

**Bartosz Kaźmierczak  
Andrzej Kotowski**

**Weryfikacja przepustowości  
kanalizacji deszczowej  
w modelowaniu hydrodynamicznym**

---



Pracę zrealizowano ze środków finansowych Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wyższego w ramach działalności statutowej Wydziału Inżynierii Środowiska Politechniki Wrocławskiej

Recenzent

Józef DZIOPAK

Opracowanie redakcyjne

Katarzyna SOSNOWSKA

Korekta

Alina KACZAK

Wszelkie prawa zastrzeżone. Żadna część niniejszej książki, zarówno w całości, jak i we fragmentach, nie może być reprodukowana w sposób elektroniczny, fotograficzny i inny bez zgody wydawcy i właścicieli praw autorskich.

© Copyright by Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2012

OFICyna WYDAWNICZA POLITECHNIKI WROCLAWSKIEJ

Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław

<http://www.oficyna.pwr.wroc.pl>

e-mail: [oficwyd@pwr.wroc.pl](mailto:oficwyd@pwr.wroc.pl)

[zamawianie.ksiazek@pwr.wroc.pl](mailto:zamawianie.ksiazek@pwr.wroc.pl)

ISSN 0084-2869

Drukarnia Oficyny Wydawniczej Politechniki Wrocławskiej. Zam. nr 154/2012.

## Spis treści

Wykaz ważniejszych oznaczeń .....	8
1. Wprowadzenie .....	10
2. Metody wymiarowania kanalizacji deszczowej .....	13
2.1. Założenia wyjściowe metod czasu przepływu .....	13
2.1.1. Metoda granicznych natężeń (MGN) .....	13
2.1.2. Metoda współczynnika opóźnienia (MWO) .....	15
2.2. Modele opadów do wymiarowania systemów kanalizacyjnych .....	17
2.2.1. Ogólna charakterystyka opadów deszczowych .....	17
2.2.2. Model Błaszczyka .....	18
2.2.3. Model probabilistyczny opadów maksymalnych dla Wrocławia .....	19
2.3. Metody wymiarowania obiektów odciążających sieci kanalizacyjne .....	20
2.3.1. Podstawy prawne projektowania obiektów odciążających .....	20
2.3.2. Metody wymiarowania separatorów strumieni objętości ścieków .....	21
2.3.3. Metody wymiarowania zbiorników retencyjnych .....	24
2.4. Standardy odwodnień terenów zurbanizowanych .....	26
3. Podstawy modelowania systemów kanalizacyjnych .....	29
3.1. Założenia wyjściowe .....	29
3.1.1. Wytyczne do obciążenia opadem .....	29
3.1.2. Zadania projektowe i zalecane metody obliczeniowe .....	32
3.1.3. Równania ruchu cieczy .....	35
3.2. Programy użytkowe do modelowania kanalizacji .....	38
3.2.1. Struktura programów użytkowych .....	38
3.2.2. Storm Water Management Model (SWMM) .....	40
4. Modelowanie działania sieci kanalizacji deszczowej .....	55
4.1. Założenia wyjściowe do modelowania sieci .....	55
4.1.1. Modelowa zlewnia deszczowa .....	55
4.1.2. Wymiarowanie kanalizacji deszczowej wybranymi metodami .....	57
4.1.3. Sporządzanie opadów modelowych Eulera typu II dla Wrocławia .....	62
4.2. Badania symulacyjne działania sieci kanalizacyjnych .....	66
4.2.1. Sieć deszczowa zwymiarowana MGN z modelem opadów Błaszczyka .....	66
4.2.2. Sieć deszczowa zwymiarowana MGN z modelem opadów dla Wrocławia .....	70
4.2.3. Sieć deszczowa zwymiarowana MWO z modelem opadów dla Wrocławia .....	74
4.3. Weryfikacja wyników symulacji z zastosowaniem opadu rzeczywistego .....	78
4.4. Wnioski z analiz działania zwymiarowanych sieci kanalizacyjnych .....	83
5. Modelowanie działania kanalizacji deszczowej z separatorem .....	85
5.1. Wymiarowanie separatora strumieni objętości ścieków deszczowych .....	85
5.1.1. Algorytm wymiarowania separatora .....	85

5.1.2.	Model hydrauliczny separatora .....	91
5.1.3.	Dobór parametrów konstrukcyjnych separatora .....	93
5.2.	Badania symulacyjne działania sieci kanalizacji deszczowej z separatorem .....	94
5.3.	Wnioski z analiz działania modelowego systemu kanalizacji deszczowej .....	95
6.	Weryfikacja przepustowości hydraulicznej rzeczywistej kanalizacji deszczowej .....	98
6.1.	Opis zlewni deszczowej na osiedlu Rakowiec we Wrocławiu .....	98
6.2.	Dobór parametrów podzlewni cząstkowych kanałów .....	100
6.3.	Ustawienia programu SWMM i wprowadzanie danych .....	105
6.4.	Badania symulacyjne działania kanalizacji deszczowej na osiedlu Rakowiec .....	109
6.4.1.	Opady modelowe Eulera o czasie trwania 60 minut .....	109
6.4.2.	Opady modelowe Eulera o czasie trwania 120 minut .....	119
6.5.	Wnioski z analiz działania przedmiotowej sieci kanalizacyjnej .....	124
6.6.	Propozycje modernizacji kanalizacji deszczowej na osiedlu Rakowiec .....	125
7.	Podsumowanie i wnioski końcowe .....	135
	Literatura .....	138
	Streszczenie w języku angielskim .....	143

# Contents

List of symbols .....	8
1. Introduction .....	10
2. Methods of storm water drainage sizing .....	13
2.1. Output assumptions of flow time methods .....	13
2.1.1. The Rational Method (MGN) .....	13
2.1.2. The method of coefficient of delay (MWO) .....	15
2.2. Precipitation models for measuring sewer systems .....	17
2.2.1. General characteristics of rainfall .....	17
2.2.2. Precipitation model of Błaszczyk .....	18
2.2.3. Probabilistic model of maximum precipitation for Wrocław .....	19
2.3. Methods of sizing discharge objects .....	20
2.3.1. Legal basis for design of discharge objects .....	20
2.3.2. Methods of sizing flowrate separator .....	21
2.3.3. Methods of sizing storage reservoirs .....	24
2.4. Drainage standards for urban areas .....	26
3. Basics of modeling sewer systems .....	29
3.1. Output assumptions .....	29
3.1.1. Guidelines for the precipitation load .....	29
3.1.2. Design tasks and the recommended methods of sizing .....	32
3.1.3. The equations of fluid motion .....	35
3.2. Storm water modeling software .....	38
3.2.1. The structure of application programs .....	38
3.2.2. Storm Water Management Model (SWMM) .....	40
4. Modeling of storm water drainage network .....	55
4.1. Output assumptions for modeling the network .....	55
4.1.1. Rainwater catchment model .....	55
4.1.2. Sizing of storm water drainage network using the selected methods .....	57
4.1.3. Preparation of precipitation model of Euler type II for Wrocław .....	62
4.2. Simulation studies of sewer networks .....	66
4.2.1. MGN sized network with precipitation model of Błaszczyk .....	66
4.2.2. MGN sized network with precipitation model for Wrocław .....	70
4.2.3. MWO sized network with precipitation model for Wrocław .....	74
4.3. Verification of simulation results using rainfall data of real storm events .....	78
4.4. Conclusions from the analysis of sized sewer networks .....	83
5. Modeling of storm water with separator .....	85
5.1. Dimensioning the flowrate separator .....	85
5.1.1. Algorithm for sizing separators .....	85

5.1.2. Hydraulic model of separator .....	91
5.1.3. Selection of constructional parameters of separator .....	93
5.2. Simulation studies of sewer networks with separator .....	94
5.3. Conclusions from the analysis of sized sewer networks with separator .....	95
6. Verification of capacity of the real storm water drainage .....	98
6.1. Description of rainwater catchment Rakowiec estate in Wroclaw .....	98
6.2. Selection of parameters of the subcatchments and channels .....	100
6.3. SWMM program settings and data input .....	105
6.4. Simulation studies of sewer networks in Rakowiec district .....	109
6.4.1. Precipitation model of Euler with a duration of 60 minutes .....	109
6.4.2. Precipitation model of Euler with a duration of 120 minutes .....	119
6.5. Conclusions from the analysis of the sewage system under study .....	124
6.6. Proposals for modernization of storm water drainage in Rakowiec district .....	125
7. Summary and conclusions .....	135
Literature .....	138
Summary in English .....	143

*kanalizacja deszczowa, wymiarowanie kanalizacji,  
modelowanie kanalizacji, separator ścieków deszczowych,  
zbiornik retencyjny, SWMM*

Bartosz KAŻMIERCZAK\*  
Andrzej KOTOWSKI\*

## **WERYFIKACJA PRZEPUSTOWOŚCI KANALIZACJI DESZCZOWEJ W MODELOWANIU HYDRODYNAMICZNYM**

Wymiarowanie systemów kanalizacji deszczowej czy ogólnospławnej w Polsce napotyka poważne trudności, które wynikają głównie z braku wiarygodnego modelu opadów deszczu. W rezultacie, stosowana w Polsce metoda granicznych natężeń (MGN) z wykorzystaniem wzoru Błaszczyka znacznie zaniża wyniki obliczeń strumieni spływu wód deszczowych w porównaniu do metody współczynnika opóźnienia (MWO) stosowanej w Niemczech.

W publikacji przedstawiono symulowane działanie systemu kanalizacji deszczowej, zwymiarowanej trzema metodami czasu przepływu, tj. stosując MGN z wzorem Błaszczyka oraz MGN i MWO z wzorem opadów dla Wrocławia. Przyjęto modelową zlewnię miejską o powierzchni 1,54 km<sup>2</sup> w terenie płaskim i zastosowano własny model opadów oparty na rozkładzie Fishera–Tippetta typu III<sub>min</sub>. Za obciążenie zlewni przyjęto opady modelowe Eulera typu II o zmiennych czasach trwania w warunkach hydrologicznych miasta Wrocławia. Do symulacji hydrodynamicznych działania systemów kanalizacyjnych wybrano program SWMM 5.0. Wskazano na bezpieczną metodę wymiarowania kanalizacji (MWO) dla kryterium braku wylewów z kanałów.

Przeprowadzono także weryfikację przepustowości hydraulicznej rzeczywistej sieci kanalizacji deszczowej na osiedlu Rakowiec we Wrocławiu. W wyniku symulacji stwierdzono, że kanalizacja ta nie spełnia wymagań europejskiej normy PN-EN 752. Nadpiętrzenia do poziomu terenu występują statystycznie częściej niż raz na 3 lata. Zaproponowano modernizację przedmiotowej kanalizacji poprzez budowę trzech zbiorników retencyjnych, w pobliżu stwierdzonych punktów krytycznych sieci, o wyznaczonych w pracy objętościach retencyjnych.

---

\* Instytut Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej, Zakład Naukowy Usuwania Ścieków, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław.

