych, m<sup>3</sup>

$D_{\text{zb}}$  - średnica zbiornika, m





## 5. Obliczenia pojemności i wymiarów zbiornika sieciowego, cd.

### *Pojemność martwa*

Pojemność martwa zbiornika zależy od jego konstrukcji. Przyjęto wysokość warstwy martwej  $h_m = 0,50$  m. (przyjąć z zakresu 0,3-0,5 m)

Pojemność martwą obliczono ze wzoru:

$$V_m = \frac{\pi \cdot D_{zb}^2}{4} \cdot H_m = \frac{3,14 \cdot 20,5^2}{4} \cdot 0,50 = 164,9 \text{ m}^3$$

Całkowita pojemność zbiornika:

$$V_C = V_{uż} + V_{poż} + V_m = 1315,3 + 400,0 + 164,9 = 1880,2 \text{ m}^3$$

Natomiast całkowita wysokość:

$$H_C = H_{uż} + H_{poż} + H_m = 4,0 + 1,21 + 0,50 = 5,71 \text{ m}$$



## 6. Opracowanie schematów obliczeniowych sieci wodociągowej dla $Q_{\max h}$ oraz $Q_{\min h}$

Na podstawie obliczonych wydajności źródeł zasilania (pompowni II stopnia i zbiornika zapasowo-wyrównawczego) oraz wielkości poboru wody z poszczególnych węzłów i odcinków sieci (tabela nr 1) sporządzono schematy obliczeniowe sieci wodociągowej dla rozbiorów maksymalnego godzinowego i minimalnego godzinowego, które przedstawiono odpowiednio na rysunkach nr 1 i nr 2.

Rys. 1. Schemat obliczeniowy sieci wodociągowej dla maksymalnego godzinowego zapotrzebowania na wodę ( $Q_{\max h}$ )

Rys. 2. Schemat obliczeniowy sieci wodociągowej dla minimalnego godzinowego zapotrzebowania na wodę ( $Q_{\min h}$ )



## 7. Dobór średnic przewodów sieci wodociągowej

Na podstawie opracowanych schematów sieci wodociągowej obliczono wartości natężenia przepływu wody w poszczególnych odcinkach. W oparciu o te przepływy dokonano doboru średnic przewodów.

Obliczeniowe (miarodajne) natężenie przepływu wody odcinkiem przewodu wynosi:

$$Q_{obl} = Q_k + \alpha \cdot q, \text{ dm}^3/\text{s}$$

gdzie:

$Q_k$  – natężenie przepływu wody na końcu odcinka obliczeniowego,  $\text{dm}^3/\text{s}$

$q$  – rozbiór wody na odcinku,  $\text{dm}^3/\text{s}$

$\alpha$  – współczynnik zależny od rodzaju sieci, - (przyjąć 0,55)

Średnice przewodów dobrano na podstawie nomogramu dla rur PE SDR17, kierując się następującymi zaleceniami dotyczącymi prędkości:

- dla  $d \leq 300\text{mm}$   $v = 0,6 \div 0,9 \text{ m/s}$
- dla  $d > 300\text{mm}$   $v = 0,9 \div 1,5 \text{ m/s}$



# 7. Dobór średnic przewodów sieci wodociągowej, cd.

Tabela 4. Dobór średnic przewodów wodociągowych

Odcinek	Przepływy dla $Q_{maxh}$				Przepływy dla $Q_{minh}$				d	$Q_{maxh}$		$Q_{minh}$	
	$Q_p$	$Q_k$	q	$Q_{obl}$	$Q_p$	$Q_k$	q	$Q_{obl}$		v	i	v	i
-	dm <sup>3</sup> /s				dm <sup>3</sup> /s				mm	m/s	‰	m/s	‰
P - 1	240,6	240,6	0,0	<b>240,6</b>	196,8	196,8	0,0	196,8	500	1,35	4,90	1,00	2,80
1 - 2	225,8	211,0	14,8	<b>219,1</b>	191,7	186,6	5,1	189,4	500	1,17	3,60	0,98	2,60
2 - 3	91,6	70,9	20,7	<b>82,3</b>	31,5	24,4	7,1	28,3	300	1,16	6,50	0,38	0,76
3 - 4	47,3	26,6	20,7	<b>38,0</b>	16,3	9,2	7,1	13,1	250	0,79	4,20	0,28	0,50
2 - 5	44,3	29,5	14,8	<b>37,6</b>	15,3	10,2	5,1	13,0	250	0,78	4,00	0,28	0,50
2 - 6	48,5	13,1	35,4	32,6	130,6	118,4	12,2	<b>125,1</b>	350	0,34	0,48	1,38	8,00
6 - 7	44,3	20,7	23,6	<b>33,7</b>	15,2	7,1	8,1	11,6	250	0,69	3,20	0,24	0,38
6 - Z	54,7	48,8	5,8	52,0	97,1	95,0	2,1	<b>96,2</b>	350	0,52	1,20	1,10	5,25