

*Katedra Inżynierii Środowiska i Geodezji

Uniwersytet Przyrodniczy w Lublinie

**Wydział Inżynierii Środowiska i Geodezji,

Uniwersytet Rolniczy im. Hugona Kołłątaja w Krakowie

KONCEPCJA BUDOWY

zbiorowej hybrydowej hydrofitowej oczyszczalni ścieków wraz z systemem kanalizacji na terenie gminy Leśniowice

CZĘŚĆ I – KANALIZACJA

Inwestor:

Gmina Leśniowice, powiat chełmski
ul. Leśniowice 21a, 22-122 Leśniowice

Autorzy opracowania:

IMIE I NAZWISKO	PODPIS
Prof. dr hab. Krzysztof Józwiakowski*	
Prof. dr hab. inż. Tadeusz Siwiec*	
Dr hab. inż. Michał Marzec, prof. uczelni*	
Dr inż. Agnieszka Micek*	
Inż. Karolina Józwiakowska**	
Dr inż. Grzegorz Wyrkowski*	
Mgr inż. Patrycja Pochwatka*	

Lublin – grudzień 2021 r.

SPIS TREŚCI

1. Wprowadzenie	3
2. Metodyka obliczeń hydraulicznych sieci kanalizacyjnych	3
2.1. Kanalizacja ciśnieniowa	3
2.2. Kanalizacja grawitacyjna	5
2.3. Materiały i urządzenia	7
3. Część zachodnia gminy	9
3.1. Zlewnia Rakolupy Duże	9
3.2. Zlewnia Rakolupy Małe i Plisków	11
3.3. Zlewnia Horodysko i Rakolupy Duże	13
3.4. Zlewnia Nowy Folwark, Horodysko i Rakolupy Duże	15
3.5. Przepompownie i odcinki ciśnieniowe	17
4. Część wschodnia gminy	20
4.1. Zlewnia Alojzów	20
4.2. Zlewnia Teresin	21
4.3. Przepompownie i odcinki ciśnieniowe	24
5. Część centralna gminy	27
5.1. Zlewnia Majdan Leśniowski	27
5.2. Zlewnia Leśniowice, Kolonia Leśniowice, Janówka	31
5.3. Przepompownie i odcinki ciśnieniowe	35
6. Zalecenia dotyczące budowy sieci kanalizacyjnej	38
6.1. Kanalizacja grawitacyjna	38
6.2. Kanalizacja ciśnieniowa	39
7. Zalecenia dotyczące eksploatacji sieci kanalizacyjnej	42
7.1. Kanalizacja grawitacyjna	42
7.2. Kanalizacja ciśnieniowa	44
7.3. Metody uszczelniania kanałów	44
8. Podsumowanie, wnioski i sugestie	48

ZAŁĄCZNIKI

Z1. Wybrane rysunki i skany urządzeń

Z2. Informacje firmy Hydro-Vacuum o przepompowniach ścieków

Z3. Przepompownie ścieków – Katalog firmy Wavin

Z4. Planowana lokalizacja oczyszczalni oraz ilość ścieków powstających w różnych miejscowościach na terenie gminy Leśniowice

Z5. Schemat sieci kanalizacyjnej w zachodniej części gminy Leśniowice

Z6. Schemat sieci kanalizacyjnej we wschodniej części gminy Leśniowice

Z7. Schemat sieci kanalizacyjnej w centralnej części gminy Leśniowice

1. Wprowadzenie

Po zapoznaniu się z mapami sytuacyjno-wysokościowymi oraz przeprowadzeniu wizji lokalnej w poszczególnych miejscowościach gminy Leśniowice zaproponowano przebieg sieci, według którego można będzie odebrać i odprowadzić ścieki z najważniejszych miejscowości oraz zespołów zabudowań zlokalizowanych wzdłuż głównych ciągów komunikacyjnych (Zał. 4-7).

Lokalizacja rurociągów ciśnieniowych, przydomowych i strefowych pompowni ścieków oraz komór rozprężnych w poszczególnych wsiach w stosunku do budynków, powinna być uzgodniona z właścicielami poszczególnych posesji i zgodna z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.

Zamieszczone na rysunkach schematy proponowanych sieci kanalizacyjnych dla poszczególnych wariantów pokazują jedynie przebieg głównych kolektorów bez naniesienia na mapę odcinków bocznych odbierających ścieki z poszczególnych mniejszych ulic oraz przykanalików. Mimo braku naniesienia na mapę przebiegu tych bocznych odcinków w obliczeniach hydraulicznych kolektorów uwzględniono także ścieki, które z nich będą dopływać, tak że dobrane średnice rur dają możliwość przyjęcia wszystkich ścieków z analizowanego terenu.

2. Metodyka obliczeń hydraulicznych sieci kanalizacyjnych

2.1. Kanalizacja ciśnieniowa

Obliczenia hydrauliczne kanalizacji ciśnieniowej wykonano na podstawie normy „Zewnętrzne systemy kanalizacji ciśnieniowej” [PN-EN 1671, 2001] i publikacji [Kalenik M., 2007: Niekonwencjonalne systemy kanalizacji. Wydawnictwo SGGW. Warszawa].

Ponieważ w metodyce obliczania sieci ciśnieniowej posługujemy się pojęciem Q_{maxh} do dalszych obliczeń natężenie przepływu ścieków oznaczono, jako Q_{maxh} . To natężenie obliczane było dla każdego gospodarstwa w każdej miejscowości gminy uwzględniając statystyczną liczbę mieszkańców. Liczba zabudowań podłączonych do danego odcinka obliczeniowego stanowiła podstawę do dalszych obliczeń hydraulicznych.

Integralną częścią każdej przepompowni jest zbiornik, zbierający ścieki między kolejnymi włączeniami pompy. Istotnym parametrem projektowym jest jego użyteczna objętość, którą oblicza się ze wzoru:

$$V_u = k \cdot Q_{hmax} \cdot T_p \quad (1)$$

gdzie:

- V_u - użyteczna objętość zbiornika [dm³],
- k - współczynnik bezpieczeństwa [-],
- Q_{hmax} - maksymalny godzinowy dopływ ścieków [dm³/s],
- T_p - czas pracy pompy w godzinie szczytu, 60 [s].

Przy przyjętym czasie pracy pompy T_p , podczas którego musi nastąpić wypompowanie ścieków w ilości równej użytecznej objętości zbiornika V_u wymaganą wydajność pomp obliczono ze wzoru:

$$Q_p = \frac{V_u}{T_p} \quad (2)$$

gdzie:

- Q_p - wydajność pompy [dm³/s],
- V_u - użyteczna objętość zbiornika [dm³],
- T_p - założony czas pracy pompy [s].

Natężenie przepływu ścieków płynących danym rurociągiem równa jest wydajności pompy z nim współpracującej. Jeśli w danym okresie włączy się więcej pomp (przypadek stochastyczny) to ich zsumowane wydajności będą natężeniem przepływu ścieków w danym rurociągu. Stąd dla określonych przepływów ścieków i przyjętej prędkości, średnice zbiorczych rurociągów ciśnieniowych obliczono ze wzoru:

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot v}} \quad (3)$$

gdzie:

- d - wewnętrzna obliczeniowa średnica rurociągu ciśnieniowego [m],
- Q - przepływ ścieków w rurociągu ciśnieniowym [m³/s],
- v - założona prędkość przepływu ścieków, 1,8 [m/s],

a następnie dobrano z katalogu średnice rurociągów d_k . Przekształcając powyższy wzór obliczono rzeczywistą prędkość przepływu ścieków v_{rz} ze wzoru:

$$v_{rz} = \frac{4Q}{\pi \cdot d_k^2} \quad (4)$$

Straty hydrauliczne występujące w rurociągach ciśnieniowych obliczono ze wzoru

Darcy-Weisbacha:

$$h = \left(\sum \xi + \lambda \frac{l}{d_n} \right) \frac{v_{rz}^2}{2g} \quad (5)$$

gdzie:

- h - straty hydrauliczne w rurociągu ciśnieniowym [m],
- $\sum \xi$ - suma współczynników oporów miejscowych [-],
- λ - współczynnik oporów liniowych [-],
- l - długość rurociągu ciśnieniowego [m],
- d_n - wewnętrzna katalogowa średnica rurociągu ciśnieniowego [m],
- v_{rz} - rzeczywista prędkość przepływu ścieków [m/s],
- g - przyspieszenie ziemskie [m/s].

Aby pompa w pompowni skutecznie przetłaczała ścieki musi pokonać zarówno straty hydrauliczne, jak i różnicę wysokości między poziomem ścieków w punkcie wylotowym rurociągu tłocznego a poziomem ścieków w pompowni. Stąd użyteczną wysokość podnoszenia pompy obliczono ze wzoru

$$H_U = Z_O - Z_{Pps} + \sum h_i \quad (6)$$

gdzie:

- H_U - użyteczna wysokość podnoszenia pompy [m],
- Z_O - rzędna zwierciadła ścieków w zbiorniku uśredniającym w oczyszczalni ścieków (w odbiorniku) lub rzędna rurociągu tłocznego na wylocie do odbiornika [m],
- Z_{Pps} - rzędna minimalnego zwierciadła ścieków w przydomowej pompowni ścieków, przy którym następuje wyłączanie się pompy [m],
- $\sum h_i$ - suma strat hydraulicznych w rurociągach ciśnieniowych od przydomowej pompowni ścieków do odbiornika ścieków [m].

2.2. Kanalizacja grawitacyjna

Obliczenia hydrauliczne kanalizacji grawitacyjnej wykonano na podstawie normy „Zewnętrzne systemy kanalizacyjne. Obliczenia hydrauliczne i oddziaływanie na środowisko.” [PN-EN 752-4, 2001] i publikacji „Wybrane przykłady i zadania z wodociągów i kanalizacji” [Siwiec T., Soczewica A., Wróbel J.: Wyd. Prywatnej Wyższej Szkoły Ochrony Środowiska w Radomiu 1998].

W systemie kanalizacji grawitacyjnej przepływ ścieków występuje przy częściowym napełnieniu rurociągów, dlatego nie jest możliwe stosowanie metodyki wykorzystywanej przy

obliczaniu rurociągów ciśnieniowych. Ponieważ obliczenia mogą być wykonywane jedynie dla ustalonego natężenia przepływu oraz średnicy rurociągu i jego spadku odcinki obliczeniowe były ustalone „od budynku do budynku”, a ściślej pisząc od studzienki przy jednym budynku do studzienki przy drugim itd. Dla każdego z tych odcinków przyjęto średnicę rur (najmniejszą z możliwych 0,2 m – wewnętrzna 0,1902 m) oraz zakładano spadki sugerując się konfiguracją terenu. Sugerowano się tak, aby w miarę możliwości spełnione były dwa wzajemnie sprzeczne kryteria. Im większy spadek rurociągu, tym większa prędkość ścieków i mniejsza tendencja do zamulania się dna rury, ale coraz głębsze wykopy i coraz większy koszt prac ziemnych. I odwrotnie, przy małych spadkach mniejsze koszty inwestycji (płytkie wykopy), ale większe kłopoty z eksploatacją (zatykanie się rur).

Wykorzystując, zgodnie z metodyką obliczenie fikcyjnego natężenia przepływu przy kanale całkowicie wypełnionym Q_0 oraz prędkości przepływu V_0 dla tego natężenia, a także pomocnicze wartości α , β , wyznaczano prędkość przepływu ścieków i napełnienie kanału a .

$$\beta = \frac{Q}{Q_0} \quad (7)$$

$$\alpha = \frac{V}{V_0} \quad (8)$$

$$a = \frac{h}{d} \quad (9)$$

$$Q_0 = \frac{d^{8/3} \cdot 2\pi \cdot i^{1/2}}{n \cdot 2^{13/3}} \quad (10)$$

$$V_0 = \frac{d^{2/3} \cdot i^{1/2}}{n \cdot 4^{2/3}} \quad (11)$$

gdzie:

- Q - rzeczywisty przepływ ścieków w kanale przy danym napełnieniu [m^3/s],
- Q_0 - przepływ ścieków w kanale przy całkowitym napełnieniu [m^3/s],
- V - rzeczywista prędkość ścieków w kanale przy danym napełnieniu [m/s],
- V_0 - prędkość ścieków w kanale przy całkowitym napełnieniu [m/s],
- n - szorstkość kanału - 0,013 [$\text{m}^{-1/3}/\text{s}$],
- h - napełnienie ścieków w kanale [m],
- d - wewnętrzna średnica kanału [m],
- i - spadek kanału [-],

α, β, a - parametry z krzywych sprawności kanału kołowego [-].

Jak wynika z literatury [Dąbrowski W.: Obliczanie minimalnych spadków kanałów ściekowych z uwagi na warunki osadzania osadów. Aktualne Problemy Badawcze, Projektowe i Eksploatacyjne Wodociągów i Kanalizacji, Kraków wrzesień 1995 r. Wyd. Przedsiębiorstwo INSTAL Compact Sp. z o.o, oraz Dąbrowski W.: Projektowanie kanalizacji w oparciu o naprężenie ścinające na granicy kanał-ścieki. INSTAL, 2011, nr 4, str.38-41] prędkość przepływu ścieków nie jest wystarczająco dobrym kryterium prawidłowości pracy sieci kanalizacyjnej. Lepszym jest obliczenie wielkości sił ścinających na granicy powierzchnia dna kanału – ścieki. Przyjęto za granicę 1 N/m^2 , poniżej której należy liczyć się ze wzmożoną sedimentacją, która w konsekwencji będzie prowadziła do zamulania kanału.

Wzór wyrażający wielkość sił ścinających przedstawia się następująco:

$$\tau = g \cdot \rho \cdot Rh \cdot i \quad (12)$$

gdzie:

- τ - siły ścinające [N/m^2],
- g - przyspieszenie ziemskie [m^2/s],
- Rh - promień hydrauliczny [m],
- i - spadek [-].

Promień hydrauliczny jest to stosunek pola przekroju warstwy ścieków w przekroju poprzecznym do obwodu zwilżonego, czyli długości łuku rury, który styka się z warstwą ścieków (w tym samym przekroju).

2.3. Materiały i urządzenia

Do projektowania kanalizacji grawitacyjnej przyjęto rury PVC-U Firmy Gamrat, których katalogowe wymiary podano w tabeli 1.

Tabela 1. Rura kanalizacyjna z PVC-U GAMRAT szereg lekki „L”
(SDR 51) – SN 2 wg PN EN 1401

D (mm)	g (mm)	Masa 1 mb (kg)
160	3,2	2,56
200	3,9	3,86
250	4,9	6,06
315	6,2	9,71
400	7,9	15,70
500	9,8	24,50
630	12,3	39,11

* waga 1 mb rury podana jest dla odcinka rury 6 metrowej

Do projektowania kanalizacji ciśnieniowej przyjęto rury PE Firmy Gamrat, których katalogowe wymiary podano w tabeli 2.

Tabela 2. RURY PE100RC „TWINGAM” jednowarstwowe - KANALIZACJA TYP 1 (czarna)

Indeks	Typ	Średnica x grubość ścianki, mm	Masa 1mb, kg
831130104	1	32 x 3,0	0,28
831130105	1	40 x 3,7	0,43
831130106	1	50 x 4,6	0,66
831130107	1	63 x 5,8	1,05
831130108	1	75 x 6,8	1,45
831130309	1	90 x 8,2	2,10
831130311	1	110 x 10	3,11
831130312	1	125 x 11,4	4,04
831130313	1	140 x 12,7	5,03
831130314	1	160 x 14, 6	6,61
831130315	1	180 x 16, 4	8,35
831130316	1	200 x 18,2	10,30

Rury polietylenowe PE100RC z przeznaczeniem do budowy sieci wodociągowych, gazowych czy kanalizacyjnych produkowane są w zakresie średnic 90 – 800 mm, w standardowych odcinkach prostych o długości 12 mb i są pakowane w pakiety, a rury w zakresie średnic 20 – 110 mm zwijane są w kręgi o długościach od 60 do 200 mb w zależności od średnicy rury.