## Wykaz ważniejszych oznaczeń

$a, b, c$	– współczynniki empiryczne
$d_r$	– średnica rury dławiącej, m
$h$	– wypełnienie kanału ściekami, m
$h_a$	– wysokość warstwy przelewowej na początku przelewu, m
$h_k$	– wysokość warstwy przelewowej na końcu przelewu, m
$h_m$	– miarodajna wysokość warstwy przelewowej, m
$h_{\max}$	– wysokość maksymalna opadu deszczu, mm
$i$	– spadek dna kanału, ‰
$i_p$	– spadek powierzchni zlewni, ‰
$l$	– długość, m
$l_p$	– długość krawędzi przelewowej, m
$l_r$	– długość rury dławiącej, m
$t$	– czas, min
$t_d$	– czas trwania deszczu, min
$t_{dm}$	– miarodajny czas trwania deszczu, min
$t_k$	– czas koncentracji terenowej, min
$t_p$	– czas przepływu w kanale, min
$t_r$	– czas retencji kanałowej, min
$n$	– współczynnik szorstkości kanału do wzoru Manninga, $s/m^{1/3}$
$n_p$	– współczynnik szorstkości powierzchni zlewni, $s/m^{1/3}$
$p$	– wysokość bocznej krawędzi przelewowej, m
$q$	– natężenie jednostkowe deszczu, $dm^3/s \cdot ha$
$q_{\max}$	– maksymalne natężenie jednostkowe deszczu, $dm^3/s \cdot ha$
$q_s$	– graniczne natężenie deszczu płuczącego, $dm^3/s \cdot ha$
$v$	– prędkość przepływu, m/s
$\psi$	– współczynnik spływu powierzchniowego, –
$\mu$	– współczynnik przepływu przelewu, –
$A$	– powierzchnia przekroju poprzecznego strumienia ścieków, $m^2$
$C$	– częstość deszczu obliczeniowego, lata
$D$	– średnica kanału, m
$F$	– powierzchnia zlewni, ha
$F_{zr}$	– zredukowana (szczelna) powierzchnia zlewni, ha
$H$	– wysokość opadu normalnego, mm
$I$	– intensywność deszczu, mm/h
$J$	– spadek hydrauliczny wywołany tarciami, ‰
$W$	– szerokość hydrauliczna zlewni, m
$Q$	– strumień objętości odpływu ścieków w kierunku odbiornika, $m^3/s$



- 
- $Q_d$  – strumień objętości dopływu ścieków do obiektu, m<sup>3</sup>/s  
 $Q_{gr}$  – graniczny strumień objętości dopływu ścieków do obiektu, m<sup>3</sup>/s  
 $Q_m$  – miarodajny odpływ wód deszczowych, dm<sup>3</sup>/s  
 $Q_o$  – strumień objętości odpływu ścieków w kierunku podczyszczalni, m<sup>3</sup>/s  
 $V$  – objętość, m<sup>3</sup>

## Ważniejsze akronimy

- DDF – Depth-Duration Frequency (powtarzalna wysokość opadu)  
IDF – Intensity-Duration Frequency (powtarzalna intensywność opadu)  
MGN – metoda granicznych natężeń  
MWO – metoda współczynnika opóźnienia

# 1. Wprowadzenie

Do projektowania systemów kanalizacji deszczowej bądź ogólnospławnej stosowane są różne metody obliczeniowe do określania miarodajnego odpływu ścieków. Konsekwencją doboru niewłaściwej metody może być zaprojektowanie kanałów przewymiarowanych, co byłoby ekonomicznie nieuzasadnione, bądź też częściej kanałów o niedostatecznej przepustowości, co powoduje przeciążenie sieci i stwarza niebezpieczeństwo zalania ulic, piwnic czy podtopień terenów. O dokładności każdej metody obliczeniowej decyduje najślabsze ogniwo, którym są najczęściej dane o opadach i spływach ścieków deszczowych.

Bezpieczne projektowanie systemów kanalizacyjnych ma na celu zapewnienie odpowiedniego standardu odwodnienia terenu, który definiuje się jako przystosowanie systemu do przyjęcia prognozowanych maksymalnych strumieni wód opadowych z częstością równą dopuszczalnej (akceptowanej społecznie) częstości wystąpienia ich wylania na powierzchnię terenu (tab. 1.1).

Tabela 1.1. Częstości projektowe deszczu obliczeniowego i dopuszczalne częstości wystąpienia wylania zalecane zgodnie z PN-EN 752:2008

Częstość deszczu obliczeniowego [1 raz na C lat]	Kategoria standardu odwodnienia terenu	Dopuszczalna częstość wystąpienia wylania [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 usługowe i przemysłowe	1 na 30
1 na 10	IV. Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami itp.	1 na 50

Norma PN-EN 752:2008 [72] ogranicza częstość wylewów z kanalizacji do rzadkich powtarzalności ich występowania: raz na 10 lat w przypadku terenów pozamiejskich oraz raz na 20, 30 lub 50 lat na terenach miejskich – odpowiednio do rodzaju zagospodarowania przestrzennego. Cytowana norma zaleca do projektowania systemów kanalizacyjnych częstości deszczu obliczeniowego: raz na rok dla terenów pozamiejskich oraz raz na 2, 5 lub 10 lat dla terenów miejskich. Nie mogą przy tym wy-

stępować żadne przeciążenia w działaniu systemów grawitacyjnych, czyli działanie nie może odbywać się pod ciśnieniem. Wynika stąd m.in. konieczność dobierania kanałów na niecałkowite wypełnienie, tj. z rezerwą przepustowości na wypadek rzadziej pojawiających się deszczy.

W nowo projektowanych, modernizowanych lub rozbudowywanych większych systemach kanalizacyjnych zaleca się obecnie weryfikację częstości nadpiętrzeń do poziomu terenu, czy też wylewów z kanalizacji na drodze modelowania hydrodynamicznego przy różnych scenariuszach obciążenia opadami, zmiennymi w czasie i przestrzeni. Scenariuszami tymi są rzeczywiste, zmierzone serie intensywnych opadów lokalnych w wieloletniu, które są na ogół trudno dostępne [43], [55], [64], bądź częściej opady modelowe np. Eulera typu II [5], [81], czy też opady syntetyczne generowane losowo [61].

Wymiarowanie systemów kanalizacji deszczowej czy ogólnospławnej w Polsce wiąże się z trudnościami, jakie wynikają z braku wiarygodnego modelu opadów deszczu [43]. Najczęściej stosowany model Błaszczyka z 1954 r. zaniża bowiem wyniki obliczeń strumieni deszczu o około 40%, co wykazano w pracy [55] na przykładzie opadów zmierzonych w latach 1960–2009 na stacji meteorologicznej IMGW we Wrocławiu. Ma to swoje konsekwencje w wymiarowaniu odwodnień terenów według zaleceń europejskiej normy PN-EN 752, ponieważ wpływa bezpośrednio na większą częstość występowania tych niekorzystnych zjawisk w Polsce.

Weryfikacja częstości wylewów w nowo projektowanych systemach kanalizacyjnych wymaga uprzednio zwymiarowania sieci metodami czasu przepływu, zwanymi też stacjonarnymi. W metodach tych obliczanie miarodajnego do wymiarowania kanałów i obiektów strumienia ścieków deszczowych opiera się na szeregu założeniach upraszczających. W rezultacie stosowana w Polsce metoda granicznych natężeń (MGN) z wzorem Błaszczyka znacznie zaniża wyniki obliczeń strumieni ścieków w porównaniu do innych metod czasu przepływu, np. metody współczynnika opóźnienia (MWO) stosowanej w Niemczech [5], [20], [23], [24], [37], [42], [43], [48]. Tak zwymiarowane systemy kanalizacyjne zaleca się obecnie sprawdzać pod kątem ich maksymalnej przepustowości hydraulicznej na podstawie modelu symulacyjnego [5], [43]. Modele hydrodynamiczne do opisu działania systemów kanalizacyjnych umożliwiają bowiem uwzględnienie zmiennych w czasie i przestrzeni rzeczywistych spływów wód opadowych, a także zmiennego, nieustalonego przepływu ścieków w kanałach i obiektach kanalizacyjnych.

W publikacji przedstawiono symulację działania kanalizacji deszczowej zwymiarowanej trzema metodami czasu przepływu, tj. MGN z wykorzystaniem wzoru Błaszczyka, MGN z użyciem wzoru opadów dla Wrocławia i MWO z wzorem opadów dla Wrocławia, dla modelowej zlewni miejskiej o powierzchni  $1,54 \text{ km}^2$  w terenie płaskim. Za obciążenie zlewni przyjęto opady modelowe Eulera typu II o zmiennych czasach trwania w warunkach hydrologicznych miasta Wrocławia. Zbadano wpływ wydłużania czasu trwania opadów modelowych Eulera typu II na częstość nadpiętrzeń

powyżej powierzchni terenu i objętość wylewów z kanałów. Do symulacji hydrodynamicznych działania kanalizacji wykorzystano program SWMM 5.0. Wskazano na bezpieczną metodę wymiarowania kanalizacyjnych (MWO) dla kryterium braku wylewów z kanałów.

Stosowane obecnie algorytmy do projektowania obiektów odciążających hydraulicznie sieci kanalizacyjne i oczyszczalnie ścieków, takich jak: przelewy burzowe, separatory czy zbiorniki retencyjne ścieków deszczowych, nie pozwalają na odwzorowanie ich działania w czasie trwania rzeczywistych opadów, a jedynie na projektowanie rozdziału ścieków czy objętości retencyjnej przy strumieniu obliczeniowym. Ponadto przy wymiarowaniu takich obiektów należy uwzględniać ilościowe i/lub jakościowe kryteria ochrony wód odbiornika przed zanieczyszczeniem, wyrażone bądź to dopuszczalną liczbą zrzutów burzowych w ciągu roku, bądź też dopuszczalnym stężeniem i/lub ładunkiem zanieczyszczeń, odprowadzanych w zrzutach burzowych do odbiornika. Kontrola tych parametrów jest możliwa jedynie poprzez modelowanie hydrodynamiczne działania całego systemu kanalizacyjnego.

W warunkach stacjonarnych (ruchu ustalonego i równomiernego), które są podstawą hydrauliczną dotychczasowych metod czasu przepływu wymiarowania sieci i obiektów kanalizacyjnych, zakłada się a priori, że separator nie wpływa na działanie sieci ze względu na nadpiętrzenia czy wylania. Poprawność tego założenia sprawdzono na przykładzie modelowej zlewni miejskiej, dla bezpiecznie zwymiarowanej kanalizacji deszczowej i zweryfikowanej w modelowaniu hydrodynamicznym. Dobrano parametry konstrukcyjne separatora ścieków deszczowych i symulowano jego działanie łącznie z siecią w warunkach ruchu zmiennego i nieustalonego.

W pracy zamieszczono także przykład weryfikacji przepustowości hydraulicznej kanalizacji deszczowej na osiedlu Rakowiec we Wrocławiu, wskazując na potrzebę jej modernizacji. W wyniku symulacji przeprowadzonych za pomocą programu SWMM stwierdzono, że analizowana kanalizacja nie spełnia rygorystycznych wymagań europejskiej normy PN-EN 752:2008. Zaproponowano budowę zbiorników retencyjnych, w pobliżu stwierdzonych punktów krytycznych sieci, tj. punktów o częstych w roku wylewach. Zbadano także wpływ wydłużenia czasu trwania opadów modelowych Eulera typu II na częstość nadpiętrzeń powyżej powierzchni terenu i objętość wylewów z kanałów w analizowanej kanalizacji deszczowej, uzyskując potwierdzenie wniosków wyprowadzonych dla zlewni modelowej.

## **2. Metody wymiarowania kanalizacji deszczowej**

### **2.1. Założenia wyjściowe metod czasu przepływu**

#### **2.1.1. Metoda granicznych natężeń (MGN)**

Zjawisko opad–odpływ w danej zlewni zurbanizowanej jest zagadnieniem złożonym i trudnym do uogólnienia na inne zlewnie [4], [11], [12], [14], [24], [27], [43], [46], [48], [66], [70], [78], [85], [88], [92], [96]. Proces spływu wód opadowych można podzielić na 3 fazy: tworzenia spływu, koncentracji spływu i 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 wód deszczowych.

Tworzenie spływu determinowane jest nie tylko przez właściwości terenu i powierzchni, ale również występujący opad. Okoliczności poprzedzające wystąpienie opadu, wysokość opadu w obrębie określonego okresu, rozkład natężenia w czasie oraz czas trwania zdarzenia determinują wysokość występujących strat. W obliczeniach sieci kanalizacyjnych decydujące znaczenie ma zwykle udział odpływu z uszczelnionych powierzchni. Koncentracja spływu obejmuje przekształcenie powierzchniowo rozdzielonego opadu efektywnego w powstający w najniższym punkcie rozpatrywanej zlewni hydrogram odpływu. Ważną rolę odgrywają przy tym procesy spływu na powierzchni i efekty opóźniające. Te złożone procesy fizyczne w obliczeniach sieci kanalizacyjnych mogą być uwzględnione, jak na razie, tylko w przybliżony sposób [5], [95]. Odpływ w kanałach podlega również przesunięciu w czasie i retencji.

Zastosowanie dotychczas opracowanych hydrologicznych czy hydrodynamicznych modeli symulacyjnych spływu wód deszczowych wymaga uprzedniego zwymiarowania sieci odwodnieniowych metodami czasu przepływu, w których obliczanie miar-

dajnego do wymiarowania kanalizacji deszczowej bądź ogólnospławnej strumienia ścieków opiera się z konieczności na wielu założeniach upraszczających. Zakłada się w nich, że:

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

Uzyskuje się wówczas największy, czyli miarodajny do wymiarowania systemów kanalizacyjnych, odpływ wód deszczowych  $Q_m$ , przy czasie trwania deszczu równym czasowi spływu wód ze zlewni.

W metodzie granicznych natężeń (MGN) stosowanej w Polsce przyjmuje się, że miarodajny strumień objętości ścieków deszczowych  $Q_m$ , w rozpatrywanym przekroju kanału, występuje z pewnym opóźnieniem w stosunku do momentu rozpoczęcia opadu (po okresie tzw. suchej pogody), o czas niezbędny na:

- koncentrację terenową  $t_k$ , min,
- retencję kanałową  $t_r$ , min,
- przepływ w kanale  $t_p$  – od początku do przekroju obliczeniowego, min.

