

RÓŻA FRUZIŃSKA*

**KANALIZACJA BYTOWO-GOSPODARCZA
NA PRZYKŁADZIE MIEJSCOWOŚCI JEMIOŁÓW
CZĘŚĆ I. ZASADY OBLICZANIA SIECI**

Streszczenie

W artykule zaprezentowano zasady obliczania sieci kanalizacji bytowo-gospodarczej na przykładzie koncepcji projektowej miejscowości Jemiołów. Przedstawiono zasady wykonywania obliczeń hydraulicznych, zagłębienia kanałów ściekowych, spadków kanałów i prędkości przepływu ścieków. Przedstawiono również fragment obliczeń kanalizacji bytowo-gospodarczej dla wybranej miejscowości.

Słowa kluczowe: kanalizacja bytowo-gospodarcza, obliczenia kanalizacji

WPROWADZENIE

W wielu miejscowościach na terenie Polski wciąż brak jest kompleksowego systemu odprowadzania ścieków bytowo-gospodarczych. Od kilkunastu lat widać niesłabnące starania władz samorządowych o uporządkowanie gospodarki wodno-ściekowej na terenie gmin. Obowiązek ten jest zadaniem własnym gminy i wynika z art. 3 Ustawy o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzeniu ścieków (Dz.U. 2001 Nr 72, poz. 747).

Aby zrealizować obowiązek uregulowania gospodarki ściekami gminy zlecają wykonywanie prac budowlanych w zakresie budowy sieci kanalizacyjnych. Aby jednak przystąpić do prac budowlanych należy przygotować projekt kanalizacji bytowo-gospodarczej, który będzie kompleksowo przedstawiał rozwiązanie odprowadzania ścieków w konkretnej miejscowości.

Celem pracy było przedstawienie zasad obliczania sieci kanalizacji bytowo-gospodarczej dla miejscowości Jemiołów w gminie Łagów Lubuski.

* Uniwersytet Zielonogórski; Instytut Inżynierii Środowiska; Zakład Ochrony i Rekultywacji Gruntów

OBLICZENIA HYDRAULICZNE

Obliczenia hydrauliczne przekrojów kanałów polegają na wyznaczeniu wymiarów kanałów, określeniu napełnienia ściekami oraz prędkości przepływu ścieków [Błaszczuk i in. 1974]. Obliczenia wykonuje się dla określonych odcinków kanałów na podstawie wcześniej ustalonych, miarodajnych natężeń przepływu i spadków [Szpindor 1998, Błaszczuk 1974].

Dla uproszczenia obliczeń zakłada się, że w kanałach będą panować warunki ruchu jednostajnego. Warunkami tymi są: jednostajny charakter przepływu ścieków w kanale oraz stałość niektórych parametrów kanału, jak chropowatość ścianek, natężenie przepływu, spadek kanału, średnica [Błaszczuk 1974]. Zachowanie niezmiennych wszystkich wyżej wymienionych parametrów jest trudne do osiągnięcia, np. zachowanie stałego natężenia przepływu możliwe jest tylko w kanałach całkowicie szczelnych.

Natężenie ścieków w rzeczywistości jest zmienne, wpływa na to dopływ ścieków z przyłączy, infiltracja wód gruntowych, eksfiltracja ścieków z kanału do gruntu oraz dobowy i roczny nierównomierność rozbiórki wody. Parametrami obliczeniowymi, które nieznacznie odbiegają od wartości rzeczywistych są: spadek dna kanału oraz jego przekrój. Zależą one oczywiście od stopnia dokładności wykonania rur oraz tolerancji wymiarów. Również chropowatość możemy uznać za parametr niezmienny z uwagi na wysoką staranność wykonania rur i stosowanie nowoczesnych technologii ich wytwarzania.

Podstawowym równaniem, z którego można obliczyć natężenie przepływu w przewodach o częściowym lub całkowitym wypełnieniu dla przekroju kołowego jest wzór Manninga z roku 1889 [Chudzicki i Sosnowski 2009, Gruszecki i Wartalski 1986]:

$$Q = v \cdot f = K \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{J_E} \cdot f \text{ [m}^3 \cdot \text{s}^{-1}\text{]}$$

gdzie:

Q – obliczeniowe natężenie przepływu, [m³·s⁻¹],

v – prędkość przepływu w kanale, [m·s⁻¹],

f – powierzchnia czynna przekroju kanału, [m²],

K – współczynnik Manninga, [m^{1/3}·s⁻¹],

R_h – promień hydrauliczny, [m],

J_E – spadek hydrauliczny (strata energii na jednostkę długości), [-]