3. Część zachodnia gminy

3.1. Zlewnia Rakolupy Duże

- 3.1.1. Odcinek 1 – 3 \Rightarrow mały spadek terenu na odcinku 238,7 m, oraz 1 budynek blisko węzła 1 skłania do zastosowania odcinka klasycznej kanalizacji ciśnieniowej (Z1. Rys. 1). Rurociąg należy ułożyć równolegle do terenu. Wydajność pompy $0,839 \text{ dm}^3/\text{s}$, średnica rurociągu $32 \times 3,0 \text{ mm}$. Pięć gospodarstw 57, 58 i 59 oraz 55 i 55a położone blisko węzła 2 należy połączyć bezpośrednio do tego węzła.
- 3.1.2. Ze względu na korzystny spadek terenu odcinki 2 – 3, 3 – 4, 4 – 5, 5 – 6, 6 – 7 należy ułożyć ze spadkiem (rurociągi grawitacyjne). Dane liczbowe podano w tabelach 3 i 4.
- 3.1.3. Rzędna terenu w węźle 7 wynosi 211,1 m n.p.m., natomiast w węźle 8 – 215,5 m n.p.m., co powoduje niemożność ułożenia rurociągu grawitacyjnie. Proponuje się ułożyć w jednym wykopie (Z1. Rys. 2) grawitacyjny rurociąg $D = 0,2 \text{ m}$ sprowadzający ścieki z 13 budynków do węzła 7, z którego pompa o wydajności $2,0535 \text{ m}^3/\text{h}$ rurociągiem $D = 0,063 \text{ m}$ ma przetłoczyć ścieki zarówno z tego rurociągu, jak i z wcześniejszych odcinków.
- 3.1.4. Ze względu na korzystny spadek terenu odcinki 8 – 12 należy ułożyć ze spadkiem (rurociągi grawitacyjne). Dane liczbowe podano w tabelach 3 i 4.
- 3.1.5. Istotną rolę odgrywa węzeł 12, do którego dopływają ścieki z 4-ech kierunków. Rzędna wlotu do tej przepompowni z niniejszego kierunku wynosi 206,31 m n.p.m., a zagłębienie kanału wynosi 1,79 m.

Tabela 3. Węzły - Rakołupy Duże i częściowo Rakołupy

Miejscowość	Numer węzła	Rzędna terenu	Rzędna dna kanału	Zagłębienie	Komentarz
	-	m n.p.m.	m n.p.m.	m	
Rakołupy Duże	1	225,3	223,9	1,40	Przepompownia obsługująca 1 dom, $Q_{maxh} = 0,1208 \text{ m}^3/\text{h}$, $D = 0,032$,
Rakołupy Duże	2	233,1	231,7	1,40	
Rakołupy Duże	3	227,0	225,6	1,40	
Rakołupy Duże	4	218,7	217,3	1,40	
Rakołupy Duże	5	215,7	214,3	1,40	
Rakołupy Duże	6	214,2	212,8	1,40	
Rakołupy Duże	7	211,1	209,7	1,40	Na odcinku 7-8 w jednym wykopie ułożyć należy rurociąg grawitacyjny od węzła 8 do 7 oraz przewód ciśnieniowy od 7 do 8. W węźle 7 przepompownia $Q=2,0535 \text{ m}^3/\text{h}$, $D = 0,063$,
Rakołupy Duże	8	215,5	214,1	1,40	
Rakoł. Duże/ Rakoł.	9	214,8	212,8	1,96	
Rakołupy Duże	10	210,8	209,4	1,40	
Rakołupy Duże	11	209,9	207,41	2,49	
Rakołupy Duże	12	208,1	206,31	1,79	

Tabela 4. Odcinki - Rakołupy Duże i częściowo Rakołupy

Odcinki		Długość	Q	Średnica	Spadek	Napełnienie	V	Siły tnące
-	-		m^3/h	D, m	%	$a=h/D$	m/s	N/m^2
1	3	238,7	0,0664	Ciśnieniowy $D = 0,032$, $h_{str}=0,171 \text{ m}$				
2	3	181,4	0,0498	0,2	33,63	0,037	0,401	1,58
3	4	374,4	0,3941	0,2	22,17	0,075	0,520	2,11
4	5	342,2	0,6598	0,2	8,77	0,104	0,402	1,14
5	6	245,0	0,9044	0,2	6,12	0,122	0,372	0,92
6	7	320,8	1,1596	0,2	9,66	0,124	0,471	1,48
8	7	396,7	0,2159	0,2	11,09	0,070	0,350	0,98
7	8	396,7	2,0535	Ciśnieniowy , $D = 0,063$, $h_{str}=2,717 \text{ m}$				
8	9	251,4	2,1158	0,2	5,00	0,168	0,409	1,01
9	10	529,0	2,2083	0,2	6,51	0,164	0,459	1,28
10	11	398,0	2,2083	0,2	5,00	0,170	0,412	1,02
11	12	220,8	2,2919	0,2	5,00	0,393	0,660	2,07

3.2. Zlewnia Rakolupy Małe i Plisków

- 3.2.1. Ze względu na korzystne spadki terenu odcinki 13 – 14, 14 – 17, 17 – 20 oraz 20 – 21 należy ułożyć ze spadkiem (rurociągi grawitacyjne). Dane liczbowe podano w tabelach 5 i 6.
- 3.2.2. Odcinek 18 – 19 (podobnie jak 1 – 3) wykazuje mały spadek terenu na odcinku 287,42 m. Jednak budynki 7 i 7A blisko węzła 18 można połączyć grawitacyjnie, lecz okresowo trzeba rurociąg płukać. Gospodarstwa 6 i 67 położone blisko węzła 19 należy połączyć bezpośrednio do tego węzła.
- 3.2.3. Odcinki 19 – 21 i 21 – 24 należy ułożyć ze spadkiem (rurociągi grawitacyjne). Dane liczbowe podano w tabelach 5 i 6.
- 3.2.4. Odcinki 15 – 16, 16 – 22, 22 – 23, 23 – 24 i 24 – 25 należy ułożyć ze spadkiem (rurociągi grawitacyjne). Dane liczbowe podano w tabelach 5 i 6. Odcinek 24 – 25 determinowany jest rzędnymi i spadkami od strony węzła 21, gdyż w węźle 24 ten rurociąg jest niżej (zagłębienie 3,58 m) niż rurociąg od strony węzła 23 (zagłębienie 3,50 m).
- 3.2.5. W węźle 25 należy wstawić przepompownię (Z1. Rys. 3). Średnica rurociągu $D = 0,063$ m.
- 3.2.6. Odcinki 25 – 26, 26 – 27 i 27 – 28 należy ułożyć ze spadkiem (rurociągi grawitacyjne). Dane liczbowe podano w tabelach 5 i 6.
- 3.2.7. W węźle 28 należy wstawić przepompownię (Z1. Rys. 3). Średnica rurociągu $D = 0,063$ m.
- 3.2.8. Odcinki 28 – 29, 29 – 30 i 30 – 12 należy ułożyć ze spadkiem (rurociągi grawitacyjne). Dane liczbowe podano w tabelach 5 i 6.

Tabela 5. Węzły - Rakolupy Małe, Plisków i częściowo Rakolupy

Miejscowość	Numer węzła	Rzędna terenu	Rzędna dna kanału	Zagłębienie	Komentarz
	-	m n.p.m.	m n.p.m.	m	
Rakolupy Małe	13	237,4	236,00	1,40	
Plisków	14	218,2	216,80	1,40	
Plisków	17	213,1	211,70	1,40	
Plisków	20	211,5	210,10	1,40	
Plisków	21	210,7	208,93	1,77	
Rakolupy Małe	18	215,5	214,10	1,40	
Plisków	19	213,7	211,80	1,90	
Plisków	21	210,7	208,43	2,27	

Plisków	24	211,1	207,52	3,58	
Plisków	15	223,0	221,60	1,40	
Plisków	16	213,3	211,90	1,40	
Plisków	22	213,0	210,29	2,71	
Plisków	23	212,5	208,60	3,90	
Plisków	24	211,1	207,60	3,50	
Plisków	25'	212,0	206,26	5,74	W węźle 25 należy wstawić przepompownię D = 0,063,
Plisków	25"	212,0	210,60	1,40	
Plisków	26	210,8	208,60	2,20	
Plisków	27	206,0	204,34	1,66	
Rakołupy	28'	207,6	202,43	5,17	W węźle 28 należy wstawić przepompownię D = 0,063,
Rakołupy	28"	207,6	206,20	1,40	
Rakołupy	29	208,3	205,29	3,01	
Rakołupy Duże	30	208,7	204,34	4,36	
Rakołupy Duże	12	208,1	203,35	4,75	

Tabela 6. Odcinki - Rakołupy Małe, Plisków i częściowo Rakołupy

Odcinki		Długość	Q	Średnica	Spadek	Napełnienie	V	Siły tnące
-	-		m³/h	D, m	‰	a=h/D	m/s	N/m²
13	14	1100,0	0,1095	0,2	17,45	0,052	0,363	1,16
14	17	283,08	0,3395	0,2	18,02	0,075	0,468	1,71
17	20	207,06	0,6284	0,2	7,73	0,105	0,379	1,01
20	21	195,68	0,8391	0,2	6,00	0,120	0,363	0,89
18	19	287,42	0,0313	0,2	8,0	0,039	0,205	0,41
19	21	289,81	0,1411	0,2	11,64	0,060	0,327	0,89
21	24	151,25	1,1181	0,2	6,00	0,132	0,386	0,97
15	16	123,95	0,0421	0,2	78,26	0,030	0,540	3,06
16	22	200,76	0,1425	0,2	8,00	0,065	0,284	0,66
22	23	212,34	0,3851	0,2	8,00	0,089	0,347	0,89
23	24	124,97	0,6162	0,2	8,00	0,103	0,382	1,03
24	25	210,75	1,8620	0,2	6,00	0,156	0,428	1,13
25	26	332,98	1,9195	0,2	6,00	0,158	0,431	1,15
26	27	655,56	1,9195	0,2	6,50	0,156	0,445	1,23
27	28	381,82	1,9195	0,2	5,00	0,163	0,401	0,98
28	29	227,67	2,0785	0,2	4,00	0,173	0,373	0,83
29	30	238,25	2,3852	0,25	4,00	0,149	0,394	0,90
30	12	247,36	2,7417	0,25	4,00	0,156	0,405	0,94

3.3. Zlewnia Horodysko i Rakolupy Duże

- 3.3.1. Węzły 31 i 32 są zlokalizowane nisko, dlatego ścieki muszą być transportowane ciśnieniowo. Budynki o numerach 92, 93 i 94 zlokalizowane są blisko węzła 31. Z tego względu z tych budynków należy sprowadzić ścieki do pompowni w węźle 31, a z niej, przy natężeniu dopływu ścieków $0,0685 \text{ m}^3/\text{h}$, rurociągiem $D = 0,032 \text{ m}$, przetłoczyć do przepompowni w węźle 32. W tym węźle powinna być zainstalowana identyczna przepompownia przetwarzająca ścieki w ilości $0,1369 \text{ m}^3/\text{h}$ do węzła 33. Średnica rurociągu powinna wynosić $D = 0,032 \text{ m}$. Do węzła 33 będą dopływać ścieki z rurociągu 31 – 32, oraz z budynków 90, 91 i 91A.
- 3.3.2. Odcinki 33 – 34, 34 – 35, 35 – 36 i 36 – 37 należy ułożyć ze spadkiem (rurociągi grawitacyjne). Dane liczbowe podano w tabelach 7 i 8.
- 3.3.3. W węźle 37 należy wstawić przepompownię (Z1. Rys. 1), która będzie tłoczyła ścieki do węzła 38. Natężenie przepływu ścieków $Q = 1,0955 \text{ m}^3/\text{h}$, średnica rurociągu $D = 0,04 \text{ m}$.
- 3.3.4. W węźle 39 należy wstawić przepompownię (Z1. Rys. 1), która ma obsługiwać zabudowania 42 i 43. Natężenie przepływu ścieków $Q = 0,0456 \text{ m}^3/\text{h}$, średnica rurociągu $D = 0,032 \text{ m}$.
- 3.3.5. Odcinki 38 – 40, 40 – 41 (granica między Horodyskiem i Rakolupami Dużymi) i 41 – 42, należy ułożyć ze spadkiem (rurociągi grawitacyjne). Dane liczbowe podano w tabelach 7 i 8.
- 3.3.6. Węzeł 42 położony jest niekorzystnie, gdyż jego rzędna wynosi $205,9 \text{ m n.p.m.}$, co przy rzędnej węzła 12 wynoszącej $208,1 \text{ m n.p.m.}$ wymusza tłoczenie ścieków „pod górę”. Z tego względu w tym węźle konieczna jest przepompownia z pompą obsługująca przepływ ścieków $Q = 2,2501 \text{ m}^3/\text{h}$, średnica rurociągu $D = 0,063 \text{ m}$. Budynki 5A, 5B i 5D należy połączyć bezpośrednio do węzła 12.

Tabela 7. Węzły - Horodysko i częściowo Rakolupy Duże

Miejscowość	Numer węzła	Rzędna terenu	Rzędna dna kanału	Zagłębienie	Komentarz
	-	m n.p.m.	m n.p.m.	m	
Horodysko	31	201,9	200,50	1,40	W węźle 31 przepompownia obsługująca 3 domy, $Q_{\max} h = 0,0685 \text{ m}^3/\text{h}$, $D = 0,032$,

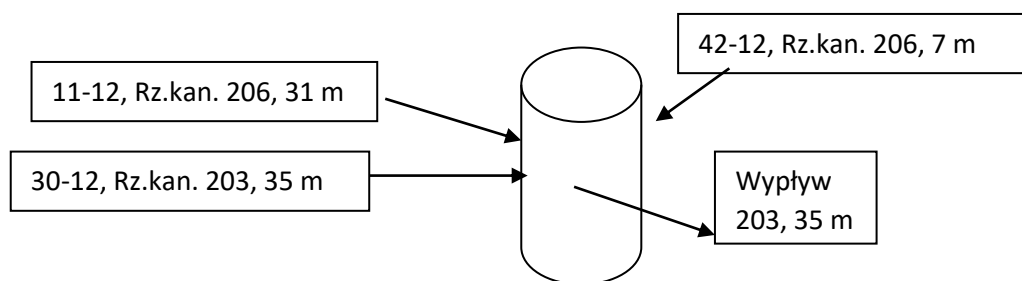
Horodysko	32	208,0	206,60	1,40	W węźle 32 przepompownia obsługująca 6 domów, $Q_{\max} h = 0,1369 \text{ m}^3/\text{h}$, $D = 0,032$,
Horodysko	33	209,2	207,80	1,40	
Horodysko	34	207,9	206,50	1,40	
Horodysko	35	205,4	204,00	1,40	
Horodysko	36	207,4	203,08	4,32	
Horodysko	37'	206,1	201,41	4,69	
Horodysko	37"	206,9	205,50	1,40	W węźle 37 należy wstawić przepompownię połączoną przewodem ciśnieniowym z węzłem 38; $Q=1,0955 \text{ m}^3/\text{h}$, $D = 0,04$,
Horodysko	38	209,3	207,90	1,40	
Horodysko	39	207,9	206,50	1,40	W węźle 39 należy zamontować przepompownię obsługującą 2 domy, $Q_{\max} h = 0,0456 \text{ m}^3/\text{h}$, $D = 0,032$,
Horodysko	40	208,6	207,20	1,40	
Horodysko	41	205,5	204,10	1,40	
Rakołupy Duże	42	205,9	201,13	4,77	W węźle 42 należy wstawić przepompownię $Q=2,2501 \text{ m}^3/\text{h}$, $D = 0,063$, połączoną przewodem ciśnieniowym z węzłem 12. Trzy zabudowania blisko węzła 12 należy połączyć bezpośrednio z przepompownią węzła 12
Rakołupy Duże	12	208,1	201,13	1,40	

Tabela 8. Odcinki - Horodysko i częściowo Rakołupy Duże

Odcinki		Długość	Q	Średnica	Spadek	Napełnienie	V	Siły tnące
-	-		m³/h	D, m	‰	a=h/D	m/s	N/m²
31	32	333,19	0,0685	Ciśnieniowy D = 0,032, hstr=0,077 m				
32	33	142,33	0,1369	Ciśnieniowy D = 0,032, hstr=0,131 m				
33	34	99,47	0,2750	0,2	13,07	0,074	0,394	1,22
34	35	247,61	0,5512	0,2	10,10	0,096	0,410	1,21
35	36	229,33	0,7600	0,2	4,00	0,272	0,485	1,24
36	37	278,84	0,9723	0,2	6,00	0,126	0,375	0,93
37	38	197,99	1,6400	Ciśnieniowy D = 0,04, hstr=3,760 m				
39	38	297,9	0,0456	Ciśnieniowy D =0,032, hstr=0,030 m				
38	40	89,16	1,5178	0,2	7,85	0,139	0,456	1,34
40	41	256,9	1,9263	0,2	12,07	0,141	0,570	2,08
41	42	371,18	2,0749	0,2	8,00	0,155	0,491	1,50
42	12	457,35	2,2185	Ciśnieniowy D =0,063, hstr=3,760 m				

3.4. Zlewnia Nowy Folwark, Horodysko i Rakolupy Duże

- 3.4.1. Odcinki 43 – 44, 44 – 45 należy ułożyć ze spadkiem (rurociągi grawitacyjne). Dane liczbowe podano w tabelach 9 i 10.
- 3.4.2. W węźle 45 w połączeniu z węzłem 47 należy zastosować kanalizację ciśnieniową (Z1. Rys. 4). W węźle 45 w przepompowni należy zamontować pompę odpowiednią do przepływu ścieków $Q = 0,3128 \text{ m}^3/\text{h}$, średnica rurociągu $D = 0,04 \text{ m}$. Budynki zlokalizowane na tym odcinku należy połączyć jak w układzie kanalizacji ciśnieniowej. Wydajności przepompowni z poszczególnych domów powinny wynosić $0,067 \text{ m}^3/\text{h}$.
- 3.4.3. Odcinek 49 – 47 ma odprowadzać ścieki z obiektu turystycznego zlokalizowanego nad jeziorem Maczuły, Obecnie obiekt nie istnieje, a do doboru urządzeń przyjęto, że maksymalnie może tam przebywać 50 osób, co przekłada się na natężenie przepływu $Q_{\text{maxh}} = 0,4875 \text{ m}^3/\text{h}$. Dla tego rurociągu dobrano rury o średnicy $0,063 \text{ m}$. W tych warunkach, przy długości 1170 m straty ciśnienia wyniosą $0,452 \text{ m}$.
- 3.4.4. Odcinek 47 – 48 należy ułożyć ze spadkiem (rurociągi grawitacyjne). Dane liczbowe podano w tabelach 9 i 10.
- 3.4.5. Do dalszej części istotna jest sytuacja w węźle 12 pokazana na rys. 1.