Stąd w MGN czas spływu wód deszczowych ze zlewni przyjmuje się równy czasowi trwania deszczu miarodajnego jako sumę  $t_{dm} = t_k + t_r + t_p$ .

Obliczeniowy strumień objętości  $Q_m$  ( $\text{dm}^3/\text{s}$ ) zapisywany jest następująco:

$$Q_m = q(t_{dm})\psi F \quad (2.1)$$

gdzie:

$q(t_{dm})$  – jednostkowe natężenie deszczu (w  $\text{dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$ ) dla miarodajnego czasu trwania, obliczane z wzoru Błaszczyka [10], [11]:

$$q(t_{dm}) = \frac{6,631 \sqrt[3]{H^2 C}}{t_{dm}^{2/3}} \quad (2.2)$$

$H$  – wysokość opadu normalnego, mm,

$C$  – częstość deszczu obliczeniowego, lata,

$\Psi$  – współczynnik spływu powierzchniowego (równy stopniowi uszczelnienia), –,

$F$  – powierzchnia zlewni deszczowej, ha.

Według [93] uśredniony czas  $t_k$  w warunkach miejskich należy przyjmować w zależności od prawdopodobieństwa (częstości) występowania deszczu obliczeniowego od 10 minut do 2 minut, zgodnie z zaleceniami podanymi w tabeli 2.1.

W MGN, czas retencji kanałowej  $t_r$  należało przyjmować w wysokości 20% czasu  $t_p$ . Prawdopodobieństwo  $p$  (lub zamiennie częstość  $C$ ) pojawiania się deszczu obliczeniowego jest przyjmowane ze względu na rodzaj kanalizacji, ważność kanału, ukształto-

wanie i spadki powierzchni terenów (tab. 2.1), odrębnie dla kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej [9], [11], [93].

Tabela 2.1. Prawdopodobieństwo (częstość) występowania deszczu obliczeniowego stosowane w MGN [11], [93]

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

\* Wartości zalecane przez Instytut Kształtowania Środowiska w Warszawie [43].

## 2.1.2. Metoda współczynnika opóźnienia (MWO)

W Niemczech do wymiarowania odwodnień terenów stosowana jest najczęściej metoda współczynnika opóźnienia (MWO) [5], [6], [23], [26], [43], [57], [81]. W metodzie tej zakłada się czas trwania deszczu  $t_d$  równy czasowi przepływu  $t_p$  w kanale. Wyznaczone w ten sposób spływy wód deszczowych  $Q_m$  są znacznie większe w porównaniu do obliczanych wg MGN [42], [43], [48].

Miarodajny odpływ deszczu  $Q_m$  ( $\text{dm}^3/\text{s}$ ) określa się z wzoru:

$$Q_m = q(t_d, C)\psi_s F \quad (2.3)$$

gdzie:

- $q(t_d, C)$  – jednostkowe (maksymalne) natężenie deszczu dla czasu trwania  $t_d = t_p$  i częstości występowania  $C$ ,  $\text{dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$ ,
- $\psi_s$  – szczytowy współczynnik spływu wód deszczowych, zależny od uszczelnienia powierzchni i spadku terenu oraz natężenia deszczu, –,
- $F$  – powierzchnia zlewni deszczowej, ha.

Najkrótszy zalecany czas trwania deszczu  $t_{d\text{ min}}$  powinny być dobierany w zależności od nachylenia terenu i stopnia uszczelnienia powierzchni, zgodnie z zaleceniami podanymi w tabeli 2.2.

Tabela 2.2. Najkrótszy miarodajny czas trwania deszczu  $t_{dmin}$  w zależności od spadku terenu i stopnia uszczelnienia powierzchni wg ATV-A118 [5]

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

W MWO szczytowe współczynniki spływu  $\psi_s$  są stopniowane dla różnych natężeń deszczu obliczeniowych:  $q_{15,C} = 100, 130, 180$  i  $225 \text{ dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$  (odpowiednio dla  $C = 1, 2, 5$  i  $10$  lat) i uwzględniają rosnący udział spływu powierzchniowego, zwłaszcza ze słabiej uszczelnionych powierzchni zlewni, w miarę zwiększania się natężenia deszczu obliczeniowego i spadku terenu (tab. 2.3).

Tabela 2.3. Szczytowe współczynniki spływu wg ATV A-118 [81]

Stopień uszczelnienia terenu $\psi_s$ , %	Szczytowe współczynniki spływu $\psi_s$															
	Spadek terenu $i_t$															
	$i_t \leq 1\%$				$1\% < i_t \leq 4\%$				$4\% < i_t \leq 10\%$				$i_t > 10\%$			
	Wzorcowe natężenie deszczu $q_{15,C}, \text{ dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$															
	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  $\psi_s$ .

W Niemczech w projektowaniu wymiarów kanałów deszczowych bądź ogólnospławnych [5] zaleca się dobierać następnego większy przekrój, jeżeli wyznaczony strumień miarodajny  $Q_m$  przekracza 90% przepustowości całkowitej  $Q$  danego przekroju. Odpowiada to zasadzie wymiarowania takich kanałów na względne wypełnienia [43]:



- $h/D \leq 0,75$  – w wypadku kanałów o przekroju kołowym,
- $h/H \leq 0,79$  – w wypadku kanałów jajowych.

Przestrzeganie tych zaleceń prowadzi więc do uzyskania większej pewności poprawnego pod względem hydraulicznym działania kanałów grawitacyjnych oraz stworzenia dodatkowej rezerwy bezpieczeństwa na rozwój w przyszłości.

W Polsce utrwalił się błędny sposób wymiarowania kanałów deszczowych bądź ogólnospławnych do całkowitego wypełnienia przekroju, tj. bez pozostawienia odpowiedniej rezerwy bezpieczeństwa.

## 2.2. Modele opadów do wymiarowania systemów kanalizacyjnych

### 2.2.1. Ogólna charakterystyka opadów deszczowych

Opady atmosferyczne występują zarówno w postaci ciekłej (deszczu lub mżawki), jak i stałej (śniegu czy gradu). Ze względu na zazwyczaj odmienny charakter spływu wód opadowych do kanalizacji: prawie natychmiastowy w wypadku deszczu bądź znacznie przesunięty w czasie przy topnieniu śniegu czy lodu, do wymiarowania odwodnień terenów brane są pod uwagę głównie opady deszczu, jako dające największe chwilowe odpływy. Zjawisko opadów charakteryzują 3 parametry: intensywność deszczu, czas jego trwania i zasięg terytorialny. Intensywność deszczu nie jest stała ani w czasie jego trwania, ani w przestrzeni objętej opadem. Deszcze wyjątkowo intensywne, tzw. ulewne czy nawalne, zdarzają się rzadko, trwają krótko i mają najczęściej mały zasięg [7], [12], [28], [53]–[55], [59], [79].

W projektowaniu systemów kanalizacyjnych największe znaczenie mają intensywne, a więc maksymalne opady, o czasie trwania zwykle do kilku godzin. Wywołują one bowiem największe przepływy w kanałach deszczowych czy ogólnospławnych.

Intensywne opady występujące w warunkach polskich nie różnią się znacząco pod względem wysokości od notowanych w krajach ościennych (tab. 2.4), położonych na granicy klimatu morskiego i kontynentalnego, np. Niemcy czy Czechy. Podobnie jest w przypadku opadów we Wrocławiu (na Strachowicach) w porównaniu do Warszawy (na Bielanych).

Podstawową formą ilościowego opisu deszczu są modele zależności: intensywności  $I$  lub natężenia jednostkowego  $q$  bądź też wysokości  $h$  opadu od czasu jego trwania  $t$  i prawdopodobieństwa wystąpienia  $p$  lub zamiennie od częstości, czyli powtarzalności  $C$  opadu (lata), typu:

$$I = I(t, p); \quad q = q(t, p); \quad h = h(t, p) \quad (2.4)$$

Tabela 2.4. Maksymalne wysokości opadów (mm) o czasie trwania od 5 min do 72 h w wybranych krajach Europy na tle Wrocławia (Strachowice) [54], [55] i Warszawy (Bielany) [12]

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
Węgry	–	64,2	–	–	120	–	–	–	–	260	288	–
Słowenia	–	–	56	84	141	147	191	275	297	363	584	–
Szwecja	–	28,5	50	49	–	114	185	–	–	276	–	–
Norwegia	17,9	31,5	–	60	64,9	–	–	105	142,2	229,6	378,9	402,4
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

Związek intensywności lub wysokości opadu z czasem jego trwania prezentowany jest najczęściej w postaci krzywych typu IDF (ang. *Intensity-Duration-Frequency*), bądź też krzywych typu DDF (ang. *Depth-Duration-Frequency*), dla różnych prawdopodobieństw  $p$  (częstości  $C$ ) wystąpienia opadu [12], [43], [55], [59]. Krzywe deszczu typu IDF czy DDF są twórami sztucznymi (syntetycznymi), ustalonymi na podstawie materiału empirycznego. Tworzony na ich podstawie prosty model blokowy opadu w zlewni jest podstawą wymiarowania kanalizacji deszczowej czy też ogólnospławnej metodami czasu przepływu [5], [11], [43]. W większych systemach odwodnieniowych zaleca się weryfikację częstości wylewów na drodze modelowania hydrodynamicznego sieci z uwzględnieniem różnych scenariuszy obciążenia opadami. Scenariuszami tymi są, jak dotychczas, rzeczywiste, zmierzone serie opadów lokalnych w wieloleciu bądź opady modelowe, np. Eulera typu II, które są tworzone właśnie z krzywych IDF bądź DDF [43].

### 2.2.2. Model Błaszczyka

W Polsce najczęściej wykorzystywanym do projektowania odwodnień terenów jest model opadów Błaszczyka z 1954 r., postaci [10, 11]:

$$q = \frac{6,631^3 \sqrt{H^2 C}}{t^{2/3}} \quad (2.5)$$

gdzie:

- $q$  – jednostkowe (średnie) natężenie deszczu,  $\text{dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$ ,
- $t$  – czas trwania deszczu, min,

$H$  – wysokość opadu normalnego (średniego z wielolecia), mm,

$C$  – częstość występowania deszczu o natężeniu  $q$  lub większym, lata.

Model Błaszczyka oparty jest na analizie statystycznej zbioru 79 silnych deszczy, ulew oraz deszczy nawalnych, spełniających kryterium wysokości opadu:  $h > t^{0,5}$  – dla  $t$  z całego okresu trwania deszczu, zarejestrowanych w Warszawie w latach 1837–1891 i 1914–1925. Z łącznego okresu 67 lat obserwacji analizie poddano opady z 37 lat, po odrzuceniu lat, w których nie odnotowano ani jednego silnego opadu.

Jak wykazano w licznych analizach porównawczych [20], [32], [37], [42], [43], [46], [58], [50], [55], [57], [89], model ten zaniża wyniki obliczeń miarodajnych natężeń deszczy do wymiarowania kanałów czy obiektów, zwłaszcza w okresach trwania opadów do kilku godzin. Należy zwrócić uwagę na fakt, iż zdecydowana większość deszczy nawalnych to deszcze krótkotrwałe, bo aż 98% z nich trwa nie dłużej niż 3,5 godziny [43], [53]. Na etapie projektowania kanalizacji jest to bardzo istotne, gdyż zwykle początkowe odcinki krzywych IDF czy DDF są miarodajne do wymiarowania sieci kanalizacyjnych wraz z obiektami typu zbiorniki retencyjne, przelewy burzowe czy separatory. Przykładowo, przy wymiarowaniu zbiorników retencyjnych ścieków deszczowych mamy do czynienia z około 30-procentowym zaniżeniem ich objętości czynnej z zastosowaniem modelu Błaszczyka, w porównaniu do modelu Reinholda, stosowanego w Niemczech [37], [42], [43], [46], [48].

### 2.2.3. Model probabilistyczny opadów maksymalnych dla Wrocławia

W pracy [55], dla danych pluwiograficznych ze stacji meteorologicznej IMGW Wrocław-Strachowice, z wielolecia 1960–2009, wyodrębniono 514 opadów, które spełniały kryterium wysokości  $h \geq 0,75t^{0,5}$  w 16 przedziałach czasu ich trwania od 5 minut do 72 godzin. Na tej podstawie opracowano model probabilistyczny na maksymalną wysokość opadów  $h_{\max}$  (mm) dla stacji Wrocław-Strachowice. Model ten, oparty na kwantylu rozkładu prawdopodobieństwa Fishera–Tippetta typ III<sub>min</sub>, dla zakresu  $t \in [5; 4320]$  min i  $p \in [1; 0,01]$ , tj. dla  $C \in [1; 100]$  lat, przyjmuje postać [43], [51], [55]:

$$h_{\max} = -4,583 + 7,412t^{0,242} + (97,105t^{0,0222} - 98,675)(-\ln p)^{0,809} \quad (2.6)$$

a przekształcony na maksymalne natężenia opadów  $q_{\max}$  (dm<sup>3</sup>/s·ha):

$$q_{\max} = 166,7[-4,583 + 7,412t^{0,242} + (97,105t^{0,0222} - 98,675)(-\ln p)^{0,809}]t^{-1} \quad (2.7)$$

gdzie

$p$  – prawdopodobieństwo przewyższenia opadu, przy czym  $p \in (0; 1]$ .

