

86/2008

**Raport Badawczy**  
**Research Report**

**RB/25/2008**

**Problemy modelowania  
miejskich systemów ściekowych**

**L. Bogdan**

**Instytut Badań Systemowych**  
**Polska Akademia Nauk**

**Systems Research Institute**  
**Polish Academy of Sciences**



**POLSKA AKADEMIA NAUK**

**Instytut Badań Systemowych**

ul. Newelska 6

01-447 Warszawa

tel.: (+48) (22) 3810100

fax: (+48) (22) 3810105

Kierownik Pracowni zgłaszający pracę:  
Dr hab. inż. Jan Studziński

Warszawa 2008

# **Problemy modelowania miejskich systemów ściekowych**

Lucyna Bogdan

## **Spis treści**

### A. Modelowanie przepływów w sieci kanalizacyjnej

#### Wstęp

1. Równania Saint-Venante'a i metoda modelowania sieci kanalizacyjnej
2. Liczba Frouda i spadek krytyczny
3. Zależność prędkości przepływu od metody obliczeń
4. Uproszczone obliczanie hydrauliczne kanału
5. Obliczanie sieci kanalizacyjnej deszczowej metodą deszczu krytycznego
6. Przepływ wody po powierzchni zlewni

### B. Założenia systemu modelowania sieci kanalizacyjnej

#### Literatura

# PROBLEMY MODELOWANIA MIEJSKICH SYSTEMÓW ŚCIEKOWYCH

## A. Modelowanie przepływów w sieci kanalizacyjnej

### 1. Wstęp

W pracy przedstawiono podstawowe zagadnienia związane z modelowaniem przepływu w sieci kanalizacyjnej. Przedstawiono równania opisujące przepływy ścieków w sieci kanalizacyjnej. Wyprowadzono równania opisujące napełnienie kanału, zmiany przepływu i powierzchni przekroju czynnego kanału. Zaprezentowano metody modelowania sieci oraz problemy związane ze spadkiem krytycznym i jego wpływem na natężenie przepływu. Zamieszczono również wyniki obliczeń prędkości przepływu za pomocą wzoru Manninga i porównano je z wynikami obliczeń za pomocą wzoru Colebrooka-White'a. W dalszej części przedstawiono uproszczone metody obliczeń dla sieci kanalizacyjnych. W końcowej części zaprezentowano założenia systemu informatycznego dla współczesnych obliczeń dla sieci kanalizacyjnej.

### 2. Równania Saint-Venante'a i metoda modelowania sieci kanalizacyjnej

Przedstawiony poniżej model dotyczy sytuacji sieci grawitacyjnej rozgałęzionej, podzielonej węzłami na segmenty. Węzłami są punkty, w których następuje: połączenie kilku segmentów lub gałęzi sieci, zmiana parametrów sieci lub dopływ ścieków do sieci. W węzłach połączeniowych spełnione są równania ciągłości przepływu oraz warunek zgodności poziomów zwierciadła ścieków w kanałach łączących.

Przyjęto, że segmenty charakteryzują się stałymi parametrami hydraulicznymi takimi jak: kształt, wymiar kanału, spadek dna oraz szorstkość. Dopływ ścieków odbywa się punktowo poprzez studzienki i ma charakter wolnozmienny w czasie i przestrzeni

Modele pracy sieci kanalizacyjnej bazują na układzie równań Saint-Venanta:

a) równanie ciągłości:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0 \quad (1)$$

b) równanie dynamiki:

$$\frac{1}{\Lambda \cdot g} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{2v \partial Q}{\partial x} + (1 - F^2) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{v^2}{\Lambda \cdot g} \frac{\partial A}{\partial x} + S_0 + S_t + D_L - \frac{v \cdot g}{\Lambda \cdot g} \quad (2)$$

gdzie:

A – pole przekroju, m

Q – natężenie przepływu, dm<sup>3</sup>/m

q – boczny dopływ na jednostkę długości, dm<sup>3</sup>/s\*m

$v = \frac{Q}{A}$  – średnia prędkość przepływu, m/s

S<sub>0</sub> – spadek dna kanału

S<sub>t</sub> – spadek wywołany oporami tarcia

F – liczba Froude'a  $F = \frac{v}{\sqrt{\frac{\Lambda \cdot g}{B}}}$

B – szerokość zwierciadła wody, m

g – przyspieszenie ziemskie, m/s<sup>2</sup>

D<sub>L</sub> – człon zależny od rodzaju dopływu q

Rozwiązanie układu równań (1) i (2), gdzie przepływ  $Q$  i wysokość napętnienia  $h = f(A)$  są wielkościami niewiadomymi, przy uwzględnieniu równań charakterystycznych (na początku i na końcu kanału), wymaga w zależności od długości odcinka  $L$  i kroku podziału  $\Delta x$  rozwiązania układu  $2L/\Delta x$  równań. W praktyce ilość niewiadomych waha się w granicach 20-50. Proces ten dla rozpatrywanego układu kanałów musi być tyle razy powtarzany, aż uzyska się spełnienie z zadaną dokładnością dwóch warunków w węzłach połączeniowych, z których pierwszy dotyczy zgodności sumy dopływów z węzła ( $\sum Q = 0$ ), zaś drugi zgodności poziomów zwierciadeł wody.

Przeprowadzenie podobnych obliczeń dla następnej chwili czasowej  $t=t+\Delta t$  wymaga zapamiętania wartości natężeń przepływów  $Q$  i wysokości napętnień  $H$  we wszystkich punktach podziału sieci.

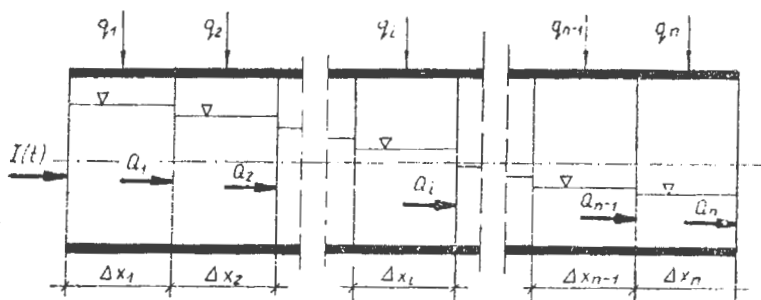
W artykule przedstawiono metodę modelowania pracy sieci kanalizacyjnej oparta na równaniu ciągłości (1) i równaniu uwzględniającym straty hydrauliczne, opisane wzorem Manninga:

$$Q = \frac{1}{N} R^{2/3} \cdot S_0^{1/2} \cdot A \quad (3)$$

gdzie:  $R$  – promień hydrauliczny  $m$

$N$  – współczynnik szorstkości

Opis metody przeprowadzono na podstawie odcinka kanału przedstawionego na rys. 1.



Rys.1 Schemat odcinka kanału

Kanał ten podzielony jest na "n" części o długościach odpowiednio  $\Delta x_1, \Delta x_2, \Delta x_3, \dots, \Delta x_n$ . Do kanału dopływa w danej chwili czasowej określona wielkość  $I(t)$ . Do każdego z elementarnych fragmentów odcinków o długości  $\Delta x_i$  (za wyjątkiem pierwszego) dopływa  $Q_{i-1}$  a wypływa  $Q_i$ . Zmiany przepływów w poszczególnych segmentach można zapisać w postaci równań:

$$\begin{aligned} \Delta Q_1 &= Q_1 - I(t) - q_1 \\ \Delta Q_2 &= Q_2 - Q_1 - q_2 \\ \Delta Q_i &= Q_i - Q_{i-1} - q_i \\ \Delta Q_n &= Q_n - Q_{n-1} - q_n \end{aligned} \quad (4)$$

gdzie:  $q_i = q(t) \cdot \Delta x_i$

Dopływ do kanału  $I(t)$  oraz dopływ na jednostkę długości  $q(t)$  są wartościami zadawanymi, natomiast  $Q_1, Q_2, \dots, Q_i, \dots, Q_n$  mogą być obliczone przy wykorzystaniu równania Manninga:

$$\begin{aligned} Q_1 &= \frac{1}{N} R_1^{2/3} \cdot S_0^{1/2} \cdot A_1 \\ Q_i &= \frac{1}{N} R_i^{2/3} \cdot S_0^{1/2} \cdot A_i \\ Q_n &= \frac{1}{N} R_n^{2/3} \cdot S_0^{1/2} \cdot A_n \end{aligned} \quad (5)$$

przy założeniu, że współczynnik szorstkości  $N$  oraz spadek dna kanału  $S_0$  są stałe na całej długości rozpatrywanego odcinka. Po przekształceniu równania (1) do postaci:

$$\frac{\Delta Q}{\Delta x} + \frac{\Delta A}{\Delta t} = 0 \quad (6)$$

i po połączenie z równaniami (4) otrzymujemy układ równań określający zmianę pola przekroju  $\Delta A$  w czasie  $\Delta t$ :

$$\begin{aligned} \frac{\Delta A_1}{\Delta t} &= \frac{I(t) - Q_1}{\Delta x_1} + q(t) \\ \frac{\Delta A_i}{\Delta t} &= \frac{Q_{i-1} - Q_i}{\Delta x_i} + q(t) \\ \frac{\Delta A_n}{\Delta t} &= \frac{Q_{n-1} - Q_n}{\Delta x_n} + q(t) \end{aligned} \quad (7)$$

