POLITECHNIKA WROCŁAWSKA

WYDZIAŁ INŻYNIERII ŚRODOWISKA

KATEDRA WODOCIĄGÓW I KANALIZACJI

(K42/W07/D08)

Notatki metodyczne do wykładów z KANALIZACJI 1 i ćwiczeń projektowych z KANALIZACJI 2

- na podstawie podręczników:

[1] Kotowski A.: *Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów*. Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa 2011.

[2] Kotowski A.: *Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów*. *Sieci kanalizacyjne* (Tom I). Wydawnictwo Seidel-Przywecki (Wydanie II), Warszawa 2015.

[3] Kotowski A.: *Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów*. *Obiekty specjalne* (Tom II). Wydawnictwo Seidel-Przywecki (Wydanie II), Warszawa 2015.

Opracował zespół autorski:

Prof. dr hab. inż. Andrzej Kotowski

Dr inż. Katarzyna Ewa Wartalska

Dr hab. inż. Bartosz Kaźmierczak, prof. uczelni

Wrocław, 2020 r.

TREŚCI PROGRAMOWE PRZEDMIOTU: Kanalizacja 1

Forma zajęć – wykład		Liczba godzin
Wy1	Program wykładów. Cele, zadania i standardy kanalizacji wg PN-EN 752	2
Wy2	Klasyfikacja i ogólna charakterystyka konwencjonalnych i niekonwencjonalnych systemów usuwania ścieków	2
Wy3	Funkcjonowanie kanalizacji grawitacyjnej z obiektami specjalnymi	2
Wy4	Zagrożenia dla kanalizacji wynikające ze zmian klimatu	2
Wy5	Metody bilansowania ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych	2
Wy6	Pomiary i charakterystyka opadów - modele fizykalne i probabilistyczne	2
Wy7	Dotychczasowe metody czasu przepływu bilansowania wód opadowych	2
Wy8	Metoda maksymalnych natężeń do wymiarowania kanalizacji deszczowej	2
Wy9	Obliczenia hydrauliczne przewodów i kanałów ściekowych	2
Wy10	Zasady doboru grawitacyjnych kanałów ściekowych i deszczowych	2
Wy11	Dobór układu i zasady trasowania sieci kanalizacyjnych	2
Wy12	Zasady wysokościowego sytuowania i połączeń kanałów	2
Wy13	Metody projektowania syfonów i przepompowni ścieków	2
Wy14	Materiały i uzbrojenie sieci kanalizacyjnych	2
Wy15	Techniki budowy i ogólne zasady eksploatacji sieci kanalizacyjnych	2
	Suma godzin	30

CELE PRZEDMIOTU:

C1. Zdobycie wiedzy w zakresie bilansowania odpływu różnych rodzajów ścieków
C2. Zdobycie wiedzy o sposobach usuwania różnych rodzajów ścieków
C3. Zdobycie wiedzy w zakresie bezpiecznych metod wymiarowania odwodnień terenów
C4. Zdobycie wiedzy w zakresie podstaw inżynierskiego projektowania systemów usuwania ścieków

PRZEDMIOTOWE EFEKTY KSZTAŁCENIA:

Z zakresu wiedzy:

PEK_W01 Ma uporządkowaną, podbudowaną teoretycznie wiedzę ogólną obejmującą kluczowe zagadnienia z zakresu usuwania ścieków;
PEK_W02 Ma podstawową wiedzę o trendach rozwojowych metod z zakresu bilansowania odpływu różnych rodzajów ścieków, sposobów usuwania i metod bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów oraz podstaw inżynierskiego projektowania systemów usuwania ścieków;
PEK_W03 Zna podstawowe metody, techniki, narzędzia i materiały stosowane przy rozwiązywaniu zadań inżynierskich z zakresu projektowania systemów usuwania ścieków.

Z zakresu kompetencji społecznych:

PEK_K01 Potrafi odpowiednio określić priorytety służące realizacji zadań związanych z projektowaniem systemów usuwania ścieków;
PEK_K02 Prawidłowo identyfikuje i rozstrzyga dylematy związane z projektowaniem i oceną działania systemów usuwania ścieków, w tym wpływu na środowisko w przyszłości.

TREŚCI PROGRAMOWE PRZEDMIOTU: Kanalizacja 2

TREŚCI PROGRAMOWE		
Forma zajęć - projekt		**Liczba godzin**
Pr1	Program ćwiczenia projektowego: zakres i wymagania	1
Pr2	Sporządzenie bilansu odpływu ścieków komunalnych	2
Pr3	Wykonanie krzywych deszczy (IDF)	2
Pr4	Obliczenia hydrauliczne sieci kanalizacji deszczowej	5
Pr5	Sporządzenie planu spadków i zagłębień kanalizacji deszczowej	2
Pr6	Obliczenia hydrauliczne sieci kanalizacji bytowo-gospodarczej i przemysłowej z uwzględnieniem możliwych kolizji z siecią deszczową	4
Pr7	Sporządzenie planu spadków i zagłębień sieci kanalizacji bytowo-gospodarczej i przemysłowej	2
Pr8	Wykonanie profilu podłużnego głównego kolektora kanalizacji deszczowej	2
Pr9	Wykonanie profilu podłużnego głównego kolektora kanalizacji bytowo-gospodarczej i przemysłowej	2
Pr10	Sporządzenie planu sieci kanalizacyjnych	3
Pr11	Projekt techniczny wybranego obiektu kanalizacyjnego	2
Pr12	Sporządzenie opisu technicznego projektu	3
	Suma godzin	30

CELE PRZEDMIOTU:

C1. Nabycie umiejętności wykonywania bilansów odpływu ścieków i wód opadowych.
C2. Nabycie umiejętności określania strumieni ścieków bytowo-gospodarczych, przemysłowych i opadowych oraz przypadkowych.
C3. Nabycie umiejętności wymiarowania kanałów grawitacyjnych sieci kanalizacyjnych.
C4. Nabycie umiejętności sporządzania planów i profili sieci kanalizacyjnych.
C5. Nabycie umiejętności projektowania obiektów na sieci kanalizacyjnej.
C6. Nabycie umiejętności sporządzania opisu technicznego projektu.

PRZEDMIOTOWE EFEKTY KSZTAŁCENIA:

Z zakresu umiejętności:

PEK_U01 Potrafi dokonać identyfikacji i sformułować specyfikację zadań inżynierskich o charakterze praktycznym, charakterystycznych dla rozdzielczego sytemu usuwania ścieków;
PEK_U02 Potrafi ocenić przydatność metod i narzędzi służących do rozwiązania zadania inżynierskiego, charakterystycznego dla rozdzielczego systemu usuwania ścieków oraz wybrać właściwe metody obliczeniowe;
PEK_U03 Potrafi zaprojektować oraz zrealizować system typowy dla rozdzielczego sposobu usuwania ścieków, używając właściwych metod, technik i narzędzi.

Z zakresu kompetencji społecznych**:**

PEK_K01 Potrafi odpowiednio określić priorytety służące realizacji określonego zadania związanego z projektowaniem systemów usuwania ścieków;
PEK_K02 Prawidłowo identyfikuje i rozstrzyga dylematy związane z projektowaniem i oceną działania systemów usuwania ścieków, w tym wpływu na środowisko w przyszłości.

1. WPROWADZENIE

Pojęcie **„KANALIZACJA”** oznacza:

- zespół budowli inżynierskich czyli system - do spełniania określonych celów,
- naukę stosowaną - o projektowaniu, budowie i eksploatacji sieci oraz obiektów do odprowadzania oraz unieszkodliwiania ścieków, tj. wód zużytych i opadowych.

Cele kanalizacji na terenach zurbanizowanych (osadniczych) to [1. 2, 3]:

1) Utrzymanie warunków higienicznych (czyli sanitarnych) przez zbieranie i odprowadzanie ścieków do oczyszczalni, gdzie następuje ich unieszkodliwienie;
2) Zapobieganie szkodom związanym z zalewaniem bądź podmakaniem terenów i obiektów,
3) Zapewnienie przejezdności powierzchni komunikacyjnych: np. jezdni, przejść pieszych, w tym podziemnych (woda co najwyżej do poziomu krawężników).

Utrzymanie **warunków higienicznych** (cel 1.) jest głównym i pierwotnym celem kanalizacji jednostek osadniczych. Problemy higieniczne wynikają głównie z obecności zanieczyszczeń mikrobiologicznych w składzie ścieków bytowo-gospodarczych, związanych z życiem i działalnością ludzi, a także niekorzystnego wpływu na środowisko, w tym na trwałość kanałów, składu fizyczno-chemicznego ścieków przemysłowych.

Cele 2. i 3. dotyczą zwłaszcza wód opadowych, tj. deszczowych i roztopowych. Z punktu widzenia ochrony środowiska, wody opadowe zbierane kanalizacją z uszczelnionych powierzchni terenów zurbanizowanych są ściekami. Równolegle do postulatu sanitarnego, cele te zyskały na znaczeniu wraz ze wzrostem gęstości i wartości zabudowy oraz intensyfikacji wykorzystywania powierzchni terenów na cele komunikacyjne.

Co nas czeka w przyszłości ? - kilka faktów i prognoz [2]

TEZA: **Wzrost średniej rocznej temperatury powietrza** wywołuje zwiększoną cyrkulację wody w cyklu hydrologicznym i nasilenie się występowania ekstremalnych zjawisk pogodowych, jak: susze, powodzie, trąby powietrzne, ...

DOWODY:

- **W Warszawie** na przestrzeni 232 lat (1779-2010) zarejestrowano wzrost temperatury powietrza o **1,6°C** (tj. 0,07°C na dekadę).

- wg: *VI Raport Rządowy RP dla Konferencji Stron Ramowej Konwencji NZ w sprawie zmian klimatu.* Warszawa 2013.

- **Globalny wzrost temperatury** w latach 1960-2005 wyniósł **0,74°C** (0,16°C na dek.).

- wg: IPCC 2007: *The Physical Science Basis.* Cambridge University Press.

- Na przestrzeni 50 lat (1960-2009) we **Wrocławiu** nastąpił **wzrost intensywności opadów** średnio o około **13%**, przy malejącym trendzie rocznych sum wysokości;

- wg Kaźmierczak B., Kotowski A.: *Trendy zmian wysokości i intensywności opadów maksymalnych do modelowania kanalizacji we Wrocławiu.* Gaz, Woda i Technika Sanitarna 2013, nr 5.

PROGNOZY – na przyszłość:

- Według prognoz IPCC - opartych na globalnym modelu klimatu, w bieżącym stuleciu **temperatura powietrza może się podnieść** o dalsze **1,7°C** do nawet **4,4°C**, a na każdy stopień wzrostu temperatury szacuje się globalnie ok. **7%** wzrost intensywności opadów;

- wg Landerink G., Meijgaard E.V.: *Increase in hourly precipitation extremes beyond expectations from temperature changes.* Nature Geosci., 2008.

- W bieżącym (XXI) stuleciu **poziom mórz i oceanów może się podnieść** nawet o **1,0 m** - co zagraża już zalaniem znacznych powierzchni przybrzeżnych;

- wg IPCC 2014: *Impacts, Adaptation and Vulnerability.* Cambridge University Press.

- Z powodu ocieplenia klimatu **zmieni się istotnie struktura opadów w Polsce** - w projekcji na lata **2071-2100** - biorąc za podstawę okres 1951-2009 (wg modelu klimatycznego dla Europy HadRM3-PRECIS);

- wg Pińskwar I.: *Projekcje zmian w ekstremach opadowych w Polsce*. Monografia Komitetu Gospodarki Wodnej Polskiej Akademii Nauk, Warszawa 2010.

Współczesne standardy odwodnienia terenów zurbanizowanych

Niezawodność działania systemów kanalizacji deszczowej czy ogólnospławnej nie jest w pełni możliwa do osiągnięcia ze względu na losowy charakter opadów. Dążyć należy zatem do bezpiecznego ich wymiarowania, tj. gwarantującego osiągnięcie współcześnie wymaganego standardu odwodnienia terenów, który definiuje się jako przystosowanie systemu do przyjęcia maksymalnych (prognozowanych) strumieni wód opadowych z częstością równą **dopuszczalnej** (akceptowalnej społecznie) **częstości wystąpienia wylania** na powierzchnię terenu (tab. 1.1) – także w przyszłości [1, 2, 3].

Tab. 1.1. Zalecane częstości projektowe deszczu obliczeniowego i dopuszczalne częstości wystąpienia wylania wg **PN-EN 752:2008**

Częstość deszczu obliczeniowego [1 raz na *C* lat]	**Rodzaj zagospodarowania terenu** - standard odwodnienia terenu	**Częstość wystąpienia wylania [1 raz na *C* lat]**
1 na 1	I. Tereny pozamiejskie	1 na 10
1 na 2	II. Tereny mieszkaniowe	1 na 20
1 na 5	III. Centra miast, tereny usług i przemysłu	1 na 30
1 na 10	IV. Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami, itp.	1 na 50

Polska norma - zharmonizowana z europejską normą **PN-EN 752** z 2008 roku ogranicza częstość wylewów z kanalizacji do rzadkich powtarzalności ich występowania:

- 1 raz na 10 lat - w przypadku terenów pozamiejskich (wiejskich), oraz
- 1 raz na 20, 30 lub 50 lat dla terenów miejskich - odpowiednio do rodzaju zagospodarowania przestrzennego terenu – standardu odwodnienia terenu (tab. 1.1).

Najnowsza wersja normy PN-EN 752 z 2017 roku zaleca już różnicowanie dopuszczalnej częstości wylewów z kanałów w siedmiostopniowej skali wpływu zagrożenia na środowisko - dla przykładowo zdefiniowanych lokalizacji (tab. 1.1a). W szczególności dopuszcza częstsze wylewy – **na terenach pozamiejskich** ($C \leq 10$ lat), ale także rzadsze wylewy - **na terenach mieszkaniowych** (dla budynków podpiwniczonych $C = 30$ lat).

Tab. 1.1a. Kryteria zagrożeń oraz dopuszczalne częstości wylewów z kanałów wg PN-EN 752:2017

Stopień zagrożenia	**Przykładowe lokalizacje terenów**	**Częstość wylewów [1 raz na *C* lat]**
Bardzo mały	Drogi lub otwarte przestrzenie z dala od budynków	1
Mały	Tereny rolnicze w zależności od wykorzystania (np. pastwiska, grunty orne)	2
Mały do średniego	Otwarte przestrzenie wykorzystane do celów publicznych	3
Średni	Drogi lub otwarte przestrzenie w pobliżu budynków	5
Średni do wysokiego	Zalania zamieszkanych budynków z wyłączeniem piwnic	10
Wysoki	Głębokie zalania zamieszkanych piwnic lub przejazdów pod ulicami	30
Bardzo wysoki	Infrastruktura krytyczna	50

Do projektowania nowych systemów kanalizacyjnych cytowane normy (PN-EN 752:2008:2017) zalecają przyjmowanie następujących częstości deszczu obliczeniowego:

- 1 raz na rok - dla terenów pozamiejskich,
- 1 raz na 2, 5 lub 10 lat dla terenów miejskich,

- przy czym nie mogą występować wówczas żadne przeciążenia w działaniu systemów grawitacyjnych (np. praca pod ciśnieniem), co jest równoznaczne z projektowaniem kanałów na niecałkowite wypełnienia.

Zalecane częstości deszczu obliczeniowego do projektowania odwodnień dróg - wg Rozporządzenia MTiGM z 1999 r. podano w tabeli 1.2.

Tab. 1.2. Zalecane częstości deszczu obliczeniowego do projektowania odwodnień dróg w Polsce - wg Rozporządzenia MTiGM:1999

Rodzaj – klasa drogi	**Częstości projektowe opadów deszczu**
	[1 raz na *C* lat]
Lokalna (L), dojazdowa (D)	1 na 1
Główna (G), zbiorcza (Z)	1 na 2
Główna ruchu przyspieszonego (GP)	1 na 5
Autostrada (A), ekspresowa (S)	1 na 10

Ustalenie związku pomiędzy częstością deszczu obliczeniowego i częstością wylania nie jest jednak możliwe do uogólnienia, zwłaszcza na etapie projektowania kanalizacji. Pomocne okazują się tutaj zalecenia niemieckie **wg DWA-A 118** z 2006 r., wprowadzające pojęcie częstości nadpiętrzenia do poziomu terenu do obliczeń sprawdzających przy pomocy modelowania hydrodynamicznego, przez co staje się możliwe wyznaczenie stanu przeciążenia, który jest najbliższy potencjalnie występującemu w dalszej kolejności wylaniu.

Tab. 1.3. Dopuszczalne częstości nadpiętrzenia do obliczeń sprawdzających nowoprojektowanych bądź modernizowanych systemów kanalizacyjnych wg DWA-A 118:2006

Rodzaj zagospodarowania terenu	**Częstość nadpiętrzenia [1 raz na *C* lat]**
Tereny wiejskie	1 na 2
Tereny mieszkaniowe	1 na 3
Centra miast, tereny usług i przemysłu	rzadziej niż 1 na 5
Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami, itp.	rzadziej niż 1 na 10

Wymiarowanie kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej w Polsce napotyka na podstawową trudność, wynikającą z braku wiarygodnego modelu opadów do określania miarodajnego natężenia deszczu. Dotychczas stosowany wzór Błaszczyka - oparty na opadach z przełomu XIX i XX wieku (zarejestrowanych przeszło100 lat temu) zaniża bowiem wyniki obliczeń obecnych natężeń deszczy o rząd **40%**. Ponadto, stosowana dotychczas w Polsce tzw. metoda granicznych natężeń (MGN) dodatkowo redukuje strumień spływu wód opadowych (Q_m), w stosunku do innych metod - stosowanych przykładowo w Niemczech (MWO i MZWS) - w podobnych warunkach hydrologicznych. Różnice obliczanych strumieni Q_m sięgają nawet **100%** - na niekorzyść MGN. Metoda ta wymagała więc pilnej modyfikacji, co zostało zaproponowane w podręcznikach [1, 2, 3].

Systemy kanalizacyjne projektowane są zwykle na perspektywę minimum 50÷100 lat. Z powodu systematycznego ocieplania się klimatu, w przyszłości wystąpi jeszcze więcej ekstremalnych zjawisk opadowych prowadzących do tzw. **powodzi miejskich** [2], które powodować będą jeszcze większe niż obecnie straty gospodarcze i społeczne (fot. 1÷4). Uwzględnienie tych prognoz w perspektywie 2100 roku jest niezbędne już dzisiaj do bezpiecznego wymiarowania współcześnie budowanych systemów odwodnień terenów.

Fot. 1. Warszawa - Trasa Toruńska w dn. 9.06.2013 r. (http://kontakt24.tvn24.pl)

Fot. 2. Gdańsk - Wrzeszcz w dn. 25.06.2013 r. (http://naszafotografia.pl)

Fot. 3. Wrocław, ul. Legnicka w dn. 27.05.2014 r. (http://www.gazetawroclawska.pl)

STAN PRAWNY PROJEKTOWANIA KANALIZACJI w POLSCE

Zgodnie Ustawą z 12 września 2002 roku o normalizacji (Dz. U. Nr 169, poz. 1386) stosowanie Polskich Norm (PN) jest „dobrowolne", podobnie też norm europejskich (EN), w tym zharmonizowanych (PN-EN), a także norm międzynarodowych (ISO). Rangę prawną mają ustawy czy rozporządzenia do ustaw. Ustawa z 2002 roku dostosowała więc krajową normalizację do reguł europejskiego systemu prawnego (UE). Dla projektantów, wykonawców czy eksploatatorów obiektów budowlanych branży sanitarnej (i nie tylko), od lat przyzwyczajonych do obowiązkowego stosowania polskich norm (w tym branżowych), jest to istotna zmiana. Normy nie są obecnie aktami prawnymi. Oznacza to tyle, że należy je traktować jako **źródło przepisów pozaprawnych**, na równi np. z aktualnymi wytycznymi technicznymi projektowania (WTP) czy też publikowanymi wynikami z prac badawczych – odnośnie np. nowych metod wymiarowania kanalizacji [1, 2, 3].

Obecny stan prawny nakłada więc na projektantów i wykonawców obiektów budowlanych większą odpowiedzialność, tym obowiązek bezpiecznego wymiarowania i starannego wykonywania inwestycji – zgodnie ze sztuką budowlaną, wynikającą z najlepszej dostępnej wiedzy technicznej (BAT – *Best Available Techniques*; BMP – *Best Menagment Practices*; LID – *Law Impact Development*; ZWT – *Zasad Wiedzy Technicznej*). **Idea** ta znajduje zastosowanie w podręcznikach [1, 2, 3] w odniesieniu do nowych zasad i metod

wymiarowania systemów odwodnień terenów – w duchu zaleceń normy **PN-EN 752**, dostosowanej do postulatu Europejskiego Komitetu Normalizacji (CEN) - ujednolicenia poziomu wymagań co do ochrony terenów zurbanizowanych przed wylewami z systemów kanalizacyjnych w państwach UE. Uwzględniono przy tym najnowsze branżowe wytyczne Niemieckiego Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej, Ściekowej i Odpadowej wg **ATV-A 110**, **DWA-A 117** i **DWA-A 118**, czy też zalecenia Krajowego Urzędu ds. Środowiska Bawarii wg **Merkblatt Nr 4.3/3** i **Merkblatt Nr 4.3/9**.

Na podstawie doniesień literaturowych odnośnie prognozowanego wzrostu intensywności opadów w perspektywie 2100 roku zaproponowano podjęcie już dzisiaj odpowiednich działań zaradczych, w tym zaprezentowano scenariusze opadów do modelowania przeciążeń kanałów w przyszłości – stosowane już w wielu krajach europejskich - dla zachowania obecnych standardów odwodnień terenów (tab. 1.1÷1.3), także w przyszłości.

W II wydaniu podręcznika ***Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów*** (z 2015 r.) przedstawiono aktualne podstawy bezpiecznego projektowania grawitacyjnych systemów (tj. sieci i obiektów) kanalizacyjnych w Polsce:

- **tom I** dotyczy metod wymiarowania ***sieci kanalizacyjnych*** [2],
- **tom II** – dotyczy ***obiektów specjalnych,*** takich jak: przelewy burzowe, separatory strumieni objętości, zbiorniki retencyjne, regulatory hydrodynamiczne czy separatory sedymentacyjno-flotacyjne [3].

W celu ułatwienia percepcji treści II wydania książki – **w prezentowanych notatkach** do wykładów zachowano oryginalną numerację rysunków, tabel i wzorów, jak w [2, 3] (Wydaw. Seidel-Przywecki, Warszawa **2015**) - dostępne na:

www.andrzejkotowski.pl

II wydanie książki zawiera uaktualnienie i rozszerzenie treści - względem I wydania z 2011 r. [1], m.in. o:

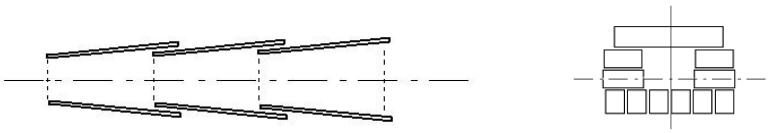
- charakterystykę niekonwencjonalnych systemów kanalizacyjnych,
- zagrożenia dla infrastruktury miast wywoływane zmianami klimatu w przyszłości,
- zasady kalibracji i walidacji modeli hydrodynamicznych zjawiska opad-odpływ,
- przykłady modelowania przeciążeń hydraulicznych w kanalizacji deszczowej,
- zasady projektowania i metody wymiarowania przepompowni sieciowych ścieków,
- najnowsze wytyczne techniczne wymiarowania (WTW) systemów kanalizacyjnych,
- bezpieczną metodę obliczania objętości użytkowej zbiorników retencyjnych ścieków.

Podręczniki [1, 2, 3] adresowane są do studentów i pracowników naukowych wyższych uczelni technicznych i rolniczych, a także do projektantów, wykonawców i eksploatatorów systemów usuwania ścieków oraz zagospodarowania spływów wód deszczowych miast i gmin.

2. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA SYSTEMÓW KANALIZACYJNYCH

2.1. RYS HISTORYCZNY ROZWOJU KANALIZACJI

Bliski Wschód. Na najstarsze ślady starożytnych **przewodów wodnych** natrafiono w **Syrii** (dawniej Asyria), gdzie już ok. **3500** lat p.n.e. w miejscowości Habuba Kabira nad brzegiem Eufratu istniała rozwinięta cywilizacja. Znaleziono tam ślady przewodów o przekroju kołowym z rur ceramicznych (łączonych na „bosy koniec-kielich") lub prostokątnym układanych z kamieni i cegieł, doprowadzających wodę pitną bądź odprowadzających wody opadowe/ścieki (rys 2.1).



Rys. 2.1. Historyczne sposoby budowy przewodów i kanałów wodnych

Historia budowy i rozwoju **systemów odwodnień terenów (kanalizacji)** sięga **3000** lat przed narodzeniem Chrystusa. Przykładowo, w Babilonie stosowano już wówczas drenaże i studnie chłonne do odprowadzania wód deszczowych z dachów czy utwardzonych placów i ulic, do gruntu.

W Egipcie, w grobowcu z ok. **2700** r. p.n.e., w miejscowości Saqquara przy ujściu Nilu, odkryto pierwszą „toaletę" – „przeznaczoną" dla zmarłych. Około roku **2500** r. p.n.e. w miastach Mezopotamii budowane były już pierwsze sieci kanałów do odprowadzania ścieków z toalet domowych spłukiwanych wodą - do dołów kloacznych. Kanały były budowane z rur miedzianych.

Europa. Początki rozwoju **systemów kanalizacyjnych** w starożytnym Rzymie sięgają **VIII do VII wieku** p.n.e. Około **610** roku p.n.e. zaczęto budować główny kanał ściekowy, zwany „Cloaca Maxima", który funkcjonuje do dzisiaj (wymiar odcinka końcowego: 3,15/4,1 m). Początkowo służył do odprowadzania wód deszczowych, a później i ścieków bytowych. Retencjonowano też wody deszczowe w zbiornikach zwanych cysternami. Powstanie nowoczesnych systemów kanalizacyjnych w Europie - z oczyszczaniem ścieków włącznie, wiązało się z tzw. rewolucją przemysłową i burzliwym rozwojem miast w w XIX wieku. Wybuch epidemii cholery w 1831 r. zdecydowanie przyspieszył ten proces.

Polska. Początki rozwoju kanalizacji na ziemiach polskich sięgają **XIV wieku** – Gdańsk, Kraków, Kamieniec, Bolesławiec, Reszel i inne. Przykładowo na Dolnym Śląsku, w Bolesławcu od 1531 roku ścieki komunalne odprowadzane były nie do rzeki Bóbr, lecz na łąki, w celu ich rolniczego wykorzystania (naturalny nawóz) a jednocześnie unieszkodliwiania (oczyszczania). System eksploatowany był do początku XX wieku. W Reszlu natomiast pozostają nadal w eksploatacji kanały „krzyżackie", stanowiące istotny element systemu kanalizacyjnego miasta. Pierwsze „kompleksowe" systemy kanalizacyjne na ziemiach polskich powstały w Gdańsku (1871), we Wrocławiu (1881-90) i w Warszawie (1900 - inż. Lindley). Zaczęto też wprowadzać coraz powszechniej w większych miastach tzw. klozety wodne - „WC".

Jak uczy historia cywilizacji, powinniśmy dążyć współcześnie do projektowania i budowy systemów kanalizacyjnych w taki sposób - stosując odpowiednie metody obliczeniowe oraz materiały i technologie - aby mogły one sprawdzać się w działaniu za 100 i więcej lat.

2.2. RODZAJE I POCHODZENIE ŚCIEKÓW

Ścieki - definiowane jako wody zużyte odprowadzane przez kanalizację, zbierane są z:

- gospodarstw domowych (budownictwo jedno- i wielorodzinne),
- obiektów użyteczności publicznej i zakładów usługowych (biur, urzędów, instytucji, szkół, szpitali, sklepów, myjni, pralni, basenów kąpielowych, itp.),
- zakładów przemysłowych i rzemieślniczych.

Ścieki powstają w wyniku wykorzystania wody wodociągowej lub z własnych ujęć na cele:

- spłukiwania fekaliów - w ubikacjach (WC),
- higieniczne - związane z myciem się, kąpielami, itp.,

- gospodarcze - związane z praniem bielizny, przygotowywaniem posiłków, utrzymaniem czystości pomieszczeń, itp.,
- technologiczno-produkcyjne - związane z przetwarzaniem surowców, wytwarzaniem żywności, produkcją wyrobów, itp.

Ze względu na skład fizyko-chemiczny ścieki można podzielić na:

- **ścieki bytowo-gospodarcze**, nazywane też bytowymi (a w żargonie inżynierskim „sanitarnymi"), pochodzące z gospodarstw domowych, zakładów usługowych i obiektów użyteczności publicznej;
- **ścieki przemysłowe**, zwane też poprodukcyjnymi, pochodzące z zakładów przemysłowych i rzemieślniczych.

Odrębne grupy stanowią:

- **ścieki opadowe** (deszczowe i roztopowe), pochodzące z opadów deszczu bądź/i topnienia śniegu czy lodu - spłukujące zanieczyszczenia z uszczelnionych powierzchni zlewni, po okresach tzw. suchej pogody (pogody bezopadowej, bezdeszczowej);
- **ścieki ogólnospławne** (komunalne), będące najczęściej mieszaniną: ścieków bytowo-gospodarczych, przemysłowych, wód podziemnych (infiltrujących do kanałów przez nieszczelności) oraz ścieków opadowych.

2.3. KLASYFIKACJA SYSTEMÓW USUWANIA ŚCIEKÓW

Kanalizacja to zespół urządzeń - czyli **system** (sieci i obiekty) do zbierania i odprowadzania ścieków i wód opadowych z terenów zurbanizowanych i przemysłowych do oczyszczalni, gdzie następuje ich unieszkodliwienie. Elementy składowe systemu kanalizacyjnego jako całości to [1, 2]:

- **kanalizacja wewnętrzna** (instalacje wewnętrzne) - w budynkach z przyborami sanitarnymi (WC, wanny, umywalki, natryski, wpusty podłogowe, itp.);
- **kanalizacja zewnętrzna**:
  - sieć osiedlowa lub zakładowa (komunalna, prywatna, wspólnotowa),
  - sieć zbiorcza miejska (komunalna),
  - specjalne obiekty sieciowe (pompowanie, zbiorniki retencyjne, przelewy burzowe, separatory, syfony),
  - oczyszczalnie ścieków.

Kanalizację zewnętrzną można podzielić według następujących kryteriów:

A. Strumienia odprowadzanych ścieków:
- pełna - wszystkie rodzaje ścieków,
- częściowa - np. tylko ścieki bytowo-gospodarcze,
- mieszana - fragmentami pełna/częściowa.

B. Zasięgu terytorialnego:
- lokalna - osiedlowa, zakładowa, wspólnotowa,
- miejska - całe miasto,
- grupowa - kilka miast, wsi.

C. Konstrukcji kanałów:
- kryta - podziemna,
- otwarta - powierzchniowa (rowy, koryta),
- mieszana.

D. Sposobu przepływu ścieków:
- grawitacyjna,

- ciśnieniowa (pneumatyczna lub hydrauliczna),
- podciśnieniowa (próżniowa),
- mieszana.

E. Rodzaju odprowadzanych ścieków:

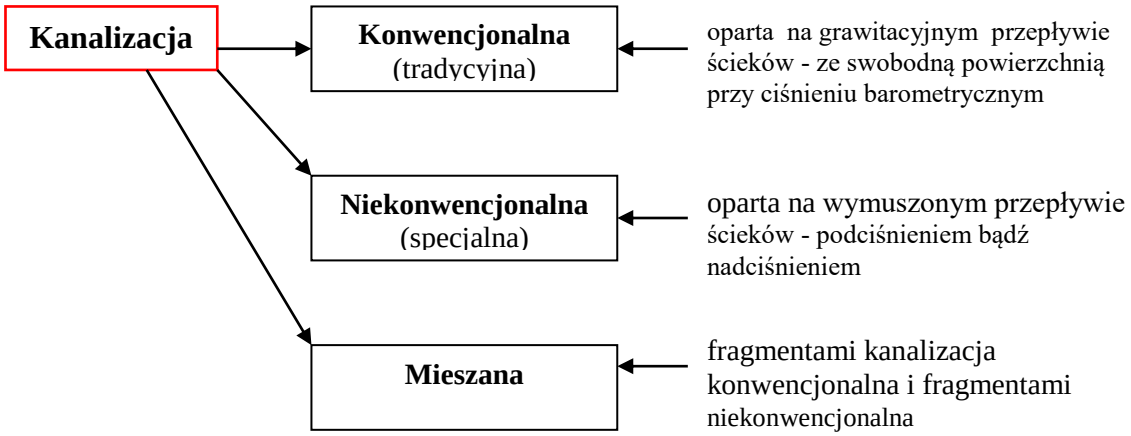
- bytowo-gospodarcza (ściekowa, w żargonie „sanitarna”),
- przemysłowa,
- deszczowa,
- ogólnospławna (wszystkie rodzaje ścieków).

F. Funkcjonowania systemu:

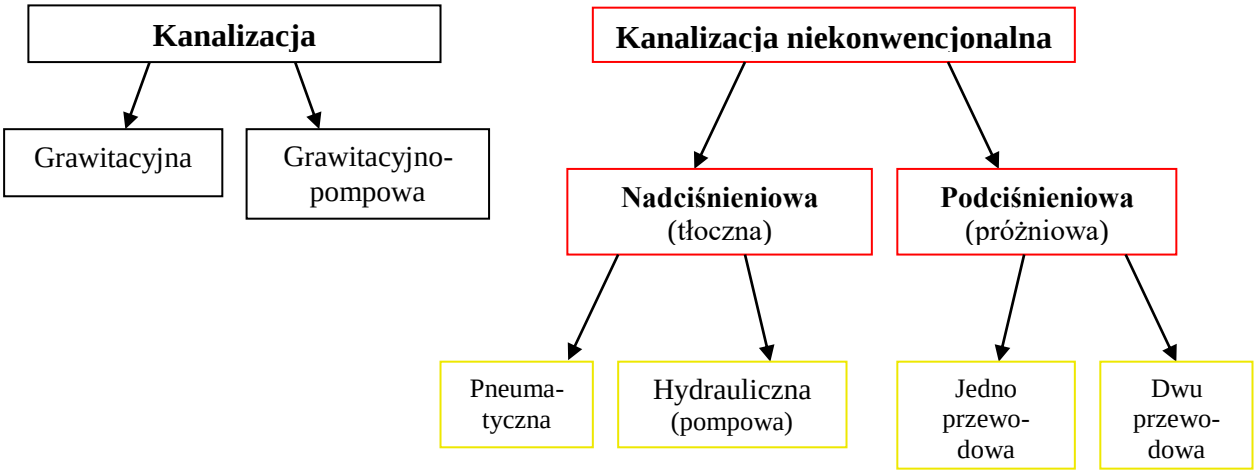
- ogólnospławna (jednoprzewodowa),
- rozdzielcza (dwu lub więcej przewodowa),
- półrozdzielcza (dwu lub więcej przewodowa),
- bezodpływowa (szamba i wozy asenizacyjne),
- odciążona (szamba i sieć zbiorcza),
- mieszana (fragmentami różna sieć).

Budowane obecnie systemy usuwania ścieków można ogólnie podzielić na:

- **konwencjonalne** - o grawitacyjnym przepływie ścieków,
- **niekonwencjonalne** - o przepływie wymuszonym pod- bądź nadciśnieniem,
- **mieszane** - fragmentami konwencjonalne i niekonwencjonalne.



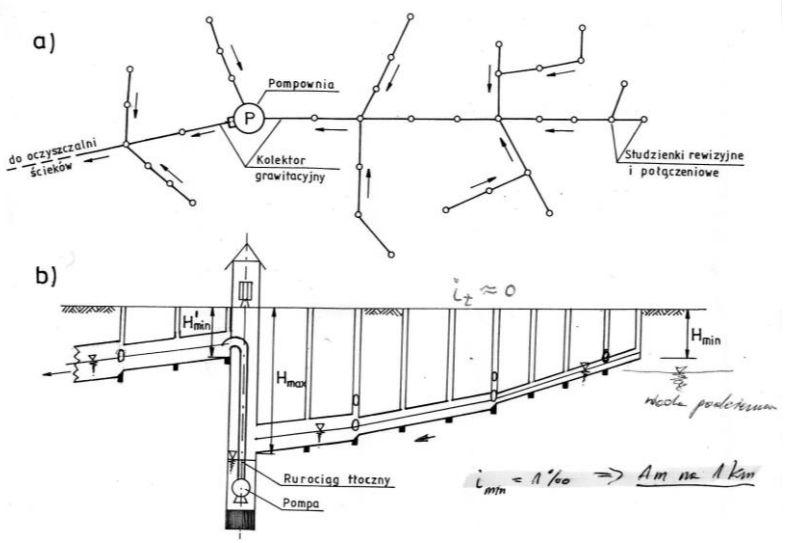
Rys. 2.2. Generalny podział systemów kanalizacyjnych - ze względu na przepływ ścieków



Rys. 2.3. Szczegółowy podział systemów kanalizacyjnych - ze względu na warunki działania

2.4. KANALIZACJA KONWENCJONALNA

Kanalizacja grawitacyjna, tj. działająca pod wpływem siły ciążenia, stosowana jest powszechnie od zarania rozwoju inżynierii sanitarnej. Grawitacyjne systemy usuwania ścieków stają się w chwili obecnej rozwiązaniem coraz bardziej kosztownym, zwłaszcza w płaskim terenie o rozległej i luźnej zabudowie, rozwijających się wciąż aglomeracji miast. Wynika to m.in. ze znacznych kosztów budowy kanałów - na głębokościach dochodzących nawet do 6÷8 m. Przykładowo, dla minimalnego spadku dna kanału i_{min} = 1‰ wymagane przegłębienie kanału wynosi 1 m na 1 km długości.



Rys. 2.4. Schemat (a) i profil (b) kanalizacji grawitacyjnej z pompownią pośrednią (kanalizacja grawitacyjno-pompowa)

W dążeniu do zmniejszenia kosztów budowy kanalizacji zaczęto już na przełomie XIX i XX wieku stosować pośrednie pompownie ścieków, wyposażone początkowo w pompy tłokowe z napędem parowym, następnie gazowym (ok. 1900 r.) i elektrycznym (1920), które umożliwiły podniesienie dna kanału za pompownią do rzędnej wynikającej z możliwego - minimalnego zagłębienia kanału (rys. 2.4). Pośrednie pompownie ścieków nie zmniejszają jednak w zasadniczy sposób kosztów budowy **systemów grawitacyjno-pompowych**, a to głównie ze względu na fakt, że same są drogie w budowie i eksploatacji. Z tych też względów, kanalizacja konwencjonalna należy do najdroższych elementów infrastruktury podziemnego uzbrojenia terenów zurbanizowanych (miejsko-przemysłowych).

Na terenach wiejskich o luźnej zabudowie, przy kryterium gęstości zaludnienia mniejszej od 120 mieszkańców na km sieci, przyjętym w Polsce (a w Europie < 150 mieszkańców na km), stosowane są nadal bezodpływowe zbiorniki ścieków (szamba), opróżniane wozami asenizacyjnymi, bądź też budowane są oczyszczalnie „naturalne" - z drenażem rozsączającym ścieki do gruntu. Obecnie, ciecz nadosadową z szamb proponuje się odprowadzać tzw. odciążoną - małośrednicową (do 100 mm) kanalizacją grawitacyjną do lokalnych oczyszczalni ścieków, bądź też stosować kanalizację niekonwencjonalną, nadciśnieniową lub podciśnieniową [1, 2]. Układy takie wymagają jednak częstego płukania kanałów, w tym wodą z hydrantów pożarowych. Ogólnie, są drogie w eksploatacji.

2.5. KANALIZACJA NIEKONWENCJONALNA

Już na początku XX wieku, w oparciu o nowe możliwości techniczne, zaczęły pojawiać się różnego rodzaju koncepcje konstruowania sieci kanalizacyjnych o przepływie wymuszonym - w przewodach zamkniętych, z wykorzystaniem **nad- lub podciśnienia**, jako

czynników do transportu ścieków. Praktycznie, możliwość stosowania **kanalizacji ciśnieniowej** (tzw. tłocznej) bądź **podciśnieniowej** (tzw. próżniowej) zaistniała dopiero z końcem lat sześćdziesiątych, dzięki opracowaniu na zachodzie Europy i w USA konstrukcji małych i niezawodnych urządzeń do usuwania ścieków łącznie z zawartymi w nich ciałami stałymi. Urządzenia te, instalowane na poszczególnych posesjach, usuwają okresowo, zbierane w zbiornikach ścieki do przewodu kanalizacyjnego, ułożonego na niewielkiej głębokości. Dostępność tych urządzeń powoduje, że kanalizacja niekonwencjonalna staje się coraz częściej rozwiązaniem alternatywnym do układów konwencjonalnych (grawitacyjnych).

Zastosowanie kanalizacji niekonwencjonalnej uzasadnione jest zwłaszcza, gdy:

- spadek terenu jest bliski zeru,
- występuje wysoki poziom wód podziemnych,
- są trudne warunki fundamentowe (np. podłoże skaliste),
- zabudowa ma charakter pasmowy, o małej gęstości zaludnienia,
- odpływ ścieków jest sezonowy (kempingi)

Kanalizacja niekonwencjonalna ma następujące zalety:

- lepiej spełnia warunki sanitarne i zasady ochrony środowiska, bowiem ze względu na wymaganą szczelność przewodów kanalizacyjnych wykluczona jest zarówno eksfiltracja ścieków do gruntu jak i infiltracja wód podziemnych do kanałów, co prowadzi do zmniejszenia wymiarów i kosztów oczyszczalni ścieków;
- możliwe jest płytkie układanie przewodów ściekowych - „równolegle" do powierzchni terenu (na głębokościach porównywalnych z przewodami wodociągowymi), co przyczynia się do znacznego skrócenia czasu i kosztów realizacji inwestycji (poprzez zmniejszanie objętości robót ziemnych, eliminację odwodnienia wykopów, itp.);
- uzyskuje się dość istotne zmniejszenie średnic kanałów (przewodów ściekowych) wskutek większych prędkości przepływu (pełnym przekrojem), co przyczynia się do zmniejszenia kosztów budowy sieci;
- łatwe jest rozwiązywanie kolizji z innymi instalacjami uzbrojenia podziemnego terenu (analogicznie jak w przypadku sieci wodociągowej);
- strumień ścieków w stosunku do kanalizacji konwencjonalnej (grawitacyjnej) zmniejsza się nawet o 50%, wskutek m.in. braku infiltracji wód podziemnych oraz wód deszczowych z tzw. dzikich (lub błędnych) podłączeń, czy też dopływających przez otwory wentylacyjne we włazach studzienek !.

Kanalizacja niekonwencjonalna ma również wady, w stosunku do tradycyjnego - grawitacyjnego sposobu odprowadzania ścieków, mianowicie:

- większą zawodność działania, ze względu na możliwość awarii elementów mechanicznych i elektrycznych, w tym automatyki, mogących prowadzić do skażenia środowiska;
- konieczność ciągłego i niezawodnego dostarczania zmiennego w czasie strumienia energii elektrycznej;
- konieczność dokonywania regularnych przeglądów i konserwacji urządzeń przez wykwalifikowanych pracowników - generalnie znacznie **droższa w eksploatacji**.

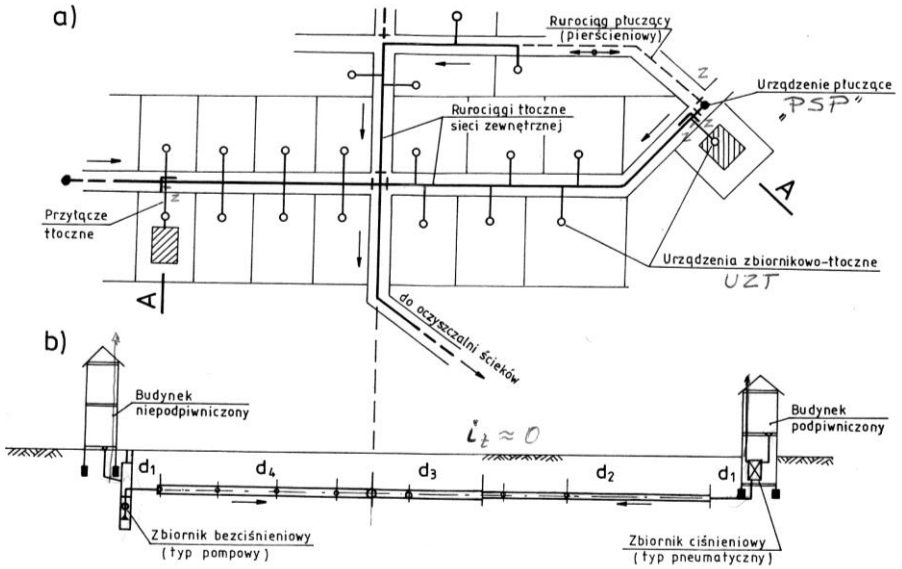
Ponadto, kanalizacja niekonwencjonalna ma jak dotychczas **ograniczony zasięg działania**, limitowany m.in.:

- wysokością ciśnienia w sieci – w praktyce do 0,4 MPa w przypadku systemu tłocznego, co ogranicza jego zastosowanie do dzielnic mieszkaniowych czy zakładów,
- wysokością podciśnienia w sieci – w praktyce do 0,06 MPa w przypadku systemu próżniowego, co ogranicza jego zasięg działania do ok. 2 km wokół centralnej stacji próżniowej (CSP) i liczbę mieszkańców objętych systemem do ok. 1500 Mk.

2.5.1. CHARAKTERYSTYKA KANALIZACJI CIŚNIENIOWEJ

Częściej stosowana jest obecnie kanalizacja nadciśnieniowa, zwana potocznie ciśnieniową, składa się z:

- wewnętrznych instalacji kanalizacyjnych (w budynkach),
- urządzeń zbiornikowo-tłocznych: typu pneumatycznego bądź hydraulicznego (pompowego),
- ciśnieniowych przyłączy domowych i przewodów sieci zewnętrznych,
- pneumatycznych stacji do płukania bądź przewietrzania przewodów (PSP),
- oczyszczalni ścieków.



Rys. 2.5. Schematy ideowe kanalizacji ciśnieniowej: typu pompowego (po lewej) oraz typu pneumatycznego (po prawej): a) sytuacja terenowa; b) profil podłużny

Wewnętrzne instalacje kanalizacyjne budowane są analogicznie jak w kanalizacji konwencjonalnej (grawitacyjnej). Elementem dodatkowym jest często osobny przewód wentylacyjny, wyprowadzony ponad połać dachową, służący do na- i odpowietrzania urządzenia zbiornikowo-tłocznego.

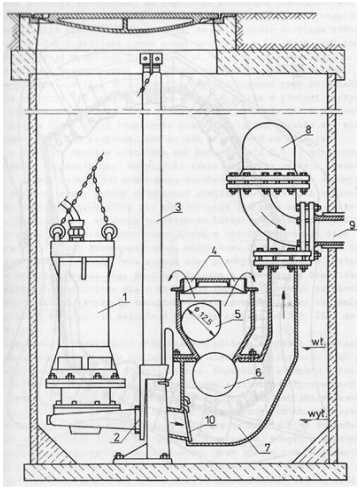
Urządzenia zbiornikowo-tłoczne pełnią funkcję miniaturowych pompowni ścieków, co zgodnie z ideą kanalizacji ciśnieniowej, umożliwia ich stosowanie nawet w najmniejszych obiektach - budynkach jednorodzinnych. Urządzenia te mogą być instalowane zarówno w piwnicach budynków, jak i na zewnątrz, bezpośrednio w gruncie, z zachowaniem odpowiedniego przykrycia gruntem (rys. 2.5). Produkowane obecnie zblokowane urządzenia zbiornikowo-tłoczne mają rozmaite rozwiązania konstrukcyjne, spośród których można wyróżnić 2 zasadnicze typy:

- pneumatyczne - oparte na zasadzie wytłaczania ścieków sprężonym powietrzem z ciśnieniowego zbiornika zamkniętego,
- hydrauliczne (pompowe) - wyposażone w pompę śrubową, sprzęgniętą wspólnym wałem z rozdrabniarką, umieszczone w zbiorniku - bezciśnieniowym.

Niezależnie od konstrukcji, urządzenia zbiornikowo - tłoczne umieszcza się poniżej wylotu wewnętrznych instalacji kanalizacyjnych dla umożliwienia ich grawitacyjnego napełniania się. Urządzenia te pracują okresowo, a czynnikiem sterującym ich działanie jest poziom ścieków w zbiorniku wyrównawczym. W kanalizacji ciśnieniowej stosuje się też pompownie ścieków budowane według klasycznych schematów - wyposażone w pompy zatopione w ściekach o konstrukcji odpornej na zapychanie się (wirniki odpowiedniego

kształtu, kraty bądź kosze na zanieczyszczenia na dopływie) bądź też wyposażone w rozdrabniarki. Ostatnio zaleca się do stosowania tzw. tłocznie ścieków, tj. pompownie ścieków zblokowane z urządzeniami do separacji ciał stałych (tzw. pompownie sitowe).

Transport zanieczyszczeń grubo dyspersyjnych typu włóknistego (np. tekstylia, produkty stosowane do wyrobów środków higieny osobistej) stwarza problemy eksploatacyjne – zapychanie się wirników pomp, prowadzące do awarii. W tłoczniach ścieków bytowo-gospodarczych, na dopływach do zbiorników retencyjnych pomp, instaluje się osadniki, wyposażone w kraty i zawory zwrotne, w celu niedopuszczania do pomp zanieczyszczeń grubych. Do zbiorników retencyjnych pomp dopływają tylko „podczyszczone ścieki", które są następnie wytłaczane przez pompy, a tłoczone ścieki przepływają przez osadnik i płuczą go z zanieczyszczeń grubo dyspersyjnych (zwykle brak zagniwania ścieków w zbiorniku retencyjnym pompowni). Przykład tłoczni ścieków podano na rysunku 2.5.1.



Rys. 2.5.1. Przykładowa tłocznia ścieków (1 - pompa; 2 – złącze; 3 – prowadnice montażowe pompy; 4 - krata; 5 – dopływ ścieków; 6 - zawór zwrotny kulowy; 7 – osadnik; 8 – kolano rewizyjne; 9 – przewód tłoczny; 10 – klapa zwrotna)

Studnie zbiorcze pompowni czy też tłoczni ścieków powinny mieć odpowiednią pojemność buforową na wypadek zaniku zasilania elektrycznego lub awarii pomp. Wg **ATV A-116** pojemność ta wynosić powinna co najmniej 30 dm^3 na mieszkańca i dobę.

Sieć ciśnieniowych przewodów kanalizacyjnych budowana jest z założenia jako rozgałęźna. Stosowane są również układy z pozoru „obwodowe - pierścieniowe", które umożliwiają jedynie okresową zmianę kierunku przepływu ścieków, co zwiększa niezawodność systemu. Zmiany kierunku przepływu ścieków odbywają się okresowo, poprzez zamykanie i otwieranie odpowiednich zasuw działowych. Tak więc z pozoru sieć „pierścieniowa" jest tutaj nadal siecią rozgałęźną – sterowaną (rys. 2.5).

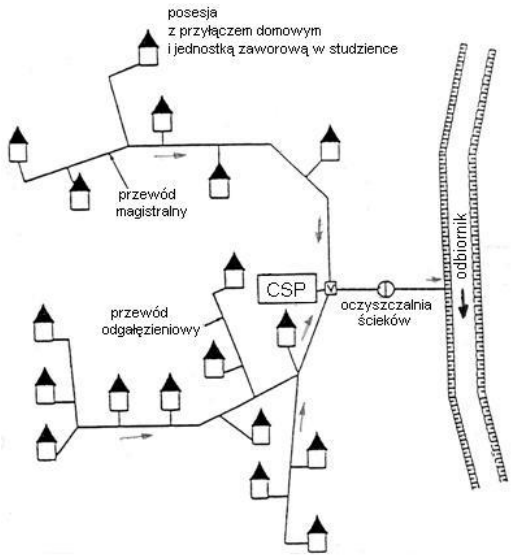
Pneumatyczne stacje płuczące (PSP). Doświadczenia wskazują na celowość instalowania na końcówkach sieci, bądź w tzw. węzłach newralgicznych, urządzeń płuczących – zwykle przedmuchujących sieć sprężonym powietrzem (kilka razy w ciągu doby, głównie w godzinach nocnych). Przedmuchiwanie, które trwa zwykle od 5 do 10 minut, poza tym, że usuwa osady oraz skraca czas przebywania ścieków w sieci, natlenia je i usuwa H_2S i siarczki. **PSP** wyposażone są w sprężarki (kompresory) ze zbiornikami powietrza. Lokalizuje się je pod ziemią bądź w budynkach wolnostojących.

2.5.2. CHARAKTERYSTYKA KANALIZACJI PODCIŚNIENIOWEJ

Idee daleko posuniętej oszczędności zużycia wody, a także minimalizacji kosztów oczyszczania ścieków (np. na statkach dalekomorskich) doprowadziły do powstania kanalizacji podciśnieniowej - dwuprzewodowej. Oddzielnym przewodem odprowadzane są

ścieki fekalne z WC oraz oddzielnym przewodem pozostałe ścieki - z wanien, natrysków, zlewozmywaków itp. Zasadą układu dwuprzewodowego jest podział ścieków na: **silnie zanieczyszczone ścieki fekalne** (z ciałami stałymi) oraz **mało stężone pozostałe ścieki**, i oddzielne ich oczyszczanie, odpowiednio do ich składu, wydajnymi technologiami. Podstawową zaletą powyższego systemu jest więc oszczędność wody na spłukiwanie misek ustępowych.

W kanalizacji komunalnej stosowany jest jednoprzewodowy układ (rys. 2.6).



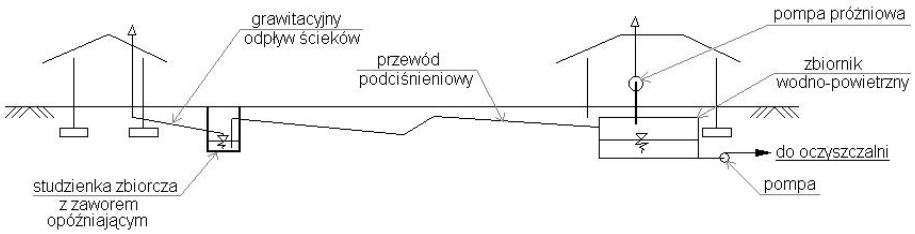
Rys. 2.6. Schemat kanalizacji podciśnieniowej osiedla mieszkaniowego (układ jednoprzewodowy)

Klasyczna miska ustępowa „zużywa" od 5 do 10 litrów wody na jedno zadziałanie zbiornika. Miska ustępowa wyposażona w zawór opróżniający - sterowany podciśnieniem, zużywa tylko ok. 1,5 litra wody (i do 100 litrów powietrza na zassanie zawartości miski). Taki układ kanalizacji jest zwłaszcza celowy do zastosowania tam, gdzie stosowany jest podwójny system wodociągowy, rozprowadzający wodę o zróżnicowanej jakości. Np. woda, powstała po uproszczonym oczyszczeniu ścieków - poza fekalnymi, używana jest ponownie np. do spłukiwania misek ustępowych.

Kanalizację podciśnieniową, zwaną potocznie próżniową, tworzą następujące elementy:

1. Wewnętrzne instalacje kanalizacyjne (w budynkach, obiektach),
2. Studzienki zbiorcze z zaworami opróżniającymi,
3. Podciśnieniowe przyłącza domowe i przewody sieci zewnętrznych,
4. Centralna stacja próżniowa (CSP),
5. Oczyszczalnia ścieków.

W kanalizacji podciśnieniowej ścieki są zasysane ze studzienek zbiorczych z zaworami opróżniającymi do zbiorników wodno-powietrznych, znajdujących się w centralnej stacji próżniowej (CSP), skąd są następnie odprowadzane (najczęściej hydraulicznie – pompowo) do oczyszczalni ścieków (rys. 2.6.1).



Rys. 2.6.1. Schemat ideowy kanalizacji podciśnieniowej (jednoprzewodowej)

O wyborze systemu odprowadzania ścieków powinna decydować każdorazowo analiza techniczno - ekonomiczna opłacalności inwestycji, tj. łącznie kosztów budowy i eksploatacji systemu [1, 2].

UWAGA: Szczegółowe zasady projektowania, budowy i eksploatacji systemów kanalizacji niekonwencjonalnej podane zostaną na II stopniu studiów (dla specjalności ZWUŚ i ZO).

3. SYSTEMY KANALIZACJI GRAWITACYJNEJ

3.1. KANALIZACJA OGÓLNOSPŁAWNA

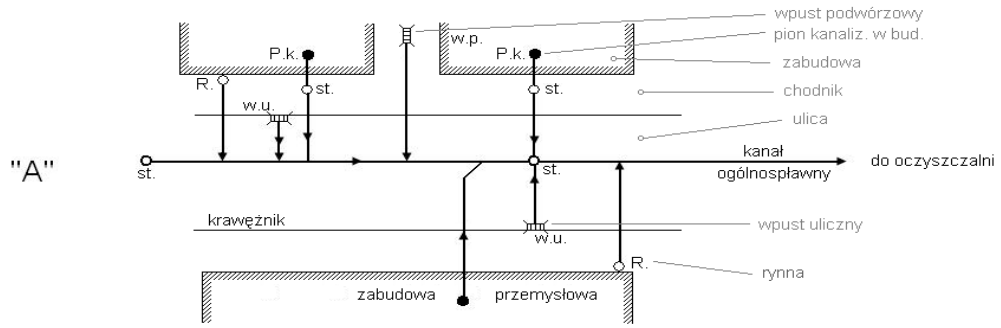
3.1.1. SCHEMATY FUNKCJONALNE KANALIZACJI OGÓLNOSPŁAWNEJ

Historycznie, pierwsze systemy kanalizacyjne były budowane jako **ogólnospławne**. Obecnie istnieją w najstarszych fragmentach zabudowy miast. Współcześnie, w wyniku rozbudowy miast, nowe fragmenty zabudowy kanalizowane są najczęściej w systemie rozdzielczym, głównie ze względu na możliwość osiągnięcia wyższej efektywności oddzielnego oczyszczania ścieków bytowych-gospodarczych, przemysłowych i deszczowych.

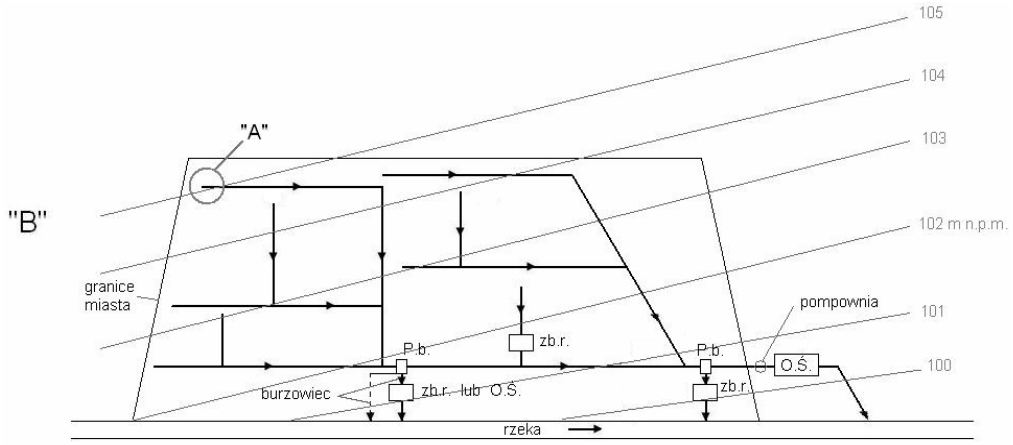
Istota **kanalizacji ogólnospławnej** to:

- **jednoprzewodowy** transport wszystkich rodzajów ścieków do oczyszczalni,
- konieczność **odciążania oczyszczalni** ścieków przez przelewy burzowe czy zbiorniki retencyjne w okresie trwania opadów (strumień ścieków jest wówczas nawet kilkadziesiąt razy większy niż w okresie tzw. suchej pogody).

Poniżej podano schematy funkcjonalne grawitacyjnej kanalizacji ogólnospławnej w skali „mikro" - pojedynczych budynków oraz w skali „makro" – miejscowości (rys. 3.1 i 3.2).



Rys. 3.1. Schemat funkcjonalny kanalizacji ogólnospławnej - w skali „**mikro**"(A);
P.k. – pion kanalizacyjny; w.u. – wpust uliczny; R. – rynna; st. - studzienka kanalizacyjna



Rys. 3.2. Schemat funkcjonalny kanalizacji ogólnospławnej - w skali „**makro**";
P.b. - przelew burzowy; zb.r. - zbiornik retencyjny; O.Ś.- oczyszczalnia ścieków

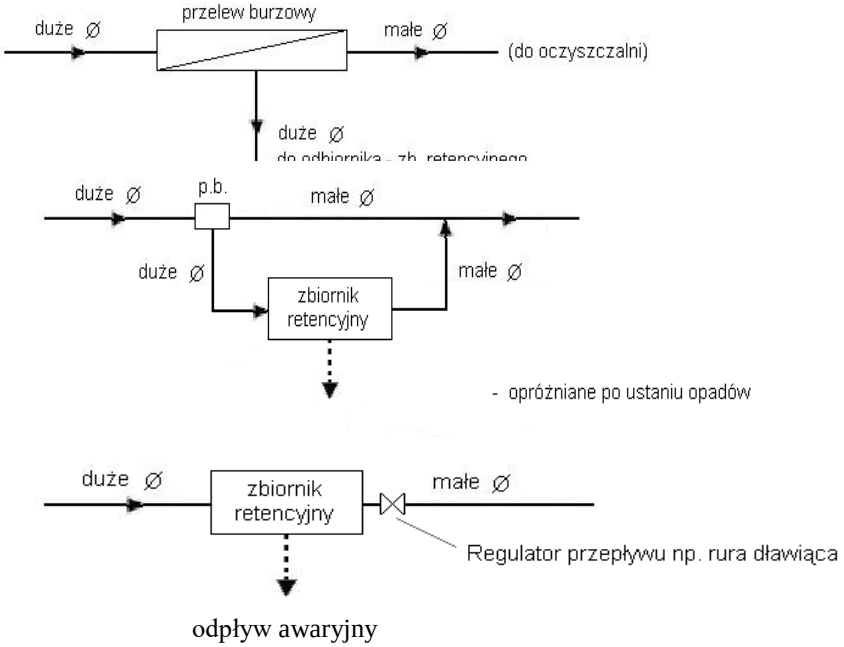
3.1.2. ODCIĄŻENIE HYDRAULICZNE KANALIZACJI OGÓLNOSPŁAWNEJ

Do odciążenia hydraulicznego sieci w systemie kanalizacji ogólnospławnej - podczas trwania intensywnych opadów deszczu, stosowane są przelewy burzowe i zbiorniki retencyjne. Schematy ideowe zabudowy takich obiektów przedstawiono na rysunku 3.3.