Model opadów maksymalnych opracowany dla Wrocławia wskazuje na znacznie większe wartości natężenia deszczu miarodajnych do wymiarowania kanalizacji w porównaniu z obliczonymi tradycyjnie z modelu Błaszczyka. Przekroczenia te są ogólnie różne w różnych zakresach  $t$  i  $C$ , przeciętnie wynoszą 40% [40], [43], [55].

Z przedstawionych danych wynika wniosek konieczności zastąpienia modelu Błaszczyka przy wymiarowaniu systemów kanalizacyjnych w Polsce dokładniejszymi modelami opadów maksymalnych o zasięgu lokalnym, co zostanie wykazane w pracy. Na ich podstawie możliwe będzie w przyszłości opracowanie szczegółowego atlasu opadów w Polsce na wzór atlasu KOSTRA w Niemczech [9].

## **2.3. Metody wymiarowania obiektów odciążających sieci kanalizacyjne**

### **2.3.1. Podstawy prawne projektowania obiektów odciążających**

Przelewy burzowe stosowane są najczęściej w ogólnospławnych systemach kanalizacyjnych w celu zabezpieczenia oczyszczalni ścieków przed przeciążeniem hydraulicznym i spadkiem sprawności jej działania w czasie występowania nawalnych opadów, a jednocześnie w celu zmniejszenia wymiarów kolektora, za przelewem. W systemach półrozdzielczych i rozdzielczych pełnią funkcję separatorów objętości ścieków burzowych i służą do zrzutu części ścieków deszczowych do zbiorników retencyjnych bądź bezpośrednio do odbiornika [3], [25], [30], [33], [34], [39], [45], [49], [52], [56]. Zbiorniki retencyjne współpracujące z przelewami burzowymi czy separatorami ścieków deszczowych przeznaczone są przede wszystkim do wyrównywania stężenia zanieczyszczeń i zmniejszenia strumienia odpływu ścieków w czasie trwania spływów deszczowych [4], [11], [13], [17], [21], [22], [25], [43], [87].

W projektowaniu obiektów odciążających należy uwzględnić ilościowe i/lub jakościowe kryteria ochrony wód odbiornika przed zanieczyszczeniem, wyrażone bądź to dopuszczalną liczbą zrzutów burzowych w ciągu roku (czasem ich trwania czy dopuszczalną objętością), bądź też dopuszczalnym stężeniem i/lub ładunkiem zanieczyszczeń odprowadzanych w zrzutach burzowych do odbiornika. W Polsce, w Europie, w USA czy Japonii stosowane są różne wymagania w tym zakresie [16].

W Polsce obligatoryjnym kryterium ilościowym jest limitowana wartość średniej rocznej liczby zrzutów ścieków z przelewów burzowych, uzależniona od rodzaju kanalizacji oraz odbiornika. Przykładowo, w komunalnej kanalizacji ogólnospławnej ścieki z przelewów burzowych mogą być odprowadzane do śródlądowych wód po-

wierzchniowych płynących lub przybrzeżnych, o ile średnia roczna liczba zdarzeń poszczególnych przelewów nie przekracza 10 (według RMŚ z 2006 r.) [75]. Dopuszcza się także odprowadzanie ścieków opadowych z istniejących przelewów burzowych (jako separatorów) na kanalizacji deszczowej do jezior i ich dopływów oraz do innych zbiorników wodnych o ciągłym dopływie lub odpływie, a także do sztucznych zbiorników usytuowanych na wodach płynących, o ile średnia roczna liczba zrzutów z poszczególnych przelewów nie przekracza 5.

Zgodnie z zaleceniami [75], [76], średnią roczną liczbę zrzutów określić można na podstawie danych obejmujących wyniki archiwalnych obserwacji opadów z okresu co najmniej 10 lat lub też na podstawie obserwacji działania istniejących przelewów burzowych w ciągu co najmniej 2 lat. Dla aglomeracji  $\geq 100\ 000$  RLM średnią roczną liczbę zrzutów należy ustalić na podstawie zweryfikowanych modeli symulacyjnych działania kanalizacji [76]. W przypadku braku zweryfikowanych modeli spływu, do czasu ich opracowania, dla aglomeracji  $\geq 100\ 000$  RLM należy zmniejszyć średnią roczną liczbę zrzutów do mniej niż 10. W przypadku aglomeracji o RLM  $< 100\ 000$  i braku danych potrzebnych do weryfikacji podanych kryteriów ilościowych ścieki z przelewów burzowych na komunalnej kanalizacji ogólnospławnej mogą być wprowadzane do wód, gdy w chwili rozpoczęcia działania przelewu strumień objętości zmieszanych ścieków dopływających do przelewu jest co najmniej czterokrotnie większy, tj.  $(3 + 1)Q_{\acute{s}\acute{c}}$ , niż średni dobowy w roku strumień ścieków pogody bezopadowej ( $Q_{\acute{s}\acute{c}}$ ).

W przypadku ścieków opadowych i roztopowych pochodzących z zanieczyszczonych powierzchni szczelnych terenów przemysłowych, składowych, baz transportowych, portów, lotnisk, budowli kolejowych, miast, dróg (krajowych, wojewódzkich i powiatowych), a także parkingów (o powierzchni powyżej 0,1 ha) obowiązujący jest wymóg ich podczyszczania dla strumienia odpływu, który powstaje z deszczu o natężeniu jednostkowym wynoszącym co najmniej  $q_s = 15\ \text{dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$ , do stężenia o maksymalnej wartości  $100\ \text{mg}/\text{dm}^3$  zawiesiny ogólnej oraz  $15\ \text{mg}/\text{dm}^3$  substancji ropopochodnych.

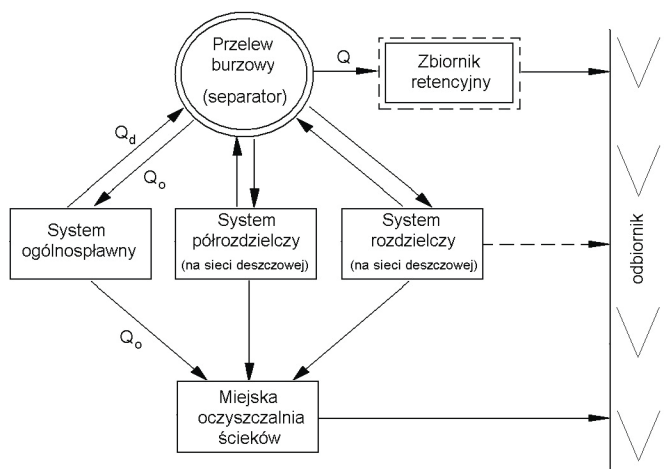
### 2.3.2. Metody wymiarowania separatorów strumieni objętości ścieków

Wymiarowanie obiektów odciążających, takich jak: przelewy burzowe czy separatory ścieków deszczowych, opiera się jak dotychczas na chwilowo ustalonych przepływach maksymalnych (miarodajnych). Nie uwzględnia się więc zmienności strumienia ścieków w czasie. Na etapie wymiarowania takich obiektów nie można zatem odpowiedzieć na pytania dotyczące krotności działania przelewów czy też czasu ich działania oraz objętości zrzutów. Ponadto urządzenia odciążające z elementami dławiącymi z pewnością mogą wpływać na działanie sieci powyżej przelewu czy sepa-

ratora, powodując nadpiętrzenia i wylania. Wynika stąd potrzeba weryfikacji zasad wymiarowania omawianych obiektów w modelowaniu hydrodynamicznym.

Zadaniem hydraulicznym separatorów objętości ścieków deszczowych jest podział maksymalnego strumienia dopływu  $Q_d$  na dwa strumienie (rys. 2.1):

- $Q_o$  – odpływu do oczyszczalni czy podczyszczalni ścieków  $Q_o = Q_d - Q$ ,
- $Q$  – odpływu do odbiornika  $Q = Q_d - Q_o$ .



Rys. 2.1. Stosowanie przelewów burzowych (separatorów objętości) ścieków ( $Q_d$  – strumień dopływu ścieków,  $Q_o$  – strumień odpływu do oczyszczalni,  $Q$  – strumień odpływu do odbiornika) [33]

Separatory strumieni objętości ścieków deszczowych działają z chwilą, gdy wypełnienie w kanale dopływowym przekroczy wysokość wzniesienia krawędzi przelewowej, projektowanej dla strumienia granicznego  $Q_{gr}$ . Należy zwrócić uwagę, że przy maksymalnym (obliczeniowym) dopływie ścieków do separatora  $Q_{d(max)}$  odpływ do podczyszczalni  $Q_{o(max)}$  będzie większy od strumienia  $Q_{gr}$  wskutek spiętrzenia ścieków przelewających się przez krawędź przelewową. Według [3], [43] dopuszcza się wówczas  $Q_{o(max)} = (1,1 \div 1,2)Q_{gr}$ .

Wartość strumienia granicznego  $Q_{gr}$  do wymiarowania separatorów wyznaczyć można metodą tzw. deszczu płuczącego. W metodzie tej przyjmuje się, że deszcze o natężeniu jednostkowym  $q \leq q_s$  spłukują zanieczyszczenia ze zlewni i powinny trafić w całości do podczyszczalni ścieków. Natomiast deszcze o natężeniu jednostkowym  $q > q_s$  mogą być już traktowane jako dające „czyste” odpływy, które mogą być odprowadzane do odbiornika. W Polsce wartość natężenia deszczu granicznego przyjmuje się jako  $q_s \geq 15 \text{ dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$  w odniesieniu do zredukowanej (szczelnej) powierzchni zanieczyszczonej zlewni [75].

Graniczny strumień objętości ścieków deszczowych dopływających do separatora, w tej metodzie, wynosi więc:

$$Q_{gr} = q_s F_{(z)} \psi = q_s F_{zr(z)} \quad (2.8)$$

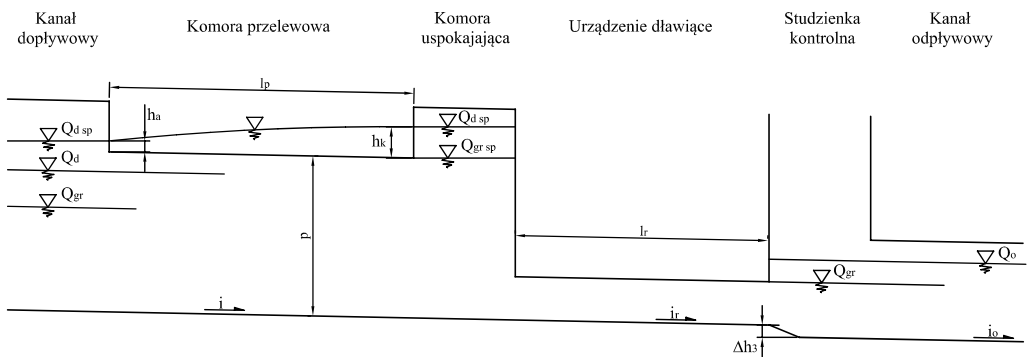
gdzie:

$F_{(z)}$  – zanieczyszczona powierzchnia zlewni deszczowej, ha,

$F_{zr(z)}$  – zredukowana zanieczyszczona powierzchnia zlewni deszczowej, ha.

Podstawy wymiarowania udoskonalonych konstrukcji przelewów bocznych jako separatorów z dławionym odpływem sformułowano w pracach [36], [38], [41], [44]. Model matematyczny działania przedmiotowych przelewów oparto na różniczkowym równaniu ruchu, określającym swobodne przepływy w komorze przelewowej oraz na uogólnionym równaniu Bernoulliego określającym ciśnieniowy przepływ w rurze dławiącej.

Schemat hydrauliczny działania separatora na kanalizacji deszczowej jako udoskonalonego przelewu bocznego z dławionym odpływem za pomocą klasycznej rury dławiącej podano na rys. 2.2.