Obliczone zmiany pola przekroju są wykorzystywane przy określeniu  $A$  w następnym kroku czasowym:

$$A(t + \Delta t) = A(t) + \frac{\Delta A}{\Delta t} \cdot \Delta t \quad (8)$$

po połączeniu równań (8) i (9) otrzymano:

$$\begin{aligned} A_1(t + \Delta t) &= A_1 + \frac{\Delta t}{\Delta x_1} \cdot (I(t) - Q_1) + q(t) \cdot \Delta t \\ A_i(t + \Delta t) &= A_i + \frac{\Delta t}{\Delta x_i} \cdot (Q_{i-1} - Q_i) + q(t) \cdot \Delta t \\ A_n(t + \Delta t) &= A_n + \frac{\Delta t}{\Delta x_n} \cdot (Q_{n-1} - Q_n) + q(t) \cdot \Delta t \end{aligned} \quad (9)$$

Rozwiązując równanie (9) od chwili czasu  $t = 0$  (po założeniu warunków początkowych np. wartości przepływu w kanale) do wyczerpania czasu symulacji przy zadawanych dopływach  $I(t)$  i  $q(t)$  powstanie zestaw wartości  $A$  (dla  $x=0, \dots, L$  i  $t=0, \dots, T$ ) dla każdego punktu podziału odcinka  $\Delta x_i$  na wszystkich poziomach czasu symulacji (krok  $\Delta t$ ) gdzie  $L$  - długość odcinka,  $T$  - całkowity czas symulacji.

Przyjmując, że natężenie przepływu  $Q_i$  jest stałe dla danego okresu czasu  $t=0, \dots, T$ , pole przekroju  $A$  jest stałe na całej długości rozpatrywanego odcinka kanału  $x_i$   $i=1, \dots, N$ , równanie (2) można przekształcić do postaci:

$$2v \frac{\Delta A}{\Delta t} + (1 - F^2) \frac{\Delta H}{\Delta x} = S_0 + S_t + D_L \quad (10)$$

Przekształcając równanie (10) i korzystając ze wzoru (7) określającego zmianę pola przekroju  $\Delta A$  w czasie  $\Delta t$  otrzymujemy podaną niżej zależność na zmianę wysokości napełnienia  $H_i$  w poszczególnych odcinkach kanału:

$$\frac{\Delta H_i}{\Delta x_i} = \frac{2V_i}{1-F^2} \cdot \frac{Q_i - Q_{i-1}}{\Delta x_i} - \frac{2V_i}{1-F^2} q(t) + \frac{1}{1-F^2} (S_0 + S_t + D_L) \quad (11)$$

gdzie:

$\frac{\Delta H_i}{\Delta x_i}$  - zmiana wysokości napełnienia w i-tym segmencie

$Q_i$  - natężenie przepływu w i-tym segmencie obliczane ze wzoru Manninga

$V_i$  - średnia prędkość przepływu w i-tym segmencie

$q$  - boczny dopływ do kanału na jednostkę długości

Obliczone zmiany wysokości napełnienia są wykorzystywane do obliczenia wartości napełnień w kolejnych segmentach kanału według następującej zależności:

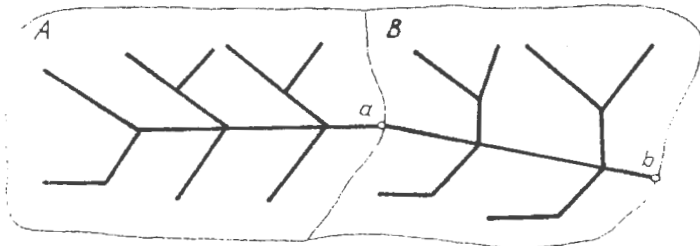
$$H_i = H_{i-1} + \frac{2V_i}{1-F^2} \cdot (Q_i - Q_{i-1}) - \frac{2V_i}{1-F^2} q(t) \cdot \Delta x_i + \frac{1}{1-F^2} (S_0 + S_t + D_L) \quad (12)$$

Należy zauważyć, że wysokość napełnienia dla danego segmentu zależy od liczby Frouda  $F$  określającej charakter przepływu; dla rozważanej zależności (12) należy przyjąć, że przepływ ma charakter spokojny i  $F < 1$ .

Z postaci wzoru wyznaczającego  $F$  wynika, że wysokość napełnienia odcinka kanału zależy w sposób nieliniowy od pola przekroju  $A$ .

Na podstawie przedstawionych zależności określić można korzystając z równia Manninga: wartość przepływów  $Q$  (dla  $x=0, \dots, L$  i  $t=0, \dots, T$ ), prędkości  $v$  (dla  $x=0, \dots, L$  i  $t=0, \dots, T$ ) i napełnienia kanału  $h$  (dla  $x=0, \dots, L$  i  $t=0, \dots, T$ ). Wykorzystując obliczony wypływ z kanału  $Q_n$  jako dodatkowy dopływ do następnego przewodu, można symulować powyższą metodą dowolne fragmenty sieci.

Takie rozwiązanie umożliwia fragmentaryczne traktowanie wybranych obszarów sieci



Rys. 2. Podział sieci na dwie podsieci



Symulując przepływ w podsieci B w punkcie "a" należy zadać funkcję dopływu  $I_a(t)$  opisująca odpływ z podsieci A założona z góry lub otrzymaną w wyniku wcześniejszej symulacji przepływów we fragmencie A sieci.

Model, zbudowany na podstawie wyżej przedstawionej metody wymaga zadania danych:

- charakteryzujących układ sieci (połączenia kanałów)
- dotyczących odcinków sieci tj. spadki, długości, typy i wymiary kanałów, współczynniki chropowatości
- początkowych (przepływy początkowe dla rozpoczęcia obliczeń np. przepływy wód infiltracyjnych)
- dotyczących dopływów w czasie  $I(t)$  i  $q(t)$
- dotyczących przebiegu procesu symulacji tj. czas symulacji, kroki czasowe, podział odcinków na segmenty, rodzaj otrzymanych wyników itp.

Dopływy wód deszczowych do kanałów mogą być zadawane bezpośrednio wg określonych na podstawie badań terenowych funkcji  $I(t)$  i  $q(t)$  lub pośrednio poprzez funkcje opisujące deszcz i zlewnię.

Na przykład wartość natężenia deszczu można określić na podstawie badań lub ogólnych wzorów empirycznych:

Dla terenu całej Polski

$$Q_d = \frac{470\sqrt[3]{c}}{t_d^{0,6667}} \quad [\text{dm}^3/\text{h}] \quad (13)$$

dla Krakowa

$$Q_d = \frac{16447}{p^{0,3738} t_d^{0,3845}} \quad (14)$$

gdzie:

- $q_d$  - natężenie deszczu ( $\text{dm}^3/\text{h}$ )
- $c$  - okres jednorazowego przekroczenia deszczu (lata)
- $t_d$  - czas trwania deszczu (min)
- $p$  - częstotliwość pojawienia się deszczu (%),  $p=100/c$

Ilość wody, która nie odpłynie do kanału tzn. wsiąknie w teren, zostanie zatrzymana, wyparuje, można uwzględnić przez zastosowanie współczynnika spływu  $\Psi$  przyjmowanego wg zamieszczanych w literaturze tabel lub obliczonego wg wzoru Reinholda:

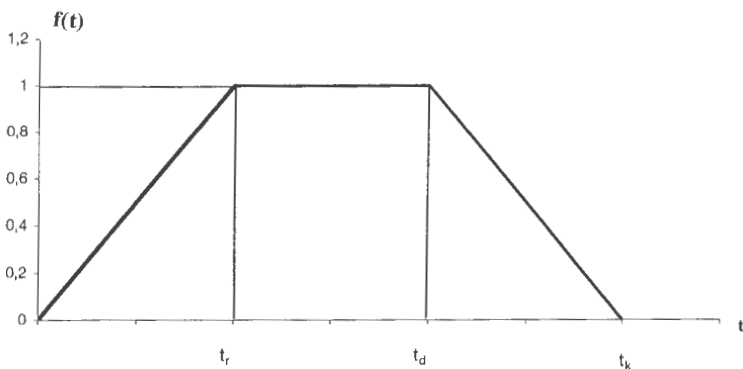
$$\Psi = M \cdot q^{0,567} \cdot t^{0,228} \quad (15)$$

gdzie:  $q$  - natężenie deszczu ( $\text{dm}^3/\text{h}$ )

$t$  - czas trwania deszczu (min)

$M$  - współczynnik charakteryzujący zlewnię i warunki klimatyczne

Niecała ilość wody od razu spływa do kanału, lecz odbywa się to stopniowo z coraz bardziej odległych fragmentów zlewni. Zjawisko to uwzględnia czas retencji terenowej, który może być przyjmowany według tabel lub na podstawie takich czynników, jak kształt zlewni, położenie kanału, spadek terenu itp. Zjawisko to można również uwzględnić przez zastosowanie współczynnika  $f(t)$  zależnego od czasu



Rysunek 3. Wykres zależności współczynnika dopływu  $f(t)$  od czasu  $t$  gdzie:

$t_R$  – czas retencji terenowej

$t_d$  – czas trwania deszczu

$t_k$  – całkowity czas trwania spływu wód deszczowych do kanału

Dopływ do kanału  $Q_d(t)$  określa zależność:

$$Q_d(t) = q_d \cdot \psi \cdot F \cdot f(t) \quad [\text{dm}^3/\text{s}] \quad (16)$$

gdzie  $F$  – pole pow. zlewni

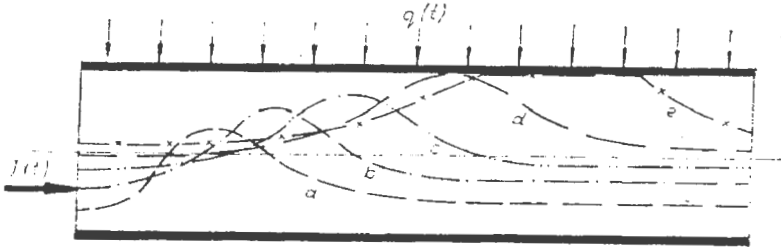
Może on być stosowany w modelu jako dopływ punktowy w węźle sieci, ale bardziej korzystne jest zadawanie go jako dopływu na jednostkę długości kanału:

$$q(t) = \frac{Q_d(t)}{L} \quad (17)$$

Zadanie dopływów w postaci funkcji  $Q_d(t)$  (trapezowej, Pearson'a III itp.) powoduje powstanie w kanałach fal. Zmienny czas przepływu przez różne odcinki wynikający z prędkości przesuwania się fali ( różne spadki, chropowatości, kształty i wielkości przekrojów kanałów, napełnienia) powoduje różne nakładanie się fal przy połączeniach kanałów.

Dzięki symulacji można ujawnić najbardziej niekorzystne przypadki tzn. takie, gdzie spotykają się maksymalne przepływy. Przepelnienia mogą występować nie tylko w miejscach połączeń odcinków, ale również w dowolnym przekroju kanału.

Rozpatrując odcinek jak na rys.4, wewnątrz którego przesuwa się fala, zewnętrzny dopływ na jednostkę długości kanału  $q(t)$  powoduje stałe podnoszenie się zwierciadła ( ścieków , wód deszczowych ) na całej długości odcinka ( krzywe a, b, c) aż w końcu musi zająć taki przypadek , że maksimum fali osiągnie sklepienie kanału ( krzywe d), a nawet wystąpi praca odcinka kanału pod ciśnieniem (krzywe e). Część wód deszczowych  $Q_p$  nie mieszcząca się w kanałach ( ze względu na ich przepustowość), w których obliczane są przepływy, może być w procesie symulacji zapamiętana i oczekiwać na moment, w którym będzie mogła wpłynąć do sieci.



Rys. 4 Kolejne fazy powstawania przepięnienia kanału

Zjawisko to można w bardzo prosty sposób uwzględnić, modyfikując przedstawioną metodę symulacji, tzn. dodając jedynie zmienną (tablice zmiennych), w której zapamiętywane będą wartości dopływu nie mieszczącego się w  $Q_d$  kanałach. Na podstawie tych wartości (określanych dla deszczów miarodajnych) można dobrać najbardziej korzystne rozmieszczenie kanałów retencyjnych, zbiorników, przelewów burzowych oraz wstępnie dobrać ich parametry techniczne.

Uwzględnianie w modelu dodatkowych urządzeń wymaga przeprowadzenia każdorazowo analizy ich konstrukcji. Mogą one być również we wstępnych obliczeniach uwzględnione w uproszczeniu np.:

- zbiorniki mogą być zadawane przez zapamiętywanie wartości objętości wód deszczowych zatrzymywanych, wynikającej z różnicy dopływu i odpływu ze zbiornika
- przelewy mogą być zadawane jako odpływy skupione z węzłów sieci o wielkości zależnej od obliczonej wysokości napełnienia.

Opracowany model pomimo swoich wad (nie uwzględnia zjawiska "cofki" fali, brak wpływu kanałów "dolnych" na "górne", mniejsze niż w dokładnych metodach symulacji uwzględnienie retencji kanałowej na kształt fali) dobrze odwzorowuje dynamiczny obraz pracy sieci, przez co w połączeniu z zaletami (może pracować stosunkowo szybko na ogólnodostępnym sprzęcie komputerowym) staje się niezwykle przydatnym narzędziem pracy dla szerokich rzesz projektantów i eksploatorów.

### 3. Liczba Frouda i spadek krytyczny

Przeptywy ze swobodnym zwierciadłem mogą mieć charakter spokojny, krytyczny i rwący. Określa to liczba Frouda

$$F = \frac{v}{\sqrt{g \frac{A}{B}}} \quad (18)$$

gdzie

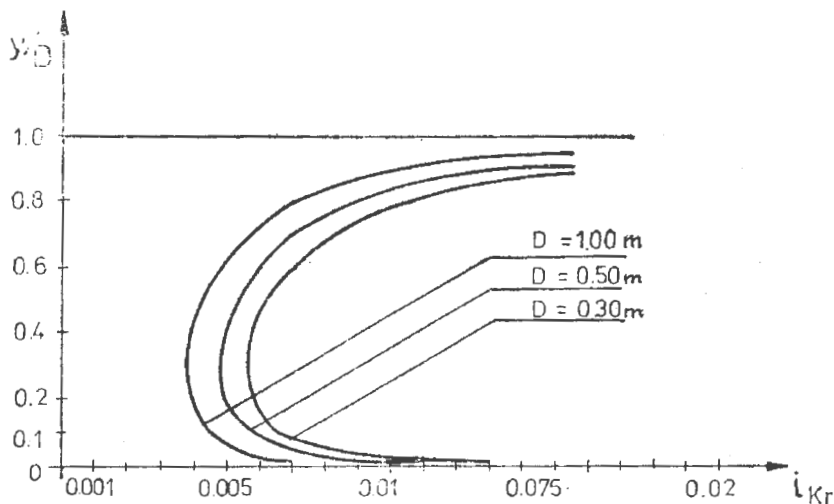
- F – liczba Frouda
- v – średnia prędkość przepływu [m/s]
- A – pole przekroju czynnego [m<sup>2</sup>]
- B – szerokość zwierciadła ścieków [m]
- g – przyspieszenie ziemskie [m/s<sup>2</sup>].

W zależności od wartości liczby Frouda przepływ ma charakter spokojny dla  $FR < 1$ , krytyczny dla  $FR = 1$  i rwący dla  $FR > 1$ .

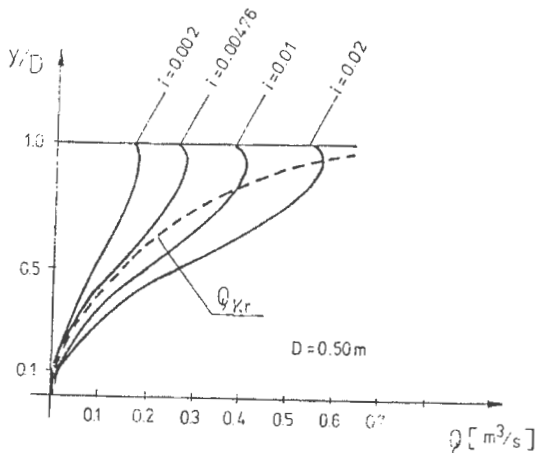
Przebiegi zmian spadku krytycznego dla wybranych średnic kanału w zależności od stopnia wypełnienia przedstawiają krzywe na Rys.5.

Wartości spadku krytycznego dla wypełnienia zerowego i całkowitego dążą do nieskończoności. Spadek krytyczny osiąga minimalną wartość dla wypełnienia równego 29,7%. Spadek krytyczny przy tym stopniu wypełnienia nazywany jest spadkiem Przepływu ustalone przy spadkach przewodów mniejszych od granicznego są zawsze spokojne. Obrazuje to przykładowy wykres na Rys.6 wykonany dla przewodu o średnicy 0,5 m.

Podsumowując można stwierdzić, że charakter przepływu w przewodzie zależy od spadku dna i od napełnienia. Szczególne znaczenie dla określenia charakteru przepływu posiada spadek graniczny  $i_g$ . Jeżeli w przewodach sieci przepływy są ustalone, to dla spadków mniejszych od spadku granicznego występują wyłącznie przepływy spokojne; dla spadku dna równego spadkowi granicznemu przepływy są spokojne z wyjątkiem napełnienia przejściowego równego 29,7%, przy którym przepływ jest krytyczny; dla spadków dna większych od spadku granicznego, pomiędzy napełnieniami przejściowymi przepływy są rwące, dla napełnień przejściowych krytyczne, a w pozostałym zakresie napełnień spokojne.



Rys. 5. Zależność spadku krytycznego od wypełnienia dla wybranych średnic kanałów.



Rys.6. Zależność natężenia przepływu od wypełnienia kanału dla spadków charakterystycznych.

#### 4. Zależność prędkości przepływu od metody obliczeń

Obliczenia hydrauliczne polegają najczęściej na sprawdzeniu prędkości przepływu i napełnienia w kanale przy znanym (założonym) spadku dna kanału, jego średnicy i przepływie.