Przelewy burzowe:

Zbiorniki retencyjne:

- na boczniku
- na kolektorze



Rys. 3.3. Schematy ideowe sposobów odciążeń kanalizacji ogólnospławnej (oraz deszczowej)

Przelewy burzowe na kanalizacji ogólnospławnej budowane są głównie w celu:

- zabezpieczenia oczyszczalni ścieków przed przeciążeniem hydraulicznym i spadkiem sprawności jej działania, zwłaszcza części biologicznej i chemicznej, podczas pogody deszczowej,
- zmniejszenia wymiarów kolektora - za przelewem.

Zadaniem hydraulicznym przelewu burzowego jest podział strumienia **dopływu Q_d** ścieków do obiektu na dwa strumienie:

- Q_o - odpływu do oczyszczalni ścieków ($Q_o = Q_d - Q_b$),
- Q_b - odpływu kanałem burzowym do odbiornika ($Q_b = Q_d - Q_o$),

w ściśle określonych proporcjach.

Wg RMŚ z 2014 r. limitowana jest wartość średniej rocznej liczby zadziałań przelewów burzowych w roku, czyli zrzutów ścieków z przelewu do odbiornika – dla miast o równoważnej liczbie mieszkańców **RLM > 100 000** [1, 2, 3]. Mianowicie, w komunalnej kanalizacji ogólnospławnej, ścieki z przelewów burzowych mogą być odprowadzane do śródlądowych wód powierzchniowych płynących lub przybrzeżnych, o ile **średnia roczna liczba zrzutów burzowych** z przelewów nie przekracza **10**. W aglomeracjach miejskich o RLM < 100 000, dopuszcza się zrzuty burzowe, gdy w chwili rozpoczęcia działania przelewu, strumień objętości zmieszanych ścieków jest co najmniej **czterokrotnie większy** od średniego dobowego strumienia ścieków w okresie pogody bezopadowej ($Q_{ść(p.b)}$). Przelewy burzowe należy więc projektować na **strumień graniczny** - odpływu do oczyszczalni [3]:

$$Q_o \geq Q_{gr} = (1 + n_{rp})\, Q_{ść(p.b)} \qquad (3.1)$$

gdzie:

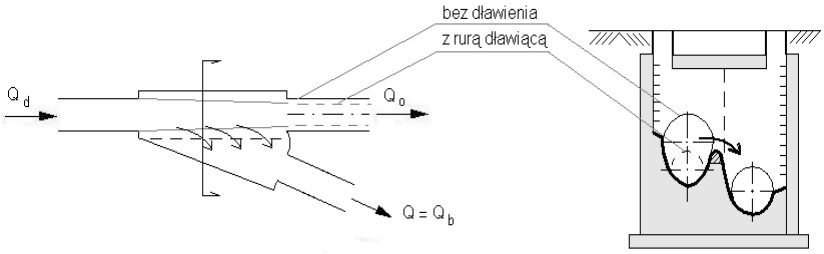
n_{rp} - początkowe rozcieńczenie ścieków: $n_{rp} \geq 3$.

Najczęściej stosowane są dwa rodzaje przelewów burzowych:

- z jednostronną boczną krawędzią przelewową,
- z dwustronnymi bocznymi krawędziami przelewowymi.

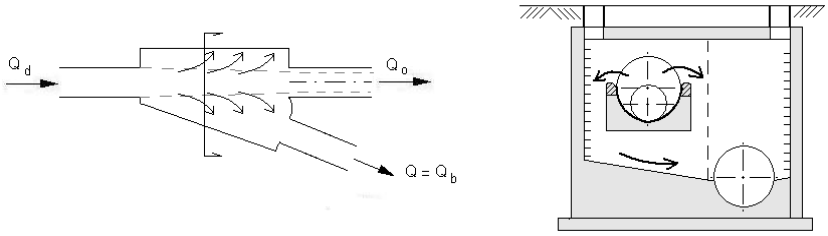
Każdy rodzaj przelewu może działać z **dławionym** (za pomocą rury dławiącej, zastawki czy regulatora wirowego), bądź **niedławionym**, odpływem ścieków (Q_o) w kierunku oczyszczalni. Schematy urządzeń do odciążania hydraulicznego kanalizacji ogólnospławnej za pomocą przelewów burzowych podano na rysunkach 3.4, 3.5 i 3.6.

Przelew boczny jednostronny:

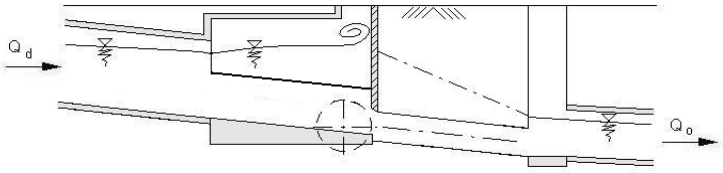


Rys. 3.4. Schemat i przekrój poprzeczny jednostronnego bocznego przelewu burzowego (z niedławionym bądź dławionym strumieniem odpływu Q_o do oczyszczalni; Q_d – strumień dopływu do przelewu; $Q = Q_b$ - strumień zrzutu burzowego do odbiornika)

Przelew boczny dwustronny:



Rys. 3.5. Schemat i przekrój poprzeczny dwustronnego bocznego przelewu burzowego z niedławionym bądź dławionym strumieniem odpływu Q_o do oczyszczalni; Q_d - strumień dopływu do przelewu; $Q = Q_b$ - strumień zrzutu burzowego do odbiornika)



Rys. 3.6. Przekrój podłużny bocznego przelewu burzowego z rurą dławiącą

UWAGA: Szczegółowe zasady projektowania i wymiarowania przelewów burzowych na kanalizacji ogólnospławnej - z przykładami obliczeniowymi, podane są w II tomie podręcznika [3] (- w zakresie II stopnia studiów - magisterskich).

Zbiorniki retencyjne pełnią podobną funkcję hydrauliczną jak przelewy burzowe. Głównym parametrem eksploatacyjnym każdego zbiornika retencyjnego jest współczynnik redukcji strumieni ścieków β [1, 2, 3]:

$$\beta = Q_o/Q_d \qquad (3.2)$$

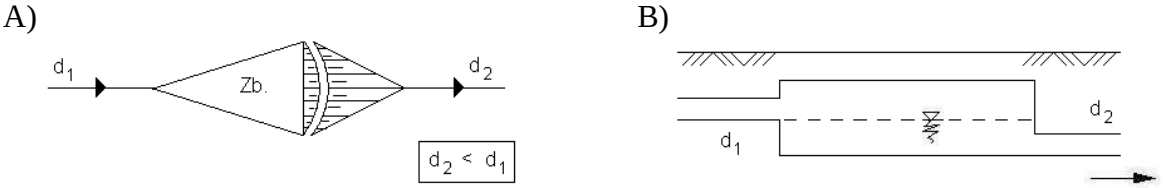
gdzie:

Q_o - strumień objętości (natężenie przepływu) ścieków odpływających ze zbiornika,

Q_d - strumień objętości ścieków dopływających do zbiornika.

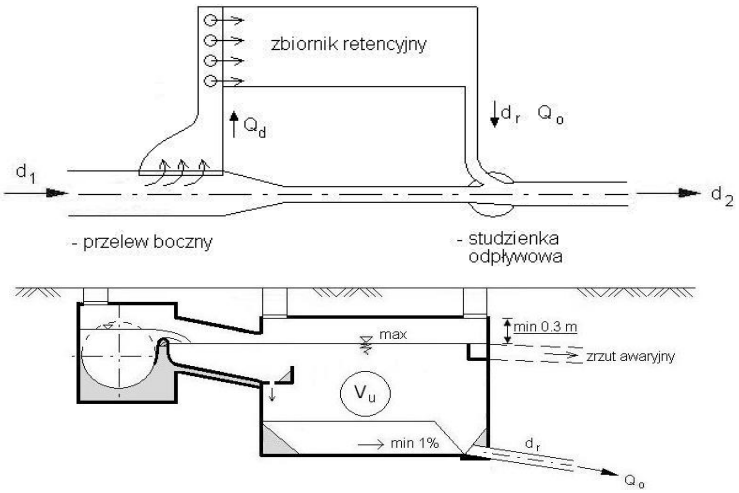
Zbiorniki retencyjne buduje się je najczęściej na kanalizacji **ogólnospławnej i deszczowej** do przetrzymywania - retencjonowania ścieków, jako (rys. 3.7):

- otwarte - terenowe (w zagłębieniach naturalnych lub sztucznych), bądź jako
- kryte - podziemne (tradycyjnie żelbetowe lub obecnie też z tworzyw sztucznych, w tym tzw. „rurowe", zbudowane z odcinków rurociągów/kanałów o dużych średnicach oraz „skrzynkowe" otoczone geowłókniną).



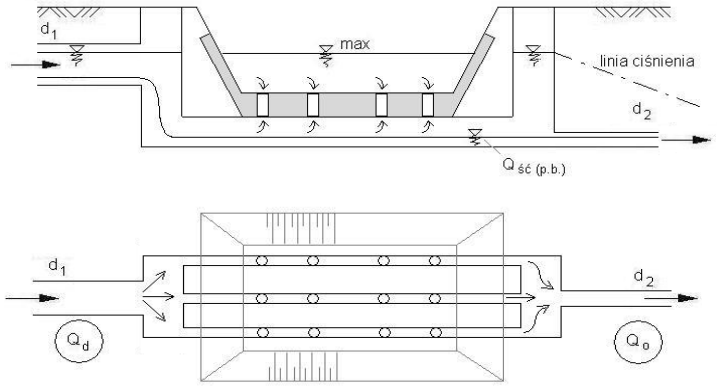
Rys. 3.7. Rodzaje kanalizacyjnych zbiorników retencyjnych:
A) zbiornik terenowy (otwarty); B) zbiornik podziemny (kryty)

Schematy przykładowych konstrukcji zbiorników retencyjnych do odciążania hydraulicznego **kanalizacji ogólnospławnej** podano na rysunkach 3.8 i 3.9.



Rys. 3.8. Schemat zbiornika krytego na boczniku
(widok z góry i przekrój podłużny)

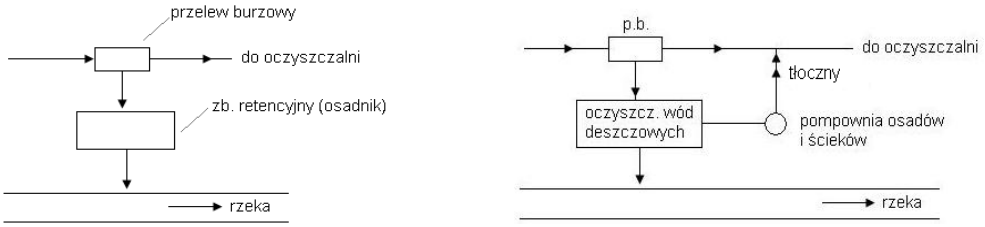
Na kanalizacji ogólnospławnej nie dopuszcza się zasadniczo do podtopienia kanału dopływowego przed przelewem, m.in. ze względu na możliwość odkładania się osadów. Stąd konieczność stosowania wewnątrz krytych zbiorników, przelewów do awaryjnego zrzutu ścieków (rys. 3.8).



Rys. 3.9. Schemat zbiornika otwartego na kolektorze
(przekrój podłużny i widok z góry)

Podczas pogody bezdeszczowej ścieki bytowo-gospodarcze nie wpływają do otwartej komory retencyjnej zbiornika, przedstawionego na rysunku 3.9, a przepływają kanałami pod dnem zbiornika. Ze względów sanitarnych powierzchnie skarp i dna zbiornika powinny być uszczelnione. Zbiornik powinien być też ogrodzony i oznaczony tablicami ostrzegawczymi.

W celu ochrony, zwłaszcza małych odbiorników ścieków stosuje się lokalne retencjonowanie i podczyszczanie ścieków pochodzących ze zrzutów burzowych o wielkości strumienia $\boldsymbol{Q > 10\%\ SNQ}$ - średniego niskiego przepływu wody w odbiorniku (rys. 3.10).



Rys. 3.10. Schematy ideowe sposobów ograniczenia ładunku zanieczyszczeń odprowadzanych do odbiorników z przelewów na kanalizacji ogólnosławnej (p.b. – przelew burzowy)

UWAGA: Szczegółowe zasady projektowania i wymiarowania zbiorników retencyjnych - z przykładami obliczeniowymi, podane są w II tomie podręcznika [3].

3.1.3. DOTYCHCZASOWE ZASADY WYMIAROWANIA KANALIZACJI OGÓLNOSPŁAWNEJ W POLSCE

W Polsce stosowane były niewłaściwe - w świetle współczesnej wiedzy (rozdz. 5÷8 podręcznika [2]) - opracowane w latach pięćdziesiątych XX wieku metody wymiarowania kanalizacji ogólnospławnej. Podczas tzw. suchej pogody kanałami ogólnospławnymi płyną ścieki bytowo-gospodarcze i przemysłowe oraz wody przypadkowe, w tym infiltracyjne. Podczas pogody deszczowej - dodatkowo wody/ścieki deszczowe. Wymiary (średnice) kanałów dobierane były błędnie - do całkowitego wypełnienia przekroju, na strumień objętości (Q):

$$Q = Q_{h\ \max\ śc} + Q_m \qquad (3.3)$$

gdzie:

$Q_{h\ \max\ śc}$ - maksymalny godzinowy strumień ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych;

Q_m - miarodajny strumień ścieków deszczowych - z wzoru Błaszczyka wg metody granicznych natężeń (MGN), bądź metody stałych natężeń (MSN).

Stosowany w obu metodach obliczeniowych (MGN i MSN) **wzór Błaszczyka**, oparty na opadach z przełomu XIX i XX wieku, zaniża obecne natężenia deszczy we Wrocławiu o rząd **40%** [1, 2]. Ponadto założenia wyjściowe MGN - najczęściej dotychczas stosowanej w Polsce, prowadzą do dalszej redukcji strumienia spływu wód opadowych (Q_m), w stosunku do innych metod czasu przepływu stosowanych przykładowo w Niemczech, w podobnych warunkach hydrologicznych. W rezultacie zaniżenie wartości bilansowanych strumieni wód opadowych (Q_m) sięgać może nawet **100%** (rozdz. 8.5 podręcznika [2]). Tak zwymiarowane systemy kanalizacyjne podatne są na częste wylania, które jeszcze w większym stopniu wystąpią w przyszłości, wskutek zmian klimatu (rozdz. 4 [2]).

UWAGA: Podstawą bezpiecznego wymiarowania nowych bądź modernizowanych systemów kanalizacji ogólnospławnej jest właściwy bilans strumieni ścieków (rozdz. 5 [2]) oraz wód opadowych (rozdz. 6, 7 i 8 [2]) – zapewniający osiągnięcie współcześnie wymaganego standardu odwodnienia terenów zurbanizowanych (rozdz. 1., w II tomie [3]).

3.2. KANALIZACJA ROZDZIELCZA

3.2.1. SCHEMATY FUNKCJONALNE KANALIZACJI ROZDZIELCZEJ

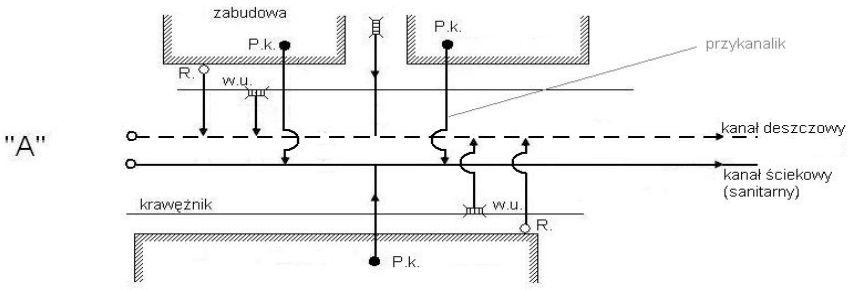
System kanalizacji rozdzielczej, ze swej istoty, jest **dwu-** lub więcej przewodowy. W miastach na ogół dwuprzewodowy, złożony z:

- **kanałów ściekowych** - odprowadzających ścieki bytowo-gospodarcze i przemysłowe do miejskiej oczyszczalni,
- **kanałów deszczowych** - ze zrzutem ścieków do odbiornika (po podczyszczeniu).

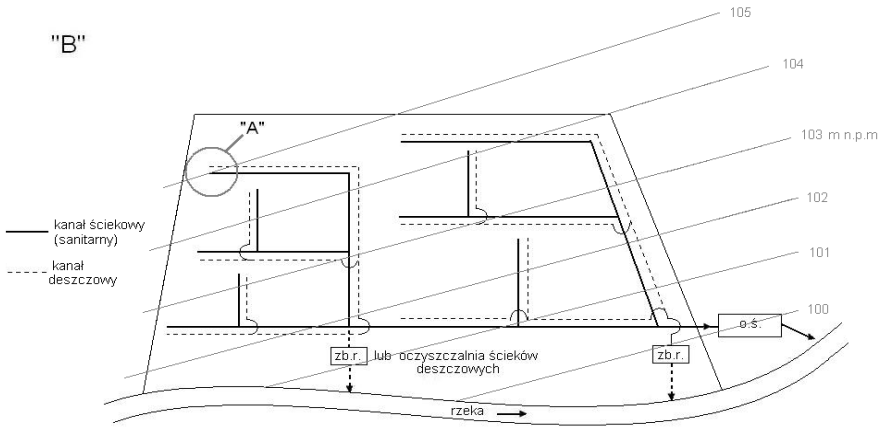
W zakładach przemysłowych system ten jest na ogół trójprzewodowy, występują:

- kanały ściekowe (na ścieki bytowe pracowników),
- kanały deszczowe,
- kanały ścieków przemysłowych (technologicznych) - ze zrzutem ścieków (po podczyszczeniu na terenie zakładu) do miejskiej kanalizacji ściekowej.

Schematy funkcjonalne kanalizacji rozdzielczej przedstawiono: w skali „**mikro**" – na rys. 3.11 oraz w skali „**makro**" – całej miejscowości na rys. 3.12.



Rys. 3.11. Schemat funkcjonalny kanalizacji rozdzielczej - w skali „**mikro**"
(P.k. – pion kanalizacyjny; w.u. – wpust uliczny; R. – rynna)



Rys. 3.12. Schemat funkcjonalny kanalizacji rozdzielczej - w skali „**makro**"
(zb.r.- zbiornik retencyjny; O.Ś.- oczyszczalnia ścieków)

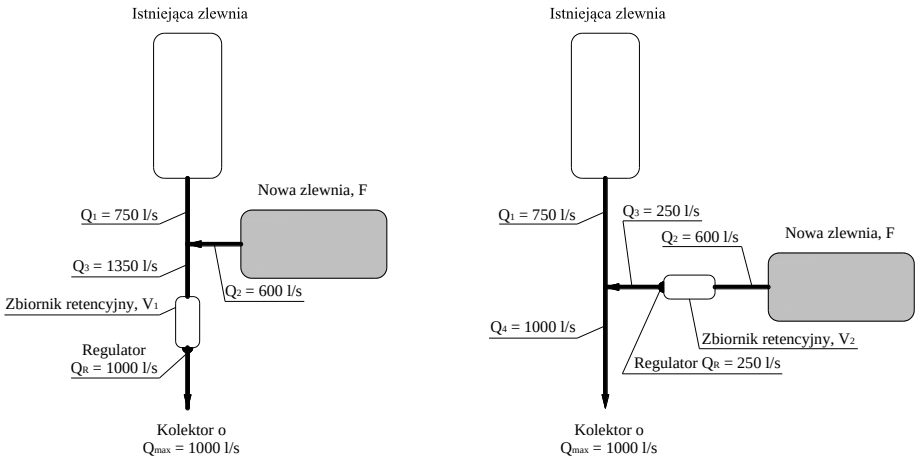
W przypadku, gdy odbiornik charakteryzuje się małym - średnim niskim przepływem (**SNQ**) bądź jest szczególnie chroniony, nie należy w trakcie trwania opadu zrzucać dużych objętości ścieków deszczowych. Należy więc budować zbiorniki retencyjne z dławionym odpływem - sterowanym, np. regulatorami hydrodynamicznymi (omówione w rozdz. 4. i 5. - w II tomie podręcznika [3]). Na wylotach kanałów deszczowych do odbiorników, a najlepiej w miejscu powstawania zanieczyszczeń, wymagane jest obecnie stosowanie podczyszczalni

mechanicznych ścieków opadowych – w postaci separatorów sedymentacyjno-flotacyjnych (omówionych w rozdz. 6 - w II tomie podręcznika [3]).
UWAGA: Zasady wymiarowania i doboru regulatorów hydrodynamicznych oraz osadników-piaskowników i flotatorów substancji ropopochodnych zostaną podane na II stopniu studiów.

3.2.2. ODCIĄŻENIE HYDRAULICZNE KANALIZACJI DESZCZOWEJ

Do odciążenia hydraulicznego **sieci deszczowej**, w systemie kanalizacji rozdzielczej, podczas trwania intensywnych opadów deszczu stosowane są najczęściej **zbiorniki retencyjne z dławionym odpływem**. Zbiorniki te stanowią ważny element zarówno modernizowanych, jak i nowoprojektowanych sieci kanalizacyjnych, pełniąc rolę regulacyjno-redukcyjną strumieni ścieków. Schematy ideowe zabudowy takich obiektów specjalnych podano już na rys. 3.3. Na rys. 3.12a przedstawiono dwa warianty rozbudowy kanalizacji deszczowej związane z podłączeniem nowej zlewni deszczowej do istniejącego kolektora o ograniczonej przepustowości (Q_{max} = 1000 dm^3/s) z zastosowaniem zbiorników retencyjnych:

a) na istniejącym kolektorze (po lewej) - znaczne koszty i utrudnienia podczas budowy,
b) na bocznym kanale odpływowym z nowej zlewni (po prawej) – lepszy wariant.



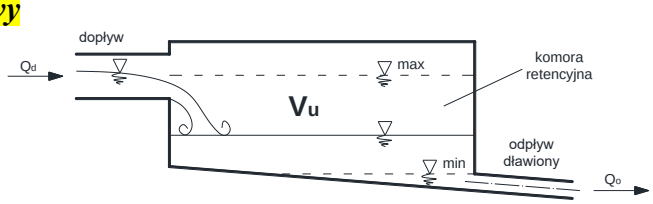
Rys. 3.12a. Przyłączanie nowej zlewni (F) do kolektora o ograniczonej przepustowości (Q_{max} = 1000 dm^3/s) poprzez zbiornik retencyjny: a) na istniejącym kolektorze (V_1); b) na nowym kanale (V_2)

Głównie ze względu na zasadę działania, grawitacyjne zbiorniki retencyjne ścieków deszczowych podzielić można na dwie grupy, a mianowicie:

- przepływowe - klasyczne (najczęściej jednokomorowe),
- przelewowe - nowej generacji (dwu- lub więcej komorowe).

Zarówno konstrukcje przepływowe jak i przelewowe mają swoje zalety i wady. Klasyczne już, przepływowe zbiorniki retencyjne budowane są z reguły jako ziemne - odkryte, natomiast przelewowe (wielokomorowe) zbiorniki retencyjne nowej generacji są z reguły żelbetowe - podziemne. Ma to niewątpliwie wpływ na koszty ich budowy. O wyborze danej konstrukcji zbiornika decydować powinna analiza techniczno-ekonomiczna wariantów rozwiązań technicznych, przy uwzględnieniu miejscowych uwarunkowań terenowych.

Zbiornik przepływowy



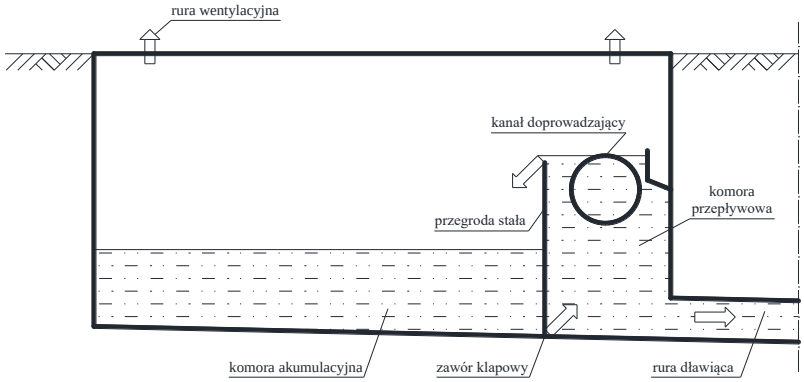
Rys. 3.12b. Schemat działania jednokomorowego przepływowego zbiornika retencyjnego

Zbiornik przepływowy - klasyczny ma następujące wady:

- znaczna objętość użytkowa (V_u) komory retencyjnej (KR),
- zmienny w czasie odpływ ze zbiornika (Q_o) zależny od stopnia jego wypełnienia,
- odkładanie się zanieczyszczeń wleczonych na dnie zbiornika,
- znaczne koszty eksploatacji obiektu (płukanie po każdym opadzie).

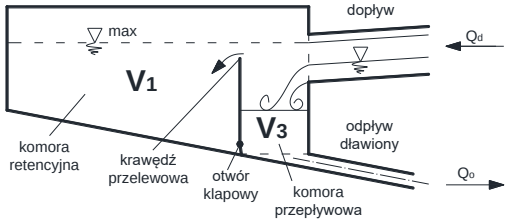
Zbiornik przelewowy

Nowoczesne, wielokomorowe przelewowe zbiorniki retencyjne (rys. 3.3d) wyposażone są w komorę przepływową (KP) z dławionym odpływem, oddzieloną od komory retencyjnej (KR) pionową przegrodą - z bocznym przelewem w części górnej i zaworem klapowym (spustowym) przy dnie zbiornika.



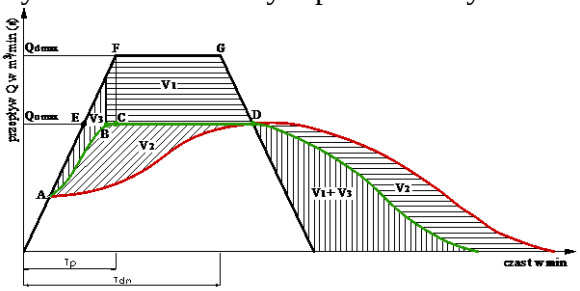
Rys. 3.12d. Schemat ideowy dwukomorowego zbiornika przelewowego

Zbiornik przelewowy cechuje się przede wszystkim mniejszą objętością użytkową (V_1) komory retencyjnej (KR) w porównaniu do zbiornika przepływowego – nawet o rząd 30%.



Rys. 3.12e. Schemat działania dwukomorowego przelewowego zbiornika retencyjnego ($V_u = V_1 + V_3$): V_1 - objętość komory retencyjnej (KR); V_3 - objętość komory przepływowej (KP)

Graficzne porównanie objętości na akumulację ścieków w zbiornikach: przepływowym (tradycyjnym) i przelewowym - dwukomorowym podano na rysunku 3.12f.



Rys. 3.12f. Przebieg akumulacji ścieków deszczowych w zbiornikach retencyjnych:
1 - modelowy hydrogram przepływu w kanale dopływowym - przed zbiornikiem,
2 - hydrogram przepływu w kanale odpływowym - po zbiorniku przelewowym (V_1+V_3),
3 - hydrogram przepływu w kanale odpływowym - po zbiorniku przepływowym (V_1+V_2+V_3).

Z analizy przebiegu retencji wynika, iż objętość użytkowa (V_u) zbiornika przepływowego składa się z trzech objętości cząstkowych: $V_u = V_1 + V_2 + V_3$, a zbiornika przelewowego tylko z dwóch: $V_u = V_1 + V_3$.

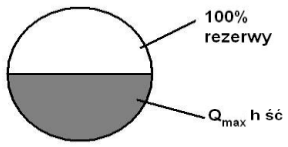
3.2.3. DOTYCHCZASOWE ZASADY WYMIAROWANIA KANALIZACJI ROZDZIELCZEJ W POLSCE

W Polsce stosowano (od lat pięćdziesiątych XX wieku) niewłaściwe obecnie - w świetle współczesnej wiedzy (rozdz. 4÷8 podręcznika [2]) zasady i metody wymiarowania grawitacyjnej kanalizacji rozdzielczej, w odniesieniu zarówno do kanałów ściekowych, a zwłaszcza do kanałów deszczowych wraz z obiektami specjalnymi.

Sieć deszczowa działa okresowo - w czasie tzw. mokrej pogody. Podczas suchej pogody płyną tylko wody przypadkowe, w tym infiltracyjne.

- **Kanały ściekowe** (w żargonie „sanitarne) wymiarowane były na strumień:

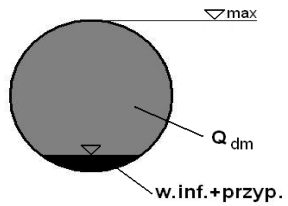
$$Q = 2Q_{h\,\max\,śc} \tag{3.4}$$



Średnice kanałów ściekowych dobierane były **w uproszczeniu** - na podwojony maksymalny godzinowy strumień ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych, tj. przy uwzględnieniu wód przypadkowych, w tym infiltracyjnych w wysokości $Q_{h\,\max\,śc}$, jako mieszczących się w 100% rezerwie przepustowości dobranej średnicy kanału.

- **Kanały deszczowe**:

$$Q = Q_m \tag{3.5}$$



Wymiary kanałów deszczowych **dobierane były niewłaściwie** - do całkowitego wypełnienia przekroju. Nie uwzględniano więc żadnej rezerwy - na przyszłościowy rozwój, związanej ze zwiększaniem się stopnia uszczelnienia powierzchni zlewni czy też wynikającej ze zmian klimatycznych. Miarodajny do wymiarowania kanałów deszczowych strumień ścieków (Q_m) obliczany był dwoma metodami: MGN lub MSN – obie z **niewłaściwym obecnie wzorem Błaszczyka** na natężenie deszczy, dla zakładanych częstości występowania opadów o wydłużonym czasie trwania (o koncentrację terenową i retencję kanałową).

Ponadto, przy wymiarowaniu kanałów deszczowych w Polsce dopuszczano możliwość częstszych ich przepełnień, a więc i wylewów z sieci, w stosunku do kanałów ogólnospławnych. Przykładowo, kolektory deszczowe w terenach płaskich wymiarowane były na częstość występowania opadów $C = 2$ lata, a kanały boczne tylko na $C = 1$ rok (W kanalizacji ogólnospławnej, przyjmowano odpowiednio: $C = 5$ i $C = 2$ lata). Współczynnik spływu powierzchniowego wód deszczowych uzależniano wyłącznie od stopnia uszczelnienia terenu, tj. z pominięciem jego spadków oraz natężeń opadów projektowych.

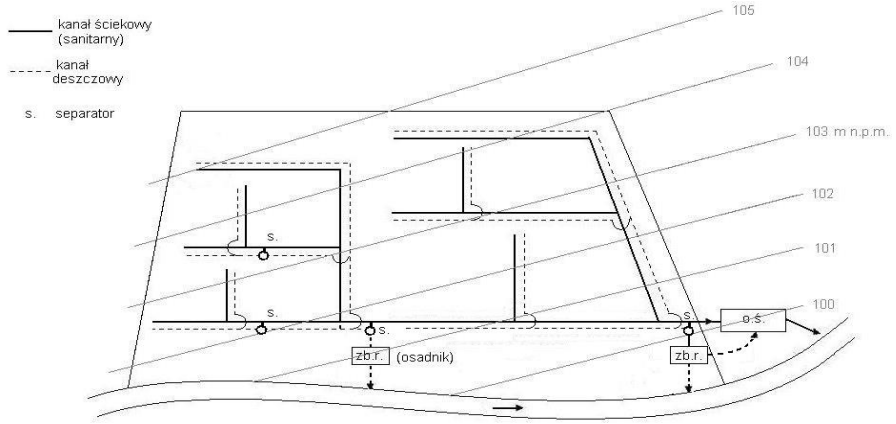
W celu zapewnienia odpowiedniego standardu odwodnienia terenów zurbanizowanych w Polsce (- zgodnie z wymaganiami normy **PN-EN 752**) oraz podniesienia niezawodności działania kanalizacji rozdzielczej (ściekowej i deszczowej), w rozdz. 5. podręcznika [2] przedstawiono nowe zasady bilansowania strumieni ścieków i wód przypadkowych, a w rozdz. 8. zaproponowano modyfikację metody granicznych natężeń (MGN) do postaci tzw. **metody maksymalnych natężeń** (**MMN**), w tym zastąpienie wzoru Błaszczyka współczesnymi modelami opadów maksymalnych. W tomie II, w rozdz. 1 [3] przedstawiono nowe zalecenia w formie **wytycznych technicznych wymiarowania** (**WTW**) sieci odwodnieniowych i obiektów specjalnych w Polsce. Omówiono także wymagania odnośnie

zachowania współczesnych standardów odwodnień terenów także w przyszłości, jako przeciwdziałanie skutkom prognozowanych zmian klimatu w perspektywie 2100 roku.

3.3. KANALIZACJA PÓŁROZDZIELCZA

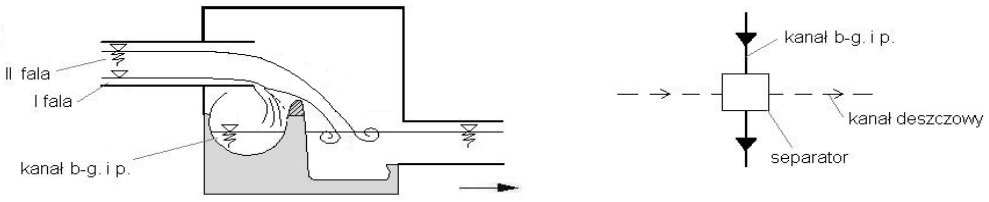
3.3.1. SCHEMATY FUNKCJONALNE KANALIZACJI PÓŁROZDZIELCZEJ

System kanalizacji półrozdzielczej, stosowany zwłaszcza przy modernizacjach istniejących systemów rozdzielczych czy przebudowywanych ogólnospławnych, jest najczęściej **dwuprzewodowy**. Zawiera kanały deszczowe i kanały ściekowe (bytowo-gospodarcze i przemysłowe), połączone tzw. **separatorami**, tj. obiektami specjalnymi na kanałach deszczowych do kierowania tzw. pierwszej fali odpływu - zawierającej zanieczyszczenia spłukiwane ze zlewni oraz osady wypłukiwane z kanałów deszczowych (po okresie suchej pogody) do kanałów ściekowych i do oczyszczalni ścieków (rys. 3.13). Następna (II.) fala deszczu, przy wzroście strumienia Q - jako mniej zanieczyszczona odpływa już kanałami deszczowymi do odbiornika.

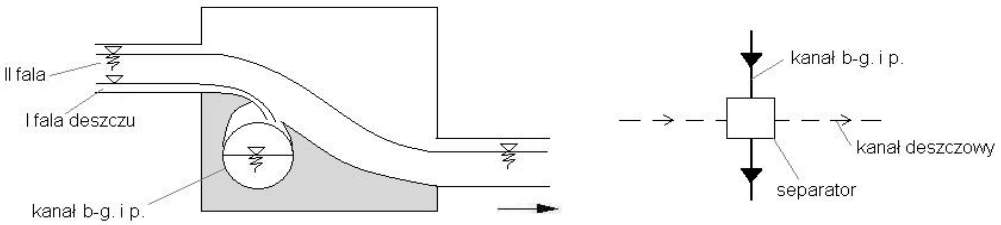


Rys. 3.13. Schemat funkcjonalny kanalizacji półrozdzielczej w skali „**makro**”
(s. – separator; zb.r. – zbiornik retencyjny; O.Ś. – oczyszczalnia ścieków)

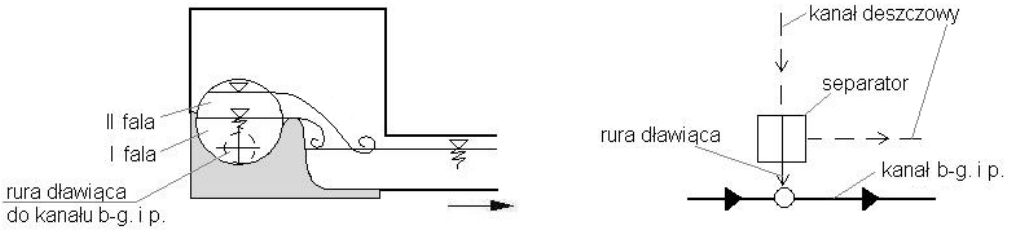
Z doświadczeń eksploatacyjnych wynika, że celowe jest stosowanie separatorów o działaniu ciągłym, tzn. w całym okresie trwania odpływu deszczowego, takich jak np. przelewy boczne z dławionym odpływem czy też upusty denne z progiem piętrzącym, a technologicznie niewłaściwe jest stosowanie separatorów o działaniu okresowym - jedynie dla pierwszej fali odpływu, jak np. separatory kaskadowe czy rynnowe [1, 2, 3].



Rys. 3.14. Schemat separatora kaskadowego - o działaniu okresowym (dla I. fali deszczu)



Rys. 3.15. Schemat separatora rynnowego - o działaniu okresowym (dla I. fali deszczu)



Rys. 3.16. Schemat separatora w postaci przelewu bocznego z rurą dławiącą - o działaniu ciągłym

Kanalizacja półrozdzielcza zapewnia dobrą ochronę odbiornika ścieków – środowiska, bowiem najbardziej zanieczyszczone ścieki opadowe (zwłaszcza tzw. I. fali) kierowane są poprzez separatory na oczyszczalnię miejską, pracującą pod stałym nadzorem.

3.3.2. DOTYCHCZASOWE ZASADY WYMIAROWANIA KANALIZACJI PÓŁROZDZIELCZEJ W POLSCE

Dotychczas stosowane zasady wymiarowania kanalizacji półrozdzielczej **są obecnie niewłaściwe**, zarówno w odniesieniu do kanałów ściekowych, jak i kanałów deszczowych za separatorami. Kanały ściekowe - za separatorami były wymiarowane na maksymalny godzinowy strumień ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych ($Q_{h\ \max\ ść}$), plus strumień ścieków deszczowych tzw. I-szej fali (Q_{mI}) - zależnej od natężenia granicznego deszczu płuczącego q_s, przyjmowanego w zakresie $q_s \in [6; 15]$ dm^3/s ha, stąd:

$$Q = Q_{h\ \max\ ść} + Q_{m\ I} \qquad (3.6)$$

Obecnie, wg RMŚ: $q_s \geq 15$ dm^3/s ha – dla zanieczyszczonej zlewni [1, 2]. Kanały deszczowe, wymiarowane były na zaniżony strumień Q_m - obliczany z zastosowaniem niewłaściwego obecnie wzoru Błaszczyka:

$$Q = Q_m \qquad (3.7)$$

Nowe zasady – bezpiecznego projektowania i wymiarowania hydraulicznego kanalizacji półrozdzielczej z separatorami strumieni objętości ścieków deszczowych podano w II tomie książki [3] (w rozdz. 1. i 3.).

3.4. ZALETY I WADY SYSTEMÓW KANALIZACYJNYCH

3.4.1. CZYNNIKI WPŁYWAJĄCE NA WYBÓR SYSTEMU

System kanalizacji ogólnospławnej

Zalety:

1. Krótsza łączna sieć kanałów;

2. Prostszy układ sieci – mniejsza możliwość kolizji z innym uzbrojeniem podziemnym;

3. Sieć zajmuje mniej miejsca (np. pod jezdnią);

4. Mniejsze koszty przyłączy posesji (jeden przykanalik);

5. Mniejsze koszty budowy i eksploatacji;

6. Brak błędnych przyłączy (jedna sieć).

Wady:

1. Małe prędkości przepływu ścieków przy suchej pogodzie (odkładanie się osadów);

2. Nierównomierna praca miejskiej oczyszczalni ścieków;

3. Duże średnice i zagłębienia kanałów (kolizje z innym uzbrojeniem);

4. Konieczność budowy przelewów burzowych, zbiorników retencyjnych;

5. Niebezpieczne dla środowiska skutki przepełnień kanałów – wylewów;

6. Gnilne zapachy ze studzienek i wpustów.

System kanalizacji rozdzielczej

Zalety:

1. Efektywniejszy proces oddzielnego oczyszczania ścieków;

2. Bardziej równomierna praca oczyszczalni ścieków;

3. Mniejsze średnice kanałów ściekowych (większe prędkości przepływu);

4. Mniejsze zagrożenie środowiskowe wylewów z kanałów deszczowych;

5. Możliwość etapowania budowy kanalizacji (np: najpierw ściekowa, później deszczowa);

6. Możliwość przebudowy na kanalizację półrozdzielną – dobudowa separatorów.

Wady:

1. Praktycznie podwójna sieć;

2. Skomplikowany układ sieci (kolizje kanałów ściekowych z deszczowymi);

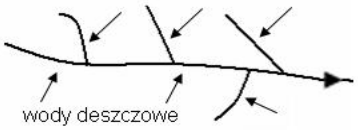
3. Podwójny pas zabudowy terenu;

4. Większe koszty przyłączy;

5. Występowanie błędnych podłączeń (np. kanałów ściekowych do kanałów deszczowych lub odwrotnie);

6. Najczęściej większe koszty budowy i eksploatacji.

Na wybór systemu kanalizacyjnego wpływ mają następujące czynniki [1, 2]:



- Istniejąca sieć hydrograficzna (rzeki, potoki, kanały otwarte): rozwinięta - sprzyja wyborowi kanalizacji rozdzielczej.
- Wielkość odbiorników ścieków i ich zdolność do samooczyszczania się: duże rzeki sprzyjają kanalizacji ogólnospławnej.
- Ilość i rodzaj ścieków – zwłaszcza przemysłowych (podczyszczonych na terenie zakładu) – czy mogą być odprowadzane przez przelewy?: najczęściej nie – sprzyja kanalizacji rozdzielczej.
- Gęstość zabudowy terenu: zwarta zabudowa sprzyja kanalizacji ogólnospływowej.
- Możliwości finansowe: w przypadku konieczności etapowania inwestycji – sprzyja kanalizacji rozdzielczej.

Czynniki przemawiające za wyborem **kanalizacji ogólnospławnej**:

- Brak rozwiniętej sieci hydrograficznej do odprowadzania wód deszczowych;
- Odbiornik gwarantuje samooczyszczanie się – możliwe zrzuty ścieków z przelewów;
- Gęsta zabudowa - znaczne uszczelnienie terenu;
- Analiza ekonomiczna innego wariantu (kosztów budowy i eksploatacji) systemu wskazuje na większe koszty.

Czynniki przemawiające za wyborem **systemu rozdzielczego bądź półrozdzielczego:**

- Rozwinięta sieć hydrograficzna – krótkie kanały deszczowe;
- Brak możliwości zrzutu z przelewów ścieków mieszanych – małe odbiorniki;
- Luźna zabudowa - mniejsze uszczelnienie terenu, mniejszy odpływ wód deszczowych;
- Większa pewność poprawnego działania z punktu widzenia ochrony środowiska (w porównaniu do systemu ogólnospławnego);
- Możliwość etapowania inwestycji - z braku środków finansowych (najczęściej większe koszty budowy i eksploatacji w porównaniu do systemu ogólnospławnego).

3.4.2. ETAPOWANIE BUDOWY KANALIZACJI

System rozdzielczy częściowy - w I. etapie budowa kanalizacji ściekowej. Sprzyjają temu następujące czynniki:

- Dostarczanie wody z sieci wodociągowej, co przyczynia się do większego jej zużycia przez odbiorców i konieczność odprowadzania większego strumienia ścieków bytowo-gospodarczych, w porównaniu do braku wodociągu;
- Niski poziom wód podziemnych, grunt przepuszczalny i duże spadki powierzchni terenu;
- Luźna zabudowa, małe uszczelnienie powierzchni terenu i duża infiltracja opadów do wód podziemnych;

System rozdzielczy częściowy - w I. etapie budowa kanalizacji deszczowej, gdy:

- Mniejsze wskaźniki odpływu ścieków bytowo-gospodarczych (np. brak wodociągu);
- Wysoki poziom wód podziemnych, grunt słabo przepuszczalny i małe spadki powierzchni;
- Brak naturalnych odbiorników wód deszczowych.

Etapowanie budowy kanalizacji stosuje się obecnie rzadko, głównie na terenach pozamiejskich (wiejskich). Etap II. realizowany jest najczęściej po okresie 10÷20 lat.

W Europie odchodzi się obecnie od idei pełnego odwodnienia terenów zurbanizowanych, tj. odprowadzania do kanalizacji deszczowej bądź ogólnospławnej wszystkich wód opadowych. Prawidłowa gospodarka wodna w zlewniach rzek powinna polegać na pozostawianiu na miejscu (w zlewni) jak największej objętości „czystych" wód deszczowych, aby zapobiec trwałemu obniżaniu się poziomów wód podziemnych. Przyczynia się to też do lepszej ochrony przeciwpowodziowej miast - mniejsze maksymalne stany i przepływy wody w rzekach [1, 2, 3].

4. KWANTYFIKACJA ZMIAN KLIMATU DO WYMIAROWANIA ODWODNIEŃ TERENÓW

4.1. ZAGROŻENIA WYNIKAJĄCE ZE ZMIAN KLIMATU

W Polsce, podobnie jak w innych krajach Europy i świata, obserwowane są zmiany klimatu, przejawiające się głównie wzrostami:

- średniej rocznej temperatury powietrza,
- intensywności opadów atmosferycznych,
- częstości występowania zdarzeń ekstremalnych (susze, powodzie, huragany, trąby powietrzne itp.).

Wzrost średniej rocznej temperatury powietrza odnotowywany jest we wszystkich regionach kraju. Według raportu Międzyrządowego Zespołu ds. Zmian Klimatu - **IPCC:2007**, tylko w okresie 1960-2005 (46 lat) nastąpił wzrost średniej rocznej temperatury globu o **0,74 °C**. Przyrost temperatury wyniósł więc już około 0,16 °C na dekadę. Natomiast poziom mórz i oceanów na przestrzeni lat 1901-2010 podniósł się o **0,19 m** - wg **IPCC:2014**.

Przyczyna ocieplania się klimatu – paradoksalnie największy przyrost temperatury obserwuje się w zimie, nie jest w pełni rozpoznana i budzi wciąż kontrowersje (tzw. efekt cieplarniany wywołany głównie emisją pary wodnej i CO_2 do atmosfery). Bezsprzecznie, wzrost temperatury powietrza wywołuje istotne zmiany w cyrkulacji wody w cyklu hydrologicznym (parowanie – kondensacja – opad) i nasilenie się występowania, zwłaszcza w ostatnich dziesięcioleciach, ekstremalnych zjawisk pogodowych, takich jak susze czy powodzie. Według prognoz opartych na globalnym modelu klimatu, w bieżącym stuleciu temperatura powietrza może się podnieść o dalsze **1,7 °C** do nawet **4,4 °C**, a na każdy stopień

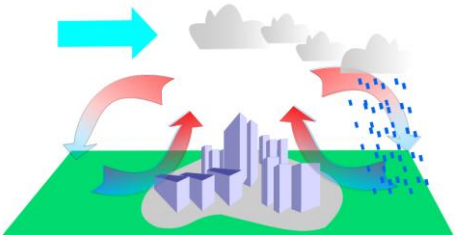
wzrostu temperatury przewiduje się globalnie wzrost intensywności opadów o około **7%**. Natomiast poziom mórz i oceanów może się podnieść nawet o **1,0 m**, co zagraża już zalaniem znacznych powierzchni przybrzeżnych (IPCC:2014).

Z powodu ocieplenia klimatu zmieni się istotnie struktura opadów w Polsce, w tym roczna wysokość i częstość występowania ekstremalnych opadów regionalnych. Zmiany w strukturze opadów objawiają się m.in. tym, że krótkie (pojedyncze) intensywne opady deszczu będą ulegać przegrupowaniu w dłuższe nawet kilkudniowe okresy, o sumie wysokości znacznie wyższej niż dawniej. Przykładowo, we Wrocławiu na przestrzeni ostatnich 5 pełnych dekad (1960-2009) odnotowano:

- spadkowy trend rocznej wysokości opadów,
- wzrostowy trend odnośnie liczby dni deszczowych w roku,
- wzrostowy trend intensywności opadów o czasach trwania od 5 minut do 3 dni - średnio na poziomie 13% [2].

Wywoływane zmianami klimatu, zagrożenia ludności i infrastruktury miast związane są przede wszystkim z niedoborem bądź nadmiarem wody. Ryzyko zaistnienia niekorzystnych w skutkach zjawisk, takich jak susza czy powódź, określa się zwykle jako kombinację prawdopodobieństwa wystąpienia oraz miary ich negatywnych skutków - najczęściej jako iloczyn miary zagrożenia i miary zawodności (straty gospodarcze i społeczne). Przewidywanie zagrożeń związanych z niskimi oraz wysokimi stanami i przepływami wód, w warunkach zmieniającego się klimatu, jest niezbędne dla racjonalnej gospodarki wodnej miast. Dotyczy to zwłaszcza podstaw projektowania, budowy i eksploatacji **ujęć wody** (powierzchniowej i podziemnej) czy też **odwodnień** - kanalizacji deszczowej czy ogólnospławnej na terenach zurbanizowanych.

Obserwowanym efektem zmian klimatycznych i poza klimatycznych jest zjawisko wzrostu temperatury powietrza w miastach w stosunku do terenów otaczających – tzw. Miejska Wyspa Ciepła. **MWC** jest wynikiem m.in. uwalniania się ciepła w środowisku miejskim z procesów przemysłowych i komunalnych, które modyfikują lokalnie warunki meteorologiczne. Związany z niedoborem wody w miastach, spadek wilgotności gleby przejawia się przede wszystkim przesuszeniem zieleni miejskiej, co ogranicza możliwości terenów biologicznie czynnych w łagodzeniu wpływu wysokiej temperatury (rys. 4.1).



Rys. 4.1. Prądy konwekcyjne i opady w rejonie miejskiej wyspy ciepła [www.wikipedia.pl]

Zagrożenia wynikające z warunków termicznych w miastach (MWC) wzrastają na ogół liniowo wraz ze wzrostem wielkości miast. Przeciętnie, intensywność oddziaływania MWC charakteryzują lokalne przyrosty temperatury, od wartości niewiele przekraczających 1,0 ºC - w małych miastach do około 2,5 ºC - w dużych miastach. Jednakże, w dużych aglomeracjach, w przypadku wystąpienia upałów ponad 35 ºC, różnica temperatury powietrza pomiędzy miastem a terenami otwartymi może sięgać nawet 10 ºC. Skutkuje to już istotnym wzrostem wskaźnika śmiertelności mieszkańców.

Zagrożeniami w funkcjonowaniu sieci i obiektów infrastruktury miast, takich jak systemy wodociągowe z ujęciami, systemy kanalizacyjne z oczyszczalniami ścieków czy składowiska odpadów, związanymi z nadmiarem wody są głównie powodzie i podtopienia. Według prognoz opartych na pesymistycznym scenariuszu zmian klimatu (SRES A1B), przykładowo woda stuletnia, w państwach środkowej Europy będzie zdarzać się średnio

częściej niż raz na 50 lat [2]. Powodzie zagrażają więc większości polskich miast - położonych w dolinach rzecznych (**powodzie rzeczne**) i w strefie wybrzeża (**powodzie sztormowe**). Natomiast lokalne podtopienia terenów (**powodzie miejskie**) mogą wystąpić w efekcie gwałtownych ulew, bądź też długotrwałych intensywnych opadów. Sprzyja temu duże zagęszczenie zabudowy miejskiej oraz uszczelnienie powierzchni terenu, prowadzące do zmniejszenia bądź znacznego ograniczenia infiltracji wód opadowych do gruntu.

Zagrożenia i straty generowane powodziami miejskimi (ang. *Flash Flood*; *Urban Flood*) objawiają się lokalnymi wylewami z kanałów deszczowych czy ogólnospławnych (zalewanie ulic, piwnic), wskutek m.in. niedostatecznej przepustowości i retencji istniejących sieci kanalizacyjnych - zwymiarowanych w przeszłości nieodpowiednimi obecnie metodami. Konieczna staje się więc modernizacja infrastruktury wodno-kanalizacyjnej na terenie kraju (zwiększenie przepustowości sieci, budowa zbiorników retencyjno-infiltracyjnych itp.).

4.2. ROGNOZOWANE ZMIANY STRUKTURY OPADÓW W PRZYSZŁOŚCI

4.2.1. TRENDY ZMIAN ROCZNYCH WYSOKOŚCI OPADÓW

Przykłady badań i prognoz

- **W Niemczech** w XX wieku odnotowano ogólnie wzrost rocznych wysokości opadów na poziomie około 10%. Jednak w środkowej i wschodniej części Niemiec wykazano zarówno istotne statystycznie **trendy rosnące** (np. Jena), jak i **malejące** (np. Görlitz).

- wg Hänsel S., Petzold S., Matschullat J.: *Precipitation Trend Analysis for Central Eastern Germany 1851–2006.* Bioclimatology and Natural Hazards 2009, vol. 14;

- **W Polsce** analizowano trendy zmian rocznych wysokości opadów (na 28 stacjach IMGW), dla danych z lat 1951–2009 wykazano istotny statystycznie **trend rosnący**, np. dla Rzeszowa, ale też istotny **trend malejący** opadów np. na Śnieżce. Ogólnie, przewaga trendów malejących.

- wg Pińskwar I.: *Projekcje zmian w ekstremach opadowych w Polsce.* Monografia KGW PAN, 2010.

- Badania szeregów czasowych opadów w **dorzeczu Górnej Odry** (na 4 stacjach IMGW: Kłodzko, Legnica, Opole i Wrocław), dla danych z okresu 60 lat (1954-2013) wykazały **zmniejszanie się rocznej i sezonowej wysokości opadów**.

- wg Kaźmierczak B., Kotowski A., Wdowikowski M.: *Analiza tendencji rocznych i sezonowych zmian wysokości opadów atmosferycznych w zlewni Górnej Odry.* Ochrona Środowiska 2014, vol. 36, nr 3.

Zagrożenia wynikające z niedoboru wody

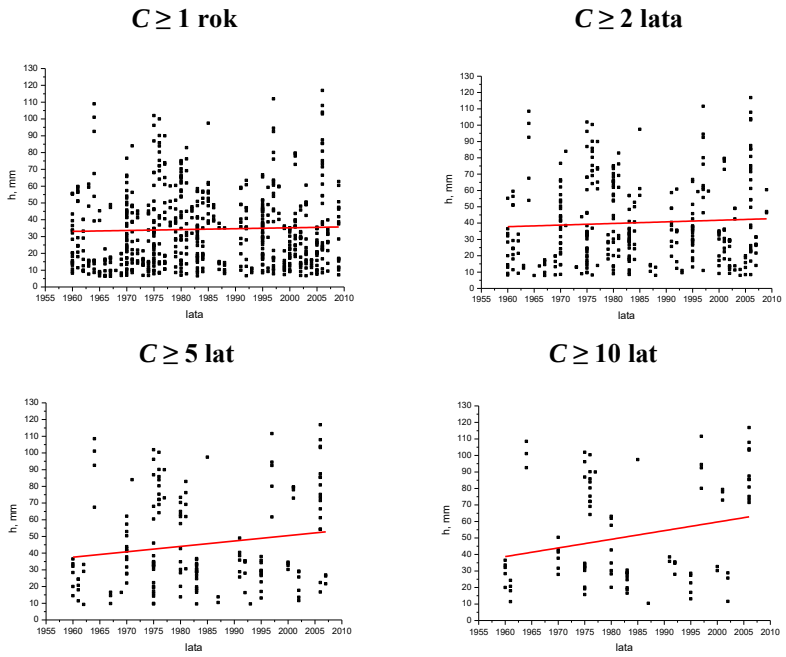
Zasoby wodne Polski należą do najuboższych w Europie. Ich wielkość, w przeliczeniu na rok i mieszkańca, jest trzykrotnie mniejsza od średniej europejskiej: **4560 m^3** w Europie, w Polsce – tylko **1580 m^3**. Wg danych GUS, znakomita większość ujmowanej wody - około 85% pochodzi z zasobów wód powierzchniowych, a 15% z zasobów wód podziemnych. W przyszłości zwiększać się będzie ryzyko zagrożenia tzw. suszami hydrologicznymi, pogłębiającymi w wieloleciu niedobory wody w miastach (niskie stany i przepływy).

4.2.2. TRENDY ZMIAN CZĘSTOŚCI WYSTĘPOWANIA INTENSYWNYCH OPADÓW

Przykład badań i prognoz

We Wrocławiu, na przestrzeni 50 lat (1960-2009) stwierdzono trend wzrostowy częstości występowania **intensywnych opadów**, odpowiednio dla:

$C \geq 1$ rok o 8% - na poziomie istotności 69%
$C \geq 2$ lata o 13% - na poziomie istotności 75%
$C \geq 5$ lat o 43% - na poziomie istotności 98%
$C \geq 10$ lat o 68% - na poziomie istotności 99%



Rys. 1.2. Trendy zmian przedziałowych wysokości opadów maksymalnych dla częstości występowania $C \geq 1$, $C \geq 2$, $C \geq 5$ oraz $C \geq 10$ lat we Wrocławiu w okresie 1960-2009

- wg Kaźmierczak B., Kotowski A.: *The influence of precipitation intensity growth on the urban drainage systems designing.* Theoretical and Applied Climatology 2014, vol. 118, nr 1.

W perspektywie 2050 r., we Wrocławiu przewiduje się wzrost wysokości opadów krótkotrwałych i spadek wysokości opadów o dłuższych czasach trwania.

- wg Kaźmierczak B.: *Prognozy zmian maksymalnych wysokości opadów deszczowych we Wrocławiu*. Oficyna Wydaw. Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2019.

Zagrożenia wynikające z nadmiaru wody

Według prognoz opartych na pesymistycznym scenariuszu zmian klimatu (**IPCC:2007** - SRES A1B), przykładowo „**woda 100-letnia**" w państwach środkowej Europy będzie zdarzać się średnio **częściej niż raz na 50 lat**;

- wg Kundzewicz Z. W.: *Zmiany ryzyka powodziowego w Europie.* Sympozjum Paryż - Orlean, 28-30.03. 2012;

Powodzie zagrażają więc większości polskich miast położonych w dolinach rzecznych - **powodzie rzeczne** i w strefie wybrzeża - **powodzie sztormowe** (cofkowe);

- wg *VI Raport Rządowy RP dla Konferencji Stron Ramowej Konwencji NZ w sprawie zmian klimatu.* Warszawa 2013;

Lokalne podtopienia terenów - powodzie miejskie mogą wystąpić wszędzie, najczęściej w efekcie gwałtownych ulew, bądź też długotrwałych intensywnych opadów czy roztopów. Zagrożenia i straty (gospodarcze i społeczne) generowane powodziami miejskimi objawiają się lokalnymi wylewami z kanałów deszczowych czy ogólnospławnych (zalewanie ulic, posesji, piwnic), wskutek niedostatecznej przepustowości i retencji istniejących sieci kanalizacyjnych - zwymiarowanych w przeszłości nieodpowiednimi obecnie metodami.

Niezawodność działania systemów kanalizacji deszczowej czy ogólnospławnej nie jest w pełni możliwa do osiągnięcia ze względu na losowy charakter opadów. Dążyć należy zatem do bezpiecznego ich wymiarowania, tj. gwarantującego osiągnięcie współcześnie wymaganego standardu odwodnienia terenów, który definiuje się jako przystosowanie systemu do przyjęcia maksymalnych (prognozowanych) strumieni wód opadowych z częstością równą dopuszczalnej (akceptowalnej społecznie) częstości wystąpienia wylania na powierzchnię terenu (tab. 1.1) – także w przyszłości.

Tab. 1.1. Zalecane częstości projektowe deszczu obliczeniowego wg **PN-EN 752:2008:2017** i dopuszczalne częstości wystąpienia wylania wg **PN-EN 752:2008**

Częstość deszczu obliczeniowego [1 raz na *C* lat]	**Rodzaj zagospodarowania terenu** - standard odwodnienia terenu	**Częstość wystąpienia wylania [1 raz na *C* lat]**
1 na 1	I. Tereny pozamiejskie	1 na 10
1 na 2	II. Tereny mieszkaniowe	1 na 20
1 na 5	III. Centra miast, tereny usług i przemysłu	1 na 30
1 na 10	IV. Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami, itp.	1 na 50

Biorąc pod uwagę obecną wiedzę na temat trendów zmian klimatu do 2100 roku, dostosowanie typowych opadów projektowych do wymiarowania i modelowania odwodnień terenów (tab. 1.1 ÷ 1.3) można dokonać poprzez korektę ich intensywności - krzywych IDF o obecnych częstościach występowania, lub zmieniając częstości występowania współczesnych opadów projektowych. Oznacza to, że dzisiejsze intensywności opadów należy zwiększyć o około 20% dla C = 1 rok do około 50% dla C = 10 lat, lub też częstości występowania obecnych opadów należy zredukować około 2 razy. Na tej podstawie opracowano wytyczne do identyfikacji przyszłych przeciążeń hydraulicznych w systemach kanalizacyjnych Flandrii w Belgii [2].

W Niemczech zalecono korektę częstości opadów projektowych, przyjmowanych obecnie do weryfikacji nadpiętrzeń i wylewów - wg standardów **DWA-A118:2006 i EN 752:2008**. Przykładowo, dla terenów mieszkaniowych zaproponowano scenariusz opadów C = 5 lat zamiast C = 3 lata (wg tab. 1.3) - do weryfikacji występowania przyszłych nadpiętrzeń, oraz scenariusz opadów ekstremalnych o C = 100 lat - dla zapewnienia wymaganej obecnie dopuszczalnej częstości wylewów raz na 20 lat (wg tab. 1.1). Na tej podstawie Krajowy Urząd ds. Środowiska w Bawarii wydał w 2009 roku zalecenie odnośnie częstości opadów do identyfikacji przyszłych przeciążeń kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej w Północnej Nadrenii-Westfalii, co przedstawiono w tabeli 4.4.

Tab. 4.4. Zmiany do zaleceń DWA-A118:2006 i EN 752 odnośnie scenariuszy opadów do identyfikacji przeciążeń systemów kanalizacyjnych w przyszłości dla Północnej Nadrenii-Westfalii wg Merkblatt Nr. 4.3/3:2009

Rodzaj zagospodarowania terenu	**Częstości opadów do symulacji:**	
	- nadpiętrzeń	**- wylewów**
	[1 raz na *C* lat]	
Tereny wiejskie	3 zamiast 2	50 zamiast 10
Tereny mieszkaniowe	5 zamiast 3	100 zamiast 20
Centra miast, tereny usług i przemysłu	10 zamiast 5	100 zamiast 30

4.3. DZIAŁANIA PREWENCYJNE I ZARADCZE

4.3.1. Identyfikacja potencjalnych przeciążeń systemów kanalizacyjnych w przyszłości

Z powodu globalnych, regionalnych i lokalnych zmian klimatycznych, w przyszłości wystąpi jeszcze więcej ekstremalnych zjawisk opadowych, które będą powodować lokalne szkody na terenach zurbanizowanych. Odpowiednie działania prewencyjne i zaradcze w celu zminimalizowania negatywnych skutków takich zdarzeń w przyszłości są już dziś pilnie potrzebne, bowiem budowane obecnie systemy odwodnień terenów powinny sprawdzać się w działaniu w horyzoncie czasowym 2100 roku. Tak więc, wymiarując dzisiejsze systemy kanalizacyjne powinniśmy uwzględniać prognozowane scenariusze opadów w przyszłości.