Rys. 2.2. Schemat hydrauliczny separatora w postaci udoskonalonego przelewu bocznego z odpływem dławionym za pomocą rury dławiącej

W procedurze obliczeniowej przyjmuje się następujący tok postępowania [43]–[45]:

- dla granicznego strumienia  $Q_{gr}$  dopływu ścieków deszczowych do obiektu doбира się średnicę rury dławiącej, uwzględniając warunki samooczyszczania się, a następnie przyjmuje się odpowiednią wysokość krawędzi przelewowej na warunki hydrauliczne wystąpienia w obrębie przelewu spokojnego przepływu, oraz oblicza się niezbędną długość  $l_r$  rury dławiącej;
- dla maksymalnego strumienia dopływu  $Q_d$  określa się żądany rozdział przepływów na przelewie:

- o dla przyjętego strumienia odpływu do podczyszczalni, np.  $Q_o = 1,2Q_{gr}$ , oblicza się straty  $\Delta H_o(Q_o)$  w rurze dławiącej, a następnie wysokość warstwy przelewowej  $h_k$  na końcu przelewu;
- o dla strumienia odpływu do odbiornika  $Q = Q_d - Q_o$  i obliczonej wysokości  $h_k$  wyznacza się iteracyjnie niezbędną długość krawędzi przelewowej  $l_p$ , zakładając dyskretnie wysokość warstwy przelewowej  $h_a$  na początku przelewu.

Długość komory uspokajającej  $l_u = 2D$  za komorą przelewową z wysoko umieszczoną krawędzią, tj.  $p \geq 0,6D$ , wynika z przeprowadzonych badań modelowych i zapewnia transport rumowiska wleczonego do podczyszczalni [44].

### 2.3.3. Metody wymiarowania zbiorników retencyjnych

Zbiorniki retencyjne pełnią funkcję regulacyjno-redukcyjną strumieni ścieków w systemach kanalizacji ogólnospławnej, rozdzielczej bądź półrozdzielczej. Budowane są głównie w celach: ochrony wód odbiorników ścieków przed nadmiernym zanieczyszczeniem, zmniejszania wielkości budowli kanalizacyjnych lokalizowanych za zbiornikiem retencyjnym (sieci kanalizacyjnych, pompowni czy oczyszczalni ścieków), zabezpieczania sieci kanalizacyjnych przed przeciążeniem hydraulicznym, w tym ochrony przed zalaniem i podtapianiem terenów.

Ze względu na konstrukcję i zasadę działania, zbiorniki retencyjne podzielić można na dwie grupy:

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

Zarówno konstrukcje przepływowe, jak i przelewowe mają swoje zalety i wady. Przepływowe zbiorniki retencyjne budowane są z reguły jako ziemne – odkryte, natomiast przelewowe (wielokomorowe) są zwykle żelbetowe – podziemne. Zbiorniki przelewowe działają równomiernie i cechują się przez to mniejszą wymaganą objętością retencyjną (o ok. 30%) w stosunku do zbiorników przepływowych [43].

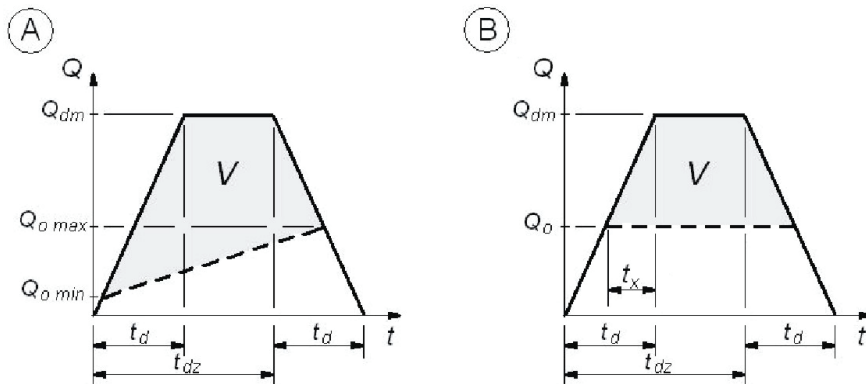
Głównym parametrem eksploatacyjnym zbiornika retencyjnego ścieków deszczowych jest współczynnik redukcji strumieni  $\beta$ :

$$\beta = \frac{Q_o}{Q_{dm}} \quad (2.9)$$

gdzie:

- $Q_o$  – strumień objętości ścieków odpływających ze zbiornika, m<sup>3</sup>/s,
- $Q_{dm}$  – miarodajny strumień objętości ścieków dopływających do zbiornika, m<sup>3</sup>/s.





Rys. 2.3. Modelowe hydrogramy i objętości ( $V$ ) akumulacji ścieków dla zbiornika przepływowego (A) i przelewowego (B)

Do obliczania objętości retencyjnej zbiorników przepływowych stosowana jest najczęściej metoda analityczna opracowana przez Błaszczyka [11], [43], w której miarodajny strumień dopływu ścieków deszczowych do zbiornika oblicza się metodą granicznych natężeń (MGN) z zastosowaniem wzoru Błaszczyka na natężenie deszczu. Metoda ta polega na obliczaniu objętości czynnej  $V$  zbiornika na bazie parametrów hydrologicznych zlewni i hydraulicznych sieci kanalizacyjnej doprowadzającej ścieki do zbiornika, tj. miarodajnego strumienia deszczu  $Q_{dm}(C, H, t_d, F_{zr})$ , a stosowana jest dla zlewni o powierzchni zredukowanej  $F_{zr}$ , przy częstotliwości wystąpienia deszczu  $C$  i wysokości opadu normalnego  $H$ , dla czasu trwania deszczu  $t_d$  równego czasowi przepływu ścieków w kanale dopływowym  $t_p$ :

$$V = f(\beta, \delta) Q_{dm} t_p \quad (2.10)$$

gdzie:

$f(\beta, \delta)$  – funkcja transformująca opad miarodajny do wymiarowania sieci na opad miarodajny dla wyznaczenia objętości czynnej zbiornika, zależna od współczynnika redukcji  $\beta = Q_{o\ max}/Q_{dm}$  i współczynnika nierównomierności odpływu  $\delta = Q_{o\ min}/Q_{o\ max}$  (rys. 2.3A).

W przypadku zbiorników przelewowych, które charakteryzują się sposobem działania (rys. 2.3B) innym niż zbiorniki przepływowe, podstawą określenia ich objętości czynnej jest również modelowy hydrogram dopływu ścieków deszczowych, będący efektem opadu o określonym prawdopodobieństwie wystąpienia  $Q_{dm}(C, H, t_d, F_{zr})$ , lecz odmiennym hydrogramie odpływu ścieków  $Q_o$  dla  $\beta = \text{idem}$ . Wymaganą objętość komory retencyjnej zbiornika określić można z wzoru na pole trapezu (rys. 2.3B):

$$V = 60(t_{dz} - t_d + t_x)(Q_{dm} - Q_o) \quad (2.11)$$

Interwał czasu  $t_x$  określający początek akumulacji ścieków w komorze retencyjnej można wyznaczyć z zasady przystawiania trójkątów:

$$\frac{t_x}{Q_{dm} - Q_o} = \frac{t_d}{Q_{dm}} \Rightarrow t_x = \frac{Q_{dm} - Q_o}{Q_{dm}} t_d = (1 - \beta) t_d \quad (2.12)$$

Po wstawieniu (2.12) do wzoru (2.11) otrzymamy:

$$V = 60(t_{dz} - \beta t_d)(Q_{dm} - Q_o) \quad (2.13)$$

Podobnie jak w analitycznej metodzie Błaszczyka, dla zbiorników przepływowych w metodologii Dziopaka [17]–[22] wymiarowania przelewowych zbiorników retencyjnych wykorzystuje się również wzór Błaszczyka na natężenie deszczu  $q(t_d, H, C)$  do MGN obliczania miarodajnego strumienia objętości ścieków  $Q_{dm}$ :

$$Q_{dm} = \frac{6,631 \sqrt[3]{H^2 C}}{t_d^{2/3}} \frac{F_{zr}}{1000} = \frac{q F_{zr}}{1000} \quad (2.14)$$

gdzie:

$H$  – wysokość opadu normalnego, mm,

$C$  – częstość deszczu obliczeniowego do wymiarowania kanalizacji oraz do obliczenia objętości zbiornika, lata,

$t_d$  – miarodajny czas trwania deszczu do wymiarowania kanalizacji  $t_d = t_{dm} = 1,2t_p + t_k$ , oraz do obliczania objętości zbiornika  $t_d = t_{dz}$ :

$$t_{dz} = \left[ \frac{K_1}{\sqrt{K_2^2 + 3K_1 Q_o} - K_2} \right]^3 \quad (2.15)$$

przy czym

$$K_1 = \frac{6,631 \sqrt[3]{H^2 C_z F_{zr}}}{1000} \quad \text{i} \quad K_2 = \frac{Q_o^2 t_d}{K_1}$$

## 2.4. Standardy odwodnień terenów zurbanizowanych

Systemy kanalizacyjne na terenach zurbanizowanych nie mogą być tak projektowane, aby w czasie dowolnego deszczu, ze względu na stochastyczny charakter opadów, mogły zagwarantować pełną ochronę terenów przed wylaniem. Muszą zatem zostać zdefiniowane wielkości pozwalające na obliczanie sieci kanalizacyjnej w spo-

sób umożliwiające osiągnięcie odpowiedniego standardu odwodnienia terenu, którego utrzymanie należy zapewnić poprzez właściwy dobór przekrojów kanałów i innych elementów systemu [43]. Norma PN-EN 752 podaje częstość wylania dla określonego standardu ochrony w zależności od rodzaju zagospodarowania terenu (tab. 1.1).

Zgodnie z niemiecką praktyką kanalizacyjną [5], wylanie należy wiązać ze szkodami lub zakłóceniami funkcjonowania terenów, np. w przypadku jezdni, spowodowanymi wystąpieniem wód opadowych na powierzchnię terenu lub niemożnością ich odprowadzenia do systemu kanalizacyjnego wskutek jego przeciążenia. Samo wystąpienie wody na ulicę nie spełnia warunku faktycznego wylania, dopóki odpływ wody w przekroju poprzecznym ulicy uniemożliwia wzrost poziomu lustra wody powyżej krawężników i przekroczenie granic posesji [79]–[81]. Wymagania PN-EN 752 odnośnie do ochrony przed wylaniem są zalecane dla sieci nowo projektowanych bądź do modernizowania już istniejących systemów.

Ponieważ przy obecnym stanie wiedzy odwzorowanie procesu wylania techniką modelowania sływu jest praktycznie niemożliwe, wytyczna ATV-A 118 [5] wprowadza do obliczeń sprawdzających sieci kanalizacyjnych pojęcie „częstości napiętrzenia” jako pomocniczej wielkości wymiarującej. Przez napiętrzenie należy rozumieć przekroczenie przez maksymalny obliczeniowy stan wody przyjętego poziomu odniesienia – najczęściej powierzchni terenu (tab. 2.6).

Tabela 2.6. Zalecane częstości napiętrzenia do obliczeń sprawdzających zgodnie z [5]

Częstość deszczu obliczeniowego [1 raz na $C$ lat]	Kategoria standardu odwodnienia terenu	Częstość wystąpienia napiętrzenia [1 raz na $C$ lat]
1 na 1	I. Tereny wiejskie	2
1 na 2	II. Tereny mieszkaniowe	3
1 na 5	III. Centra miast, tereny usługowe i przemysłowe	rzadziej niż 5
1 na 10	IV. Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami itp.	rzadziej niż 10*

\* W przypadku przejazdów należy wziąć pod uwagę, że napiętrzeniu powyżej powierzchni terenu zwykle towarzyszy bezpośrednio wylanie, o ile nie są stosowane lokalne środki zabezpieczające. Tutaj częstości napiętrzenia i wylania odpowiadają wymienionej w tab. 8.1 wartości „1 na 50”.

Obliczenia sprawdzające ograniczono zatem do takich stanów systemu, w których lustro ścieków pozostaje wewnątrz systemu lub osiąga poziom powierzchni terenu. Takie stany dają się w poprawny sposób odwzorować z wykorzystaniem istniejących modeli hydrodynamicznych na podstawie danych o geometrii sieci i wymiarów kanałów oraz obiektów. W ten sposób zostaje wyznaczony obliczeniowo stan przeciążenia, który jest najbliższy potencjalnie występującemu w dalszej kolejności wylaniu [43].

Wymagania te są zalecane dla sieci nowo projektowanych bądź do modernizacji istniejących już systemów. Podane w tabelach 1.1 i 2.6 częstości obliczeniowe deszczu stosowane są w Niemczech do wymiarowania kanalizacji metodą współczynnika opóźnienia (MWO) dla zlewni o powierzchni  $F < 200$  ha. Dla większych systemów kanalizacyjnych zaleca się obecnie weryfikowanie tak zwymiarowanych kanałów i obiektów na podstawie modeli symulacyjnych (hydrodynamicznych), w szczególności tam, gdzie mogą wystąpić znaczne szkody bądź też zagrożenia. Ma to na celu uniknięcie z jednej strony nieekonomicznego wymiarowania kanalizacji, a z drugiej – zbyt małej rezerwy bezpieczeństwa ze względu na wylania.