Przybliżoną wartość współczynnika Manninga K wyznacza się na podstawie wartości współczynnika chropowatości bezwzględnej k z poniższego wzoru [PN-EN 752-4:2001, Chodzicki i Sosnowski 2009, Błaszczuk i in. 1974]:

$$K = 4 \cdot \sqrt{g} \cdot \left(\frac{32}{D}\right)^{\frac{1}{6}} \cdot \log\left(\frac{3,7 \cdot D}{k}\right) [m^{1/3} \cdot s^{-1}]$$

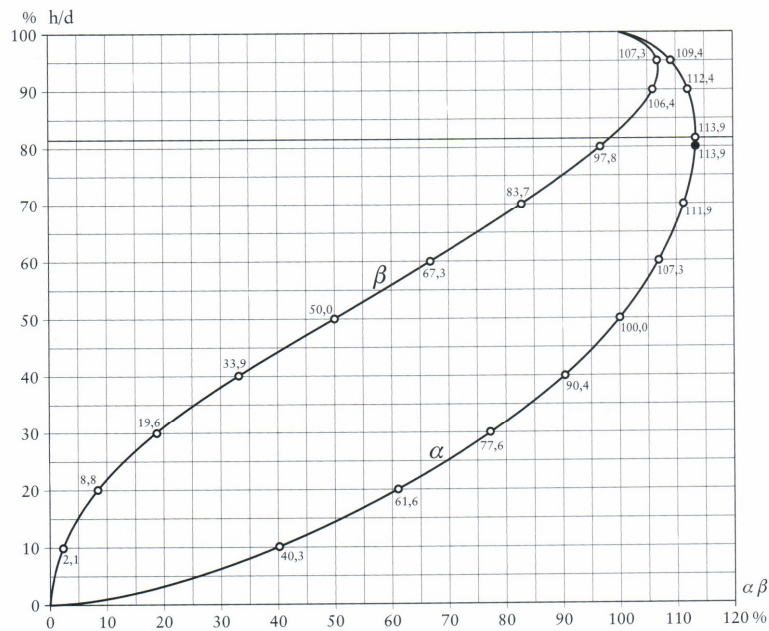
gdzie:

K – współczynnik Manninga, $[m^{1/3} \cdot s^{-1}]$,

g – stała grawitacji, $[m \cdot s^{-2}]$,

k – współczynnik chropowatości bezwzględnej przewodu, [m].

W obliczeniach hydraulicznych najczęściej korzysta się z nomogramów, z których można odczytać bezpośrednio przepływy i prędkości w kanałach – zarówno przy napełnieniu całkowitym jak i częściowym. Do obliczeń hydraulicznych kanalizacji bytowo-gospodarczej wsi Jemiołów wybrano nomogram według wzoru Manninga do obliczania rur dla $n=0,013$ [Szpindor 1998]. Jako uzupełnienie nomogramu wykorzystano krzywe sprawności przekroju kołowego, które wyznaczają zależności między przepływami i prędkościami przy rzeczywistych napełnieniach od wielkości przepływów i prędkości przy całkowitym napełnieniu przewodu.



Rys. 1. Krzywe zależności przepływów i prędkości od stopnia napełnienia kanału o przekroju kołowym [Chudzicki i Sosnowski 2009]

Fig. 1. Dependence of the flow and fluid speed of filling the circular cross pipe [Chudzicki i Sosnowski 2009]

gdzie:

d – średnica przekroju kanału,

h – wysokość napełnienia przekroju,

α – krzywa zależności od natężenia przepływu,

β – krzywa zależności od prędkości przepływu,

Q, v – natężenie i prędkość przepływu dla danego napełnienia,

Q_0, v_0 – natężenie i prędkość przepływu dla całkowitego napełnienia kanału.

ZAGŁĘBIENIE KANAŁÓW ŚCIEKOWYCH

Drugim etapem obliczania sieci kanalizacyjnej jest wyznaczanie zagłębienia spadków kanałów, czyli różnicę rzędnych terenu i dna kanału. Odpowiednio zaprojektowane powinny zapewnić grawitacyjny odpływ ścieków do sieci kanalizacyjnej.