Pierwszym etapem do identyfikacji przeciążeń kanałów i obiektów w przyszłości powinna być symulacja działania istniejącego bądź nowoprojektowanego systemu

odwodnienia odnośnie nadpiętrzeń. Parametrami kryterialnymi do wykazania konieczności dostosowania danego systemu odwodnienia do zmian klimatycznych mogą być: objętość właściwa wylewów (*OWW*), stopień zatopienia studzienek (*SZS*) i stopień wykorzystania kanałów (*SWK*). Wskaźnik *OWW* (w m^3/ha) wynika z obliczonej objętości wylewów z kanałów (*V* w m^3) względem uszczelnionej/zredukowanej powierzchni F_{zr} zlewni (w ha):

$$OWW = \frac{\sum V}{\sum F_{zr}} \tag{4.6}$$

Wskaźnik *SZS* ujmuje stosunek liczby zalanych do powierzchni terenu studzienek (N_z) do ogólnej liczby studzienek (*N*) danego systemu lub powiązanych wzajemnie jego części:

$$SZS = \frac{\sum N_z}{\sum N} \tag{4.7}$$

Wskaźnik *SWK* pozwala na ocenę średniego ważonego stopnia wykorzystania przepustowości hydraulicznej całej sieci danego systemu odwadniającego lub jego części:

$$SWK = \frac{\sum_1^n l_i \cdot \frac{Q_{\max,i}}{Q_{proj,i}}}{\sum l_i} \tag{4.8}$$

gdzie:
$Q_{\max,i}$ - maksymalna obliczona wartość strumienia odpływu *i*-tego odcinka kanału, m^3/s,
$Q_{proj,i}$ - maksymalna projektowa wartość strumienia odpływu *i*-tego odcinka, m^3/s,
l_i - długość *i*-tego odcinka sieci kanalizacyjnej, złożonej z *n* odcinków, m.

Wartości graniczne wskaźników *OWW*, *SZS* i *SWK* powinny być ustalane indywidualnie dla danego systemu. Przykład z [2] podano w tab. 4.9.

Tab. 4.9. Parametry do oceny konieczności adaptacji kanalizacji do zmian klimatu

	Skala wartości wskaźników											
SWK [-]	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2	>2
SZS [-]	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	>0,5
OWW [m^3/ha]	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	>20
Potrzeba dostosowania		brak				średnia				duża		

W przypadku, gdy zidentyfikowane zostaną lokalne przeciążenia systemu (wg scenariuszy z tab. 4.4) konieczne są dalsze analizy ryzyka podatności. Można tego dokonać na podstawie ocen GIS i/lub in-situ, a w przypadku stwierdzenia rozległych przeciążeń, niezbędna staje się dodatkowa symulacja działania systemu w połączeniu z cyfrowym modelem terenu. Zalecane jest to zwłaszcza w przypadku, gdy co najmniej dwa kryterialne parametry oceny (*OWW* i *SZS* lub *SWK*) wskazują na wysoką potrzebę adaptacji (tab. 4.9). Szczegółowa analiza wyników symulacji pozwala na wytyczenie granic terenów zalewowych, a także na specyfikację głębokości wody, szybkości strumienia i objętości spływu wody.

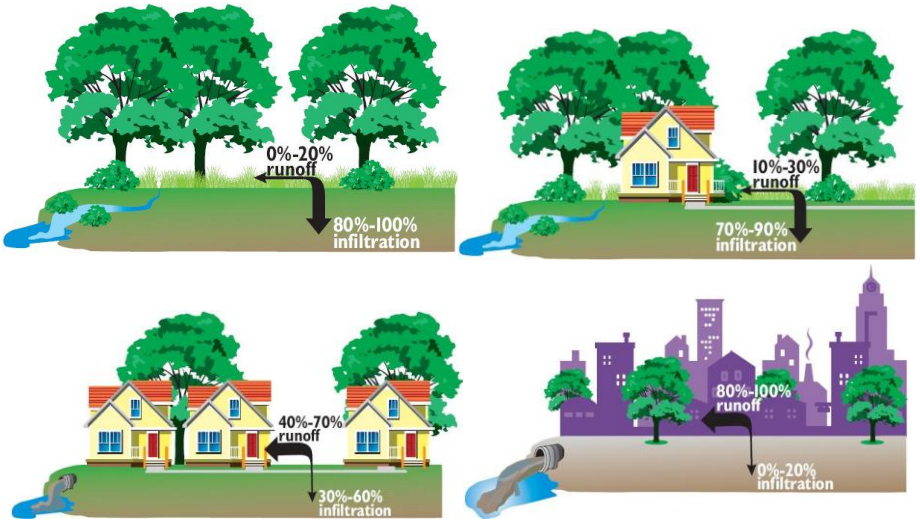
Dalsze kroki planowania powinny polegać na wskazaniu potencjalnych rezerwuarów (np. zagłębień terenowych) do retencjonowania lub ewentualnie kierowania fali spływu powierzchniowego na tereny słabiej zagospodarowane (nieużytki, ogrody działkowe, boiska sportowe), z ewentualnym zaleceniem podwyższenia krawężników lub też budowy wałów przeciw powodziowych (trwałych bądź zastawkowych).

4.3.2. Zasady miejscowego zagospodarowania wód opadowych

Zagrożenia dla systemów kanalizacyjnych wynikające ze zmian klimatu wywoływane są zarówno omówionymi już **czynnikami klimatycznymi** (wzrost temperatury powietrza i

zmiany w strukturze opadów) jak i **poza klimatycznymi**, związanymi m.in. ze zmianami sposobu zagospodarowania czy użytkowania terenu. Na zmiany klimatu nakłada się więc wpływ szeregu procesów urbanizacyjnych, w tym intensywna działalność gospodarcza i zajmowanie nowych obszarów szczególnie wrażliwych na skutki zmian klimatu (np. obszary zalewowe). Wzrasta też na ogół udział powierzchni nieprzepuszczalnych na terenach już zabudowanych.

Naturalny obieg wody w przyrodzie charakteryzuje się równowagą pomiędzy zjawiskami opadów atmosferycznych a procesami spływu powierzchniowego, infiltracji do gruntu (i do wód podziemnych) oraz parowania do atmosfery. Dynamiczna urbanizacja terenów miejskich przyczynia się do zwiększenia powierzchni uszczelnionych na obszarach do niedawna słabo zagospodarowanych lub pokrytych roślinnością. Skutkuje to zmianami intensywności spływu powierzchniowego wód opadowych. Wielkość infiltracji wód opadowych do gruntu w warunkach naturalnych szacowana jest zwykle na poziomie **80÷100%**, przy spływie powierzchniowym wynoszącym **20÷0%**. Rozwój miast i związany z tym proces uszczelniania powierzchni burzy te proporcje. W zależności od stopnia urbanizacji, spływ powierzchniowy może sięgać nawet **powyżej 80%**, a naturalna infiltracja wód opadowych może zostać ograniczona do poziomu **poniżej 20%** (rys. 4.7).



Rys. 4.7. Spływ powierzchniowy i podziemny wód opadowych w zależności od stopnia urbanizacji terenu [http://lincoln.ne.gov]

Zgodnie z **zasadą zrównoważonego rozwoju**, prawidłowa gospodarka wodna na terenach zurbanizowanych powinna polegać na zagospodarowaniu jak największej objętości „czystych" wód opadowych, tak aby:

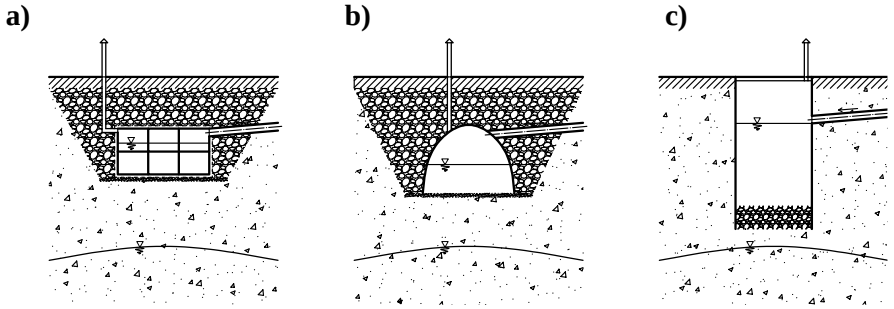
- zmniejszyć i opóźnić spływ powierzchniowy wód do odbiorników, oraz
- zapobiec obniżaniu się poziomów wód podziemnych w miastach.

Wykorzystuje się w tym celu **procesy retencji, infiltracji i ewapotranspiracji**, w takich obiektach jak zbiorniki retencyjno-infiltracyjne, naturalne niecki terenowe czy lansowane ostatnio tzw. zielone dachy [2]. Unikać przy tym należy generalnie nadmiernego uszczelniania powierzchni terenu (stosować np. utwardzanie ażurowe). Przyczyni się to w bezpośredni bądź pośredni sposób do ochrony terenów zurbanizowanych przed powodziami miejskimi – wylewami z kanałów.

Wody/ścieki opadowe (deszczowe i roztopowe) pochodzące z zanieczyszczonych uszczelnionych powierzchni terenów zurbanizowanych, przed wprowadzeniem ich do gruntu, powinny być podczyszczane. Wynika to z Rozporządzeń Ministra Środowiska (**RMŚ**) z 2006 i 2014 roku. Nie dotyczy to wód opadowych pochodzących z niezanieczyszczonych szczelnych powierzchni (np. z dachów budynków na terenach mieszkaniowych).

Infiltracja z retencją powierzchniową stosowana jest na terenach zielonych. Najczęściej wykorzystuje się do tego celu naturalne zagłębienia terenu, jako tzw. niecki rozsączające, w których napełnienie wodą nie przekracza zwykle **0,3 m**. Zbiorniki rozsączające to zazwyczaj wyprofilowane zagłębienia terenu, w których napełnienie wodą nie przekracza **1,0 m**. Poprawę zdolności chłonnych zbiorników oraz efektów samooczyszczania wód opadowych można uzyskać poprzez obsianie dna i skarp odpowiednio dobranymi mieszankami traw i innej roślinności.

Infiltracja z retencją podziemną - rozsączanie podziemne wód opadowych może się odbywać poprzez skrzynki czy komory rozsączające oraz studnie czy drenaże chłonne [2].



Rys. 4.8. Schematy przykładowych urządzeń do rozsączania podziemnego wód deszczowych: a) skrzynki rozsączające; b) komora rozsączająca; c) studnia chłonna

Skrzynki rozsączające umieszcza się zwykle w odpowiednio głębokich wykopach, w których wykonuje się warstwę drenażową - o dużej wartości współczynnika filtracji. Komory rozsączające charakteryzują się na ogół bardziej wytrzymałą konstrukcją nośną, w stosunku do skrzynek rozsączających. Są najczęściej stosowane do odwadniania dużych powierzchni. Studnie i drenaże chłonne znajdują zastosowanie przy braku naturalnych odbiorników i przy ograniczonych możliwościach zastosowania urządzeń o większej powierzchni infiltracji.

5. METODY BILANSOWANIA STRUMIENI ŚCIEKÓW

5.1. ŚCIEKI BYTOWO-GOSPODARCZE I PRZEMYSŁOWE

Grawitacyjne kanały ściekowe (tj. bytowo-gospodarcze i przemysłowe) wymiaruje się na: maksymalny godzinowy strumień objętości ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych (w dobie maksymalnej), z uwzględnieniem strumienia wód przypadkowych, tj. infiltracyjnych i deszczowych (w okresie mokrej pogody). Miarodajny do wymiarowania strumień objętości ścieków $Q_{m\,ść}$ (w dm^3/s) obliczać należy z wzoru [2]:

$$Q_{m\,ść} = Q_{bg} + Q_p + Q_{inf} + Q_{wd} \qquad (5.13)$$

lub ogólnie:

$$Q_{m\,ść} = Q_{bg} + Q_p + Q_{przyp} \qquad (5.13a)$$

gdzie:

Q_{bg} - strumień ścieków bytowo-gospodarczych, dm^3/s,
Q_p - strumień ścieków przemysłowych, dm^3/s,
Q_{inf} - strumień wód infiltracyjnych (przypadkowy), dm^3/s,
Q_{wd} - strumień wód deszczowych (przypadkowy), dm^3/s,
Q_{przyp} - łączny strumień wód przypadkowych ($Q_{inf} + Q_{wd}$), dm^3/s.

Kanały ściekowe należy więc dobierać na miarodajną wartość strumienia ścieków i wód przypadkowych $Q_{m\,ść}$ (z wzorów (5.13) lub (5.13a)) z pozostawieniem rezerwy na przyszłościowy rozwój, tj. na potencjalny wzrost wartości strumienia ścieków w przyszłości (w perspektywie większej niż 50 lat).

Bilans odpływu ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych opracowuje się wg podobnych zasad jak bilans zapotrzebowania na wodę - do wymiarowania wodociągów. Obecnie odstępuje się od sporządzania szczegółowych bilansów wodnych, zwłaszcza na perspektywę ≥ 50 lat, na rzecz bilansów opartych na wskaźnikach: **jednostkowych** bądź **scalonych**.

W metodach bilansowania odpływu ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych wykorzystuje się wskaźniki zużycia wody/odpływu ścieków:

- jednostkowe, średnio-dobowe (w dm^3/d) - w przeliczeniu na mieszkańca (Mk),
- scalone, maksymalne-godzinowe (w dm^3/s) - w przeliczeniu na mieszkańca (Mk) i/lub na powierzchnię jednostkową danej zlewni (w ha).

Strumień objętości odpływu ścieków **bytowo-gospodarczych** (Q_{bg}) i **przemysłowych** (Q_p) można więc zbilansować dwoma metodami:

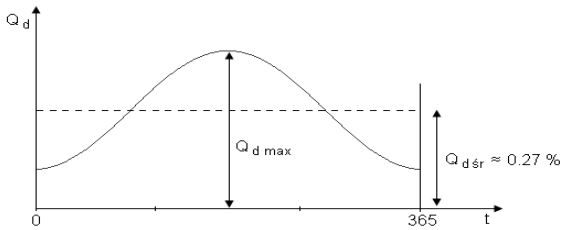
A/ metodą wskaźników średnich dobowych (MWŚD), bądź

B/ metodą wskaźników maksymalnych godzinowych (MWMG).

Ad A/: Bilans ścieków Q_{bg} i Q_p wg metody wskaźników średnich dobowych (MWŚD)

Średnie dobowe w roku ($Q_{dśr}$) zużycie wody/odpływ ścieków (w m^3/d) wynosi:

$$Q_{d,sr} = \frac{1}{365}\sum_{i=1}^{365} Q_{d,i} \qquad (5.1)$$



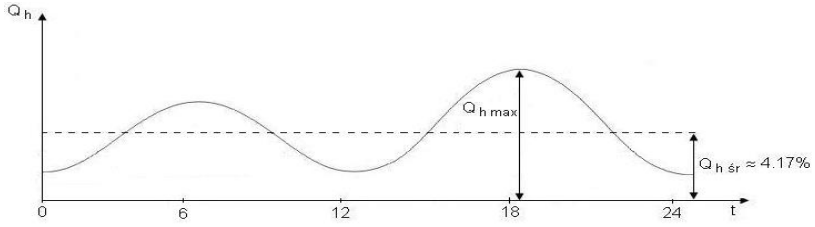
Rys. 5.1. Nierównomierność poboru wody bądź odpływu ścieków w roku (0,274%=100%/365 d)

Współczynnik nierównomierności dobowej (N_d) i **maksymalny dobowy** odpływ ścieków ($Q_{d\max}$) wynosi:

$$N_d = \frac{Q_{d\max}}{Q_{dsr}} \Rightarrow Q_{d\max} = Q_{dsr} \cdot N_d \qquad (5.2)$$

Współczynnik nierównomierności godzinowej (N_h) i **maksymalny godzinowy** odpływ ścieków ($Q_{h\max}$) w dobie o $Q_{d\max}$ wynosi:

$$N_h = \frac{Q_{h\max}}{Q_{hsr}} = \frac{24Q_{h\max}}{Q_{d\max}} \Rightarrow Q_{h\max} = Q_{hsr} \cdot N_h \qquad (5.3)$$

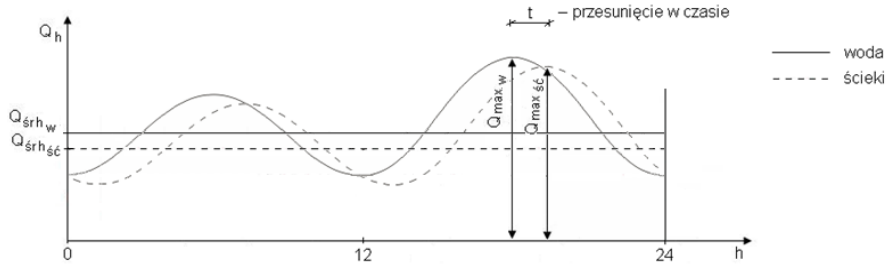


Rys. 5.2. Nierównomierność odpływu ścieków w dobie (4,167%=100%/24 h)

Stąd **maksymalny godzinowy** strumień objętości ścieków (w dm^3/s) wyniesie:

$$Q_{h\max} = N_d \cdot N_h \cdot Q_{d,sr} / 86400 \qquad (5.4)$$

UWAGA: Wielkość zużycia wody w danej jednostce osadniczej określić można najdokładniej na podstawie zarejestrowanego poboru wody (z wodomierzy). **Odpływ ścieków** bytowo-gospodarczych czy przemysłowych jest mniejszy od 100% rejestrowanego poboru wody i ma mniejszą nierównomierność godzinową (retencja sieci) w stosunku do poboru wody, w tym przesuniętą w czasie (rys. 5.3).



Rys. 5.3. Nierównomierność poboru wody i odpływu ścieków w dobie

Najpierw bilansuje się średnie dobowe (w m^3/d) zapotrzebowanie na wodę w poszczególnych elementach zagospodarowania przestrzennego (Lp. od 1 do 4, w tab. 5.1a), posługując się liczbą mieszkańców (L_{Mk}) miasta/osiedla/strefy i wskaźnikiem jednostkowego, średniego dobowego zapotrzebowania na wodę (q_j):

$$Q_{d\,śr} = 0{,}001 \sum_{i=1}^{4} q_j \cdot L_{Mk} \qquad (5.5)$$

gdzie:

q_j - wskaźnik jednostkowego dobowego zużycia wody na mieszkańca, w dm^3/d (tab. 5.1a),

L_{Mk} - liczba mieszkańców miasta/osiedla/strefy, Mk.

Tab. 5.1a. Wskaźniki jednostkowego zapotrzebowania na wodę w miastach [1, 2]

Lp.	Elementy zagospodarowania przestrzennego terenu zurbanizowanego		Jednostka	Wskaźnik zużycia wody q_j, dm^3/d	Współczynnik nierównomierności dobowej, N_d
1.	Mieszkalnictwo:				
	wielo- i jednorodzinne	I	Mk	140 ÷ 160	1,5 ÷ 1,3
	wg klasy wyposażenia	II	Mk	80 ÷ 100	1,5 ÷ 1,3
	instalacyjnego mieszkań:	III	Mk	70 ÷ 90	2,0 ÷ 1,5
2.	Usługi ogólnomiejskie		Mk	60	1,3
3.	Komunikacja zbiorowa		Mk	4	1,2
4.	Tereny przemysłowo-składowe		Mk	70	1,15

I klasa - pełne wyposażenie instalacyjne mieszkań z dostawą ciepłej wody użytkowej z zewnątrz;
II klasa - pełne wyposażenie instalacyjne mieszkań z lokalnym źródłem ciepłej wody użytkowej;
III klasa - niepełne wyposażenie instalacyjne mieszkań z lokalnym źródłem ciepłej wody użytkowej.

UWAGA: Podane w tabeli 5.1a informacje dotyczące wskaźników zapotrzebowania na wodę dla „mieszkalnictwa" (wg RMI z 2002 roku), w odniesieniu do I klasy wyposażenia instalacyjnego mieszkań (tj. z dostawą ciepłej wody użytkowej z zewnątrz – np. z miejskiej ciepłowni) są obecnie zawyżone: **140÷160** dm^3/d na Mk, w stosunku do wskaźnika dla II klasy (tj. mieszkań z lokalnym źródłem ciepłej wody użytkowej): 80÷100 dm^3/d na Mk. Według najnowszych badań [2] należałoby na perspektywę dla I klasy przyjmować wskaźnik jednostkowy w granicach: **100÷160 dm^3/d na Mk** (niższe wartości dla małych miast).

Następnie oblicza się maksymalny dobowy strumień odpływu ścieków (w m^3/d), z wykorzystaniem wzorów [2]:

$$Q_{d\max\,śc} = \Sigma\,(Q_{d\,śr} \cdot N_d \cdot \eta) \qquad (5.6)$$

lub

$$Q_{d\max\,śc} = 0{,}001\,\Sigma\,(q_j \cdot L_{Mk} \cdot N_d \cdot \eta) \qquad (5.7)$$

gdzie:

N_d – współczynnik nierównomierności dobowej (wg tab. 5.1a), -,

η – współczynnik (zmniejszający) określający strumień odpływu ścieków, -.

Dobowy odpływ ścieków jest mniejszy od poboru wody wodociągowej o wartość mnożnika [1, 2]:

- η **= 0,95** - dla mieszkalnictwa (wielo- i jednorodzinnego),
- η **= 0,95** - dla usług ogólnomiejskich,
- η **= 1,0** - dla komunikacji zbiorowej,
- η **= 0,85** - dla terenów przemysłowo-składowych.

Przyjmując za podstawę obliczony z wzorów (5.6) lub (5.7) maksymalny dobowy strumień ścieków w poszczególnych elementach zagospodarowania przestrzennego (Lp. 1 ÷ 4 – wg tab. 5.1a) jako $Q_{d\max\ ść}$ = 100%, sporządza się histogramy odpływów godzinowych ścieków (w m^3/h), wykorzystując do tego (z braku odpowiednich badań) istniejące modele symulacyjne zapotrzebowania na wodę, tj. procentowe rozbiory w poszczególnych godzinach (w dobie maksymalnej), podane w tabeli 5.2a. Zwykle, decydujący o wielkości odpływu ścieków jest udział mieszkalnictwa – najczęściej 60÷80% $Q_{d\ \max\ ść}$.

Tab. 5.2a. Modele symulacyjne rozkładów godzinowych zapotrzebowania na wodę/odpływu ścieków w dobie maksymalnej [1, 2]

Godziny od - do	Elementy zagospodarowania przestrzennego				
	Mieszkalnictwo		Usługi ogólno-miejskie	Komunika-cja zbiorowa	Tereny przemy-słowe*
	wieloro-dzinne	jedno-rodzinne			
	%	%	%	%	%
0 – 1	1,25	1,35	1,00	-	0,50
1 – 2	0,85	0,65	1,00	16,50	0,50
2 – 3	0,85	0,65	1,00	16,50	0,50
3 – 4	0,85	0,65	1,00	16,50	0,50
4 – 5	2,10	0,85	1,00	16,50	0,50
5 – 6	2,50 (3,00)	3,00	1,00	-	0,50
6 – 7	5,45 (6,25)	5,15	1,00	-	8,75
7 – 8	6,25 (5,45)	4,75	2,00	-	8,75
8 – 9	4,95 (4,45)	4,45	3,00	-	8,75
9 – 10	4,40	4,20	7,00	8,50	8,75
10 – 11	4,20	3,40	10,00	8,50	8,75
11 – 12	4,05	3,40	12,00	8,50	8,75
12 – 13	3,90	3,40	12,00	8,50	8,75
13 – 14	4,30	4,00	12,00	-	8,75
14 – 15	4,40	4,20	10,00	-	3,25
15 – 16	4,75	3,80	7,00	-	3,25
16 – 17	5,65	4,35	3,00	-	3,25
17 – 18	5,30	5,00	3,00	-	3,25
18 – 19	5,65	6,85	3,00	-	3,25
19 – 20	6,30	9,15	3,00	-	3,25
20 – 21	6,60	9,00	2,00	-	3,25
21 – 22	6,80	7,45	2,00	-	3,25
22 – 23	5,45	5,50	1,00	-	0,50
23 – 24	3,20	4,80	1,00	-	0,50
Suma	100%	100%	100%	100%	100%

* - przy założonej zmianowości pracy: I zmiana - 70%, II zmiana - 26%, III zmiana - 4%;
( ) - w nawiasach podano wartości dla miast o przewadze funkcji przemysłowych.

Zsumowanie odpływów ścieków w poszczególnych godzinach z wszystkich elementów zagospodarowania (tab. 5.2a), prowadzi do określenia największej wartości godzinowego odpływu ścieków **bytowo-gospodarczych i przemysłowych** (w m^3/h) - najczęściej występującej w godzinach rannych $6^{00} \div 8^{00}$ lub wieczornych - $19^{00} \div 22^{00}$:

$$\boldsymbol{Q_{h\max\ ść} = Q_{bg} + Q_p}$$

- która jest następnie przeliczana na dm^3/s (dzieląc przez 3,6) i podstawiana do równań bilansowych ścieków $Q_{m\ ść}$ - do wzorów (5.13) i (5.13a)).

Ad B/: Bilans Q_{bg} i Q_p wg metody wskaźników maksymalnych godzinowych (MWMG)

W Niemczech, średnie dobowe zużycie wody przez mieszkańca, łącznie z usługami, kształtuje się na poziomie od 80 do 200 dm^3/d. W Polsce, odpowiednio od 90 dm^3/d do 220 dm^3/d. Wartości przeciętne są na podobnym poziomie ok. **130 dm^3/(d·Mk)**. Z braku aktualnych danych o wskaźnikach nierównomierności dobowej (N_d) i godzinowej (N_h) odpływu **ścieków bytowo-gospodarczych** w Polsce, można posługiwać się wytycznymi niemieckimi wg DWA-A118 z 2006 r. [1, 2, 3], które na perspektywę 50 lat przewidują wskaźnik scalony:

$$q_{bg} = \mathbf{0{,}004 \div 0{,}005} \text{ dm}^3/\text{s} \text{ - na 1 mieszkańca}$$

- jako maksymalny godzinowy odpływ ścieków bytowo-gospodarczych z mieszkalnictwa wraz z usługami ogólnomiejskimi. Stąd strumień ścieków Q_{bg} (w dm^3/s) można oszacować z wzorów [2]:

$$Q_{bg} = q_{bg} \cdot Z \cdot F_{bg} \tag{5.8}$$

lub

$$Q_{bg} = q_{bg} \cdot L_{Mk} \tag{5.8a}$$

gdzie:

q_{bg} - wskaźnik maksymalnego odpływu ścieków bytowo-gospodarczych, dm^3/(s·Mk),
Z - gęstość zaludnienia miast, Mk/ha,
F_{bg} - powierzchnia zlewni miejskiej ścieków bytowo-gospodarczych, ha,
L_{Mk} - liczba mieszkańców miasta/osiedla/strefy, Mk.

Zaludnienie na terenach zurbanizowanych (Z) kształtuje się zwykle na poziomie od **20** Mk/ha do **300** Mk/ha.

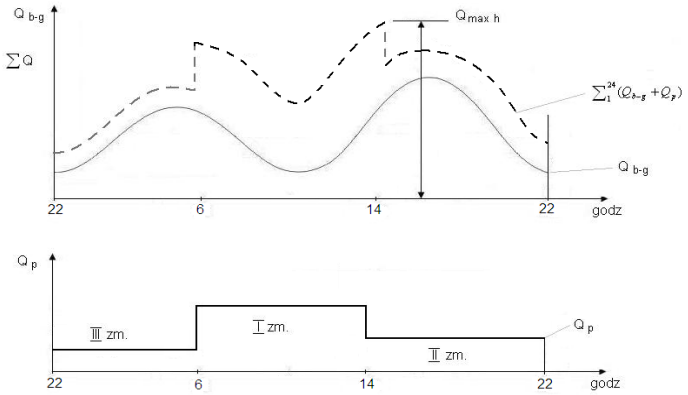
Odnośnie **ścieków przemysłowych** – na wydzielonych powierzchniach miasta (F_p w ha) można posługiwać się wskaźnikami scalonymi maksymalnego godzinowego odpływu ścieków przemysłowych wg DWA-A118, skąd strumień Q_p (w dm^3/s) oszacować można z ogólnego wzoru [2]:

$$Q_p = q_p \cdot F_p \tag{5.9}$$

gdzie:

$q_{p(n)} = \mathbf{0{,}2 \div 0{,}5}$ dm^3/(s·ha) - wskaźnik odpływu ścieków z przemysłu niewodochłonnego,
$q_{p(w)} = \mathbf{0{,}5 \div 1{,}0}$ dm^3/(s·ha) - wskaźnik odpływu ścieków z przemysłu wodochłonnego,
F_p – powierzchnia zlewni ścieków przemysłowych (powierzchnia wydzielonych terenów przemysłowych), ha.

UWAGA 1: Wartość strumienia jednostkowego q_p zależny od branży i technologii produkcji, ale też od czasu pracy - zmianowości itp. W Polsce, dotychczasowe wytyczne (z lat 60-tych XX wieku) przewidywały: $q_{p(n)}$ = 0,3÷1,2 dm^3/(s·ha) oraz $q_{p(w)}$ = 1,2÷5,8 dm^3/(s·ha), co jest obecnie wysoce nie racjonalne (!).



Rys. 5.4. Wpływ zmianowości pracy w przemyśle na nierównomierność godzinową odpływu ścieków

UWAGA 2: Przemysł m.in. ze względu na zmianowość pracy może mieć istotny wpływ na nierównomierność godzinową odpływu ścieków. Przykład na rysunku 5.4.
UWAGA 3: Odpływ ścieków z terenów przemysłowych może być większy od rejestrowanego poboru wody wodociągowej. Zakłady przemysłowe posiadają często własne ujęcia wody, wówczas wartość strumienia ($\boldsymbol{Q_p}$) i nierównomierność odpływu ścieków przemysłowych należy ustalać na podstawie ankiet i/lub pomiarów.

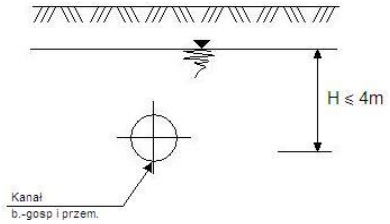
5.2. BILANS WÓD PRZYPADKOWYCH

Szczegółowe ustalenie strumieni ścieków - miarodajnych do wymiarowania kanałów powinno uwzględniać dodatkowo dopływ **wód przypadkowych**, tj. głównie infiltracyjnych i opadowych: $Q_{przyp} = Q_{inf} + Q_{wd}$ (w dm^3/s). Głównie wskutek starzenia się materiałów – kanałów dochodzi do ich uszkodzeń i rozszczelnień, co powoduje:

- **infiltrację** wód podziemnych do wnętrza kanałów, bądź też
- **eksfiltrację** ścieków do gruntu i skażenie wód podziemnych.

Wg nieaktualnych polskich wytycznych technicznych z 1965 roku, w przypadku gdy dno kanału zagłębione jest pod zwierciadłem wody podziemnej o $H \leq 4$ m (wg rys. 5.5), jednostkową wartość infiltracji (q_{inf}) należało przyjmować:

- dla sieci osiedlowej: q_{inf} = 10 m^3/(d·km) lub odpowiednio 0,5 ÷ 2,0 m^3/(d·ha);
- dla sieci miejskiej:
  q_{inf} = 10 m^3/(d·km) lub 0,5÷2,0 m^3/(d·ha) - kanały murowane i tworzywowe,
  q_{inf} = 30 m^3/(d·km) lub 1,5÷6,0 m^3/(d·ha) - kanały kamionkowe,
  q_{inf} = 40 m^3/(d·km) lub 2,0÷8,0 m^3/(d·ha) - kanały betonowe.



Rys. 5.5. Zagłębienie kanału względem zwierciadła wody podziemne

Przy zagłębieniu kanałów $H > 4$ m należało zwiększyć q_{inf} o 20% co 1 m - powyżej 4 m. Dla przykładu, dla H = 6 m i kanału miejskiego z kamionki: $q_{inf} = 1{,}4 \cdot 30 = 42$ m^3/(d·km).
UWAGA: Obecnie wykonuje się próby szczelności nowych kanałów - przy odbiorze technicznym - mniejsza będzie infiltracja w przyszłości.

Obok wód infiltracyjnych, **wody przypadkowe** stanowią wody deszczowe, dopływające do kanałów ściekowych (podczas pogody deszczowej) przez:

- **otwory wentylacyjne** we włazach studzienek kanalizacyjnych,
- **błędne podłączenia** np. rynien dachowych, wpustów podwórzowych itp.

Tabela 5.3. Możliwe składowe wód przypadkowych w zależności od rodzaju kanałów [ATV A-118]

Kanał ogólnospławny	Kanał deszczowy	Kanał ściekowy
- infiltrujące wody podziemne (nieszczelności),	- infiltrujące wody podziemne (nieszczelności),	- infiltrujące wody podziemne (nieszczelności),
- dopływające wody drenażowe i źródlane.	- dopływające wody drenażowe, źródlane oraz powierzchniowe (ze strumieni, potoków itp.),	- dopływające wody drenażowe i źródlane,
	- dopływające ścieki („sanitarne") poprzez błędne podłączenia.	- dopływające wody deszczowe poprzez włazy studzienek i błędne podłączenia.

Strumień dopływu wód przypadkowych zależy od charakterystyki miasta/osiedla, tj.: rodzaju materiału kanałów, jakości wykonania i wieku kanałów oraz zagłębienia pod zwierciadłem wody podziemnej, spadków powierzchni terenu, rodzaju nawierzchni dróg itp. Można go oszacować przez pomiar strumienia przepływu ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych w godzinach nocnych - przy odciętym dopływie wody wodociągowej, podczas pogody deszczowej i bezdeszczowej.

Na podstawie wytycznych niemieckich **DWA-A 118:2006** zaleca się przyjmowanie następujących wartości wskaźników jednostkowych wód przypadkowych [1, 2, 3]:

- $q_{inf} \in$ **[0,05; 0,15]** dm^3/(s·ha) - dla infiltracji (wg polskich wytycznych, np. dla $H \leq 4{,}0$ m wskaźnik ten wynosiłby: q_{inf} = 0,006÷0,10 dm^3/(s·ha));
- $q_{wd} \in$ **[0,2; 0,7]** dm^3/(s·ha) - dla dopływu wód deszczowych (nie uwzględniany w bilansach ścieków wg dotychczasowych polskich wytycznych !);

czyli łącznie:

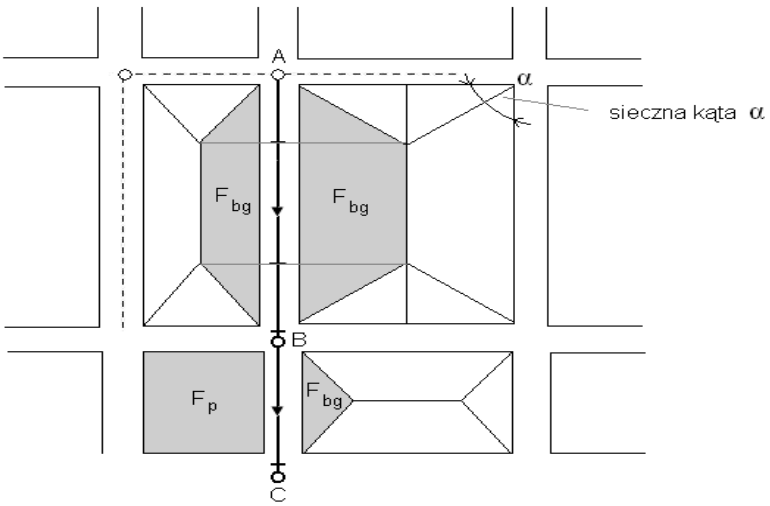
$q_{przyp} \in$ **[0,25; 0,85]** dm^3/(s·ha) - do bilansu ścieków wg wzoru (5.13a).

Strumień wód przypadkowych $Q_{przyp} = Q_{inf} + Q_{wd}$ (w dm^3/s) można określać oddzielnie – dla powierzchni cząstkowych zlewni ścieków bytowo-gospodarczych (F_{bg} w ha) oraz zlewni ścieków przemysłowych (F_p w ha), korzystając z wzorów [1, 2]:

$$Q_{przyp,\,b\text{-}g} = Q_{inf} + Q_{wd} = (q_{inf} + q_{wd}) \cdot F_{bg}$$

$$Q_{przyp,p} = Q_{inf} + Q_{wd} = (q_{inf} + q_{wd}) \cdot F_p$$

Przykład metodyczny. Podział zlewni ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych na powierzchnie cząstkowe, przynależne do danego odcinka kanału ściekowego (A-B-C) i obliczenia strumieni ścieków do doboru średnic – schemat na rys. 5.7.



Rys. 5.7. Schemat podziału zlewni ścieków na powierzchnie cząstkowe

Wymiar kanału na odcinku AB dobieramy na strumień miarodajny - maksymalny godzinowy Q_B (w dm^3/s) - bezpośrednio przed węzłem B:

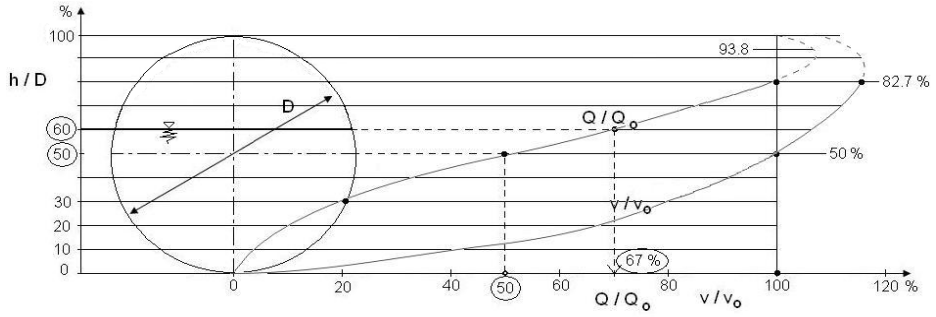
$$Q_B = q_{bg} \cdot Z \cdot \sum F_{bg\,AB} + [(q_{inf} + q_{wd}) \cdot \sum F_{bg\,AB}],$$

a wymiar kanału na odcinku BC na łączny strumień Q_C (na odcinkach AB i BC) - bezpośrednio przed węzłem C:

$$Q_C = Q_B + q_{bg} \cdot Z \cdot F_{bg\,BC} + [(q_{inf} + q_{wd}) \cdot F_{bg\,BC}] + q_p \cdot F_{p\,BC} + [(q_{inf} + q_{wd}) \cdot F_{p\,BC}]$$

5.3. ZALECANE WYPEŁNIENIA KANAŁÓW ŚCIEKOWYCH

Dotychczas w Polsce (wg WTP z 1965 r.) błędnie przyjmowano ryczałtowo strumień wód przypadkowych, w tym infiltracyjnych z rezerwą na przyszłościowy rozwój, w wysokości **100%** $\boldsymbol{Q_{h\ max\ ść}}$, tj. ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych, a wymiar kanału dobierano na $2Q_{h\ max\ ść}$ - do całkowitego wypełnienia kanału. Zmienione zasady projektowe w 1983 roku [wg IKŚ] zalecały przyjmowanie wypełnień względnych kanałów ściekowych $h/D \leq 0{,}6$ (tj. do 60% średnicy) dla kanałów o średnicach $D < 1{,}0$ m, ale dla miarodajnego (maksymalnego godzinowego) strumienia samych ścieków: $Q = Q_{bg} + Q_p$, czyli do 67% obliczeniowej przepustowości całkowitej (Q_o = 100%) kanału kołowego. Tym samym ograniczono rezerwę przepustowości takich kanałów – łącznie na wody przypadkowe i infiltracyjne oraz na przyszłościowy rozwój - z ok. 50% do ok. 33% (rys. 5.6) przepustowości całkowitej (Q_o). Prowadziło to do niedowymiarowania średnic kanałów.



Rys. 5.6. Przykładowe krzywe sprawności hydraulicznej kanału kołowego (Q/Q_o od h/D)

Wypracowane w Niemczech zasady wymiarowania **kanałów ściekowych** są poprawniejsze, bowiem rezerwa bezpieczeństwa przepustowości kanałów (na przyszłościowy rozwój) jest uwzględniana dopiero po wyznaczeniu miarodajnego odpływu ścieków $Q_{m\ ść}$, tj. łącznie: ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych oraz wód przypadkowych (infiltracyjnych i wód deszczowych). Tak więc miarodajny strumień objętości ścieków wyznacza się dla 4 składowych dopływu:

$$\boldsymbol{Q_{m\ ść} = Q_{bg} + Q_p + Q_{inf} + Q_{wd}} \qquad (5.13)$$

- a **kanały ściekowe** dobiera się na wypełnienie h/D od 50 do 70%, co odpowiada przepustowości całkowitej (Q_o = 100%) przekroju kołowego od 50 do 83% (rys. 5.6), czyli pozostaje „czysta" rezerwa na przyszłościowy rozwój od 50 do 17% Q_o – w zależności od ważności kanału ściekowego w systemie. Powstająca w ten sposób „nadwyżka" przepustowości kanału nie może być w żadnym wypadku traktowana w kategorii „rozrzutności", lecz jako zabezpieczenie pewności działania systemu (ochrony przed wylaniem), a także jako rezerwa rozwojowa do ewentualnego wykorzystania w przyszłości.

Zalecenia do doboru średnic kanałów ściekowych

Obecnie, wg wytycznych DWA-A 118:2006, jako minimalną średnicę kanałów bytowo-gospodarczych i przemysłowych w miastach należy przyjmować $\boldsymbol{D_{min} = 0{,}25}$ **m**, a tylko w uzasadnionych przypadkach dopuszcza się (jak w dotychczas) D_{min} = 0,20 m – na początkowych odcinkach sieci, przy znacznych spadkach terenu i luźnej zabudowie.

Minimalne spadki dna kanałów ściekowych można obliczać z formuły: $\boldsymbol{i_{min} = 1/D}$ (i_{min} w [‰] dla D w [m]). Jednakże, dla małych względnych wypełnień kanałów ściekami: $\boldsymbol{h/D \leq 0{,}3}$, spadki dna powinny być znacznie większe niż obliczane z formuły $1/D$, ze względu na niespełnianie wówczas hydromechanicznych warunków transportu zawiesin (organicznych i mineralnych) zawartych w ściekach, w tym wleczonych przy dnie kanału (podano to w notatkach - wg rozdz. 9 z podręcznika [2]). Spadek maksymalny dna kanałów ściekowych ($\boldsymbol{i_{max}}$) powinien wynikać z warunku nieprzekraczania prędkości maksymalnej $\boldsymbol{V_{max} = 3{,}0}$ **m/s**.

6. PODSTAWY BILANSOWANIA WÓD OPADOWYCH

6.1. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA SPŁYWÓW OPADOWYCH

6.1.1. OPADY ATMOSFERYCZNE

Opady atmosferyczne w naszej szerokości geograficznej występują głównie w postaci deszczu (ciekłej) oraz śniegu i gradu (stałej). Ze względu na odmienny charakter spływu:

- **natychmiastowy** w przypadku deszczu,
- **przesunięty w czasie** w przypadku topnieniu śniegu czy lodu,

do wymiarowania kanalizacji rozważane są wyłącznie opady deszczowe, jako dające największe chwilowe odpływy. Spływy wód pochodzące z topnienia śniegu czy lodu stwarzają problemy natury jakościowej - są silnie zanieczyszczone, m.in. pyłami atmosferycznymi, po długim okresie zalegania na powierzchni terenu. Ogólnie, zjawisko opadów deszczowych charakteryzują 3 parametry:

- **intensywność** deszczu $I = \Delta h/\Delta t$ (zmiany wysokości opadu Δh w czasie Δt),
- **czas** trwania deszczu t,
- **zasięg** terytorialny F.

Intensywność deszczu nie jest stała w czasie jego trwania jak też w przestrzeni objętej opadem. Deszcze wyjątkowo intensywne (tzw. ulewne czy nawalne) zdarzają się rzadko (raz na kilka czy raz na kilkanaście lat), trwają krótko i mają mały zasięg terytorialny. Przykład: lokalne „oberwanie chmury". Deszcze mało czy średnio intensywne występują częściej, trwają dłużej i obejmują większe obszary. Przykład: opad regionalny typu „kapuśniaczek".

UWAGA: W kanalizacji posługujemy się częściej pojęciem **jednostkowego natężenia deszczu *q***, w dm^3/s ha, zamiast **intensywności deszczu *I*** = $\Delta h/\Delta t$, w mm/min. Między tymi wielkościami zachodzi związek, wynikający z przeliczenia jednostek miar:

$$q = 166{,}67 \cdot I \tag{6.3}$$

i odwrotnie: $I = q / 166{,}67$.

Zasięg deszczu (w km^2) opisuje w przybliżeniu formuła Rosłońskiego, dla $I < 5$ mm/min:

$$F = 5(5 - I)^3 \ , \tag{6.4}$$

Przykładowo:

- dla I = 1 mm/min (q = 167 dm^3/s ha) - F = 320 km^2 (- obszar dużego miasta),
- dla I = 2 mm/min (q = 333 dm^3/s ha) - F = 135 km^2 (- mniejsze miasto),
- dla I = 3 mm/min (q = 500 dm^3/s ha) - F = 40 km^2 (- dzielnica miasta),
- dla I = 4 mm/min (q = 667 dm^3/s ha) - F = 5 km^2 (- osiedle mieszkaniowe).

6.1.2. PORÓWNANIE ILOŚCIOWE SPŁYWÓW DESZCZOWYCH ZE ŚCIEKAMI

Nie cały opad na obszarze zurbanizowanym - zlewni deszczowej o całkowitej powierzchni F spływa do kanalizacji. Część opadu deszczowego zwilża powierzchnie i wyparowuje, część wypełnia nierówności terenu i wsiąka w grunt, bądź też odpływa poza zlewnię zgodnie ze spadkiem terenu. Wysokość opadu, która nie stała się częścią spływu określa się jako **straty**. Pozostała część – tzw. opad efektywny (dający już spływ powierzchniowy) związany jest z tzw. zlewnią zredukowaną F_{zr} (szczelną):

$$F_{zr} = \psi \cdot F \tag{6.5}$$

gdzie:

ψ - współczynnik spływu powierzchniowego: $\psi = (H - (E + \text{straty}))/H$; $\psi \in [0; 1]$,
H - wysokość opadu normalnego (średniego rocznego z wielolecia min. 30 lat), m/rok,
E - wysokość parowania terenowego, m/rok; „straty" - głównie wsiąkanie, m/rok.

Przykładowe porównanie spływów ścieków i wód opadowych w różnym czasie

Jednostkową wielkość spływu powierzchniowego z opadów w okresie obliczeniowym np. 1 roku, z powierzchni zlewni F = 1,0 ha, oszacować można (w m^3/rok) z wzoru:

$$Q = H \cdot \psi \cdot F \qquad (6.6)$$

Przyjmując dla Polski **opad normalny** H = 0,60 m, spływ wód opadowych z 1 ha powierzchni przykładowo zlewni miejskiej, przy średnim współczynniku spływu ψ = 0,3, wyniesie:

$$Q_{op}^{rocz} = H \cdot \psi \cdot F = 0{,}6m/rok \cdot 0{,}3 \cdot 10000m^2 = 1800\, m^3/rok$$

Odpływ ścieków bytowo-gospodarczych z 1,0 ha zabudowy miejskiej przy przyjęciu gęstości zaludnienia Z = 200 Mk/ha i wskaźnika odpływu ścieków q_j = 0,2 m^3/Mk·d – wraz z usługami, wyniesie w roku:

$$Q_{ść}^{rocz} = 365 \cdot q_j \cdot Z \cdot F = 365d \cdot 0{,}2\, m^3/(Mk \cdot d) \cdot 200\, Mk/ha \cdot 1{,}0ha = 14600\, m^3/rok$$

odpływ ścieków bytowo-gospodarczych jest ok. 8 razy większy od odpływu wód opadowych:

$$Q_{ść}^{rocz.} / Q_{op}^{rocz.} = 14600/1800 \cong 8:1$$

Porównując jednak odpływy **wód deszczowych i ścieków** w krótkich okresach czasu - w czasie trwania intensywnych opadów (miarodajnych do wymiarowania kanałów ogólnospławnych i deszczowych), powyższe relacje odwrócą się. Przykładowo, przyjmując średnie natężenie deszczu np. q = 100 dm^3/s ha, przy współczynniku spływu ψ = 0,3, otrzymamy z powierzchni 1 ha:

$$Q_{op.}^{sek} = q \cdot \psi \cdot F = 100\, dm^3/(s \cdot ha) \cdot 0{,}3 \cdot 1{,}0ha = 30\, dm^3/s$$

a maksymalny godzinowy odpływ ścieków bytowo-gospodarczych, przy N_d = 1,3, N_h = 2.0, q_j = 200 dm^3/Mk·d i Z = 200 Mk/ha, wyniesie z powierzchni 1 ha:

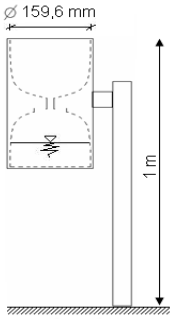
$$Q_{ść}^{sek} = N_d \cdot N_h \cdot q_j \cdot Z \cdot F \,/\, 86400 = 1{,}3 \cdot 2 \cdot 200\, dm^3/(Mk \cdot d) \cdot 200\, Mk/ha \cdot 1{,}0ha \,/\, 86400 = 1{,}2\, dm^3/s$$

Wynika stąd stosunek: $Q_{op}^{sek} / Q_{ść}^{sek} = 30/1{,}2 = 25:1$ (czasem nawet 100:1 - przy bardzo rzadkich częstościach występowania intensywnych opadów).

6.2. POMIARY OPADÓW DESZCZOWYCH

6.2.1. DESZCZOMIERZE KLASYCZNE

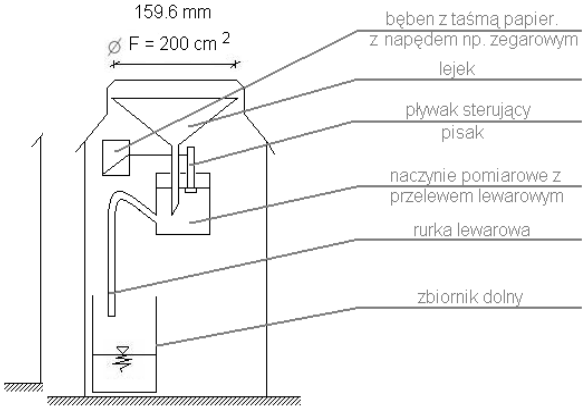
Do rejestracji wysokości opadów atmosferycznych powszechnie stosowany jest **deszczomierz Hellmanna** (rys. 6.2). Składa się z cylindrycznej osłony i dwóch naczyń, montowanych na wysokości 1,0 m n.p.t. Naczynie górne, zakończone lejkiem, kieruje opady do naczynia dolnego - zbiornika. Średnica wlotu wynosi 15,96 cm, stąd F = 200 cm^2. Zwarta budowa urządzenia zmniejsza parowanie. Deszczomierze umieszcza się w okolicy pozbawionej wysokich drzew.



Rys. 6.2. Deszczomierz Hellmanna

Odczyty odbywają się raz na dobę (najczęściej o godz. 7 rano). Woda przelewana jest wówczas ze zbiornika do szklanej menzurki, gdzie odczytuje się jej objętość, skąd wysokość opadu: $h = V/F$ (1,0 mm wysokości opadu oznacza 1,0 dm^3/m^2).

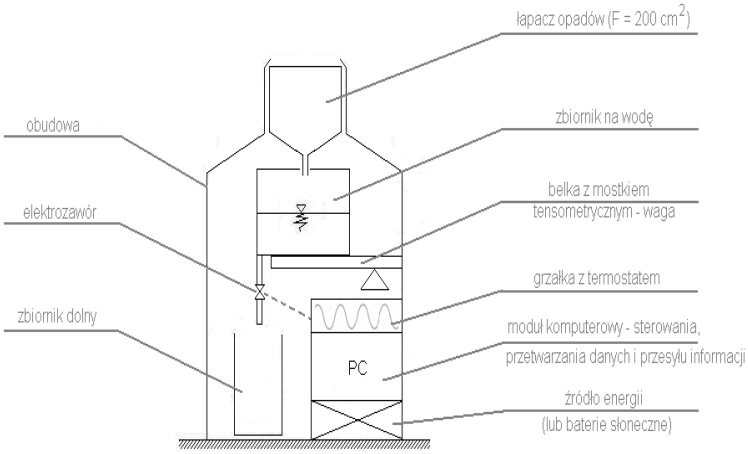
Deszczomierz Hellmanna nie pozwala na rejestrację zmian intensywności opadów w czasie czy też czasu trwania poszczególnych faz opadów. Do tego celu służą (od połowy XX wieku) tzw. **pluwiografy pływakowe** - z graficznym zapisem zdarzeń na pluwiogramach papierowych (rys. 6.3). Dokładność pomiaru i zapisu takich urządzeń jest rzędu 0,1 mm wysokości opadu, tj. 0,1 dm^3/m^2.



Rys. 6.3. Schemat pluwiografu pływakowego

6.2.2. DESZCZOMIERZE NOWEJ GENERACJI - BEZOBSŁUGOWE

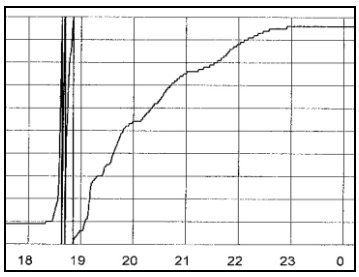
Pluwiometry wagowe. Istotną wadą klasycznych deszczomierzy jest ich uciążliwa obsługa - codzienna w przypadku deszczomierza Hellmanna i co kilka dni w przypadku pluwiografu pływakowego (w tym także obecnie konieczność digitalizacji zapisów na pluwiogramach papierowych do formatu cyfrowego - do ich interpretacji czy archiwizacji). Rozwój automatyki, elektroniki i radiotelefonii nowej generacji skutkował opracowaniem nowych konstrukcji urządzeń do rejestracji opadów deszczowych (ciekłych) i śnieżnych (stałych), zwanych też pluwiointensometrami.



Rys. 6.4. Schemat pluwiointensometru wagowego

Pluwiointensometry wagowe pozwalają na rejestrację opadów atmosferycznych (śniegu i deszczu - opad łączny) z dokładnością do 0,01 mm wysokości opadu (h). Termostat z grzałką umożliwia eksploatację urządzenia w okresach wczesnowiosennych i późnojesiennych – przymrozki (rys. 6.4). Pluwiogram w zapisie cyfrowym jest analogiczny do wyżej omówionego (papierowego), przesyłany może być drogą radiową do centrali.

Pluwiometry korytkowe. Deszczomierze z naczyniami wywrotnymi (korytkami) stosowane są w automatycznych stacjach meteorologicznych, m.in. od 2007 r. w sieci IMGW-PIB - deszczomierze typu RG 50 firmy SEBA. Wyposażone są w dwa, na przemian napełniane i opróżniane zbiorniczki, o małej pojemności (2 cm^3).



Rys. 6.5. Fragment zapisu opadu z dnia 7 VII 2009 r. z deszczomierza SEBA na stacji IMGW w Legnicy (suma wysokości opadu $18^{20} \div 22^{55}$ – h = 38,7 mm)

Impulsy zadziałania rejestrowane są z dokładnością sekundową i wysyłane drogą radiową do centrali w zapisie cyfrowym - w formie zestawień tabelarycznych, wykresów słupkowych (hietogramów) czy pluwiogramów - przykład na rysunku 6.5. Jeden impuls odpowiada opadowi o wysokości h = 0,1 mm (tj. 0,1 dm^3/m^2).

6.2.3. DOKŁADNOŚĆ POMIARÓW OPADÓW I REPREZENTATYWNOŚĆ STACJI

Rejestratory elektroniczne mają istotne wady. W odniesieniu do tradycyjnych pluwiografów pływakowych, które funkcjonują w zasadniczo niezmienionej postaci od kilkudziesięciu lat, urządzenia automatyczne są wrażliwe na zanieczyszczenia i ulegają często rozregulowaniu, a co za tym idzie ich wskazania stają się wówczas niemiarodajne.

Przestawiając system pomiarowy wyłącznie na rejestrację elektroniczną, nie można więc zapominać o okresowych kontrolach i kalibracji tych urządzeń - na podstawie tradycyjnych metod i urządzeń pomiarowych (jak np. deszczomierz Hellmanna czy pluwiograf pływakowy). Na rysunku 6.6 przedstawiono przykład rejestracji opadów na stacji meteorologicznej IMGW-PIB w Legnicy przez kilka urządzeń celem weryfikacji wyników.

Rys. 6.6. Deszczomierze na stacji meteorologicznej IMGW w Legnicy, od lewej: pluwiografy pływakowy i korytkowy (SEBA) oraz deszczomierz Hellmanna

6.3. CHARAKTERYSTYKA ILOŚCIOWA OPADÓW

6.3.1. KRZYWE WZORCOWE OPADÓW

O zjawisku (tzw. reżimie) opadowym określonego obszaru decyduje:

- położenie geograficzne,
- odległość od mórz i oceanów,
- ukształtowanie powierzchni i wyniesienie nad poziomem morza,
- pokrycie i sposób użytkowania terenu.

Ekstremalnie intensywne opady występujące w warunkach polskich nie różnią się znacząco pod względem zwłaszcza dobowych sum wysokości od notowanych w krajach ościennych (położonych na granicy klimatu morskiego i kontynentalnego, jak Niemcy czy Czechy), podobnie jak i opady we Wrocławiu (na Strachowicach) w porównaniu do Warszawy (na Bielanach) – tabela 6.2.

Tab. 6.2. Maksymalne wysokości opadów (w mm) o czasie trwania od 5 minut do 72 godzin w wybranych krajach Europy na tle Wrocławia (Strachowice) i Warszawy (Bielany) [1, 2]

Kraj / Miejscowość	Czas trwania opadu											
	minuty				godziny					doby		
	5	10	15	30	1	2	3	6	12	1	2	3
Polska	25,3	80	79,8	126	176,1	117,9	220	221,8	-	300	428	557
Niemcy	-	126	-	40	200	239	246	112	-	312	379,9	458
Czechy	29,8	39,8	50,2	79,9	92,8	117	126,6	158,5	203,6	345,1	380	536,7
Wrocław	13,1	18,7	24,7	32,9	35,3	57,7	61,9	63,1	64,2	80,1	103,9	116,9
Warszawa	20,6	21,9	28	36,6	40,8	49,5	50,4	57	68	80,1	109,7	113,3

Podstawową formą **ilościowego opisu opadów deszczowych** są modele na zależność: intensywności I (mm/min) lub natężenia jednostkowego q (dm^3/s ha) bądź wysokości h (mm) opadu od czasu jego trwania t i prawdopodobieństwa wystąpienia p lub zamiennie częstości (powtarzalności) C opadu (lata), typu:

$$I = I(t, p); \quad q = q(t, p); \quad h = h(t, p) \tag{6.7}$$

Związek intensywności (czy natężenia jednostkowego) bądź wysokości opadu z czasem jego trwania prezentowany jest najczęściej w postaci **krzywych** typu **IDF** (*Intensity-Duration Frequency*), bądź typu **DDF** (*Depth-Duration Frequency*), dla różnych prawdopodobieństw p (zamiennie częstości C) wystąpienia opadu. Krzywe te stanowią rodzinę hiperbol o równaniu:

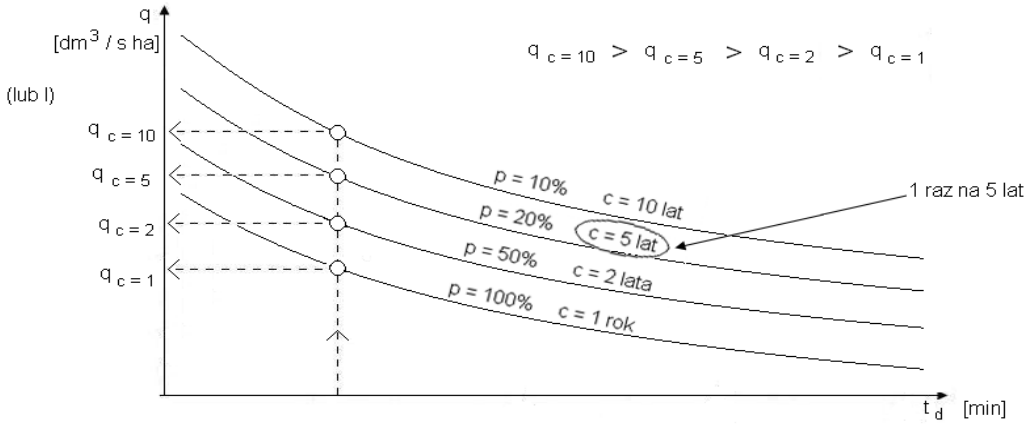
$$I = \frac{a}{(t+b)^n} + c\,, \tag{6.8}$$

w którym: a, b, c, n - współczynniki empiryczne, zależne od prawdopodobieństwa pojawienia się danego deszczu oraz od czynników klimatycznych i fizjograficznych zlewni.

Krzywe deszczy typu IDF czy DDF są tworami syntetycznymi, ustalanymi na podstawie materiału empirycznego. Na ich podstawie tworzony jest **opad blokowy** - o stałej wartości natężenia w czasie, który jest podstawą wymiarowania kanalizacji deszczowej.

6.3.2. ZWIĄZEK NATĘŻENIA OPADU Z CZĘSTOŚCIĄ WYSTĘPOWANIA

Zależność pomiędzy natężeniem jednostkowym a czasem trwania deszczu o określonym **prawdopodobieństwie pojawiania się** - czyli **częstości występowania** (tj. powtarzalności w latach) przedstawiono poglądowo na rysunku 6.8.



Rys. 6.8. Zależność typu IDF - natężenia jednostkowego q od czasu trwania t deszczu o określonym prawdopodobieństwie p pojawiania się – zamiennie częstości występowania C

Prawdopodobieństwo (*p*) pojawienia się danego deszczu z **częstością (*C*)** jego występowania ujmuje związek:

$$p = \frac{100}{C} \tag{6.9}$$

gdzie: p – prawdopodobieństwo występowania deszczu wyrażane w % (bądź w ułamku, wówczas $p = 1/C$) określa ile razy w przeciągu 100-lecia zostanie osiągnięte lub przekroczone dane natężenia deszczu q (w $dm^3/s\ ha$),

C – częstość pojawiania się deszczu wyrażana w latach oznacza, że w danym C letnim cyklu zdarzy się przynajmniej raz deszcz o natężeniu równym lub większym od q:

$$C = \frac{100}{p} \tag{6.10}$$

- co interpretujemy jako **1 raz na *C* lat**.

W niektórych krajach Europy funkcjonuje pojęcie częstotliwości n występowania opadu:

$$\text{„Częstotliwość”} \overset{df}{\Rightarrow} n = \frac{1}{C}, \quad [1/\text{rok}] \tag{6.11}$$

- stąd fizykalnie: $n = p/100$, gdy p w % oraz $n = p$, gdy p wyrazimy w ułamku (tab. 6.3).