## **3. Podstawy modelowania systemów kanalizacyjnych**

### **3.1. Założenia wyjściowe**

#### **3.1.1. Wytyczne do obciążenia opadem**

Zadawanie częstości deszczu obliczeniowego odpowiada obecnej koncepcji wymiarowania systemów kanalizacyjnych w Europie i w Polsce [43]. Dla przyjętego obciążenia opadem i zastosowanej metody obliczeniowej otrzymuje się miarodajny do wymiarowania sieci i obiektów strumień objętości ścieków. Wymiarowany przekrój rozpatrywanego kanału należy dobierać tak, aby jego przepustowość całkowita przy danego spadku dna była większa od obliczonego odpływu miarodajnego. U podstaw tej zasady leży przypuszczenie, że dla podanych częstości opadu obliczeniowego, w przypadku przepływu w kanałach przy całkowitym wypełnieniu zalecane częstości wylania nie zostaną przekroczone. Jednakże związku między częstością opadu z jednej strony i wynikowymi wielkościami obciążenia systemu (przepływy, poziomy wód) z drugiej, nie da się uogólnić, ponieważ hydrauliczny opis przepływu w kanałach jest nieliniowy. Po osiągnięciu całkowitego wypełnienia kanałów i przy dalszym wzroście stanu ścieków do poziomu terenu możliwy jest też wzrost przepustowości kanałów w zależności od nachylenia dna, odległości między sklepieniem kanału i powierzchnią terenu oraz warunków przepływu. Także przy wysokości lustra wody na poziomie terenu i wystąpieniu ścieków z kanalizacji stan wylania nie zachodzi bezpośrednio i nieuchronnie. Zależy to głównie od lokalnych uwarunkowań na powierzchni terenu (wysokość krawężników, poprzeczny i podłużny spadek ulicy, położenie wysokościowe posesji w stosunku do rzędnej nawierzchni ulicy itp.). Przez to nie daje się w sposób ogólny oszacować ilościowej różnicy między częstością deszczu obliczeniowego i częstością wylania, zwłaszcza na etapie projektowania kanalizacji [5].

W przeszłości (w tym w Polsce) często niedostatecznie różnicowano pojęcia stopnia uszczelnienia terenu i współczynnika spływu. Stopień uszczelnienia jest parametrem zlewni, który określa procentowy udział utwardzonych powierzchni w zlewni.

Uszczelnione powierzchnie mogą być zarówno nieprzepuszczalne, np. dachy, nawierzchnie asfaltowe ulic, jak i przepuszczalne dla wody, np. nawierzchnie ulic z kostki betonowej czy bruku. Współczynnik spływu wyrażany jest głównie poprzez stopień uszczelnienia terenu. Stanowi on wartość stosunku powstałego spływu do opadu na określonej powierzchni zlewni i z reguły jest zależny od występującego deszczu. Na nieprzepuszczalnych powierzchniach uszczelnionych występują głównie straty na zwilżanie i wypełnianie zagłębień terenowych. Parowanie jest tutaj zaniebdywalnie małe w stosunku do natężenia deszczu. Stratę na zwilżanie dla wysuszonych powierzchni można ustalić na poziomie 0,3–0,7 mm, w zależności od chropowatości tych powierzchni. Wielkość strat w zagłębieniach terenowych, na podstawie dotychczasowych doświadczeń, szacuje się na poziomie 0,5–2,0 mm w zależności od rodzaju utwardzenia i spadku powierzchni [5], [81]. Wielkość możliwych strat na zwilżanie i w zagłębieniach jest też uwarunkowana długością okresu bezdeszczowego oraz porą roku. Przy powierzchniach uszczelnionych, lecz wodoprzepuszczalnych należy dodatkowo uwzględnić przesączanie się wody do gruntu. Tutaj wielkość poszczególnych strat zależy od spadku terenu i właściwości powierzchni, przesączanie zaś dodatkowo od rodzaju gruntu, w tym głównie współczynnika filtracji. Przepuszczalne powierzchnie utwardzone wykazują zwykle większe straty.

W celu szczegółowego opisanego procesów podczas koncentracji spływu za pomocą równań spływu powierzchniowego należy odwzorować w zróżnicowany sposób właściwości nawierzchni, tj. stopień uszczelnienia terenu, współczynnik szorstkości, długości dróg spływu itp. Spływ wód deszczowych opisuje się różnymi hydrologicznymi zależnościami modelowymi w rodzaju hydrogramów jednostkowych czy modeli zbiornikowych [4], [5], [43], [66], [73], [81], [94]–[96]. Szczegółowe postacie modeli spływu charakteryzują się oddzielnymi zależnościami dla fazy tworzenia spływu i koncentracji, przy czym wynikiem tworzenia spływu jest opad efektywny, który stanowi z kolei wielkość wyjściową do obliczeń koncentracji spływu. W przypadku rozporządzania pomiarami opadów i odpływów, parametry funkcji transformacji opad–odpływ mogą zostać dopasowane w pewnym zakresie do uwarunkowań rozpatrywanej zlewni w toku kalibracji modelu. Należy przy tym uwzględnić różnice w charakterystyce spływu z przepuszczalnych i nieprzepuszczalnych powierzchni cząstkowych, w szczególności z reguły wyraźnie większe opóźnienie spływu z powierzchni przepuszczalnych, większą ich chropowatość i dłuższą drogę spływu do kanalizacji. Odpływ w kanałach podlega również efektem przesunięcia w czasie i retencji, głównie w wyniku istnienia oporów przepływu oraz wypełniania się kanałów.

Szczegółowe modele spływu wykazują dla każdej z faz procesu tworzenia spływu oddzielne zależności obliczeniowe. Decydująca o określeniu „hydrologiczny” lub „hydrodynamiczny” model spływu jest zależność obliczeniowa do opisu odpływu kanałowego. W metodach hydrologicznych do obliczeń odpływu w kanałach stosowane są zależności empiryczne lub funkcje transformacji. Podstawą metod hydrodyna-

micznych są natomiast rozwiązania równań de Saint-Venanta. W hydrologicznych modelach spływu do obliczenia hydrogramów odpływów w obrębie sieci kanalizacyjnej stosuje się funkcje transformacji, przy czym uwzględnia się występujące w procesie spływu przesunięcie fali (translacje) i tłumienie (retencję). Wobec bogatej oferty hydrodynamicznych modeli (SWMM, MOUSE, HYKAN, MIKE URBAN i inne) modele hydrologiczne służące do obliczania sieci kanalizacyjnych utraciły swoje znaczenie wskutek metodycznie uwarunkowanych ograniczeń ich przydatności przy występujących przeciążeniach systemu i braku hydraulicznie poprawnego powiązania wielkości odpływów i stanów wód.

Hydrodynamiczne metody obliczeniowe opierają się bezpośrednio na fizyczno-hydraulicznych prawidłowościach procesu przepływu w kanałach, opisanych matematycznie za pomocą równań różniczkowych de Saint-Venanta [2], [31], [43], [44], [69], [77], [91]. Obliczanie odpływu kanałowego w hydrodynamicznych modelach spływu bazuje na równaniach nieustalonego i zmiennego ruchu cieczy. Przy rozwiązywaniu pełnego układu równań metoda obliczeniowa zachowuje swą ważność dla różnych stanów przepływu w wyniku trwałego powiązania strumieni objętości i poziomów wody z geometrią kanałów, a także z prędkościami przepływu. Stany przeciążeń, takie jak: przepływ pod ciśnieniem, spiętrzenie aż do zmiany kierunku przepływu, uwzględnia się i odtwarza w sposób zbliżony do rzeczywistości. Wynikowy układ hiperbolicznych równań różniczkowych jest nierozwiązywalny analitycznie, wymaga więc rozwiązań numerycznych.

Wielkościami zmiennymi w modelowaniu działania systemów kanalizacyjnych są dane o opadach zadawane jak dotychczas w postaci:

- zblokowanego opadu deszczu (z krzywych IDF bądź DDF),
- opadów modelowych,
- historycznych zapisów intensywnych (nawalnych) deszczy.

Przez pojęcie opady modelowe określa się obciążenia opadem o znormalizowanym, zmiennym w czasie przebiegu. Normalizacja bazuje na statystycznej analizie przebiegu zarejestrowanych w przeszłości intensywnych opadów i odzwierciedla często powtarzające się ich przebiegi. Opady modelowe znajdują zastosowanie w modelach spływu w postaci pojedynczych opadów modelowych lub grup opadów modelowych. Sporządzając i stosując pojedyncze opady modelowe, należy dobierać ich czas trwania i przebieg natężenia tak, aby przynależna krzywa IDF została uwzględniona w całym zakresie miarodajnym do obliczeń sieci kanalizacyjnej. Znaczy to, że w każdym maksymalnym przedziale natężenia opadu modelowego średnie natężenie deszczu musi być równe wartości z krzywej IDF dla odpowiedniego czasu trwania. Czas trwania deszczu powinien odpowiadać co najmniej dwukrotnej wartości najdłuższego, miarodajnego czasu przepływu w sieci kanalizacyjnej [5], [81]. W przypadku opadu (deszczu) modelowego według Eulera typu II ustala się chwilę czasową początku deszczu o najwyższym natężeniu, po upływie 0,3 czasu trwania opadu obliczeniowego i zaokrągla do 5 minut. Do przedziału tego dołącza się z lewej strony na osi czasu

następne przedziały o mniejszych natężeniach opadu, aż osiągnięta zostaje chwila czasowa  $t = 0$ . Kolejne przedziały deszczu występują na osi czasu z prawej strony w stosunku do przedziału szczytowego i wypełniają okres do końca opadu modelowego [5], [43], [81]. Opad modelowy Eulera jest uznawany za odpowiadający rzeczywistym, zmierzonym seriom opadów nawalnych w wieloletniu, które są zwykle trudno dostępne dla projektanta.

W dużych zlewniach miejskich krytyczne obciążenia systemu kanalizacyjnego mogą zostać wywołane zarówno przez krótkotrwałe, bardzo intensywne opady, jak i długotrwałe deszcze, charakteryzujące się dużym zasięgiem terytorialnym [55]. Dlatego też przy długich czasach przepływu w sieci do weryfikacji częstości nadpiętrzeń czy wylań powinny być stosowane grupy opadów modelowych. Zastosowanie grup opadów modelowych wymaga rozporządzenia dostatecznie długimi miejscowymi danymi o zarejestrowanych opadach [81].

W przypadku zadawania serii zmierzonych opadów nawalnych używa się bezpośrednio deszczy o rzeczywiście zaistniałym czasie trwania oraz przebiegu, które zostały wybrane i opracowane na podstawie określonych kryteriów. Przykład interpretacji serii zmierzonych opadów nawalnych podano w pracy [81]. Konieczny okres rejestracji deszczu zależy przy tym od częstości nadpiętrzenia, które ma być weryfikowane. Pomocne mogą tutaj okazać się zalecenia podane w ATV-A 118, zamieszczone w tabeli 3.1.

Tabela 3.1. Minimalne okresy rejestracji opadów do weryfikacji częstości nadpiętrzeń [5]

Częstość nadpiętrzenia	Minimalny okres rejestracji opadów
1 raz na 1 rok do 1 raz na 2 lata	10 lat
1 raz na 3 lata	15 lat
1 raz na 5 lat	20 lat
1 raz na 10 lat	30 lat

### 3.1.2. Zadania projektowe i zalecane metody obliczeniowe

W obliczeniach hydraulicznych sieci kanalizacyjnych należy rozróżnić następujące rodzaje zadań projektowych [5]:

- projekt nowej sieci kanalizacyjnej,
- obliczenia sprawdzające istniejących systemów,
- obliczenia wariantów modernizacji,
- weryfikacja częstości nadpiętrzenia i szacowanie pewności braku wylania.