Rys. 1. Wysokościowe usytuowanie dopływów i odpływu z węzła 12

Do węzła 12 dopływają 3 strumienie ścieków – strumień od miejscowości Rakolupy Duże (11-12) wpływa do węzła na wysokości $206,31 \text{ m n.p.m.}$; strumień od miejscowości Plisków (30-12) wpływa do węzła na wysokości $203,35 \text{ m n.p.m.}$; strumień od miejscowości Horodysko (42-12) wpływa do węzła na wysokości $206,7 \text{ m n.p.m.}$. Jak widać do najniższej rzędnej ($203,35 \text{ m n.p.m.}$) musi być dostosowany wylot w kierunku węzła 50.

3.4.6. Odcinek 12 – 51 i 51 – 50 należy ułożyć ze spadkiem (rurociągi grawitacyjne).

Dane liczbowe podano w tabelach 9 i 10.

3.4.7. Ze względu na wznoszenie się terenu oraz brak na tej trasie zabudowań w węźle 50 należy wybudować przepompownię i połączyć ją z węzłem 48 rurociągiem ciśnieniowym o średnicy 0,110 m, $Q = 7,6309 \text{ m}^3/\text{h}$.

Tabela 9. Węzły – Nowy Folwark, częściowo Rakolupy Duże, Horodysko i Leśniowice Kolonia

Miejscowość	Numer węzła	Rzędna terenu	Rzędna dna kanału	Zagłębienie	Komentarz
	-	m n.p.m.	m n.p.m.	m	
Nowy Folwark	43	218,6	217,20	1,40	
Nowy Folwark	44	212,6	211,20	1,40	
Nowy Folwark	45	211,4	205,84	5,56	W węźle 45 należy wstawić przepompownię $Q=0,3497 \text{ m}^3/\text{h}$, $D = 0,04$ połączoną przewodem ciśnieniowym z węzłem 47. Na tym odcinku dla 7 budynków zastosować kanalizację ciśnieniową.
Nowy Folwark	46	212,0	210,60	1,40	Na tym odcinku dla 7 budynków zastosować kanalizację ciśnieniową
Nowy Folwark	47	211,1	209,70	1,40	
Nowy Folwark	48	205,4	204,00	1,40	
Nowy Folwark	49	203,3	201,90	1,40	W węźle 49 należy wstawić przepompownię $Q=0,4875 \text{ m}^3/\text{h}$, $D = 0,05$, połączoną przewodem ciśnieniowym z węzłem 47.
Rakolupy Duże	12	208,1	203,35	4,75	
Rakolupy Duże	51	202,2	200,80	1,40	
Horodysko	50	202,6	199,76	2,84	Ze względu na wznoszenie się terenu oraz brak na tej trasie zabudowań w węźle 50 należy wybudować przepompownię i połączyć ją z węzłem 48 rurociągiem ciśnieniowym o średnicy 0,110 m, $Q = 7,6309 \text{ m}^3/\text{h}$,
Leśniowice Kolonia	48	205,4	198,64	1,40	
Leśniowice Kolonia	52	207,2	205,8	1,40	Ze względu na wznoszenie się terenu oraz brak na tej trasie zabudowań w węźle 48 należy wybudować przepompownię i połączyć ją z węzłem 52 i 53 rurociągiem ciśnieniowym o średnicy 0,110 m, $Q = 8,6848 \text{ m}^3/\text{h}$, hstr
Leśniowice Kolonia	53	209,5	208,1	1,40	

Tabela 10. Odcinki - Nowy Folwark, częściowo Rakolupy Duże, Horodysko i Leśniowice Kolonia

Odcinki		Długość	Q	Średnica	Spadek	Napełnienie	V	Siły tnące
-	-	m	m ³ /h	D, m	‰	a=h/D	m/s	N/m ²
43	44	493,15	0,0737	0,2	12,17	0,049	0,290	0,76
44	45	535,69	0,2324	0,2	10,00	0,072	0,341	0,92
45	46	375,0	0,3497	Ciśnieniowy D = 0,04, hstr=0,726 m				
46	47	254,88	0,4413	Ciśnieniowy D = 0,04, hstr=0,785 m				
47	48	322,05	1,0036	0,2	17,70	0,230	0,927	4,73
49	47	1170	0,4875	Ciśnieniowy D = 0,063, hstr=0,452 m				
12	51	185,24	7,5632	0,4	13,77	0,117	0,862	3,99
51	50	148,8	7,5940	0,4	7,00	0,131	0,660	2,25
50	48	159,9	7,6309	Ciśnieniowy D = 0,110, hstr=0,919 m				
48	52	447,58	8,0747	Ciśnieniowy D = 0,110, hstr=3,331 m				
52	53	639,54	8,0747	Ciśnieniowy D = 0,110, hstr=4,760 m				

3.5. Przepompownie i odcinki ciśnieniowe

W tabelach 11 i 12 przedstawiono charakterystyczne wielkości dla przepompowni i odcinków ciśnieniowych.

Tabela 11. Zestawienie wyników obliczeń hydraulicznych przepompowni i rurociągów ciśnieniowych w zlewni zachodniej części gminy

Odcinek rurociągu	Rodzaj pompowni ścieków	Miejscowość	Długość rurociągu L [m]	Przepływ maksymalny godzinowy Q_{hmax} [m ³ /h]	Minimalna użyteczna objętość komory roboczej w pompowni ścieków V_u [dm ³]	Wydajność pompy Q_p [dm ³ /s]
1	2	3	4	5	6	7
1 - 3	Przydomowa pompownia ścieków	Rakołupy Duże	238,7	0,121	50,3	0,839
7 - 8	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Rakołupy Duże	396,7	2,0535	855,6	14,26
25' - 25''	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Plisków	15	1,9195	799,8	13,33
28' - 28''	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Rakołupy	15	2,2085	920,2	15,34
31 - 32	Przydomowa pompownia ścieków	Horodysko	333,19	0,0685	28,5	0,48
32 - 33	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Horodysko	142,33	0,1369	57,0	0,95
37 - 38	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Horodysko	197,99	1,0955	456,46	7,61
39 - 38	Przydomowa pompownia ścieków	Horodysko	297,9	0,0456	19,00	0,32
42 - 12	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Rakołupy Duże	457,35	2,2501	937,54	15,63
45 - 46	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Nowy Folwark	375,0	0,3497	145,70	2,428
46 - 47	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Nowy Folwark	254,88	0,4413	183,87	3,065
49 - 47	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Nowy Folwark	1170,00	0,4875	203,13	3,3854
50 - 48	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Nowy Folwark	159,9	7,6309	3179,53	52,992
48 - 52	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Leśniowice Kolonia	447,58	8,6848	3618,66	60,311
52 - 53	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Leśniowice Kolonia	639,54	8,6848	3618,66	60,311

Tabela 12. Zestawienie wyników obliczeń hydraulicznych przepompowni i rurociągów ciśnieniowych w zlewni zachodniej części gminy

Odcinek rurociągu	Obliczona wewnętrzna średnica rurociągu d [m]	Dobrana z katalogu wewnętrzna średnica rurociągu d _k [m]	Zewnętrzna średnica rurociągu dobранego z katalogu D [mm]	Prędkość rzeczywista przepływu ścieków w dobranym z katalogu rurociągu v _{rz} [m/s]	Strata hydrauliczna w rurociągu h _{str} [m]	Różnica rzędnych Z ₀ - Z _{Pps} [m]	Użyteczna wysokość podnoszenia pompy ściekowej H _U [m]
1	8	9	10	11	12	13	14
1 - 3	0,0075	0,026	32	0,063	0,171	1,7	1,871
7 - 8	0,0418	0,0514	63	0,275	2,717	4,4	7,117
25' - 25''	0,0404	0,0514	63	0,257	0,060	4,34	4,405
28' - 28''	0,0450	0,0514	63	0,296	0,079	3,77	3,847
31 - 32	0,0076	0,026	32	0,036	0,077	6,10	6,177
32 - 33	0,0108	0,026	32	0,072	0,131	1,20	1,331
37 - 38	0,0305	0,0326	32	0,365	3,760	4,09	7,850
39 - 38	0,0046	0,026	40	0,024	0,030	1,40	1,430
42 - 12	0,04381	0,0514	63	0,3014	3,760	5,57	9,330
45 - 46	0,01630	0,0326	40	0,1164	0,726	4,76	5,482
46 - 47	0,01630	0,0326	40	0,1469	0,785	- 0,90	-0,115
49 - 47	0,02035	0,0514	63	0,0653	0,452	7,80	8,252
50 - 48	0,08050	0,09	110	0,3334	0,919	4,24	5,160
48 - 52	0,08588	0,09	110	0,3794	3,331	1,80	5,131
52 - 53	0,08588	0,09	110	0,3794	4,760	2,30	7,060

4. Część wschodnia gminy

4.1. Zlewnia Alojzów

4.1.1. Korzystny spadek terenu na odcinku od węzła 54 do 58, to jest na odcinku 54 – 55 – 56 – 57 – 58, który ma długość ponad 1850 m umożliwia ułożenie rurociągu grawitacyjnego, równoległe do terenu. Spadki na poszczególnych odcinkach nie są jednakowe, ale umożliwiają ułożenie na głębokości poniżej głębokości przemarzania, którą tu przyjęto na poziomie 1,4 m.

4.1.2. Od węzła 59 do 63 teren wykazuje również spadek, lecz na tyle mały, że nie ma możliwości uzyskać prawidłowych hydraulicznych warunków pracy układając rurociąg równoległe do terenu. Z tego względu dobierając minimalny spadek, który umożliwia uzyskanie właściwych warunków przepływowych (siły tnące powyżej 1 N/m^2) obliczono rzędne zagłębienia kanału pokazane w tabeli 13 i 14.

Tabela 13. Węzły - Alojzów

Miejscowość	Numer węzła	Rzędna terenu	Rzędna dna kanału	Zagłębienie	Komentarz
	-	m n.p.m.	m n.p.m.	m	
Alojzów	54	237,7	236,3	1,40	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku
Alojzów	55	233,8	232,4	1,40	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku
Alojzów	56	229,9	228,5	1,40	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku
Alojzów	57	228,4	227,0	1,40	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku
Alojzów	58	225,6	224,2	1,40	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku
Alojzów	59	223,2	221,8	1,40	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku
Alojzów	60	222,0	219,97	2,03	Rurociąg grawitacyjny o zmiennej głębokości posadowienia
Alojzów	61	220,6	218,03	2,57	Rurociąg grawitacyjny o zmiennej głębokości posadowienia
Alojzów	62	219,9	217,02	2,88	Rurociąg grawitacyjny o zmiennej głębokości posadowienia
Alojzów	63	219,7	216,45	3,25	Rurociąg grawitacyjny o zmiennej głębokości posadowienia

Tabela 14. Odcinki - Alojzów

Odcinki		Długość	Q	Średnica	Spadek	Napełnienie	V	Siły tnące
-	-		m ³ /h	D, m	‰	a=h/D	m/s	N/m ²
54	55	329,03	0,1268	0,2	11,85	0,058	0,321	0,87
55	56	393,29	0,4138	0,2	9,92	0,088	0,384	1,09
56	57	265,87	0,6483	0,2	5,64	0,111	0,336	0,78
57	58	284,68	0,8303	0,2	9,84	0,110	0,441	1,34
58	59	272,93	1,1057	0,2	8,79	0,123	0,448	1,34
59	60	305,30	1,3966	0,2	6,00	0,142	0,405	1,04
60	61	323,00	1,6669	0,2	6,00	0,151	0,419	1,10
61	62	168,89	1,8360	0,2	6,00	0,156	0,427	1,13
62	63	94,78	1,9411	0,2	6,00	0,159	0,432	1,15

4.2. Zlewnia Teresin

- 4.2.1. Odcinek 71 – 72 w Teresinie 2 ma bardzo korzystny spadek, dlatego przewiduje się wykonanie kanału w formie układu grawitacyjnego przy stałym zagłębieniu.
- 4.2.2. Niekorzystny spadek na odcinku 72 – 73 wymusza zastosowanie kanalizacji ciśnieniowej. W węźle 72 powinna być zastosowana przepompownia, od której odcinek ciśnieniowy do węzła 73 powinien mieć średnicę 0,032 m. Na tym odcinku 4 zabudowania powinny mieć podłączenie ciśnieniowe do sieci, podobnie jak pokazano na Z1. Rys. 4.
- 4.2.3. Odcinki od węzła 73 do węzła 76 mają korzystne spadki i umożliwiają ułożenie rurociągu równoległe do terenu. Spadki na poszczególnych odcinkach nie są jednakowe, ale umożliwiają ułożenie na głębokości poniżej głębokości przemarzania, którą tu przyjęto na poziomie 1,4 m.
- 4.2.4. Od węzła 76 – 77 teren wykazuje również spadek, lecz na tyle mały, że nie ma możliwości uzyskania prawidłowych hydraulicznych warunków pracy układając rurociąg równoległe do terenu. Z tego względu dobierając minimalny spadek, który umożliwia uzyskanie właściwych warunków przepływowych (siły tnące powyżej 1 N/m²) obliczono rzędne zagłębienia kanału pokazane w tabeli 15 i 16.
- 4.2.5. Odcinek 64 – 65 służy do sprowadzenia ścieków od budynków o numerach 40 - 45. Jest to odcinek o niekorzystnym spadku, dlatego musi być wykonany w układzie ciśnieniowym.
- 4.2.6. Również niekorzystny spadek ma odcinek 65 – 66. Z tego względu musi być wykonany w układzie ciśnieniowym.

- 4.2.7. Odcinki 66 – 67 i 67 – 68 mają korzystne spadki i umożliwiają ułożenie rurociągu grawitacyjnego. Spadki na poszczególnych odcinkach nie są jednakowe i w węźle 67 zagłębienie sięgnie nawet 3,0 m, ale dzięki korzystnemu ukształtowaniu terenu w węźle 68 zagłębienie wyniesie 1,4 m.
- 4.2.8. Niestety bardzo niekorzystne jest ukształtowanie terenu na odcinkach 68 – 69 i 69 – 70, co powoduje konieczność zaprojektowania kanalizacji ciśnieniowej. Budynki o numerach od 1 do 11 powinny mieć swoje pompownie ciśnieniowe, co umożliwi transport ścieków do rurociągu zbiorczego.
- 4.2.9. Transport ścieków z Teresina 2 (węzeł 77) do Teresina 1 (węzeł 70) musi odbywać rurociągiem ciśnieniowym. Dalszy transport do Alojzowa (węzeł 63) i dalej do Majdanu Leśniowskiego będzie się odbywał rurociągiem grawitacyjnym.