Tab. 6.3. Prawdopodobieństwo (p), częstotliwość (n) a częstość (C) występowania opadów

Prawdopodobieństwo występowania deszczu *p*		**Częstotliwość występowania deszczu *n***	**Częstość - powtarzalność deszczu *C***
[%]	[-]	[rok^{-1}]	[1 raz na *C* lat]
100	1	1	**1**
50	0,5	0,5	**2**
20	0,2	0,2	**5**
10	0,1	0,1	**10**
5	0,05	0,05	**20**
1	0,01	0,01	**100**

Z przyczyn ekonomicznych systemy kanalizacyjne nie mogą być tak projektowane, aby w czasie dowolnie intensywnego deszczu zagwarantować pełną ochronę terenu przed wylaniem. Nieopłacalne jest bowiem projektowanie kanalizacji na bardzo niskie prawdopodobieństwo pojawienia się deszczy, np. o $p = 0{,}01 = 1\%$, tj. zdarzających się 1 raz na 100 lat, gdyż średnice kanałów byłyby wówczas bardzo duże i niewykorzystywane przez dziesięciolecia. Nie można też za pomocą obliczeń w wiarygodny sposób określić fizycznie największego (np. o $C = 100$ lat) odpływu, ze względu na losowy charakter opadów.

Do projektowania odwodnień terenów brane są pod uwagę intensywne opady o częstości występowania $C \in [1; 10]$ lat oraz o $C \in [10; 50]$ lat - do weryfikacji częstości wylewów. Wymagany standard odwodnienia terenu wg **PN-EN 752**, definiowany jest jako: przystosowanie systemu kanalizacyjnego do przyjęcia maksymalnych (prognozowanych) strumieni wód opadowych z częstością równą akceptowanej społecznie częstości wystąpienia wylania z kanalizacji na powierzchnię terenu [1, 2, 3].

6.4. MODELE OPADÓW DO PROJEKTOWANIA KANALIZACJI

6.4.1. MODELE OPADÓW O ZASIĘGU OGÓLNOPOLSKIM

Model Reinholda

W 1940 roku Reinhold opublikował zasady projektowania kanalizacji obiektów komunikacyjnych typu: autostrady, mosty i wiadukty, przejścia i przejazdy pod ulicami czy lotniska, w których sformułował model fizykalny opadów postaci [1, 2]:

$$q = q_{15,1}\frac{38}{t+9}\left(\frac{1}{\sqrt[4]{n}} - 0{,}3684\right) = q_{15,1}\frac{38}{t+9}\left(\sqrt[4]{C} - 0{,}3684\right) \qquad (6.12)$$

gdzie:

q - jednostkowe (maksymalne) natężenie deszczu, dm^3/(s·ha),

$q_{15,1}$ - natężenie deszczu (wzorcowego) o czasie trwania t = 15 min i częstotliwości występowania n = 1 rok^{-1} (czyli dla częstości występowania C = 1 rok), dm^3/(s·ha),

t - czas trwania deszczu, min,

n - częstotliwość występowania deszczu o natężeniu q lub większym ($n = 1/C$), rok^{-1}.

W modelu Reinholda przestrzenna zmienność natężenia opadów (q) uzależniona była od przyjmowanej wartości lokalnego natężenia deszczu wzorcowego ($q_{15,1}$). Po II Wojnie Światowej, model Reinholda był stosowany do projektowania kanalizacji w państwach zachodnich (Niemcy, Szwajcaria, Austria), a także w państwach Europy środkowej m.in. w Polsce. Najczęściej do wymiarowania odwodnień terenów przyjmowano: $q_{15,1}$ = **100** dm^3/(s·ha). Obecnie w Niemczech zaleca się odczytywanie jednostkowego natężenia deszczu wzorcowego z atlasu **KOSTRA** - indywidualnie dla każdej zlewni miejskiej, bowiem $\boldsymbol{q_{15,1}}$ zmienia się w granicach od 90 do 170 dm^3/(s·ha).

UWAGA: model Reinholda (z 1940 roku) zaniża wyniki jednostkowych natężeń współczesnych deszczy o rząd 15% [1, 2].

Model Błaszczyka

Dotychczas, najczęściej stosowanym do projektowania kanalizacji deszczowej w Polsce był fizykalny model opadów – w postaci wzoru Błaszczyka (z 1954 r.):

$$q = \frac{6.631\ \sqrt[3]{H^2 C}}{t^{2/3}} \qquad (6.14)$$

gdzie:

q - jednostkowe natężenie deszczu, dm^3/(s·ha),

t - czas trwania deszczu, min,

H - wysokość opadu normalnego (średniego rocznego z wielolecia min 30 lat), mm,

C - częstość (powtarzalność) występowania deszczu o natężeniu q z przewyższeniem, lata.

Wzór Błaszczyka (6.14) oparty został na analizie statystycznej (79) intensywnych deszczy, zarejestrowanych w Warszawie w latach **1837÷1891 i 1914÷1925** – czyli od 180 do 90 lat temu – **jest obecnie nieaktualny!**. Zmienność opadów na obszarze kraju scharakteryzowana była za pomocą tzw. opadu normalnego (średniego w wieloleciu min 30 lat). Dla wartości średniej dla Polski $\boldsymbol{H}$ **= 600 mm** wzór Błaszczyka upraszczał się do postaci:

$$q = \frac{470\ \sqrt[3]{C}}{t^{2/3}} \qquad (6.15)$$

UWAGA 1: Na podstawie pomiarów na stacji meteorologicznej IMGW-PIB we Wrocławiu z okresu 1960-2009, wykazano, że wzór Błaszczyka zaniża wyniki obecnych jednostkowych natężeń deszczów **o rząd 40%** (np. $q_{15,1}$ = 77 dm^3/(s·ha) wobec $q_{15,1}$ = 112 dm^3/(s·ha)).

- wg Kotowski A., Kaźmierczak B., Dancewicz A.: Modelowanie opadów do wymiarowania kanalizacji. Wyd. Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN. Studia z zakresu Inżynierii nr 68, Warszawa 2010.

UWAGA 2: Na podstawie ogólnopolskich danych o opadach z lat 1986÷2015 ze 100 stacji IMGW-PIB, wykazano, że wzór Błaszczyka zaniża obecne jednostkowe natężenia deszczów średnio **o 33%** na terenie całego kraju oraz **o 36%** w Warszawie.

- wg Licznar P., Siekanowicz-Grochowina K., Oktawiec M., Kotowski A., Burszta-Adamiak E.: *Empiryczna weryfikacja formuły Błaszczyka do obliczania wartości natężenia deszczu miarodajnego*. Ochrona Środowiska 2018, vol. 40, nr 2, s. 17-22.

Model Bogdanowicz i Stachy

Bogdanowicz i Stachy, na podstawie ogólnopolskich pomiarów deszczy - w latach 1960÷1990, na 20 stacjach meteorologicznych IMGW, opublikowali w 1998 roku tzw. „charakterystyki projektowe" opadów, w postaci modelu probabilistycznego opadów maksymalnych:

$$h_{max} = 1{,}42t^{0{,}33} + \alpha(R,t)\cdot(-\ln p)^{0{,}584} \qquad (6.16)$$

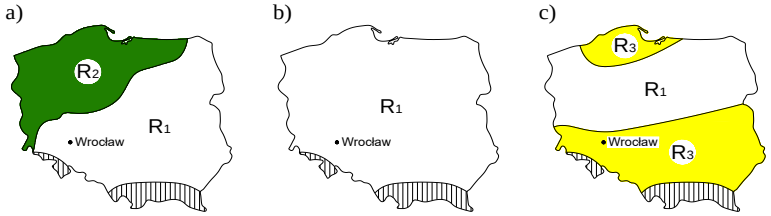
gdzie:

h_{max} - maksymalna wysokość opadu, mm,

t - czas trwania deszczu, min,

p - prawdopodobieństwo przewyższenia opadu: $p \in (0;1]$,

α - parametr (skali) zależny od regionu Polski i czasu t (rys. 6.10).



Rys. 6.10. Regiony opadów maksymalnych: a) dla czasów trwania deszczy $t \in [5; 60)$ min; b) dla $t \in [60; 720)$ min; c) dla $t \in [720; 4320]$ min (R_1 - region centralny; R_2 - region północno-zachodni; R_3 - regiony południowy i nadmorski)

Dla $p = 1$ (czyli dla $C = 1$ rok) model (6.16) upraszcza się do funkcji, będącej dolnym ograniczeniem przyjętego rozkładu prawdopodobieństwa, postaci:

$$h_{max} = 1{,}42t^{0{,}33} \qquad (6.17)$$

Dla prawdopodobieństw przewyższenia $p < 1$ (czyli dla $C > 1$), w regionie centralnym Polski **(R_1)** parametr α obliczany jest z wzorów (rys. 6.10):

$$\alpha(R,t) = 4{,}693\ln(t+1) - 1{,}249 \quad \text{- dla } t \in [5; 120) \text{ min,} \qquad (6.18)$$

$$\alpha(R,t) = 2{,}223\ln(t+1) + 10{,}639 \quad \text{- dla } t \in [120; 1080) \text{ min,} \qquad (6.19)$$

$$\alpha(R,t) = 3{,}01\ln(t+1) + 5{,}173 \quad \text{- dla } t \in [1080; 4320] \text{ min.} \qquad (6.20)$$

Analogicznie, dla regionu północno-zachodniego **(R_2)** parametr α obliczany jest z wzorów (dla czasów trwania opadów ≥ 60 minut region R_2 zanika, przechodząc w R_1):

$$\alpha(R,t) = 3{,}92\ln(t+1) - 1{,}662 \quad \text{- dla } t \in [5; 30] \text{ min,} \qquad (6.21)$$

$$\alpha(R,t) = 9{,}160\ln(t+1) - 19{,}6 \quad \text{- dla } t \in (30; 60) \text{ min.} \qquad (6.22)$$

Dla regionów południowego i nadmorskiego (R_3) parametr α obliczany jest z wzoru:

$$\alpha(R,t) = 9{,}472\ln(t+1) - 37{,}032 \quad \text{- dla } t \in [720; 4320] \text{ min.} \qquad (6.23)$$

UWAGA 1: Model Bogdanowicz i Stachy nie obejmuje obszarów górskich i podgórskich.

UWAGA 2: Model Bogdanowicz-Stachy obarczony jest błędem odnośnie wysokości opadów dla częstości deszczy pojawiających się raz na rok (tj. $C = 1$ rok). Łatwo wykazać, że z przekształcenia wzoru Bogdanowicz-Stachy (6.17) do postaci wzoru na jednostkowe natężenie deszczu q (w dm^3/(s·ha)) dla $p = 1$ otrzymamy:

$$q_{(max)} = 236{,}7/t^{0{,}67}, \qquad (6.24)$$

a z wzoru **Błaszczyka** (6.15) dla $H = 600$ mm i $C = 1$ rok mamy:

$$q = 470/t^{0{,}67}, \qquad (6.25)$$

Tak więc, dla $C = 1$ rok wynik obliczeń q z wzoru (6.24) jest dwukrotnie mniejszy.

UWAGA 3: Dla częstości deszczy $C = 2$, 5 i 10 lat, z modelu Bogdanowicz-Stachy otrzymamy maksymalne natężenia opadów bliskie zmierzonym we Wrocławiu [1, 2].

6.4.2. MODELE OPADÓW O ZASIĘGU LOKALNYM – DLA WROCŁAWIA

Model Lambora

Model fizykalny Lambora (z 1953 r.) na intensywność opadów we Wrocławiu ma postać:

$$I = \frac{43{,}7 - 15\log p}{(t + 0{,}03)^{0{,}7}} \tag{6.26}$$

gdzie:

I - intensywność opadu deszczu, mm/h,

p - prawdopodobieństwo wystąpienia opadu, %,

t - czas trwania deszczu, h.

Przykładowo dla t = 15 min i p = 100% (C = 1 rok) z modelu Błaszczyka (6.15) otrzymujemy $q_{15,1}$ = 77 dm^3/s ha, a z modelu (6.26) Lambora (dla Wrocławia) $q_{15,1}$ = 92,8 dm^3/s ha.

Model Licznara i Łomotowskiego

Licznar i Łomotowski dla danych pluwiograficznych ze stacji UP Wrocław-Swojczyce z wielolecia 1975-2002 wyestymowali współczynniki empiryczne fizykalnego modelu opadów, o ogólnej postaci:

$$q_{\max} = \frac{a}{(t + b)^n} + c \tag{6.27}$$

gdzie:

$q_{\max}$ - jednostkowe maksymalne natężenie opadów, dm^3/(s·ha),

t - czas trwania deszczu: $t \in [5; 180]$ min,

a, b, c, n - współczynniki regresji, zależne od prawdopodobieństwa empirycznego:

Tab. 6.4. Wartości współczynników a, b, c i n do wzoru (6.27)

Prawdopodobieństwo p, %			
10%	**20%**	**50%**	**100%**
a = 713,8329	a = 82413,63	a = 643645564,0	a = 1573,239
b = -3,88429	b = 19,57292	b = 64,88700	b = 4,787518
c = -210,067	c = 20,40978	c = 20,62691	c = 6,351722
n = 0,218073	n = 1,752958	n = 3,535880	n = 0,949642

Modele Kotowskiego i Kaźmierczaka

Dla danych pluwiograficznych z wielolecia 1960-2009 ze stacji IMGW Wrocław-Strachowice opracowano dwa modele (fizykalny i probabilistyczny) na maksymalną wysokość opadów we Wrocławiu [1, 2].

1. Model fizykalny opadów maksymalnych, w zakresie $t \in [5; 4320]$ minut i $C \in [1; 50]$ lat, ma postać:

$$h_{\max} = (6{,}670 + 1{,}677\ln(C - 0{,}530))(t - 3{,}450)^{0{,}265}, \tag{6.28}$$

a przekształcony na maksymalne natężenia opadów:

$$q_{\max} = 166{,}7[(6{,}670 + 1{,}677\ln(C - 0{,}530))(t - 3{,}450)^{0{,}265}]t^{-1} \tag{6.29}$$

gdzie:

$h_{\max}$ - maksymalna wysokość opadu, mm,

$q_{\max}$ - jednostkowe maksymalne natężenie opadu, dm^3/(s·ha),

t - czas trwania opadu, min,

C - częstość występowania deszczu o danym natężeniu (z przewyższeniem), lata.

2. Model probabilistyczny (oparty na kwantylu rozkładu prawdopodobieństwa Fishera-Tippetta typ III$_{\min}$) dla zakresu $t \in [5; 4320]$ minut i $p \in [1; 0{,}01]$ (tj. $C \in [1; 100]$ lat):

$$h_{max} = -4{,}583 + 7{,}412t^{0{,}242} + \left(97{,}105t^{0{,}0222} - 98{,}675\right)\left(-\ln p\right)^{0{,}809}, \qquad (6.30)$$

a przekształcony na maksymalne jednostkowe natężenia opadów:

$$q_{max} = 166{,}7[-4{,}583 + 7{,}412t^{0{,}242} + \left(97{,}105t^{0{,}0222} - 98{,}675\right)\left(-\ln p\right)^{0{,}809}]t^{-1} \qquad (6.31)$$

gdzie:

h_{max} - maksymalna wysokość opadu, mm,

q_{max} - jednostkowe maksymalne natężenie opadu, $dm^3/(s \cdot ha)$,

t - czas trwania opadu, min,

p - prawdopodobieństwo przewyższenia opadu: $p \in (0; 1]$, -.

6.4.3. PORÓWNANIE MODELU BŁASZCZYKA Z INNYMI MODELAMI OPADÓW

Do celów porównawczych przyjęto wynik obliczeń natężenia opadu **z wzoru Błaszczyka (q_B) za 100%**. Względne przewyższenia obliczeń q z innych modeli względem modelu Błaszczyka (q/q_B) zaznaczono **pogrubioną czcionką** (tab. 6.5). Przewyższenia q/q_B w różnych zakresach t i C sięgają nawet 60%. Przeciętnie są na poziomie o 40% większym.

Tab. 6.5. Porównanie natężeń deszczy obliczonych z modeli różnych autorów względem modelu Błaszczyka (q/q_B) - najczęściej stosowanego w Polsce do wymiarowania kanalizacji

Częstość deszczu C, lata	**Czas trwania deszczu t, min**	**Błaszczyk** q_B = 1,0 (100%)	**Reinhold** $q_{15,1}$ = 100 dm^3/s ha	**Bogdanowicz-Stachy** - region północno-zachodni	**Bogdanowicz-Stachy** - region centralny	**Lambor** - Wrocław	**Licznar- Łomotowski** - Wrocław-Swojczyce	**Kaźmierczak** model fizykalny - Wrocław-	**Kotowski-Kaźmierczak** model probabilistyczny - Wrocław- Strachowice
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C = 1	10	1,00	**1,25**	0,50	0,50	**1,18**	**1,27**	**1,47**	**1,38**
	15	1,00	**1,30**	0,50	0,50	**1,21**	**1,28**	**1,49**	**1,40**
	30	1,00	**1,27**	0,50	0,50	**1,23**	**1,25**	**1,48**	**1,41**
	60	1,00	**1,15**	0,50	0,50	**1,23**	**1,19**	**1,44**	**1,40**
	120	1,00	0,98	0,50	0,50	**1,21**	**1,17**	**1,39**	**1,38**
	180	1,00	0,87	0,50	0,50	**1,07**	**1,20**	**1,36**	**1,37**
C = 2	10	1,00	**1,29**	**1,22**	**1,46**	**1,24**	**1,36**	**1,58**	**1,44**
	15	1,00	**1,34**	**1,25**	**1,49**	**1,27**	**1,46**	**1,60**	**1,49**
	30	1,00	**1,31**	**1,27**	**1,49**	**1,29**	**1,42**	**1,59**	**1,53**
	60	1,00	**1,18**	**1,46**	**1,46**	**1,30**	**1,19**	**1,55**	**1,53**
	120	1,00	**1,01**	**1,39**	**1,39**	**1,28**	**1,12**	**1,49**	**1,50**
	180	1,00	0,90	**1,30**	**1,30**	**1,27**	**1,25**	**1,45**	**1,48**
C = 5	10	1,00	**1,31**	**1,28**	**1,57**	**1,44**	**1,38**	**1,46**	**1,30**
	15	1,00	**1,36**	**1,32**	**1,61**	**1,48**	**1,41**	**1,50**	**1,39**
	30	1,00	**1,33**	**1,34**	**1,61**	**1,50**	**1,31**	**1,49**	**1,44**
	60	1,00	**1,20**	**1,57**	**1,57**	**1,50**	**1,13**	**1,45**	**1,44**
	120	1,00	**1,02**	**1,49**	**1,49**	**1,49**	**1,06**	**1,39**	**1,41**
	180	1,00	0,91	**1,38**	**1,38**	**1,47**	**1,13**	**1,36**	**1,38**
C = 10	10	1,00	**1,30**	**1,20**	**1,48**	**1,15**	**1,25**	**1,32**	**1,17**
	15	1,00	**1,35**	**1,24**	**1,52**	**1,17**	**1,28**	**1,35**	**1,25**
	30	1,00	**1,32**	**1,26**	**1,52**	**1,19**	**1,35**	**1,34**	**1,31**
	60	1,00	**1,19**	**1,48**	**1,48**	**1,19**	**1,32**	**1,30**	**1,31**
	120	1,00	**1,01**	**1,40**	**1,40**	**1,18**	**1,05**	**1,26**	**1,28**
	180	1,00	0,90	**1,30**	**1,30**	**1,17**	0,67	**1,23**	**1,25**

UWAGI: Z porównania wynika konieczność zastąpienia wzoru Błaszczyka (z 1954 r.) współczesnymi modelami opadów maksymalnych. Dla C = 1 rok model Bogdanowicz-Stachy zaniża wyniki o 50% względem wzoru Błaszczyka. Dla częstości C = 2, 5 i 10 lat z modelu Bogdanowicz-Stachy, np. dla regionu R1 otrzymamy maksymalne natężenia nieznacznie wyższe względem zmierzonych obecnie we Wrocławiu (czyli w klasie dokładności modeli).

7. DOTYCHCZASOWE METODY WYMIAROWANIA KANALIZACJI DESZCZOWEJ

7.1. METODY CZASU PRZEPŁYWU

7.1.1. ZASADY OBLICZENIOWE MCP

Zjawisko opad-odpływ w danej zlewni zurbanizowanej jest zagadnieniem złożonym i trudnym do uogólnienia. Proces spływu wód opadowych można podzielić na **3 fazy**:

- tworzenia spływu,
- koncentracji terenowej,
- odpływu kanałowego.

Tworzenie spływu obejmuje procesy fizyczne takie jak: zwilżanie, wypełnianie zagłębień terenu, parowanie i wsiąkanie w grunt, poprzedzające przekształcenie opadu w efektywny spływ powierzchniowy. Część opadu, która nie tworzy spływu określa się jako straty. Efektywny spływ powierzchniowy zależy od wielu czynników, jak:

- rodzaj i stopień uszczelnienia (utwardzenia) powierzchni,
- nachylenie terenu (powierzchni przepuszczalnych i nie przepuszczalnych),
- natężenie deszczu i czas jego trwania,
- rodzaj gruntu i pokrycie roślinnością powierzchni przepuszczalnych,
- wilgotność i temperatura powietrza.

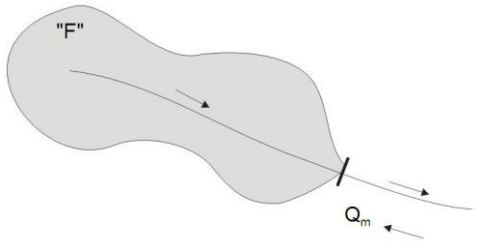
Koncentracja terenowa obejmuje przekształcenie powierzchniowo rozdzielonego opadu efektywnego w powstający w najniższym punkcie rozpatrywanej zlewni hydrogram odpływu. Odgrywają przy tym rolę procesy spływu na powierzchni (przesunięcie w czasie) i efekty opóźniające (retencja terenowa).

Odpływ w kanałach podlega również efektom przesunięcia w czasie i retencji m.in. w wyniku istnienia oporów przepływu (spowodowanych chropowatością ścian kanałów na zwilżonym obwodzie), jak i wypełnianiem się kanałów do przepływu obliczeniowego.

Wymiarowanie kanalizacji deszczowej bądź ogólnospławnej opiera się z konieczności na założeniach upraszczających. Mianowicie zakłada się, że:

- dana zlewnia (F) zasilana jest deszczem o stałym natężeniu - **opad blokowy**,
- rozdział powierzchniowy opadu jest równomierny - **zlewnia homogeniczna**,

- wówczas uzyskuje się miarodajny do wymiarowania systemów kanalizacyjnych odpływ wód deszczowych (Q_m).



Rys. 7.1. Schemat zlewni deszczowej o powierzchni F

Historycznie, wzór wyjściowy na miarodajny odpływ wód deszczowych Q_m (w dm^3/s) ze zlewni ma postać:

$$Q_m = q \cdot \varphi \cdot \psi \cdot F \tag{7.1}$$

gdzie:

q - natężenie jednostkowe deszczu: $q = q(t_d, C)$, dm^3/(s·ha),
φ - współczynnik opóźnienia odpływu (redukcji natężenia deszczu), -,
ψ - współczynnik spływu powierzchniowego, -,
F - powierzchnia zlewni, ha.

Współczynnik opóźnienia **(φ)**, zwany też współczynnikiem redukcji natężenia deszczu, związany jest z czasem spływu wód deszczowych od najdalszego punktu zlewni do przekroju obliczeniowego. Zależy od wielu czynników (opóźnienia i retencji), tj. głównie od czasów: **przepływu w kanale** (t_p) oraz **koncentracji terenowej** (t_k) i **retencji kanałowej** (t_r).

Współczynnik spływu powierzchniowego **(ψ)** ujmuje stosunek wielkości spływu wód opadowych Q_{sp} ze zlewni (o powierzchni F) do wielkości opadu Q_{op} w tej zlewni:

$$\psi = \frac{Q_{sp}}{Q_{op}} \leq 1 \tag{7.2}$$

Wartość współczynnika spływu zależy głównie od rodzaju zagospodarowania (uszczelnienia) terenu zlewni, ale także od spadków powierzchni oraz natężenia deszczu (C). Dotychczas, w wymiarowaniu kanalizacji obliczano zastępczy – tj. **średni ważony współczynnik spływu** dla zlewni cząstkowej (podzlewni), przyporządkowanej do danego odcinka kanału, z wzoru:

$$\psi = \frac{\psi_1 \cdot F_1 + \psi_2 \cdot F_2 + ... + \psi_n \cdot F_n}{F_1 + F_2 + ... + F_n} = \frac{\sum_{i=1}^{n} (\psi_i \cdot F_i)}{\sum_{i=1}^{n} F_i} = \frac{F_{zr}}{F} \tag{7.3}$$

gdzie:

ψ_i - współczynnik spływu (i-tej) powierzchni składowej podzlewni kanału, -,

F_i - (i-ta) powierzchnia składowa podzlewni F, ha.

Spływ powierzchniowy utożsamiano ze **zlewnią zredukowaną** - o równoważnej szczelnej powierzchni - $\boldsymbol{F_{zr}}$ obliczanej ze wzoru:

$$F_{zr} = \psi \cdot F \tag{7.4}$$

UWAGA: W projektowaniu odwodnień terenów w Polsce, **współczynnik spływu** był błędnie utożsamiany – tylko ze stopniem uszczelnienia powierzchni zlewni - niezależnie od spadków terenu oraz natężenia deszczu obliczeniowego ($q(t, C)$). Wartość współczynnika spływu (ψ_i) danej powierzchni cząstkowej (F_i) zlewni deszczowej określano więc wyłącznie w zależności od rodzaju pokrycia - stopnia uszczelnienia terenu:

- **Gdy znane były szczegółowe plany zagospodarowania przestrzennego terenów:**
  - dachy szczelne…… $\psi \in [0{,}9;0{,}95]$
  - drogi asfaltowe …… $\psi \in [0{,}85;0{,}90]$
  - bruki kamienne, klinkierowe …… $\psi \in [0{,}75;0{,}85]$
  - drogi tłuczniowe…….. $\psi \in [0{,}25;0{,}60]$
  - drogi żwirowe ..…… $\psi \in [0{,}15;0{,}30]$
  - parki, ogrody, łąki, zieleńce …… $\psi \in [0{,}0;0{,}10]$
- **Gdy brak było szczegółowych planów zagospodarowania przestrzennego miast:**
  - zabudowa zwarta …….. $\psi \in [0{,}5;0{,}7]$
  - zabudowa luźna …… $\psi \in [0{,}3;0{,}5]$
  - zabudowa willowa…..…… $\psi \in [0{,}2;0{,}3]$
  - powierzchnie niezabudowane.…….. $\psi \in [0{,}1;0{,}2]$
  - parki i duże obszary zieleni …..…… $\psi \in [0{,}0;0{,}1]$

Edel (w 2002 roku) zaproponował uzależnianie wartości współczynnika spływu dodatkowo od spadków powierzchni, co przedstawiono w tabeli 7.1. Był to już pewien postęp metodyczny. Nadal jednak nie uwzględniano wpływu natężenia opadów deszczu (o danej częstości występowania) na wartość współczynnika spływu, co proponuje się obecnie w metodzie MMN (rozdz. 8.3 [2]) - na wzór niemieckiej metody MWO (wg rozdz. 7.3 [2]).

Tab. 7.1. Wartości współczynnika spływu w zależności od rodzaju i spadku powierzchni wg Edela

Rodzaj powierzchni / zagospodarowanie terenu	**Spadek powierzchni [%]**					
	0,5	**1,0**	**2,5**	**5,0**	**7,5**	**10,0**
	Wartość współczynnika spływu ψ					
Dachy	0,85	0,90	0,96	0,98	0,99	1,00
Bruki szczelne	0,70	0,72	0,75	0,80	0,85	0,90
Bruki zwykłe	0,50	0,52	0,55	0,60	0,65	0,70
Aleje spacerowe	0,20	0,22	0,25	0,30	0,35	0,40
Parki i ogrody	0,10	0,12	0,15	0,20	0,25	0,30
Grunty rolne	0,05	0,08	0,10	0,15	0,20	0,25
Lasy	0,01	0,02	0,04	0,06	0,10	0,15
Zabudowa zwarta	0,80	0,82	0,85	0,90	0,95	1,00
Zabudowa luźna	0,60	0,62	0,65	0,70	0,75	0,80
Zabudowa willowa	0,40	0,42	0,45	0,50	0,55	0,60

Norma PN-EN 752 podaje tutaj ogólne, graniczne wartości:

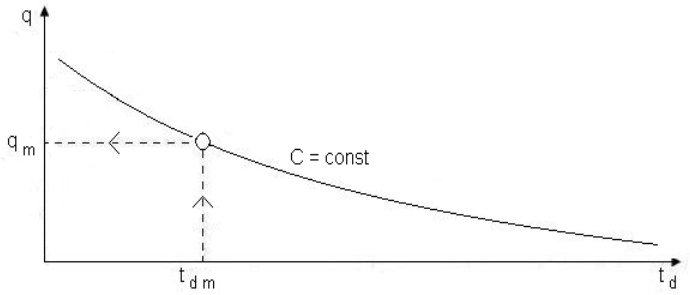
- ψ = 1,0 dla dachów o powierzchni F < 100 m^2 i ψ = 0,5 dla dachów **żwirowych i z zielenią ekstensywną** o F > 1 ha,
- ψ = 0,9÷1,0 dla powierzchni nieprzepuszczalnych i stromych dachów,
- ψ = 0÷0,3 dla powierzchni przepuszczalnych.

W przypadku występowania wysokich budynków powierzchnię dachów zaleca zwiększać do 30%.

UWAGA: Należy zdawać sobie sprawę z faktu, że w wraz z rozwojem miast, w efekcie postępującego doinwestowania terenów rośnie wartość współczynnika spływu, w skutek wzrostu stopnia uszczelnienia powierzchni terenów zurbanizowanych.

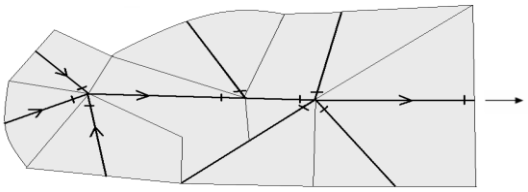
7.1.2. WYBÓR CZASU TRWANIA DESZCZU MIARODAJNEGO

Po przyjęciu określonej częstości ***C*** występowania deszczu obliczeniowego (wg PN-EN 752) pojawia się pytanie, jakie jest miarodajne natężenie deszczu (q_m) - zależne od miarodajnego do zwymiarowania kanału czasu jego trwania (t_{dm}), w konkretnym węźle obliczeniowym?



Rys. 7.2. Zależność (typu IDF) natężenia deszczu q od jego czasu trwania t_d - dla danej częstości C występowania

UWAGA: Każdemu przekrojowi (x) kanału, na jego trasie (patrz schemat na rys. 7.3), odpowiada inny czas spływu deszczu, a zatem inna wartość $q_m(t_{dm})$ jest miarodajna do zwymiarowania kanału w kolejnym przekroju (x+1). Im dalszy przekrój obliczeniowy, tym dłuższy czas spływu i tym mniejsze są miarodajne wartości q_m - dla danej częstości C.



Rys. 7.3. Idea wymiarowania kanałów w poszczególnych węzłach obliczeniowych zlewni deszczowej

W przekroju *x* kanału, obliczeniowy strumień objętości Q_m zapisać można jako:

$$Q_{m(x)} = q \cdot \varphi \cdot F_{zr} = q_m(t_{dm}) \cdot F_{zr} \qquad (7.6)$$

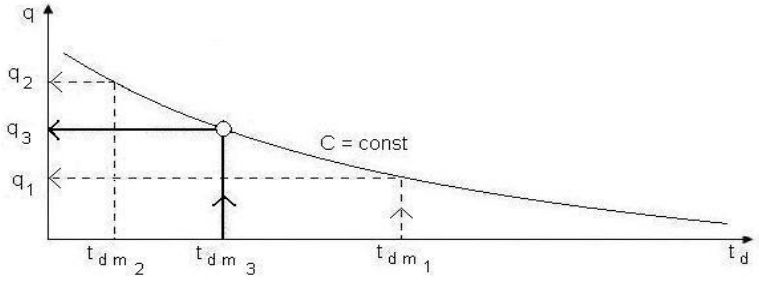
gdzie:

$q\varphi = q_m(t_{dm})$ - zredukowane natężenie deszczu (w dm^3/(s·ha)) względem miarodajnego do wymiarowania kanalizacji czasu trwania t_{dm} = ?

Dla ideowej - modelowej zlewni deszczowej o $F = F_{zr}$ (rys. 7.5) zostaną rozpatrzone 3 przypadki, związane z czasem trwania deszczu (t_d) w relacji do czasu przepływu (t_p) w kanale deszczowym (A-B), tj. od początku zlewni (punktu A) do przekroju obliczeniowego (p. B):

I przypadek: $t_d > t_p \Rightarrow Q_{\max 1}$
II przypadek: $t_d < t_p \Rightarrow Q_{\max 2}$
III przypadek: $t_d = t_p \Rightarrow Q_{\max 3}$

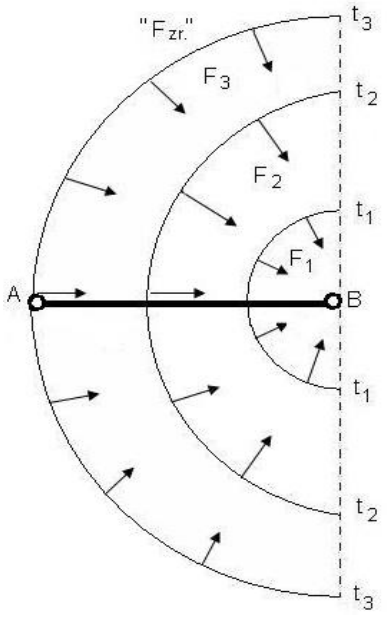
Okaże się, że dla: $t_d = t_p \Rightarrow q_{m(B)} \Rightarrow Q_{m(B)}$ – strumień ten będzie największy.



Rys. 7.4. Przykładowa krzywa natężenia deszczu o częstości występowania *C*

Dla przyjętej częstości występowania (*C*) - z krzywej deszczu typu IDF (rys. 7.4) ustalono następujące natężenia jednostkowe opadów:

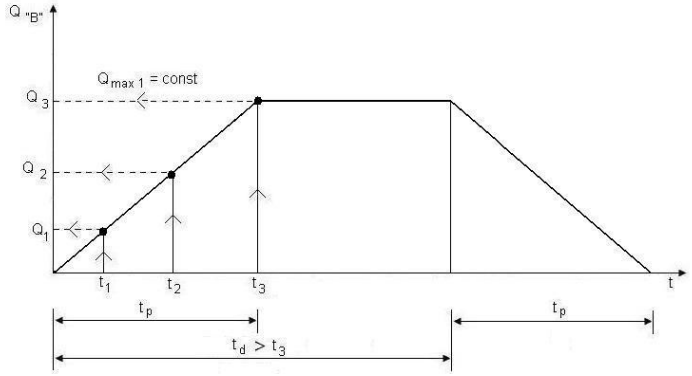
- dla $t_{dm\,1} > t_p \Rightarrow q_1$,
- dla $t_{dm\,2} < t_p \Rightarrow q_2$,
- dla $t_{dm\,3} = t_p \Rightarrow q_3$.



Rys. 7.5. Schemat ideowy modelowej zlewni deszczowej ($F = F_{zr}$) kanału A – B

- **I przypadek: $t_d > t_p$**

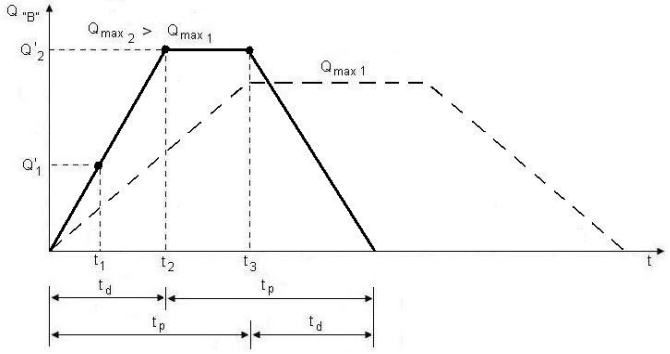
Dla modelowej zlewni deszczowej kanału A-B (rys. 7.5), gdy $t_d > t_p = t_3$:
- po czasie t_1 do punktu B spłynie deszcz z powierzchni F_1 o strumieniu: $Q_1 = F_1 \cdot q_1$,
- po czasie t_2: $Q_2 = (F_1 + F_2) \cdot q_1$;
- a po czasie $t_3 = t_p$: $Q_3 = (F_1 + F_2 + F_3) \cdot q_1 = Q_{\max 1}$ - cała zlewnia objęta już będzie spływem.



Rys. 7.6. Ideowy hydrogram przepływu ścieków w punkcie B dla $t_d > t_p = t_3$

- **II przypadek: $t_d < t_p$**

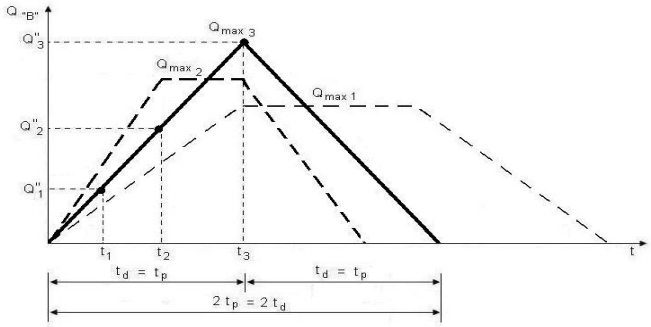
Na przykład, gdy: $t_d = t_2 < t_p = t_3$, wówczas: $Q'_1 = F_1 \cdot q_2$ oraz $Q'_2 = (F_1 + F_2) \cdot q_2 = Q_{\max 2}$.
Ponieważ: $q_2 > q_1$, pomimo że deszcz nie objął całej zlewni to najczęściej: $Q_{\max 2} > Q_{\max 1}$.



Rys. 7.7. Ideowy hydrogram przepływu ścieków w punkcie B dla $t_d < t_p = t_3$

- **III przypadek: $t_d = t_p$**

Dla $t_d = t_p = t_3$, wówczas: $Q''_1 = F_1 \cdot q_3$; $Q''_2 = (F_1 + F_2) \cdot q_3$ i $Q''_3 = (F_1 + F_2 + F_3) \cdot q_3 = Q_{\max 3}$.
Ponieważ: $q_1 < q_3 < q_2$ a deszcz obejmuje całą zlewnię to przepływ $Q_{\max 3}$ w punkcie B będzie największy (rys. 7.8).



Rys. 7.8. Ideowy hydrogram przepływu ścieków w punkcie B dla $t_d = t_p = t_3$

Tak więc, gdy $t_d = t_p \Rightarrow Q_m(\max)$ - co jest podstawą dotychczasowych metod (czasu przepływu) wymiarowania kanalizacji w wielu krajach świata, tj.:

- metody współczynnika opóźnienia (**MWO**) - w krajach niemieckojęzycznych,
- rational method - w krajach anglojęzycznych (**RM**),
- metody granicznych natężeń (**MGN**) – dotychczas stosowanej w Polsce,
- metody maksymalnych natężeń (**MMN**) – zalecanej do stosowania w Polsce [1, 2, 3].

7.2. METODA GRANICZNYCH NATĘŻEŃ (MGN)

7.2.1. ZAŁOŻENIA WYJŚCIOWE MGN

W **MGN** przyjmowano, że miarodajny strumień objętości ścieków deszczowych (Q_m) w rozpatrywanym przekroju kanału występuje z pewnym opóźnieniem w stosunku do momentu rozpoczęcia opadu (co jest prawdą, ale tylko po okresie suchej pogody !), o czas niezbędny na:

t_k - koncentrację terenową - zwilżenie powierzchni, wypełnienie nierówności teren i dopływ po powierzchni do kanału (poprzez wpust deszczowy),

t_r - retencję kanałową - wypełnianie się kanału od wysokości „0” do wysokości wypełnienia obliczeniowego $h(Q_m)$,

t_p - przepływ w kanale - od początku kanału do przekroju obliczeniowego.

Tak więc w **MGN**, oprócz opóźnienia (redukcji) odpływu związanego z czasem przepływu (t_p) uwzględniano dodatkowo czasy opóźnienia-retencji t_k i t_r – czyli **dodatkowo redukujące** wartość natężenia jednostkowego opadów, stąd dla:

$$t_d = t_{dm} = t_k + t_r + t_p \Rightarrow q(t_{dm}) \Rightarrow Q_m(t_{dm}) < Q_m(t_p) \qquad (7.7)$$

gdzie:

$$Q_m(t_{dm}) = q(t_{dm}) \cdot \psi \cdot F \qquad (7.8)$$

lub

$$Q_m(t_{dm}) = q(t_p) \cdot \varphi \cdot \psi \cdot F \qquad (7.9)$$

UWAGA: Założenia wyjściowe metody **MGN** są poprawne jedynie w przypadku opadu deszczu występującego po długim okresie suchej pogody. Ponieważ opady kryterialne do wymiarowania kanałów deszczowych (o częstości C **= 1÷10 lat)** występują z reguły w okresach długotrwałej mokrej pogody, założenie to prowadzi do niedowymiarowania średnic kanałów, bowiem miarodajny strumień objętości ścieków deszczowych $Q_m(t_{dm})$ jest wówczas zawsze mniejszy od $Q_m(t_p)$ – wg relacji (7.7). Zostało to wykazane w podręcznikach [1, 2] na przykładach **wymiarowania i modelowania** działania kanalizacji.

Czas koncentracji terenowej - t_k

Czas koncentracji terenowej zależy głównie od rodzaju i stopnia uszczelnienia terenu, spadków powierzchni oraz natężenia deszczu, ale także pośrednio od gęstości zabudowy czy rozmieszczenia wpustów deszczowych na trasie kanału, itp. Jest to czas niezbędny na zwilżenie powierzchni, wypełnienie nierówności terenu (- jedynie po okresie suchej pogody!) jak i sam dopływ po powierzchni do wpustu deszczowego i dalej przykanalikiem do kanału.

UWAGA 1: Z punktu widzenia niezawodności działania kanalizacji, bezpieczniejsze jest pomijanie wartości t_k. Czas t_k powiększa bowiem czas trwania deszczu, a więc redukuje natężenie $q(t_{dm})$ miarodajne do wymiarowania kanałów: $Q_m(t_{dm}) < Q_m(t_d = t_p)$.

UWAGA 2: W przypadku serii występujących po sobie intensywnych opadów, wartość t_k jest znikomo mała.

UWAGA 3: Koncentracja terenowa jest pomijana w niemieckich metodach czasu przepływu wymiarowania kanalizacji deszczowej.

Prawdopodobieństwo p (zamiennie częstość C) pojawiania się deszczu miarodajnego było przyjmowane w dostosowaniu do zalecanych wówczas standardów ochrony terenów przed wylaniami – odrębnych dla kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej!. Według WTP z 1965 r., uśredniony czas t_k - w warunkach miejskich przyjmowano od 2 do 10 minut. Wg *Zasad planowania i projektowania systemów kanalizacyjnych w aglomeracjach miejsko - przemysłowych i dużych miastach* z 1984 r., zmniejszono zalecane czasy koncentracji terenowej t_k z 2÷10 minut do 2÷5 minut (tab. 7.1 [2]).

Tab. 7.1. Zalecane prawdopodobieństwa (częstości) występowania deszczu miarodajnego do projektowania kanalizacji w Polsce wg WTP z 1965 r.

Lp	**Warunki terenowe w zlewni deszczowej**	**Prawdopodobieństwo *p* (częstość *C*), występowanie opadów, dla kanalizacji:**		**Czas koncentracji terenowej t_k, min**
		- deszczowej	**- ogólnospławnej**	
1.	Kanały boczne w płaskim terenie	100% (C = 1 rok)	50% (C = 2 lata)	10 (5)*
2.	Kolektory, kanały boczne przy spadku terenu powyżej 2%	50% (C = 2 lata)	20% (C = 5 lat)	5 (2)*
3.	Kolektory w głównych ulicach o trwałych nawierzchniach, kanały boczne przy spadku terenu powyżej 4%	20% (C = 5 lat)	10% (C = 10 lat)	2
4.	Szczególnie niekorzystne warunki terenowe (niecki o utrudnionym odpływie, zbocza, głębokie piwnice przy gęstej zabudowie)	10% (C = 10 lat)	5% (C = 20 lat)	2
5.	Rowy otwarte w obrębie miast	10% (C = 10 lat)	2% (C = 50 lat) **	2**

* wartości zalecane wg „Zasad planowania i projektowania systemów kanalizacyjnych …" z 1984 r.;
** wartości zalecane do projektowania przepustów pod torami kolejowymi w województwie dolnośląskim.

Czas retencji kanałowej - t_r

W okresie braku opadów kanały deszczowe są prawie puste. Płyną jedynie wody przypadkowe, najczęściej infiltracyjne. Czas wypełniania się kanałów do wysokości obliczeniowej $h(Q_m)$, tj. wypełnienia normalnego $h_n(Q_m)$ w ruchu równomiernym, w MGN wyrażano w procentach czasu przepływu (t_p) ścieków - od początku sieci do przekroju obliczeniowego. Czas ten szacowany był na:

$$t_r = (14\% \div 20\%)\, t_p \qquad (7.11)$$

Wg zaleceń WTP z 1965 r. w MGN należało przyjmować wartość t_r w wysokości 20% czasu t_p, czyli $t_r = 0{,}2t_p$.

UWAGA 1: Z punktu widzenia niezawodności działania kanalizacji, bezpieczniejsze jest pomijanie czasu retencji kanałowej, bowiem wartość t_r znacznie redukuje natężenie deszczu $q(t_{dm})$, miarodajne do wymiarowania kanałów w MGN.

UWAGA 2: W przypadku wystąpienia serii intensywnych opadów, czas t_r ma małą wartość – kanały są częściowo wypełnione po poprzednim opadzie!.

UWAGA 3: Czas t_r jest pomijany w obliczeniach kanalizacji metodami czasu przepływu stosowanymi w Niemczech (MWO, MZWS), gdzie przyjmuje się $\boldsymbol{t_d = t_p}$.

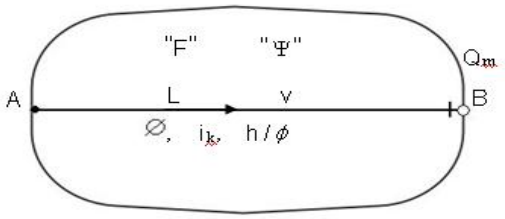
7.2.2. TOK OBLICZEŃ W WYMIAROWANIU KANAŁÓW w MCP

Czas przepływu ścieków t_p (w minutach) w kanale A-B (wg rys. 7.9) - od jego początku (A) do przekroju obliczeniowego (B), określa się z wzoru:

$$t_p = \frac{L}{60\upsilon} \qquad (7.12)$$

- znając długość kanału $\boldsymbol{L}$ (w m) i prędkość przepływu $\boldsymbol{\upsilon}$ (w m/s).

Przykład. Dla danych: $Q_{m(B)}$ i projektowanego spadku dna kanału i_k, należy dobrać przekrój ϕ (średnicę) kanału i ustalić wypełnienie $h(\phi)$ oraz prędkość $v(\phi)$ przepływu (dla $Q_{m(B)}$, $i_k \Rightarrow h(\phi) \Rightarrow v(\phi)$).



Rys. 7.9. Schemat przykładowej zlewni deszczowej do doboru średnicy kanału A-B

UWAGA: Ponieważ do obliczenia strumienia objętości $Q_{m(B)}$ potrzebny jest nieznany a priori - rzeczywisty czas przepływu t_p toteż wymiarowanie kanału prowadzi się iteracyjnie. W **pierwszym przybliżeniu**, w MCP zakłada się „dowolną" prędkość przepływu, np. $v_{z(1)}$ = 1,0 m/s i oblicza czas przepływu $t_{p(1)} = L/60v_{z(1)}$.

Przykładowo, w MGN wyznaczano „miarodajny" czas trwania deszczu $t_{dm(1)}$ z wzoru:

$$t_{dm} = t_p + t_r + t_k \tag{7.13}$$

w którym podstawiano za $t_r = 0{,}2t_p$, stąd:

$$t_{dm} = t_p + 0{,}2t_p + t_k = 1{,}2t_p + t_k, \tag{7.14}$$

Dalej - w **1. przybliżeniu**, w MPC należy obliczyć natężenie jednostkowe deszczu miarodajnego $q(t_{dm})_{(1)}$, a następnie strumień objętości $Q_m(t_{dm})_{(1)}$ oraz dobierać wymiar kanału z ustaleniem jego wypełnienia $h_{(1)}$ oraz „rzeczywistej" prędkość przepływu $v_{rz(1)}$.

W **2. przybliżeniu**, dla nowo założonej prędkości: $v_{z(2)} = v_{rz(1)}$ należy obliczyć nowe czasy $t_{p(2)}$ i $t_{dm(2)}$ oraz strumienie $q(t_{dm})_{(2)}$ i $Q_m(t_{dm})_{(2)}$. Dla dobranej już średnicy kanału należy ustalić nowe wartości $h_{(2)}$ oraz $v_{rz(2)}$. Obliczenia należy prowadzić do momentu, aż prędkość rzeczywista w n-tym przybliżeniu: $v_{rz(n)}$ dla $Q_{m(n)}$ w dobranym kanale o wypełnieniu $h_{(n)}(\phi)$ nie różni się więcej niż ± 0,1 m/s od $v_{rz(n-1)}$.

Przykładowo, w MGN dla kanału złożonego z wielu odcinków obliczeniowych, czas t_p był sumowany - od początku kanału do ostatniego przekroju obliczeniowego, z wzoru:

$$t_{dm} = 1{,}2\sum t_p + t_k \tag{7.16}$$

a minimalny czas trwania deszczu miarodajnego przyjmowano jako:

$$t_{dm\,\min} = 10 \text{ min},$$

- co oznaczało w praktyce, że „krótkie" kanały - na początkowych odcinkach sieci, gdzie $t_{dm} \leq$ 10 minut były wymiarowane na stały opad: $q_{10}(C)$, tj. dla t_{dm} = 10 minut.

7.2.4. METODA UPROSZCZONA – STAŁYCH NATĘŻEŃ (MSN)

Do wymiarowania kanalizacji deszczowej stosowana była też uproszczona metoda, zwana metodą stałych natężeń (MSN), mająca jednak ograniczone zastosowanie - do projektów wstępnych i do zlewni o $F \leq 50$ ha. Nie wyznaczano tutaj czasu trwania deszczu miarodajnego, a natężenie deszczu redukowano najczęściej funkcją uwzględniającą przyrost powierzchni zlewni (F). Wzór do obliczania miarodajnego strumienia Q_m (w dm^3/s) w MSN ma postać:

$$Q_m = q_{10,C} \cdot \varphi_{(II)} \cdot F_{zr} \tag{7.23}$$

gdzie:

$q_{10,C}$ - natężenie jednostkowe deszczu o czasie trwania t_{dm} = 10 minut dla danej częstości występowania C lat (w dm^3/(s·ha)), obliczane z wzoru (7.17) Błaszczyka, postaci:

$$q_{10,C} = \frac{6{,}631\sqrt[3]{H^2 C}}{t_{dm}^{2/3}} = \frac{A}{10^{0{,}667}} = \frac{A}{4{,}64} = const \qquad (7.24)$$

$\varphi_{(II)}$ - współczynnik redukcji natężenia deszczu (oznaczony w MSN indeksem II - dla odróżnienia od MGN), obliczany najczęściej z formuły Bürkli-Ziglera, w zależności od wielkości powierzchni zlewni dla $F \geq 1{,}0$ ha:

$$\varphi_{(II)} = \frac{1}{\sqrt[n]{F}} \qquad (7.25)$$

F - powierzchnia zlewni deszczowej, ha,

n - parametr zależny od spadków powierzchni terenu i kształtu zlewni, -.

Dla przeciętnych warunków terenowych, gdy spadek terenu warunkuje prędkość przepływu w kanałach rzędu 1,2 m/s, a długość zlewni była około dwa razy większa niż jej szerokość, zalecano przyjmowanie (intuicyjnie): $n = 6$. Dla spadków mniejszych i zlewni wydłużonych: $n = 4$, a dla spadków większych i zlewni zwartych: $n = 8$.

UWAGA: **MSN** jako nie należąca do tzw. metod czasu przepływu, w świetle zaleceń **PN-EN 752** nie powinna być stosowna do wymiarowania kanalizacji deszczowej.

7.2.5. OSOBLIWOŚCI OBLICZENIOWE W MCP

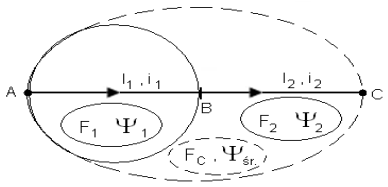
Wszystkie metody czasu przepływu wymagają obliczeń sprawdzających, tj. porównań aktualnie obliczanej wartości $Q_{m(x)}$ - w węźle (przekroju) niżej położonym, względem obliczonej już wartości $Q_{m(x-1)}$ - w węźle (przekroju) wyżej położonym. W tzw. **zlewni regularnej** zawsze:

$$Q_{m(x)} \geq Q_{m(x-1)} \qquad (7.26)$$

W przypadku gdy: $Q_{m(x)} < Q_{m(x-1)}$ - do wymiarowania dolnego odcinka kanału należy przyjmować większą wartość strumienia, tj. $Q_{m(x-1)}$ - z górnego odcinka. Dotyczy to przypadków występowania tzw. **zlewni nieregularnych**, tj:

- zlewni o różniących się znacznie parametrach podzlewni (F_i, ψ_i, l_i, i_i,…),
- występowania kanałów tranzytowych,
- połączeń w węźle kilku kanałów.

Przykład **zlewni regularnej** kanału A-B-C przedstawiono poglądowo na rys. 7.12.



Rys. 7.12. Schemat zlewni regularnej kanału deszczowego A-B-C ($F_c\,\psi_{sr} = F_{zr\,c}$; $F_c = F_1 + F_2$)

Cechy szczególne przykładowej **zlewni regularnej**:

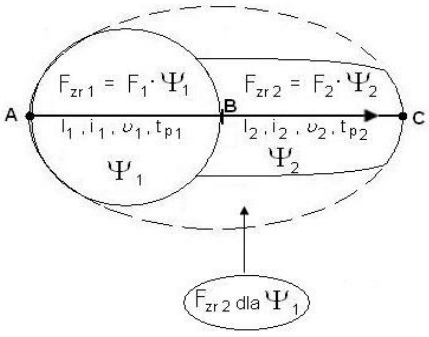
- kanał A-B-C złożony jest z dwóch odcinków o podobnych długościach: $l_1 + l_2 = l$,
- podzlewnie deszczowe F_1 i F_2 są podobnej wielkości,
- współczynniki spływu ψ_1 i ψ_2 są podobnej wartości,
- spadki terenu czy dna kanałów i_1 i i_2 są podobnej wartości.

Dla zlewni regularnej:	
$Q_{mC} > Q_{mB}$	← $Q_m \uparrow = q_m \downarrow F_{zr} \uparrow$ - strumień zwiększa się pomimo, że maleje q_m, ale szybciej rośnie F_{zr}
$D_{2(C)} \geq D_{1(B)}$	← średnice kanałów nie mogą maleć wraz ze wzrostem długości kanału

Przykłady obliczeń zlewni nieregularnych – konieczne sprawdzenia Q_m w węzłach.

Nieregularność zlewni powodowana jest najczęściej znacznymi różnicami wielkości powierzchni zlewni cząstkowych (F_i), bądź współczynników spływu (ψ_i), na wymiarowanych odcinkach (i) kanału, lecz nie tylko. Nieregularność może być też wywołana znacznymi różnicami wartości takich parametrów kanału, jak: długość czy spadek dna, a więc związanych z czasem przepływu (t_p). Dla przykładu, w podręcznikach [1, 2] przedstawiono 4 klasyczne przykłady występowania zlewni nieregularnych - zwanych także współzależnymi lub wzajemnie oddziaływującymi na siebie. Poniżej omówiono 2 - najczęstsze przypadki.

***Przykład* 1:** $\psi_1 >> \psi_2$



Rys. 7.13. Schemat zlewni nieregularnej, gdy $\psi_1 >> \psi_2$

Wymiarowanie w przekroju B (odcinka A-B o długości l_1 – rys. 7.13):

$$t_{pAB} = \frac{l_1}{60\upsilon_1} \Rightarrow t_{dmB} \Rightarrow q(t_{dmB}) \Rightarrow Q_{mB} = q(t_{dmB}) \cdot F_{zr1}$$

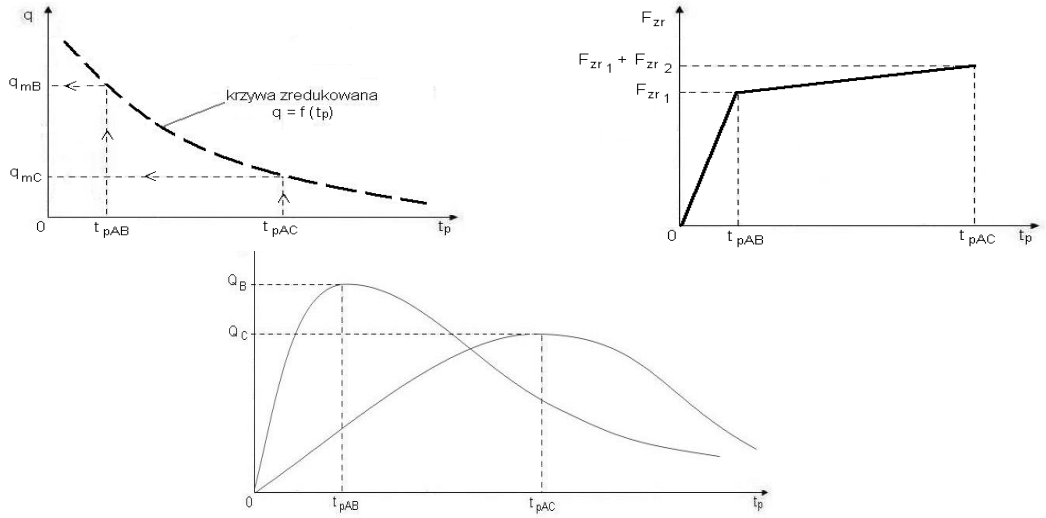
Wymiarowanie w przekroju C (odcinka B-C o długości l_2):

$$t_{pBC} = \frac{l_2}{60\upsilon_2} \Rightarrow \sum t_p = t_{pAB} + t_{pBC} = t_{pAC} \Rightarrow t_{dmC} \Rightarrow q(t_{dmC}) \Rightarrow Q_{mC} = q(t_{dmC}) \cdot (F_{zr1} + F_{zr2})$$

Sprawdzenie relacji wyników obliczeń strumieni $Q_{m\mathrm{B}}$ i $Q_{m\mathrm{C}}$:

- jeżeli $Q_{m\mathrm{B}} > Q_{m\mathrm{C}}$ to odcinek B-C wymiarujemy na strumień $Q_{m\mathrm{B}}$. Ma to miejsce zawsze wówczas, gdy: $t_{pAB} << t_{pAC}$ i jednocześnie $F_{zr1} >> F_{zr2}$.

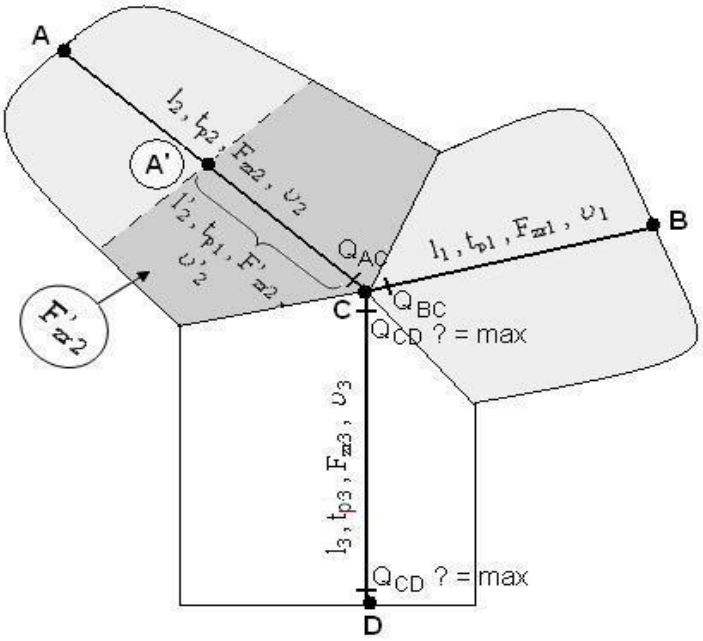
Uzasadnienie prawdziwości hipotezy podano na rys. 7.14.



Rys. 7.14. Wpływ relacji $t_{pAB} << t_{pAC}$ i $F_{zr1} >> F_{zr2}$ na wynik obliczeń strumieni $Q_{m\mathrm{B}}$ i $Q_{m\mathrm{C}}$

***Przykład* 2:** Połączenie dwóch kanałów w węźle początkowym sieci

Założenie wyjściowe: $t_{p1} << t_{p2}$ - wg rys. 7.18;



Rys. 7.18. Schemat zlewni nieregularnej wywołanej połączeniem kanałów węźle C, gdy $t_{p1} << t_{p2}$

Kanał A-C wymiarujemy na strumień miarodajny w węźle C: Q_{mAC} - dla czasu przepływu t_{p2};
Kanał B-C wymiarujemy na strumień miarodajny w węźle C: Q_{mBC} - dla czasu przepływu t_{p1};
Kanał C-D wymiarujemy na strumień miarodajny dla węzła D - **największy z 4 możliwych**:

1) dla sumy czasów $t_{p2} + t_{p3}$ i zlewni $F_{zr} = F_{zr1} + F_{zr2} + F_{zr3}$ (najczęściej w praktyce),
2) dla sumy czasów $t_{p1} + t_{p3}$ i zlewni $F_{zr} = F_{zr1} + F'_{zr2} + F_{zr3}$ (sprawdzenie),
3) dla czasu t_{p2} i zlewni $F_{zr} = F_{zr1} + F_{zr2}$ (sprawdzenie),
4) dla czasu t_{p1} i zlewni $F_{zr} = F_{zr1} + F'_{zr2}$ (sprawdzenie).

Aby obliczyć F'_{zr2} (do sprawdzeń 2. i 4.) należy określić położenie punktu A' tak, aby czas przepływu od A' do C był równy t_{p1}, tzn. długość odcinka A'C = $t_{p1} \cdot \upsilon_2$. Zakładając proporcjonalny do długości kanału przyrost powierzchni zlewni:

$$\frac{A'C}{AC} = \frac{F'_{zr2}}{F_{zr2}} \tag{7.27}$$

Otrzymamy:

$$F'_{zr2} = \frac{A'C \cdot F_{zr2}}{AC} \tag{7.28}$$

7.3. METODA WSPÓŁCZYNNIKA OPÓŹNIENIA

7.3.1. ZAŁOŻENIA WYJŚCIOWE MWO

W **metodzie współczynnika opóźnienia** (**MWO**), należącej do MCP, pomija się czasy retencji terenowej i kanałowej - czyli przyjmuje się z założenia: $t_d = t_p$. Wyznaczone w ten sposób spływy wód deszczowych (Q_m) są miarodajne do bezpiecznego wymiarowania kanałów deszczowych (są one znacznie większe w porównaniu do obliczanych wg MGN).