Metodę obliczeniową i obciążenie opadem należy dobierać każdorazowo w zależności od sformułowanego zadania. Przykładowo, pierwsze zadanie dotyczy nowo projektowanego systemu kanalizacyjnego na terenach rozwijających się urbanistycznie, dla których należy zwymiarować system kanalizacyjny. Wymiarowanie nowych systemów powinno zasadniczo wystąpić po wykonaniu „obliczeń sprawdzających istniejących systemów” i w przypadku stwierdzenia konieczności ich modernizacji, odcinki kanałów wymagające odnowienia należy zwymiarować na nowo. Obliczenia sprawdzające istniejących systemów stanowią zwykle pierwszy krok w całościowym rozpatrywaniu aktualnego stanu systemu kanalizacyjnego. Po nim następują, w zależności od konieczności, kolejne kroki, tj. obliczenia wariantów renowacji, a po przyjęciu wybranych zabiegów renowacyjnych dla stanów prognozowanych, weryfikacja częstości nadpiętrzenia i szacowanie pewności braku wylania po zwymiarowaniu nowych sieci kanalizacyjnych i wykonaniu wymaganych zabiegów modernizacyjnych w istniejących systemach.

Do rozwiązywania powyższych zadań projektowych można korzystać z trzech grup metod obliczeniowych [5], [14], [43], [48], [88], [92], [95], [96]: czasu przepływu, hydrologicznych modeli spływu i hydrodynamicznych modeli spływu. Metody te powiązane są ściśle z zadawaniem określonych obciążeń opadami. W metodach czasu przepływu wykorzystuje się krzywe natężeń deszczu (opad blokowy). W przypadku użycia modeli spływu, w zależności od złożoności systemu oraz sposobu sformułowania zadania, istnieje możliwość zastosowania pojedynczego opadu modelowego, grupy opadów modelowych lub serii opadów nawalnych. Różne kombinacje metod obliczeniowych i obciążeń opadem mają odpowiednią przydatność do określania strumieni odpływów i poziomów wód, które przedstawiono w tabeli 3.2.

Tabela 3.2. Przydatność metod obliczeniowych i obciążeń opadem [5]

Metoda obliczeń/ obciążenie opadem	Metody czasu przepływu	Modele hydrologiczne	Modele hydrodynamiczne
Krzywa natężenia deszczu, opad blokowy	odpływ maksymalny	zastosowanie niezalecane	zastosowanie niezalecane
Opad modelowy Eulera typu II	zastosowanie niemożliwe	odpływ (wartość maksymalna, hydrogram)	odpływ i poziom wody (wartości maksymalne, hydrogramy)
Grupy opadów modelowych	zastosowanie niemożliwe	odpływ (wartość maksymalna, hydrogram)	odpływ i poziom wody (wartości maksymalne, hydrogramy)
Zmierzone serie opadów nawalnych	zastosowanie niemożliwe	odpływ (wartość maksymalna, hydrogramy, statystyka)	odpływ i poziom wody (wartości maksymalne, hydrogramy, statystyka)

Prawidłowych relacji o poziomach cieczy, zwłaszcza powyżej stropu kanału, niezależnie od warunków przepływu mogą dostarczyć jedynie hydrodynamiczne modele

spływu. W tych zależnościach obliczeniowych powiązane są ze sobą strumienie przepływu i poziomy cieczy równaniami ruchu nieustalonego i nierównomiernego.

Obliczenia porównawcze [79], [81] wykazały, że napięcia w studzienkach wyznaczone na podstawie opadu modelowego Eulera typu II o określonej częstotliwości występowania są równoważne symulacji seriami opadów nawalnych o porównywalnych okresach ponownego wystąpienia. Dlatego zaleca się w obliczeniach sprawdzających dobierać częstotliwość opadu modelowego Eulera odpowiadającą częstotliwości napięcia podlegającej weryfikacji. W rozległych systemach odwodnieniowych należy zwracać uwagę na następstwa nierównomiernego zasięgu intensywnych opadów. W tym przypadku zaleca się przede wszystkim używanie grup opadów modelowych lub serii opadów intensywnych. Obliczenia na podstawie opadu modelowego Eulera typu II prowadzą wówczas w większości przypadków do nieco większych częstotliwości napięcia w porównaniu z symulacją za pomocą serii opadów nawalnych. Rezultat obliczeń z wykorzystaniem opadu modelowego Eulera leży zatem „po bezpiecznej stronie” obliczeń [81].

Nowe sieci wymiaruje się zazwyczaj metodami czasu przepływu, przyjmując za podstawę obliczeń częstotliwości deszczu podane w tabeli 1.1. Przekroje poprzeczne kanałów należy dobierać w taki sposób, aby dla opadu blokowego o miarodajnej częstotliwości, obliczeniowe, tj. maksymalne strumienie w każdym przekroju kanału, były niższe niż jego przepustowość całkowita. Dla większych zlewni deszczowych ( $F > 2 \text{ km}^2$ ) zaleca się weryfikować tak zwymiarowane sieci, poprzez przeprowadzenie obliczeń sprawdzających. W danym przypadku wymiarowanie jest korygowane tak długo, aż zostanie dotrzymana wymagana wielkość sprawdzająca (częstotliwość napięcia czy wylania) w całym systemie kanalizacyjnym, z wykorzystaniem możliwych środków technicznych i uwzględnieniem aspektów ekonomicznych oraz eksploatacyjnych. W tabeli 3.3 podano zalecenia co do doboru metody obliczeniowej i obciążenia opadem dla nowych projektów systemów kanalizacyjnych.

Tabela 3.3. Zalecane metody i obciążenia opadem do obliczeń nowo projektowanych systemów kanalizacyjnych [5]

Metoda obliczeń/ obciążenie opadem	Metody czasu przepływu	Hydrologiczne modele spływu	Hydrodynamiczne modele spływu
Krzywa natężenia deszczu, opad blokowy	zalecane	–	–
Opad modelowy Eulera (typ II)	–	możliwe	możliwe
Grupy opadów modelowych	–	niezalecane	niezalecane
Zmierzone serie opadów intensywnych	–	niezalecane	niezalecane

Hydrauliczne obliczenia sprawdzające istniejące systemy mają na celu weryfikację maksymalnej przepustowości danego systemu kanalizacyjnego. Prowadzenie

weryfikacji opera się więc na zwymiarowanych lub istniejących przekrojach poprzecznych kanałów i daje w rezultacie wartości częstości nadpiętrzeń wraz ze stanami ścieków, które występują powyżej przyjętego poziomu odniesienia, np. nawierzchni ulicy, terenu. Przy użyciu opadu modelowego Eulera typu II należy stosować częstość deszczu równą zadanej częstości nadpiętrzenia. Zalecenie to bazuje na obszernych obliczeniach porównawczych z zastosowaniem opadu modelowego Eulera i zmierzonych serii opadów nawalnych jednakowych szeregów czasowych [5], [81].

Zalecenia dotyczące wyboru metody obliczeń sprawdzających i obciążenia opadem do weryfikacji przepustowości hydraulicznej istniejących systemów podano w tabeli 3.4.

Tabela 3.4. Zalecane metody i obciążenia opadem do obliczeń sprawdzających przepustowości hydraulicznej istniejących systemów [5]

Metoda obliczeń/ obciążenie opadem	Metody czasu przepływu	Hydrologiczne modele spływu	Hydrodynamiczne modele spływu
Krzywa natężenia deszczu, opad blokowy	możliwe	–	–
Opad modelowy Eulera typu II	–	możliwe	zalecane
Grupy opadów modelowych	–	możliwe	zalecane
Zmierzone serie opadów intensywnych	–	możliwe	zalecane

Wyłącznie modele hydrodynamiczne pozwalają na uzyskanie prawidłowych informacji o wielkościach strumieni i poziomach ścieków dla stanów przeciążeń systemu, przy których występują przepływy powyżej całkowitego wypełnienia kanałów, a więc przepływy pod ciśnieniem.

### 3.1.3. Równania ruchu cieczy

Modelowanie matematyczne w przypadku systemów kanalizacyjnych znajduje zastosowanie do symulacji nieustalonego przepływu ścieków w kanałach. Podstawy matematyczne opisu tego typu zjawiska w postaci układu równań różniczkowych, wynikających z zasad zachowania masy (równanie ciągłości) i pędu (równanie dynamiki), opracował Barre de Saint-Venant w 1871 r. [2], [43], [58], [91]:

$$\begin{cases} \frac{\partial y}{\partial t} + v \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{A}{B} \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{q}{B} \\ \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} + J - i - \frac{q}{gA} (v_q - v) = 0 \end{cases} \quad (3.1)$$

gdzie:

$x$  – odległość mierzona wzdłuż kanału, m,

$t$  – czas, s,

$y$  – wypełnienie, m,

$v$  – prędkość przepływu, m/s,

$A$  – powierzchnia czynnego przekroju kanału, m<sup>2</sup>,

$B$  – szerokość zwierciadła cieczy, m,

$q$  – dopływ boczny na jednostkę długości, m<sup>2</sup>/s,

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

$i$  – spadek dna kanału, –,

$J$  – spadek hydrauliczny wywołany tarcie, –,

$v_q$  – składowa prędkości dopływu bocznego, m/s.

Układ równań (3.1) opisuje ruch cieczy w korycie otwartym o dowolnym przekroju poprzecznym dla założenia [44], [58], [77], że:

- ruch cieczy jest wolnozmienny, co oznacza, np. łagodny spływ fal spływu wód odpadowych w kanałach;
- rozkład ciśnienia w pionie jest zgodny z hydrostatyką, czyli przyspieszenie w pionie jest pomijalnie małe;
- straty na tarcie w ruchu nieustalonym nie różnią się od strat w ruchu ustalonym;
- rozkład prędkości w profilu nie wpływa zasadniczo na propagację fali;
- ruch fali można traktować jako funkcję jednej zmiennej niezależnej o charakterze przestrzennym (długość);
- spadek dna kanału jest dostatecznie mały, w związku z czym głębokość mierzona w pionie i prostopadle do dna są praktycznie jednakowe.

W przypadku sieci kanalizacyjnych przyjęcie opisu jednowymiarowego pola prędkości jest w pełni akceptowalne. Układ równań (3.1) jest układem równań quasi-liniowych, tzn. liniowych względem pochodnych, typu hiperbolicznego. Oznacza to, że równania nie mają rozwiązania analitycznego, można je rozwiązać jedynie metodami numerycznymi.

Wprowadzając zmienne zależne, jak strumień przepływu  $Q$  oraz powierzchnię przekroju poprzecznego strumienia ( $A$ ), równanie (3.1) można przekształcić do postaci:

$$\begin{cases} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \\ \frac{1}{g} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{g} \frac{\partial Q^2}{\partial x} + A \frac{\partial y}{\partial x} + AJ - Ai - \frac{q}{g} (v_q - v) = 0 \end{cases} \quad (3.2)$$

Pierwsze równanie układu (3.2) jest równaniem ciągłości ruchu, a drugie – równaniem dynamiki, które w pełnej postaci składa się z sześciu składników. Są to kolejno:

przyspieszenie lokalne, przyspieszenie konwekcyjne, ciśnienie, tarcie, nachylenie dna koryta i równomierny dopływ boczny do kanału (tab. 3.5, poz. 1).

Tabela 3.5. Zestawienie postaci modeli do obliczania przepływu cieczy

Lp.	Rodzaj ruchu cieczy	Równanie ruchu cieczy						Równanie ciągłości ruchu
1	Nieustalony, nierównomierny, nieciągły	$\frac{1}{g} \frac{\partial Q}{\partial t}$	$+\frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x} \frac{Q^2}{A}$	$+A \frac{\partial y}{\partial x}$	$+AJ$	$-Ai$	$-\frac{q}{g}(v_q - v) = 0$	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$
2	Nieustalony, nierównomierny, ciągły (model fali dynamicznej)	$\frac{1}{g} \frac{\partial Q}{\partial t}$	$+\frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x} \frac{Q^2}{A}$	$+A \frac{\partial y}{\partial x}$	$+AJ$	$-Ai$	$= 0$	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$
3	Nieustalony, uproszczony nierównomierny, ciągły	$\frac{1}{g} \frac{\partial Q}{\partial t}$		$+A \frac{\partial y}{\partial x}$	$+AJ$	$-Ai$	$= 0$	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$
4	Uproszczony nieustalony, nierównomierny, ciągły (model ustalonej fali dynamicznej)		$+\frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x} \frac{Q^2}{A}$	$+A \frac{\partial y}{\partial x}$	$+AJ$	$-Ai$	$= 0$	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$
5	Uproszczony nieustalony, uproszczony nierównomierny, ciągły (model dyfuzyjny)			$+A \frac{\partial y}{\partial x}$	$+AJ$	$-Ai$	$= 0$	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$
6	Ustalony, nierównomierny		$+\frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x} \frac{Q^2}{A}$	$+A \frac{\partial y}{\partial x}$	$+AJ$	$-Ai$	$= 0$	$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$
7	Ustalony, uproszczony nierównomierny			$+A \frac{\partial y}{\partial x}$	$+AJ$	$-Ai$	$= 0$	$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$
8	Ustalony, równomierny („przepływ normalny”)				$+AJ$	$-Ai$	$= 0$	$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$

Skomplikowana pod względem obliczeniowym formuła pełnego równania Saint-Venanta skłaniała do wprowadzenia pewnych uproszczeń, które to bądź redukowały liczbę niezbędnych obliczeń, bądź umożliwiały na uzyskiwanie rozwiązań analitycznych. W ten sposób powstały modele pochodne. Przykładowo, po pominię-

ciu ostatniego składnika otrzymuje się model fali dynamicznej (tab. 3.5, poz. 2), który po usunięciu jeszcze pierwszego składnika redukuje się do modelu ustalonej fali dynamicznej (tab. 3.5, poz. 4). Wyeliminowanie z tak uproszczonego równania dynamiki drugiego składnika prowadzi do modelu dyfuzyjnego (tab. 3.5, poz. 5) [58].