Tabela 15. Węzły - Teresin

Miejscowość	Numer węzła	Rzędna terenu	Rzędna dna kanału	Zagłębienie	Komentarz
	-	m n.p.m.	m n.p.m.	m	
Teresin 2	71	258,3	256,9	1,4	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku
Teresin 2	72	252,7	251,3	1,4	W węźle 71 należy wstawić przepompownię $Q=0,3214 \text{ m}^3/\text{h}$, $D = 0,032$, połączoną przewodem ciśnieniowym z węzłem 72. Na tym odcinku dla 4 budynków należy zastosować kanalizację ciśnieniową.
Teresin 2	73	252,6	251,2	1,4	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku
Teresin 2	74	249,1	247,7	1,4	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku
Teresin 2	75	245,0	243,6	1,4	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku
Teresin 2	76	239,8	238,4	1,4	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku
Teresin 2	77	240,6	237,06	3,5	Rurociąg grawitacyjny o zmiennej głębokości posadowienia
Teresin 1	64	240,2	238,8	1,4	W węźle 64 należy wstawić przepompownię $Q=0,0698 \text{ m}^3/\text{h}$, $D = 0,032$, połączoną przewodem ciśnieniowym z węzłem 65. Na tym odcinku dla 6 budynków zastosować kanalizację ciśnieniową.
Teresin 1	65	252,4	251,0	1,4	W węźle 65 należy wstawić przepompownię $Q=0,2083 \text{ m}^3/\text{h}$,

					D = 0,04, połączoną przewodem ciśnieniowym z węzłem 66. Na tym odcinku dla 7 budynków zastosować kanalizację ciśnieniową.
Teresin 1	66	252,9	251,5	1,4	Rurociąg grawitacyjny o zmiennej głębokości posadowienia
Teresin 1	67	249,2	246,16	3,0	Rurociąg grawitacyjny o zmiennej głębokości posadowienia
Teresin 1	68	235,4	234,0	1,4	W węźle 68 należy wstawić przepompownię Q=0,7369 m ³ /h, D = 0,04, połączoną przewodem ciśnieniowym z węzłem 69. Na tym odcinku dla 7 budynków zastosować kanalizację ciśnieniową.
Teresin 1	69	242,6	241,2	1,4	W węźle 69 należy wstawić przepompownię Q=0,8501 m ³ /h, D = 0,04, połączoną przewodem ciśnieniowym z węzłem 70. Na tym odcinku dla 4 budynków zastosować kanalizację ciśnieniową.
Teresin 1	70	248,2	246,8	1,4	

Tabela 16. Odcinki - Teresin

Odcinki		Długość	Q	Średnica	Spadek	Napełnienie	V	Siły tnące
-	-		m³/h	D, m	‰	a=h/D	m/s	N/m²
71	72	397,26	0,1512	0,2	14,10	0,060	0,357	1,07
72	73	213,83	0,3214	Ciśnieniowy D = 0,032, hstr=1,083 m				
73	74	203,29	0,4293	0,2	17,22	0,080	0,478	1,74
74	75	292,48	0,5678	0,2	14,02	0,092	0,469	1,61
75	76	218,01	0,6693	0,2	23,85	0,089	0,599	2,65
76	77	167,13	0,7211	0,2	8,00	0,109	0,395	1,08
64	65	435,32	0,0698	Ciśnieniowy D = 0,032, hstr=0,104 m				
65	66	415,26	0,2083	Ciśnieniowy D = 0,04, hstr=0,285 m				
66	67	356,06	0,4145	0,2	15,00	0,047	0,313	0,89
67	68	381,37	0,5984	0,2	31,88	0,057	0,518	2,29
68	69	284,02	0,7369	Ciśnieniowy D = 0,04, hstr=2,441 m				
69	70	241,71	0,8501	Ciśnieniowy D = 0,04, hstr=2,764 m				
77	70	1150,0	0,7401	Ciśnieniowy D = 0,05, hstr=3,246 m				
70	63	935,45	1,6283	0,2	32,45	0,113	0,815	4,54

4.3. Przepompownie i odcinki ciśnieniowe

W tabelach 17 i 18 przedstawiono charakterystyczne wielkości dla przepompowni i odcinków ciśnieniowych.

Tabela 17. Zestawienie wyników obliczeń hydraulicznych przepompowni i rurociągów ciśnieniowych w zlewni wschodniej części gminy

Odcinek rurociągu	Rodzaj pompowni ścieków	Miejscowość	Długość rurociągu L [m]	Przepływ maksymalny godzinowy Q_{hmax} [m ³ /h]	Minimalna użyteczna objętość komory roboczej w pompowni ścieków V_u [dm ³]	Wydajność pompy Q_p [dm ³ /s]
1	2	3	4	5	6	7
72 - 73	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Teresin 2	213,83	0,3214	133,93	2,2321
64 - 65	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Teresin 1	435,32	0,0698	29,08	0,485
65 - 66	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Teresin 1	415,26	0,2083	86,79	1,447
68 - 69	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Teresin 1	284,02	0,7369	307,06	5,117
69 - 70	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Teresin 1	241,71	0,8501	354,20	5,903
77 - 70	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Teresin 2 / Teresin 1	1150,0	0,7401	308,38	5,1397

Tabela 18. Zestawienie wyników obliczeń hydraulicznych przepompowni i rurociągów ciśnieniowych w zlewni wschodniej części gminy

Odcinek rurociągu	Obliczona wewnętrzna średnica rurociągu d [m]	Dobrana z katalogu wewnętrzna średnica rurociągu d _k [m]	Zewnętrzna średnica rurociągu dobrego z katalogu D [mm]	Prędkość rzeczywista przepływu ścieków w dobranym z katalogu rurociągu v _{rzk} [m/s]	Strata hydrauliczna w rurociągu h _{str} [m]	Różnica rzędnych Z ₀ - Z _{Pps} [m]	Użyteczna wysokość podnoszenia pompy ściekowej H _U [m]
1	8	9	10	11	12	13	14
72 - 73	0,01528	0,026	32	0,168	1,083	-0,10	0,983
64 - 65	0,01330	0,026	32	0,037	0,104	12,20	12,304
65 - 66	0,01876	0,0326	40	0,069	0,285	0,50	0,785
68 - 69	0,02502	0,0326	40	0,245	2,441	7,20	9,641
69 - 70	0,02687	0,0326	40	0,283	2,764	5,60	8,364
77 - 70	0,02507	0,0408	50	0,157	3,246	9,74	12,983

5. Część centralna gminy

5.1. Zlewnia Majdan Leśniowski

- 5.1.1. Węzeł 63 zlokalizowany jest na granicy Majdanu Leśniowskiego i Alojzowa. Stąd odcinkiem 63 – 78 popłyną ścieki z Alojzowa, Teresina oraz 13 gospodarstw o numerach 4 - 19. Mimo zagłębienia sieci 3,25 m poniżej powierzchni terenu rurociąg ułożony ze spadkiem 4‰ spełnia warunki hydrauliczne. Dzięki temu, że powierzchnia terenu w węźle 78 jest niżej o ok. 2,5 m niż w węźle 63 rzędna wlotu rurociągu w tym węźle będzie płycej, gdyż zagłębienie wyniesie 1,93 m.
- 5.1.2. Na odcinkach od węzła 78 do węzła 82 powierzchnia terenu łagodnie się obniża, co umożliwia położenie kanału z jednolitym spadkiem, przy niezbyt dużych zagłębieniach. Przy założeniu spadków wynoszących 4‰ zagłębienie w węźle 79 wyniesie 1,67 m, oraz, odpowiednio $80 \Rightarrow 1,88$ m, $81 \Rightarrow 2,48$ m i $82 \Rightarrow 3,77$ m. Dalsze zagłębianie nie ma uzasadnienia, szczególnie, że od węzła 82 powierzchnia terenu zaczyna się łagodnie wznosić. Dlatego w węźle 82 należy wstawić przepompownię, której rurociąg tłoczny będzie zakończony komorą rozprężną.
- 5.1.3. Na odcinku 82 – 83 i 83 – 86 należy ułożyć rurociąg grawitacyjny, ze spadkiem, początkowo 3,6‰, a następnie 5,74‰. Ze względu na obniżenie się terenu w węźle 83 rurociąg będzie zagłębiony na 2,52 m, a w węźle 86 wypłyca się do 1,40 m.
- 5.1.4. Osiedle 13 gospodarstw znajdujących się po północnej stronie głównej drogi ma specyficzny układ, gdyż usytuowane są przy bocznej drodze oddalającej się od głównej. Układ wysokościowy jest korzystny, dlatego zebranie ścieków z budynków o numerach od 82 do 95 odbędzie się od węzła 84 do węzła 85 w sposób grawitacyjny, ze spadkiem zgodnym z ze spadkiem terenu. Dlatego na całej długości rurociąg będzie zagłębiony 1,4 m pod powierzchnią terenu.
- 5.1.5. Od węzła 85 do węzła 86 ścieki będą płynąć rurociągiem ciśnieniowym, bez dopływów bocznych. W węźle 86 łączyć się będą ścieki ze wschodniej części gminy oraz części Majdanu Leśniowskiego ze ściekami z tego osiedla.
- 5.1.6. Od węzła 86 do węzła 87 powierzchnia terenu wznosi się, odpowiednio od rzędnej 214,0 m n.p.m. do rzędnej 218,3 m n.p.m., co wymusza zastosowanie kanalizacji ciśnieniowej.
- 5.1.7. Kluczowe dla dalszych rozważań jest sprawdzenie, czy jest możliwe wykorzystanie istniejącego rurociągu do przetransportowania ścieków na teren starej oczyszczalni,

gdzie planuje się wykonanie przepompowni zbierającej ścieki zarówno z sieci istniejącej, jak i z projektowanej dla Alojzowa, Teresina i Majdanu Leśniowskiego. Wykonano takie obliczenia wykorzystując odcinek pokazany na rys. 2.



Rys. 2. Odcinek wykorzystany do obliczenia przepustowości kanału

Do oszacowania natężenia dopływu ścieków z istniejącej sieci kanalizacyjnej wykorzystano „Program ogólny kanalizacji sanitarnej i oczyszczalni ścieków w Leśniowicach OPIS. Wykonany w grudniu 1991 przez Zakład Projektowania i Wykonawstwa Sp. z o.o. ul. Korotyńskiego 23, 02-123 Warszawa, a personalnie przez mgra inż. Pawła Jasińskiego”. Z bilansu ścieków określono dopływ do oczyszczalni na $13,95 \text{ m}^3/\text{h}$. Analizując przyjęte założenia i odnosząc do obecnych warunków stwierdzono: znacznie zawyżone zużycia wody, jakie obecnie nie występują; zawyżoną liczbę mieszkańców oraz fakt, że uwzględniono obiekty gospodarcze, które obecnie nie istnieją. Z tego względu do oszacowania przepustowości kanału przyjęto 60% obliczonego w projekcie dopływu ścieków, czyli przyjęto $8,37 \text{ m}^3/\text{h}$. Odczytując rzędne kanału w obu studzienkach oraz

mierząc odległość między nimi obliczono spadek kanału. Następnie przyjmując obliczony dopływ ścieków z Alojzowa, Teresina i Majdanu Leśniowskiego (tabela 16), a także oszacowany powyżej dopływ ze starej części sieci obliczono przepustowość i otrzymano: spadek kanału wynosi 12,52‰, stopień napelnienia wynosi 0,278, prędkość przepływu 0,868 m/s, a siły tnące 3,94 N/m². Obliczenia pozwalają podjąć decyzję, że jest możliwe połączenie obu rurociągów, to jest wprowadzenie ścieków z nowego rurociągu do starego i to połączenie zostało oznaczone węzłem 87. Wówczas ścieki spłyną istniejącym rurociągiem na teren oczyszczalni, gdzie zostanie wybudowana przepompownia tłocząca ścieki do oczyszczalni w nowej lokalizacji.

- 5.1.8. Na sugestię o zlokalizowaniu przepompowni w miejscu starej oczyszczalni ścieków zdecydowano się analizując obecny układ sieci kanalizacyjnej. Do oczyszczalni dopływają ścieki z dwóch kierunków. Jeden wzdłuż drogi od strony Urzędu Gminy, drugi od strony zachodniej Leśniowic biegnący ukośnie pod powierzchnią pól. Stąd teren oczyszczalni jest jedynym miejscem, gdzie oba rurociągi się zbiegają i w tym miejscu można ścieki z obu rurociągów połączyć i transportować do nowej oczyszczalni. Przepompownię zlokalizowaną na terenie oczyszczalni opatrzono numerem 88 i z niej zaproponowano poprowadzenie rurociągu wzdłuż drogi dojazdowej następnie w kierunku zachodnim wzdłuż drogi Politówka do drogi głównej obok budynku 66 w Leśniowicach (miejsce, gdzie obecnie kończy się sieć kanalizacyjna). Oznaczono to miejsce węzłem 89. Jest to odcinek o długości 1160 m, który ze względu na perspektywie dodatkowe podłączenia innych gospodarstw powinien być wykonany z rury ciśnieniowej 140 mm.

Tabela 15. Węzły – Majdan Leśniowski

Miejscowość	Numer węzła	Rzędna terenu	Rzędna dna kanału	Zagłębienie	Komentarz
	-	m n.p.m.	m n.p.m.	m	
Majdan Leśniowski	63	219,7	216,45	3,25	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku 4‰
Majdan Leśniowski	78	217,2	215,27	1,93	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku 4‰
Majdan Leśniowski	79	216,1	214,43	1,67	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku 4‰
Majdan Leśniowski	80	215,4	213,52	1,88	Rurociąg grawitacyjny o stałym

					spadku 4‰
Majdan Leśniowski	81	215,5	213,02	2,48	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku 4‰
Majdan Leśniowski	82'	216,0	212,23	3,77	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku 4‰
Majdan Leśniowski	82''	216,0	214,6	1,40	W węźle 82 należy wstawić przepompownię $Q_{\text{ścieków}} = 5,2993 \text{ m}^3/\text{h}$, $D = 0,09$, której zadaniem jest podnieść poziom rurociągu na wysokość 1,4 m. Rurociąg tłoczny powinien być zakończony komorą rozprężną.
Majdan Leśniowski	83	216,3	213,78	2,52	Rurociąg grawitacyjny o zmiennej głębokości posadowienia
Majdan Leśniowski	86	214,0	212,60	1,40	Rurociąg grawitacyjny o zmiennej głębokości posadowienia
Majdan Leśniowski	84	218,0	216,60	1,40	Rurociąg grawitacyjny o stałym spadku 21,57‰
Majdan Leśniowski	85	213,1	211,70	1,40	W węźle 85 należy wstawić przepompownię $Q = 0,3291 \text{ m}^3/\text{h}$, $D = 0,032$, połączoną przewodem ciśnieniowym z węzłem 86.
Majdan Leśniowski	87	218,3	216,90	1,40	W węźle 86 należy wstawić przepompownię $Q = 5,7538 \text{ m}^3/\text{h}$, $D = 0,09$, połączoną przewodem ciśnieniowym z węzłem 87. Na tym odcinku 6 zabudowań musi mieć połączenie ciśnieniowe z rurociągiem głównym.
Majdan Leśniowski	88	211,9	209,51	2,39	W węźle 88 (stara oczyszczalnia ścieków) należy wstawić przepompownię $Q = 7,2834 \text{ m}^3/\text{h}$, $D = 0,11$, połączoną przewodem ciśnieniowym z węzłem 89.

Tabela 16. Odcinki – Majdan Leśniowski, Leśniowice

Odcinki		Długość	Q	Średnica	Spadek	Napełnienie	V	Siły tnące
-	-	m	m³/h	D, m	‰	a=h/D	m/s	N/m²
63	78	293,76	3,8080	0,2	4,0	0,213	0,422	1,00
78	79	211,71	4,1789	0,2	4,0	0,220	0,430	1,03
79	80	226,85	4,5980	0,2	4,0	0,228	0,438	1,06
80	81	124,97	4,8334	0,2	4,0	0,232	0,443	1,08
81	82'	198,48	5,0208	0,2	4,0	0,235	0,446	1,09
82"	83	167,13	5,2993	0,2	3,6	0,249	0,438	1,03

83	86	205,93	5,7538	0,2	5,74	0,232	0,531	1,55
84	85	227,12	0,181	0,2	21,57	0,05	0,392	1,37
85	86	85,88	0,2083	Ciśnieniowy D = 0,032, hstr=0,456 m				
86	87	356,06	5,8234	Ciśnieniowy D = 0,090, hstr=2,20 m m				

5.2. Zlewnia Leśniowice, Kolonia Leśniowice, Janówka

- 5.2.1. Ponieważ, jak można było zorientować się z rysunków, mimo dość długiej sieci kanalizacyjnej znaczna liczba domów w Leśniowicach i Majdanie Leśniowskim, w obszarze objętym zasięgiem sieci nie jest połączona do rurociągów (połączono gospodarstwa wybiórczo) logicznym jest wykonać takowe połączenia, aby jak najwięcej gospodarstw miało pełne uzbrojenie sanitarne. Wszystkie, które ze względów wysokościowych nie mają takiej możliwości należałoby połączyć ciśnieniowo. Wówczas na terenie posesji należałoby wykonać przydomową pompownię ścieków (Z1. Rys. 3) i połączyć ją z najbliższą studzienką, która zarazem pełniłaby rolę komory rozprężnej. Natomiast wszystkie gospodarstwa, które są położone w zasięgu działania odcinka ciśnieniowego 88 – 89 można połączyć do tego odcinka na zasadzie działania odcinka kanalizacji ciśnieniowej, jak przykładowo pokazano na Z1. Rys. 4.
- 5.2.2. Odcinek 90 – 91 obejmuje skanalizowanie 3 gospodarstw. Spadek nie jest korzystny, lecz ponieważ jest to odcinek krótki (ok. 72 m) oraz następny 91 – 92 musi być ciśnieniowy, gdyż teren wznosi się uznano, że budując w węźle 92 przepompownię można rurociąg 90 – 91 zagłębić. Przyjmując spadek 12‰ zagłębienie w węźle 91 wyniosło 2,67 m. Odcinek 91 – 92 to trasa ok. 123 m bez żadnych zabudowań, więc będzie to tranzytowy odcinek ciśnieniowy o średnicy 32 mm, który tym sposobem daje szansę na uzyskanie wypłyenia rurociągu do 1,40 m.
- 5.2.3. Układ terenu na odcinkach 92 – 93 – 94 jest dość korzystny Rzędne terenu układają się, odpowiednio: 216,4 m n.p.m., 214,9 m n.p.m. i 213,6 m n.p.m. Pozwala to na ułożenie rurociągu w układzie grawitacyjnym. Zakładając zagłębienie w węźle 92 równe 1,4 m uzyskuje się w węźle 93 zagłębienie również 1,4 m, natomiast w węźle 94 zagłębienie 1,86 m. Na obu odcinkach uzyskuje się siły tnące przekraczające 1 N/m².