W **MWO** miarodajny strumień wód deszczowych Q_m (dla $t_d = t_p$) określa się z wzorów:

- dawniej (do 1999 r.):

$$Q_m = q_{15,1} \cdot \varphi(t_d, C) \cdot \psi_s \cdot F \qquad (7.29)$$

- obecnie (od 1999 r.):

$$Q_m = q(t_d, C) \cdot \psi_s \cdot F \qquad (7.30)$$

gdzie:

$q_{15,1}$ - wzorcowe jednostkowe natężenie deszczu - o czasie trwania t_d = 15 minut i częstości występowania C = 1 rok, przyjmowane dawniej jako średnie dla Niemiec: $q_{15,1}$ = 100 dm^3/s ha; Obecnie ustalane z atlasu KOSTRA: $q_{15,1} \in$ [90; 170] dm^3/(s·ha),

$\varphi(t_d,C)$ - współczynnik opóźnienia odpływu (redukcji natężenia deszczu) dla czasu trwania deszczu t_d (w minutach) i częstości wystąpienia C (w latach):

$$\varphi(t_d, C) = \frac{38}{t_d + 9}\left(\sqrt[4]{C} - 0{,}3684\right) \qquad (7.31)$$

$q(t_d,C)$ - miarodajne (maksymalne) natężenie jednostkowe deszczu (w dm^3/(s·ha)) dla czasu trwania $t_d = t_p$ i częstości występowania C; obecnie ustalane na podstawie krzywych **IDF z atlasu KOSTRA** - indywidualnie dla każdej miejscowości,

ψ_s - szczytowy współczynnik spływu wód deszczowych, przyjmowany w zależności od: stopnia uszczelnienia powierzchni, nachylenia terenu i natężenia deszczu wzorcowego - $q_{15,C}$, -,

F - powierzchnia zlewni deszczowej, ha.

Miarodajne do wymiarowania kanalizacji - zredukowane jednostkowe natężenie deszczu wg „starego" wzoru (7.29)) wynosi więc:

$$q_{15,1} \cdot \varphi(t_d, C) = q_{15,1} \cdot \frac{38}{t_d + 9}(\sqrt[4]{C} - 0{,}3684) \qquad (7.32)$$

Np. dla $\boldsymbol{q_{15,1}}$ **= 100** dm^3/(s·ha) z (7.32) otrzymamy natężenia deszczy zależne od C:

- $\boldsymbol{q_{15,2}}$ **= 130** dm^3/s ha dla t_d = 15 minut i $\boldsymbol{C}$ **= 2 lata** ($\varphi(t_d,C)$ = 1,300),
- $\boldsymbol{q_{15,5}}$ **= 180** dm^3/s ha dla t_d = 15 minut i $\boldsymbol{C}$ **= 5 lat** ($\varphi(t_d,C)$ = 1,784),
- $\boldsymbol{q_{15,10}}$ **= 225** dm^3/s ha dla t_d = 15 minut i $\boldsymbol{C}$ **= 10 lat** ($\varphi(t_d,C)$ = 2,232).

Najkrótsze miarodajne czasy trwania deszczu ($t_{d\ \min}$) przyjmowane są w MWO w zależności od spadku terenu i stopnia uszczelnienia powierzchni – wg tab. 7.5

Tab. 7.5. Najkrótsze czasy trwania deszczu ($t_{d\ \min}$) w MWO w zależności od spadku terenu i stopnia uszczelnienia powierzchni **wg ATV A-118**

Średni spadek terenu	**Stopień uszczelnienia**	**Minimalny czas trwania deszczu**	**Deszcz obliczeniowy**
< 1 %	≤ 50 %	15 minut	$q_{15,C}$
	> 50 %	10 minut	$q_{10,C}$
1 % do 4 %	> 0 %	10 minut	
> 4 %	≤ 50 %	10 minut	
	> 50 %	5 minut	$q_{5,C}$

W MWO, maksymalny spływ powierzchniowy (Q_m dawniej wg (7.29) lub obecnie wg (7.30)) pochodzi z **miarodajnej - zredukowanej** zlewni deszczowej o zastępczej powierzchni:

$$F_{m\ zr} = \psi_s \cdot F.$$

Wartość szczytowego współczynnika spływu (ψ_s) zależy: od stopnia uszczelnienia zlewni (ψ) i spadków powierzchni terenu (i_t) oraz od natężenia – częstości deszczu (C) (wg tab. 7.6).

Tab. 7.6. Szczytowe współczynniki spływu (ψ_s) dla różnych natężeń (częstości) deszczy obliczeniowych ($q_{15,C}$) o czasie trwania 15 minut w zależności od grupy spadków terenu (i_t) oraz stopnia uszczelnienia (ψ) wg **ATV A-118:1999; DWA A-118:2006** cytow. w [1, 2]

Stopień uszczel-nienia terenu ψ, %	**Szczytowe współczynniki spływu ψ_s**															
	Grupy spadków terenu															
	1). $i_t \leq 1\%$				**2). $1\% < i_t \leq 4\%$**				**3). $4\% < i_t \leq 10\%$**				**4). $i_t > 10\%$**			
	Wzorcowe natężenie deszczu $q_{15,C}$ - w dm^3/s ha (**)															
	100	**130**	**180**	**225**	**100**	**130**	**180**	**225**	**100**	**130**	**180**	**225**	**100**	**130**	**180**	**225**
0 (*)	0	0	0,10	0,31	0,10	0,15	0,30	(0,46)	0,15	0,20	(0,45)	(0,60)	0,20	0,30	(0,55)	(0,75)
10 (*)	0,09	0,09	0,19	0,38	0,18	0,23	0,37	(0,51)	0,23	0,28	0,50	(0,64)	0,28	0,37	(0,59)	(0,77)
20	0,18	0,18	0,27	0,44	0,27	0,31	0,43	0,56	0,31	0,35	0,55	0,67	0,35	0,43	0,63	0,80
30	0,28	0,28	0,36	0,51	0,35	0,39	0,50	0,61	0,39	0,42	0,60	0,71	0,42	0,50	0,68	0,82
40	0,37	0,37	0,44	0,57	0,44	0,47	0,56	0,66	0,47	0,5	0,65	0,75	0,50	0,56	0,72	0,84
50	0,46	0,46	0,53	0,64	0,52	0,55	0,63	0,72	0,55	0,58	0,71	0,79	0,58	0,63	0,76	0,87
60	0,55	0,55	0,61	0,70	0,60	0,63	0,70	0,77	0,62	0,65	0,76	0,82	0,65	0,70	0,80	0,89
70	0,64	0,64	0,70	0,77	0,68	0,71	0,76	0,82	0,70	0,72	0,81	0,86	0,72	0,76	0,84	0,91
80	0,74	0,74	0,78	0,83	0,77	0,79	0,83	0,87	0,78	0,8	0,86	0,90	0,80	0,83	0,87	0,93
90	0,83	0,83	0,87	0,90	0,86	0,87	0,89	0,92	0,86	0,88	0,91	0,93	0,88	0,89	0,93	0,96
100	0,92	0,92	0,95	0,96	0,94	0,95	0,96	0,97	0,94	0,95	0,96	0,97	0,95	0,96	0,97	0,98

(*) Stopnie uszczelnienia **$\psi \leq 10\%$** wymagają uwzględnienia lokalnych uwarunkowań współczynnika ψ_s
(**) natężenia **$q_{15,C}$ = 100, 130, 180 i 225 dm^3/(s·ha)** odpowiadają: **C = 1, 2, 5 i 10 lat**

7.3.2 OSOBLIWOSCI OBLICZENIOWE W MWO

Procedura wymiarowania hydraulicznego kanalizacji deszczowej wg MWO jest podobna jak w MGN. W szczególności, dla każdego przekroju obliczeniowego kanału (węzła x sieci) wyznacza się miarodajny czas trwania deszczu (t_d), odpowiadający sumarycznemu czasowi przepływu (t_p) w kanałach (sieci) wyżej położonych ($t_d = t_p$).

Dla bardzo zróżnicowanych powierzchni cząstkowych zlewni - pod względem kształtu, spadków terenu czy wartości współczynników spływu szczytowego, występowanie zlewni współzależnych (oddziałujących na siebie) – czyli **nieregularnych**, jest często spotykane [1, 2]. Przykładowo, w przypadku połączenia większej liczby (n) kanałów, o zróżnicowanych czasach przepływu (t_{pi}), wyznacza się skorygowany - średni ważony czas przepływu t_{ps}, z wzoru:

$$t_{ps} = \sum_{1}^{n} t_{pi} Q_{mi} \Big/ \sum_{1}^{n} Q_{mi} \qquad (7.37)$$

8. WSPÓŁCZESNE STANDARDY ODWODNIENIA TERENÓW ZURBANIZOWANYCH

8.1. WYMAGANIA DO WYMIAROWANIA KANALIZACJI DESZCZOWEJ

Z przyczyn ekonomicznych systemy kanalizacyjne na terenach zurbanizowanych nie mogą być tak projektowane, aby dla każdego intensywnego opadu deszczu w wieloleciu mogły zagwarantować pełną ochronę terenów przed wylaniem, tj. zapobiec w pełni szkodom w wyniku podmoknięcia terenu czy podtopienia budowli, czy też utrudnieniom komunikacyjnym. Zapewnienie odpowiedniego standardu odwodnienia terenu definiuje się jako przystosowanie sieci kanalizacyjnej do przyjęcia maksymalnych - prognozowanych strumieni wód opadowych, z częstością równą dopuszczalnej - akceptowalnej społecznie częstości wystąpienia wylania na powierzchnię terenu.

Określenie dopuszczalnych częstości z jaką średnio w okresie wieloletnim użytkownik systemu kanalizacyjnego ma tolerować występowanie zaburzeń w funkcjonowaniu kanalizacji, powinno uwzględniać każdorazowo we właściwy sposób miejscowe uwarunkowania terenu (tab. 8.1).

Tab. 8.1. Zalecane wg **PN-EN 752:2008** dopuszczalne częstości wylewów z kanalizacji [1, 2]

Częstość deszczu obliczeniowego C *) **[1 raz na *C* lat]**	**Kategoria standardu odwodnienia terenu** (Rodzaj zagospodarowania)	Częstość wystąpienia wylania C_w [1 raz na C lat]
1 na 1	I. Tereny pozamiejskie (wiejskie)	1 na 10
1 na 2	II. Tereny mieszkaniowe	1 na 20
1 na 5	III. Centra miast, tereny usług i przemysłu	1 na 30
1 na 10	IV. Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami itp.	1 na 50
*) Dla deszczu obliczeniowego nie mogą wystąpić żadne przeciążenia systemów.		

Wdrożona w Polsce norma europejska **PN-EN 752** z 2008 r. przyjmowała dopuszczalną częstość wylania (C_w) jako miarę stopnia ochrony terenów przed wylaniem - w zależności od rodzaju jego zagospodarowania. Jak wynika z tabeli 8.1, o wymaganym standardzie odwodnienia terenu decydował **rodzaj zagospodarowania**, w tym obecność obiektów specjalnych infrastruktury podziemnej. Tym samym wyróżniono cztery kategorie standardu odwodnienia terenu, różniące się istotnie dopuszczalną częstością wystąpienia wylania (C_w).

Podobną kategoryzację (I - IV) przyjęto w Polsce w latach osiemdziesiątych ubiegłego wieku - w zależności od zagospodarowania i spadków terenu, rozróżniając przy tym jeszcze rodzaj systemu kanalizacyjnego (tab. 8.2). Były to jednak znacznie niższe dopuszczalne wartości częstości (1, 2, 5 i 10 lat – dla kanalizacji deszczowej) wystąpienia wylania w porównaniu do podanych w tabeli 8.1.

Tab. 8.2. Dopuszczalne prawdopodobieństwa (częstości) wystąpienia zalewów terenu dla kanałów deszczowych i ogólnospławnych wg IKŚ* [1, 2]

Kategoria standardu odwodnie-nia terenu	**Rodzaju ukształtowania i zagospodarowania terenu - w standardach odwodnienia: I, II, III i IV kategorii**	**Prawdopodobieństwo p w % (częstość C_w w latach)**	
		- kanalizacja deszczowa	**- kanalizacja ogólnospławna**
I	Wszystkie rodzaje zagospodarowania z wyjątkiem dzielnic śródmiejskich, centrów miast oraz ulic E i P - teren płaski	100 (1)	50 (2)
II	Wszystkie rodzaje zagospodarowania jw., teren o spadkach 2÷4%; Dzielnice śródmiejskie i centra miast oraz ulice klasy E i P na terenach płaskich	50 (2)	20 (5)
III	Wszystkie rodzaje zagospodarowania jak w 1, lecz w szczególnie niekorzystnych warunkach ze względu na odwodnienie (niecki terenowe); Dzielnice śródmiejskie i centra miast oraz ulice klasy E i P na terenach o spadkach 2÷4%;	20 (5)	10 (10)
IV	Dzielnice śródmiejskie, centra miast oraz ulice klasy E i P na terenach szczególnie niekorzystnych ze względu na odwodnienie lub form zagospodarowania, wymagających wyjątkowej pewności odwodnienia	10 (10)	5 (20)

*) Instytut Kształtowania Środowiska: Zasady planowania i projektowania systemów kanalizacyjnych w aglomeracjach miejsko-przemysłowych i dużych miastach, Warszawa 1983.

Zalecenia **PN-EN 752:2008** są więc na tym tle bardzo rygorystyczne, a przy tym nie różnicują częstości wylewów dla kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej.

Zgodnie z niemiecką praktyką kanalizacyjną:

- wylanie należy wiązać ze szkodami względnie zakłóceniami funkcjonowania jezdni, czy podziemnych obiektów komunikacyjnych, spowodowanymi wystąpieniem wód opadowych z systemu kanalizacyjnego na powierzchnię terenu, lub niemożnością ich odprowadzenia do systemu wskutek jego przeciążenia.
- samo wystąpienie wody opadowej na ulicę nie spełnia warunku faktycznego stanu wylania, dopóki spływ w przekroju poprzecznym ulicy uniemożliwia dalszy wzrost poziomu lustra wody - powyżej krawężników i przekroczenie granic posesji.

Przy niewystarczającym spadku podłużnym jezdni czy braku wpustu, zwierciadło wody może jednak podnieść się powyżej wysokości krawężnika i doprowadzić do wylania wody na teren posesji, a stamtąd do potencjalnego wnikania do budynków.

Zwymiarowane metodami czasu przepływu - większe systemy kanalizacyjne (o powierzchni zlewni $F > 2$ km^2, lub o $t_p > 30$ minut), zaleca się obecnie sprawdzać pod kątem ich maksymalnej przepustowości hydraulicznej (sieci i obiektów) w oparciu o skalibrowane modele symulacyjne (hydrodynamiczne), dla spełnienia wymagań **PN-EN 752** odnośnie akceptowalnych społecznie częstości wylewów (wg tab. 8.1).

Zalecenia **PN-EN 752:2008** co do dopuszczalnych częstości wylewów z kanalizacji są trudne do weryfikacji na etapie projektowania nowych systemów, ponieważ nie da się uogólnić związku pomiędzy częstością opadów projektowych a częstością wylewów. Pomocne okazują się tutaj wytyczne: **ATV-A 118:1999** i **DWA-A 118:2006**, które wprowadzają pojęcie **częstości nadpiętrzenia (C_n)** jako pomocniczą wielkość wymiarującą do obliczeń sprawdzających (w modelowaniu) działania sieci kanalizacyjnych (tab. 8.3).

Tab. 8.3. Zalecane wg ATV A-118 częstości nadpiętrzenia do obliczeń sprawdzających nowoprojektowanych bądź modernizowanych systemów kanalizacyjnych (poziom odniesienia powierzchnia terenu)

Rodzaj zagospodarowania terenu	**Częstość nadpiętrzenia C_n [1 raz na C lat]**
I. Tereny pozamiejskie	2
II. Tereny mieszkaniowe	3
III. Centra miast, tereny usług i przemysłu	rzadziej niż 5
IV. Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami, itp.	rzadziej niż 10*)
*) Przy przejazdach należy wziąć pod uwagę, że nadpiętrzeniu powyżej powierzchni terenu z reguły towarzyszy bezpośrednio wylanie, o ile nie są stosowane lokalne środki zabezpieczające. Tutaj częstości nadpiętrzenia i wylania odpowiadają wymienionej w tabeli 8.1 wartości „1 na 50".	

Przez nadpiętrzenie w sieci (studzience) kanalizacyjnej należy rozumieć przekroczenie przyjętego poziomu odniesienia - najczęściej powierzchni terenu. Obliczenia sprawdzające przepustowości kanałów ograniczono więc zatem do takich stanów systemu, przy których lustro ścieków pozostaje wewnątrz systemu względnie osiąga poziom powierzchni terenu. Takie stany dają się w poprawny sposób odwzorować przy wykorzystaniu istniejących modeli hydrodynamicznych (np. SWMM), na podstawie danych o geometrii sieci, wymiarów kanałów i obiektów. Przez to zostaje wyznaczony obliczeniowo stan przeciążenia, który **jest najbliższy** potencjalnie występującemu w dalszej kolejności **wylaniu** (tab. 8.3).

Trendy zmian standardów wymiarowania kanalizacji deszczowej

Odnośnie europejskich standardów wymiarowania systemów kanalizacji deszczowej, pierwowzorem polskiej normy **PN-EN 752** z 2008 roku była norma **PN-EN 752** z lat 2000/2001 (tab. 8.3a).

Tab. 8.3a. Historycznie zalecane częstości deszczu obliczeniowego do wymiarowania kanalizacji deszczowej i dopuszczalne częstości wylewów z kanałów wg **PN-EN 752:2000/2001**

Częstość deszczu obliczeniowego *) [1 raz na C lat]	**Standard odwodnienia - rodzaj zagospodarowania terenu**	**Częstość wylewów [1 raz na C lat]**
1 na 1	Tereny wiejskie	1 na 10
1 na 2	Tereny mieszkaniowe	1 na 20
1 na 2 1 na 5	Centra miast, tereny usług i przemysłu: - ze sprawdzaniem wystąpienia wylania - bez sprawdzania wystąpienia wylania	1 na 30 ----
1 na 10	Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami, itp.	1 na 50
*) Dla deszczu obliczeniowego nie mogą wystąpić żadne przeciążenia systemów		

Najnowsza wersja normy **PN-EN 752** z **2017** roku utrzymuje zalecane wg **PN-EN 752** z **2008** roku (tab. 8.1) częstości projektowe deszczu obliczeniowego, tj.: *C* = 1 rok - dla terenów pozamiejskich (wiejskich), oraz *C* = 2, 5 lub 10 lat - dla terenów miejskich (w zależności od rodzaju zagospodarowania terenu), ale przewiduje już możliwość przyjmowania większych, niż podane w tabelach 8.1 i 8.3b - częstości projektowych deszczu obliczeniowego (*C*).

Biorąc pod uwagę przewidywany wzrost częstości występowania intensywnych opadów w przyszłości, do wymiarowania zwłaszcza głównych kanałów i przy braku możliwości modelowania przeciążeń (nadpiętrzeń i wylewów), celowe jest już obecnie przyjmowanie większych częstości deszczu obliczeniowego, niż zalecane w standardach projektowych: PN-**EN 752:2000/2001, PN-EN 752:2008, PN-EN 752:2017** oraz **MTiGM:1999**, wg propozycji podanej w tabeli 8.3c - na podstawie podręczników [1, 2, 3].

Tab. 8.3b. Zalecane częstości deszczu obliczeniowego do wymiarowania kanalizacji deszczowej wg najnowszej normy **PN-EN 752:2017**

Częstość deszczu obliczeniowego [1 raz na *C* lat]	**Standard odwodnienia - rodzaj zagospodarowania terenu**
1 na 1	Tereny pozamiejskie (wiejskie)
1 na 2	Tereny mieszkaniowe
1 na 5	Centra miast, tereny usług i przemysłu
1 na 10	Podziemne obiekty komunikacyjne, Przejścia i przejazdy pod ulicami itp.

Tab. 8.3c. Proponowane zmiany częstości deszczy obliczeniowych dla zachowania w przyszłości obecnie dopuszczalnych częstości wylewów wg [2, 3]

Częstość deszczu obliczeniowego [1 raz na *C* lat]	**Standard odwodnienia - rodzaj zagospodarowania terenu**
2 zamiast 1	Tereny wiejskie
5 zamiast 2	Tereny mieszkaniowe
10 zamiast 5	Centra miast, tereny usług i przemysłu
50 zamiast 10	Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami, itp.

Podobne zalecenia do wymiarowania systemów odwodnieniowych, w tym do sprawdzania niezawodności ich działania (z uwzględnieniem kryterium nadpiętrzeń w kanałach), są już stosowane w Belgii (Flandria) czy w Niemczech (Nadrenia Północna - Westfalia - wg Merkblatt Nr. 4.3/3). Pozwoli to prawdopodobnie na zachowanie także w przyszłości, obecnie dopuszczalnych częstości występowania zagrożeń wylewami z kanałów.

Odnośnie **dopuszczalnej częstość wylewów z kanalizacji**, normy: PN-EN 752 - z 2000/2001 r. (tab. 8.3a) i z 2008 r. (tab. 8.1) ograniczały to zagrożenie do rzadkich częstości (*C*) występowania, w dostosowaniu do 4 rodzajów zagospodarowania przestrzennego terenów zurbanizowanych. Najnowsza wersja normy **PN-EN 752:2017** różnicuje już dopuszczalną częstość wylewów z kanałów w siedmiostopniowej skali wpływu zagrożenia na środowisko - dla przykładowo zdefiniowanych lokalizacji terenów. Jednocześnie zastrzega, że podane w **tabeli 8.3d** wartości dopuszczalnych częstości wylewów mogą być zarówno podwyższane „w przypadku szybko przemieszczających się wód powodziowych", ale także obniżane „w przypadku przebudowy istniejących systemów, gdy osiągnięcie tych samych kryteriów projektowych dla nowych systemów pociąga za sobą zbyt wysokie koszty". Ta druga możliwość jest dyskusyjna, wobec prognozowanego wzrostu częstości występowania intensywnych opadów w przyszłości. Ponieważ norma nie jest aktem prawnym (wg Ustawy o normalizacji z 2002 r.), zalecenia normatywne należy traktować jako wskazówki do autorskich projektów [1, 2, 3].

Tab. 8.3d. Kryteria oceny zagrożeń oraz dopuszczalne częstości wylewów z kanałów i podtopień terenów wg **PN-EN 752:2017**

Stopień zagrożenia	**Przykładowe lokalizacje**	**Częstość wylewów [1 raz na *C* lat]**
Bardzo mały	Drogi lub otwarte przestrzenie z dala od budynków	1
Mały	Tereny rolnicze w zależności od wykorzystania (np. pastwiska, grunty orne)	2
Mały do średniego	Otwarte przestrzenie wykorzystane do celów publicznych	3
Średni	Drogi lub otwarte przestrzenie w pobliżu budynków	5
Średni do wysokiego	Zalania zamieszkanych budynków z wyłączeniem piwnic	10
Wysoki	Głębokie zalania zamieszkanych piwnic lub przejazdów pod ulicami	30
Bardzo wysoki	Infrastruktura krytyczna	50

8.2. PORÓWNANIE DOTYCHCZASOWYCH METOD WYMIAROWANIA KANALIZACJI DESZCZOWEJ W POLSCE i W NIEMCZECH

8.2.1. Analiza jakościowa dotychczasowych metod czasu przepływu

W podręcznikach [1, 2] porównano dwie metody (czasu przepływu) wymiarowania kanalizacji deszczowej: stosowanej dotychczas w Polsce - **MGN** z wzorem Błaszczyka oraz podobnie w Niemczech - **MWO** z wzorem Reinholda.

UWAGA: Porównywane metody **różnią się ilościowo** - pod względem wartości obliczanych strumieni $Q_m(C)$, lecz wykazują wysoką zgodność jakościową pod względem podobnych przyrostów strumieni przy zwiększaniu częstości opadów projektowych (C).

Wykazane to będzie na przykładzie całkowicie wypełnionych kanałów o przekroju kołowym, gdzie łatwo udowodnić, że wzrost ich przepustowości całkowitej (Q) zależy od średnicy kanału (d), w funkcji:

$$\frac{Q_i(d_i)}{Q_1(d_1)} = \frac{\sqrt[3]{d_i^{\,8}}}{\sqrt[3]{d_1^{\,8}}} \tag{8.1}$$

Dowód: Korzystając z wzoru Manninga na prędkość średnią [1, 2, 3]:

$$\upsilon = \frac{1}{n} R_h^{2/3} i^{1/2} \tag{8.2}$$

dla promienia hydraulicznego $R_h = d/4$ i współczynnika szorstkości kanału $n = 0{,}013$ s/m$^{1/3}$ otrzymamy

$$\upsilon = \frac{1}{n}\left(\frac{d}{4}\right)^{2/3} i^{1/2} = 30{,}53 d^{2/3} i^{1/2}\ , \tag{8.3}$$

stosując równanie ciągłości ruchu

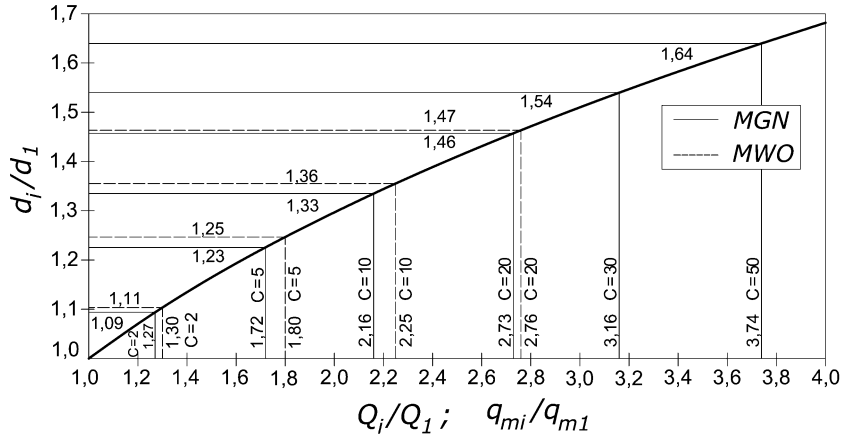
$$Q = A \cdot \upsilon = \frac{\pi d^2}{4} 30{,}53 d^{2/3} i^{1/2} = 23{,}98 \sqrt[3]{d^8}\sqrt{i}\ , \tag{8.4}$$

przy spadku linii energii równemu spadkowi dna kanału $i_i = i_1 = $ idem, otrzymamy:

$$\frac{Q_i(d_i)}{Q_1(d_1)} = \frac{23{,}98\sqrt[3]{d_i^{\,8}}\sqrt{i_i}}{23{,}98\sqrt[3]{d_1^{\,8}}\sqrt{i_1}} = \frac{\sqrt[3]{d_i^{\,8}}}{\sqrt[3]{d_1^{\,8}}}\,. \tag{8.5}$$

Na wykresie na rys. 8.1, przedstawiono bezwymiarowe zależności: d_i/d_1 od $Q_i/Q_1 \equiv q_{mi}/q_{m1}$ – wyliczone z MGN i MWO. Z wykresu wynika, że **dwukrotne** zwiększenie wartości częstości deszczu, np. z $C = 1$ rok na $C = 2$ lata powoduje wzrost wartości strumienia deszczu o wartość mnożnika: **1,27** - wg wzoru Błaszczyka (MGN) lub o **1,3** - wg wzoru Reinholda (MWO), a więc wymaga wzrostu przepustowości kanału o rząd **30%**, co wymaga z kolei wzrostu średnicy kanału tylko rzędu **10%**. Przykładowo, **dziesięciokrotne** zwiększenie wartości częstości deszczu, np. z $C = 1$ rok na $C = 10$ lat powoduje względny wzrost wartości

strumienia deszczu o wartość mnożnika ok. **2,2** (w MGN i MWO) i wymaga wzrostu średnicy kanału jedynie rzędu **35%**.



Rys. 8.1. Jakościowa zależność względnej średnicy kanału od względnego strumienia objętości

Jak z tego wynika „bezpieczne" projektowanie średnic kanałów na większą wartość C, np. na $C = 2$ w porównaniu z $C = 1$, lub na $C = 5$ w porównaniu z $C = 2$, czy też na $C = 10$ w porównaniu z $C = 5$, wymaga tylko nieznacznego wzrostu średnicy o około **10%**, a więc praktycznie nie podnosi kosztów budowy kanalizacji, zapewniając jednocześnie większą pewność poprawnego jej działania.

Racjonalne jest więc zapewnianie „wyższego standardu" ochrony terenów zurbanizowanych przed wylaniami z kanalizacji, poprzez podnoszenie (w pewnym zakresie) wartości częstości obliczeniowych deszczy (C) - miarodajnych do projektowania kanalizacji, czyli obniżanie przyjmowanych wartości prawdopodobieństwa (p) ich pojawiania się.

8.2.2. Analiza ilościowa dotychczasowych metod czasu przepływu

Obliczane wg MWO miarodajne do wymiarowania kanalizacji strumienie ścieków deszczowych (Q_m) są znacznie większe w porównaniu do obliczanych wg MGN. Wynika to głównie z różnic stosowanych modeli opadów, ale także z odmiennych założeń wyjściowych samych metod obliczeniowych, co do miarodajnego czasu trwania deszczu (w MWO: $t_d = t_p$) czy też wartości współczynników spływu (ψ_s - w MWO). Wyniki obliczeń strumieni Q_m wg MWO mogą być nawet dwukrotnie większe w porównaniu do obliczanych wg MGN - dla tych samych parametrów zlewni deszczowych, tj. czasu przepływu i częstości występowania deszczu obliczeniowego [1, 2].

W tabeli 8.4. porównano natężenia deszczy 10-minutowych odczytane z atlasu KOSTRA dla granicznych polskich miast na tle zmierzonych we Wrocławiu i w Bochum oraz obliczonych z modeli Reinholda (6.12), Błaszczyka (6.14) i Bogdanowicz-Stachy (6.16). Wzajemne różnice wyników obliczeń natężeń deszczy $q_{10,C}$ - obliczonych z modelu Reinholda względem obliczonych z modelu Błaszczyka są rzędu 30% (tab. 8.4, wiersz 12) - na niekorzyść modelu Błaszczyka. Średnie wartości natężeń deszczy $q_{10,C}$ dla polskich miast mieszczących się w zasięgu atlasu KOSTRA (z 1997 roku) są niemal identyczne ze zmierzonymi we Wrocławiu [1, 2] i zbliżone wartościami do obliczonych z modelu Reinholda (tab. 8.4 - wiersze 8, 9 i 10). Średnie te są znacznie wyższe od obliczonych z modelu Błaszczyka od 44% do 19%, w praktycznym do projektowania kanalizacji deszczowej zakresie $C \in [1; 10]$ lat (wiersz 13).

UWAGA: Wg modelu Bogdanowicz-Stachy w regionie centralnym Polski (R_1) natężenia $q_{10,C}$ są wyższe niż w regionie północno-zachodnim (R_2). Obliczane z tego modelu natężenia deszczy, **poza $C = 1$ rok**, korespondują zarówno ze zmierzonymi we Wrocławiu i w Bochum, jak i podanymi w atlasie KOSTRA dla polskich miast przygranicznych.

Tab. 8.4. Porównanie natężenia deszczy 10-minutowych dla wybranych polskich miast (z atlasu KOSTRA) na tle zmierzonych we Wrocławiu i w Bochum oraz obliczonych z modeli Reinholda (6.12), Błaszczyka (6.14) i Bogdanowicz-Stachy (6.16)

Lp.	**Miejscowość**		**Natężenie deszczu $q_{10,C}$ (w dm^3/(s·ha) dla częstości C (w latach)**				**Uwagi**
			C = 1	**C = 2**	**C = 5**	**C = 10**	
1	Świnoujście		135,2	164,0	202,0	230,8	[Atlas KOSTRA]
2	Szczecin		144,7	177,6	221,1	254,0	
3	Kostrzyń		144,1	174,7	215,1	245,7	
4	Słubice		148,6	164,8	186,3	202,5	
5	Gubin		157,1	201,9	261,1	305,9	
6	Zgorzelec		147,7	186,9	238,6	277,8	
7	Bogatynia		141,0	186,6	246,9	292,6	
8	**Średnio (1÷7)**		**145,5**	**179,5**	**224,4**	**258,5**	
9	Wrocław [106]		148,3	183,3	230,0	261,7	1960÷2009
10	Wg modelu Reinholda		126,3	164,2	225,4	282,0	$q_{15,1}$= 100 dm^3/(s·ha)
11	Wg modelu Błaszczyka		**100,9**	**127,6**	**172,5**	**217,3**	H = 600 mm
12	Różnica (10-11) / (11)		25,2%	28,7%	30,7%	29,8%	-
13	Różnica (8-11) / (11)		44,2%	40,7%	30,1%	19,0%	-
14	Wg Bogdanowicz-Stachy dla regionu:	R_1	50,6	185,2	270,8	322,0	1960÷1990
		R_2	50,6	154,7	220,9	260,4	
15	Bochum - Niemcy [10]		160,0	198,4	250,0	288,4	1951÷1980

8.3. METODA MAKSYMALNYCH NATĘŻEŃ DO BEZPIECZNEGO WYMIAROWANIA KANALIZACJI DESZCZOWEJ W POLSCE

8.3.1. ZAŁOŻENIA WYJŚCIOWE MMN

W celu zapewnienia niezawodności działania systemów odwadniania terenów (w tym kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej) budowanych czy modernizowanych w Polsce, zgodnie z wymaganiami normy **PN-EN 752** pilna staje się potrzeba zmiany dotychczasowych metod ich wymiarowania, w tym zastąpienie modelu Błaszczyka nowymi modelami opadów maksymalnych. W książkach [1, 2, 3] zaproponowano daleko idącą modyfikację MGN, poprzez m.in. wyeliminowanie czasów opóźnienia-retencji t_k i t_r, a więc uzależnienie opóźnienia odpływu jedynie od rzeczywistego czasu trwania opadu t_d - równego czasowi przepływu t_p, (na wzór MWO) i korzystanie z wiarygodnych polskich modeli opadów maksymalnych. Wykazano bowiem, że **warunki hydrologiczne Polski i Niemiec są zbliżone**, a ponadto miarodajne do projektowania bezpiecznych systemów odwodnień terenów zurbanizowanych są maksymalne wysokości opadów deszczu (o czasach trwania do kilku godzin), które występują z reguły w okresach długotrwałych zjawisk opadowych (trwających nawet kilka dni). Wówczas znaczenie koncentracji terenowej (t_k) i retencji kanałowej (t_r) jest pomijalnie małe. Tak więc:

MMN = zasady MWO + polskie modele opadów maksymalnych

Miarodajny strumień deszczu Q_m (w dm^3/s), wg umownie nazwanej „**metody maksymalnych natężeń**” (**MMN**), obliczyć należy z wyjściowej postaci wzoru [1, 2, 3]:

$$Q_m = q_{\max}(t_d, C) \cdot \psi_s \cdot F \qquad (8.6)$$

gdzie:

$q_{\max}(t_d, C)$ - maksymalne natężenie jednostkowe deszczu (w dm^3/s ha) dla czasu trwania $t_d = t_p$ i częstości występowania C – z wiarygodnych modeli opadów maksymalnych - krzywych IDF (przy $t_{d\,\min}$ - wg tab. 7.5),

ψ_s - maksymalny (szczytowy) współczynnik spływu wód deszczowych, przyjmowany w zależności od stopnia uszczelnienia powierzchni (ψ), nachylenia terenu (i_t) oraz częstości deszczy C (ψ_s - wg tabeli 7.6a),

F - powierzchnia zlewni deszczowej, ha.

W wymiarowaniu kanalizacji deszczowej oblicza się najpierw zastępczy (średni ważony) **stopień uszczelnienia powierzchni (ψ)** danej zlewni, obliczany z wzoru:

$$\psi = \frac{\psi_1 \cdot F_1 + \psi_2 \cdot F_2 + ... + \psi_n \cdot F_n}{F_1 + F_2 + ... + F_n} = \frac{\sum_{i=1}^{n} (\psi_i \cdot F_i)}{\sum_{i=1}^{n} F_i} \qquad (8.6a)$$

gdzie:

ψ_i - współczynnik spływu (i-tej) powierzchni składowej zlewni/podzlewni kanału, -,

F_i - (i-ta) powierzchnia składowa zlewni/podzlewni F, ha;

Stopień uszczelnienia powierzchni zlewni należy przyjmować z zakresu:

- ψ = 1,0 - dla szczelnych powierzchni, np. dachów,
- ψ = 0,9÷1,0 - dla uszczelnionych powierzchni, np. jezdni, placów, chodników,
- ψ = 0÷0,3 - dla nieuszczelnionych powierzchni, np. tzw. terenów zielonych.

Następnie ustala się wartość **szczytowego współczynnika spływu** ψ_s wg tabeli 7.6 (jak w MWO).

Tab. 7.6a. Szczytowe współczynniki spływu (ψ_s) w zależności od stopnia uszczelnienia (ψ) i spadków terenu (i_t) oraz częstości projektowych deszczy (C)

Stopień uszczel-nienia terenu ψ, %	**Szczytowe współczynniki spływu ψ_s**															
	Spadki terenu															
	$i_t \leq 1\%$				**$1\% < i_t \leq 4\%$**				**$4\% < i_t \leq 10\%$**				**$i_t > 10\%$**			
	Częstości obliczeniowe deszczu C, lata															
	C=1	**2**	**5**	**10**	**C=1**	**2**	**5**	**10**	**C=1**	**2**	**5**	**10**	**C=1**	**2**	**5**	**10**
0 (*)	0	0	0,10	0,31	0,10	0,15	0,30	(0,46)	0,15	0,20	(0,45)	(0,60)	0,20	0,30	(0,55)	(0,75)
10 (*)	0,09	0,09	0,19	0,38	0,18	0,23	0,37	(0,51)	0,23	0,28	0,50	(0,64)	0,28	0,37	(0,59)	(0,77)
20	0,18	0,18	0,27	0,44	0,27	0,31	0,43	0,56	0,31	0,35	0,55	0,67	0,35	0,43	0,63	0,80
30	0,28	0,28	0,36	0,51	0,35	0,39	0,50	0,61	0,39	0,42	0,60	0,71	0,42	0,50	0,68	0,82
40	0,37	0,37	0,44	0,57	0,44	0,47	0,56	0,66	0,47	0,5	0,65	0,75	0,50	0,56	0,72	0,84
50	0,46	0,46	0,53	0,64	0,52	0,55	0,63	0,72	0,55	0,58	0,71	0,79	0,58	0,63	0,76	0,87
60	0,55	0,55	0,61	0,70	0,60	0,63	0,70	0,77	0,62	0,65	0,76	0,82	0,65	0,70	0,80	0,89
70	0,64	0,64	0,70	0,77	0,68	0,71	0,76	0,82	0,70	0,72	0,81	0,86	0,72	0,76	0,84	0,91
80	0,74	0,74	0,78	0,83	0,77	0,79	0,83	0,87	0,78	0,8	0,86	0,90	0,80	0,83	0,87	0,93
90	0,83	0,83	0,87	0,90	0,86	0,87	0,89	0,92	0,86	0,88	0,91	0,93	0,88	0,89	0,93	0,96
100	0,92	0,92	0,95	0,96	0,94	0,95	0,96	0,97	0,94	0,95	0,96	0,97	0,95	0,96	0,97	0,98
(*) Stopnie uszczelnienia $\psi \leq 10$ % wymagają uwzględnienia lokalnych uwarunkowań ψ_s																

Przykład metodyczny nr 1. Dla obliczonego stopnia uszczelnienia powierzchni zlewni ψ = 0,25, przy uwzględnieniu spadków terenu w granicach: $1\% < i_t \leq 4\%$, i deszczu obliczeniowego o częstości występowania C = 5 lat, na podstawie tabeli 7.6 interpolowana liniowo wartość szczytowego współczynnika spływu wynosi: ψ_s = 0,465.

Przykład metodyczny nr 2. Dla ψ = 0,30, przy $4\% < i_t \leq 10\%$ i C = 2 lata, na podstawie tabeli 7.6, ustalono: ψ_s = 0,42.

Miarodajny spływ powierzchniowy (o strumieniu Q_m - z wzoru (8.6)) pochodzi z **miarodajnej - zredukowanej** zlewni deszczowej o zastępczej powierzchni:

$$F_{m\ zr} = \psi_s \cdot F \qquad (8.6b)$$

gdzie:

ψ_s - szczytowy współczynnik spływu wód deszczowych w zlewni danego kanału, -,

F - powierzchnia zlewni deszczowej danego kanału, ha.

Najkrótsze czasy trwania deszczu $t_{d\ \min}$ (w MMN) należy dobierać w zależności od nachylenia terenu i stopnia uszczelnienia powierzchni ($t_{d\ \min} \in \{5, 10, 15\}$ minut) wg tab. 7.5 (jak w MWO).

Tab. 7.5. Najkrótsze czasy trwania deszczu ($t_{d\ \min}$) w zależności od spadku terenu (i_t) i stopnia uszczelnienia (ψ) do MMN

Średni spadek terenu	Stopień uszczelnienia powierzchni	Minimalny czas trwania deszczu
< 1 %	≤ 50 %	**15 minut**
	> 50 %	**10 minut**
1 % do 4 %	> 0 %	**10 minut**
> 4 %	≤ 50 %	**10 minut**
	> 50 %	**5 minut**

Do czasu opracowania atlasu opadów maksymalnych w Polsce - na wzór atlasu KOSTRA w Niemczech (co było postulowane już w 2011 roku w I wydaniu podręcznika [1]) można sformułować następujące zalecenia co do przydatności dotychczasowych modeli opadów do wymiarowania odwodnień terenów w Polsce wg **MMN**:

- **odnośnie do wymiarowania sieci kanalizacyjnych**:
  - dla częstości projektowej deszczu C = 1 rok (na terenach wiejskich) należy stosować wiarygodne modele lokalne opadów maksymalnych, bądź do czasu ich opracowania, z konieczności stosować można wzór Błaszczyka (dla $t_d = t_p$), jednak z niezbędną korektą częstości deszczy **z C = 1 rok na C = 2 lata**;
  - dla częstości projektowych deszczy C = 2, 5 i 10 lat zaleca się stosowanie wiarygodnych modeli lokalnych (jak np. w przypadku Wrocławia) bądź **modelu Bogdanowicz-Stachy**; Jednak na terenach podgórskich i górskich (których nie obejmuje model Bogdanowicz-Stachy - rys. 6.10), z konieczności stosować można wzór Błaszczyka - z niezbędną korektą częstości deszczy (dla $t_d = t_p$):
    - z C = 2 lata na C = 5 lat - w II kategorii (wg tab. 8.1),
    - z C = 5 lat na C = 10 lat - w III kategorii,
    - z C = 10 lat na C = 20 lat - w IV kategorii odwodnienia terenu;
- **odnośnie do wymiarowania zbiorników retencyjnych ścieków deszczowych**, ze względu na ich wagę w zapewnieniu niezawodności działania systemów odwodnieniowych terenów, należy odpowiednio zwiększyć wartości przyjmowanych częstości projektowych opadów dla zbiorników ($C_z > C$) w stosunku do zalecanych częstości projektowych do wymiarowania sieci kanalizacyjnych (na wzór wytycznych niemieckich) i korzystać tutaj z zalecanych wyżej modeli opadów (tab. 8.5).

W przypadku Wrocławia, do projektowania sieci i obiektów kanalizacji deszczowej można stosować lokalny np. model fizykalny opadów maksymalnych, zwłaszcza dla praktycznego zakresu $t_d \in [5; 180]$ minut i $C \in [1; 10]$ lat, postaci [1, 2]:

$$h_{\max}(t_d, C) = (6{,}67 + 1{,}68\ln(C - 0{,}53))(t_d - 3{,}45)^{0{,}265}, \qquad (8.9)$$

który po przekształceniu na maksymalne natężenia jednostkowe opadów przyjmuje postać:

$$q_{\max}(t_d, C) = 166{,}7[(6{,}67 + 1{,}68\ln(C - 0{,}53))(t_d - 3{,}45)^{0{,}265}]t_d^{-1} \qquad (8.9a)$$

gdzie:

$h_{\max}$ - maksymalna wysokość opadu (deszczu), mm,

$q_{\max}$ - maksymalne jednostkowe natężenie opadu, dm^3/(s·ha),

t_d - czas trwania deszczu, min,

C - częstość występowania deszczu o danym natężeniu (z przewyższeniem), lata.

Tab. 8.5. Zalecane modele opadów do wymiarowania systemów odwodnieniowych wg MMN [1, 2]

Standard odwodnienia terenu	**Wymagane częstości projektowe**	**Zalecane modele opadów i częstości deszczy:**	
		C - do wymiarowania sieci odwodnieniowych	**C_z - do wymiarowania zbiorników retencyjnych**
-	**lata**	**lata**	**lata**
Tereny wiejskie	C = 1 rok	Modele lokalne dla C = 1 lub model Błaszczyka dla C = 2	Modele lokalne dla C_z = 2 lub model Błaszczyka dla C_z = 5
Tereny mieszkaniowe	C = 2 lata	Modele lokalne lub model Bogdanowicz-Stachy dla C = 2 (Model Błaszczyka dla C = 5)	Modele lokalne lub model Bogdanowicz-Stachy dla C_z = 5 (Model Błaszczyka dla C_z = 10)
Centra miast, tereny usług i przemysłu	C = 5 lat	Modele lokalne lub model Bogdanowicz-Stachy dla C = 5 (Model Błaszczyka dla C = 10)	Modele lokalne lub model Bogdanowicz-Stachy dla $C_z \geq 10$ (Model Błaszczyka dla $C_z \geq 20$)
Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia, przejazdy	C = 10 lat	Modele lokalne lub model Bogdanowicz-Stachy dla C = 10 (Model Błaszczyka dla C = 20)	Modele lokalne lub model Bogdanowicz-Stachy dla $C_z \geq 20$ (Model Błaszczyka dla $C_z \geq 30$)

Metoda maksymalnych natężeń **(MMN)** pozwoli osiągnąć w Polsce równie bezpieczne rezultaty wymiarowania systemów kanalizacyjnych, jak w wypadku metod czasu przepływu stosowanych w Niemczech (MWO i MZWS), zarówno pod względem wartości miarodajnych strumieni deszczy (Q_m), jak i osiąganych częstości nadpiętrzeń (C_n) czy wylewów (C_w). Ponadto zaleca się przyjąć w Polsce jako zasadę, dobór średnic grawitacyjnych kanałów deszczowych i ogólnospławnych na niecałkowite wypełnienie – **do 90%** przepustowości przekroju przy strumieniu Q_m (według zaleceń ATV A-118).

Tak zwymiarowane (MMN) systemy kanalizacyjne, obejmujące zlewnie deszczowe o powierzchni $F > 2$ km^2 zaleca się dodatkowo sprawdzać pod kątem ich przepustowości hydraulicznej (sieci i obiektów) w oparciu o skalibrowane modele symulacyjne - **hydrodynamiczne**, dla spełnienia wymagań **PN-EN 752** co do akceptowalnych społecznie częstości nadpiętrzeń czy wylewów (wg tab. 8.1, 8.3 i 8.5). Zastosowanie mają tutaj zwłaszcza probabilistyczne modele opadów maksymalnych.

W przypadku Wrocławia korzystać można np. z modelu opartego na rozkładzie prawdopodobieństwa Fishera-Tippetta (typu III$_{\min}$), dla zakresu $t_d \in [5; 4320]$ minut i $p \in [1; 0{,}01]$, czyli $C \in [1; 100]$ lat, o postaciach (DDF i IDF) [1, 2]:

$$h_{\max}(t_d, p) = -4{,}58 + 7{,}41t_d^{0{,}242} + (97{,}11t_d^{0{,}0222} - 98{,}68)(-\ln p)^{0{,}809} \qquad (8.10)$$

lub

$$q_{\max}(t_d, C) = 166{,}7[-4{,}58 + 7{,}41t_d^{0{,}242} + (97{,}11t_d^{0{,}0222} - 98{,}68)\left(-\ln\frac{1}{C}\right)^{0{,}809}]t_d^{-1} \qquad (8.10a)$$

gdzie:

$h_{\max}$ - maksymalna wysokość opadu (deszczu), mm,

q_{max} - jednostkowe maksymalne natężenie opadu, dm^3/(s·ha),

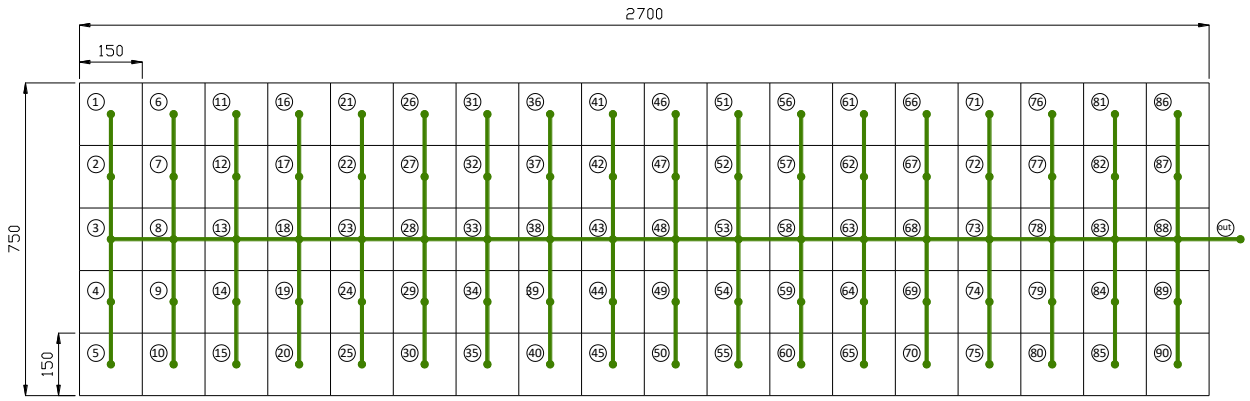
t_d - czas trwania deszczu, min,

p - prawdopodobieństwo przewyższenia opadu: $p = 1/C$, -,

C - częstość występowania deszczu o danym natężeniu z przewyższeniem, lata.

8.5.2. WYMIAROWANIE PRZYKŁADOWYCH SIECI KANALIZACYJNYCH

Na potrzeby ilustracji: metod wymiarowania, a następnie modelowania działania hydrodynamicznego - przykładowo zwymiarowanych sieci kanalizacji deszczowej, przyjęto modelową zlewnię deszczową o powierzchni F = 202,5 ha (tj. ok. 2 km^2), położoną w terenie płaskim we Wrocławiu, przedstawioną schematycznie na rysunku 8.5. Przykład zaczerpnięto z pracy doktorskiej B. Kaźmierczaka z 2011 r. pt. *Badania symulacyjne działania przelewów burzowych i separatorów ścieków deszczowych w warunkach ruchu nieustalonego do wspomagania projektowania sieci odwodnieniowych*, cytowanej w [1, 2].



Rys. 8.5. Plan zintegrowanych powierzchni cząstkowych modelowej zlewni deszczowej

Kanalizowana zlewnia deszczowa **w zabudowie mieszkaniowej** składa się z 90 zlewni cząstkowych - modułów o powierzchniach 2,25 ha i wymiarach 150 na 150 m. Średni ważony współczynnik spływu powierzchniowego wynosi ψ = 0,25, stąd powierzchnia zredukowana zlewni: F_{zr} **= 50,625 ha**. Projektowane kanały boczne (w liczbie 36) mają długość po 300 m (2 odcinki po 150 m). Kolektor ma całkowitą długość 2700 m (18 odcinków po 150 m).

Obliczenia hydrologiczne i hydrauliczne kanalizacji deszczowej przeprowadzono dla **3** wariantów wymiarowania sieci metodami czasu przepływu, a mianowicie:

- (I) **MGN - z modelem opadów Błaszczyka** (7.17) dla H = 590 mm (Wrocław),
- (II) **MGN - z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia** (8.10a),
- (III) **MMN - z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia** (8.10a).

Zestawienie założeń wyjściowych do obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych dla 3 wariantów obliczeniowych sieci kanalizacji deszczowej, przedstawiono w tabeli 8.14.

Tabela 8.14. Zestawienie założeń wyjściowych do obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych przykładowych sieci kanalizacji deszczowej (dla trzech wariantów wymiarowania)

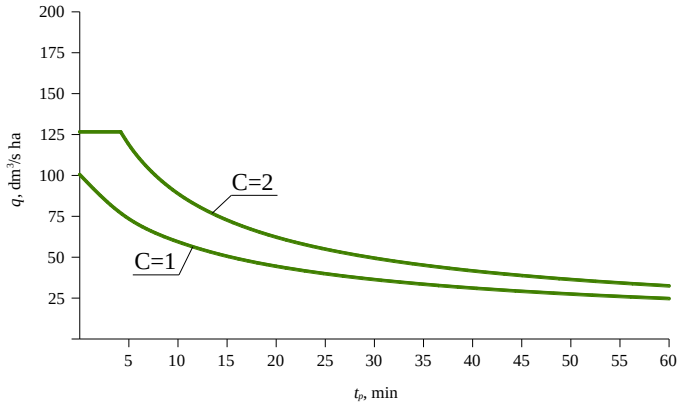
Wariant/ metoda	Częstość deszczu obliczeniowego C, lata		Czas koncentracji terenowej t_k, min		Czas retencji kanałowej t_r, min	Minimalny czas trwania deszczu miarodajnego $t_{dm\ min}$, min	Maksymalne wypełnienie kanału, %D
	kanały boczne	kolektor	kanały boczne	kolektor			
I. MGN z wzorem (7.17)	1	2	10	5	0,2 t_p	10	do 100%
II. MGN z wzorem (8.10a)	1	2	10	5	0,2 t_p	10	do 100%
III. MMN z wzorem (8.10a)	2	2	0	0	0	15	do 75%

Wyniki wymiarowania

I. *MGN z modelem opadów Błaszczyka*

W **I wariancie** obliczeniowym - wymiarowania kanalizacji deszczowej opracowano krzywe natężenia deszczu z wzoru Błaszczyka (7.17). Zredukowane (dla czasu przepływu t_p) krzywe IDF, dla częstości występowania opadów C = 1 i 2 lata, przedstawiono na rys. 8.6.

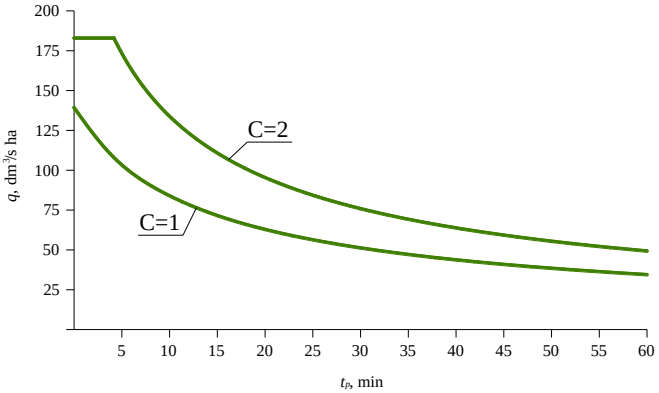
W I wariancie dobrano średnice kanałów bocznych: pierwszy odcinek (150 m) ma K0,30 m oraz drugi odcinek (150 m) ma K0,40 m. Kolektor składa się z 18 odcinków o średnicach od K0,80 do K1,60 m. Obliczeniowy czas przepływu wynosi **45,6 min**. Miarodajny strumień odpływu ścieków deszczowych wyniósł $Q_{m(I)}$ = 1,948 m^3/s.



Rys. 8.6. Zredukowane krzywe natężenia deszczu (IDF) z wzoru Błaszczyka do MGN

II. *MGN z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia*

W **II wariancie** obliczeniowym opracowano krzywe natężenia deszczu do MGN z modelu opadów maksymalnych dla Wrocławia. Zredukowane (od czasu przepływu t_p) krzywe IDF, z wzoru (8.10a) dla częstości występowania opadów C = 1 i 2 lata, przedstawiono na rys. 8.7.

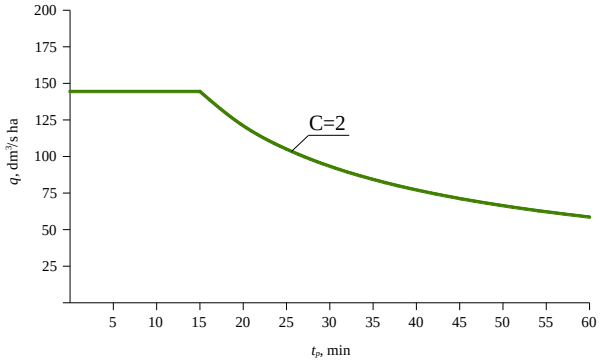


Rys. 8.7. Zredukowane krzywe natężenia deszczu (IDF) z modelu opadów maksymalnych dla Wrocławia do MGN

W II. wariancie, kanały boczne mają średnice K0,40 m i K0,50 m. Kolektor składa się z 18 odcinków o średnicach K0,80 m do K2,0 m. Czas przepływu w sieci wynosi **43,85 min**. Przyjmując miarodajny strumień odpływu ścieków deszczowych z I. wariantu $Q_{m(I)}$ = 1,948 m^3/s za 100%, to strumień odpływu w II. wariancie $Q_{m(II)}$ = 3,049 m^3/s, jest wyższy o 56%.

III. *MMN z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia*

W III. wariancie obliczeniowym, na podstawie założeń wyjściowych (tab. 8.14) opracowano krzywą natężenia deszczu do **MMN** - z modelu (8.10a) opadów maksymalnych dla Wrocławia. Krzywą IDF dla C = 2 lata i $t_{d\ \min}$ = 15 minut przedstawiono na rysunku 8.8.



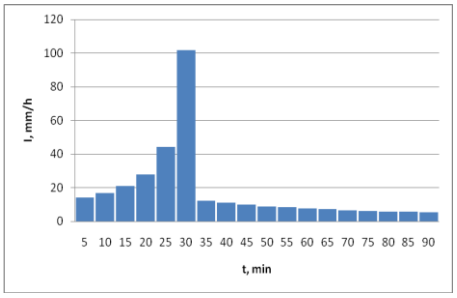
Rys. 8.8. Krzywa natężenia deszczu (IDF) z modelu opadów maksymalnych dla Wrocławia do MMN

W III. wariancie kanały boczne mają średnice K0,40 m i K0,60 m, a kolektor - od K0,80 m do K2,20 m. Czas przepływu wynosi **43,3 min**. Strumień ścieków deszczowych w III. wariancie $\boldsymbol{Q_{m(III)}}$ = 3,700 m^3/s jest wyższy aż o 90% wzgl. I. wariantu ($Q_{m(I)}$ = 1,948 m^3/s).

8.5.3. MODELOWANIE DZIAŁANIA PRZYKŁADOWO ZWYMIAROWANYCH SIECI KANALIZACYJNYCH

W celu weryfikacji występowania nadpiętrzeń w kanałach, w przykładowo zaprojektowanych sieciach, należy zgodnie z zaleceniami **DWA-A 118:2006** obciążyć zlewnię modelową deszczem o częstości występowania ***C* = 3 lata** (wg tab. 8.3) i czasie trwania dwukrotnie przewyższającym czas przepływu w sieci. Ponieważ w zaprojektowanych zlewniach modelowych (średni) czas przepływu jest rzędu **45 min**, opracowano na podstawie wzoru (8.10) na maksymalną wysokość deszczu we Wrocławiu, opad modelowy o czasie trwania ***t* = 90 min**. Do symulacji działania sieci wykorzystano oprogramowanie **SWMM 5.0**.

Ideą opadów modelowych jest oddanie w sposób zbliżony do rzeczywistości przebiegu typowych opadów - **o zmiennej w czasie intensywności**. Przykładem jest model Eulera typu II zalecany m.in. do symulacji działania kanalizacji w Niemczech, a obecnie w Polsce [1, 2]. Jego przydatność potwierdziła Wartalska w pracy doktorskiej z 2019 r. oraz w monografii:
– wg Wartalska K.E., Kotowski A.: Metodyka tworzenia wzorców opadów do modelowania odwodnień terenów. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej 2020.

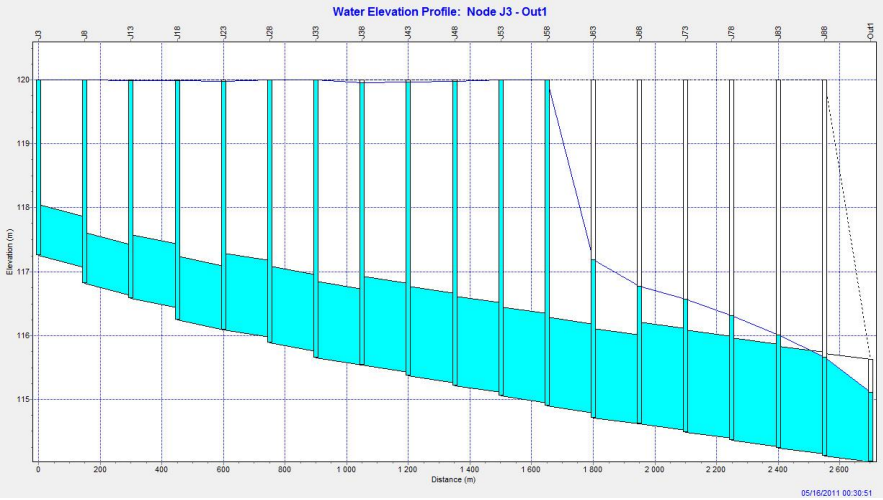


Rys. 3. Opad modelowy Eulera typu II o C = 3 lata i t = 90 min dla Wrocławia [1, 2]

Wyniki modelowania

Ad I. Sieć deszczowa zwymiarowana MGN z modelem opadów Błaszczyka

W celu weryfikacji przepustowości hydraulicznej sieci kanalizacji deszczowej, zwymiarowanej w 3 wariantach, obciążono zlewnię opracowanym opadem modelowym **Eulera typu II** dla warunków wrocławskich. Z sumarycznej wysokości opadu (26,75 mm) czwarta jego część (ψ = 0,25) przekształcana była w spływ powierzchniowy i trafiała do kanalizacji. Profil kolektora wraz z maksymalnymi wypełnieniami w czasie trwania opadu (31-sza min) dla zwymiarowanej w I. wariancie sieci kanalizacyjnej podano na rys. 8.10.