Średnią prędkość przepływu ścieków w poprzecznym przekroju kanału można obliczyć przy pomocy wzoru Manninga w postaci:

$$v = K \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot J_E^{\frac{1}{2}} \quad (19)$$

gdzie:  $v$  – średnia prędkość przepływu ścieków w przekroju czynnym w kanale [m/s]

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

$R_h$  – promień hydrauliczny [m]

$J_E$  – spadek dna kanału

Wzór powyższy został wprowadzony na podstawie równań Bernoulliego dla dwóch przekrojów kanału oddalonych od siebie o pewną odległość  $L$ . We wzorze współczynnik szorstkości Manninga  $K$  stanowi miarę nierówności i jakości wewnętrznych powierzchni kanału. Jego wartość przyjmuje się w zależności od materiału kanału, jego wieku oraz fazy przepływów ścieków.

Wzory Manninga umożliwiają obliczanie strat hydraulicznych na długości kanału. Ze względu na uwikłaną postać wzorów praktyczne obliczenia prowadzi się z wykorzystaniem tablic i nomogramów.

Wzór Manninga stosuje się zarówno dla przekroju kołowego, jak i niekołowego przy napełnieniu całkowitym lub częściowym.

Dla przewodów o przekroju kołowym przy całkowitym napełnieniu prędkość przepływu  $v$  jest wyrażona wzorem Colebrooka- White'a:

$$v = -2 \cdot \sqrt{2gDJ_E} \cdot \log \left( \frac{k}{3,71D} + \frac{2,51v}{D\sqrt{2gDJ_E}} \right) \quad (20)$$

gdzie:  $v$  – średnia prędkość przepływu ścieków w przekroju czynnym w kanale [m/s]

$g$  – stała grawitacji [ $m^2/s^2$ ]

$D$  – średnica wewnętrzna przewodu [m]

$J_E$  – spadek hydrauliczny

$k$  – współczynnik chropowatości bezwzględnej [m]

Dla przewodów o częściowym napełnieniu lub dla kanałów o przekroju niekołowym prędkość przepływu jest wyrażona następującym wzorem:

$$v = -2 \cdot \sqrt{8gR_h J_E} \cdot \log \left( \frac{k}{3,71 \cdot 4R_h} + \frac{2,51v}{4R_h \sqrt{8gR_h J_E}} \right) \quad (21)$$

gdzie:  $R_h$  – promień hydrauliczny [m]

Współczynnik chropowatości bezwzględnej  $k$  zastosowany we wzorze Colebrooka- White'a uwzględnia straty ciśnienia w zależności od materiału, którego jest wykonany przewód, przerwy na połączeniach i osadu powstającego na wewnętrznej powierzchni przewodu poniżej poziomu przepływających ścieków. Jeżeli nie można uniknąć odkładania się osadów, do obliczeń strat ciśnienia powinien być brany zmniejszony przekrój poprzeczny kanału.

Zwykle używa się wartości współczynnik chropowatości bezwzględnej  $k$  z zakresu 0,03 mm do 3 mm. W przypadku współczynnika Manninga  $n$  zalecane wartości są z zakresu od  $70 m^{1/3} \cdot s^{-1}$  do  $90 m^{1/3} \cdot s^{-1}$ .

Ze względu na brak wartości współczynnika Manninga dla kanałów wykonanych z różnego rodzaju tworzyw sztucznych należy przeliczać wartość tego współczynnika w zależności od współczynnika chropowatości bezwzględnej  $k$  zgodnie z zależnością:

$$K = 4\sqrt{g} \cdot \left(\frac{32}{D}\right)^{1/6} \cdot \log\left(\frac{3,7 \cdot D}{k}\right) \quad (22)$$

Średnica	Spadek	Prędkość przepływu		Różnica	
		wg. Manninga	wg. Colebrooke'a-White'a	bezwzględna	względna
[mm]	[%]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[%]
100	20	2,94	2,99	0,0496	1,66
100	10	2,08	2,11	0,0331	1,57
100	5	1,47	1,49	0,0214	1,43
100	1	0,66	0,66	0,0058	0,88
100	0,5	0,47	0,47	0,0022	0,47
100	0,1	0,21	0,21	0,0025	1,20
200	20	4,67	4,77	0,0970	2,03
200	10	3,3	3,37	0,0665	1,98
200	5	2,33	2,38	0,0450	1,89
200	1	1,04	1,06	0,0164	1,54
200	0,5	0,74	0,75	0,0096	1,28
200	0,1	0,33	0,33	0,0007	0,22
300	20	6,12	6,22	0,1026	1,65
300	10	4,33	4,4	0,0705	1,60
300	5	3,06	3,11	0,0478	1,54
300	1	1,37	1,39	0,0176	1,27
300	0,5	0,97	0,98	0,0105	1,07
300	0,1	0,43	0,43	0,0011	0,24

**Tabela 1.** Porównanie prędkości przepływu obliczonej wg wzoru Manninga i Colebrooka-White'a dla napełnienia  $h/D=1,0$  i stałych współczynników: Manninga  $K=76,923 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  i chropowatości bezwzględnej  $k=1,5\text{mm}$ .

Średnica	Spadek	Prędkość przepływu		Różnica	
		wg. Manninga	wg. Colebrooke'a-White'a	bezwzględna	względna
[mm]	[%]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[%]
100	20	3,29	3,36	0,0633	1,89
100	10	2,33	2,37	0,0427	1,80
100	5	1,65	1,68	0,0282	1,68
100	1	0,74	0,75	0,0089	1,19
100	0,5	0,52	0,53	0,0043	0,82
100	0,1	0,23	0,23	0,0015	0,66
200	20	5,23	5,33	0,1025	1,92
200	10	3,70	3,77	0,0704	1,87
200	5	2,61	2,66	0,0478	1,79
200	1	1,17	1,19	0,0176	1,48
200	0,5	0,83	0,84	0,0105	1,25
200	0,1	0,37	0,37	0,0011	0,29
300	20	6,85	6,95	0,0953	1,37
300	10	4,84	4,91	0,0653	1,33
300	5	3,43	3,47	0,0442	1,27
300	1	1,53	1,55	0,0159	1,03
300	0,5	1,08	1,09	0,0093	0,85
300	0,1	0,48	0,49	0,0005	0,11

**Tabela 2.** Porównanie prędkości przepływu obliczonej wg wzoru Manninga i Colebrooke-White'a dla napełnienia  $h/D=0,7$  i stałych współczynników: Manninga  $K=76,923 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  i chropowatości bezwzględnej  $k=1,5\text{mm}$ .



Średnica	Spadek	Prędkość przepływu		Różnica	
		wg. Manninga	wg. Colebrooke'a-White'a	bezwzględna	względna
[mm]	[%]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[%]
100	20	3,22	3,21	0,0090	0,28
100	10	2,28	2,27	0,0094	0,41
100	5	1,61	1,6	0,0096	0,60
100	1	0,72	0,71	0,0098	1,38
100	0,5	0,51	0,5	0,0097	1,95
100	0,1	0,23	0,22	0,0092	4,23
200	20	5,08	5,07	0,0084	0,17
200	10	3,59	3,59	0,0090	0,25
200	5	2,54	2,53	0,0094	0,37
200	1	1,14	1,13	0,0098	0,87
200	0,5	0,8	0,79	0,0098	1,23
200	0,1	0,36	0,35	0,0095	2,72
300	20	6,61	6,6	0,0080	0,12
300	10	4,67	4,66	0,0087	0,19
300	5	3,3	3,29	0,0092	0,28
300	1	1,48	1,47	0,0097	0,66
300	0,5	1,05	1,04	0,0098	0,95
300	0,1	0,47	0,46	0,0096	2,10

**Tabela 3.** Porównanie prędkości przepływu obliczonej wg wzoru Manninga i Colebrooke'a-White'a dla napełnienia  $h/D=1,0$  i współczynnika Manninga  $K$  zależnego od średnicy  $D$  i chropowatości bezwzględnej  $k=1,0$

### 5. Uprozczone obliczanie hydrauliczne kanału

Omawiana metoda ma zastosowanie tylko do obliczania kanałów o przekroju kołowym, przy czym zakłada się przepływ równomierny ustalony, a do obliczeń hydraulicznych stosuje się wzór Chezy z empirycznym współczynnikiem Manninga. Dla natężenia przepływu  $Q$ , spadku dna kanału  $J$  oraz współczynnika chropowatości  $n$  oblicza się teoretyczną średnicę całkowicie wypełnionego kanału  $d_t$  według zależności:

$$d_t = 1,548 \cdot n^{0,375} \cdot Q^{0,375} \cdot J^{-0,1875} \quad (23)$$

a następnie dobiera się najbliższą, wyższą znormalizowaną średnicę kanału.

W celu obliczenia wysokości napełnienia kanału i prędkości przepływu ścieków ( przy częściowym wypełnieniu) opracowano zależność uproszczoną. Z zależności tej można obliczyć wysokość napełnienia  $h$  [m] i prędkość przepływu  $v$  [m/s] z wystarczającą dokładnością dla napełnień:

$$0,2 \leq \frac{h}{d} \leq 0,8 \quad (24)$$

Przy napełnieniu do 20 % wysokości kanału (tj. w przybliżeniu do 9 % natężenia przepływu przy całkowitym napełnieniu kanału) dokładne obliczanie parametrów hydraulicznych nie ma praktycznego znaczenia, gdyż na dnie kanału znajdują się osady i płyną kanałem wody

pochodzące z infiltracji. Wskutek tego wyniki obliczeń i wyniki dokładnych pomiarów przepływu w kanale różnią się od siebie znacznie.