Zagłębienie kanałów powinno być projektowane z uwzględnieniem odpowiedniej warstwy przykrycia ze względu na obciążenie dynamiczne i ochronę przed zamarzaniem. Dodatkowymi warunkami, które należy uwzględnić podczas projektowania to uniknięcie kolizji z innymi sieciami i urządzeniami podziemnymi a także ekonomia budowy i eksploatacja sieci [Błaszczak i in. 1974].

Zagłębienia kanałów ściekowych są uzależnione od:

- odległości kanalizowanego obiektu od kanału,
- zagłębienia pomieszczeń kanalizowanych, takich jak sutereny i piwnice, w których zainstalowane są aparaty sanitarne lub przez które przechodzą przewody odpływowe odprowadzające ścieki do przykanalika,
- zakłębienia terenowe i sztuczne obniżenia terenu takie jak dwupoziomowe skrzyżowania ulic,
- przyjętych najmniejszych spadków przykanalików a także ich długości,
- minimalnych dopuszczalnych spadków kanałów uzależnionych od założonych prędkości,
- różnicy rzędnych terenu przy budynku i nad kanałem.
- układu wysokościowego terenu i ulic, ich nachylenia i rzędnych.

Zagłębienie kanału wyznacza się na podstawie wzoru [Haidrich 1999], poniżej na rys. 2 zamieszczono schematyczne zobrazowanie parametrów uwzględnianych podczas obliczania kanałów:

$$H = g + p + i \cdot L + h + (Z_{ul} - Z_b) [m]$$

gdzie:

H – zagłębienie kanału [m],

g – zagłębienie poniżej terenu pomieszczenia, przez które przechodzi główny przewód odpływowy [m],

p – zagłębienie głównego przewodu odpływowego równe sumie średnicy przewodu (zazwyczaj $d = 0,15$ m) i wymaganego przykrycia przewodu (przykrycie to nie powinno być mniejsze niż $0,50$ m przy przewodach kamionkowych i $0,30$ m przy żeliwnych) [m],

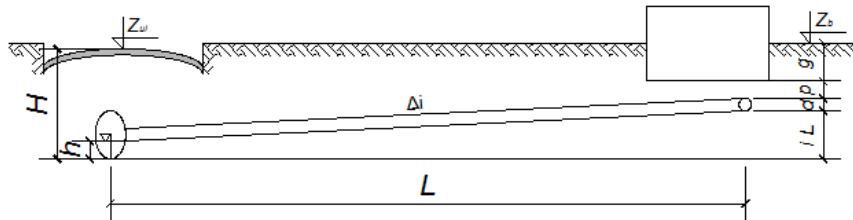
i – spadek przykanalika, który wynosi normalnie 2% a w wyjątkowych przypadkach minimum 1% [‰],

L – długość przykanalika i przewodu odpływowego w budynku [m],

h – wzniesienie dna wypustu kanałowego nad dnem kanału równe w zasadzie maksymalnemu napełnieniu kanału ściekami [m],

Z_{ul} – rzędne ulicy (terenu) nad kanałem [m],

Z_b – rzędna terenu przy budynku [m].



Rys. 2. Wyznaczenie zagłębienia kanałów ściekowych [Haidrich 1999]
Fig. 2. Designation of the drains recess [Haidrich 1999]

Najważniejszymi czynnikami wpływającymi na zagłębienie sieci są względy ekonomiczne i kolizje z przewodami. Kosztowność sieci kanalizacyjnej determinowana jest głównie przez koszt robót ziemnych [Błaszczyk i Stomatello 1983].

SPADKI KANAŁÓW I PRĘDKOŚCI PRZEPIYWÓW

Prędkość przepływu uzależniona jest od spadku kanału, jego średnicy i napełnienia ściekami. Im większy spadek, mniejsza średnica i większe napełnienie ściekami tym prędkość przepływu będzie większa

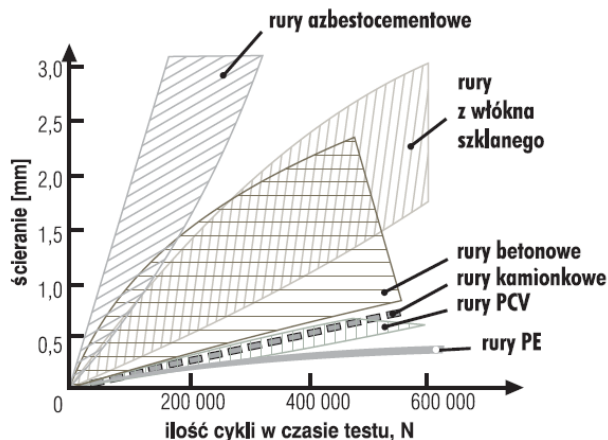
Spadki kanałów należy dobierać tak, aby mogły zaistnieć warunki potrzebne do samooczyszczania sieci przy uwzględnieniu maksymalnych i minimalnych prędkości przepływu ścieków. Spadek dla kanałów o średnicy 200mm nie powinny być mniejszy niż 5‰ i większy jak 230‰ [Szpindor 1998, Błaszczyk i in. 1974, Szyszkin i in. 1957].