- 5.2.4. Istotny jest odcinek 89 – 94, który wykazuje niekorzystny spadek, gdyż rzędna w węźle 89 wynosi 212,8 m n.p.m., a w węźle 94 wynosi 213,6 m n.p.m. Jawia się tu dwie możliwości. Jedną jest wykonanie tego odcinka w układzie grawitacyjnym, ze spadkiem 3‰ i wówczas zagłębienie w węźle 94 wyniesie 2,36 m, co nie jest wartością dużą, a więc akceptowalną. Przy tym spadku siły tnące wynoszą 0,96 N/m², czyli niezbyt dużo, jednak przy dużym natężeniu przepływu (ścieki ze wschodniej i w znaczącym udziale z centralnej części gminy) może być akceptowalne. Drugą możliwość daje wybudowanie na odcinku 89 – 94 rurociągu ciśnieniowego, co wypłyci rurociąg jednak podniesie koszt na budowę przepompowni strefowej oraz przepompowni przydomowych, a należy zwrócić uwagę na fakt, że na tym odcinku trzeba podłączyć do sieci 10 gospodarstw. Przepompownia musiałaby być duża, gdyż objętość użyteczna V_u wynosiłaby 5995,7 dm³, wydajność pompy 99,9 dm³/s, a średnica rurociągu wynosiłaby 125 mm. Koszt takiej przepompowni jest wysoki. Z tego względu wydaje się, że mimo wysokich kosztów robót ziemnych bardziej racjonalne byłoby wykonać rurociąg grawitacyjny.
- 5.2.5. W miarę korzystny spadek na odcinku 94 (213,9 m n.p.m.) – 95 (209,9 m n.p.m.) – 96 (209,5 m n.p.m.) pozwala na zastosowanie układu grawitacyjnego. Hydraulika przepływu (prędkości i siły tnące) osiągają odpowiednie wartości. Zagłębienie w węźle 94 musi być przyjęte bardziej niekorzystne (2,36 m), mimo to w węźle 95 wyniesie 1,4 m, a węźle 96 wyniesie 1,75 m.
- 5.2.6. Odcinki 97 – 98, 98 – 99 i 99 – 96 proponuje się wykonać w układzie grawitacyjnym. Rzędne terenu układają się korzystnie: 97 (213,5 m n.p.m.), 98 (212,8 m n.p.m.), 99 (209,9 m n.p.m.) i 96 (209, 5 m n.p.m.). Końcowe odcinki, tak, jak jest także w tym miejscu wykazują małe natężenia przepływu, co utrudnia uzyskanie właściwych warunków przepływowych. W takich sytuacjach trzeba zakładać wyższe spadki, co z kolei przekłada się na większe zagłębienia. I tak w tym przypadku, przy granicznie niezbyt korzystnych warunkach przepływowych (niskie wartości sił tnących) zagłębienia wyniosą odpowiednio: 97 (1,4 m), 98 (3,37 m), 99 (2,01 m) i 96 (3,63 m).
- 5.2.7. Wznoszący się teren w kierunku południowym wymusza ułożenie odcinka 96 – 100 w układzie ciśnieniowym. Odcinek ten o długości 485,38 m musi mieć średnicę 140 mm, a straty ciśnienia w nim wyniosą 3,751 m. Korzystne jest, że

wzdłuż tego odcinka nie są zlokalizowane żadne zabudowania, więc nie ma potrzeby wykonywać żadnych połączeń.

- 5.2.8. Do rurociągu w węźle 100 będzie połączony dopływ ścieków z miejscowości Janówka. Miejscowość ta charakteryzuje się zmienną konfiguracją terenu i od węzła 101 do 102 teren się wznosi, potem obniża, na odcinku 104 – 105 znowu wznosi się i dalej opada. Taka konfiguracja utrudnia wybór optymalnego rozwiązania. Na odcinkach 101 – 102 oraz 102 – 103 zaproponowano układ kanalizacji ciśnieniowej. Są to odcinki o bardzo małych przepływach (końcowe), które w normalnych warunkach pracy sieci grawitacyjnej wymagają dużych spadków. Oba odcinki będą ułożone równolegle do terenu (zagłębienie 1,4 m) i będą miały średnicę 32 mm. Układ takiego rozwiązania został przykładowo pokazany na Z1. Rys. 5.
- 5.2.9. Odcinek 103 – 104 może być ułożony w układzie grawitacyjnym. Będzie miał on długość 277 m i średnicę 0,2 m. Przy korzystnym spadku byłby ułożony na stałej głębokości 1,4 m p.p.t.
- 5.2.10. Pozostała część tego odcinka 104 – 105 i 105 – 100 musi być ułożona w układzie kanalizacji ciśnieniowej z przepompownią początkową (rys. 4) i sześcioma przydomowymi przepompowniami ścieków na odcinku 104 – 105.
- 5.2.11. Ścieki do oczyszczalni z tej części gminy będą transportowane rurociągiem 100 – 106, 106 – 107 i 107 – 52. Odcinek 100 – 106 o długości prawie 745 m musi być wykonany w układzie kanalizacji ciśnieniowej z pompownią początkową (rys. 4) i czternastoma przydomowymi przepompowniami ścieków, odcinek 106 – 107 o długości 435 m w układzie grawitacyjnym ze spadkiem 6‰. Końcowy odcinek 107 – 52 jest klasycznym odcinkiem tranzytowym w układzie ciśnieniowym o długości 644,7 m.

Tabela 17. Węzły – Leśniowice, Kolonia Leśniowice, Janówka

Miejscowość	Numer węzła	Rzędna terenu	Rzędna dna kanału	Zagłębienie	Komentarz
	-	m n.p.m.	m n.p.m.	m	
Leśniowice	89	212,7	211,30	1,40	
Leśniowice	90	213,1	211,70	1,40	
Leśniowice	91	213,5	210,83	2,67	W węźle 91 przepompownia z odcinkiem ciśnieniowym do węzła 92
Leśniowice	92	216,4	215,00	1,40	

Leśniowice	93	214,9	213,50	1,40	
Leśniowice	94'	213,6	211,90	1,70	
Leśniowice	94"	213,6	211,24	2,36	
Leśniowice	95	209,9	208,50	1,40	
Leśniowice	96	209,5	207,75	1,75	W węźle 96 przepompownia z odcinkiem ciśnieniowym do węzła 100
Leśniowice	97	213,5	212,10	1,40	
Leśniowice	98	212,8	209,43	3,37	
Leśniowice	99	209,9	207,89	2,01	
Leśniowice	100	211,5	210,10	1,40	
Janówka	101	213,6	212,20	1,40	
Janówka	102	215,1	213,70	1,40	
Janówka	103	213,7	212,30	1,40	
Janówka	104	210,3	208,90	1,40	W węźle 104 przepompownia z odcinkiem ciśnieniowym do węzła 100
Janówka	105	212,0	210,60	1,40	
Leśniowice Kolonia	106	211,3	209,90	1,40	
Leśniowice Kolonia	107	207,7	206,30	1,40	W węźle 107 przepompownia z odcinkiem ciśnieniowym do węzła 52
Leśniowice Kolonia	52	207,2	202,44	4,76	

Tabela 18. Odcinki – Leśniowice, Kolonia Leśniowice, Janówka

Odcinki		Długość	Q	Średnica	Spadek	Napełnienie	V	Siły tnące
-	-	m	m³/h	D, m	‰	a=h/D	m/s	N/m²
88	89	1160,0	14,2504	Ciśnieniowy D = 0,140 hstr=7,319 m m				
90	91	72,72	0,0418	0,2	12,0	0,039	0,252	0,61
91	92	123,3	0,076	Ciśnieniowy D = 0,032 hstr=0,035 m m				
92	93	90,71	0,1456	0,2	16,54	0,057	0,376	1,20
93	94'	160,27	0,2582	0,2	10,0	0,075	0,348	0,95
89	94"	219,53	13,4897	0,2	3,0	0,361	0,490	1,17
94	95	245,61	15,0581	0,2	11,15	0,289	0,838	3,63
95	96	186,65	15,2631	0,2	4,0	0,350	0,557	1,52
97	98	266,54	0,1114	0,2	10	0,057	0,292	0,73
98	99	192,79	0,3279	0,2	8,0	0,085	0,336	0,85
99	96	252,47	0,500	0,2	8,0	0,097	0,368	0,97
96	100	485,38	15,8202	Ciśnieniowy D = 0,140 hstr=3,774 m m				
101	102	149,35	0,0925	Ciśnieniowy D = 0,032 hstr=0,150 m m				
102	103	208,16	0,2453	Ciśnieniowy D = 0,032 hstr=0,614 m m				
103	104	277,37	0,5396	0,2	12,27	0,093	0,443	1,43

104	105	235,03	0,8213	Ciśnieniowy D = 0,040 hstr=2,509 m m				
105	100	193,02	0,8970	Ciśnieniowy D = 0,040 hstr=2,457 m m				
100	106	744,95	16,9902	Ciśnieniowy D = 0,160 hstr=3,453 m m				
106	107	445,12	17,3695	0,2	8,09	0,321	0,756	2,87
107	52	643,68	17,4972	Ciśnieniowy D = 0,160 hstr=3,165 m m				

5.3. Przepompownie i odcinki ciśnieniowe

W tabelach 19 i 29 przedstawiono charakterystyczne wielkości dla przepompowni i odcinków ciśnieniowych.

Tabela 19. Zestawienie wyników obliczeń hydraulicznych przepompowni i rurociągów ciśnieniowych w zlewni centralnej części gminy

Odcinek rurociągu	Rodzaj pompowni ścieków	Miejscowość	Długość rurociągu L [m]	Przepływ maksymalny godzinowy Q_{hmax} [m³/h]	Minimalna użyteczna objętość komory roboczej w pompowni ścieków V_u [dm³]	Wydajność pompy Q_p [dm³/s]
1	2	3	4	5	6	7
82' - 82''	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Majdan Leśniowski	15,0	5,2993	2208,04	36,8006
85 - 86	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Majdan Leśniowski	85,88	0,3291	137,14	2,2857
86 - 87	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Majdan Leśniowski	343,56	5,8234	2426,41	40,4402
88 - 89	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Majdan Leśniowski	11160,0	7,2834	3034,75	50,5792
91 - 92	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Leśniowice	123,3	0,0760	31,65	0,5275
96 - 100	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Leśniowice Kolonia	485,38	15,8202	6591,73	109,863
104 - 105 105 - 106	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Janówka	428,03	0,8213	342,21	5,7036
100 - 106	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Leśniowice Kolonia	744,95	16,9902	7079,23	117,9872
107 - 52	Strefowa pompownia ścieków (Spś)	Leśniowice Kolonia	643,68	17,4972	7290,48	121,5080

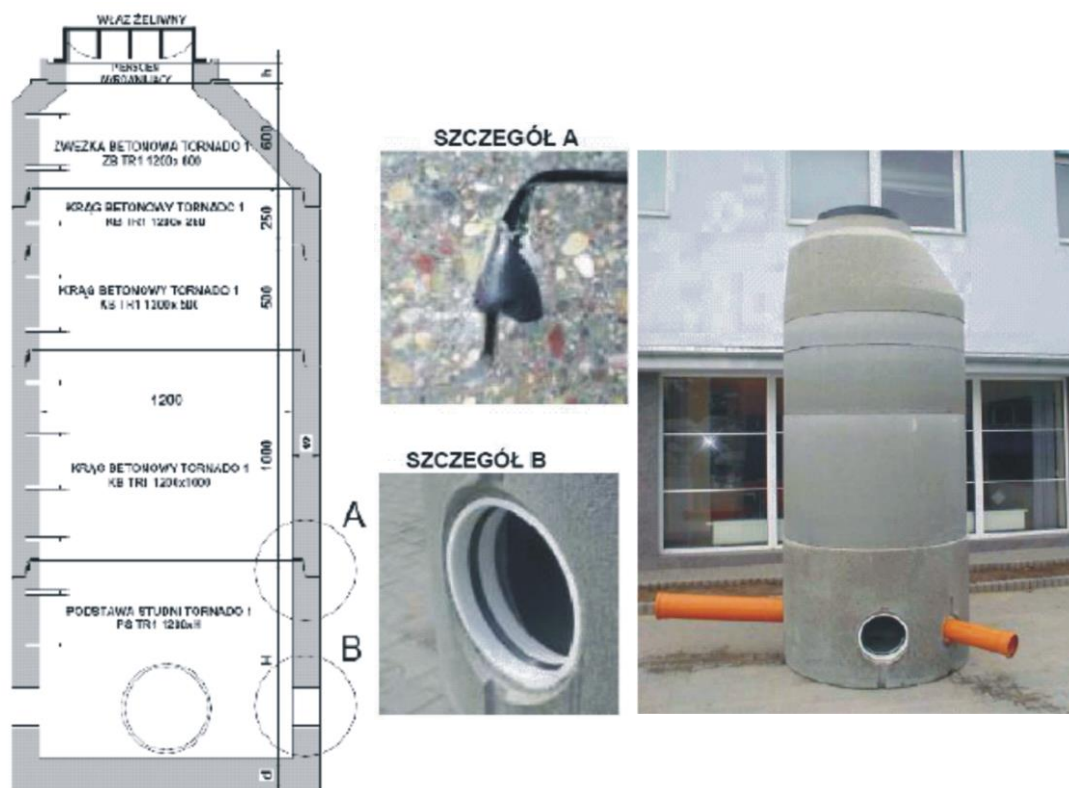
Tabela 20. Zestawienie wyników obliczeń hydraulicznych przepompowni i rurociągów ciśnieniowych w zlewni centralnej części gminy

Odcinek rurociągu	Obliczona wewnętrzna średnica rurociągu d [m]	Dobrana z katalogu wewnętrzna średnica rurociągu d _k [m]	Zewnętrzna średnica rurociągu dobrego z katalogu D [mm]	Prędkość rzeczywista przepływu ścieków w dobranym z katalogu rurociągu v _{rz} [m/s]	Strata hydrauliczna w rurociągu h _{str} [m]	Różnica rzędnych Z ₀ - Z _{Pps} [m]	Użyteczna wysokość podnoszenia pompy ściekowej H _U [m]
1	8	9	10	11	12	13	14
82' - 82''	0,06709	0,0736	90	0,3462	0,043	2,37	2,416
85 - 86	0,01672	0,026	32	0,1723	2,772	0,90	3,672
86 - 87	0,07032	0,0736	90	0,3804	1,07	4,30	4,605
88 - 89	0,07865	0,09	110	0,3182	1,667	1,79	3,457
91 - 92	0,00803	0,026	32	0,0398	0,035	4,17	4,208
96 - 100	0,11591	0,1134	140	0,4353	3,774	6,33	10,102
104 - 105 105 - 106	0,01303	0,0326	40	0,2735	2,509	1,70	4,212
100 - 106	0,12012	0,1294	160	0,3591	3,453	-0,20	3,253
107 - 52	0,12190	0,1294	160	0,3698	3,165	-0,50	2,666

6. Zalecenia dotyczące budowy sieci kanalizacyjnej

6.1. Kanalizacja grawitacyjna

Do budowy kanalizacji grawitacyjnej należy zastosować rury z PVC – U (lub inne, zamiennie o dostosowanych średnicach) i studzienki z tworzywa sztucznego typu TEGRA o średnicach 1000 mm i 600 mm lub betonowe o średnicy około 1,0 – 1,2 m z podłączeniem rurociągów na uszczelki z tworzywa sztucznego (rys. 3). Minimalne zagłębienie rurociągów powinno wynosić 1,80 m. Studzienki kanalizacyjne należy zastosować przy zmianie kierunku kanału, na załamaniach spadku kanału, w miejscach zmiany średnicy kanału, w miejscach łączenia się kanałów oraz na długich prostych odcinkach.