Obszar przepływu powyżej 80 % wysokości napełnienia kanału jest bardzo niestabilny. Wielu autorów podaje dla tego obszaru szereg krzywych konsumpcyjnych, różniących się znacznie od krzywej obliczonej na podstawie wzoru Chezy. Z tego względu opisana metoda wyklucza większe napełnienie niż 82 % wysokości przekroju. W przedziale napełnień określonych nierównością (24) można z wystarczającą dokładnością aproksymować krzywą konsumpcyjną i krzywą prędkości przepływu za pomocą zależności:

$$\frac{Q}{Q_c} = 1,6031 \left( \frac{h}{d} - 0,0893 \right)^{4/3} \quad (25)$$

$$\frac{v}{v_c} = 1,317 \left( \frac{h}{d} - 0,0893 \right)^{1/3} \quad (26)$$

gdzie:

d – średnica wewnętrzna kanału [m]

h – wysokość napełnienia [m]

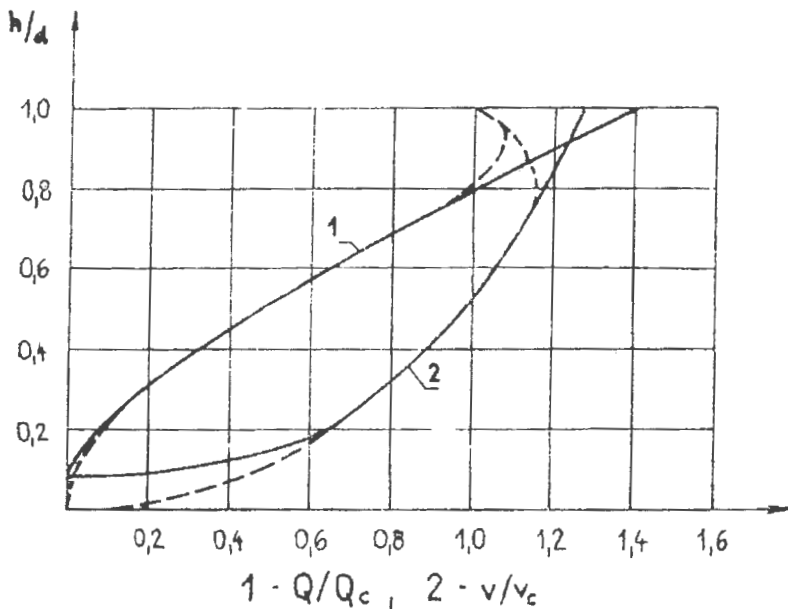
Q – natężenie przepływu w kanale [m<sup>3</sup>/s]

v – prędkość przepływu przy częściowym napełnieniu [m/s]

v<sub>c</sub> – prędkość przepływu przy całkowitym napełnieniu [m/s]

Q<sub>c</sub> – natężenie przepływu przy całkowitym napełnieniu

Błąd względny aproksymacji krzywych w pobliżu granic przedziału nierówności (24) nie przekracza 2,4 %. Maksymalny błąd względny, jaki może wystąpić w całym przedziale nierówności (24) wynosi 5,3 %.



Rys.7. Krzywe sprawności przekroju kanału.

Na rysunku 7 linia ciągłą oznaczono krzywą natężenia przepływu, określoną na podstawie zależności (25) i krzywą prędkości przepływu określoną z zależności (26). Linia przerywaną zaznaczono te części krzywych określonych na podstawie wzoru Chezy, których przebieg różni się zasadniczo od krzywych według zależności (25) i (26). Jeśli z równań (25) i (26) wyeliminujemy względne napełnienie  $h/d$ , to otrzymamy zależność:

$$\frac{v}{v_c} = 1,1704 \cdot \left(\frac{Q}{Q_c}\right)^{1/4}$$

Po podstawieniu do powyższego wzoru za  $Q_c$  i  $v_c$  zależności otrzymanych ze wzoru Chezy, otrzymamy równanie:

$$v = 0,6216 \cdot n^{3/4} \cdot Q^{1/4} \cdot J^{3/8} \quad (27)$$

gdzie:

$Q$  - natężenie przepływu [ $m^3/s$ ]

$J$  - spadek dna kanału [ $m/m$ ]

$n$  - współczynnik szorstkości kanału

Ze wzoru (27) wynika, że prędkość przepływu ścieków w kanale częściowo napełnionym nie zależy od średnicy kanału i wysokości jego napełnienia. Ze względu na brak dokładnej znajomości parametrów hydraulicznych przepływu w kanale, przy innym wypełnieniu niż w przedziale określonym nierównością (24), można umownie używać równania (27) dla napełnień  $h/d \leq 0,82$ . Napełnień względnych większych niż 0,82 nie przewiduje się.

Z równań (26) i (27) można wyprowadzić zależność do obliczania wysokości napełnienia kanału:

$$h = 1,046 \cdot \frac{Q}{v \cdot d} + 0,0896 \cdot d \quad (28)$$

gdzie  $d$  - wewnętrzna średnica kanału..

Wartości parametrów hydraulicznych kanału, obliczonych metodą uproszczoną, różnią się nieznacznie od wyników dokładnych obliczeń na podstawie wzoru Manninga. W tabeli 4 zestawiono wyniki obliczeń napełnienia kanału ( $h^*$ ) ze wzoru (28) i prędkości przepływu ( $v^*$ ) ze wzoru (27) oraz odpowiadające im wartości  $h$  i  $v$  obliczone ze wzoru Manninga, dla kanałów o średnicach od 0,5 m do 1,0 m, spadku  $J = 0,012$ , którymi płyną ścieki o natężeniu  $Q = 0,3 [m^3/s]$

#### WYNIKI OBLICZEŃ NAPEŁNIENIA KANAŁU I PRĘDKOŚCI PRZEPIYU

<b>d</b>	<b>h</b>	<b>v</b>	<b>h*</b>	<b>v*</b>
<b>m</b>	<b>m</b>	<b>ms<sup>-1</sup></b>	<b>m</b>	<b>ms<sup>-1</sup></b>
<b>0,5</b>	<b>0,329</b>	<b>2,186</b>	<b>0,336</b>	
<b>0,6</b>	<b>0,290</b>	<b>2,194</b>	<b>0,297</b>	
<b>0,7</b>	<b>0,269</b>	<b>2,190</b>	<b>0,271</b>	
<b>0,8</b>	<b>0,254</b>	<b>2,167</b>	<b>0,254</b>	<b>2,152</b>
<b>0,9</b>	<b>0,241</b>	<b>2,124</b>	<b>0,242</b>	
<b>1,0</b>	<b>0,232</b>	<b>2,124</b>	<b>0,235</b>	

Tabela 4. Wyniki obliczeń napełnienia kanału i prędkości przepływu

Korzystanie z równania (27), służącego do uproszczonego obliczania hydraulicznego kanału, eliminuje niektóre wady metody deszczu krytycznego. Jeśli prędkość przepływu ścieków w kanale nie zależy od średnicy i napełnienia kanału, jak to wynika ze wzoru (27), to i czas przepływu ścieków w odcinku kanału również nie zależy od średnicy i napełnienia kanału:

$$t = 0,02681 \cdot n^{3/4} \cdot Q^{-1/4} \cdot J^{-3/8} \cdot L \quad (29)$$

gdzie: L - długość odcinka kanału.

Każdemu obliczeniowemu odcinkowi kanału przyporządkowana jest suma wszystkich zredukowanych powierzchni cząstkowych, położonych powyżej rozpatrywanego odcinka oraz zredukowana powierzchnia cząstka przyporządkowana do tego odcinka. Przez powierzchnię zredukowaną rozumie się powierzchnię zlewni pomnożoną przez współczynnik spływu. Natężenie przepływu kanałem można obliczyć z zależności:

$$Q = 0,001 \cdot i \cdot \sum s_r \quad [m^3/s]$$

gdzie:

i – natężenie deszczu [ $dm^3/s \text{ ha}$ ]

$s_r$  – powierzchnia zlewni zredukowana

Po podstawieniu powyższej zależności do równania (29) otrzymamy zależność czasu przepływu przez odcinek kanału od natężenia deszczu:

$$t = 0,1508 \cdot n^{3/4} \cdot i^{-1/4} \cdot (\sum s_r)^{-1/4} \cdot J^{-3/8} \cdot L \quad (30)$$

Z równania (30) wynika, że przy zmianie natężenia deszczu z  $i_0$  na  $i$  zmieni się czas przepływu kanałem z  $t_0$  na  $t$  według zależności:

$$t = t_0 \left( \frac{i}{i_0} \right)^{-1/4} \quad (31)$$

Można łatwo wykazać, że jeśli zależność (9) jest słuszna w odniesieniu do zmiany czasu przepływu w jednym odcinku kanału, to również jest słuszna w odniesieniu do zmiany czasu przepływu w kolejnych, występujących po sobie odcinkach kanału o różnych fizykalnych własnościach tych odcinków.

## 6. Obliczanie sieci kanalizacyjnej deszczowej metodą deszczu krytycznego

Zasada metody deszczu krytycznego jest znana od 135 lat, a metoda ta jest często stosowana do wymiarowania kanalizacji deszczowej.