Prędkość przepływu ścieków powinna być większa od $0,8\text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ i mniejsza od $5,0\text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$. Założenie takiej prędkości przepływu ścieków nie pozwala na po-

wstawanie na dnie rurociągów osadów. Przy niedotrzymaniu tego warunku w projekcie należy przewidzieć okresowe płukanie sieci lub mechaniczne oczyszczanie kanału [Szpindor 1998].

W wykonanym opracowaniu w większości kanałów nie osiągnięto prędkości samooczyszczania. Spowodowane było to małą ilością ścieków, która z kolei wynikała z małych rozbiorów wody i niewielkiego zagęszczenia gospodarstw domowych.

Maksymalna prędkość przepływu ścieków wykorzystywana przy określaniu spadków kanałów jest przez wzgląd na zjawisko ścierania ścianek rur podczas przepływu ścieków obciążonych piaskiem i innymi zanieczyszczeniami. Ścieralność rur z różnych materiałów przedstawiona została na rys 3. Wynika z niego jednoznacznie, że największą odpornością na ścieranie charakteryzują się rury z polietylenu, polichlorku winylu oraz kamionkowe [KWH Pipe].



Rys. 3. Wykres odporności na ścieranie różnych materiałów - University of Darmstad (DIN 19534) [KWH Pipe Poland]

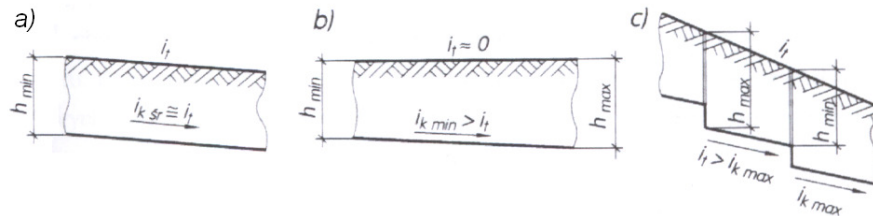
Fig. 3. Figure of abrasion resistance of various materials - University of Darmstad (DIN 19534) [KWH Pipe Poland]

Istnieje kilka wariantów projektowania spadków kanałów. Najkorzystniej jest układać kanały ze spadkiem zbliżonym lub równym naturalnemu spadkowi terenu, ponieważ wpływa to na zmniejszenie kosztu inwestycji poprzez znaczne ograniczenie robót ziemnych. Niestety tylko w kanałach tranzytowych można uzyskać dostatecznie równomierne spadki. W sieciach występują zazwyczaj częste zmiany spadku. Spowodowane jest to przez dołączanie bocznych dopływów do głównych kolektorów.

Najdogodniejsze rozwiązanie występuje, gdy spadek terenu oscyluje pomiędzy minimalnym a maksymalnym spadkiem kanału [Haidrich 1999].

Drugie rozwiązanie dotyczy spadku terenu mniejszego niż minimalny przyjęty spadek kanału. Zagłębienie kanału zmienia się w granicach od minimalnego do dopuszczalnego maksymalnego. Po przekroczeniu zagłębienia maksymalnego prowadzenie kanałów staje się nieekonomiczne i w takich przypadkach wymagane jest zastosowanie pompowni ścieków. Podnosić będzie ona ścieki na poziom odpowiadający minimalnemu zagłębieniu.

Trzecia możliwość prowadzenia kanałów dotyczy przypadku, gdy spadek terenu jest większy od przyjętego maksymalnego spadku kanału. Stosuje się spadek minimalny a obniżenie zagłębienia do maksymalnego dopuszczalnego poziomu otrzymuje się poprzez zastosowanie studzienek kaskadowych.