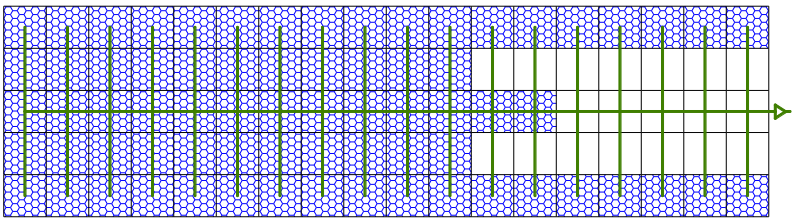


Rys. 8.10. Profil kolektora w 31. minucie trwania opadu modelowego w I. wariancie zwymiarowanej kanalizacji deszczowej

Zaprojektowana w **I wariancie** sieć kanalizacji deszczowej nie ma odpowiedniej przepustowości hydraulicznej, aby bez nadpiętrzeń do poziomu terenu odprowadzać modelowane spływy ścieków deszczowych. Jak pokazano na rysunku 8.10, praktycznie cały kolektor, poza ostatnim odcinkiem, **pracuje pod ciśnieniem** w czasie trwania zadanego opadu modelowego. Nadpiętrzenia rzędu kilku metrów, w tym do powierzchni terenu (i wylania), występują w większości węzłów obliczeniowych kolektora. W przypadku kanałów bocznych również mamy do czynienia z licznymi nadpiętrzeniami.

Sumaryczna objętość ścieków, które podczas trwania opadu modelowego nie zmieściły się lub wylały się z sieci wynosi **1291 m^3**. Większa część z tej objętości to ścieki deszczowe, które wylały się w początkowych odcinkach sieci - w węzłach obliczeniowych, gdzie zagłębienie kolektora jest najmniejsze. Łącznie, wylania zanotowano aż w **71** węzłach obliczeniowych, czyli w 71 zintegrowanych zlewniach cząstkowych.

Węzły obliczeniowe, w których nastąpiły wylania przedstawiono schematycznie na rysunku 8.14. Tylko w przypadku 19 z 90 węzłów napiętrzenia nie osiągnęły w żadnej chwili czasowej trwania opadu modelowego poziomu terenu.

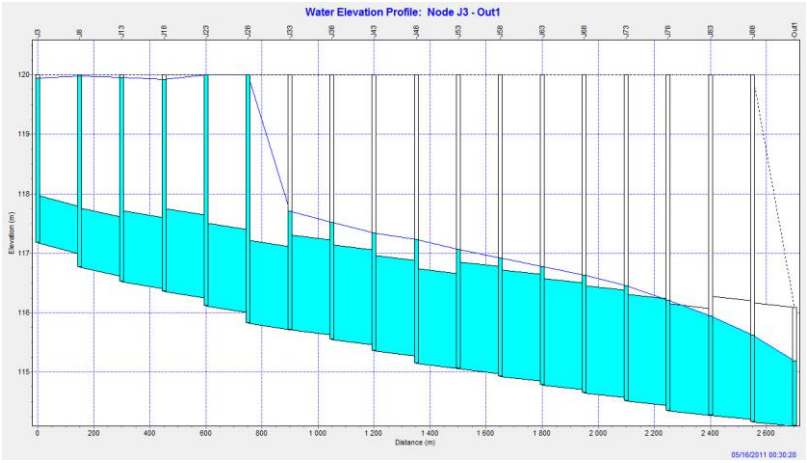


Rys. 8.14. Miejsca spiętrzeń powyżej poziomu terenu w modelowej zlewni w I. wariancie zwymiarowanej kanalizacji deszczowej

W I. wariancie zwymiarowanej kanalizacji deszczowej, maksymalny modelowy strumień objętości na ostatnim odcinku kolektora wyniósł $Q_{max(I)} = 5{,}16$ m^3/s.

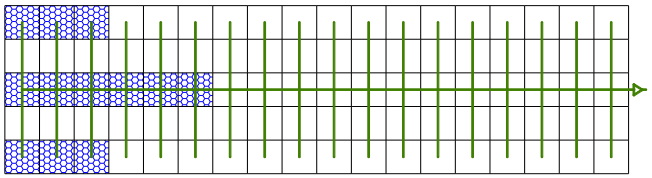
Ad II. Sieć deszczowa zwymiarowana MGN z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia

W celu weryfikacji przepustowości hydraulicznej sieci kanalizacji deszczowej zaprojektowanej w II. wariancie obciążono ją również opadem modelowym Eulera typ II o częstości występowania C = 3 lata i o czasie trwania t = 90 min (analogicznie jak w przypadku I. wariantu). Profil kolektora wraz z wypełnieniami w wybranym czasie trwania opadu (31. minuta) przedstawiono na rysunku 8.16.



Rys. 8.16. Profil kolektora w 31. minucie trwania opadu modelowego w II. wariancie zwymiarowanej kanalizacji deszczowej

Jak widać z rysunku 8.16, napiętrzenia na początkowych odcinkach kolektora, w przedstawionej chwili czasowej symulacji, osiągają poziom terenu. Środkowe i po części końcowe odcinki kolektora pracują już pod niewielkim ciśnieniem. W przypadku początkowych kanałów bocznych także mamy do czynienia z nadpiętrzeniami do poziomu terenu. Sumaryczna objętość ścieków, które podczas trwania deszczu modelowego nie zmieściły się lub wylały się z sieci wynosi **20 m^3**. Łącznie, wylania zanotowano w **12** węzłach (rys. 8.19).

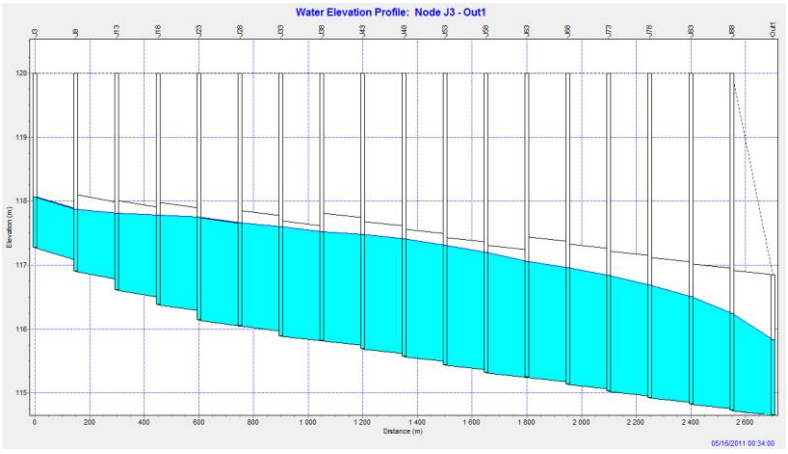


Rys. 8.19. Miejsce nadpiętrzeń do poziomu terenu w modelowej zlewni w II. wariancie zwymiarowanej kanalizacji deszczowej

Maksymalny, modelowy strumień objętości (w II wariancie) na ostatnim odcinku kolektora wynosił $Q_{max(II)} = 6{,}11$ m^3/s.

Ad III. Sieć deszczowa zwymiarowana MMN z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia

Do weryfikacji przepustowości hydraulicznej sieci kanalizacji deszczowej zaprojektowanej w III. wariancie, obciążono ją również opadem modelowym Eulera typ II o częstości C = 3 lata i o czasie trwania t = 90 min. Profil kolektora (34. minuta) przedstawiono na rysunku 8.21.



Rys. 8.21. Profil kolektora w 34. minucie trwania opadu modelowego w III. wariancie zwymiarowanej kanalizacji deszczowej

Jak wynika z rysunku 8.21, praktycznie cały kolektor pracuje ze swobodnych lustrem ścieków. W przypadku wszystkich kanałów bocznych nadpiętrzenia do poziomu terenu również nie występują - **brak wylewów z kanałów**. Maksymalny strumień objętości przepływu (w III. wariancie) na ostatnim odcinku kolektora wynosił $Q_{max(III)}$ = 6,95 m^3/s.

8.5.4. WNIOSKI Z ANALIZ DZIAŁANIA PRZYKŁADOWO ZWYMIAROWANYCH SIECI KANALIZACYJNYCH

Przeprowadzone badania miały na celu weryfikację, przydatności do bezpiecznego projektowania sieci (i obiektów) kanalizacyjnych, tzw. metod czasu przepływu. Zestawienie wyników wymiarowania i analiz działania modelowych sieci kanalizacyjnych (dla trzech wariantów) przedstawiono w tabeli 8.18.

Tab. 8.18. Zestawienie wyników wymiarowania i modelowania działania przykładowych sieci kanalizacyjnych w terenie płaskim w warunkach wrocławskich

Wariant obliczeń	Parametry projektowe kanalizacji deszczowej						Parametry modelowe		
	Strumień odpływu Q_m	Objętość sieci V_K	Wskaźnik objętości V_{Kj}	Rezerwa systemu V_R	Maksymalny wymiar kolektora	Maksymalne zagłębienie kolektora	Strumień modelowy Q_{max}	Liczba wylewów L_w	Objętość wylewów V_w
	m^3/s	m^3	m^3/ha	%	m	m p.p.t.	m^3/s	-	m^3
I	1,948	4849	23,9	22	K1,6	5,99	5,16	71	1291
II	3,049	7234	35,7	22	K2,0	5,91	6,11	12	20
III	3,700	9825	48,5	28	K2,2	5,33	6,95	0	0

Przeprowadzone analizy wskazały jednoznacznie, że **bezpieczną metodą czasu przepływu** jest MMN - z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia, ze względu na brak nadpiętrzeń do powierzchni terenu i wylewów z kanalizacji. Wzór Błaszczyka i ogólnie MGN znacznie niedoszacowuje miarodajny do wymiarowania sieci strumień objętości ścieków deszczowych, ze względu na licznie występujące nadpiętrzenia do powierzchni terenu i wylania. Próba zastosowania w MGN wzoru opadów maksymalnych dla Wrocławia też nie przyniosła zadawalających wyników - zmalała jedynie liczba nadpiętrzeń i objętość wylewów z kanalizacji.

UWAGA: Praktyczne wskazówki do symulacji działania kanalizacji podano w monografiach:
1. Kaźmierczak B., Kotowski A.: *Weryfikacja przepustowości kanalizacji deszczowej w modelowaniu hydrodynamicznym*. Oficyna Wyd. Politechniki Wrocławskiej, 2012.
2. Nowakowska M., Kotowski A.: *Metodyka i zasady modelowania odwodnień terenów zurbanizowanych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 2017.

Zalecenia do doboru wymiarów/średnic kanałów deszczowych

Biorąc pod uwagę prognozowany wzrost intensywności opadów w przyszłości, jako minimalną średnicę kanałów deszczowych w miastach zaleca się już obecnie przyjmować $\boldsymbol{D_{min}}$ **= 0,40 m**, a tylko w uzasadnionych przypadkach można stosować D_{min} = 0,30 m (jak wg dotychczasowych WTP) - na początkowych odcinkach sieci, przy znacznych spadkach terenu - na podstawie wyników modelowania hydrodynamicznego w wyżej omówionym przykładzie, a także dla obciążeń zlewni w przyszłości, tj. symulacji komputerowych obecnymi opadami o C = 5 lat i 100 lat – wg rozdz. 8.5.5 w podręczniku [2]).

Analogicznie, uwzględniając zmiany klimatu celowe jest także zwiększenie minimalnej średnicy przykanalików deszczowych z wpustów ulicznych - z obecnej D = 0,15 m na $\boldsymbol{D}$ **= 0,20 m**, a także zwiększenie ich liczby (z typowym rusztem 0,4x0,6 m), tj. zmniejszenie rozstawów, z obecnie zalecanych ≤ 30 m, do rozstawów **≤ 25 m** - w zależności od klasy drogi i spadków niwelety jezdni - wg tabeli 10.

Tab. 10. Zalecane odstępy między wpustami ulicznymi, podane w [1, 2]

Maksymalny odstęp między wpustami [m]	**Spadek podłużny niwelety drogi [%]**
≤ 25	> 1,0
≤ 15	0,5 do 1,0
≤ 10	< 0,5

Minimalne spadki dna kanałów deszczowych można określać ze znanej formuły: $\boldsymbol{i_{min} = 1/D}$ (i_{min} w [‰] dla D w [m]). Przykładowo, dla D_{min} = 0,40 m, i_{min} = 1/0,40 = 2,5‰, przy czym dla $D \geq$ 1,0 m, i_{min} = 1,0‰. Spadek maksymalny kanałów deszczowych ($\boldsymbol{i_{max}}$) powinien wynikać z warunku nieprzekraczania prędkości maksymalnej $\boldsymbol{V_{max} = 5{,}0}$ **m/s** – w warunkach całkowitego wypełnienia danego przekroju (średnicy) kanału. Przykładowo dla D_{min} = 0,40 m, i_{max} = 90‰ [1, 2, 3].

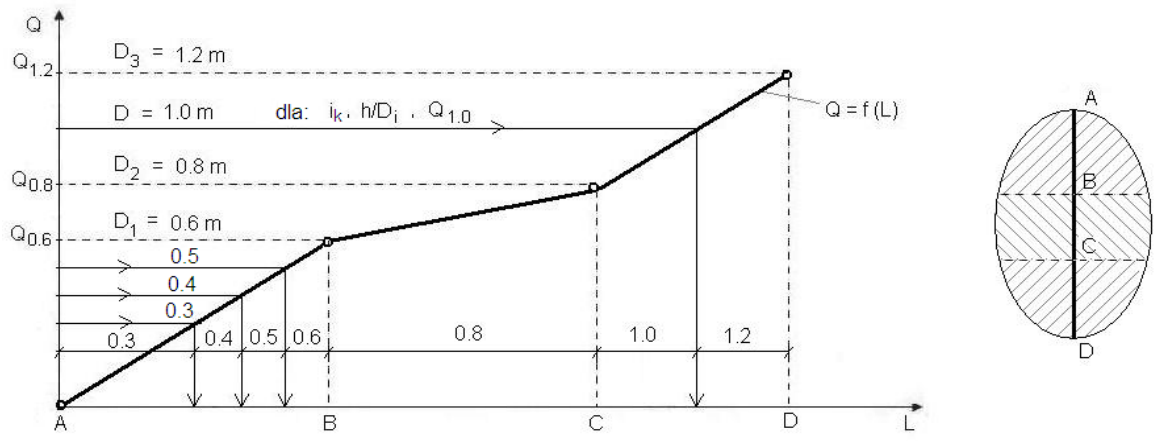
Kanały deszczowe należy dobierać na niecałkowite wypełnienie - odpowiednio do 90% przepustowości całkowitej (Q_o) danego przekroju (np. średnicy D) kanału - wg zaleceń DWA-A118 z 2006 r., czyli do względnego wypełnienia [1, 2, 3]:

- $\boldsymbol{h/D < 0{,}75}$ - dla kanałów o przekroju kołowym (o średnicy D),
- $\boldsymbol{h/H < 0{,}79}$ - dla kanałów jajowych (o wysokości przekroju H = 1,5B), oraz
- $\boldsymbol{h/H < 0{,}72}$ - dla kanałów dzwonowych (o wysokości przekroju H = 0,85B, gdzie B oznacza szerokość przekroju w tzw. pachach).

Przykład metodyczny. Przyporządkowanie pośrednich średnic kanałów na odcinkach kolektora A-B-C-D. Kolektor ściekowy AD podzielono na 3 odcinki i obliczono miarodajne strumienie ścieków: Q_B, Q_C i Q_D:

– dla odcinka AB – dla Q_B i spadku dna kanału i_{k1} dobrano: D_1 = 0,6 m,
– dla odcinka BC – dla Q_C i spadku dna kanału i_{k2} dobrano: D_2 = 0,8 m,
– dla odcinka CD – dla Q_D i spadku dna kanału i_{k3} dobrano: D_3 = 1,2 m.

Do wyznaczenia położenia pośrednich średnic kolektora pomocny jest wykres (rys. 5.8): Q = f(L_{AD}), na podstawie którego, zakładając proporcjonalny przyrost strumienia na długości, można określić położenie innych średnic: np. D = 0,3 m, D = 0,4 m, D = 0,5 m i D = 1,0 m.



Rys. 5.8. Wykres metodyczny do określania położenia pośrednich średnic kanałów

UWAGA: Spadek dna kanału o średnicy D_i musi być odpowiedni dla tej średnicy ($i_{k\ min} \geq 1/D_i$).

9. PODSTAWY WYMIAROWANIA HYDRAULICZNEGO PRZEWODÓW ŚCIEKOWYCH I KANAŁÓW

9.1. RODZAJE I KLASYFIKACJE PRZEPŁYWÓW CIECZY

W kanałach, przewodach ściekowych i obiektach kanalizacyjnych wyróżnić można pod względem hydraulicznym **trzy zasadniczo różniące się przepływy cieczy** [2, 39, 64, 69, 72, 84, 189, 232]:

- pod ciśnieniem - pełnym przekrojem przewodu ściekowego (kanału),
- o swobodnej powierzchni - przy częściowym wypełnieniu kanału,
- o swobodnej strudze - np. przez koronę przelewu.

Odrębną grupę stanowią przepływy ciśnieniowe o ruchu wirowym, spotykane m.in. w urządzeniach do dławienia energii czy regulatorach hydrodynamicznych.

Gdy parametry ruchu cieczy, takie jak ciśnienie, prędkość przepływu i przyspieszenie, nie zmieniają się w czasie i w przestrzeni, to taki ruch jest **ustalony**. W przeciwnym wypadku, tj. gdy parametry ruchu są funkcjami zarówno położenia jak i czasu, ruch taki jest **nieustalony**. Powiązanie parametrów ruchu cieczy z geometrią przewodów ściekowych czy kanałów ujmują układy równań różniczkowych **de Saint-Venanta**, o różnym stopniu uproszczeń stosowanych do ich wymiarowania (tab. 9.1).

Tab. 9.1. Założenia wyjściowe do obliczeń hydraulicznych kanałów i przewodów ściekowych odnośnie rodzaju ruch cieczy wg ATV-A110 [1, 2]

	Sposób obliczania przepływu cieczy	**Równanie ruchu cieczy**					**Równanie ciągłości ruchu**
0	Nieustalony, nierównomierny, nieciągły	$\frac{1}{g}\cdot\frac{\delta v}{\delta t}$	$+\frac{v}{g}\cdot\frac{\delta v}{\delta x}$	$+\frac{v}{g\cdot A}\cdot q$	$+\frac{\delta h}{\delta x}$	$= i - J$	$\frac{\delta Q}{\delta x}+\frac{\delta A}{\delta t}=q$
1	Nieustalony, nierównomierny	$\frac{1}{g}\cdot\frac{\delta v}{\delta t}$	$+\frac{v}{g}\cdot\frac{\delta v}{\delta x}$		$+\frac{\delta h}{\delta x}$	$= i - J$	$\frac{\delta Q}{\delta x}+\frac{\delta A}{\delta t}=0$
2	Nieustalony, uproszczony nierównomierny	$\frac{1}{g}\cdot\frac{\delta v}{\delta t}$			$+\frac{\delta h}{\delta x}$	$= i - J$	$\frac{\delta Q}{\delta x}+\frac{\delta A}{\delta t}=0$
3	Uproszczony nieustalony, nierównomierny		$+\frac{v}{g}\cdot\frac{\delta v}{\delta x}$		$+\frac{\delta h}{\delta x}$	$= i - J$	$\frac{\delta Q}{\delta x}+\frac{\delta A}{\delta t}=0$
4	Uproszczony nieustalony, uproszczony nierównomierny				$+\frac{\delta h}{\delta x}$	$= i - J$	$\frac{\delta Q}{\delta x}+\frac{\delta A}{\delta t}=0$
5	Ustalony, nierównomierny		$+\frac{v}{g}\cdot\frac{\delta v}{\delta x}$		$+\frac{\delta h}{\delta x}$	$= i - J$	$\frac{\delta Q}{\delta x}=0$
6	Ustalony, uproszczony nierównomierny				$+\frac{\delta h}{\delta x}$	$= i - J$	$\frac{\delta Q}{\delta x}=0$
7	Ustalony, równomierny („przepływ normalny")				$+\frac{\delta h}{\delta x}$	$= i - J = 0$	$\frac{\delta Q}{\delta x}=0$

Oznaczenia do tabeli 9.1.:
x – współrzędna drogi; t – współrzędna czasu; Q – strumień objętości; q – jednostkowy dopływ/odpływ boczny (przyjmowany jako ustalony); A – powierzchnia przekroju poprzecznego strumienia cieczy; i – spadek dna; J – spadek linii energii wywołany tarciem; h – wysokość napełnienia kanału względnie wysokość ciśnienia w przewodach całkowicie wypełnionych; v – średnia prędkość przepływu; g – przyspieszenie ziemskie.

Przy rozwiązaniu pełnego układu równań różniczkowych ruchu cieczy, tj. **równania zachowania pędu i równania zachowania masy** (ciągłości przepływu) - oznaczonego w tab. 9.1 jako **„0"** - metoda obliczeniowa jest dokładna dla różnych stanów i uwarunkowań systemowych, w wyniku powiązania strumieni przepływu i poziomów cieczy z parametrami geometrycznymi przewodów, a także średnią prędkością przepływu. Znajduje zastosowanie do modelowania działania systemów kanalizacyjnych w czasie rzeczywistym. Układ równań oznaczony jako **„1"** ma ścisłe zastosowanie do kanałów/przewodów tranzytowych - bez

bocznych dopływów/odpływów. Dalsze uproszczenia, tj. pominięcie pierwszego czy drugiego członu równania ruchu (postaci „1"), może już prowadzić do błędów obliczeniowych (postać „4"). Jednak błędy te mogą mieć tendencje przeciwstawne - w części znoszące się.

Układy równań różniczkowych ruchu cieczy (de Saint-Venanta) nie są rozwiązywalne analitycznie - poza postacią oznaczoną w tab. 9.1 jako „7" - „**przepływ normalny**". Konieczne jest więc stosowanie metod numerycznych przybliżonego ich rozwiązywania.

Odcinki kanałów i przewodów ściekowych cechuje na ogół stały przekrój poprzeczny, niezmienny spadek podłużny dna i stała na ogół chropowatość/szorstkość ścian. Przy ich wymiarowaniu przepływy ścieków są traktowane najczęściej jako **ustalone i równomierne** (chwilowo niezmienne), co dla strumienia miarodajnego (maksymalnego) Q_m, jest jak dotychczas podstawą doboru wymiarów liniowych kanału czy przewodu. Dla kanałów częściowo wypełnionych zakłada się, że rozwiązanie równania ruchu cieczy (postaci „7" – tab. 9.1): ***i = J***, mieści się w klasie dokładności danych wyjściowych, dotyczących głównie strumienia przepływu.

9.2. PRZEPŁYWY PEŁNYM PRZEKROJEM PRZEWODU

9.2.1. METODY I WZORY WYJŚCIOWE

Podczas przepływu **cieczy newtonowskiej** (ścieki - woda) w przewodach zamkniętych powstają naprężenia styczne (opory ruchu) wywołane lepkością, określane jako straty hydrauliczne. Wysokość liniowych strat hydraulicznych (Δh) w całkowicie wypełnionym rurociągu o długości l i średnicy wewnętrznej d wyraża wzór **Darcy-Weisbacha**:

$$\Delta h = \lambda \frac{l}{d}\frac{\upsilon^2}{2g} \equiv \lambda \frac{l}{4R_h}\frac{\upsilon^2}{2g} \tag{9.3}$$

gdzie:

λ - współczynnik oporów liniowych (tarcia), -,

υ - średnia prędkość strumienia cieczy w przekroju poprzecznym rurociągu, m/s,

g - przyśpieszenie ziemskie, m/s^2,

R_h - promień hydrauliczny: stosunek powierzchni przekroju poprzecznego (A) strumienia cieczy do obwodu zwilżonego (U); $R_h = d/4$ - dla przewodów o przekroju kołowym, całkowicie wypełnionych, m.

Dla izotermicznych (bez wymiany ciepła) przepływów turbulentnych cieczy, mających znaczenie praktyczne w sieciach kanalizacyjnych (i wodociągowych), tzn. przy wartościach liczby Reynoldsa: ***Re* > 4000** (gdzie: $Re = \upsilon d/1{,}306\cdot 10^{-6}$), w literaturze naukowo-technicznej dostępnych jest wiele wzorów, określających wartość współczynnika λ - najczęściej w odniesieniu do konkretnych materiałów przewodów. Ich ogólna postać zależy od strefy w jakiej odbywają się przepływy wody/ścieków.

W ruchu turbulentnym wyodrębnia się trzy takie strefy, a mianowicie:

- strefę I - przepływów w przewodach hydraulicznie gładkich, gdzie: $\lambda = f_1(Re)$;
- strefę II - przepływów przejściowych: $\lambda = f_2(Re, k/d)$;
- strefę III - przepływów o kwadratowej zależności oporów: $\lambda = f_3(k/d)$.

Współczynnik oporów liniowych (λ) zaleca się obliczać z uwikłanej postaci wzoru **Colebrooka-White'a**:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log\left(\frac{2{,}51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3{,}71d}\right) \equiv -2\log\left(\frac{2{,}51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3{,}71\cdot 4R_h}\right), \tag{9.4}$$

gdzie:

k - zastępcza chropowatość wewnętrznych ścian przewodu, m,

Re - liczba Reynoldsa: $Re = \upsilon\, d/\nu \equiv \upsilon\, 4R_h/\nu$, -,
ν - współczynnik lepkości kinematycznej cieczy, m^2/s.

Wzór (9.4) ma uniwersalny charakter, obejmujący swoim zakresem wszystkie 3 strefy przepływów turbulentnych.

Dla przepływów w III strefie, jako alternatywną do metody bazującej na wzorach Darcy-Weisbacha (9.3) i Colebrooka-White'a (9.4), do wymiarowania przewodów wodnych, w tym kanałów ściekowych całkowicie wypełnionych, stosowana jest metoda oparta na wzorze **Chezy-Manninga** na prędkość średnią υ (w m/s), o dogodnej postaci analitycznej:

$$\upsilon = C_M \sqrt{R_h J} \equiv \frac{1}{n} R_h^{2/3} J^{1/2} \tag{9.9}$$

gdzie:
n - współczynnik szorstkości przewodu, $s/m^{1/3}$,
R_h - promień hydrauliczny, m,
J - jednostkowy spadek energii wywołany tarciem ($J = \Delta h/l$), -,
C_M - współczynnik Chézy do wzoru Manninga, $m^{1/2}/s$:

$$C_M = \frac{1}{n} R_h^{1/6} \equiv \frac{1}{n}\left(\frac{d}{4}\right)^{1/6} \tag{9.10}$$

Współczynnik szorstkości (n) zależy od stanu hydraulicznego przewodów - analogicznie jak zastępcza chropowatość (k) [1, 2]. W normie **PN-EN 752** definiowany jest jako współczynnik Manninga: $K = 1/n$, którego wartość w III strefie określa wzór:

$$K = 4\sqrt{g}\left(\frac{32}{d}\right)^{1/6} \log\frac{3{,}7d}{k} \tag{9.11}$$

9.2.3. DOBÓR PRZEKROJÓW PRZEWODÓW I KANAŁÓW CIŚNIENIOWYCH

W praktyce, na wartość **współczynnika oporów liniowych** (λ) wpływ mają również straty miejscowe - na połączeniach odcinków rur, na niedokładnościach osiowego ułożenia przewodu, na zmianach spadków dna czy kierunków tras przewodu, czy też niecałkowicie kołowego kształtu przekroju poprzecznego rur (zwłaszcza tworzywowych - wynikających z wad zabudowy), a także wynikające z efektów starzenia się przewodów wodnych w czasie eksploatacji (prowadzących do spadku przepływności), możemy zapisać:

$$\Delta h = \Delta h_l + \Delta h_m = \lambda \frac{l}{4R_h}\frac{\upsilon^2}{2g} + \sum \xi \frac{\upsilon^2}{2g} \tag{9.29}$$

Nieliniowe straty miejscowe (Δh_m w m) można rozłożyć równomiernie na długości przewodu uzyskując tym samym zastępczą chropowatość eksploatacyjną (k_e) i wówczas:

$$\lambda_e = \lambda + \frac{4R_h}{l}\sum \xi \tag{9.30}$$

gdzie:
λ_e - współczynnik oporów dla zastępczej chropowatości eksploatacyjnej k_e, -,
λ - współczynnik oporów liniowych, wywołany chropowatością k, wg (9.4), -,
ξ - współczynnik oporów miejscowych, wywołany zaburzeniem rozkładu prędkości, -.

Po uwzględnieniu (9.29) i (9.30) i przekształceniu (9.28) na spadek linii energii otrzymamy:

$$J = \frac{\Delta h}{l} = \lambda_e \frac{1}{4R_h}\frac{\upsilon^2}{2g} \tag{9.31}$$

gdzie:

J - jednostkowy, sumaryczny spadek energii (spadek hydrauliczny), wywołany tarciem i oporami miejscowymi na odcinku kanału o długości l.

Przekształcając (9.31) ze względu na υ

$$\upsilon = \frac{1}{\sqrt{\lambda_e}}\sqrt{8gR_hJ} \equiv \frac{1}{\sqrt{\lambda_e}}\sqrt{2gdJ} \tag{9.32}$$

i wykorzystując ogólną postać wzoru (9.4) Colebrooka-White'a dla liczby Reynoldsa $Re = 4R_h\upsilon/\nu \equiv d\upsilon/\nu$, zapisanego jako:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_e}} = -2\log\left(\frac{2{,}51\nu}{4R_h\upsilon\sqrt{\lambda_e}} + \frac{k_e}{3{,}71\cdot 4R_h}\right), \tag{9.33}$$

po podstawieniu (9.33) do (9.32) i dalszych przekształceniach otrzymamy wzór na średnią prędkość przepływu υ (w m/s):

$$\upsilon = -2\log\left(\frac{2{,}51\nu}{4R_h\sqrt{8gR_hJ}} + \frac{k_e}{3{,}71\cdot 4R_h}\right)\sqrt{8gR_hJ} \tag{9.34}$$

Stosując równanie ciągłości ruchu $Q = \upsilon A$ (gdzie: A - pole powierzchni przekroju poprzecznego przewodu, m^2), otrzymamy ostatecznie ogólny wzór analityczny na strumień objętości przepływu (Q w m^3/s):

$$Q = \left(-2\log\left(\frac{2{,}51\nu}{4R_h\sqrt{8gR_hJ}} + \frac{k_e}{3{,}71\cdot 4R_h}\right)\sqrt{8gR_hJ}\right)\cdot A, \tag{9.35}$$

skąd dla przewodów/kanałów o kołowym kształcie przekroju poprzecznego - o średnicy d (w m), całkowicie wypełnionych $R_h = d/4$:

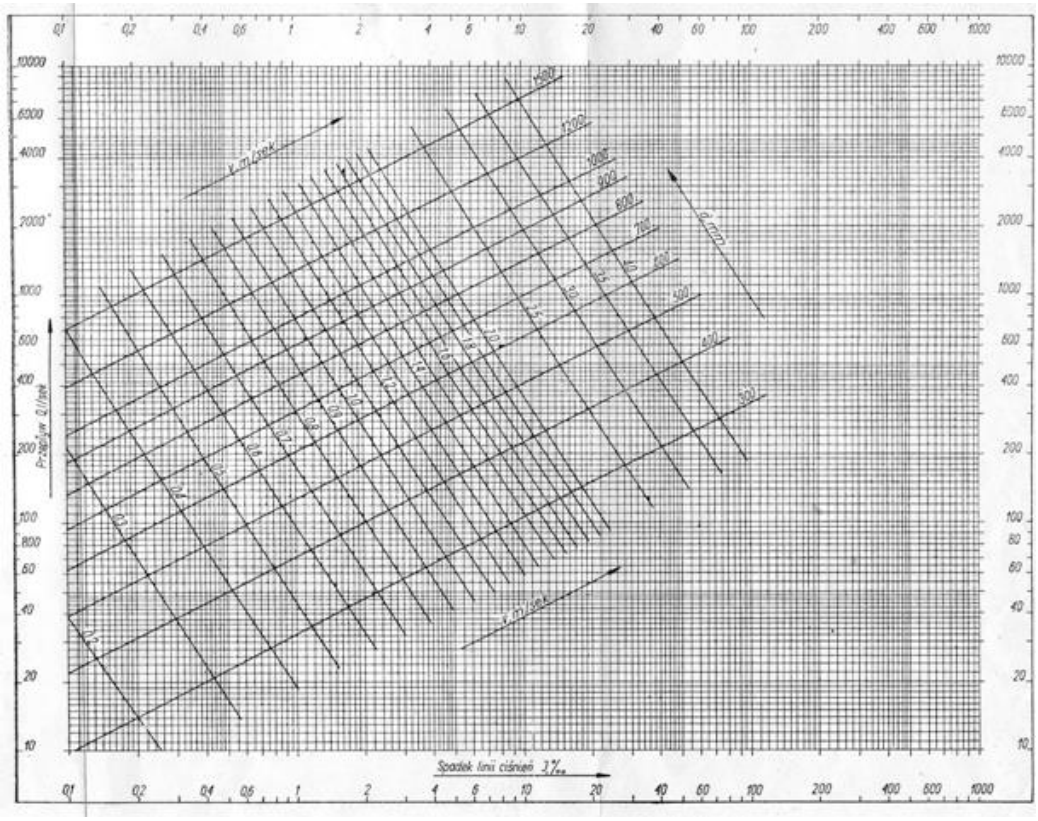
$$Q = -\,6{,}957\log\left(\frac{0{,}567\nu}{d\sqrt{dJ}} + \frac{k_e}{3{,}71d}\right)d^2\sqrt{dJ} \tag{9.36}$$

Wg **ATV-A110** do wymiarowania przewodów ściekowych i kanałów tranzytowych działających pod ciśnieniem (w tym tworzywowych) zaleca się przyjmować uśrednioną wartość zastępczej chropowatość eksploatacyjnej, w wysokości: **k_e = 0,25 mm**. Wartość ta nie uwzględnia jednak strat miejscowych na: armaturze, kolanach i łukach, kształtkach połączeniowych, wlotach i wylotach ścieków w obiektach kanalizacyjnych, takich jak syfony, rury dławiące czy reduktory ciśnienia. Straty te należy ustalać indywidualnie. Wskazówki znaleźć można m.in. w pracy [2].

Współczynnik lepkości kinematycznej wody w temperaturze 10ºC (283,15 K) wynosi $\nu_{10} = 1{,}306\cdot10^{-6}$ m^2/s, a dla **ścieków** przyjmuje się odpowiednio [1, 2, 3]:

$\nu_{10} = 1{,}33\cdot10^{-6}$ m^2/s – przy stężeniu zawiesin ok. 100 mg/dm^3,
$\nu_{10} = 1{,}37\cdot10^{-6}$ m^2/s – przy stężeniu zawiesin ok. 300 mg/dm^3,
$\nu_{10} = 1{,}43\cdot10^{-6}$ m^2/s – przy stężeniu zawiesin ok. 600 mg/dm^3.

W celu ułatwienia doboru przekroi - średnic przewodów czy kanałów ciśnieniowych (np. przewodów tłocznych pompowni ścieków) można posługiwać się nomogramami, opracowanymi do wzoru Colebrooka-White'a dla przyjętej wartości zastępczej chropowatości eksploatacyjnej $k = k_e$. Przykładowo, wykorzystując **nomogramem logarytmiczny** przedstawiony na rysunku 9.5, dotyczący ciśnieniowych przewodów/kanałów żelbetowych o przekroju kołowym dla $k = k_e = 1{,}0$ mm i lepkości wody $\nu_{10} = 1{,}306\cdot10^{-6}$ m^2/s, można dla ustalonej wartości strumienia Q (w dm^3/s) i założonej prędkości przepływu (υ w m/s) dobierać średnicę (d w mm) przewodu, a następnie odczytać wartość spadku linii ciśnienia (J w promilach).



Rys. 9.5. Przykładowy nomogram logarytmiczny do doboru przewodów żelbetowych (ciśnieniowych) o przekroju kołowym wg wzoru Colebrooka-White'a dla k = 1,0 mm (ν_{10} = 1,306 ·10^{-6} m^2/s)

9.3. PRZEPŁYWY W KANAŁACH CZĘŚCIOWO WYPEŁNIONYCH

9.3.1. METODY I WZORY WYJŚCIOWE

U podstaw obliczeń hydraulicznych służących do doboru wymiarów liniowych kanałów czy przewodów grawitacyjnych **działających ze swobodnym zwierciadłem cieczy** (tj. częściowo wypełnionych), leży założenie upraszczające, iż mamy do czynienia z ruchem ustalonym i równomiernym. Odcinki kanałów i przewodów ściekowych cechuje na ogół stały przekrój poprzeczny, niezmienny spadek podłużny dna oraz stała chropowatość/szorstkość ścian. W ruchu równomiernym (ustalonym) występuje wzajemna równoległość dna kanału (i), wysokości zwierciadła cieczy ($h_n(Q)$) i linii wysokości energii ($J = i$), a rozkłady prędkości są jednakowe we wszystkich przekrojach poprzecznych na danym odcinku kanału (υ = idem).

Wychodząc z ogólnej postaci wzoru **Darcy-Weisbacha** (9.3) na wysokość liniowych strat hydraulicznych, po uwzględnieniu dodatkowo oporów miejscowych wg (9.29)÷(9.31), otrzymamy dla przewodów i kanałów ściekowych **częściowo wypełnionych** wzór na spadek hydrauliczny:

$$\frac{\Delta h}{l} = i = \lambda_e \frac{1}{4R_h}\frac{\upsilon^2}{2g} \qquad (9.40)$$

gdzie:

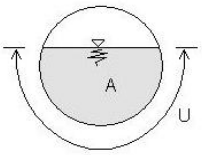
Δh - różnica wysokości den kanału na odcinku o długości l, równa różnicy wysokości wypełnień normalnych $h = h_n$ (w ruchu równomiernym): $\Delta h = i \cdot l$, m,

i - spadek dna kanału, równy sumarycznemu spadkowi linii energii - wywołanej tarciem i oporami miejscowymi (na odcinku l), -,

λ_e - współczynnik oporów dla zastępczej chropowatości eksploatacyjnej k_e, -,

R_h - promień hydrauliczny: $R_h = A/U$, m,
A - powierzchnia przekroju poprzecznego strumienia cieczy, m^2,
U - obwód zwilżony, m,
υ - średnia prędkość strumienia cieczy, m/s,
g - przyśpieszenie ziemskie, m/s^2.

Promień hydrauliczny w przypadku przewodów i kanałów **całkowicie wypełnionych** jest miarą hydrauliczną różnych kształtów przekroi poprzecznych (kołowych, jajowych, dzwonowych, itp.). W przypadku przewodów i kanałów **częściowo wypełnionych** pełni dodatkowo rolę miary hydraulicznej stopnia wypełnienia przekrojów - np. h/D – wg rysunku 9.6.



Rys. 9.6. Schemat hydrauliczny kanału zamkniętego częściowo wypełnionego ($A/U = R_h$)

Pole powierzchni przekroju poprzecznego strumienia cieczy w kanale o przekroju kołowym przy częściowym - względnym wypełnieniu $\eta_h = h/D$, oblicza się z zależności geometrycznych:

$$A_n = \frac{D^2}{4}\left(\arccos\left(1-2\frac{h}{D}\right)-\left(1-2\frac{h}{D}\right)\sqrt{1-\left(1-2\frac{h}{D}\right)^2}\right) \qquad (9.41)$$

gdzie:
A_n – pole powierzchni przekroju poprzecznego strumienia cieczy przy wypełnieniu (normalnym) $h = h_n$, m^2,
D - wewnętrzna średnica kanału, m.

Zależność pomiędzy polem powierzchni przekroju poprzecznego strumienia cieczy przy częściowym wypełnieniu (A_n) a polem powierzchni całego przekroju poprzecznego kanału (A) - o średnicy D, ujmuje **wskaźnik względnej powierzchni (η_A)** postaci:

$$\eta_A = \frac{A_n}{A} = \frac{1}{2\pi}\left(2\arccos\left(1-2\frac{h}{D}\right)-\sin\left(2\arccos\left(1-2\frac{h}{D}\right)\right)\right) \qquad (9.42)$$

Promień hydrauliczny R_h, w tym dla względnego wypełnienia przekroju h/D, oblicza się z ogólnej postaci wzoru:

$$R_h = \frac{D}{4}\left(1-\frac{(1-2h/D)\sqrt{1-(1-2h/D)^2}}{\arccos(1-2h/D)}\right) \qquad (9.43)$$

Związek pomiędzy promieniem hydraulicznym przy częściowym wypełnieniu a promieniem hydraulicznym całego przekroju poprzecznego rur określa się z zależności geometrycznych, dla przekroju kołowego:

$$\eta_{Rh} = \frac{R_{hn}}{R_h} = 1-\frac{\sin(2\arccos(1-2h/D))}{2\arccos(1-2h/D)} \qquad (9.44)$$

gdzie:
η_{Rh} - wskaźnik względnego promienia hydraulicznego, -,
R_h - promień hydrauliczny przewodu o (wewnętrznej) średnicy D przy całkowitym wypełnieniu: $R_h = A/U = D/4$, m,
R_{hn} - promień hydrauliczny strumienia cieczy przy częściowym wypełnieniu (normalnym): $h = h_n$, m.

Obliczanie przepływów cieczy w kanałach czy przewodach ściekowych częściowo wypełnionych zaleca się obecnie opierać na wzorze Colebrooka-White'a, przy przyjęciu

zastępczej chropowatości eksploatacyjnej (k_e). Tym samym odstępuje się od stosowania wzoru Manninga, ze współczynnikiem szorstkości (n), jako mniej uniwersalnego, właściwego jedynie dla przepływów turbulentnych w III strefie (tzw. kwadratowego prawa oporów).

Norma PN-EN 752:2008 dopuszcza jednak stosowanie wzoru Manninga, w zmienionej postaci [1, 2] (ze współczynnikiem Manninga $K = 1/n$ - wg wzoru (9.11)):

$$\upsilon = 4\sqrt{g}\left(\frac{32}{D}\right)^{1/6}\log\left(\frac{3{,}7D}{k}\right)R_h^{2/3}i^{1/2}, \qquad (9.45)$$

gdzie ogólnie: $D = 4R_h$.

Przekształcając wzór **Darcy-Weisbacha** (9.3) - ściślej równanie (9.40), ze względu na υ

$$\upsilon = \frac{1}{\sqrt{\lambda_e}}\sqrt{8gR_h i} \qquad (9.46)$$

i wykorzystując wzór (9.4) **Colebrooka-White'a**, dla $Re = 4R_h\upsilon/\nu$, po odpowiednich przekształceniach, otrzymamy wzór na średnią prędkość przepływu υ (w m/s):

$$\upsilon = -2\log\left(\frac{2{,}51\nu}{4R_h\sqrt{8gR_h i}} + \frac{k_e}{3{,}71\cdot 4R_h}\right)\sqrt{8gR_h i} \qquad (9.47)$$

Stosując **równanie ciągłości ruchu**: $Q = \upsilon A_n$, gdzie: A_n - pole powierzchni przekroju poprzecznego strumienia cieczy przy częściowym wypełnieniu ($h_n = h$), otrzymamy postać ogólną wzoru analitycznego na strumień objętości przepływu w ruchu równomiernym ustalonym ($i = J$):

$$Q_n = \left(-2\log\left(\frac{2{,}51\nu}{4R_{hn}\sqrt{8gR_{hn}i}} + \frac{k_e}{3{,}71\cdot 4R_{hn}}\right)\sqrt{8gR_{hn}i}\right)\cdot A_n, \qquad (9.48)$$

który dla przekroju kołowego, uwzględniając zapis A_n wg (9.41), przyjmie szczegółową postać (9.49) dla $h = h_n$:

$$Q_n = \frac{D^2}{4}\left(-2\log\left(\frac{0{,}6275\nu}{R_{hn}\sqrt{8gR_{hn}i}} + \frac{k_e}{14{,}84R_{hn}}\right)\sqrt{8gR_{hn}i}\right)\cdot\left(\arccos\left(1-\frac{2h}{D}\right) - \left(1-\frac{2h}{D}\right)\sqrt{1-\left(1-\frac{2h}{D}\right)^2}\right) \qquad (9.49)$$

Wg **ATV-A110** do wymiarowania grawitacyjnych przewodów ściekowych i kanałów działających przy częściowym wypełnieniu zaleca się przyjmować uśrednione wartości zastępczej chropowatość eksploatacyjnej, w wysokości:

- **k_e = 0,50 mm** - dla przewodów/kanałów **tranzytowych** ze studzienkami o kinetach do wysokości przekroju kanału,
- **k_e = 0,75 mm** - dla przewodów/kanałów **zbierających ścieki** ze studzienkami o kinetach do wysokości przekroju kanału,
- **k_e = 1,5 mm** - dla przewodów/kanałów **zbierających ścieki** ze studzienkami o kinetach do wysokości połowy przekroju kanału.

Podane wartości nie uwzględniają strat miejscowych na armaturze, zmianach kierunków tras, wlotach i wylotach ścieków w obiektach kanalizacyjnych. Straty te należy ustalać dodatkowo.

9.3.2. DOBÓR PRZEKROJÓW PRZEWODÓW I KANAŁÓW CZĘŚCIOWO WYPEŁNIONYCH

Posługiwanie się wzorami analitycznymi na strumień Q a zwłaszcza na Q_n stwarza dużą trudność, ze względu na ich uwikłaną postać. W celu ułatwienia obliczeń hydraulicznych kanałów niecałkowicie wypełnionych opracowano charakterystyki sprawności hydraulicznej różnych przekroi kanałów, tj. zależności na wskaźniki: względnych prędkości przepływu $\eta_\upsilon = \upsilon_n/\upsilon$ oraz względnych strumieni objętości $\eta_Q = Q_n/Q$. Przykładowo, **dla przekroju kołowego**,

stosując metodologię opartą na wzorze Colebrooka-White'a, przy przyjęciu pewnych uproszczeń (bowiem przy częściowym wypełnieniu, zarówno υ jak i Q zależą również od i oraz k), otrzymamy wg **Franke** [2, 54]:

$$\eta_{\upsilon} = \frac{\upsilon_n}{\upsilon} = \left(\frac{R_{hn}}{R_h} \right)^{5/8} \tag{9.52}$$

oraz

$$\eta_Q = \frac{Q_n}{Q} = \frac{A_n}{A} \left(\frac{R_{hn}}{R_h} \right)^{5/8} \tag{9.53}$$

gdzie:

η_{υ} - wskaźnik względnych prędkości przepływu: stosunek prędkości υ_n przy częściowym wypełnieniu ($h = h_n$) do prędkości υ przy całkowitym wypełnieniu przekroju ($h = D$),

R_h - promień hydrauliczny przy całkowicie wypełnionym kanale ($R_h = D/4$), m,

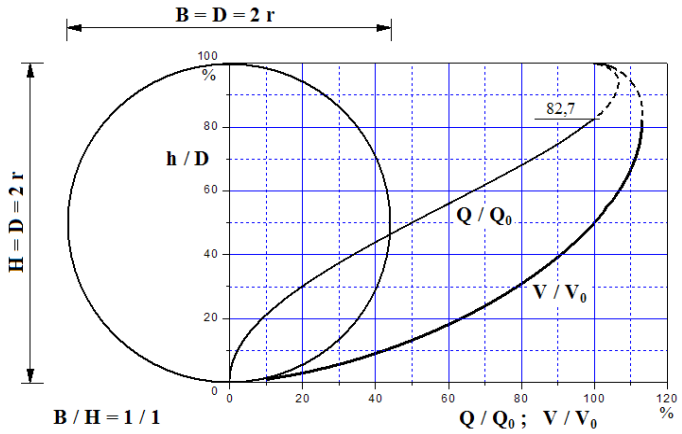
R_{hn} - promień hydrauliczny przy częściowym wypełnieniu - normalnym h_n, m,

η_Q - wskaźnik względnych strumieni objętości: stosunek strumienia Q_n przy częściowym wypełnieniu ($h = h_n$) do strumienia Q przy całkowitym wypełnieniu przekroju ($h = D$),

A - pole powierzchni przekroju kanału przy całkowitym wypełnieniu ($A = \pi D^2/4$), m^2,

A_n - pole powierzchni przekroju poprzecznego kanału przy częściowym wypełnieniu - h_n (wg wzoru (9.41)), m^2.

Na rysunku 9.7 przedstawiono krzywe sprawności hydraulicznej η_{υ} i η_Q od h/D (w %) dla kanału o przekroju kołowym o średnicy D.

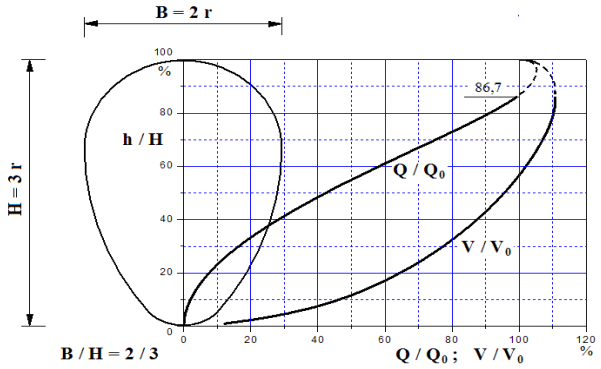


Rys. 9.7. Krzywe sprawności hydraulicznej kanału o przekroju kołowym
(oznaczono: $Q/Q_0 \equiv Q_n/Q$ oraz $V/V_0 \equiv \upsilon_n/\upsilon$)

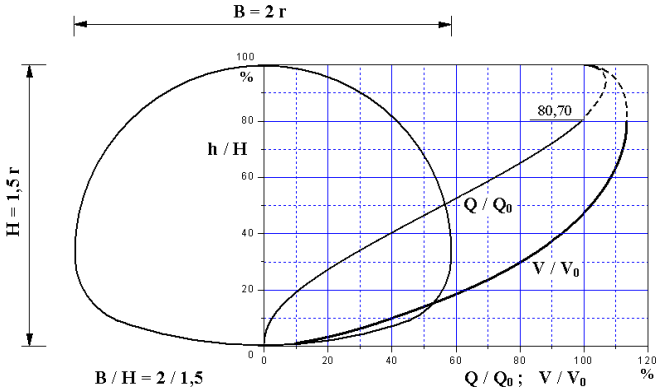
Według metodologii opartej na wzorze **Colebrooka-White'a**, całkowita przepustowość kanału (100%), tj. przy całkowitym wypełnieniu przekroju (100%), osiągana jest już przy względnym wypełnieniu ***h/D* = 0,827** - w kanałach o przekroju kołowym bądź ***h/H* = 0,867** - w kanałach jajowych, czy też ***h/H* = 0,807** - w kanałach dzwonowych (gdzie: H oznacza wysokość przekroju kanału, proporcjonalną do jego szerokości B) wg rys. 9.7÷9.9.

Promień hydrauliczny osiąga wówczas (prawie) maksymalne wartości, a warunki przepływu odpowiadają panującym w kanałach otwartych. Krzywe sprawności hydraulicznej kanałów interpretuje się więc tylko do wymienionych wyżej względnych wypełnień.

UWAGA: Kanały grawitacyjne należy dobierać na przepływ ze swobodnym zwierciadłem, również ze względu na niestabilne warunki przepływu przy całkowitych wypełnieniach – gdzie powstawać mogą wówczas poduszki powietrzne na załamaniach spadków odcinków kanałów.



Rys. 9.8. Krzywe sprawności hydraulicznej kanału o przekroju jajowym
(oznaczono: $Q/Q_0 \equiv Q_n/Q$ oraz $V/V_0 \equiv \upsilon_n/\upsilon$)



Rys. 9.9. Krzywe sprawności hydraulicznej kanału o przekroju dzwonowym
(oznaczono: $Q/Q_0 \equiv Q_n/Q$ oraz $V/V_0 \equiv \upsilon_n/\upsilon$)

Wymiarowany przekrój kanału powinno dobierać się tak, aby teoretyczna jego przepustowość całkowita Q (przy danym spadku dna) była zawsze większa od strumienia obliczeniowego. Wg zasad wypracowanych w Niemczech (**ATV A-118**), w przypadku kanałów deszczowych bądź ogólnospławnych, zaleca się dobierać następny większy przekrój, jeżeli strumień obliczeniowy **przekracza 90% przepustowości całkowitej (*Q*) danego przekroju** kanału - przy danym spadku dna (i). Odpowiada to zasadzie wymiarowania takich kanałów na względne wypełnienia:

- ***h/D* ≤ 0,75** - w wypadku kanałów o przekroju kołowym, bądź
- ***h/H* ≤ 0,79** - w przypadku kanałów jajowych, czy też
- ***h/H* ≤ 0,72** - w przypadku kanałów dzwonowych.

W praktyce inżynierskiej występują najczęściej **dwa typy zadań hydraulicznych**:

- dobór wymiaru - przekroju poprzecznego kanału (kołowego, o średnicy D lub innego, o wysokości przekroju H) dla danego strumienia (Q_n) i spadku dna (i) z określeniem wypełnienia normalnego $h_n(Q_n)$ oraz średniej prędkości przepływu $\upsilon_n(Q_n)$,
- obliczenie przepustowości (Q lub Q_n) kanału o danym spadku dna (i).

Do wymiarowania kanałów ściekowych, deszczowych i ogólnospławnych, stosowany jest powszechnie **wzór Manninga** (9.9), w którym współczynnik szorstkości kanału przyjmowany jest najczęściej w stałej wartości ***n* = 0,013 m$^{1/3}$/s** (ogólnie: $n \in [0{,}010;\ 0{,}016]$ s/m$^{1/3}$, czemu odpowiada w przybliżeniu: $k \in [0{,}25;\ 5{,}0]$ mm).

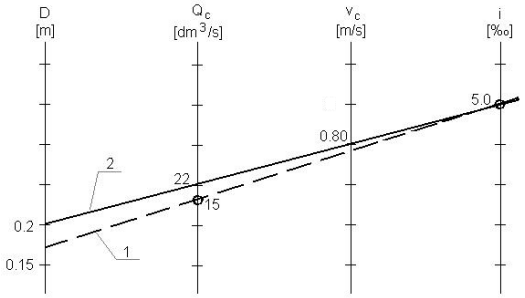
W celu ułatwienia doboru przekrojów kanałów wykorzystuje się wykresy i nomogramy do wzoru Manninga, przedstawiające graficznie zależności pomiędzy parametrami:

- konstrukcyjnymi, takimi jak: średnica (przekrój) kanału, spadek dna, szorstkość, a
- hydraulicznymi, takimi jak: wypełnienie, prędkość i strumień objętości przepływu.

Najczęściej stosowane są 2 rodzaje pomocy graficznych, mianowicie:

- **nomogramy drabinkowe** - przedstawiające zależności: D, Q, υ, i dla kanałów całkowicie wypełnionych, które wymagały dodatkowo posługiwania się wykresami sprawności hydraulicznej przekrojów kanałów, przy niecałkowitym wypełnieniu,
- **nomogramy logarytmiczne** (scalone) - opracowane dla różnych przekrojów kanałów niecałkowicie wypełnionych (dla n = constans).

Przykład obliczeniowy z zastosowaniem nomogramu drabinkowego i krzywych sprawności przekroju kołowego (wg rys. 9.10 i 9.11): Należy dobrać średnicę kanału (ściekowego) dla obliczeniowego strumienia Q = 15 dm^3/s i spadku dna i = 5 ‰.



Rys. 9.10. Przykład nomogramu drabinkowego do doboru kanałów kołowych
(oznaczono: $Q_c \equiv Q$ oraz $V_c \equiv \upsilon$)

Tok postępowania:

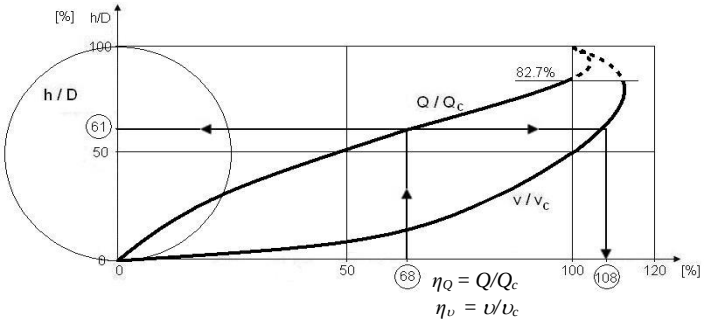
1/. Prowadzimy prostą (1) przechodzącą przez punkty: i = 5‰ oraz Q = 15 dm^3/s (rys. 9.10). Dobieramy pierwszą większą (katalogową) średnicę, tj. D = 0,20 m. Przez punkty D = 0,2 m oraz i = 5 ‰ prowadzimy prostą (2) i odczytujemy strumień objętości przy całkowitym wypełnieniu: Q = 22 dm^3/s oraz prędkość przy całkowitym wypełnieniu: υ = 0,80 m/s.

2/. Następnie korzystamy z krzywej sprawności hydraulicznej przekroju kołowego, przedstawiającej zależność pomiędzy względnym wypełnieniem kanału (h/D) a względnym strumieniem przepływu (η_Q) - wyrażonych w % (rys. 9.11). Krzywa ta umożliwia ustalenie wartości względnego wypełnienia przekroju kanału i względnej prędkości przepływu - dla odczytanych z nomogramu drabinkowego, parametrów hydraulicznych całkowicie wypełnionego kanału (tj. strumienia Q i prędkości υ).

Dla ustalonej z nomogramu drabinkowego (rys. 9.10) wartości strumienia przy całkowitym wypełnieniu: Q = 22 dm^3/s obliczamy wartość funkcji sprawności przepływu η_Q = 15/22 = 0,682 ≈ 68 %. Następnie, z krzywej sprawności (rys. 9.11) dla η_Q = 68% odczytujemy:

- po lewej stronie: h/D = 61 % = 0,61,
- po prawej stronie: η_υ = 108 % = 1,08.

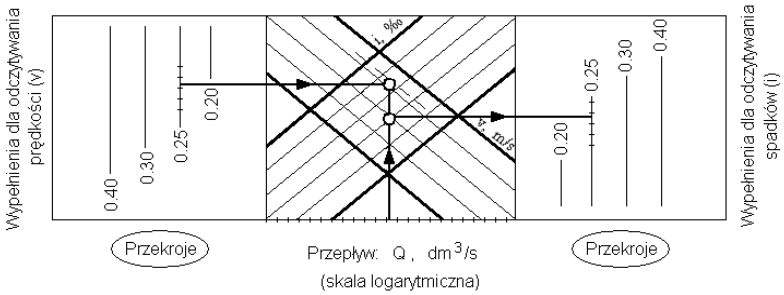
Stąd wypełnienie (normalne) w dobranym kanale wyniesie: $h_n = 0{,}61 \cdot D = 0{,}61 \cdot 0{,}2 = 0{,}12$ m, a prędkość przepływu: $\upsilon_n = \eta_\upsilon \cdot \upsilon = 1{,}08 \cdot 0{,}80 = 0{,}86$ m/s.



Rys. 9.11. Idea korzystania z wykresu sprawności hydraulicznej przekroju kołowego
(oznaczono: $Q/Q_C \equiv Q_n/Q$ oraz $v/v_C \equiv \upsilon_n/\upsilon$)

Dla innych niż kołowy przekrojów poprzecznych kanałów, np. jajowych, jajowych podwyższonych, gruszkowych czy dzwonowych, korzystamy z właściwych nomogramów drabinkowych i krzywych sprawności danego przekroju kanału.

Tok postępowania przy korzystaniu z nomogramów scalonych
- opracowanych dla różnych (typowych) przekrojów kanałów, wg idei na rysunku 9.12.

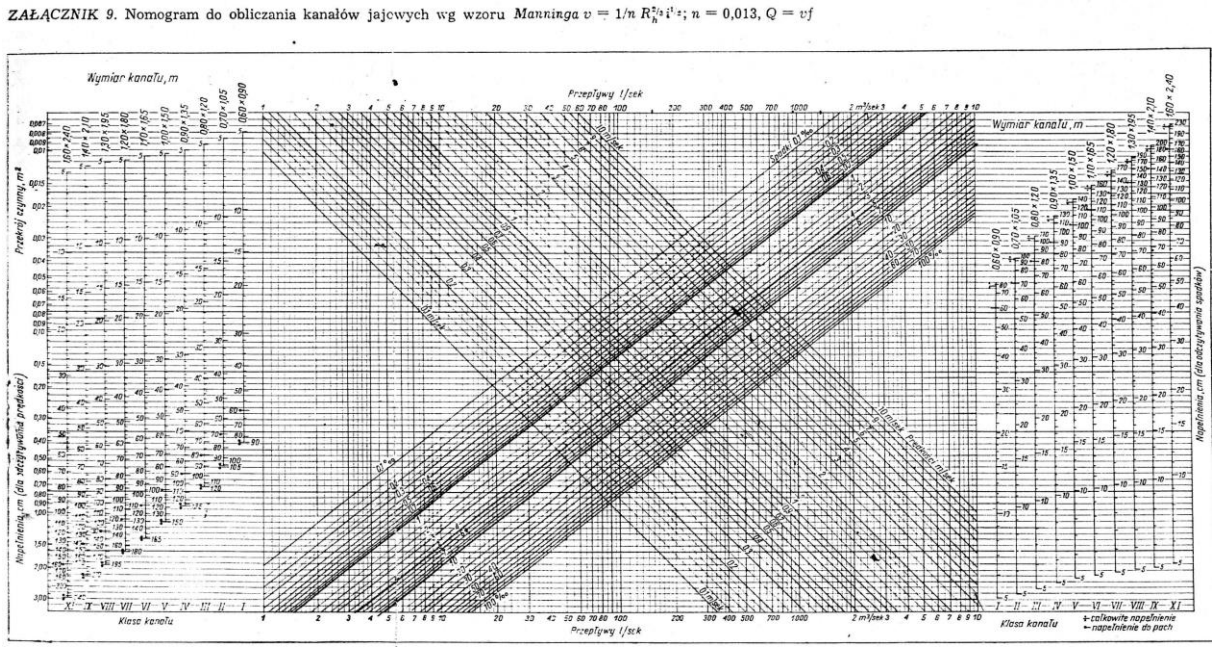


Rys. 9.12. Idea korzystania z nomogramu logarytmicznego do doboru kanałów kołowych (wg wzoru Manninga)

Przykłady obliczeniowe - z zastosowaniem nomogramów scalonych.
1). Dla danych: Q = 20 dm^3/s oraz i = 4,0‰ należy dobrać kanał (ściekowy) o przekroju kołowym dla n = 0,013 s/m$^{1/3}$. Wychodząc od strumienia Q = 20 dm^3/s (wg idei na rys. 9.12):

- po prawej stronie nomogramu - dobrano średnicę D = 0,25 m i odczytano wypełnienie $h = h_n$ = 0,13 m, a następnie
- po lewej stronie nomogramu - dla D = 0,25 m i h = 0,13 m odczytano prędkość przepływu $\upsilon = \upsilon_n$ = 0,80 m/s.

2). Dla danych: Q = 400 dm^3/s oraz i = 2,0‰ należy dobrać kanał (deszczowy) o przekroju jajowym dla n = 0,013 s/m$^{1/3}$. Z nomogramu scalonego podanego na rysunku 9.13 dobrano kanał jajowy: J0,6 x 0,9 m i odczytano wypełnienie $h = h_n$ = 0,70 m (h/H = 0,78 < 0,79 – dla 90% przepustowości Q, wg rys. 9.8) oraz ustalono υ = 1,2 m/s (Dokładny wynik obliczeń h_n i υ_n uzyskamy tylko po zastosowaniu wzorów analitycznych).