W metodzie tej zakłada się, że maksymalne natężenie przepływu w określonym miejscu sieci kanalizacyjnej powoduje deszcz, którego czas trwania jest równy czasowi przepływu wody z najbardziej oddalonego miejsca zlewni do rozpatrywanego przekroju ( tzw. Deszcz krytyczny). Dłuższy deszcz krytyczny nie powoduje zwiększenia odpływu wody, dlatego że powierzchnia zlewni nie może się zwiększyć, a natężenie deszczu jest niższe dla dłuższego czasu jego trwania. Deszcze krótsze o wyższych natężeniach, mogą w określonych warunkach wywołać większy odpływ, mimo uwzględnienia tylko części powierzchni zlewni, jednakże takie sytuacje nie są liczne i dlatego poświęca im się uwagę tylko w szczególnych przypadkach.

Zwykle czas przepływu przez poszczególne odcinki kanału sumuje się, otrzymując w ten sposób całkowity czas przepływu kanałem od najdalszego miejsca zlewni do przekroju na początku obliczanego odcinka kanału. Do powyższego czasu przepływu dodaje się założony czas przepływu w obliczanym odcinku kanału i odczytuje się obliczeniowe natężenie deszczu z krzywej natężenia deszczu.

Po obliczeniu natężenia przepływu w kanale, doborze średnicy, i określeniu prędkości przepływu, dokonuje się korekty założonego czasu przepływu w obliczonym odcinku kanału.

Jeśli w węźle schodzi kilka kanałów, to do obliczania czasu przepływu miarodajnego do wymiarowania odcinka położonego powyżej węzła, uwzględnia się czas przepływu w kanale, w którym jest on najdłuższy. To powszechnie stosowane postępowanie nie jest doskonałe, gdyż każdy przekrój kanału jest wymiarowany na inny deszcz miarodajny, wskutek czego sumaryczny czas przepływu kanałem jest sumą czasów przepływu, obliczonych różnych deszczy krytycznych, a nigdy dla deszczu, na podstawie którego wymiarujemy obliczany odcinek kanału. Jest to niezgodne z podstawową zasadą metody deszczu krytycznego, mówiącą, że do wymiarowania kanału miarodajny jest deszcz o czasie trwania równym czasowi przepływu ścieków od początku kanału do rozpatrywanego przekroju. Korygowanie tradycyjnym sposobem prędkości przepływu i czasu trwania we wszystkich wyżej połączonych odcinkach, przy każdej zmianie natężenia deszczu krytycznego, byłoby bardzo pracochłonne i dlatego błąd ten pomija się, wskutek czego sieć będzie rzadziej przepelniona. Drugą wadą tej metody jest konieczność zakładania czasu przepływu w obliczanym odcinku kanału i jego zmiana po dobraniu wymiaru kanału.

Jeśli przyjęta dopuszczalna odchyłka między założonym a obliczonym czasem przepływu będzie niewielka, wówczas obliczenia hydrauliczne danego odcinka kanału musimy kilkakrotnie powtórzyć. Obliczenia hydrauliczne kanału z wykorzystaniem równań (30) i (31) pozbowione są powyższych wad.

Dalej poddano analizie zależność natężenia deszczu  $i$  od czasu jego trwania  $t$  według wzoru Lindleya  $i=A/t^m$ , gdzie  $A$  i  $m$  są parametrami wyznaczanymi eksperymentalnie.

Przy obliczaniu sieci kanalizacyjnej postępuje się zgodnie z kierunkiem przepływu wody od najwyższych (wierzchołkowych) odcinków do poszczególnych przekrojów sieci, podobnie jak w metodzie tradycyjnej. Przy obliczaniu natężenia przepływu w  $k$ -tym odcinku sieci przyjmujemy sumaryczny czas przepływu do końcowego węzła odcinka  $k-1$ , który oznaczamy przez  $t_{k-1}$

Natężenie deszczu odpowiadające czasowi  $t_{k-1}$  oznaczamy przez  $i_{k-1}$ .

Jeżeli sumaryczny czas przepływu  $t_k \leq 15$  min, to przyjmuje się

$$i_k = i_{15} \quad (32)$$

gdzie:  $i_{15}$  – natężenie deszczu o czasie trwania 15 min

Według równania (30):

$$t_k = t_{k-1} + 0,1508 \cdot n_k^{3/4} \cdot i_{15}^{-1/4} \cdot \left(\sum s_r\right)_k^{-1/4} \cdot J_k^{-3/8} \cdot L_k \quad (33)$$

przy czym indeks  $k$  odnosi się do  $k$ -tego odcinka sieci. Jeśli czas przepływu  $t_k$  obliczony z równania (33) przekroczy 15 min, wówczas odcinek kanału wymiaruje się na natężenie deszczu  $i_k$  odpowiadające czasowi trwania  $t_k$ . Wszystkie następne odcinki oblicza się już według metody deszczu krytycznego.

Według założeń tej metody dane  $i_{k-1}$  oraz  $t_{k-1}$  muszą spełniać zależność:

$$i_{k-1} = A \cdot t_{k-1}^{-m} \quad (34)$$

W  $k$ -tym odcinku kanału natężenie przepływu będzie obliczane na nieznanne dotąd natężenie deszczu  $i_k$ . Przy zmianie natężenia deszczu z  $i_{k-1}$  na  $i_k$  czas przepływu  $t_{k-1}$  zmieni się według równania (31) na  $t'_{k-1}$  według równania:

$$t'_{k-1} = t_{k-1} \left( \frac{i_k}{i_{k-1}} \right)^{-1/4}$$

a po uwzględnieniu zależności (34) na :

$$t'_{k-1} = A^{1/4} \cdot i_k^{-1/4} \cdot t_{k-1}^{1-1/4m} \quad (35)$$

Aby otrzymać całkowity czas przepływu do przekroju na końcu  $k$ -tego odcinka należy dodać czas przepływu na tym odcinku, obliczony z równania (30) stąd:

$$t_k = A^{1/4} \cdot t_{k-1}^{1-1/4m} \cdot i_k^{-1/4} + 0,1508 \cdot n_k^{3/4} \cdot i_k^{-1/4} \cdot (\sum S_r)_k^{-1/4} \cdot J_k^{-3/8} \cdot L_k$$

Czas przepływu  $t_k$  musi być równy czasowi trwania deszczu krytycznego o natężeniu  $i_k$  a mianowicie:

$$i_k = A \cdot \left( A^{1/4} \cdot t_{k-1}^{1-1/4m} \cdot i_k^{-1/4} + 0,1508 \cdot n_k^{3/4} \cdot i_k^{-1/4} \cdot (\sum S_r)_k^{-1/4} \cdot J_k^{-3/8} \cdot L_k \right)^m \quad (36)$$

Z powyższego równania można obliczyć natężenie deszczu krytycznego dla k-tego odcinka kanału:

oraz czas przepływu do k-tego przekroju na końcu k-tego odcinka:

$$t_k = \left( \frac{i_k}{A} \right)^{-1/m} \quad (37)$$

### WYNIKI OBLICZEŃ NATĘŻEŃ I CZASÓW TRWANIA DESZCZY KRYTYCZNYCH

Numer odcinka	$S_k$	$\Psi_k$	$(\sum S_r)_k$	$J_k$	$L_k$	$i_k$	$t_k$
—	ha	—	ha	m/m	m	dm <sup>3</sup> /s ha	min
17	—	—	—	—	—	102,88	28,65
18	1,12	0,38	3,826	0,0042	86	100,33	29,76
19	0,68	0,32	4,044	0,0036	135	98,44	31,60
20	0,55	0,45	4,291	0,0011	115	91,84	34,03

Tabela 5. Wyniki obliczeń natężeń i czasów trwania deszczów krytycznych

W tabeli 5 zestawiono wyniki obliczeń natężeń i czasów trwania deszczu krytycznych dla trzech kolejnych sąsiednich odcinków kanału. Parametry krzywej natężenia deszczu są następujące :  $A=942$ ,  $m=0,66$ . Współczynnik szorstkości kanału przyjęto jednakowy i równy  $n=0,014$ . Powierzchnię zlewni czasowej oznaczono przez  $S_k$ , a współczynnik spływu przez  $\Psi_k$ .

Z obliczeń tych wynika, że do wyznaczenia natężeń i czasów trwania deszczu krytycznych nie trzeba obliczać natężenia przepływu w kanale i nie trzeba wymiarować kanału.

Metoda deszczu krytycznego sprawdza się w przypadku, gdy przyrost zredukowanych powierzchni cząstkowych jest niewielki, w porównaniu z przyrostem czasu przepływu. Przyrost sumarycznej powierzchni zredukowanej zlewni może być w porównaniu do przyrostu czasu przepływu tak mały, że dla k-tego odcinka kanału obliczeniowe natężenie przepływu jest mniejsze niż dla odcinka k-1. Oczywiście jest, że w tym przypadku maksymalnego odpływu nie spowoduje deszcz krytyczny, ale deszcz o krótszym czasie trwania i wyższym natężeniu. Ten niedostatek metody można wyeliminować przyjmując  $i_k = i_{k-1}$

## 7. Przepływ wody po powierzchni zlewni

Gdyby za czas przepływu wody do rozpatrywanego przekroju przyjąć tylko czas przepływu siecią kanalizacyjną, wówczas przy obliczaniu początkowych odcinków kanałów należałoby przyjmować czas  $t_{k-1} = 0$ .

Jednakże czas przepływu w sieci kanalizacyjnej wydłuża się o czas przepływu wody po powierzchni zlewni i dlatego w tych przypadkach przyjmuje się

$$t_{k-1} = t_p$$

gdzie:  $t_p$  - jest czasem przepływu wody po powierzchni zlewni z jej najodleglejszego miejsca do kanału.