Rys. 4. Zasady prowadzenia kanałów ściekowych [Haidrich 1999]
Fig. 4. Principles of drains [Haidrich 1999]

W opracowaniu kanalizacji bytowo-gospodarczej zastosowano prowadzenie kanałów według zasad przedstawionych na rysunku 4a) oraz 4b). Na terenie wsi Jemiołów nie wystąpiły spadki terenu przekraczające maksymalnych dopuszczalnych spadków kanałów. Podczas obliczeń należy szczególną uwagę zwrócić na wyeliminowanie ewentualnych spadków odwrotnych, tzw. depresji.

W tabeli 1 zamieszczono część obliczeń hydraulicznych dla kanalizacji bytowo-gospodarczej dla miejscowości Jemiołów przy założeniu, że sieć budowana będzie z rur kamionkowych o średnicy 200 mm i grubości ścianek 37 mm.

Odcinek zamieszczony w poniższej tabeli obejmował końcowy fragment sieci. W studni S2 zaprojektowano połączenie dwóch kolektorów odbierających ścieki z dwóch części miejscowości. Minimalne zagłębienie, większe od minimalnego wynikającego ze strefy przemarzania gruntu zostało zwiększone do 1,98 z powodu kolizji z istniejącą siecią wodociągową. Przepływy ścieków były bardzo zróżnicowane i wynikały z małego zagęszczenia domów na rozpatrywanym terenie a przez to małe rozbiory wody.

Tab. 1. Obliczenia hydrauliczne kanalizacji bytowo-gospodarczej miejscowości Jemiołów dla odcinków od S13 do P2

Tab. 1. Hydraulic calculations of existentially-economic sewer Jemiołów village for sections from S13 to P2

Numer odcinka	L	Q	i_t	$i_{zał}$	d_{zew}	h	V_{rz}
	m	$dm^3 \cdot s^{-1}$	%o	%o	m	cm	$m \cdot s^{-1}$
S13 - S12	51,0	0,36	13,3	5,0	0,237	1,6	0,28
S12 - S11	27,0	0,37	11,9	5,0	0,237	1,7	0,28
S11 - S10	45,5	0,38	0,0	5,0	0,237	1,7	0,28
S10 - S9	38,0	0,45	-5,0	5,0	0,237	1,8	0,29
S9 - S8	47,0	0,47	12,6	5,0	0,237	2,0	0,34
S8 - S7	24,5	0,51	16,3	5,0	0,237	2,1	0,34
S7 - S6	34,0	0,52	20,6	9,0	0,237	1,7	0,40
S6 - S5	16,0	0,56	31,3	29,0	0,237	1,3	0,53
S5 - S4	42,5	0,56	28,2	28,0	0,237	0,9	0,54
S4 - S3	42,0	0,57	28,6	28,0	0,237	0,9	0,54
S3 - S2	26,0	0,57	19,6	18,0	0,237	1,4	0,50
S2 - S1	24,0	1,23	10,4	5,0	0,237	3,2	0,55
S1 - P2	3,0	1,23	3,3	5,0	0,237	3,4	0,45

Numer odcinka	Rzędna _{terenu}		Rzędna _{dna}		Rzędna _{zwierciadła}		Zagłębienie	
	m n.p.m.		m n.p.m.		m n.p.m.		m n.p.m.	
	P	K	P	K	P	K	P	K
S13 - S12	160,80	160,12	157,95	157,70	157,99	157,73	2,85	2,42
S12 - S11	160,12	159,80	157,66	157,53	157,70	157,57	2,46	2,27
S11 - S10	159,80	159,80	157,50	157,27	157,54	157,31	2,30	2,53
S10 - S9	159,80	159,99	157,24	157,05	157,28	157,09	2,56	2,94
S9 - S8	159,99	159,40	157,02	156,78	157,06	156,82	2,97	2,62
S8 - S7	159,40	159,00	156,75	156,63	156,79	156,67	2,65	2,37
S7 - S6	159,00	158,30	156,60	156,30	156,64	156,33	2,40	2,00
S6 - S5	158,30	157,80	156,27	155,81	156,30	155,84	2,03	1,99
S5 - S4	157,80	156,60	155,78	154,59	155,81	154,62	2,02	2,01
S4 - S3	156,60	155,40	154,56	153,39	154,59	153,41	2,04	2,01
S3 - S2	155,40	154,89	153,35	152,88	153,38	152,92	2,05	2,01
S2 - S1	154,89	154,64	151,60	151,48	151,65	151,53	3,29	3,16
S1 - P2	154,64	154,63	151,44	151,43	151,50	151,48	3,20	3,20

Ustalanie minimalnych spadków przy spadkach terenu większych niż 0,5% pozwoliło na zmniejszenie zagłębienia sieci i tym samym zmniejszenie kosztów wykonania kanalizacji. Zarówno wysokość zwierciadła jak i prędkość przepły-

wu ścieków była odpowiednia do niewielkiego natężenia przepływu. Największa różnica głębokości 1,28m w studni S2 wynika z różnicy zagłębienia dwóch kolektorów w studni S2. Ścieki ze studni S1 przekierowane będą do pompowni P2, która zapewni ciśnieniowy przepływ do kanalizacji w sąsiedniej miejscowości a stamtąd do gminnej oczyszczalni ścieków.