Rys. 9.13. Przykładowy nomogram logarytmiczny do wzoru Manninga do doboru kanałów grawitacyjnych o przekroju jajowym (dla n = 0,013 m$^{1/3}$/s)

9.4. ZALECANE SPADKI DNA KANAŁÓW GRAWITACYJNYCH

W systemach kanalizacyjnych, spadek dna (i) kanałów grawitacyjnych powinien zawierać się w granicach:

$$i_{min} \le i \le i_{max} \qquad (9.55)$$

- zależnie od wymiaru (średnicy D) kanału i spadku terenu.

Spadek mniejszy od minimalnego (i_{min} - dla danej średnicy), w efekcie zbyt małych prędkości przepływu ścieków, prowadziłyby do odkładania się osadów i w efekcie do zamulenia kanału. **Spadek większy** od maksymalnego (i_{max} - dla danej średnicy) prowadziłyby do niszczenia kanałów - wskutek erozji, powodowanej głównie zawiesiną mineralną przy znacznych prędkościach przepływu.

Powszechnie w literaturze zalecana jest **formuła Imhoffa** na spadek minimalny (i_{min}):

$$i_{min} = \frac{1}{D} \qquad (9.56)$$

gdzie:
i_{min} **w promilach**, gdy wymiar średnicy D wyrażony jest w metrach lub **w ułamku**, gdy D w mm.

W przypadku kanałów o innym przekroju niż kołowy (np. jajowy, gruszkowy) za „D" do wzoru (9.56) bezpieczniej jest przyjmować szerokość przekroju w tzw. **pachach** (np. dla ogólnospławnego kanału jajowego: J 0,6x0,9 m - „D" = 0,6 m).

Według badań prof. Suligowskiego, formuła (9.56) może być stosowana dla względnych wypełnień kanałów większych od 30% ($h/D > 0{,}3$).

Historycznie, w wytycznych technicznych projektowania (WTP) miejskich sieci kanalizacyjnych z 1965 roku, sformułowano zasadę zachowania minimalnej prędkości (υ_{min}) przepływu ścieków przy całkowitym wypełnieniu kanałów, jako warunku ich „**samooczyszczania się**", tj. odpowiednio:

- w systemie kanalizacji rozdzielczej - w kanałach bytowo-gospodarczych, przemysłowych oraz deszczowych: υ_{min} **= 0,8 m/s**,
- w systemie kanalizacji ogólnospławnej: υ_{min} **= 1,0 m/s**.

Wychodząc z powyższych założeń, stosując wzór Manninga (9.9) dla n = 0,013 s/m$^{1/3}$ możliwie było ustalenie wartości minimalnych spadków dna kanałów ze względu na „samooczyszczanie", podanych w tabeli 9.4 - dla przykładowych średnic. Wyższe wartości spadków minimalnych względem obliczonych z formuły 1/D (9.56) **wyboldowano**.

Tab. 9.4. Obliczone z formuły 1/D wg wzoru Manninga (dla n = 0,013 s/m$^{1/3}$ i υ_{min}) minimalne spadki dna kanałów grawitacyjnych (* - stosowane w praktyce)

Lp.	Średnica kanału D	Minimalne spadki dna kanałów i_{min}		
		Obliczone z formuły 1/D	Obliczone z wzoru Manninga dla prędkości:	
			υ_{min} = 0,8 m/s	υ_{min} = 1,0 m/s
-	m	‰	‰	‰
1	0,20	5,0	**5,87**	**9,18**
2	0,25	4,0	**4,36**	**6,81**
3	0,30	3,33 (3,0*)	**3,42**	**5,34**
4	0,40	2,5	2,33	**3,64**
5	0,50	2,0	1,73	**2,70**
6	0,60	1,67	1,36	**2,12**
7	0,80	1,25	0,92	**1,45**
8	1,00	1,00	0,69	**1,07**
9	1,50	0,67 (0,5*)	0,40	0,62
10	2,00	0,5	0,27	0,43

Maksymalne spadki (i_{max}) dna kanałów określano (wg WTP) w podobny sposób, tj. przy całkowitym wypełnieniu, prędkość przepływu ścieków nie powinna przekraczać wartości:

- υ_{max} **= 3,0 m/s** - w kanałach bytowo-gospodarczych i przemysłowych dla rur betonowych i ceramicznych,
- υ_{max} **= 5,0 m/s** - w kanałach bytowo-gospodarczych i przemysłowych dla rur żelbetowych i żeliwnych,
- υ_{max} **= 7,0 m/s** - w kanałach deszczowych i ogólnospławnych, niezależnie od materiału kanałów, jako że kanały takie przy znacznym wypełnieniu działają okresowo, w porównaniu z kanałami bytowo-gospodarczymi i przemysłowymi.

W tabeli 9.5 podano obliczone z wzoru Manninga (9.9) dla n = 0,013 s/m$^{1/3}$ wartości maksymalnych spadków dna kanałów dla prędkości υ_{max} – przy całkowitym wypełnieniu.

Tabela 9.5. Obliczone z wzoru Manninga (9.9) dla n = 0,013 s/m$^{1/3}$ maksymalne spadki dna kanałów grawitacyjnych

Lp.	Średnica kanału D	Maksymalne spadki dna kanałów i_{max} z wzoru Manninga, dla prędkości:		
		υ_{max} = 3 m/s	υ_{max} = 5 m/s	υ_{max} = 7 m/s
-	m	‰	‰	‰
1	0,20	82,8	230,0	450,8
2	0,25	60,3	167,5	328,3
3	0,30	47,7	132,5	259,7
4	0,40	32,4	90,0	176,4
5	0,50	24,3	67,5	132,3
6	0,60	18,9	52,5	102,9
7	0,80	13,5	37,5	73,5
8	1,00	9,9	27,5	53,9
9	1,50	5,6	15,6	30,6
10	2,00	3,8	10,6	20,9

W pracy IKŚ z 1983 roku zalecono ograniczenie maksymalnych prędkości przepływu ścieków, niezależnie od materiałów rur, do:

- υ_{max} **= 3,0 m/s** - w kanałach ściekowych i ogólnospławnych,
- υ_{max} **= 5,0 m/s** - w kanałach deszczowych i burzowych,

co jest racjonalne, ze względu na trwałość bezawaryjnego działania kanalizacji.

Grawitacyjne przewody i kanały transportujące ścieki, tj. mieszaniny ciał stałych i cieczy, powinny być układane z takim spadkiem, aby możliwy był zarówno transport zanieczyszczeń zawartych w ściekach, w tym wleczonych przy dnie, jak i rozmywanie już odłożonych (przy mniejszych strumieniach przepływu) złogów i osadów.

Z punktu widzenia **hydromechaniki**, transport zanieczyszczeń można zapewnić, jeżeli opór tarcia wyrażony stycznymi naprężeniami ścinającymi (τ), pomiędzy ścianką rury a ściekami, będzie większy/równy τ_{min}:

- $\tau_{min} \geq 2{,}0$ Pa - dla kanałów bytowo-gospodarczych i przemysłowych,
- $\tau_{min} \geq 1{,}5$ Pa - dla kanałów deszczowych,

przy czym: $\tau = \gamma\ R_h\ \eta_{Rh}\ i$ - dla małych kątów α pochylenia kanałów (wówczas $i \approx \sin\alpha$). W przypadku przekroju kołowego otrzymamy:

$$\tau = \gamma \frac{D}{4} \frac{R_{hn}}{R_h} i \qquad (9.57)$$

gdzie:

τ - naprężenia ścinające, Pa,
γ - ciężar właściwy ścieków, N/m^3,
D - średnica wewnętrzna przewodu (kanału), m,
R_{hn} - promień hydrauliczny przy częściowym wypełnieniu kanału (normalnym h_n), m,
R_h - promień hydrauliczny przy całkowitym wypełnieniu kanału ($R_h = D/4$), m,
i - spadek dna, ułamek.

Stąd ogólnie:

$$i_{\min} = 4\frac{\tau_{\min}}{g}\frac{R_h}{R_{hn}}\frac{1}{D}, \tag{9.58}$$

a dla kanałów bytowo-gospodarczych (dla $\tau_{\min} = 2{,}0$ Pa)

$$i_{\min} = 0{,}816 \cdot 10^{-3}\frac{R_h}{R_{hn}}\frac{1}{D}, \tag{9.59}$$

i dla kanałów deszczowych (dla $\tau_{\min} = 1{,}5$ Pa)

$$i_{\min} = 0{,}612 \cdot 10^{-3}\frac{R_h}{R_{hn}}\frac{1}{D}. \tag{9.60}$$

***Przykłady obliczeniowe*:**

Dla kanału o średnicy D = 0,30 m z formuły (9.56) spadek minimalny wynosi $i_{\min}$ = 1/0,30 = 3,33‰ (w praktyce przyjmowany jako 3‰). Z obliczeń wg wzoru (9.59) otrzymamy dla kanału bytowo-gospodarczego o D = 0,3 m, dla wypełnień względnych:

- h/D = 10% (R_h/R_{hn} = 3,936) - **$i_{\min}$ = 0,0107 = 10,7‰**
- h/D = 20% (R_h/R_{hn} = 2,073) - **$i_{\min}$ = 0,00564 = 5,64‰**
- h/D = 30% (R_h/R_{hn} = 1,462) - **$i_{\min}$ = 0,00398 = 3,98‰**
- h/D = 40% (R_h/R_{hn} = 1,167) - $i_{\min}$ = 0,00317 = 3,17‰
- h/D = 50% (R_h/R_{hn} = 1,000) - $i_{\min}$ = 0,00272 = 2,72‰
- h/D = 75% (R_h/R_{hn} = 0,829) - $i_{\min}$ = 0,00225 = 2,25 ‰
- h/D = 100% (R_h/R_{hn} = 1,000) - $i_{\min}$ = 0,00272 = 2,72‰

Podobnie, z obliczeń wg wzoru (9.60) dla kanału deszczowego o średnicy D = 0,3 m otrzymamy:

- h/D = 10% (R_h/R_{hn} = 3,936) - **$i_{\min}$ = 0,00803 = 8,03‰**
- h/D = 20% (R_h/R_{hn} = 2,073) - **$i_{\min}$ = 0,00423 = 4,23‰**
- h/D = 30% (R_h/R_{hn} = 1,462) - $i_{\min}$ = 0,00298 = 2,98‰
- h/D = 40% (R_h/R_{hn} = 1,167) - $i_{\min}$ = 0,00238 = 2,38‰
- h/D = 50% (R_h/R_{hn} = 1,000) - $i_{\min}$ = 0,00204 = 2,04‰
- h/D = 75% (R_h/R_{hn} = 0,829) - $i_{\min}$ = 0,00170 = 1,70 ‰
- h/D = 100% (R_h/R_{hn} = 1,000) - $i_{\min}$ = 0,00204 = 2,04‰

UWAGA 1: Obliczone wyżej spadki **$i_{\min}$** spełniają kryterium hydromechaniczne samooczyszczania się kanałów, co jest ważne dla małych wypełnień. Są one znacznie większe niż z formuły „1/D" (przewyższenia dla D = 0,30 m **wyboldowano**), a także od obliczonych z warunku $\upsilon_{\min}$ = 0,8 m/s [1, 2].

UWAGA 2: Formuła $i_{\min} = 1/D$ ma praktyczne zastosowanie dla względnych wypełnień kanałów większych od 30%.

UWAGA 3: Dla względnych wypełnień h/D > 0,3 spadki $i_{\min}$ z kryterium hydromechanicznego są nieco mniejsze od $i_{\min} = 1/D$.

Według badań prof. Dąbrowskiego, uwzględniając nierównomierność godzinową **strumienia ścieków**, w wymiarowaniu kanałów bytowo-gospodarczych i przemysłowych należy przyjmować $\tau_{\min} \geq 2{,}5$ Pa - dla średnic 0,20 i 0,25 m oraz $\tau_{\min} \geq 2{,}2$ Pa - dla średnic 0,30, 0,35, 0,40 i 0,50 m. Przyjmowane dotychczas naprężenia minimalne: $\tau_{\min} = 2{,}0$ Pa są właściwe dla średnic ≥ 0,60 m.

Dla kanałów bytowo-gospodarczych przyjmując $\tau_{\min} = 2{,}2$ Pa otrzymamy:

$$i_{\min} = 0{,}897 \cdot 10^{-3}\frac{R_h}{R_{hn}}\frac{1}{D}, \tag{9.61}$$

wówczas dla przykładowej średnicy D = 0,3 m minimalne wartości spadków wyniosą już:

- h/D = 10% (R_h/R_{hn} = 3,936) - $\boldsymbol{i_{min}}$ **= 0,0118 = 11,8‰**
- h/D = 20% (R_h/R_{hn} = 2,073) - $\mathbf{i_{min}}$ **= 0,00620 = 6,20‰**
- h/D = 30% (R_h/R_{hn} = 1,462) - $\boldsymbol{i_{min}}$ **= 0,00437 = 4,37‰**
- h/D = 40% (R_h/R_{hn} = 1,167) - $\boldsymbol{i_{min}}$ **= 0,00349 = 3,49‰**
- h/D = 50% (R_h/R_{hn} = 1,000) - i_{min} = 0,00299 = 2,99‰
- h/D = 75% (R_h/R_{hn} = 0,829) - i_{min} = 0,00248 = 2,48 ‰
- h/D = 100% (R_h/R_{hn} = 1,000) - i_{min} = 0,00299 = 2,99‰.

Na tym tle, zalecone w pracy IKŚ z 1984 r. minimalne spadki dna kanałów ściekowych dla jednostek osadniczych o liczbie mieszkańców ≤ 1000: $\boldsymbol{i_{min}}$ **= 10‰** są uzasadnione [1, 2].
UWAGA: Przytoczone dane podkreślają wagę i znaczenie obliczeń hydraulicznych kanałów do prawidłowego funkcjonowania sieci i zarazem uzasadniają konieczność ich wykonywania już na etapie koncepcji programowo-przestrzennej (KPP), a także w projektach budowlanych (PB i PBW). Jest to często pomijane, a projektanci dobierają „świadomie" większe średnice kanałów, dążąc za wszelką cenę do wypłycenia kanalizacji ściekowej, co jest błędnym i drogim w eksploatacji rozwiązaniem.

9.5. STOSOWANE PRZEKROJE KANAŁÓW GRAWITACYJNYCH

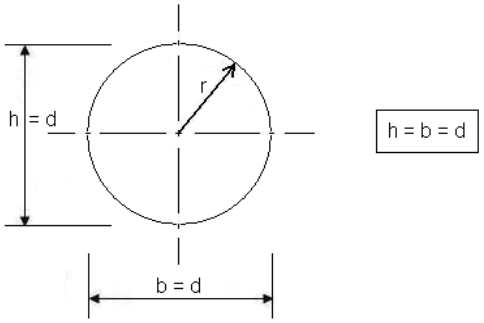
Wybór kształtu przekroju poprzecznego kanałów zależy od:

- **warunków hydraulicznych**, tj. strumienia i nierównomierności przepływu ścieków (w dobie) oraz wymaganych prędkości samooczyszczania,
- **warunków statycznych** zabudowy kanału, tj. zagłębienia dna i przykrycia wierzchu rury (sklepienia),
- **rodzaju materiału i sposobu wykorzystania kanału**, w tym dostosowania do pokonania przeszkód terenowych, uniknięcia kolizji itp.

Najczęściej stosowane są przekroje **kołowe**, praktycznie we wszystkich systemach kanalizacyjnych. Pod względem statycznym przekrój ten jest właściwy zarówno dla małych, jak i znacznych zagłębień kanału. Łatwy w prefabrykacji, w montażu i budowie, ze względu na pełną symetrię przekroju (w przypadku braku tzw. stopki).

Polska norma **PN-71/B-02710** dopuszcza do stosowania **5** podstawowych kształtów przekroi poprzecznych kanałów. Przykładowo, w Niemczech obowiązują 3 znormalizowane kształty i wymiary przekroi kanałów (kołowy, jajowy i dzwonowy).

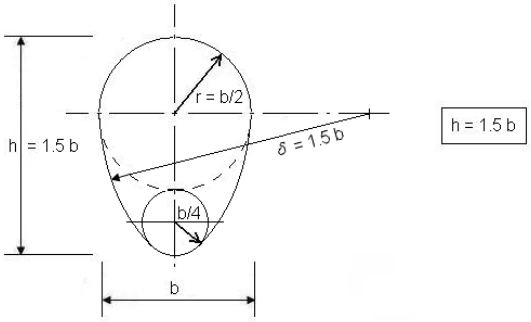
1/. Kanały kołowe o średnicach wewnętrznych $d \equiv D = h = b$ (w m) - oznaczone jako **K**:
K 0,15; 0,20; 0,25; 0,30; 0,40; 0,50; 0,60; 0,80; 1,0; 1,2; 1,4; 1,6; 1,8; 2,0 m i większe o wielokrotności 0,5 m, tj. np.: K 2,5; 3,0; 3,5; 4,0 m.



Rys. 9.14. Geometria kanałów kołowych (K)

Przekroje kołowe są powszechnie stosowane w kanalizacji bytowo-gospodarczej i przemysłowej, deszczowej oraz ogólnospławnej, przy czym w kanalizacji ogólnospławnej najczęściej do wymiaru K ≤ 0,5 m.

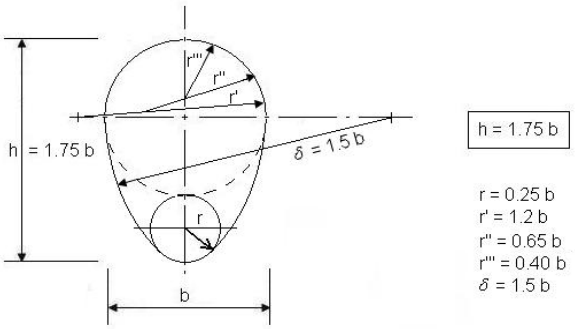
2/. Kanały jajowe o wymiarach: szerokość przekroju w pachach (*b*) x wysokość przekroju (*h* =1,5*b*), oznaczone jako **J** (J 0,6 x 0,9 m; 0,7 x 1,05 m; 0,8 x 1.2 m; 1,0 x 1,5 m; 1,2 x 1,8 m).



Rys. 9.15. Geometria kanałów jajowych (J)

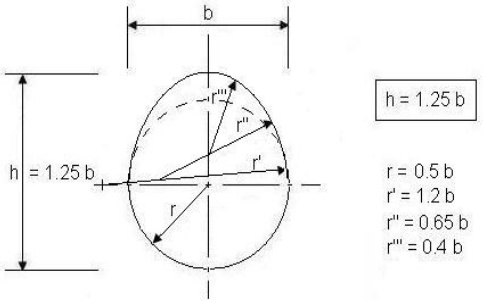
Przekroje jajowe były powszechnie stosowane w kanalizacji ogólnospławnej (powyżej K0,5 m) do wymiaru J1,2 x 1,8 m. Powyżej tego wymiaru należało stosować przekroje złożone - z kinetami na ścieki bytowo-gospodarcze i przemysłowe (Z porównania sprawności hydraulicznej kanału kołowego o średnicy *D* z jajowym o przekroju *D* x 1,5*D* wynika, że przy całkowitym wypełnieniu: $Q_{(J)} = 1{,}61Q_{(K)}$ oraz $\upsilon_{(J)} = 1{,}10\upsilon_{(K)}$).

3/. Kanały jajowe podwyższone o wymiarach: szerokość przekroju w pachach (*b*) x wysokość przekroju (*h* =1,75*b*), oznaczone jako **JP** (JP 0,6 x 1,05 m; 0,7 x 1,225 m; 0,8 x 1,40 m; 1,0 x 1,75 m; 1,2 x 2,10 m.



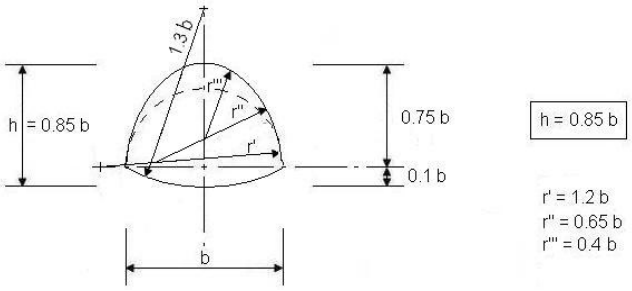
Rys. 9.16. Geometria kanałów jajowych podwyższonych (JP)

4/. Kanały gruszkowe o wymiarach: szerokość przekroju w pachach (*b*) x wysokość przekroju (*h* =1,25*b*), oznaczone jako **GR** (GR 1,4 x 1,75 m; 1,6 x 2,0 m; 1,8 x 2,25 m; 2,0 x 2,5 m i większe o wielokrotności 0,5 m).



Rys. 9.17. Geometria kanałów gruszkowych (GR)

5/. **Kanały dzwonowe** o wymiarach: szerokość przekroju w pachach (*b*) x wysokość przekroju (*h* =0,85*b*), oznaczone jako **DZ** (DZ 1,4 x 1,19 m; 1,6 x 1,36 m; 1,8 x 1,53 m; 2,0 x 1,70 m i większe o wielokrotności 0,5 m).



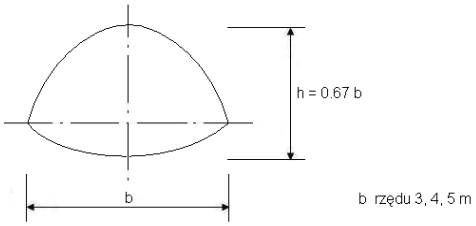
Rys. 9.18. Geometria kanałów dzwonowych (DZ)

Kanały dzwonowe, ze względu na małą wysokość przekroju $h < b$, znajdują zastosowanie wszędzie tam, gdzie nie ma wystarczającej wysokości bądź przykrycia terenem, czy też przy występujących kolizjach z istniejącym uzbrojeniem. Geometria sklepienia kanałów DZ - jak kanałów GR.

UWAGA: Zgodnie z Ustawą z 12 września 2002 r. o normalizacji (Dz. U. Nr 169, poz. 1386) stosowanie Polskich Norm jest „dobrowolne". Jednak unifikacja geometrii kanałów jest niezbędna ze względów praktycznych (budowy, napraw, konserwacji czy przyszłościowej wymiany). Odniesienie do problemów prawnych jest omówione w rozdz. 1. i 10. w [1, 2].

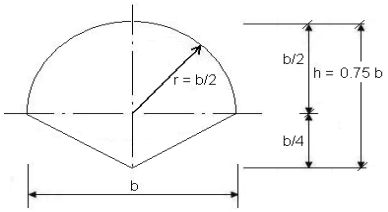
W uzasadnionych przypadkach (np. napraw istniejących kanałów) dopuszczalne jest stosowanie innych, nietypowych, kształtów i wymiarów kanałów, **jako poza normowych**, podanych dla przykładu na rysunkach 9.19÷9.23.

- Przekrój eliptyczny:



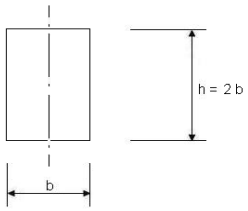
Rys. 9.19. Geometria kanałów eliptycznych (*h* = 0,67*b*)

- Przekrój kołowo-trójkątny:



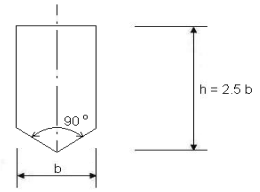
Rys. 9.20. Geometria kanałów kołowo-trójkątnych

- Przekrój prostokątny:



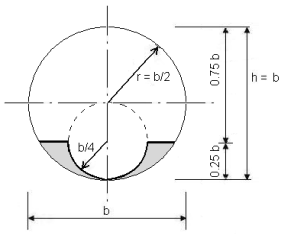
Rys. 9.21. Geometria kanałów prostokątnych

- Przekrój pięciokątny (tzw. „fünfeck”):



Rys. 9.22. Geometria kanałów pięciokątnych

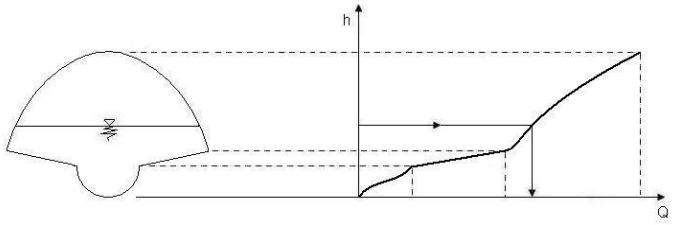
- Przekrój kołowy z kinetą ściekową (tzw. „Lindley’a”):



Rys. 9.23. Geometria kanałów kołowych z kinetą ściekową

Złożone przekroje kanałów nie mają na ogół opracowanych charakterystyk przepływu - ***h* = f(*Q*)**, wówczas należy je wyznaczyć doświadczalnie lub analitycznie, opierając się na podanych już równaniach ruchu, np.:

$$Q = A \cdot \upsilon \quad \text{oraz} \quad \upsilon = \frac{1}{n} R_h^{2/3} i^{1/2}, \quad \text{przy} \quad R_h = A/U$$



Rys. 9.24. Przykładowa charakterystyka przepływu $h = f(Q)$ złożonego przekroju kanału

9.6. PRZEPEŁNIANIE SIĘ KANAŁÓW GRAWITACYJNYCH

Przepełnianie się kanałów grawitacyjnych i praca pod ciśnieniem jest problemem eksploatacyjnym, zwłaszcza w systemach kanalizacji deszczowej bądź ogólnospławnej, podczas występowania deszczu o rzadszej powtarzalności niż częstość (C) przyjęta do zwymiarowania kanałów. Wówczas kanały zaczynają działać z większym niż projektowane wypełnienie (- dla strumienia $Q(C)$), następnie z całkowitym wypełnieniem, i w końcu pod ciśnieniem (przy Q_{max}). W efekcie prowadzić to może do wylewania się ścieków z kanałów w tzw. punktach krytycznych sieci, tj. np. w piwnicach czy w najniżej położonych ulicznych wpustach deszczowych, podwórzowych itp.

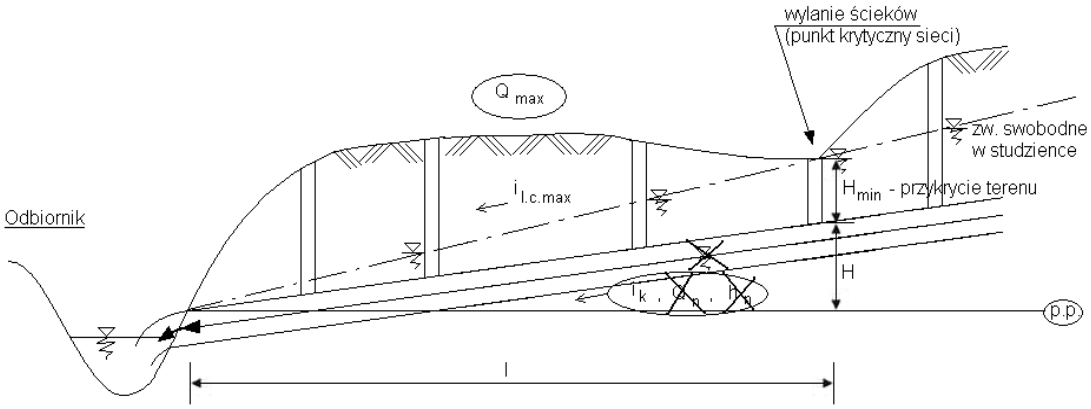
Na profilu kanału wg rysunku 9.25, **maksymalny** spadek linii ciśnienia (J_{max}) jest ograniczony przez punkt krytyczny - przecięcie się linii ciśnienia z powierzchnią terenu,. Wartości spadku J_{max} odpowiada maksymalny strumień przepływu Q_{max} - zgodnie z wzorem Manninga (9.9) w połączeniu z równaniem ciągłości ruchu:

$$Q_{max} = A \frac{1}{n} R_h^{2/3} J_{max}^{1/2} \qquad (9.62)$$

gdzie:

A - powierzchnia przekroju poprzecznego kanału przy całkowitym wypełnieniu, m^2,

R_h - promień hydrauliczny przy całkowitym wypełnieniu, m.
$J = J_{max}$ – maksymalny spadek linii ciśnienia (energii), -.



Rys. 9.25. Przebieg linii ciśnienia ($i_{l.c.max} \equiv J_{max}$) wzdłuż trasy kanału grawitacyjnego podczas działania pod ciśnieniem dla Q_{max} (skreślenia oznaczają nieaktywność parametrów: Q_n i h_n dla spadku dna i_k)

Wówczas spadek linii ciśnienia J_{max} jest większy od spadku dna kanału i_k. Większy strumień deszczu niż Q_{max} nie zmieści się już w kanale, pozostanie więc na powierzchni terenu jako nieodebrany - rozlewając się po powierzchni i niewiele podnosząc spiętrzone w kanale (studzience) zwierciadło ścieków. Stąd na podstawie (9.62) możemy napisać:

$$Q_{max} = a\sqrt{J_{max}}\,, \tag{9.63}$$

przy czym $a = A\frac{1}{n}R_h^{2/3} = const$ oraz $J_{max} = \frac{H_{min} + H}{l} = idem$ - wg rys. 9.25.

Strumień objętości Q przy całkowitym wypełnieniu kanału o spadku dna i_k wynosi:

$$Q = a\sqrt{i_k} \tag{9.64}$$

Oznaczając: $i_k = \frac{H}{l}$ (wg rys. 9.25), stąd stosunek strumieni:

$$\frac{Q_{max}}{Q} = \frac{a\sqrt{J_{max}}}{a\sqrt{i_k}} = \sqrt{\frac{H_{min} + H}{H}} = \sqrt{\frac{H_{min}}{H} + 1} \tag{9.65}$$

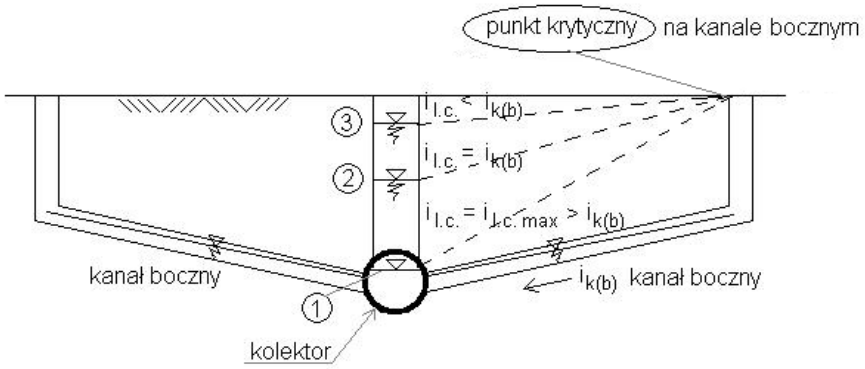
Oznaczając: $\frac{H_{min}}{H} = s$, otrzymamy $\frac{Q_{max}}{Q} = \sqrt{s+1}$, a stąd $Q_{max} = Q\sqrt{s+1}$, więc:

$$Q_{max} > Q, \text{ ponieważ } \sqrt{s+1} > 1.$$

Wynika stąd, że strumień Q_{max} ograniczony jest zagłębieniem kanału H_{min} - w punkcie krytycznym (rys. 9.25). Im większa będzie wartość H_{min}, tym większa jest wartość $\sqrt{s+1}$ i tym większy będzie strumień Q_{max}.

Z powyższej analizy wynika, że kanały mają w sobie pewną rezerwę przepustowości, która może być wykorzystywana w przypadku pojawienia się większego strumienia przepływu niż obliczeniowy - przyjęty do wymiarowania kanału $Q(C)$. Jednak po przeanalizowaniu oddziaływania spiętrzonych ścieków w danym kanale (np. kolektorze) na warunki odbioru ścieków w kanałach bocznych (zbieraczach), powyższy wniosek nie musi odnosić się do całej sieci.

Praca kolektorów kanalizacyjnych pod ciśnieniem powoduje wzrost ich przepustowości, ale jednocześnie wywołuje podtapianie kanałów bocznych (zbierających również ścieki opadowe), mogąc przyczynić się z kolei do obniżenia ich przepustowości hydraulicznej. Wg rysunku 9.26, rozpatrzono 3 przypadki relacji spadków linii ciśnienia w kanałach bocznych względem spadku dna tych kanałów, wymuszone przez różne poziomy ścieków w kolektorze (analogia do hydraulicznych naczyń połączonych).



Rys. 9.26. Trzy przypadki wpływu wysokości ciśnienia w kolektorze na działanie kanałów bocznych o spadku dna $i_{k\,(b)}$

***Analiza zjawisk*:**

1. Przypadek - **przepływ w kolektorze ze swobodnym zwierciadłem**: dla spadku linii ciśnienia w kanale bocznym $i_{l.c.} \equiv J_b = J_{b\max} > i_{k(b)}$ wówczas

$$Q_{bmax} > Q_b(C);$$

2. Przypadek - **przepływ w kolektorze pod ciśnieniem**: dla spadku linii ciśnienia w kanale bocznym $J_b = i_{k(b)}$

$$Q_b = Q_b(C);$$

3. Przypadek - **przepływ w kolektorze pod znacznym ciśnieniem**: dla spadku linii ciśnienia w kanale bocznym $J_b < i_{k(b)}$

$$Q_b < Q_b(C)$$

Z rysunku 9.26 wynika, że kolektor podtopiony do poziomu w 3-cim przypadku wywoła spadek linii ciśnienia J_b w kanale bocznym mniejszy od spadku dna kanału bocznego $i_{k(b)}$ i wówczas strumień przepływu pod ciśnieniem Q_b w tym kanale będzie mniejszy niż jego strumień obliczeniowy $Q_b(C)$. Wystąpi więc dławienie przepływu i spadek przepustowości kanału bocznego - brak odbioru ścieków w studzience na jego początku. Przy różnicach rzędnych studzienek, ścieki mogą nawet wylewać się z kolektora na powierzchnię terenu, poprzez kanał boczny.

W Polsce sformułowano jako zasadę – już nieaktualną, iż:

- kolektory powinny być wymiarowane na większy strumień przepływu, tj. na większą wartość częstości deszczu C: np. C = 2 lata - dla kanalizacji deszczowej czy C = 5 lat – w kanalizacji ogólnospławnej (w płaskim terenie - tab. 7.1), a
- kanały boczne (zbieracze) na mniejszy strumień, tj. na mniejszą wartość częstości deszczu np. C = 1 rok - dla kanalizacji deszczowej czy C = 2 lata - w kanalizacji ogólnospławnej (w przypadku płaskiego terenu - tab. 7.1).

Powyższą zasadę uzasadniano ekonomicznie tym, że jednostkowy koszt budowy kolektorów jest znacznie większy, ale dotyczy mniejszej długości w sieci, w porównaniu z kosztem budowy kanałów bocznych, o zdecydowanie większej sumarycznej długości.

UWAGA: Zasada ta, straciła swą aktualność w świetle normy PN - EN 752 - ujednolicenia częstości deszczy dla kolektorów i kanałów bocznych.

10. ZASADY PROJEKTOWANIA, BUDOWY I EKSPLOATACJI SIECI KANALIZACYJNYCH

10.1. UKŁADY SIECI KANALIZACYJNYCH

Topologia (układ) sieci kolektorów i kanałów bocznych zależy głównie od:

- **konfiguracji terenu** (spadków podłużnych i poprzecznych) względem odbiornika,
- **układu geometrycznego ciągów komunikacyjnych** (pieszo-jezdnych),
- **zabudowy terenu**.

Ogólną zasadą jest lokalizowanie - ze względów hydraulicznych:

- **kanałów głównych** (kolektorów) na kierunkach najmniejszych spadków powierzchni terenu,
- **kanałów bocznych** (zbieraczy) na kierunkach największych spadków powierzchni terenu, tj. w miarę prostopadle do warstwic terenu,
- **przykanalików** w miarę prostopadle do zbieraczy i kolektorów.

W konkretnych warunkach terenowych, układ sieci kanalizacji grawitacyjnej, zarówno ogólnospławnej, rozdzielczej czy półrozdzielczej, może być zrealizowany w oparciu o poniższe schematy ideowe - ogólnomiejskie (w skali całego miasta) bądź lokalne.

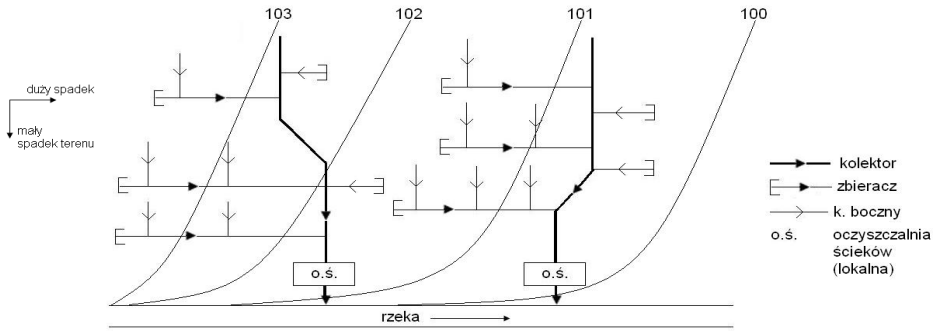
10.1.1. UKŁADY OGÓLNOMIEJSKIE

I. Układ poprzeczny kolektorów kanalizacyjnych,

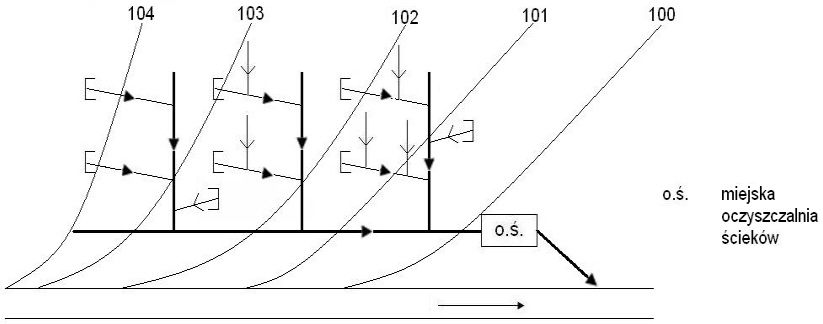
II. Układ poprzeczny kolektorów kanalizacyjnych z kolektorem zbiorczym,

III. Układ równoległy kolektorów kanalizacyjnych,

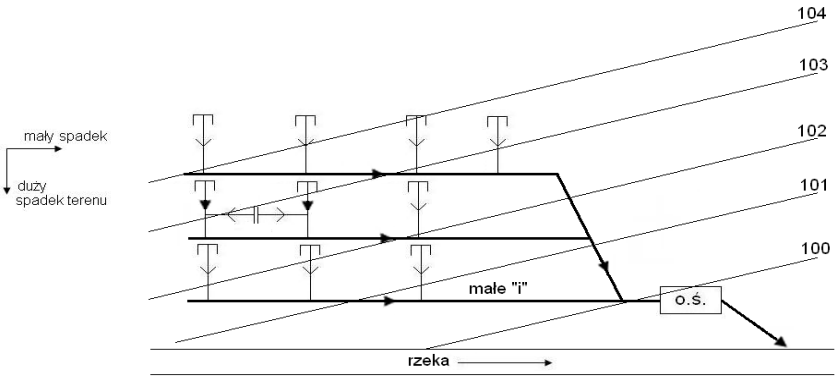
IV. Układ równoległy kolektorów kanalizacyjnych z kanałami odciążającymi.



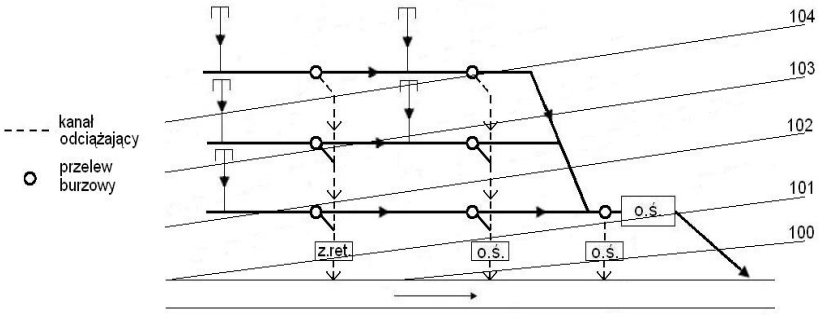
Rys. 10.1. Układ poprzeczny kolektorów kanalizacji grawitacyjnej



Rys. 10.2. Układ poprzeczny kanalizacji grawitacyjnej - z kolektorem zbiorczym



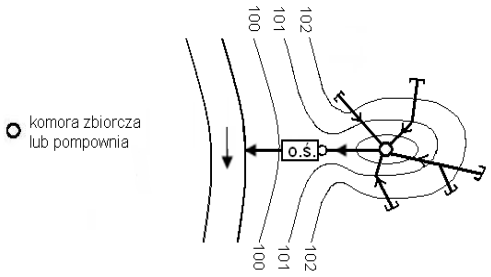
Rys. 10.3. Układ równoległy kolektorów kanalizacji grawitacyjnej



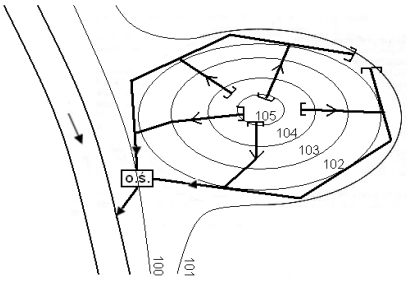
Rys. 10.4. Układ równoległy kolektorów kanalizacji grawitacyjnej - z kanałami odciążającymi

10.1.2. UKŁADY LOKALNE

V. Układ promienisty
VI. Układ pierścieniowy
VII. Układy strefowe

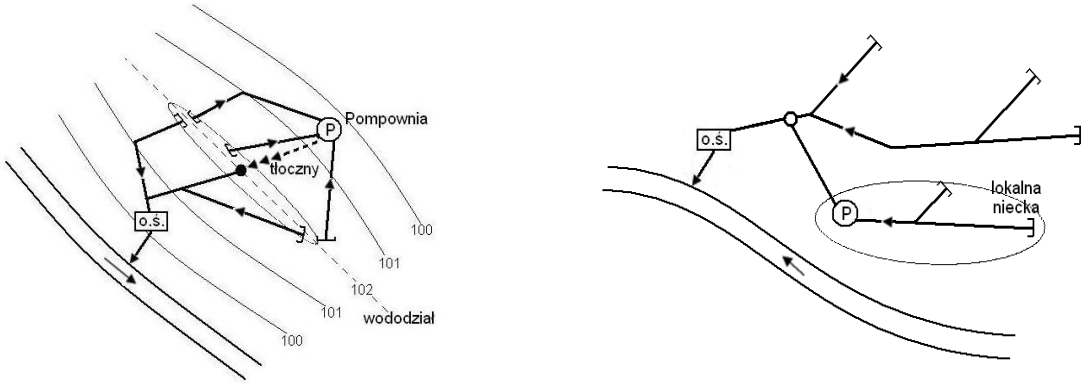


Rys. 10.5. Układ promienisty kanalizacji grawitacyjnej – **w kotlinie**



Rys. 10.6. Układ pierścieniowy kanalizacji grawitacyjnej – **na wzgórzu**

a) b)



Rys. 10.7. Układy strefowe kanalizacji grawitacyjno-pompowej:
a) z wododziałem; b) w niecce terenowej

Na **wybór układu** systemu kanalizacyjnego - w danych warunkach terenowych wpływ mają także inne czynniki [1, 2].

10.2. PROJEKTOWANIE TRAS KANAŁÓW

10.2.1. SYTUOWANIE KANAŁÓW W PLANIE

Położenie sytuacyjne osi przewodów kanalizacyjnych (podobnie jak wodociągowych, ciepłowniczych, gazowych, itp.) powinno być równoległe względem:

- osi ulic (krawężników, chodników),
- linii rozgraniczających zabudowy,
- istniejącego zbrojenia podziemnego.

W szerokich ciągach komunikacyjnych (pieszo-jezdnych) – o szerokości przekraczającej 30 m i obustronnej zabudowie, należy projektować dwa równoległe kanały bytowo-gospodarcze. Liczba i układ kanałów deszczowych zależy od warunków miejscowych. Uzyskamy wówczas ciągi kanałów o stosunkowo płytkim posadowieniu, o mniejszych średnicach i mniejszych kosztach budowy (mniej kolizji z istniejącym uzbrojeniem).

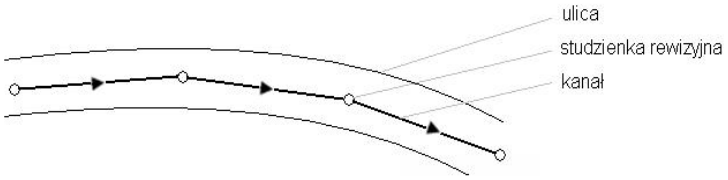
Wymagane odległości projektowanych kanałów od istniejącego uzbrojenia podziemnego i nadziemnego terenu regulowane są odpowiednimi przepisami miejscowymi (np. powiatowymi czy wojewódzkimi), ustalanymi w Zespołach Uzgadniania Dokumentacji Projektowych (ZUDP). Przykładowo, we Wrocławiu minimalna odległość zewnętrznego obrysu kanału od:

- krawężnika - wynosi 2,0 m (wg [*]: 1,2 m),
- budynku mieszkalnego 5,0 m (wg [*]: 4,0 m),
- torów kolejowych 5,0 m (wg [*]: od skrajnej szyny torowiska),
- autostrad 5,0 m,
- drzew, krzewów 1,0 m (wg [*]: 2,0 m),
- drenażu podziemnego 2,0 m,
- przewodu ciepłowniczego 3,0 m (wg [*]: 1,2÷1,4 m w zależności od średnicy),
- przewodu wodociągowego 2,0 m (wg [*]: 1,2÷1,7 m w zależności od średnicy),
- kabli energetycznych i telekomunikacyjnych 2,0 m.

wg [*]: *Warunki techniczne wykonania i odbioru sieci kanalizacyjnych*. Wydawnictwo COBRTI INSTAL, Warszawa 2003.

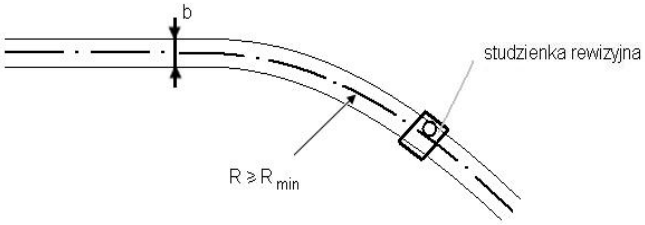
Zmiany kierunków tras kanałów

Kanały nieprzełazowe - o wysokości przekroju ***H = D* < 1,0 m** należy układać odcinkami prostymi pomiędzy studzienkami rewizyjnymi **(**inspekcyjnymi). Każda zmiana kierunku trasy musi odbywać się więc w studzience:



Rys. 10.8. Trasowanie kanałów o wysokościach $H = D < 1{,}0$ m - w łukach dróg

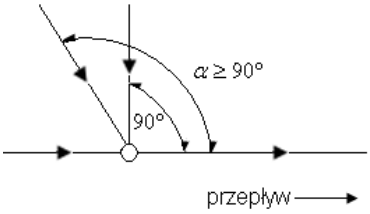
Kanały przełazowe - o wysokości przekroju ***H = D* ≥ 1,0 m** można budować w łukach o łagodnych krzywiznach o promieniu R, przy czym: $R_{min} \geq 5b$, gdzie $b = D$ - szerokość kanału w tzw. pachach oraz $R_{min} \geq 5{,}0$ m. Na początku i końcu łuku właściwe jest lokalizowanie studzienek rewizyjnych, aby umożliwić wejście i czyszczenie takiego odcinka.



Rys. 10.9. Trasowanie kanałów o wysokościach przekroju $H = D \geq 1{,}0$ m - w łukach dróg

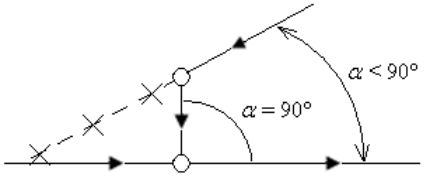
Łączenie kanałów

Łączenie tras kanałów powinno odbywać się w studzienkach tzw. **połączeniowych**, pod kątem $\alpha \geq 90°$ do kierunku przepływu ścieków (rys. 10.10):



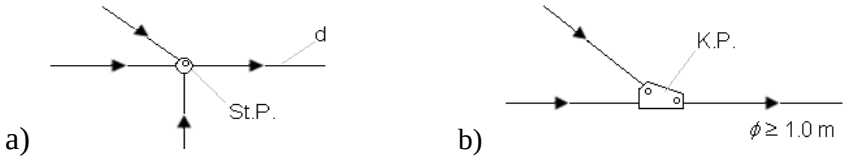
Rys. 10.10. Sposób łączenia kanałów dla tras pod kątem $\alpha \geq 90°$

Gdy z układu tras łączonych kanałów wychodzi kąt ostry: $\alpha < 90°$ należy zastosować dodatkową studzienkę rewizyjną - wg rys 10.11:



Rys. 10.11. Sposób łączenia kanałów dla tras pod kątem $\alpha < 90°$

Kanały nieprzełazowe (H < 1,0 m) łączymy w studzienkach połączeniowych (o przekroju kołowym), a kanały przełazowe ($H \geq 1{,}0$ m) w komorach połączeniowych - najczęściej o przekroju wieloboku:

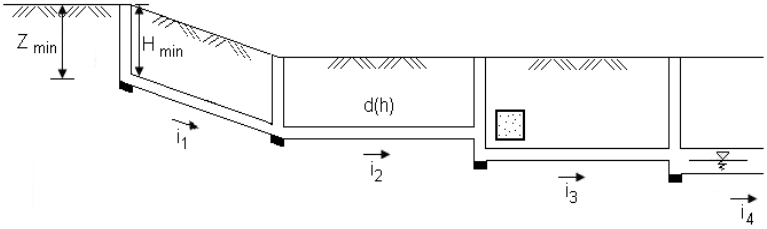


Rys. 10.12. Sposób łączenia kanałów:
A) nieprzełazowych - w studzienkach połączeniowych (St.P.) – studzienka kołowa
B) przełazowych - w komorach połączeniowych (K.P.) - wielobok foremny

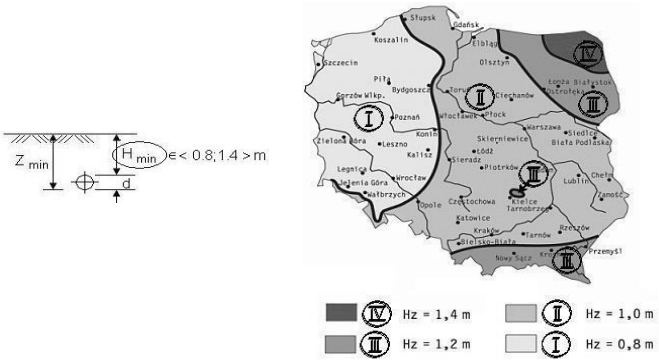
10.2.2. WYSOKOŚCIOWE SYTUOWANIE KANAŁÓW

Ogólną **zasadą** jest **układanie kanałów możliwie jak najpłycej** względem powierzchni terenu (najmniejsze koszty budowy). Jednakże zagłębienie kanału determinowane jest przez:

- minimalne zagłębienie kanału $\boldsymbol{Z_{min}}$ umożliwiające grawitacyjny dopływ ścieków tzw. przykanalikami - z budynków, wpustów ulicznych, podwórzowych, itp.,
- strefę przemarzania gruntu $\boldsymbol{H_z}$, stąd wynika minimalne przykrycie kanału $\boldsymbol{H_{min} > H_z}$,
- spadki i ukształtowanie terenu po trasie kanału,
- inne czynniki, jak np. kolizje z istniejącym uzbrojeniem podziemnym (rys. 10.13).



Rys. 10.13. Przykładowy profil kanału grawitacyjnego



Rys. 10.14. Podział Polski na strefy głębokości przemarzania gruntu (H_Z) wg PN-81/B-03020

O niezbędnym przegłębieniu kanałów ulicznych decydują najczęściej tzw. punkty krytyczne sieci, tj. najniżej zlokalizowane wpusty uliczne lub podwórzowe czy też piwniczne.

UWAGA: Należy zwrócić uwagę na cechy wytrzymałościowe stosowanych rur kanalizacyjnych oraz warunki ich zabudowy - wynikające z obciążeń statycznych - naziomem gruntu i obciążeń dynamicznych - z ruchu pojazdów.

Minimalne zagłębienia przykanalików i kanałów Z_{min}

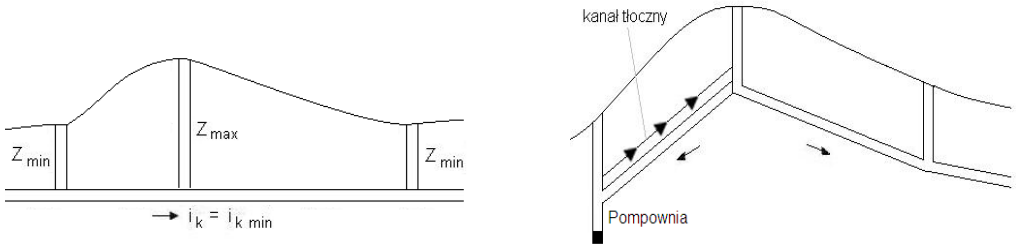
Minimalne przykrycie przykanalika/kanału deszczowego ($H_{min} > H_Z$) przyjmuje się najczęściej od 1,0 do 1,6 m, w zależności od rejonu Polski - strefy przemarzania gruntu (wg rys. 10.14) - z zapasem minimum **0,2 m**. Zasadniczo przykanaliki i kanały ściekowe powinny być układane głębiej:

$$H_{min} \geq H_z + (0{,}2 \div 0{,}4)\ \text{m}.$$

Minimalne zagłębienie przykanalika/kanału (Z_{min}) zależy od jego średnicy. Dla przykanalika ściekowego o np. D = 0,20 m wówczas $Z_{min(0,2)} \in [1{,}4\,;\,2{,}0]$ m - w zależności od strefy przemarzania - z zapasem minimum **0,4 m**. Gdy zagłębienie kanału na jego trasie jest mniejsze niż Z_{min} wówczas należy go docieplić materiałem o małym współczynniku przewodzenia ciepła np. keramzytem lub nasypem ziemnym – wg schematów w [1, 2].

Maksymalne zagłębienia kanałów Z_{max}

Najczęściej przyjmuje się obecnie: $Z_{max} \leq 6{,}0$ m p.p.t. (wg WTP z 1965 r.: $Z_{max} \in [6; 8]$ m p.p.t.). Gdy $Z > Z_{max}$ stosuje się pompownie strefowe lub „górnicze" metody budowy kanałów, tj. tzw. wiercenia „poziome" lub przeciski (rys. 10.16).



Rys. 10.16. Sposoby pokonywania wzniesień na trasie kanału

Obliczenia niezbędnego zagłębienia kanałów ulicznych

W przeciętnych warunkach terenowych miast jako niezbędne (i zarazem minimalne) zagłębienie kanałów ulicznych przyjmuje się na ogół:

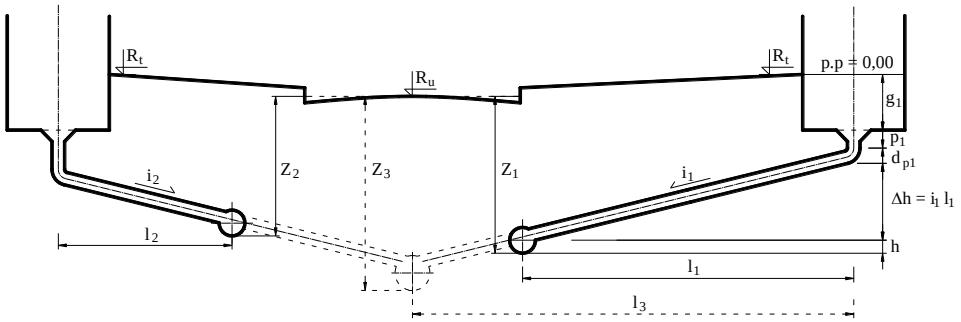
$Z \in [1{,}8;\ 2{,}3]$ m p.p.t. - w kanalizacji deszczowej,
$Z \in [2{,}3;\ 2{,}8]$ m p.p.t. - w kanalizacji bytowo-gospodarczej i przemysłowej,
$Z \in [2{,}5;\ 3{,}0]$ m p.p.t. - w kanalizacji ogólnospławnej.

Takie zagłębienia kanałów umożliwiają m.in.:

- prawidłowe podłączenie przykanalików i kanałów bocznych - zbieraczy,
- nie powodują na ogół kolizji z innym uzbrojeniem podziemnym terenu, np. z przewodami wodociągowymi $Z \in [1{,}5;\ 1{,}8]$ m p.p.t.

Szczegółowo, niezbędne zagłębienie kanałów ustalić można na podstawie obliczeń według poniższych schematów (w zależności od rodzaju kanalizacji).

Kanalizacja ściekowa - schemat obliczeniowy:



Rys. 10.17. Schemat do obliczeń niezbędnego zagłębienia kanału ściekowego, alternatywnie: wariant z 2 kanałami (o zagłębieniu Z_1 i Z_2) i wariant z jednym kanałem (o Z_3)

Wzór wyjściowy na niezbędne zagłębienie kanałów:

$$Z = g + p + d_p + il + h - (R_t - R_u) \qquad (10.1)$$

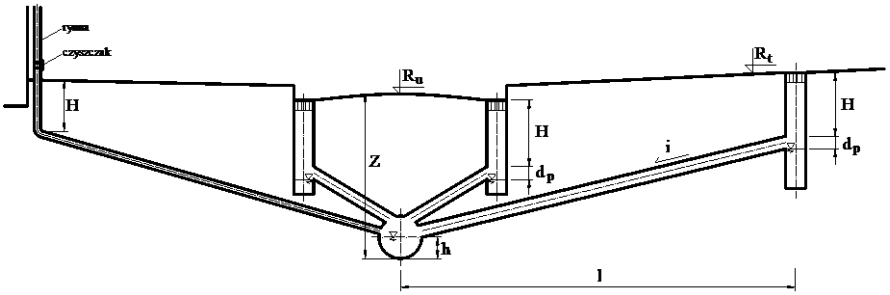
gdzie:

g - zagłębienie posadzki piwnicy względem rzędnej terenu przy budynku R_t, m

p - położenie przykanalika względem fundamentu (p_{min} = 0,5 m dla kamionki i 0,3 m dla żeliwa), m
d_p - średnica przykanalika ($d_{p\,min}$ = 0,15 m), m
i - spadek dna przykanalika (i_{min} = 15‰ dla d_p = 0,15 m i i_{min} = 10‰ dla d_p = 0,20 m),
h - wypełnienie w kanale ulicznym (najczęściej przyjmuje się $h = 0{,}5d$), m
R_u - rzędna osi ulicy (ewentualnie rzędna terenu nad kanałem), m n.p.m.,
R_t - rzędna terenu przy budynku (ewentualnie poziom progu - p.p. = 0,00 m n.p.m.).

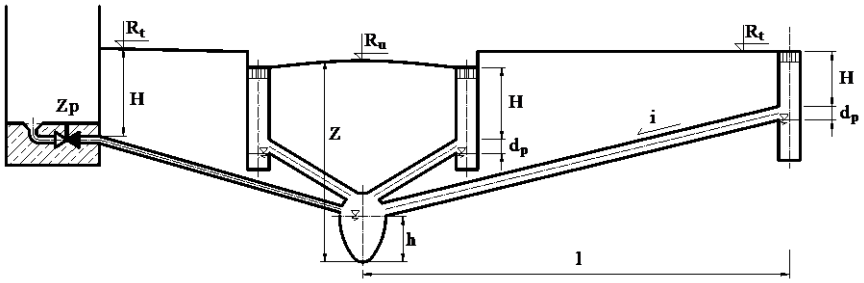
Kanalizacja deszczowa - schemat obliczeniowy:

$$Z = H + d_p + il + h - (R_t - R_u) \qquad (10.2)$$



Rys. 10.18. Schemat do obliczeń niezbędnego zagłębienia kanału deszczowego

Kanalizacja ogólnospławna - schemat obliczeniowy:



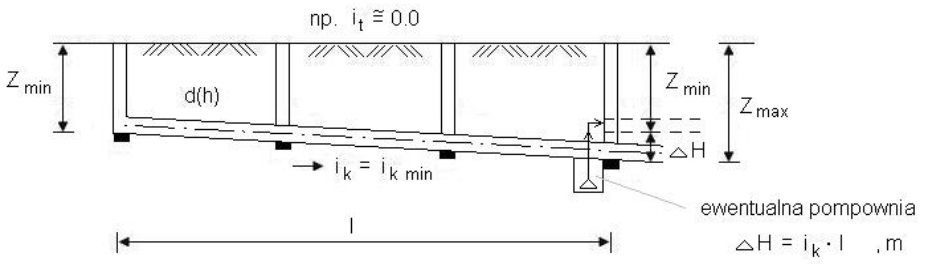
Rys. 10.19. Schemat do obliczeń niezbędnego zagłębienia kanału ogólnospławnego: h - wypełnienie w kanale (do tzw. pach przekroju jajowego), Zp - zamknięcie przeciwcofkowe

Do obliczeń zagłębienia kanału ogólnospławnego stosujemy wzory (10.1) lub (10.2).

10.2.3. WYBÓR SPADKÓW DNA KANAŁÓW GRAWITACYJNYCH

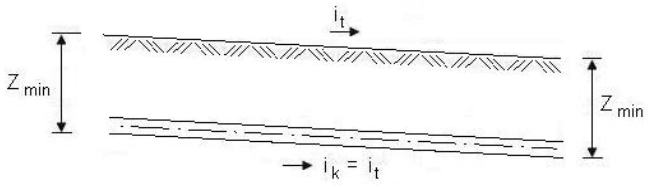
Spadki dna kanałów grawitacyjnych (i_k) powinny być dostosowane do spadku terenu (i_t), ale jednocześnie muszą spełniać warunek hydrauliczny: $i_{kmin} \le i_k \le i_{kmax}$ [1, 2].

I przypadek, gdy $i_t < i_{k\,min}$ - spadek terenu jest mniejszy od minimalnego spadku dna kanału, wówczas na trasie występuje systematyczny wzrost zagłębienia kanału, od Z_{min} do Z_{max}.



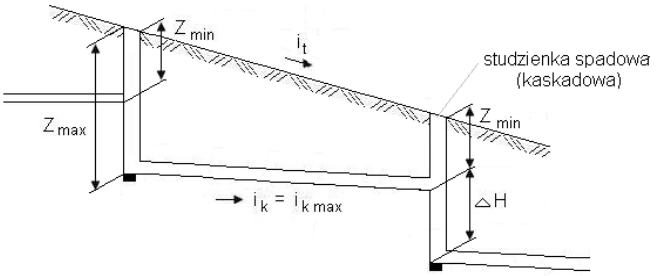
Rys. 10.20. Racjonalny spadek dna kanału w terenie płaskim: $i_k = i_{k\,min}$

II przypadek, gdy $i_{k\,min} < i_t < i_{k\,max}$ - kanał równoległy do terenu, tj.: $i_k = i_t$, wówczas zagłębienie kanału na jego trasie jest niezmienne i wynosi np. Z_{min}.