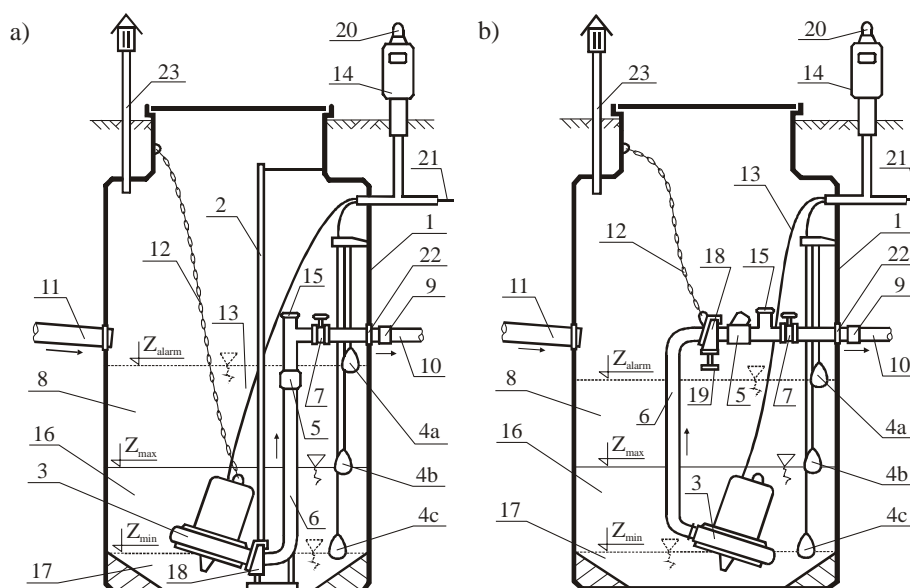


Rys. 3. Studzienka kanalizacyjna firmy Sienkiewicz

Roboty ziemne podczas budowy sieci kanalizacji grawitacyjnej i jej odbiór należy przeprowadzić zgodnie z polską normą PN-EN 1610 [PN-EN 1610, 2002]. Przykanaliki, które przechodzą przez drogi asfaltowe należy ułożyć w gruncie metodą bezwykopową za pomocą przecisków pneumatycznych [Zwierzchowska 2006].

6.2. Kanalizacja ciśnieniowa

W kanalizacji ciśnieniowej w celu zminimalizowania sedymentacji zanieczyszczeń na dnie zbiornika i zmniejszania czasu retencji ścieków wskazane jest, żeby w pompowniach ścieków zaprojektować dno, jako tzw. samooczyszczające się (w postaci odwróconego stożka ściętego rys. 4). Zminimalizowanie efektu sedymentacji zanieczyszczeń na dnie zbiornika pompowni ścieków można również uzyskać przez zainstalowanie w pompie ściekowej odpowiedniego zaworu do płukania. Rezygnacja z jednego z powyższych rozwiązań sprzyja stopniowemu osadzaniu się stałych zanieczyszczeń znajdujących się w ściekach na dnie zbiornika, które w wyniku postępujących procesów gnilnych będą skutkować wydobywaniem się nieprzyjemnych zapachów, co będzie powodować pogorszeniem komfortu życia okolicznych mieszkańców. W związku z tym niezbędne będzie częste usuwanie osadów z pompowni ścieków za pomocą wozu asenizacyjnego, co znacznie podwyższy koszty eksploatacji tej sieci.



a) z prowadnicami, b) z połączeniem hakowym,

1-zbiornik, 2-rura prowadząca (prowadnica), 3-pompa zatapialna z urządzeniem rozdrabniającym, 4a-pływak włączający alarm, 4b-pływak włączający pompę, 4c-pływak wyłączający pompę, 5-zawór zwrotny kulowy, 6-rura ze stali nierdzewnej, 7-zawór odcinający, 8-awaryjna objętość zbiornika, 9-połączenie mechaniczne skręcane (szybkozłączka), 10-podłączeniowy rurociąg z tworzywa sztucznego, 11-grawitacyjny przykanalik, 12-łańcuch do podnoszenia i opuszczania pompy, 13-kable elektryczne, 14-szafka ze sterownikiem do zatapialnej pompy, 15-przyłącze do płukania, 16-użyteczna objętość zbiornika, 17-martwa objętość zbiornika, 18-automatyczne złącze, 19-stalowa poprzeczka, 20-lamp sygnalizująca alarm, 21-zasilający kabel elektryczny, 22-uszczelka gumowa, 23-wentylacja.

Rys. 4. Przydomowe pompownie ścieków [Kalenik 2007]

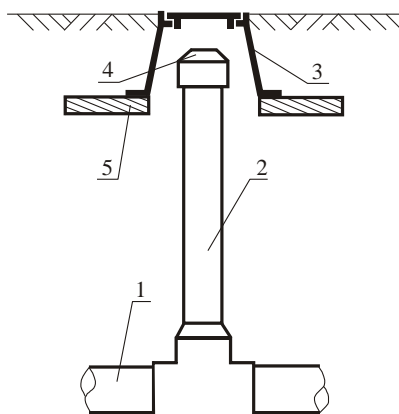
W pompowniach ścieków należy zastosować kulowe zawory zwrotne, które w stanie całkowicie otwartym zwalniają cały przekrój rury (5). Okrągły kształt zamknięcia zapobiega osadzaniu się zanieczyszczeń w zaworze i zmniejsza ryzyko jego awarii. Aby zawór zwrotny pracował prawidłowo, za zaworem musi być zagwarantowane przeciwcisnienie około 0,2 bara. Pompy w pompowniach ścieków należy zamontować w pozycji lekko pochylonej (3), co zapewni lepszą skuteczność usuwania tworzącego się na powierzchni ścieków kożucha. W pompowniach ścieków wspornik mocujący pływaki służące do załączania i wyłączania pomp, należy zamontować powyżej rurociągu doprowadzającego ścieki i po jego przeciwnej stronie. Pływaki do załączania i wyłączania pomp muszą mieć zapewnioną swobodę ruchu. Podczas pracy nie powinny zaczepiać o inne elementy znajdujące się wewnątrz zbiornika. Pływaków do załączania i wyłączania pomp nie można instalować w obszarach występowania zawirowań podczas pracy pompy. W każdej pompowni ścieków należy zamontować przyłączy do płukania (15). Rurociągi ciśnieniowe doprowadzające ścieki do strefowych pompowni muszą być w nich skierowane do dołu, żeby strumień ścieków nie zaburzał pracy pływaków. W każdej strefowej pompowni ścieków należy zamontować po dwie pompy. Włazy pompowni ścieków powinny być wyniesione powyżej powierzchni terenu 0,10 m, aby wody opadowe i z topniejącego śniegu nie przedostawały się przez włazy do pompowni.

W kanalizacji ciśnieniowej zaleca się stosowanie pomp z silnikiem w płaszczu chłodzącym, umożliwia to pracę pomp z wynurzonym silnikiem, dzięki czemu uzyskuje się mniejszą martwą objętość zbiornika (17).

Sieć zbiorczych rurociągów ciśnieniowych należy ułożyć zgodnie z ukształtowaniem terenu na głębokości około 1,60 m. Do budowy należy zastosować rury z PEHD PN 10. Podczas budowy zbiorczych rurociągów ciśnieniowych należy zamontować kształtki (odgałęzienia) do obsłużenia wszystkich posesji uwzględniając także działki w chwili obecnej jeszcze nie zabudowane. Te kształtki należy wyposażyć w zawory odcinające (zasuwy), aby w każdej chwili było możliwe podłączenie nowych rurociągów ciśnieniowych.

Na sieci zbiorczych rurociągów ciśnieniowych należy wybudować przyłączy do płukania sieci (rys. 5), aby była możliwość kontrolowania stanu poszczególnych odcinków i ich płukania. Przyłączy do płukania sieci należy rozmieszczać w odstępach tak dobranych, aby dawały nieograniczone możliwości ich kontroli i płukania. Na długich, zbiorczych rurociągach ciśnieniowych przyłączy do płukania sieci należy budować co około 350 m.

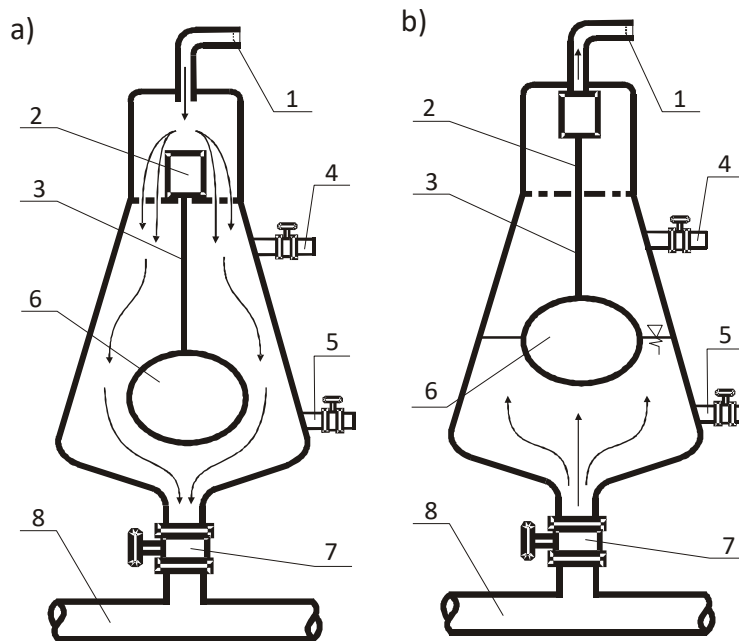
Do tych przyłączy, bez względu na porę roku musi istnieć możliwość dojazdu samochodów ze stacjami do płukania sprężonym powietrzem lub wodą. Przed, jak i za przyłączem do płukania sieci oraz przy każdym połączeniu zbiorczych rurociągów ciśnieniowych należy instalować zasuwę odcinającą, aby możliwe było płukanie wszystkich odcinków sieci rurociągów ciśnieniowych.



1-zbiorczy rurociąg ciśnieniowy, 2 -rura pionowa, 3- skrzynka żeliwna, 4-korek zamykający, 5-płyta fundamentowa.

Rys. 5. Schemat przyłącza do płukania rurociągów ciśnieniowych [Kalenik 2007]

Przyłącza do płukania sieci i zasuwę odcinającą należy zabezpieczyć skrzynkami drogowymi i oznakować odpowiednimi tabliczkami. Gdy zbiorczy rurociąg ciśnieniowy jest mocno nachylony w kierunku przepływu ścieków, to w wysokich punktach sieci (na wzniesieniach terenowych) należy budować studzienki z zaworami odpowietrzająco-napowietrzającymi (rys. 6).



a) zawór otwarty, b) zawór zamknięty,

1-siatka, 2-organ zamykający, 3-drażek pływak, 4-przylącze do doprowadzenia wody do płukania, 5-przylącze do odprowadzenia wody, 6-pływak, 7-zawór odcinający, 8-zbiórca rurociąg ciśnieniowy.

Rys. 6. Schemat zaworu odpowietrzająco-napowietrzającego [Kalenik 2007]

Roboty ziemne podczas budowy sieci kanalizacji ciśnieniowej i jej odbiór należy przeprowadzić zgodnie z polską normą PN-EN 1610 [PN-EN 1610, 2002]. Przewody podłączeniowe ciśnieniowe o średnicy zewnętrznej 40 mm, które będą przechodzić przez drogi asfaltowe należy ułożyć w gruncie metodą bezwykopową za pomocą przecisków pneumatycznych [Zwierzchowska 2006].

7. Zalecenia dotyczące eksploatacji sieci kanalizacyjnej

7.1. Kanalizacja grawitacyjna

Rurociągi w kanalizacji grawitacyjnej, w których nie będzie zachowana odpowiednia prędkość przepływu ścieków muszą być systematycznie czyszczone. W zaproponowanej koncepcji sieci kanalizacji grawitacyjnej systematycznie powinny być czyszczone wszystkie odcinki rurociągów, gdyż podczas normalnej pracy prędkości przepływu ścieków będą dość niskie. Niskie prędkości spowodowane są świadomym przyjęciem małych spadków rurociągów, aby nadmiernie nie podnosić kosztów inwestycji.

W związku z tym służby zajmujące się eksploatacją kanalizacji powinny mieć do

dyspozycji przynajmniej jeden samochód tzw. karetkę pogotowia kanalizacyjnego (rys. 7), obsługiwana przez pięciu ludzi: kierowcę i czterech robotników kanałowych [Rozporządzenie 2002].

Ze względu na to, że taki samochód z reguły nie pracuje codziennie warto rozważyć obecność takiej wyposażonej brygady w organizacji wyższego szczebla (powiat, związek międzygminny), która obsługiwałaby więcej sieci położonych na większym obszarze niż obszar gminy.



a) widok ogólny, b) podczas pracy, c) głowica podczas pracy, d) opróżnianie zbiornika z osadów.

Rys. 7. Samochód ssąco-płuczący z odzyskiem wody [<http://www.kanro.p>]

Karetka pogotowia kanalizacyjnego powinna być wyposażona w:

- kamerę z oprzyrządowaniem do monitoringu stanu kanałów i kolektorów ściekowych,
- zbiornik na wodę do płukania,
- zbiornik na osady,
- system odzysku wody użytej do płukania,
- pompę ssącą,
- pompę ciśnieniową,

- głowice do usuwania osadów i wycinania korzeni z kanałów i kolektorów ściekowych),
- węże ciśnieniowe.

Natomiast personel karetki pogotowia kanalizacyjnego powinien być wyposażony w narzędzia i sprzęt ochrony osobistej, lampy oświetleniowe i sygnalizatory gazu. Zadaniem karetki pogotowia kanalizacyjnego jest wykrywanie i udrażnianie zapchanych przykanalików, kanałów i kolektorów ściekowych.

7.2. Kanalizacja ciśnieniowa

Ze względu na to, że szczególnie w początkowych okresach rurociągami ciśnieniowymi będzie płynęła mała ilość ścieków nie będzie zachowana w rurociągach ciśnieniowych minimalna prędkość przepływu ścieków. W związku z tym, po wybudowaniu sieci kanalizacji ciśnieniowej, należy te rurociągi raz na kwartał płukać wodą lub powietrzem ze stacji do płukania umieszczonych na samochodach. Odcinki, w których po wybudowaniu będzie płynęło dużo ścieków i prędkości będą wystarczające można płukać rzadziej i bez narzuconej systematyczności.

Konserwację pomp ściekowych należy przeprowadzać wg instrukcji ich producentów. Przydomowe pompownie ścieków i strefowe pompownie ścieków należy raz w roku poddać przeglądowi i wymienić części uszkodzone bądź skorodowane. Co najmniej raz na kwartał należy strumieniem wody oczyścić mechanizm do załączania i wyłączania pompy (np. pływakowy) oraz sprawdzić wlot do pompy, stan urządzenia rozdrabniającego zanieczyszczenia stałe i wirnik pompy. Rurociągi ciśnieniowe nie wymagają konserwacji poza naprawą uszkodzeń. Eksploatator kanalizacji ciśnieniowej musi kontrolować liczniki godzin pracy pomp, prowadzić dziennik eksploatacji oraz powinien zorganizować służbę awaryjno-konserwacyjną.

7.3. Metody uszczelniania kanałów

Wiele gmin boryka się z problemem nieszczelnych, pękniętych lub w inny sposób uszkodzonych sieci kanalizacyjnych. Nieszczelności przyczyniają się do zanieczyszczenia środowiska – jeśli występuje eksfiltracja, lub niekontrolowanego dopływu do oczyszczalni dużej ilości rozcieńczonych ścieków – jeśli występuje infiltracja. Ten duży dopływ potęguje się, gdy występują intensywne i długotrwałe opady lub gwałtowne roztopy. Całkowite wyeliminowanie tego zjawiska nie jest możliwe, lecz konieczne jest kontrolowanie stanu

rurociągów i w przypadku stwierdzenia takiego przypadku należy kanał uszczelnić. Można to zrobić metodą bezwykopową.

Do uszczelnienia nieszczelnych złączy w kanałach, można wykorzystać technologie bezwykopowe, czyli metodę z zastosowaniem packera (rys. 8 i 9) lub metodę utwardzanego rękawa (rys. 10). Metodę z packerem należy stosować wtedy, gdy w kanałach występują punktowe (rys. 8) lub wzdłużne (rys. 9) uszkodzenia na krótkich odcinkach kanałów. Natomiast, gdy w kanałach występują różnego rodzaju uszkodzenia, np. pęknięcia, przesunięcia, wykruszenia, brak uszczelnień, odkryte zbrojenie itp. i występują na długich odcinkach kanałów, a kanały są same w stanie przenosić działające na nie obciążenia zewnętrzne, wtedy można zastosować metodę utwardzanego rękawa (rys. 10).