Do obliczenia czasu przepływu  $t_p$  stosuje się doświadczalny wzór **Hickse-Terstreipa**:

$$t_p = 3,696 \cdot b^{0,323} \cdot \psi^{-0,64} \cdot i^{-0,64} \cdot J^{-0,448} \quad (38)$$

gdzie:

$b$  - długość drogi wody [m]

$\psi$  - średni współczynnik spływu powierzchniowego

$i$  - natężenie deszczu \*\*

$J$  - średni spadek terenu zlewni (w kierunku drogi przepływu wody)

Czas przepływu  $t_p$  obliczamy najpierw dla deszczu  $i_{15}$  o czasie trwania 15 min i jeśli  $t_p \leq 15$  to przyjmuje się wartość  $t_p$  do dalszych obliczeń, jeśli natomiast  $t_p > 15$  min, wówczas poszukuje się deszczu krytycznego o czasie trwania równym czasowi przepływu wody po terenie zlewni. W tym przypadku korzysta się z zależności:

$$t_p = \left( \frac{7,7105}{\psi A} - b^{0,5047} J^{-0,7} \right)^{\frac{1}{1,5625-m}} \quad (39)$$

gdzie:  $A, m$  - parametry do wzoru Lindleya.

Natężenie deszczu krytycznego odpowiadające czasowi trwania  $t_p$  oblicza się z zależności:

$$i_p = A \cdot t_p^{-m} \quad (40)$$

Czas przepływu wody po powierzchni terenu zlewni uwzględnia się w obliczeniach hydraulicznych kolejnych odcinków dopóty, dopóki jest on większy od czasu przepływu ścieków od początku kanału do rozpatrywanego przekroju. Gdy czas przepływu ścieków od początku kanału jest większy od 20 min, wówczas w obliczeniach nie uwzględnia się czasu przepływu po powierzchni terenu zlewni.

## B. Założenia systemu modelowania sieci kanalizacyjnej

Model kanalizacji deszczowej jest to dynamiczny model symulacyjny spływu powierzchniowego stosowany do modelowania pojedynczych zdarzeń lub do symulacji długoterminowych parametrów jakościowych i ilościowych odpływu ze zlewni miejskich. Moduł spływu powierzchniowego w modelu dostosowany jest do zbioru zlewni cząstkowych, w obrębie których występują opady i powstaje odpływ wody i zanieczyszczeń. Moduł kanalizacji modelu odzwierciedla transport przez system rurociągów, kanałów, zbiorników, pomp i regulatorów. Moduł śledzi parametry jakościowe i ilościowe odpływu z poszczególnych zlewni cząstkowych obliczając przepływ, poziom oraz parametry jakościowe ścieków w każdej części układu w okresie symulacji składającej się z wielu kroków czasowych. Model uwzględnia różne procesy hydrologiczne, które wpływają na odpływ powierzchniowy z terenów miejskich takie jak:

- Opady zmienne w czasie
- Parowanie na powierzchniach wody stojącej
- Gromadzenie pokrywy śniegowej i roztopy
- Odpływ wód deszczowych do zbiorników depresyjnych
- Infiltrację wody deszczowej do nienasyconych warstw gleby
- Transport wody do warstw gruntowych
- Wymianę pomiędzy wodami gruntowymi i systemem odpływu
- Nieliniowe magazynowanie spływu powierzchniowego

Zróżnicowanie przestrzenne wszystkich wymienionych procesów uzyskane jest poprzez podzielenie badanego obszaru na oddzielne, mniejsze, homogeniczne zlewnie cząstkowe, z których każda zawiera pewien udział terenów przepuszczalnych i nieprzepuszczalnych. Odpływ ze zlewni może być kierowany do obszarów cząstkowych, zlewni cząstkowych lub do wybranych punktów systemu drenażu.

Model zawiera funkcje stosowane do modelowania hydraulicznego spływu powierzchniowego i napływów ze źródeł zewnętrznych poprzez system kanalizacji. Funkcje te uwzględniają:

- Obsługę systemów odpływowych o nieograniczonej wielkości
- Stosowanie szerokiej gamy standardowych przewodów otwartych i zamkniętych oraz naturalnych strumieni
- Modelowanie specjalnych struktur takich jak zbiorniki, komory rozdziału, pompy, przelewy i kryzy.
- Wprowadzanie zewnętrznych źródeł napływu
- Stosowanie alternatywnie metody fali kinematycznej lub fali w pełni dynamicznej
- Modelowanie różnych warunków przepływu
- Zastosowanie zdefiniowanych przez użytkownika algorytmów sterowania pompowniami, kryzami oraz poziomami przelewu

Poza modelowaniem spływu powierzchniowego moduł może również szacować ładunki zanieczyszczeń związanych z odpływem. Następujące procesy mogą być modelowane dla dowolnej ilości zdefiniowanych przez użytkownika parametrów jakościowych ścieków:

- Gromadzenie zanieczyszczeń w okresach suchych w odniesieniu do sposobu użytkowania terenu
- Spływ zanieczyszczeń podczas zdarzeń burzowych w odniesieniu do sposobu użytkowania terenu
- Wpływ osadzania związanych z opadami



- Redukcja gromadzenia zanieczyszczeń w okresach bezdeszczowych wynikająca ze sprzątanania ulic
- Napływ ścieków sanitarnych w okresach suchych oraz napływy zewnętrzne zdefiniowane przez użytkownika w dowolnym punkcie systemu kanalizacji
- Przepływ zanieczyszczeń przez system drenażu
- Redukcja stężeń zanieczyszczeń wskutek osadzania w zbiornikach lub w wyniku naturalnych procesów zachodzących w kanałach

## **MODUŁY DO SYSTEMÓW KANALIZACJI**

System zawiera następujące moduły

- Modele przepływów
- Opady - odpływ
- Sterowanie
- Transport zanieczyszczeń
- Procesy biologiczne

### **Modele przepływów**

Moduł zawiera model numeryczny pozwalający na:

- Hydrodynamiczne symulacje sieci
- Projektowanie i optymalizację rurociągów
- Symulacje długoterminowe i analizę statystyczną

#### **1. Symulacja hydrodynamiczna**

Model hydrodynamiczny przepływu w rurociągach rozwiązuje pełne równania St. Venant'a we wszystkich punktach sieci kanalizacyjnej, co pozwala na modelowanie efektu cofek, odwrócenia przepływu, zalewania włączów, przepływów swobodnych i ciśnieniowych, zbiorników i otwartych wypływów. Algorytm obliczeniowy powinien być opracowany do modelowania każdego typu sieci, w których występują zarówno przepływy swobodne jak i ciśnieniowe, jak również sieci otwartych kanałów oraz rurociągów o dowolnych kształtach. W zasadzie każdy typ konstrukcji powinien być w modelu odzwierciedlony włącznie z pompami, przelewami, zwężkami odwróconymi syfonami, itp. Algorytm numeryczny wykorzystuje samodostosowujący się krok czasowy, co prowadzi do efektywnych i dokładnych rozwiązań w rozgałęzionych systemach o dużej ilości połączeń i pętli wewnętrznych. Schemat obliczeniowy można zastosować do niestabilnych warunków przepływu, które spotykane są w rurociągach obejmujących mniejsze kolektory o niewielkich średnicach jak również niżej położone, często będące pod ciśnieniem główne kolektory pozostające pod wpływem zmiennych poziomów w odpływie. Zarówno podkrytyczne jak i superkrytyczne przepływy obliczane są przy użyciu tego samego algorytmu obliczeniowego, który dostosowuje się do lokalnych warunków. Ponadto precyzyjnie symulowane są nietypowe sytuacje takie jak np. cofki.

#### **2. Projektowanie rurociągów**

Przy pomocy tego narzędzia łatwo można określić optymalne średnice przewodów zarówno w nowych jak i w istniejących systemach. Podstawą do projektowania może być wstępny zestaw informacji zawierający dane geometryczne określające lokalizację nowego rurociągu oraz wstępnie oszacowane wartości określające średnicę i szorstkość rur. Może to być również gotowy model istniejącego złożonego systemu, w którym niektóre przewody zostaną przeprojektowane. W obu przypadkach narzędzia do projektowania rurociągów będą

pomocne do szybkiego i dokładnego doboru optymalnych rozmiarów rurociągów spełniających zadane kryteria.

### **3. Symulacje długoterminowe i analiza statystyczna**

Długoterminowa analiza statystyczna umożliwia długoterminową symulację obejmującą wieloletni okres historyczny, z którego istniejące dane są fragmentaryczne. System automatycznie łączy dynamiczną symulację przepływów podczas okresów deszczowych z prostymi obliczeniami hydrologicznymi w okresach bezdeszczowych. Skutkuje to dokładnymi obliczeniami obciążeń oczyszczalni ścieków, przelewów burzowych oraz innych wpływów z układu przy racjonalnym gospodarowaniu posiadanymi zdolnościami obliczeniowymi.

Wyniki przedstawiane są zarówno jako szeregi czasowe jak również w formie zastawień statystycznych. Porównanie wyników obliczeń dla obecnej konfiguracji sieci z obliczeniami dla zmodyfikowanej sieci pozwala na sprawdzenie skutków planowanych inwestycji, co z kolei umożliwia dobór optymalnej strategii modernizacji sieci oraz zapewnia uzyskanie efektów zgodnych z wymogami dotyczącymi ochrony środowiska.