Rys. 10.21. Racjonalny spadek dna kanału w terenie pochyłym, zgodnym z kierunkiem przepływu ścieków: $i_k = i_t$

III przypadek, gdy $i_t > i_{k\,max}$



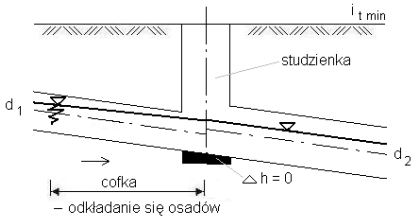
Rys. 10.22. Racjonalny spadek dna kanału w stromym terenie: $i_k = i_k$

10.2.4. SPOSOBY POŁĄCZEŃ KANAŁÓW

Mamy do dyspozycji 4 sposoby połączeń kanałów przy wzroście wymiarów (średnic bądź wysokości przekroju) kanałów, mianowicie poprzez:

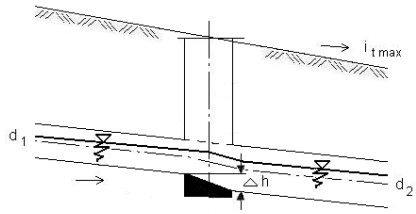
a) **wyrównanie den** kanałów - tanie w budowie, jednak hydraulicznie nie poprawne;
b) **wyrównanie sklepień** - drogie w budowie (zagłębienie), poprawne hydraulicznie;
c) **wyrównanie osi** – trudne w budowie, poprawne hydraulicznie;
d) **wyrównanie zwierciadeł** ścieków - trudne w budowie, hydraulicznie właściwe.

Ad a) $\Delta h = 0$



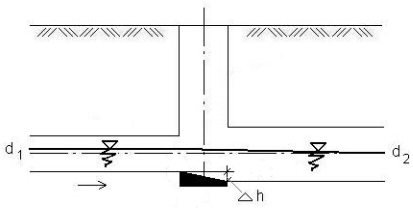
Rys. 10.23. Schemat połączeń kanałów przy wyrównywaniu den

Ad b) $\Delta h = d_2 - d_1$



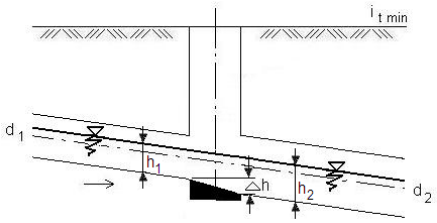
Rys. 10.24. Schemat połączeń kanałów przy wyrównywaniu sklepień

Ad c) $\Delta h = \frac{d_2 - d_1}{2}$



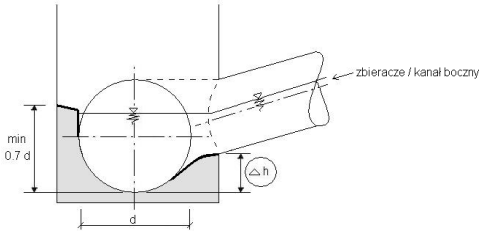
Rys. 10.25. Schemat połączeń kanałów przy wyrównywaniu osi kanałów

Ad d) $\Delta h = h_2 - h_1$ $h_1 + \Delta h = h_2$

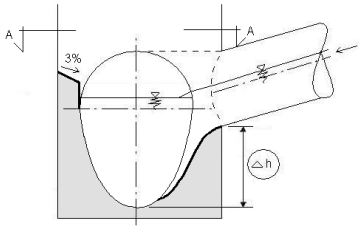


Rys. 10.26. Schemat połączeń kanałów przy wyrównywaniu zwierciadeł ścieków

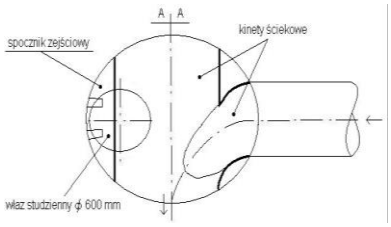
Przykłady sposobów łączenia **kanału bocznego** (zbieracza) **z kolektorem**, bądź przykanalika z kanałem bocznym, podano na schematach wg [1, 2].



Rys. 10.27. Schemat połączenia kanału bocznego z kolektorem o przekroju kołowym - przy wyrównaniu sklepień

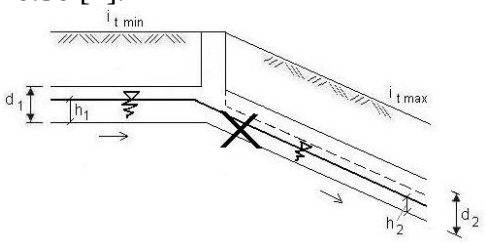


Rys. 10.28. Schemat połączenia kanału bocznego z kolektorem o przekroju jajowym - przy wyrównaniu sklepień



Rys. 10.29. Schemat połączenia kanału bocznego z kolektorem (widok z góry)

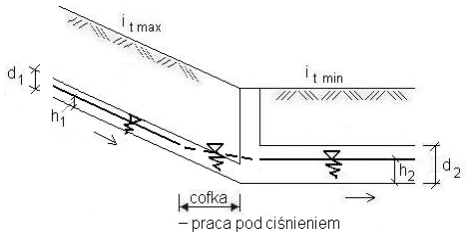
W sieciach kanalizacyjnych **nie dopuszcza się** do zmniejszenia przekroju kanału na jego trasie - niezależnie od wypełnień w kanałach. Przykład takiej potencjalnej możliwości - sytuacji podano na rysunku 10.30 [2].



Rys. 10.30. Sytuacja terenowa stwarzająca potencjalną możliwość zmniejszenia przekroju kanału na dolnym odcinku (przyjmujemy jednak $d_1 = d_2$)

Dolny (drugi) odcinek kanału, o bardzo dużym spadku dna, przy danym strumieniu objętości wymaga hydraulicznie mniejszej średnicy kanału (d_2), w porównaniu do średnicy (d_1) - na górnym (pierwszym) odcinku kanału - o małym spadku dna; przyjmujemy jednak: $d_1 = d_2$ - ze względów praktycznych, np. nie zatykania się kanałów ściekowych. Wówczas wypełnienie kanału dolnego (h_2) będzie mniejsze niż górnego (h_1).

Przypadek odwrotny do sytuacji podanej na rys. 10.30 - niekorzystne hydraulicznie połączenie kanałów o różnych spadkach dna i terenu zobrazowano na rysunku 10.31. Wówczas $h_2 > h_1$ oraz $d_2 > d_1$.



Rys. 10.31. Niekorzystny przypadek połączenia kanałów ($d_2 > d_1$) - występuje cofka piętrząca i praca górnego odcinka kanału pod ciśnieniem

10.2.5. RODZAJE I DOBÓR STUDZIENEK KANALIZACYJNYCH

Rozstaw **włazowych studzienek** kanalizacyjnych, na kanałach nieprzełazowych - o wysokości przekroju kanału $H < 1{,}0$ m i przełazowych - do $H < 1{,}4$ m, nie powinien być większy niż:

- 50÷75 m wg zaleceń [1],
- 60÷80 m wg zaleceń [*].

Natomiast dla kanałów przełazowych o $H \geq 1{,}4$ m:

- 75÷120 m wg [1],
- 80÷120 m wg [*].

wg [*]: *Warunki techniczne wykonania i odbioru sieci kanalizacyjnych*. Wydawnictwo COBRTI INSTAL, Warszawa 2003.

Każda zmiana spadku na trasie kanału grawitacyjnego musi rozpoczynać się i kończyć w studzience kanalizacyjnej, podobnie jak i zmiana przekroju kanału czy wysokości dna kanału na odpływie, czy zmiana trasy kanału - dla średnic < 1,0 m.

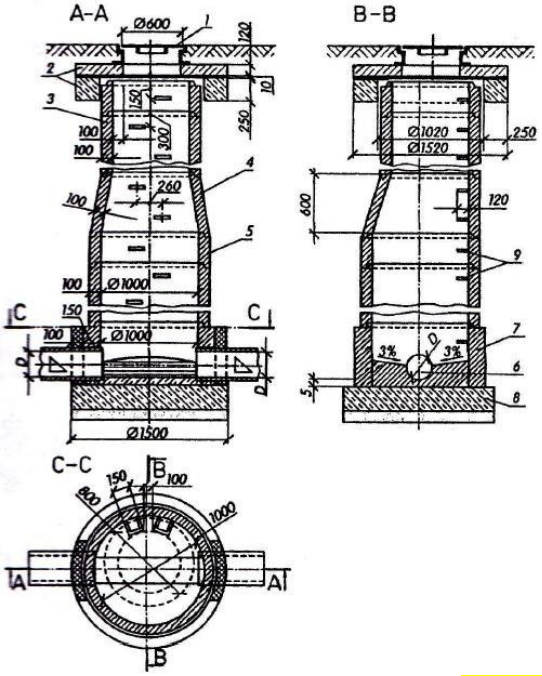
Polska norma (branżowa - budowlana) **PN-B-10729 z 1999 r.** zalecała minimalne średnice betonowych (tzw. włazowych) studzienek kanalizacyjnych, jako:

- $D_{min} = 1{,}0$ m - dla kanałów o średnicach $D \leq 0{,}3$ m,
- $D_{min} = 1{,}2$ m - dla kanałów o średnicach $D = 0{,}4 \div 0{,}6$ m,
- $D_{min} = 1{,}4$ m - dla kanałów o średnicach do $D = 0{,}8$ m,
- $D_{min} = 1{,}6$ m - dla kanałów o średnicach powyżej $D > 0{,}8$ m.

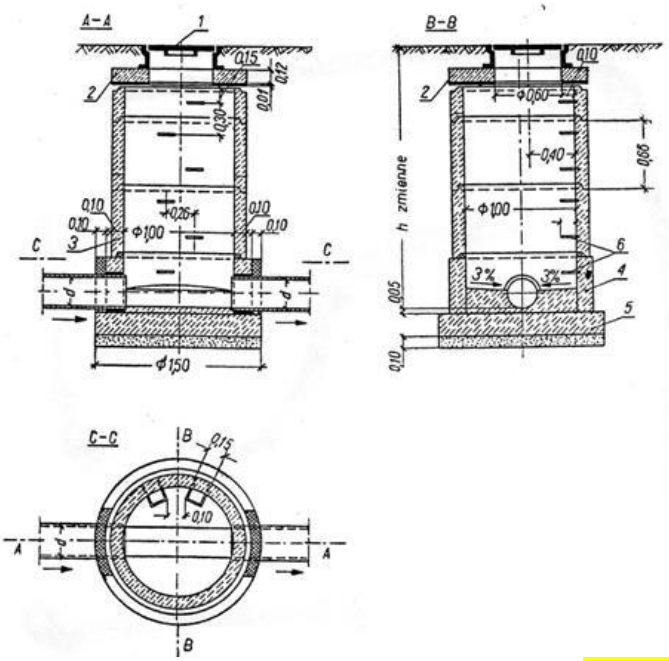
Podobne zalecenia w tym zakresie wynikają z aktualnej normy **PN-EN 1917:2004**. Zgodnie z Ustawą z 2002 roku o normalizacji, norma nie jest aktem prawnym. Tak więc unormowane wartości są jedynie wskazówkami - zalecanymi jednak do stosowania.

UWAGA: Klasyczne, betonowe studzienki kanalizacyjne, jak wykazała praktyka, sprawdzają się w warunkach występowania naprężeń dynamicznych i są niewrażliwe na wyparcie przez wodę, ze względu na swój ciężar.

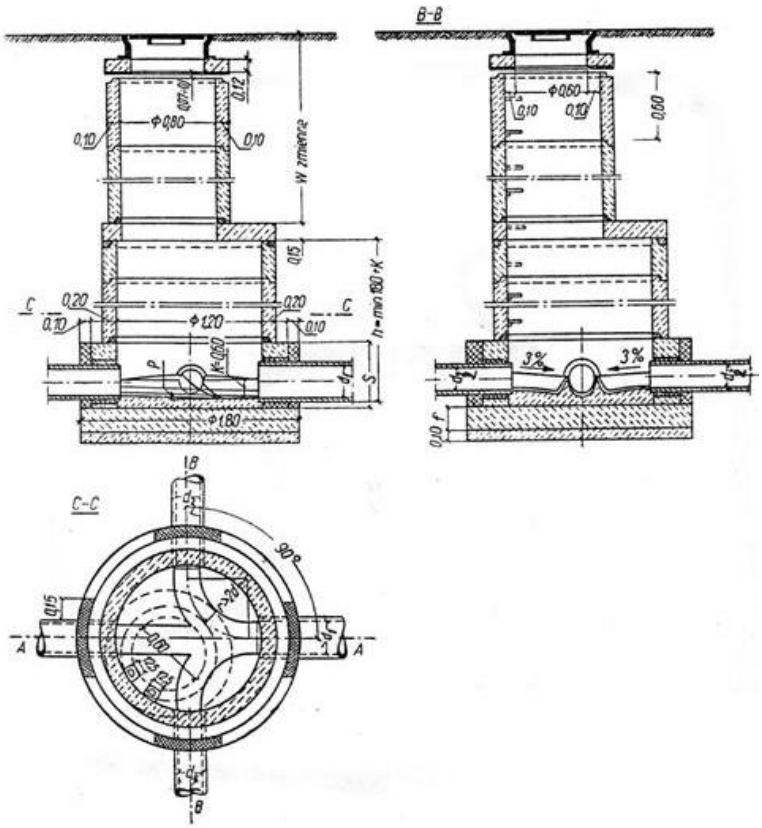
Przykładowe – klasyczne konstrukcje betonowych włazowych studzienek rewizyjnych (tzw. inspekcyjnych) i połączeniowych przedstawiono na rysunkach 10.32, 10.33 i 10.34 [2].



Rys. 10.32. Betonowa studzienka rewizyjna o głębokości < 3,0 m – zlokalizowana w jezdni (1- właz żeliwny; 2- płyta pokrywowa z pierścieniem podporowym; 3 - krąg studzienny komina złazowego; 4 - krąg przejściowy; 5 - krąg komory roboczej; 6 - betonowa kineta ściekowa; 7 - krąg fundamentowy monolityczny; 8 - fundament; 9 - stopnie złazowe)



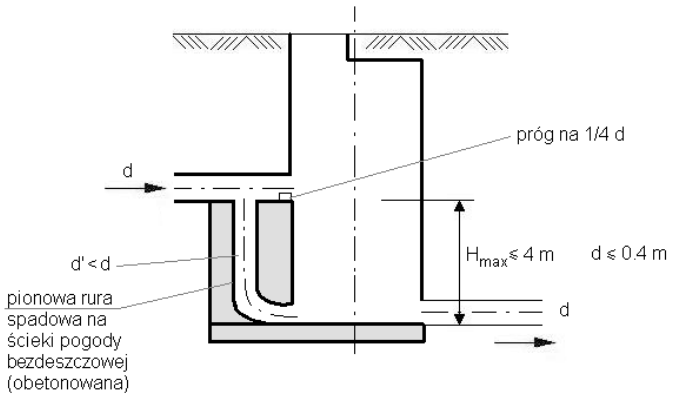
Rys. 10.33. Betonowa studzienka rewizyjna o głębokości < 3,0 m – zlokalizowana w trawniku (1- właz żeliwny; 2- płyta pokrywowa; 3 i 4 - kręgi studzienne; 5 - fundament; 6- stopnie złazowe)



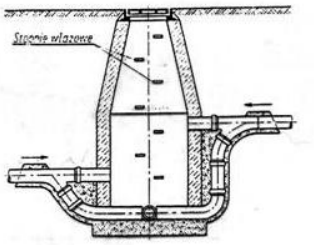
Rys. 10.34. Betonowa studzienka połączeniowa o głębokości > 3,0 m (w przypadku lokalizacji w jezdni niezbędne jest oparcie płyty pokrywowej z włazem na pierścieniu podporowym wg rys. 10.32)

UWAGA: Obecnie, dopuszcza się do stosowania tzw. **nie włazowe studzienki** kanalizacyjne (zarówno rewizyjne – przelotowe, jak i połączeniowe), tj. o małych średnicach szybu studni rzędu **0,3÷0,6 m**, wykonanych z tworzyw sztucznych. Jednak stosowanie takich studzienek ograniczone jest do małych średnic kanałów (**0,15÷0,3 m**), płytko ułożonych.

Studzienki kaskadowe i komory kaskadowe służą do pokonywania różnic wysokości, przy zmianach zagłębień kanałów. Studzienki kaskadowe stosowane są zazwyczaj dla małych średnic kanałów (mała energia kinetyczna strumienia ścieków). Przykładowo, dla kanałów bytowo-gospodarczych należy stosować studzienki kaskadowe z dodatkowym, pionowym bądź ukośnym, przewodem spadowym (o mniejszej średnicy) na zewnątrz studzienki. Różnica poziomów den kanałów (H_{max}) przy takiej konstrukcji studzienek kaskadowych nie powinna przekraczać 4 m (rys. 10.35 i 10.36).

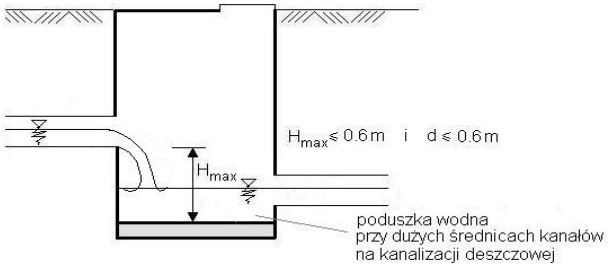


Rys. 10.35. Schemat studzienki kaskadowej dla kanałów ściekowych o $d \leq 0{,}4$ m



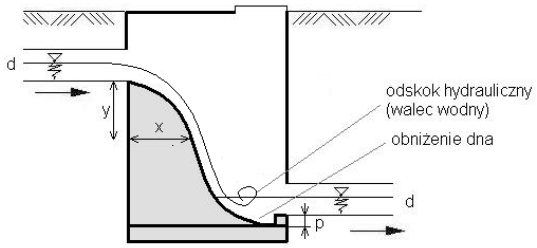
Rys. 10.36. Przykład połączeniowej studzienki kaskadowej

W kanalizacji deszczowej dla małych spadów ($H_{max} \leq 0{,}6$ m) i średnic kanałów ($d \leq 0{,}6$ m) stosowane są pionowe studzienki kaskadowe, ewentualnie z obniżeniem dna - tworzącym tzw. poduszkę wodną do tłumienia energii spadającego swobodnie strumienia ścieków.



Rys. 10.37. Schemat studzienki kaskadowej dla kanałów deszczowych

Komory kaskadowe stosowane są zazwyczaj dla dużych średnic/przekroi kanałów ($d >$ 0,6 m), w tym do pokonywania dużych różnic wysokości zagłębień kanałów. Kaskady mają specjalnie formowaną pochylnię - kinetę spadową (rys. 10.38). Niszczenie (dławienie) nadmiaru energii kinetycznej strumienia cieczy, poruszającej się po pochylni, odbywa się w zagłębieniu dna komory - poniżej dna kanału odpływowego. Towarzyszy temu odskok hydrauliczny, zwany odskokiem Bidone'a.



Rys. 10.38. Schemat komory kaskadowej dla kanałów o $d > 0{,}6$ m

Niezbędne zagłębienie progu (p) w dnie komory kaskadowej, po wyznaczeniu grubości tzw. poduszki wodnej, oblicza się z wzorów na głębokości sprzężone. Następnie oblicza się długość komory (L) z wzoru:

$$L = 2{,}3\sqrt{H_e(H + 0{,}33H_e)} \qquad (10.3)$$

gdzie:

H_e - wysokość energii rozporządzalnej w górnym kanale: $H_e = h_g + v^2/2g$, m,

H - różnica rzędnych dna kanałów górnego i dolnego (wysokość spadu), m,

h_g - wypełnienie normalne w górnym kanale, m,

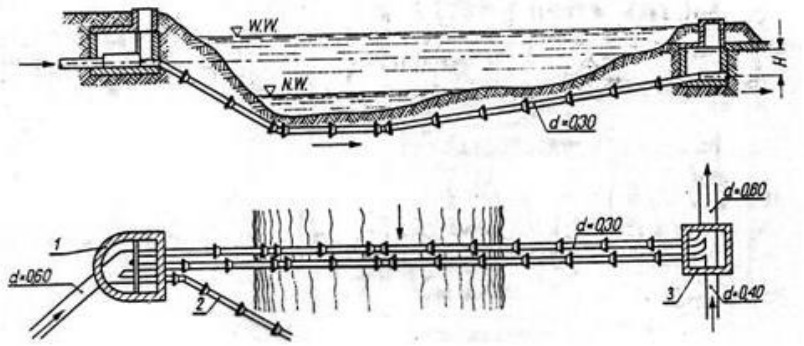
v - średnia prędkość przepływu w górnym kanale, m/s.

Obliczenia współrzędnych (x, y) kształtu krzywizny pochylni wykonuje się zadając wartości y, i wyliczając x z równania:

$$x = L/2\sqrt{y/H} \qquad (10.4)$$

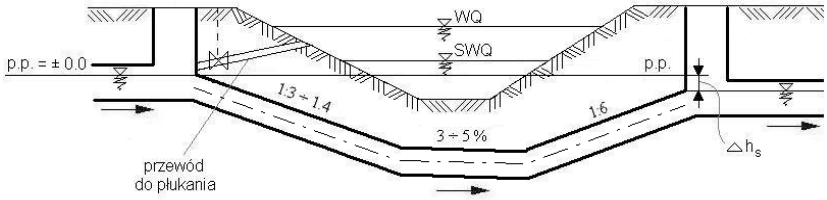
10.3. PROJEKTOWANIE SYFONÓW KANALIZACYJNYCH

Syfony kanalizacyjne służą do pokonywania przeszkód terenowych, takich jak koryta rzeczne, niecki czy kolidujące z trasą kanału podziemne obiekty, pod tymi przeszkodami.



Rys. 10.39. Przykład syfonu pod dnem rzeki (1- komora rozdzielcza na dopływie; 2- przewód płuczący; 3 - komora połączeniowa na odpływie)

Przepływ w syfonie, złożonym z jednego lub z kilku przewodów, odbywa się pod ciśnieniem, ze stratą energii Δh_s - na pokonanie oporów liniowych i miejscowych.



Rys. 10.40. Schemat działania syfonu pod dnem rzeki

Ze względu na występujące wytrącanie się i odkładanie osadów należy przewidzieć możliwość płukania i czyszczenia (mechanicznego lub hydrodynamicznego) przewodów syfonowych, zwłaszcza odcinków wznoszących się. Celowa jest więc budowa przed syfonami (na kierunku napływu ścieków) studzienki jako **piaskownika** oraz studzienki (na wylocie z syfonu) umożliwiającej płukanie i zbieranie popłuczyn. Ogólnie, syfony kanalizacyjne są w praktyce wysoce awaryjne - wymagają częstego czyszczenia.

Prędkość przepływu ścieków w przewodach syfonowych - przy minimalnych przepływach, powinna być większa od prędkości samooczyszczania [1, 2]:

- **0,9 m/s** w kanalizacji rozdzielczej (przy przepływach nocnych ścieków pogody bezdeszczowej - nie mniej niż **0,7 m/s**),
- **1,2 m/s** w kanalizacji ogólnospławnej.

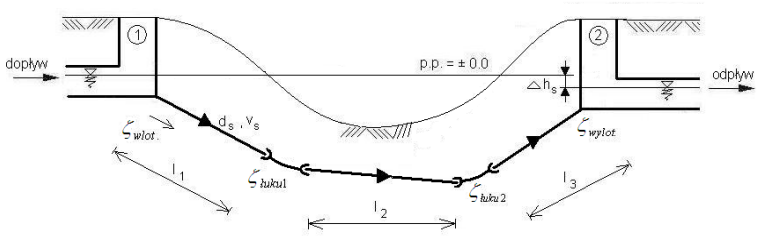
Z drugiej strony prędkość przepływu nie powinna być zbyt duża, gdyż prowadzi do dużych wartości strat hydraulicznych (Δh_s) i w konsekwencji do dużych niezbędnych różnic den kanałów na wlocie i wylocie z syfonu.

W kanalizacji deszczowej bądź ogólnospławnej stosuje się najczęściej kilka przewodów syfonowych, o różnych średnicach i o wlotach na różnych poziomach, włączających się do pracy kolejno, w miarę zwiększania się strumienia dopływających ścieków pogody deszczowej – schematy podano w [1, 2]. Minimalna średnica syfonu to 0,15 m. Stosuje się tutaj najczęściej rury żeliwne, stalowe czy żelbetowe. Obecnie coraz częściej również wzmocnione tworzywa sztuczne.

Obliczenia hydrauliczne syfonów sprowadzają się do:

- doboru średnic przewodów syfonowych (d_s) ze względu na prędkość przepływu v_s,

- określenia strat hydraulicznych w syfonie (Δh_s), tj. różnicy zwierciadeł ścieków w studzienkach 1 i 2 (lub różnicy rzędnych dna kanałów dopływowego i odpływowego).



Rys. 10.42. Schemat do obliczeń hydraulicznych syfonu

$$\Delta h_s = (\sum \xi_i + \lambda \frac{\sum l_i}{d_s} + \alpha_s) \frac{\upsilon_s^2}{2g} \tag{10.5}$$

gdzie:

ξ_i - współczynniki strat miejscowych: na wlocie i zmianach kierunków - łuki 1 i 2,

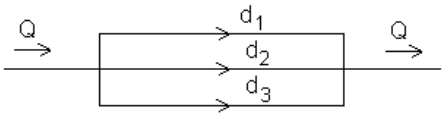
λ - współczynnik oporów liniowych na długości odcinków l_1, l_2 i l_3 - z wzoru Colebrooka - White'a lub z formuły Chezy-Manninga (dla strefy oporów kwadratowych):

$$\lambda = 8g\, n^2 / (d_s/4)^{1/3} \tag{10.6}$$

α_s - współczynnik energii kinetycznej równy współczynnikowi strat wylotowych:

$$\alpha_s = 1 + 2{,}93\lambda - 1{,}55\lambda^{3/2} \tag{10.7}$$

Gdy występuje **kilka rur syfonowych**, np. **3** o różnych średnicach d_i:



wówczas:

$$\Delta h_s = K_z \cdot Q^2, \tag{10.8}$$

przy czym

$$K_z = \frac{1}{\left(\sum \frac{1}{\sqrt{K_i}}\right)^2} \tag{10.9}$$

oraz

$$K_i = K_{li} + K_{mi} = C_i \sum l_i + S_{Ki} (\sum \xi_i + \alpha) \tag{10.10}$$

Wielkości poszukiwane:

$$Q_i = \sqrt{\frac{\Delta h_s}{K_i}} \tag{10.11}$$

stąd

$$\upsilon_i = 4Q_i / (\pi d_i^{\,2}) \tag{10.12}$$

gdzie:

K_z - zastępczy współczynnik oporności układu równolegle połączonych przewodów syfonowych, s^2/m^5,

K_i - współczynnik oporności przewodu syfonowego o średnicy d_i,

K_{li} - współczynnik oporności liniowej przewodu d_i o długości $\Sigma\, l_i$,

K_{mi} - współczynnik oporności miejscowej $\Sigma\, \xi_i$ przewodu d_i,

C_i - współczynnik oporności właściwej przewodu d_i (do strat liniowych), s^2/m^6:

$$C_i = \frac{8}{g\pi^2}\frac{1}{d_i^5}\lambda_i = 0{,}08266 d_i^{-5}\lambda_i \qquad (10.13)$$

S_{Ki} - współczynnik oporności przewodu d_i (do strat miejscowych), s^2/m^5:

$$S_{Ki} = \frac{0{,}08266}{d_i^4} \qquad (10.14)$$

Ogólnie:

$$\Delta h_l = C \cdot l \cdot Q^2 \qquad (10.15)$$

$$\Delta h_m = S_K \cdot \sum \xi_i \cdot Q^2 \qquad (10.16)$$

Wartości współczynników ***C*** (dla λ wg 10.6) oraz $\boldsymbol{S_K}$ dla przewodów żeliwnych i stalowych o średnicy d i współczynniku szorstkości n = 0,012 $s/m^{1/3}$ ($k \approx 1{,}0$ mm) podano w tabeli 10.1.

Tab. 10.1. Wartości współczynników do wymiarowania przewodów syfonowych dla n = 0,012 $s/m^{1/3}$

Parametr	**Wartości współczynników dla średnic przewodów:**									
d [m]	**0,10**	**0,15**	**0,20**	**0,25**	**0,30**	**0,40**	**0,50**	**0,60**	**0,80**	**1,00**
λ [-]	0,0386	0,0337	0,0306	0,0285	0,0268	0,0243	0,0226	0,0213	0,0193	0,0179
C [s^2m^{-6}]	319,1	36,71	7,916	2,408	0,9108	0,1964	0,05974	0,02260	0,004872	0,001595
S_K [s^2m^{-5}]	826,6	163,3	51,66	21,16	10,20	3,229	1,323	0,6378	0,2018	0,08266

10.4. PROJEKTOWANIE POMPOWNI SIECIOWYCH

10.4.1. WYMIAROWANIE STUDNI ZBIORCZYCH POMPOWNI ŚCIEKÓW

W niekonwencjonalnych (ciśnieniowych) systemach kanalizacji ściekowej stosuje się obecnie przepompownie wyposażone w pompy zatapialne, instalowane w studniach zbiorczych. Klasyczne konstrukcje przepompowni (z tzw. mokrą komorą czerpną i suchą komorą pompową) stosuje się nadal w dużych grawitacyjno-pompowych systemach kanalizacji rozdzielczej (ściekowej) czy ogólnospławnej, gdzie pełnią funkcję pośrednich pompowni ścieków [2].

O kosztach pompowania ścieków decydują koszty inwestycyjne i eksploatacyjne. Istotną częścią kosztów inwestycyjnych jest koszt wykonania studni/komory zbiorczej pompowni, który zależy od jej niezbędnej objętości retencyjnej. Natomiast w kosztach eksploatacyjnych najistotniejszy jest koszt energii elektrycznej, potrzebnej do przepompowania określonego strumienia ścieków (Q, H), który zależy też od sprawności dobranych pomp.

Do określenia wymaganych wymiarów studni zbiorczych - komór czerpalnych w przepompowniach ścieków niezbędne jest obliczenie ich objętości czynnej (V_{cz}), która zależy od liczby pomp (i), strumienia dopływu ścieków (Q) oraz przyjętej liczby cykli załączeń pomp w godzinie ($1/T_{min}$). Dopuszczalną liczbę załączeń silnika elektrycznego pompy w godzinie należy przyjmować według zaleceń producenta pomp. Jeżeli nie ma takich danych, można kierować się minimalnym czasem trwania jednego cyklu pracy pompy (T_{min}), przykładowo podanych w tabeli 10.2.

Tab. 10.2. Zalecane czasy minimalnych cykli pracy pomp w zależności od mocy silników napędowych

Moc znamionowa silnika [kW]	**Czas, T_{min} [min]**
0 - 11	5,0
14 - 22	6,5
25 - 44	8,0
48 - 74	10,0
110 - 147	13,0

Dla jednej czynnej pompy maksymalna dopuszczalna liczba załączeń w godzinie występuje wtedy, gdy przez połowę cyklu pompa pracuje, a przez drugą połowę jest wyłączona [1]. Wynika to z analizy wzorów na cykl pracy (T), który jest sumą czasu pracy (t_s) i czasu postoju (t_p) danej pompy:

$$T = t_s + t_p = \frac{V}{Q - Q_{in}} + \frac{V}{Q_{in}} \tag{10.17}$$

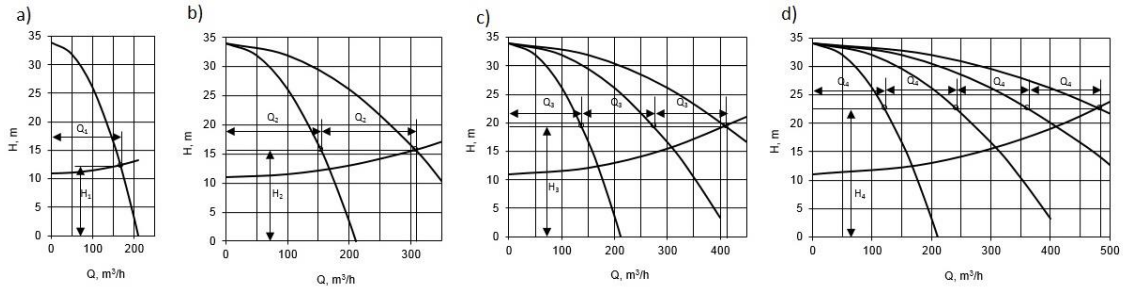
gdzie:

V – objętość retencyjna studni zbiorczej pompowni, dm^3,
Q_{in} – strumień objętości dopływu ścieków, dm^3/s,
Q – strumień objętości (wydajność) pompy, dm^3/s.

Minimalną objętość czynną studni (V_{cz}) dla jednej pompy oszacować można z wzoru:

$$V_{cz} = \frac{T_{\min} \cdot Q}{4} \tag{10.18}$$

Dla przepompowni z **większą liczbą czynnych pomp** ($i > 1$), niezbędna objętość studni zbiorczej zależy nie tylko od wydajności pracujących pomp (Q) i liczby dopuszczalnych cykli włączeń silnika napędowego pomp ($1/T_{\min}$), ale także od charakterystyki hydraulicznej sieci kanalizacyjnej oraz od kolejności załączania i wyłączania pomp, po osiągnięciu określonego poziomu ścieków w studni. Przykładowo, dla 4 czynnych pomp, włączenie do pracy drugiej pompy powoduje **zwiększenie wydajności pompowni** o 45,5 %, trzeciej o 25,1 %, a czwartej już tylko o 14,8 % - wg rys 10.45.



Rys. 10.45. Zmiany parametrów hydraulicznych przepompowni (H, Q) i poszczególnych pomp (H_i, Q_i) w zależności od liczby równocześnie czynnych pomp

Objętość czynna studni zbiorczej zależy w tym przypadku od charakterystyki sieci (strat hydraulicznych), liczby pracujących pomp i ich charakterystyki przepływu (rys. 10.46). Istotny jest przy tym sam kształt charakterystyki hydraulicznej (tzw. przepływność) sieci, do której tłoczone są ścieki [2].

10.4.2. ZALECENIA DO DOBORU POMP

Przyjmując liczbę czynnych pomp w przepompowni należy brać pod uwagę wielkość systemu kanalizacyjnego, wartości strumieni $Q_{\max}$ i $Q_{\min}$, nachylenie charakterystyki przepływu danej pompy H = f(Q), a także sam kształt charakterystyki strat hydraulicznych danej sieci kanalizacyjnej.

Zużycie energii elektrycznej przez pompę w ciągu roku obliczyć można z wzoru:

$$E = P \cdot t \tag{10.19}$$

gdzie:

E – roczne zużycie energii elektrycznej, kWh,
P – moc pompy, kW,
t – roczny czas pracy pompy, h.

Moc na wale pompy wynosi:

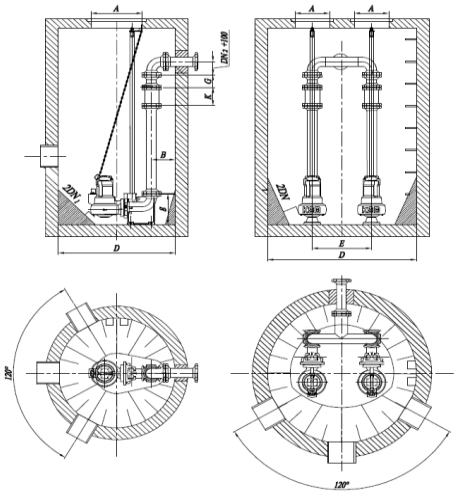
$$P = \frac{\gamma \cdot H \cdot Q}{\eta} \qquad (10.20)$$

gdzie:
γ – ciężar właściwy ścieków, N/m^3,
H – wysokość podnoszenia pompy, m,
Q – strumień objętości pompy, m^3/s,
η – sprawność całkowita pompy, -.

Roczne zużycie energii E jest proporcjonalne do **iloczynu parametrów *H*, *Q* i *t***. Z uwagi na jej zużycie, znaczenie ma kształt charakterystyki hydraulicznej sieci, co wykazano w [2].

10.4.3. ROZMIESZCZENIE POMP ZATAPIALNYCH

Pompy w przepompowniach ścieków powinny być tak rozmieszczone - w hali pomp (dla tzw. pomp suchych) lub zamocowane do dna w komorze pomp (dla pomp zatapialnych), aby zapewnić niezawodne działanie, bezpieczną obsługę i możliwe najkrótsze prowadzenie rurociągów w obiekcie. Dla **walcowych studni zbiorczych** przepompowni ścieków rozmieszczenie pomp i podstawowe wymiary komór czerpalnych można przyjmować przykładowo wg wytycznych firmy KSB, podanych w [2] i przedstawionych na rys. 10.49.



Rys. 10.49. Przykład zabudowy pomp KSB w studniach walcowych

Gabaryty komory pompowej powinny zapewniać ciągły ruch ścieków w całej objętości, aby nie dochodziło do zagniwania zanieczyszczeń na jej dnie oraz właściwie zasilać czerpnie poszczególnych pomp, tj. bez zasysania powietrza do króćców ssących pomp. Montaż pomp wykonać należy wg zaleceń zawartych w **DTR** producenta urządzeń. W przypadku **dużych pompowni ścieków** sposoby doprowadzenia ścieków do komory pompowej podano w podręczniku [2].

10.5. MATERIAŁY, TECHNIKI BUDOWY I RENOWACJI KANAŁÓW

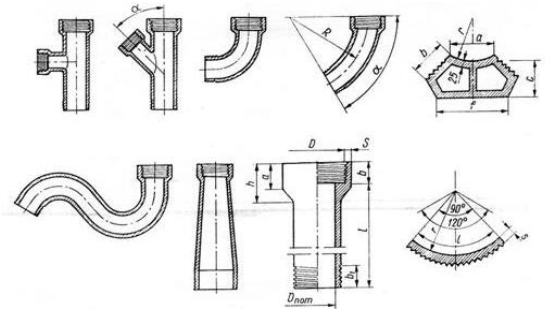
10.5.1. MATERIAŁY

Do budowy przewodów i kanałów ściekowych stosowane są:

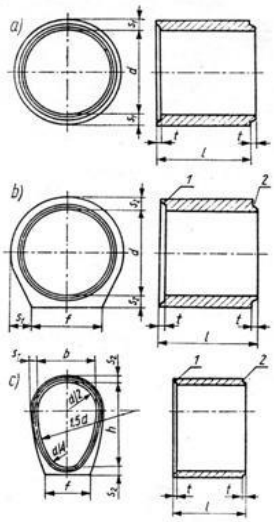
- **tradycyjne materiały** (już nowej generacji), jak np.: kamionka, klinkier, żeliwo sferoidalne (z wewnętrzną wykładziną), beton wodoszczelny czy też bazalt, o przewidywanej żywotności technicznej rzędu 100 lat, ale także
- **nowoczesne materiały tworzywowe**, jak np.: polimerobeton (PMB), polietylen (PE), polichlorek winylu (PVC), utwardzony polichlorek winylu (PVC-U),

polipropylen (PP), polibutylen (PB) czy żywice poliestrowe wzmacniane włóknem szklanym (GRP), o przewidywanej żywotności co najmniej 50 lat.

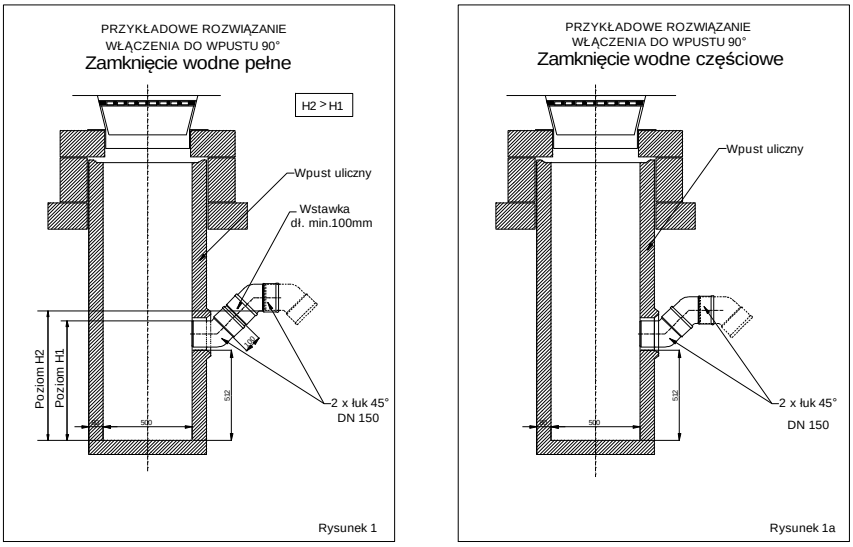
Materiały tworzywowe powinny być stosowane w uzasadnionych sytuacjach terenowych, np. na obszarach oddziaływań górniczych, zagrożonych osuwiskami, dużego natężenia ruchu pojazdów itp. Przykłady tradycyjnych wyrobów stosowanych do budowy nowych kanałów, czy modernizacji istniejących sieci, podano na rysunkach [1, 2].



Rys. 10.54. Kształtki, rury i elementy kamionkowe (spody i łuski do wykonania kinet ściekowych)



Rys. 10.55. Rury betonowe o przekroju kołowym: a) bez stopki, b) ze stopką, c) o przekroju jajowym (1- wpust, 2- pióro)



Rys. 10.57. Przykładowe rozwiązania wpustów deszczowych zalecane we Wrocławiu

Wpusty deszczowe - na kanalizacji ogólnospławnej muszą być wyposażone w pełne zamknięcie wodne na odpływie (z łukiem/kolanem skierowanym do góry) oraz w osadnik (o głębokości min. 0,5 m). Przykrycie nad syfonem nie może być mniejsze od 0,8 m (wg rys 10.57 – po lewej). Wpusty deszczowe - na kanalizacji deszczowej muszą być wyposażone w osadnik oraz opcjonalnie w częściowe zamknięcie wodne – z łukiem/kolanem do góry (wg rys 10.57 – po prawej).

UWAGA: W praktyce, stosowanie zamknięć syfonowych na odcinkach dróg z płytko posadowioną kanalizacją deszczową jest trudne do spełnienia, ze względu na brak możliwości zachowania strefy przemarzania gruntu.

10.5.2. TECHNIKI BUDOWY I RENOWACJI KANAŁÓW

Do złego stanu technicznego kanałów przyczynia się najczęściej słaba jakość materiału konstrukcyjnego, nieprawidłowy transport, jak i sam montaż. Precyzja wykonania rur, uszczelnienia i rozwiązania konstrukcyjne połączeń mają zasadniczy wpływ na trwałość eksploatacyjną przewodu/kanału. Przyczyny uszkodzeń kanałów mogą być zarówno fizyczne, jak i chemiczne:

- czynniki fizyczne to obciążenia zewnętrzne oraz naprężenia wewnętrzne spowodowane wahaniami temperatury, zmianami wilgotności i zmęczeniem materiału;
- czynniki chemiczne to głównie korozja i starzenie się materiału.

Powodem tzw. **odnowy kanałów** jest więc najczęściej zły stan techniczny i występujące awarie systemu. Czasem wystarczające jest wyczyszczenie kanału, jednak zazwyczaj istnieje potrzeba punktowej naprawy, renowacji lub wymiany całego przewodu. Przedsięwzięcia te mogą być przeprowadzane w sposób klasyczny - w wykopie otwartym, bądź też z zastosowaniem technologii bezwykopowych.

Naprawa kanału jest przeprowadzana, gdy występują drobne, pojedyncze uszkodzenia konstrukcji. Wśród sposobów punktowych napraw kanałów rozróżnić można: chemiczną stabilizację, uszczelnianie połączeń, wprowadzanie żywic, impregnacja przewodu czy przywracanie pierwotnego kształtu.

Renowacja kanału jest preferowana, gdy uszkodzenia są rozległe, a średnica przewodu może ulec nieznacznej redukcji. Renowacje dotyczą zwykle dłuższych odcinków przewodów. Ich celem jest ochrona ścian kanału, uszczelnienie albo/i wzmocnienie konstrukcji. Pokrywanie wnętrza warstwą izolacyjną służy oddzieleniu materiału konstrukcyjnego od transportowanego agresywnego medium. Alternatywnie, gdy stan techniczny kanału tego wymaga, do wnętrza jest wprowadzany specjalny liner (rękaw), o odpowiednio dobranych parametrach wytrzymałościowych - grubości ścianek (związanej z redukcją średnicy istniejącego przewodu).

Wymiana przewodu na nowy jest najbardziej kosztowną formą odnowy starego przewodu - konieczna wówczas, gdy jego konstrukcja nie jest w ogóle zdolna do przenoszenia obciążeń, bądź/i gdy celowe jest zwiększenie wymiaru (średnicy) przewodu. Stosowane tutaj liners mają dużą wytrzymałość i są w stanie przejąć wszystkie obciążenia dotychczas przenoszone przez stary kanał. Przykładowo, w metodzie *Burstlining* stara rura jest rozkruszana przez specjalną głowicę prowadzącą, która równocześnie wpycha odłamki ściany starego przewodu do otaczającego gruntu. Następnie wprowadzana jest nowa rura.

Renowacja bądź wymiana przewodu może być więc przeprowadzana metodami tradycyjnymi bądź bezwykopowymi. Te pierwsze mają mniej zalet, jednak w niektórych przypadkach, np. gdy kanał jest płytko zagłębiony i położony poza jezdnią, są one nadal preferowane. W innych sytuacjach stosowane są coraz częściej, nowoczesne i coraz tańsze technologie bezwykopowe, które mają wiele zalet, m.in.:

- wykopy są całkowicie wyeliminowane lub znacznie ograniczone;
- zredukowana jest objętość powstających odpadów;
- występują małe zakłócenia w ruchu i aktywności ekonomicznej społeczeństwa;
- instalacja przebiega szybko i sprawnie.

Technologie bezwykopowe mają też istotne wady, m. in.:

- trudności z podłączeniem istniejących przykanalików;
- dodatkowe koszty związane z kontrolą jakości i monitoringiem prac;
- brak możliwości dokładnego nadzorowania położenia linera;
- wysokie koszty związane z powtórzeniem instalacji w wypadku komplikacji.

Częstym błędem przy wyborze metody odnowy przewodu jest kierowanie się tylko kryterium ekonomicznym inwestycji - pomijanie kosztów społecznych, ponoszonych przez mieszkańców. Negatywny wpływ na społeczeństwo mają zaburzenia komunikacyjne, wywołują m.in. obniżenie aktywności ekonomicznej, generowane zanieczyszczenia i ogólnie zagrożenie dla zdrowia ludzi i środowiska naturalnego.

UWAGA: Koszty społeczne, w przypadku metod tradycyjnych mogą być porównywalne do kosztów inwestycyjnych, a w przypadku metod bezwykopowych są zazwyczaj mniejsze.

10.6. EKSPLOATACJA SIECI KANALIZACYJNYCH

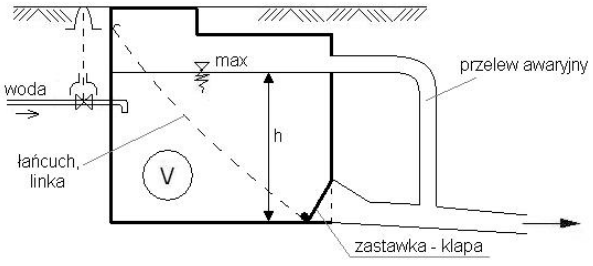
10.6.1. WYMIAROWANIE PŁUCZEK KANAŁOWYCH

Sieci kanalizacyjne w terenach płaskich i/lub o bardzo małych spadkach dna kanałów (nawet o $i_k < i_{k\ min}$), a zwłaszcza o małych średnicach i wypełnieniach, wymagają częstego płukania w celu usunięcia zawiesin wytrącających się ze ścieków i odkładających się osadów na dnie kanałów. Kanały mogą być płukane:

- wodą wodociągową – ze specjalnych zbiorników (studzienek) zwanych płuczkami,
- ściekami – z innych kanałów (sterowanie poprzez klapy i zastawki piętrzące),
- wodą/płynem z wozów asenizacyjnych (ciśnieniowo).

Płukanie kanałów polega na wytworzeniu fali płuczącej, poruszającej się cieczy z dużą prędkością, najczęściej $\upsilon > 1{,}0$ m, tj. większą niż prędkość samooczyszczania się kanałów.

Płuczki kanałowe umieszcza się na końcówkach sieci lub centralnie jako zbiorniki podziemne (o objętości od kilku do kilkudziesięciu m^3). Płuczki zasilane są najczęściej wodą wodociągową, głównie ze względów praktycznych – sanitarnych. Mogą być też zasilane wodą drenażową, opadową czy też ściekami. Studzienki płuczące jako zbiorniki do płukania kanałów lokalizuje się najczęściej w najwyżej położonych punktach sieci.



Rys. 10.58. Schemat płuczki kanałowej (sterowanej ręcznie)

Objętość cieczy V (w m^3), niezbędną do przepłukania danego odcinka kanału, oblicza się ze wzoru Hansena [1, 2]:

$$V = \frac{0{,}4A\ L^2(i_m - i_k)}{\upsilon_1^2 - \upsilon_2^2} \qquad (10.21)$$

gdzie:

A - powierzchnia przekroju poprzecznego płukanego kanału, m^2,
L - zasięg płukania (zasięg fali płuczącej): 100÷200 m,
i_k - spadek dna kanału, ‰,
i_m - spadek miarodajny linii energii, ‰,

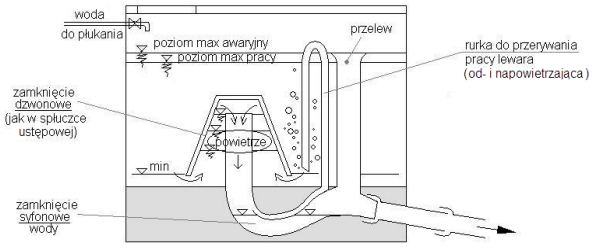
$$i_m = (\upsilon_m \Big/ \frac{1}{n} R_h^{2/3})^2 \tag{10.22}$$

υ_m - prędkość miarodajna, m/s:

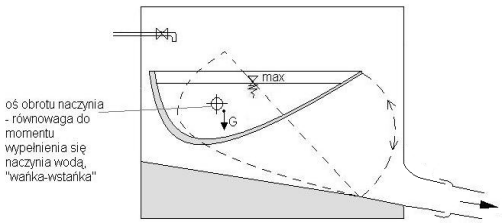
$$\upsilon_m = \upsilon_2 (1 + \ln \frac{\upsilon_1}{\upsilon_2}) - 0{,}305 \frac{\upsilon_2^{\,2}}{\upsilon_1^{\,2}} \tag{10.23}$$

υ_1 - prędkość początkowa (maksymalna): $\upsilon_1 = 0{,}75\sqrt{2gh}$, m/s,
h - wysokość ciśnienia równa wysokości cieczy w płuczce, m,
υ_2 - minimalna prędkość płukania: υ_2 = 0,8 m/s,
n - współczynnik szorstkości kanału, s/m$^{1/3}$.

Płuczki zaopatrzone są często w urządzenia do automatycznego działania, jak np. płuczka lewarowa czy płuczka z naczyniem wywrotnym - opis działania podano w [1, 2].



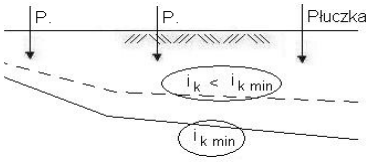
Rys. 10.59. Schemat ideowy płuczki automatycznej - lewarowej



Rys. 10.60. Schemat ideowy płuczki automatycznej - z naczyniem wywrotnym

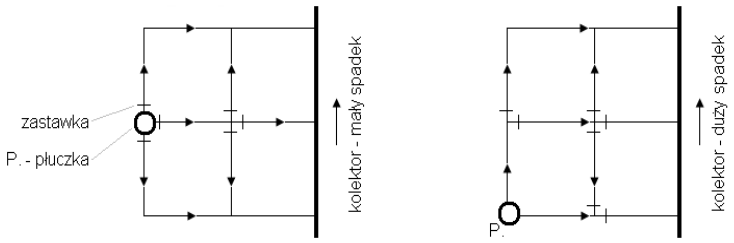
10.6.2. ROZMIESZCZANIE PŁUCZEK KANAŁOWYCH

Odcinki kanałów, wykonanie z przyczyn technicznych (np. kolizji z istniejącym uzbrojeniem terenu) o spadku dna i_k mniejszym niż dopuszczalny hydraulicznie $i_{k\min}$, wymagają częstego płukania (3÷6 razy na dobę). Efektywny zasięg fali płuczącej jest ograniczony zwykle do 100÷200 m. Dłuższe odcinki wymagają rozmieszczenia kilku płuczek na trasie kanału, gdy $i_k < i_{k\min}$.



Rys. 10.62. Schematyczne rozmieszczenie płuczek na trasie kanału ułożonego z nieodpowiednim hydraulicznie spadkiem dna $i_k < i_{k\,\min}$

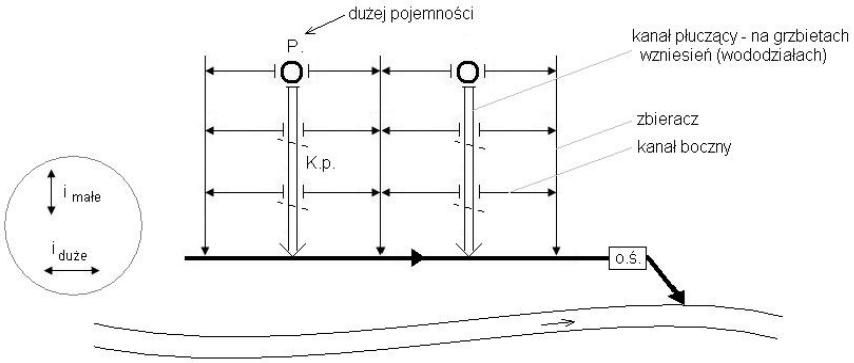
Przykłady sytuowania płuczek kanałowych w tzw. punktach węzłowych sieci, tj. połączeń kilku kanałów, sterowanych zasuwami bądź zastawkami do przemiennego płukania określonych odcinków kanałów, podano na rysunkach w [1, 2].



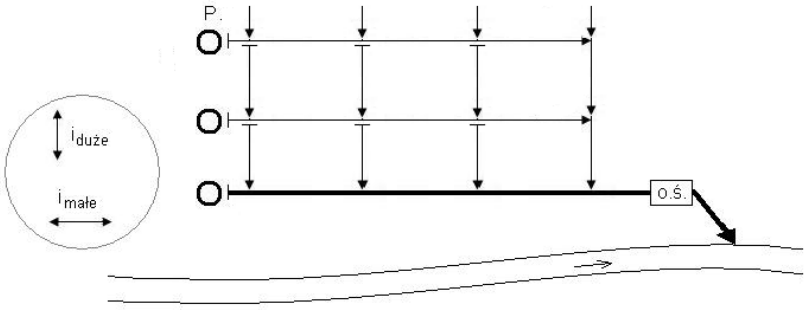
Rys. 10.64. Przykładowe lokalizacje płuczek kanałowych w węzłach sieci (P. – płuczka)

10.6.3. STOSOWANIE PŁUCZEK I KANAŁÓW PŁUCZĄCYCH

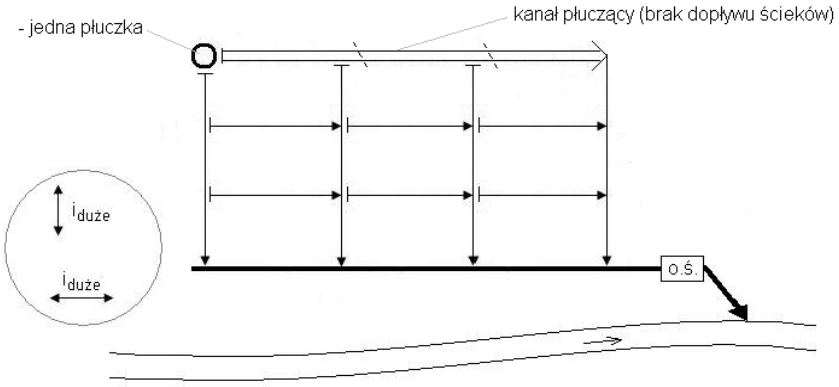
Kanały płuczące w komunalnych systemach kanalizacyjnych stosowane są sporadycznie, ze względu na wysokie koszty budowy. Na rysunkach 10.67÷10.69 przedstawiono 3 przykłady rozwiązań koncepcyjnych płukania sieci kanalizacyjnych w zależności od spadków terenu, przy łącznym stosowaniu płuczek i kanałów płuczących.



Rys. 10.67. Wariat płukania sieci kanalizacyjnej 2 płuczkami i 2 kanałami płuczącymi



Rys. 10.68. Wariant płukania sieci kanalizacyjnej 3 płuczkami



Rys. 10.69. Wariant płukania sieci kanalizacyjnej płuczką z kanałem płuczącym

10.7. ETAPY I ZAWARTOŚĆ TEMATYCZNA OPRACOWAŃ PROJEKTOWYCH

Zgodnie z art. 5 ust. 3 Ustawy z 12 września 2002 r. o normalizacji (DZ. U. Nr 169, poz. 1386) stosowanie Polskich Norm (PN) jest „dobrowolne", podobnie też Norm Europejskich (EN), w tym tzw. zharmonizowanych PN-EN, a także Norm Międzynarodowych (ISO). Rangę prawną mają np. ustawy czy rozporządzenia do ustaw. Norma nie jest obecnie aktem prawnym. Nie oznacza to jednak, że nie należy je stosować, a zwłaszcza zaleceń wynikających z treści „ducha" norm, jako źródła przepisów pozaprawnych, na równi z np. aktualnymi wytycznymi technicznymi projektowania (WTP) czy publikowanymi wynikami z prac badawczych - odnośnie np. metod wymiarowania kanalizacji.

Obecny stan prawny nakłada więc na projektantów i wykonawców obiektów budowlanych większą odpowiedzialność i obowiązek starannego, w tym bezpiecznego, projektowania i wykonywania obiektów – zgodnie ze sztuką budowlaną, wynikającą z najnowszej dostępnej wiedzy technicznej (np. BAT – *best available techniques*).

Idea ta znajduje zastosowanie m.in. w odniesieniu do nowych metod wymiarowania systemów odwodnień terenów [1, 2, 3] - wg zaleceń normy PN-EN 752. Uwzględniono przy tym najnowsze branżowe propozycje niemieckiego Stowarzyszenia Techniki Ściekowej (ATV, obecnie DWA) oraz postulat Europejskiego Komitetu Normalizacji (CEN), osiągnięcia w państwach członkowskich Unii Europejskiej daleko idącego ujednolicenia poziomu wymagań co do ochrony przed wylaniem z systemów odwodnieniowych.

Dokumentacje projektowe do **budowy** nowych systemów kanalizacyjnych czy **modernizacji** istniejących sporządza się zwykle etapami, w kolejności:

- Koncepcja Programowo Przestrzenna (KPP) - dawniej nazywana „Założenia Techniczno - Ekonomiczne" (ZTE);
- Projekt Budowlany (PB) - dawniej zwany „Projekt Techniczny" (PT) – ogólny;
- Projekt Budowlany Wykonawczy (PBW) - dawniej „Projekt Techniczny" (PT) – szczegółowy.

Przykładowy zakres dokumentacji technicznej odnośnie systemu kanalizacyjnego jednostki osadniczej (w etapach: KPP, PB lub PBW) obejmuje:

1. Opis uwarunkowań sytuacyjno-wysokościowych terenu i odbiorników ścieków.
2. Wybór systemu kanalizacyjnego pod kątem wymagań ochrony środowiska:
   - rozdzielczy - w przypadku budowy nowych sieci,
   - półrozdzielczy - w przypadku modernizacji istniejącej sieci rozdzielczej,
   - ogólnospławny - istniejący, w przypadku braku możliwości przebudowy.
3. Koncepcja rozplanowania sieci i obiektów:
   - kanałów bocznych (zwykle na dużych spadkach terenu),
   - kolektorów (na małych spadkach terenu),
   - lokalizacja obiektów odciążających: separatorów, przelewów burzowych, zbiorników retencyjnych, regulatorów przepływu ścieków, pompowni, itp.),
   - lokalizacja wylotów ścieków deszczowych czy zmieszanych do odbiorników wraz z urządzeniami do ich podczyszczania,
   - lokalizacja oczyszczalni ścieków wraz ze strefą ochronną.
2. Bilans ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych.
5. Określanie powierzchni zlewni cząstkowych dopływu ścieków do kanałów:
   - bytowo-gospodarczych i przemysłowych (czy ogólnospławnych),
   - deszczowych.
6. Obliczenia hydrauliczne sieci z doborem średnic, spadków i zagłębień kanałów.

7. Wymiarowanie i projekty technologiczne obiektów sieciowych (separatorów, przelewów burzowych, zbiorników retencyjnych, osadników, syfonów, płuczek kanałowych, pompowni, oczyszczalni ścieków, itp.), w tym projekty branżowe.
8. Plan sieci kanalizacyjnej z obiektami.
9. Profile kolektorów i kanałów z obiektami.
10. Opis techniczny rozwiązań projektowych wraz z częścią kosztorysową i towarzyszącą, zgodnie z aktualnymi wymogami prawa [1, 2, 3].

Wzory tabelek rysunkowych do ćwiczeń projektowych i dyplomów z kanalizacji

A. Tabelka na: mapy, profile, schematy, …

Temat pracy/projektu: (np.) **ĆWICZENIE PROJEKTOWE Z KANALIZACJI 2**				
Tytuł rysunku: (np.) **PLAN SYTUACYJNY SIECI KANALZACYJNEJ**				
Funkcja	Tytuł, imię i nazwisko	Nr uprawnień	Data	Podpis
Projektant	…… …… …….	-	10.01.2020 r.	……..…..
Sprawdzający	……. ……..….. ……..	……..…..	10.01.2020 r.	……..…..
Wydział /Katedra PWr. **W07 / K42**	Stadium: **KPP**	Skala: (np.) **1:2500**	Nr rys.: **X**	

B. Tabelka na rysunki obiektów – z wyszczególnieniem i opisem elementów:
(UWAGA: Wymiarowanie obiektów budowlanych - w cm !)

…	……	…..	……	……
3	……	….	…….	……
2	……	….	……	……..
1	…….	….	…….	…….
Nr	Nazwa elementu	Ilość	Wymiar / materiał	Katalog / norma
Temat pracy/projektu: (np.) **PRACA DYPLOMOWA INŻYNIERSKA** (lub) **MAGISTERSKA**				
Tytuł rysunku: (np.) **PROJEKT STUDZIENKI POŁĄCZENIOWEJ NR …**				
Funkcja	Tytuł, imię i nazwisko	Nr uprawnień	Data	Podpis
Projektant	….. …… ……	-	10.01.2020 r.	……
Sprawdzający	…… ……..….. ……	……	10.01.2020 r.	…….
Wydział/Katedra PWr. **W07 / K42**	Stadium: **KPP** (lub) **PB**	Skala: (np.) **1:50**	Nr rys.: Y	

Dziękujemy za dotrwanie do końca ☺