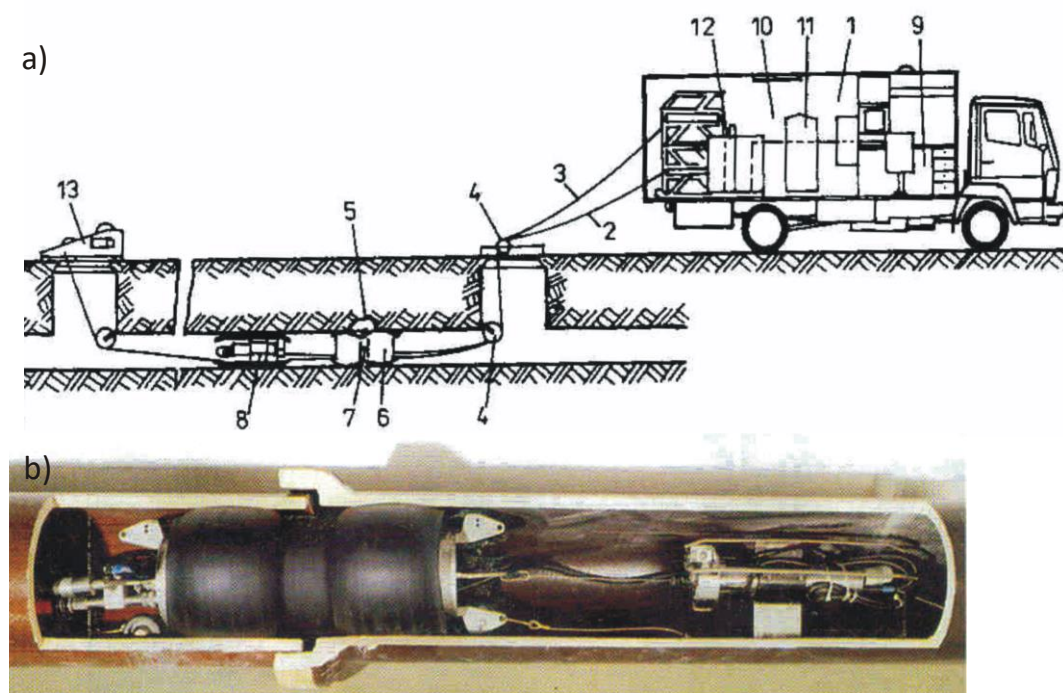
Metodę do uszczelniania nieszczelnych złączy w kanałach za pomocą packera stosuje się najczęściej dla średnic kanałów od 150 do 600 mm. Proces uszczelniania kanału możliwy jest do przeprowadzenia na odległości do 150 m z jednego miejsca.

Na rys. 9 przedstawiono kolejne etapy uszczelniania nieszczelnego złącza za pomocą packera. Packer należy dokładnie ustawić za pomocą kamery w miejscu nieszczelności tak, aby złącze kanałowe było usytuowane między dwoma korkami. Korki te następnie zostają napompowane (rys. 9a). Wolna przestrzeń wokół nieszczelności zostaje w ten sposób szczelnie zamknięta. Następnie przeprowadza się kontrolę szczelności, przede wszystkim na złączach, gdzie infiltracja wody gruntowej jest niewidoczna. Kontrolę szczelności złącza przeprowadza się przy użyciu powietrza lub wody, które są wprowadzane do zamkniętej przestrzeni pod ciśnieniem 0,05 MPa (rys. 9b).

Jeśli stwierdzi się nieszczelność złącza, to kolejnym etapem jest jego iniekcja, czyli jednoczesne wprowadzanie do przestrzeni między korkami obu składników środka iniekcyjnego. Do iniekcji najczęściej stosuje się żywicę akrylową. Podczas iniekcji oba składniki mieszają się na całym obwodzie packera i pod ciśnieniem 0,1-0,3 MPa zostają wciśnięte w miejsca nieszczelności (rys. 9c), w których żywica polimeryzuje, tworząc przezroczysty, elastyczny żel, który w kontakcie z wodą pęcznieje, powodując oczekiwany efekt uszczelniania złącza. Czas reakcji można regulować w granicach 15-30 sekund.

Kolejnym etapem jest ponowna kontrola szczelności powietrzem lub wodą pod ciśnieniem 0,05 MPa, która z reguły potwierdza skuteczność uszczelnienia złącza. Pomiar szczelności wykonywany jest bezpośrednio na miejscu uszkodzenia, a jego wynik przesyłany jest na monitor kontrolny. Następnie spuszcza się powietrze z zewnętrznych korków packera i

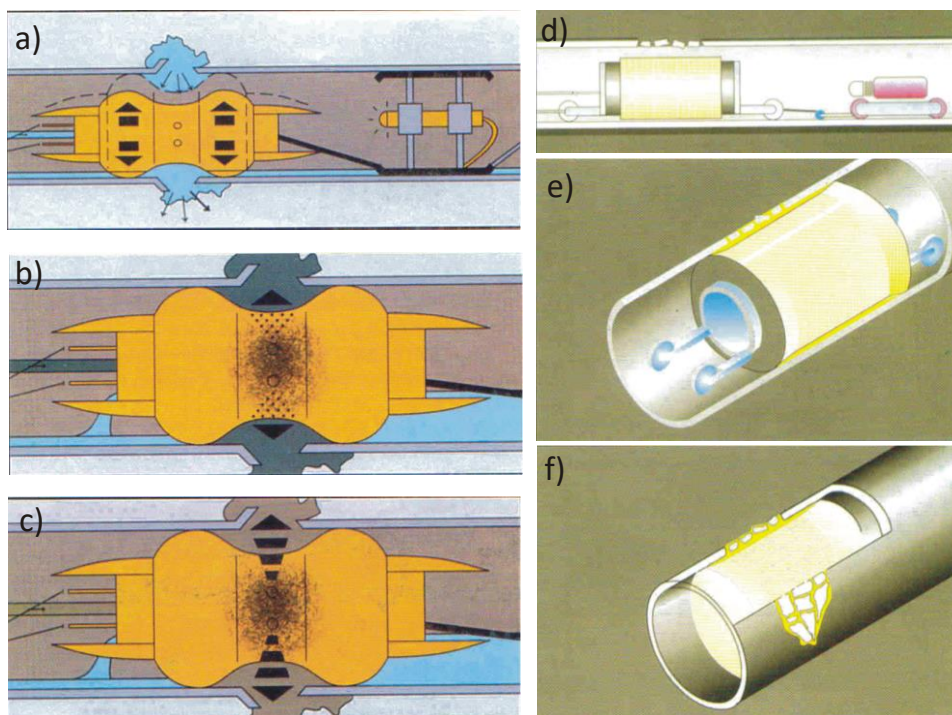
przemieszcza się go na następne złącze. Podczas przesuwu packera pozostałość środka iniekcyjnego zostaje usunięta. Za pomocą packera można w kanale o średnicy wewnętrznej 200 mm skontrolować dziennie około 200 złączy i z tego 60 uszczelnić.



a) widok ogólny, b) packer umieszczony w miejscu nieszczelnego złącza,

1-samochód, 2-czteroprzewodowe węże, 3-kabel łączący kamerę z samochodem, 4-krążek prowadzący kabel i węże, 5-uszkodzone złącze, 6-packer, 7-otwór w packerze, przez który iniektuje się nieszczelne złącze, 8-kamera, 9-centrum sterownicze, 10-pomieszczenie warsztatowe, 11-zbiornik wody, 12-zbiornik odczynników chemicznych, 13-wciągarka.

Rys. 8. Zestaw urządzeń służących do uszczelniania nieszczelných złączy w kanałach za pomocą packera [Kulickowski A. (1998): Problemy bezodkrywkowej odnowy przewodów kanalizacyjnych. Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej. Kielce.]



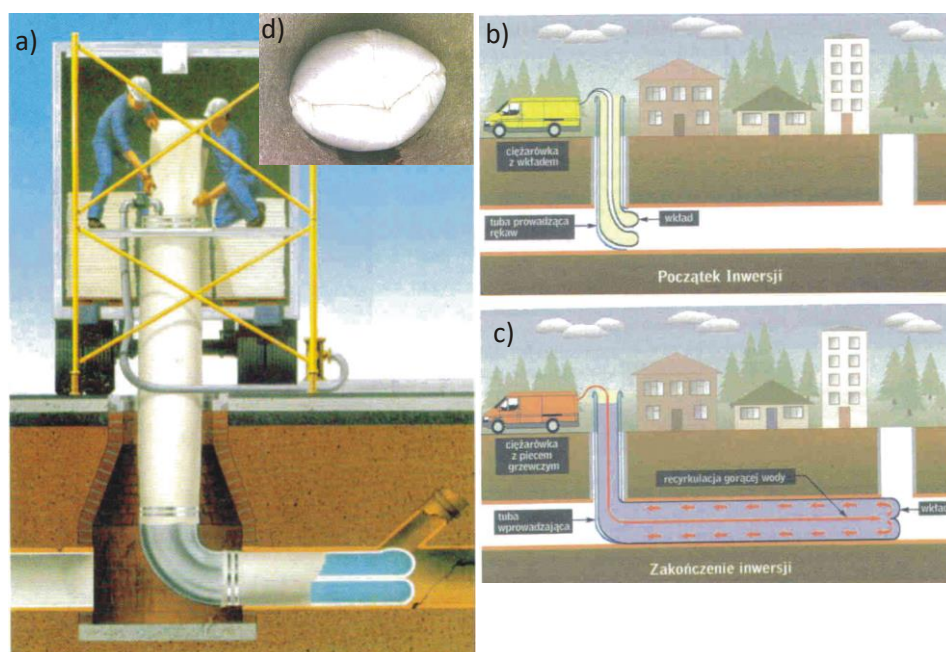
a),b),c) uszczelnianiu nieszczelnego złącza, d),e),f) wzmacnianiu konstrukcji kanału o niedostatecznej nośności.

Rys. 9. Etapy pracy packera w kanale przy [Kuliczkowski 1998]

Za pomocą odpowiedniej konstrukcji packera wyposażonego w jeden płaski korek gumowy, można również wzmocnić fragment kanału. Przed wprowadzeniem packera za pomocą kamery w miejsce uszkodzenia kanału, na packerze umieszcza się odpowiednią tkaninę z włókna szklanego nasączoną żywicą (rys. 9d). Po umieszczeniu packera w miejsce uszkodzenia kanału, korek gumowy jest napompowywany powietrzem i od wewnątrz dociska tkaninę do uszkodzonego miejsca kanału. Wtedy nadwyżka żywicy z tkaniny przenika do pęknięć i wolnych przestrzeni i wypełnia je (rys. 9e). W ten sposób osiąga się zakotwienie tkaniny w konstrukcji uszkodzonego kanału. Po utwardzeniu żywicy powstaje powłoka, która wzmocni konstrukcję starego kanału i go uszczelni. W kolejnym etapie wypuszcza się powietrze z korka gumowego i packer wyciąga z kanału.

Technologia uszczelniania kanału za pomocą metody utwardzanego rękawa (rys. 10a) polega na wprowadzeniu do kanału powłoki żywicznej, która po wypełnieniu jej gorącą wodą lub powietrzem jest utwardzana w trakcie dociskania jej do starej konstrukcji kanału. Stosowana powłoka najczęściej wykonywana jest z włókniny poliestrowej wypełnionej w 85% powietrzem i 15% włóknem poliestrowym. Na zewnętrznej stronie jest, co najmniej 0,25 mm grubości warstwa z PVC lub PU, która po wywinieciu powłoki pojawia się po

wewnętrznej stronie kanału. Grubość całej powłoki wynosi od 3 do 42 mm. Powłoka jest tak wykonana, że jej średnica zewnętrzna jest mniejsza o kilka procent od wewnętrznej średnicy kanału. Włóknina jest w fabryce impregnowana najczęściej żywicą poliestrową i w odpowiednich skrzyniach dostarczana na budowę, a na placu budowy wprowadzana do kanału przy zastosowaniu wody pod ciśnieniem (rys. 10b). Woda wywija powłokę przemieszczając ją wzdłuż kanału aż do jego końca (rys. 10d), czyli od studzienki do studzienki. Poprzez ogrzanie wody do temperatury 60-80°C powłoka ta zostaje następnie utwardzona po kilku godzinach utrzymywania tej samej temperatury (rys. 10c). Tempo wywijania powłoki wynosi 2-4 m/min.



a) widok ogólny, b) wywijanie rękawa nasączonego żywicą za pomocą wody, c) utwardzanie rękawa nasączonego żywicą za pomocą gorącej wody, d) wywijanie się powłoki rękawa.

Rys. 10. Uszczelnianie kanału za pomocą metody utwardzanego rękawa [Kulickowski 1998]

8. Podsumowanie, wnioski i sugestie

Analiza wyników obliczeń i opisów pozwala wyciągnąć wnioski oraz sformułować sugestie.

1. Wykonane obliczenia i opisy odnoszą się do głównych odcinków sieci kanalizacyjnej, które stanowią podstawowy szkielet sieci pozwalający w przyszłości na elastyczny wybór części sieci do inwestowania. Znając określone średnice i długości rur formalnie wybór

miejsce do budowy sieci jest dowolny, ale jak wiadomo należy budować sieć „od oczyszczalni”, aby wybudowane odcinki jak najszybciej zaczynały transportować ścieki, co umożliwi uzyskiwanie opłat za ścieki, ale przede wszystkim umożliwi rozruch i normalną pracę oczyszczalni.

2. W obecnej sytuacji należałoby równolegle z budową oczyszczalni wybudować rurociąg umożliwiający przetransportowanie ścieków z obecnej pracującej sieci kanalizacyjnej, czyli z terenu obecnej oczyszczalni do nowej. Jest to istotne z dwóch powodów: pierwszy, aby nowa oczyszczalnia mogła rozpocząć normalną pracę, czyli, aby dopływały do niej ścieki, a drugi dotyczy starej oczyszczalni i istniejącej sieci, którą każdego dnia będą spływać nowe porcje ścieków. Brak takiego rurociągu uniemożliwi likwidację starego obiektu.
3. Miejscowości o rozproszonej zabudowie, takie jak: Wierzbica, Sarniak, Poniatówka, Wygnańce oraz pojedyncze zabudowania oddalone od głównych ciągów komunikacyjnych w innych miejscowościach nie przewiduje się do skanalizowania. Przemawia za tym konieczność wykonywania rurociągów długich transportujących ścieki do głównych rurociągów budowanych wzdłuż ciągów komunikacyjnych, co ze względów ekonomicznych nie jest zasadne. Te zabudowania powinny być połączone do zbiorników bezodpływowych, z których ścieki byłyby wywożone do punktu zlewnego w oczyszczalni lub powinny być wyposażone w indywidualne systemy oczyszczania ścieków.
4. Podłączenia poszczególnych zabudowań do sieci powinny być realizowane:
 - a. w przypadku odcinków grawitacyjnych przy korzystnym układzie wysokościowym poprzez studzienki rewizyjne, połączeniowe lub podobne,
 - b. w przypadku odcinków ciśnieniowych poprzez zamontowanie przy każdym gospodarstwie przepompowni przydomowej (rys. 11 i 12), która przy odpowiednio dobranej pompie będzie umożliwiała zebranie z budynku ścieków przykanalikiem i przetłoczenie do rurociągu ciśnieniowego.
 - c. przepompownie przydomowe znajdą także zastosowanie przy niekorzystnym pod względem wysokościowym lub odległościowym usytuowaniu budynków względem sieci kanalizacyjnej. Typowym przykładem są budynki o numerach 71, 80 i 80A oddalone o 126 m (71) i ok 240 m (80 i 80A).

5. Podczas eksploatacji sieci należy pamiętać, że ze względu na bardzo małe natężenia przepływów końcowe odcinki poszczególnych odgałęzień pracują w niekorzystnych warunkach. Mają małe prędkości przepływu i niskie wartości sił tnących, stąd są bardzo podatne na zamulanie. Możliwością uniknięcia takiej sytuacji jest budowanie kanału z dużymi spadkami, jednak takie działanie doprowadza do szybkiego zagłębiania się rurociągów, co generuje znaczące koszty wykonawstwa. Dlatego, aby nie dopuścić do zatykania się kanałów należy okresowo wykonywać płukanie przy pomocy wozów asenizacyjnych. Częstotliwość płukania kanału nie jest możliwa do określenia teoretycznie, gdyż wynika nie tylko z warunków obiektywnych (średnicy kanału i spadku), lecz także zależy od zachowań mieszkańców, a przede wszystkim od zużycia wody.