### **Opady - Odpływ**

Moduł Opady-odpływ powinien zawierać model obliczeniowy do symulacji procesów opad-odpływ. Moduł zawiera:

- · Kilka rodzajów modeli splywu powierzchniowego
- · Zależne od opadów obliczenia odpływu ze zlewni i infiltracji

#### **1. Spływ powierzchniowy**

Moduł spływu powierzchniowego zawiera kilka rodzajów algorytmów obliczeniowych opisujących zlewnie miejskie:

- · Model A – metoda czasu/terenu
- · Model B – nieliniowa metoda zbiornikowa (fala kinematyczna)
- · Model C – liniowa metoda zbiornikowa
- · JMH – Jednostkowy Model Hydrograficzny

Obliczenia spływu powierzchniowego mogą być oparte na każdej spośród czterech wymienionych metod pod warunkiem, że określone są wymagane dane dla każdej zlewni. Tym niemniej system nie musi dawać możliwości stosowania różnych metod obliczeniowych dla różnych obszarów podczas jednej symulacji.

Spływ obliczony przy użyciu modeli A, B i C może być uzupełniony poprzez komponent spływu ciągłego np. indukowana przez opady infiltracja może być dodana do obliczonego spływu i zdefiniowana jako „przepływ bazowy”. Oznacza to, że obliczenia spływu mogą być skorygowane zgodnie z dostępnymi danymi. Modele powinny zawierać domyślny zestaw sprawdzonych parametrów hydrologicznych, który może jednak być modyfikowany w celu uzyskania najlepszej zgodności z wynikami pomiarów. Obliczony spływ jest wprowadzany do modelu sieci kanalizacyjnej.

#### **2. Infiltracja zależna od opadów**

Moduł ten umożliwia dokładne, ciągłe modelowanie podziemnych etapów cyklu hydrologicznego, dostarczając danych do analiz miejskich, rolniczych oraz mieszanych zlewni. Występujące opady przechodzą przez cztery rodzaje zasobników: pokrywa śnieżna, powierzchnia, strefa korzeniowa, wody gruntowe. W wyniku tego procesu otrzymujemy hydrografy o większej dokładności. Zamiast wykonywania analizy obciążenia hydraulicznego systemu kanalizacji podczas krótkich okresów wzmożonych opadów, takie rozwiązanie daje możliwość długoterminowego symulowania ciągłego zarówno okresów deszczowych jak i

okresów suchych z uwzględnieniem dopływu do sieci w wyniku infiltracji wód gruntowych. Umożliwia to dokładniejsze obliczenie ładunków dopływających do oczyszczalni ścieków i przelewów burzowych. Bardziej złożone analizy wzajemnego oddziaływania pomiędzy systemem kanalizacji a wodami gruntowymi można przeprowadzać przy zastosowaniu rozproszonego modelu wód podziemnych.

### **Sterowanie**

Moduł Sterowania pozwala na wprowadzenie do modelu sieci kanalizacyjnej urządzeń sterujących. Program powinien zawierać wybór urządzeń sterujących z możliwością pełnego definiowania algorytmów sterowania. System powinien umożliwiać zastosowanie określonych nastaw lub regulatora PID.

### **Modelowanie parametrów jakościowych**

Pod nazwą Transport zanieczyszczeń oraz Procesy biologiczne zawiera się oprogramowanie do symulacji procesów transportu osadów oraz parametrów jakościowych ścieków zarówno dla spływu powierzchniowego jak i sieci kanalizacyjnej. Ponieważ zanieczyszczenia są często przenoszone przez osady, procesy transportu osadów i jakości wody są ściśle współzależne. Jest to istotne dla zrozumienia zjawisk związanych z efektem pierwszego odpływu (first flush effect) ze zlewni. Fakt ten może być skutecznie modelowany tylko po uwzględnieniu czasowego i przestrzennego rozmieszczenia osadów na powierzchni zlewni i w sieci kanalizacyjnej.

### **Transport zanieczyszczeń**

Moduł Transport zanieczyszczeń umożliwia modelowanie:

- Jakości spływu powierzchniowego
- Transportu osadów
- Adwekcji-dyspersji

#### **1. Jakość spływu powierzchniowego**

Podstawową rolą implementacji spływu powierzchniowego jest dostarczanie fizycznego opisu procesów powiązanych z osadami oraz zanieczyszczeniami w powiązaniu ze spływem powierzchniowym, a następnie dostarczanie danych dotyczących parametrów jakościowych spływu powierzchniowego i ilości wnoszonych osadów dla modeli transportu osadów oraz jakości wody w sieciach kanalizacyjnych. Symulowane procesy dotyczą:

- Gromadzenia oraz spłukiwania cząsteczek osadu w zlewni
- Transportu powierzchniowego zanieczyszczeń połączonych z cząsteczkami osadu
- Gromadzenia oraz wymywania rozpuszczonych zanieczyszczeń w zlewni

#### **2. Transport osadów**

Osady denne mogą w istotnym stopniu obniżyć przepustowość rur kanalizacyjnych zmniejszając przekrój przepływu oraz zwiększając opór przepływu. Moduł obliczeniowy transportu osadów w rurociągach służy do symulacji wymienionych problemów odzwierciedlając transport osadów w sieci kanalizacyjnej z uwzględnieniem nawarstwienia oraz erozji spowodowanej przez osady o zróżnicowanej granulacji. Ponadto należy brać pod uwagę skutki spływu powierzchniowego oraz przepływu ścieków podczas okresu bezdeszczowego. Moduł transportu osadów działa w połączeniu modułem hydraulicznym, symulując dynamiczne powstawanie osadów oraz zwrotny wpływ zmniejszenia przekroju rur i zwiększenia oporów przepływu na warunki hydrauliczne układu. Moduł umożliwia:

- Prognozę obszarów gromadzenia się osadów oraz powiązanych z osadami zanieczyszczeń i metali w sieci kanalizacyjnej
- Prognozę zmniejszenia się wydajności hydraulicznej w związku z obserwowanym oraz symulowanym gromadzeniem osadów
- Analizę sieci kanalizacyjnej pod kątem zmian w algorytmach sterowania

### 3. Adwekcja-dyspersja

Proces adwekcji-dyspersji w rurowości symuluje transport rozpuszczonych substancji oraz drobnych frakcji zawiesiny w rurowościach. Narzędzie umożliwia symulowanie substancji konserwatywnych (nie wchodzących w reakcje) oraz substancji podlegających rozkładowi liniowemu. Moduł obliczeniowy korzysta z wyników obliczeń przepływów, poziomu wody oraz obliczeń przepływu w przekroju rurowości.

Wyniki obliczeń mogą być używane jako dane dotyczące napływu do oczyszczalni ścieków lub parametry jakościowe przelewu. Moduł może być połączony z modułem obliczeń długoterminowych w celu długoterminowej symulacji transportu zanieczyszczeń.

### 4. Modelowanie H<sub>2</sub>S

Powstawanie siarkowodoru w sieciach kanalizacyjnych może być istotne ze względu na problemy związane z występowaniem wysokich stężeń H<sub>2</sub>S – nieprzyjemne zapachy, zagrożenie zdrowotne, korozja betonów i stali oraz zahamowanie procesów oczyszczania ścieków. Ponadto, nadmiar siarkowodoru jest toksyczny dla ryb w potokach, do których kierowane są przelewy. Model powstawania siarkowodoru może służyć do przeprowadzania analizy wahań stężenia oraz nagromadzania się siarkowodoru w sieciach kanalizacyjnych podczas cyklu dobowego.

### Procesy biologiczne

Moduł powinien dostarczać wielu opcji opisu procesów wieloskładnikowych, uwzględniając rozkład materii organicznej, rozwój i obumieranie bakterii, wymianę tlenową z atmosferą oraz konsumpcję tlenu przez zerodowane osady nagromadzone w rurowościach. Umożliwia to realistyczną analizę kompleksowych zjawisk związanych z parametrami jakościowymi ścieków. Moduł może uwzględniać dobową zmienność zanieczyszczonych zrzutów oraz zdefiniowane przez użytkownika stężenia zanieczyszczeń. Moduł może uwzględniać organiczne osady wymywane podczas zrzutów jak również drobne i grube osady mineralne nagromadzone w rurowościach pochodzące ze spływu powierzchniowego.

### Literatura

1. J.Chudzicki, S.Sosnowski: Instalacje kanalizacyjne. Wydawnictwo „Seidel-Przywecki” Sp. z o.o, Warszawa 2004
2. P.Mizgalewicz, K.Knapik, A.Wieczysty: Analiza pracy sieci kanalizacyjnych przy zastosowaniu EMC. Ochrona Środowiska nr 434/3-4 (20-21), 1984.
3. W., Niedzielski: Charakter przepływu w sieci kanalizacji deszczowej. Ochrona Środowiska, nr 434/3-4 (20-21), 1984
4. M.Serek: Zastosowanie mikrokomputerów do obliczania sieci kanalizacji deszczowej. Ochrona Środowiska, Nr 488/1-2 (27-28). Wrocław, 1986.
5. E. Wołoszyn: Matematyczny model przepływów w sieci kanalizacyjnej. Archiwum Hydrotechniki, tom XXVI, zeszyt 4, 1979