PODSUMOWANIE

W ostatnich latach widać wzmożone starania nad uporządkowaniem gospodarki wodno-ściekowej w wielu gminach. Wynika to z wymogów ustawowych i niesie ze sobą wiele pozytywnych korzyści. Budowa kanalizacji bytowo-gospodarczej jest zawsze czynnikiem wpływającym na poprawę stanu sanitarnego okolicznych wód powierzchniowych, a czasem także gruntowych – gdy ścieki gromadzone są w nieuszczelnionych zbiornikach bezodpływowych czy wylwane są w miejscach niedozwolonych.

Projektowanie kanalizacji bytowo-gospodarczej jest pierwszym krokiem zmierzającym do zbudowania sieci w konkretnej miejscowości. Projekt powinien zawierać między innymi obliczenia hydrauliczne, zagłębienia, rzędne oraz spadki kanałów i prędkości przepływów. Przeprowadzenie dokładnych obliczeń zapewnia prawidłowe działanie sieci kanalizacyjnej i pozwoli rozwiązać pojawiające się niekiedy trudności wynikające z ukształtowania terenu już na etapie projektowania.

Autorka jest stypendystką w ramach Poddziałania 8.2.2 „Regionalne Strategie Innowacji”, Działania 8.2 „Transfer wiedzy”, Priorytetu VIII „Regionalne Kadry Gospodarki” Programu Operacyjnego Kapitał Ludzki współfinansowanego ze środków Europejskiego Funduszu Społecznego Unii Europejskiej i z budżetu państwa



KAPITAŁ LUDZKI
NARODOWA STRATEGIA SPÓJNOŚCI



Lubuskie
Warte zachodu

UNIA EUROPEJSKA
EUROPEJSKI
FUNDUSZ SPOŁECZNY



LITERATURA

1. BŁASZCZYK W., ROMAN M., STAMATELLO H.: *Kanalizacja*. Tom I. Wyd. Arkady 1974, pp. 19-147
2. BŁASZCZYK W., STAMATELLO H.: *Kanalizacja. Sieci i pompownie* tom I. Wyd. Arkady 1983
3. CHUDZICKI J., SOSNOWKI S.: *Instalacje kanalizacyjne. Projektowanie, wykonanie, eksploatacja*. Wyd. „Seidel i Przywecki” sp. z o.o. 2009
4. GRUSZECKI T., WARTALSKI J.: *Kanalizacja. Materiały pomocnicze do ćwiczeń projektowych*. Wyd. Wyższa Szkoła Inżynierska 1986
5. HAIDRICH Z.: *Kanalizacja*. Wyd. Szkolne i Pedagogiczne S.A. 1999
6. KATALOG firmy KWH Pipe Poland: *Systemy KWH Pipe Informacje ogólne*
7. PN-EN 752-4:2001 Zewnętrzne systemu kanalizacyjne. Część 4: Obliczenia hydrauliczne i oddziaływanie na środowisko
8. SZPINDOR A.: *Zaopatrzenie w wodę i kanalizacja wsi*. Wyd. Arkady 1998
9. SZYSZKIN Z.N., KARELIN J.A., KOŁOBANOW S.K., JAKOWLEW S.W., ŻAK G.Ł.: *Kanalizacja*. Wyd. Budownictwa i Architektury 1957, pp. 55-75
10. USTAWA z dnia 7 czerwca 2001r. o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzeniu ścieków (Dz.U. 2001 Nr 72, poz. 747)

**SEWAGE SYSTEM FOR THE JEMIOŁÓW VILLAGE
PART I. NETWORK CALCULATION PRINCIPLES***S u m m a r y*

The paper has been described rules for calculating the existentially-economic sewer the example of Jemiołów village. It also presents the principles of hydraulic calculations, drains recess, declines in sewers and wastewater flow. Presented also part of the calculation existentially-economic drains for the selected village.

Key words: existentially-economic drains, sewer calculations