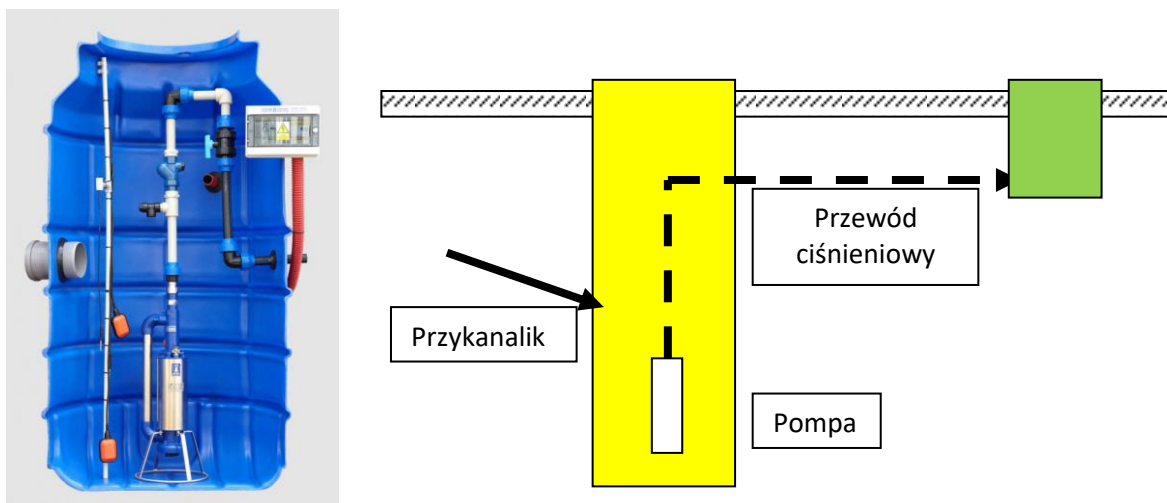
Rys. 11. Przydomowa przepompownia ścieków [[http://www.conplast.com.pl/867_720_przepompownie-sciekow.aspx#:~:text=Przydomowa przepompownia%20C5%9Bciek%C3%B3w%20](http://www.conplast.com.pl/867_720_przepompownie-sciekow.aspx#:~:text=Przydomowa%20C5%9Bciek%C3%B3w%20)]



Rys. 12. Lokalizacja i sposób podłączenia przydomowej przepompowni ścieków
[https://budujemydom.pl/i/2019/06/06/383445-da69-1100x0-sc1x2_kessel.jpg]

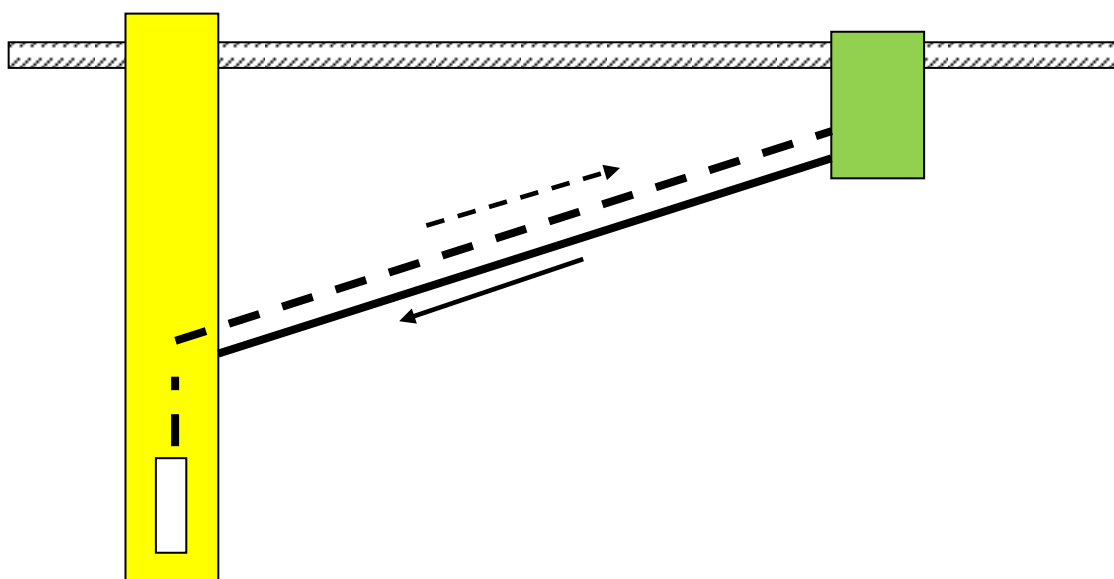
ZAŁĄCZNIKI

Z1. Wybrane rysunki i skany urządzeń

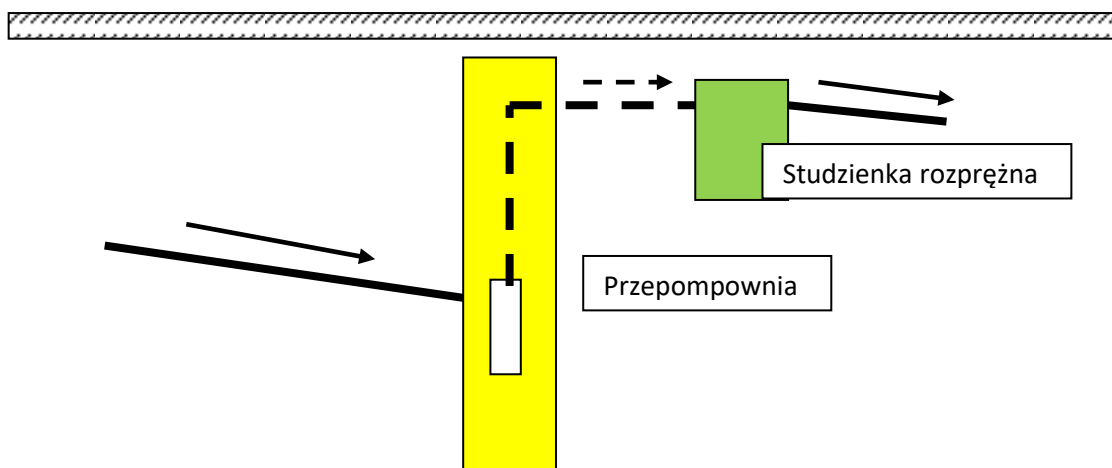


<https://www.bing.com/images/search?view=detailV2&ccid=>

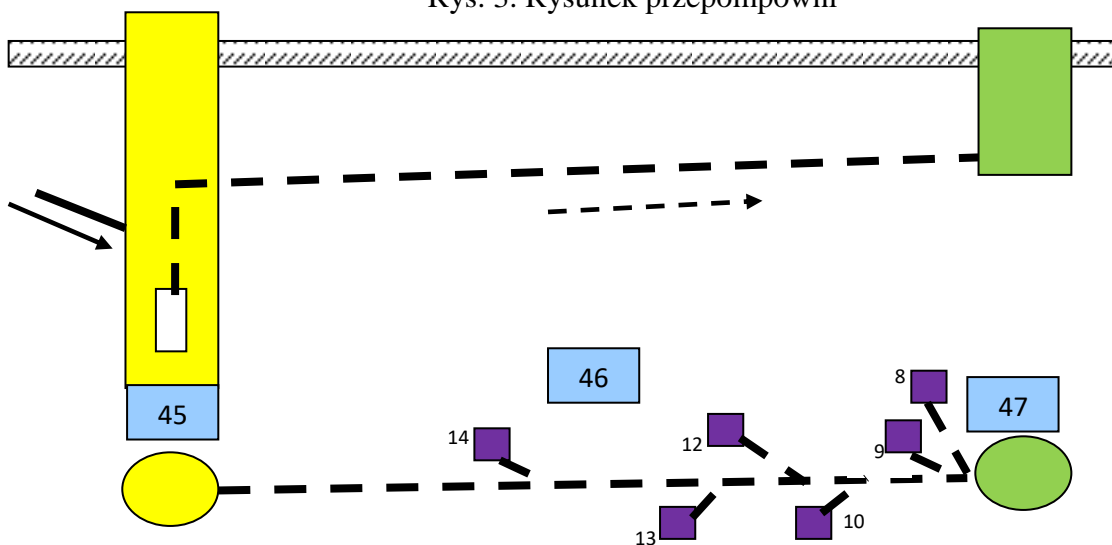
Rys. 1. Odcinek sieci ciśnieniowej



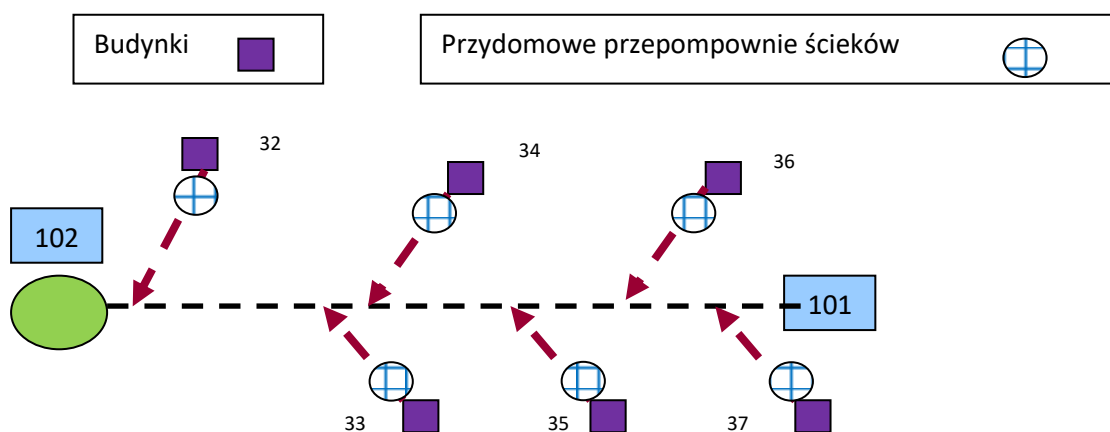
Rys. 2. Przy niekorzystnych spadkach w jednym wykopie można ułożyć dwa rurociągi, jeden grawitacyjny zgodnie ze spadkiem i drugi ciśnieniowy.



Rys. 3. Rysunek przepompowni



Rys. 4. Rozwiązanie dla węzłów 45 – 47



Rys. 5. Układ końcowej sieci kanalizacji ciśnieniowej

Z2. Informacje firmy Hydro-Vacuum o przepompowniach ścieków

Budowa przepompowni ścieków

Przepompownie ścieków produkcji Hydro-Vacuum S.A. są kompletnymi w pełni zautomatyzowanymi urządzeniami nie wymagającymi stałej obsługi. Kompletna przepompownia składa się z czterech podstawowych podzespołów:

- jednej lub dwóch pomp zatapialnych typu FZ,
- zbiornika,
- układu zabezpieczająco- sterującego typu UZS,
- układu hydraulicznego.

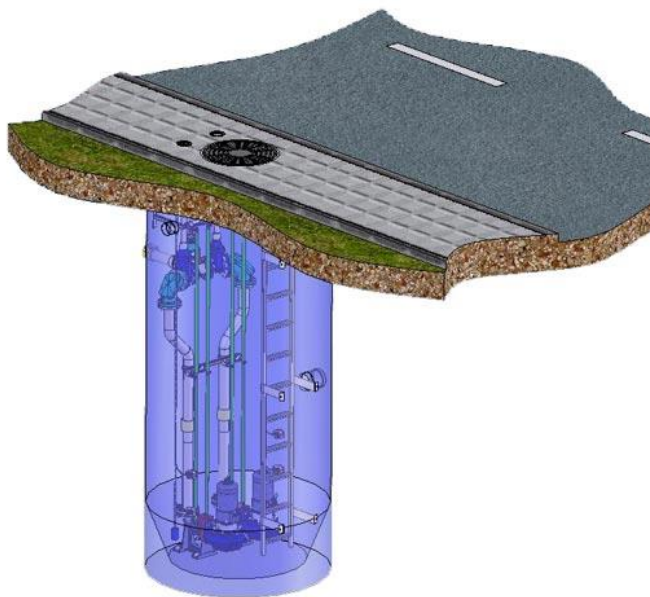
- Zespoły pompowe

Przepompownie ścieków wykonywane są z jednym zespołem pompowym lub jako zestawy wielopompowe. W układach wielopompowych jedna pompa stanowi zawsze tzw. rezerwę czynną. W zależności od średnicy króćca tłocznego występują typy pomp: FZ1, FZ2, FZ3. W zależności od rodzaju pompowanych ścieków oraz parametrów pracy (Q-H) stosowane są następujące odmiany pomp:

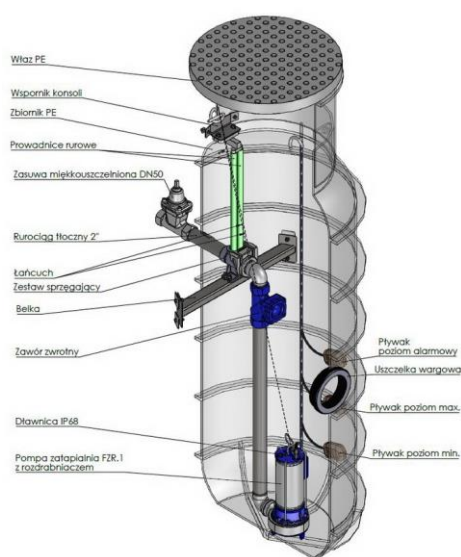
- z rozdrabniaczem typu FZR,
- o swobodnym przepływie / vortex / typu FZV,
- z wirnikiem kanałowym typu FZB.

Pompy wyposażone w system rozdrabniający umożliwiają przetłaczanie ścieków w przewodach o mniejszych średnicach (min. DN 32). Pompy o swobodnym przepływie (vortex) zmniejszają ryzyko zapychania się pomp. Pompy z wirnikiem kanałowym stosowane są głównie do pompowania wód opadowych, ścieków przemysłowych nie zawierające elementów długo włóknistych.





Hydro-Vacuum S.A. Grudziądz - Przepompownia ścieków typu PS



Hydro-Vacuum S.A. Grudziądz - Przepompownia ścieków typu PS

Zbiorniki

Przepompownie ścieków wykonywane są z czterech podstawowych typów zbiorników:

- polietylen PE,
- polimerobeton,
- beton B 45,
- poliester zbrojony włóknem szklanym z wylewanym dnem polimerobetonowym.

W zależności od wymagań projektanta powyższe zbiorniki wykonuje się w zakresie średnic od 600 do 2500 mm i wysokościach do 6000 mm. W górnej części zbiornika montowany jest włącz umożliwiający zejście do przepompowni lub wyciągnięcie pomp oraz elementów wyposażenia hydraulicznego. Typy włączów dobiera się zależnie od tego, gdzie zlokalizowana jest przepompownia, w ciągu czy poza ciągiem komunikacyjnym.

- Układ zabezpieczająco - sterujący UZS



Sterowanie pracą pomp dokonuje się za pomocą urządzeń zabezpieczająco-sterujących UZS.4, UZS.7, UZS.8. Stosowane są pływakowe sygnalizatory poziomu lub hydrostatyczne i ultradźwiękowe systemy kontroli poziomów. Urządzenia zabezpieczająco-sterujące UZS w wykonaniach zewnętrznych przystosowane są do pracy w warunkach klimatu umiarkowanego w temperaturze otoczenia -30°C do $+40^{\circ}\text{C}$, przy wilgotności względnej powietrza do 80% przy 20°C , w otoczeniu wolnym od wody oraz pyłów, gazów i par wybuchowych, palnych lub chemicznie czynnych. Wysokość miejsca zainstalowania nie powinna przekraczać 1000 m nad poziomem morza. Urządzenia zabezpieczająco-sterujące UZS zbudowane są z elementów automatyki elektronicznej, elektrycznej, łączników oraz aparatury sterowniczej. Urządzenia zabezpieczająco-sterujące UZS przystosowane są do zawieszania na ścianie budynku lub bezpośrednio na zbiorniku przepompowni lub jego okolicy. W dolnej części obudowy umieszczone są dławice uszczelniające, przez które doprowadzone są przewody zasilające, odbiorcze i sterownicze. Wszystkie urządzenia posiadają w wykonaniu standardowym akustyczno-optyczną sygnalizację stanów alarmowych. Oferowane systemy monitoringu GSM przewidziane są do monitorowania pracy przepompowni ścieków pracujących w obszarze działania telefonii komórkowej GSM.

- Układ hydrauliczny

Wewnętrzny układ hydrauliczny standardowo składa się z:



- stopy sprzęgającej z przewodnicami lub bez przewodnic tzw. sprzęg górny,
- pionowych rurociągów tłocznych,
- zaworów zwrotnych systemu "SZUSTER",
- zaworów odcinających,

- kolektora tzw. " portki " (przepompownia dwu pompowa),
- przyłącza do płukania instalacji,

Rurociągi, kolektor, kołnierze oraz elementy złączne wykonywane są ze stali kwasoodpornej. Stopy sprzęgające i zawory wykonywane są z żeliwa, zabezpieczone korozyjnie farbami proszkowymi. Ponadto przepompownie wyposażone są w:

- drabinkę żłazową,
- pomost roboczy (dla zbiorników pow. 5000 mm wysokości),
- łańcuchy do opuszczania i wyciągania pomp,
- łańcuch do mocowania sygnalizatorów poziomu,
- system wentylacji grawitacyjnej,

Powyższe elementy wykonane są ze stali kwasoodpornej (wentylacja PVC).

Zalety

- nowoczesne rozwiązania konstrukcyjne,
- kompletne wyposażenie przepompowni,
- gwarancja wieloletniej, niezawodnej pracy,
- łatwość i szybkość wbudowania przepompowni w każdych warunkach gruntowo-wodnych, ograniczająca do minimum prace ziemne i montażowe,
- zautomatyzowana, bezobsługowa praca urządzenia,
- możliwość przepłukiwania rurociągów poprzez podłączenie przez złączkę "strażacką",
- zastosowanie energooszczędnych silników dostępnych również w wersji przeciwwybuchowej,
- niskie koszty zakupu i eksploatacji,
- stały nadzór techniczny oraz gwarancyjna i pogwarancyjna obsługa techniczna,
- łatwy dostęp do części zamiennych,
- realizacja indywidualnych wymagań i dostosowanie wyrobu do wymagań klienta,
- niskie koszty zakupu oprzyrządowania dodatkowego,
- wysoka sprawność i długotrwała żywotność w szczególnie trudnych warunkach eksploatacyjnych,
- średnica i kąt króćca napływowego dostosowane do wymagań klienta,
- powiadamianie GSM.

Z3. Przepompownie ścieków – Katalog firmy Wavin