Wykorzystanie pełnej postaci równania Saint-Venanta do symulacji przepływów nieustalonych w kanalizacji stało się możliwe dopiero w drugiej połowie XX w., kiedy to pojawiły się wydajne komputery. Dyskretyzacja czasowa, tj. kroku obliczeniowego, oraz przestrzenna, tj. rozmieszczenia i geometrii poszczególnych kanałów, dają możliwość uzyskania przybliżonego rozwiązania równań ruchu podanych w tabeli 3.5. Takie przybliżone rozwiązanie numeryczne, np. modelu fali dynamicznej (tab. 3.5, poz. 2), jest w pełni wystarczające na potrzeby inżynierskie [43], [62].

## **3.2. Programy użytkowe do modelowania kanalizacji**

### **3.2.1. Struktura programów użytkowych**

Programy do modelowania systemów kanalizacyjnych składają się zwykle z bazy danych, modułu obliczeniowego i graficznego. W bazie danych gromadzone są dane dotyczące struktury i parametrów sieci, tj. zlewni, kanałów, studzienek, przelewów burzowych, zbiorników retencyjnych itp., a także informacje o opadach deszczu i wyniki obliczeń. Moduł graficzny wspomaga wprowadzanie danych bezpośrednio z map zasadniczych. Służy też do ich wizualizacji w formie planów sieci czy profili podłużnych kanałów, a także pozwala na prezentację wyników symulacji w postaci wykresów lub animacji zmian poziomu zwierciadła ścieków w kanale w czasie odpływu ścieków deszczowych.

Obliczenia w programach symulacyjnych wykonywane są zwykle w trzech etapach. W pierwszym wyznaczany jest opad efektywny, który jest mniejszy od opadu całkowitego o straty hydrologiczne powodowane zwilżaniem powierzchni zlewni, parowaniem, retencją powierzchniową oraz infiltracją. W zależności od programu stosowane są różne zależności opisujące te procesy, różny jest też sposób określania parametrów determinujących straty hydrologiczne. Mogą one być definiowane globalnie dla całego systemu lub indywidualnie dla każdej zlewni cząstkowej. W drugim etapie obliczeń opad efektywny przekształcany jest w odpływ ze zlewni. Stosowane są dwie metody obliczeń określane w literaturze niemieckiej jako metoda „hydrauliczna” i „hydrologiczna” [84]. W metodzie hydraulicznej zlewnią jest kanał prostokątny o dużej szerokości, a odpływ obliczany jest na podstawie uproszczonych równań de Saint-Venanta. W metodzie hydrologicznej wykorzystuje się hydrogramy jednostkowe. Dane o opadach wprowadzane są jako impulsy o określonym czasie trwania

i wysokości lub natężeniu. Istotą metody hydrologicznej jest założenie, że każdy z impulsów opadu wywołuje pojedynczy hydrogram odpływu o określonym kształcie opisanym funkcją bazową. Łączny odpływ ze zlewni obliczany jest w wyniku sumowania hydrogramów wywołanych poszczególnymi impulsami opadu. Najczęściej stosowaną metodą hydrogramu jednostkowego jest model zbiornika nieliniowego, w którym jako funkcja bazowa wykorzystywana jest krzywa wykładnicza. Odpływ wód deszczowych wyznaczony w drugim etapie obliczeń wykorzystuje się następnie do obliczenia przepływu w kanałach. Znane programy różnią się przede wszystkim algorytmem numerycznym używanym do rozwiązania równań de Saint-Venanta. W wyniku obliczeń uzyskuje się informacje o zmianie wartości strumienia przepływu i poziomu zwierciadła ścieków na długości kanału w czasie. Oprócz opisanego podstawowego zakresu obliczeń niektóre aplikacje umożliwiają obliczanie zmian jakości ścieków oraz procesów sedymentacji w czasie transportu siecią kanalizacyjną.

W programach symulacyjnych dostępnych obecnie na rynku dominują dwa rozwiązania struktury. W jednym wszystkie moduły programu zintegrowane są w jednej aplikacji. W drugim wykorzystywane są zewnętrzne środowiska graficzne (najczęściej na bazie programu AutoCad) i bazy danych (najczęściej Access z pakietu Microsoft Office). Budowa programu determinuje jego przeznaczenie. Programy ze zintegrowanymi modułami służą przede wszystkim do przeprowadzania obliczeń symulacyjnych (np. SWMM). Umożliwiają one realizację obliczeń różnymi metodami oraz dodatkowo pozwalają na modelowanie jakości ścieków. Użytkownik ma wpływ na przebieg obliczeń poprzez szeroki zakres ustawień parametrów symulacji. Baza danych zawiera ograniczony zakres informacji o modelowanym systemie kanalizacyjnym, związany bezpośrednio z przeprowadzanymi obliczeniami. Aplikacje korzystające z zewnętrznych modułów, np. Hykas, mają rozbudowane bazy danych obejmujące informacje m.in. o wieku elementów, ich stanie technicznym czy przeprowadzanych naprawach. Moduły graficzne współpracujące z systemami informacji przestrzennej (GIS) umożliwiają sporządzanie rysunków technicznych w postaci map czy profili kanałów. Spotykane są też opcje wstępnego, automatycznego doboru średnic kanałów (Hykas).

Do popularnych obecnie programów do hydrodynamicznej symulacji działania systemów odwodnień terenów należą: SWMM, Hykas, Hystem-Extran i Mike Urban. Różnice pomiędzy tymi programami ujawniają się przede wszystkim w zakresie obliczeń, możliwości wprowadzania modyfikacji w kodzie czy też zaawansowania modułów graficznych. Zestawienie podstawowych cech użytkowych wybranych programów symulacyjnych przedstawiono w tabeli 3.6.

Na wyróżnienie zasługuje program SWMM (*Storm Water Management Model*). Program ten, opracowany przez Amerykańską Agencję Ochrony Środowiska (US EPA), dostępny jest bezpłatnie pod adresem internetowym [www.epa.gov](http://www.epa.gov). Otwarty kod źródłowy sprawia, iż aplikacja ta jest wiodącą na rynku aplikacją obliczeniową, na bazie której powstają programy komercyjne, np. Mike SWMM, STORM CAD, SEWER CAT, PC SWMM, XPSWMM.

Tabela 3.6. Cechy użytkowe wybranych programów do symulacji działania kanalizacji

Cechy użytkowe/program	SWMM	Hycas	Hystem-Extran	Mike Urban
Dostępność	program <i>public domain</i>	program komercyjny	program komercyjny	program komercyjny
Instrukcja obsługi	angielska	polska	niemiecka	angielska
Możliwość samodzielnego wprowadzania modyfikacji w kodzie programu	tak	nie	nie	nie
Funkcja wstępnego wymiarowania średnic	nie	tak	nie	nie
Metoda wyznaczania spływu powierzchniowego	hydrauliczna/ hydrologiczna	hydrologiczna	hydrologiczna	hydrauliczna/ hydrologiczna
Możliwości rozbudowy sieci	praktycznie nieograniczone	praktycznie nieograniczone	praktycznie nieograniczone	praktycznie nieograniczone
Bazy danych i moduł graficzny	zintegrowane	zewnętrzne	zewnętrzne	zintegrowane
Zakres obliczeń:				
• spływ powierzchniowy	tak	tak	tak	tak
• przepływ w kanałach	tak	tak	tak	tak
• sedymentacja	tak	nie	nie	tak
• zmiany jakościowe ścieków	tak	nie	nie	tak

### 3.2.2. Storm Water Management Model (SWMM)

Pierwszym programem do modelowania działania kanalizacji był program SWMM opracowany w USA w 1971 r. Przez kolejne lata był on wykorzystywany przede wszystkim w celach naukowych, głównie ze względu na skomplikowaną procedurę przygotowania danych, brak wizualizacji struktury sieci oraz wyników obliczeń. W 1994 r. opracowano wersję programu działającą w systemie operacyjnym Windows, która była jednak mocno ograniczona funkcjonalnie. Umożliwiła bowiem obliczenia sieci złożonych maksymalnie z 200 odcinków. W 2004 r. zaprezentowano w Internecie najnowszą wersję oprogramowania SWMM 5.0. Łącznie z programem działającym w środowisku Windows, dostępne są bezpłatnie pliki z kodem źródłowym programu służące do dostosowania programu na potrzeby użytkownika.

Program SWMM 5.0 składa się z trzech podstawowych, zintegrowanych ze sobą modułów: bazy danych, bloku obliczeniowego oraz modułu graficznego. W bazie danych gromadzone są m.in. informacje dotyczące struktury modelowanej sieci kanalizacyjnej oraz wyniki obliczeń. Moduł obliczeniowy pobiera z bazy danych parametry systemu wraz z charakterystyką opadu i wykonuje obliczenia hydrologiczno-hydrauliczne, przekazując wyniki z powrotem do bazy danych. Obliczenia przebiegają etapami. Najpierw następuje wyznaczanie opadu efektywnego, który jest następnie przekształcany w odpływ ze zlewni. Jest to hydrologiczna część obliczeń.



W części hydraulicznej wyznaczany jest przepływ w sieci kanałów, wywołany obliczonym w poprzednim etapie odpływem wód deszczowych ze zlewni. Program umożliwia też symulowanie zjawiska wypływu ścieków na powierzchnię terenu. Oprócz odpływu wód deszczowych można też obliczać spływ wód roztopowych z topnienia pokrywy śnieżnej czy też śledzić zmiany jakości ścieków w czasie przepływu w sieci [83].

Program SWMM 5.0 zbudowany jest z kilku modułów. Moduł RAIN służy do wprowadzania i przechowywania danych dotyczących opadów deszczowych. Moduł TEMPERATURE służy do wprowadzania i przechowywania danych temperaturowych potrzebnych do obliczeń związanych z parowaniem wody czy topnieniem śniegu. Moduł RUNOFF wykorzystywany jest do modelowania hydrologicznego zlewni pod względem hydraulicznym i jakościowym. Moduł TRANSPORT służy do modelowania jakości ścieków w trakcie transportu kanałami zamkniętymi sieci kanalizacyjnej, przy czym przepływy traktowane są tutaj jako równomierne i ustalone. Za pomocą Modułu EXTRAN można wykonać modelowanie hydrauliczne sieci kanalizacyjnych przy wykorzystaniu układu równań różniczkowych de Saint-Venanta. Moduł STORAGE umożliwia modelowanie ilościowe i jakościowe urządzeń retencjonujących ścieki, a moduł STATISTICS analizę statystyczną danych wyjściowych i wyników.

Program SWMM umożliwia obliczenia w układzie jednostek metrycznych SI. Wybór układu metrycznego można dokonać bezpośrednio na pasku stanu, w głównym oknie programu. Jednostki miar wybranych wielkości przewidzianych w programie SWMM dla układu SI przedstawiono w tabeli 3.7.

Tabela 3.7. Jednostki miary w programie SWMM dla układu SI

Parametr	Jednostka miary
Szerokość zlewni	m
Infiltracja	mm/h
Intensywność deszczu	mm/h
Objętość	m <sup>3</sup>
Powierzchnia	m <sup>2</sup> ; ha
Spadek	%
Stała recesji (infiltracja)	1/h
Stężenie	mg/dm <sup>3</sup>
Strumień objętości	m <sup>3</sup> /s; dm <sup>3</sup> /s
Wysokość opadu, retencji	mm

W programie SWMM 5.0 zlewnia cząstkowa jest reprezentowana przez prostokąt o zadanej powierzchni i szerokości. Do obliczeń odpływu zlewnia dzielona jest zasadniczo na dwa rodzaje powierzchni: przepuszczalną, na której jest rozpatrywana infiltracja, i nieprzepuszczalną. Odpływ liczony jest oddzielnie dla każdej z powierzchni,

a następnie sumowany. W opisie zlewni niezbędne jest podanie udziału powierzchni nieprzepuszczalnej w łącznej powierzchni zlewni (stopnia uszczelnienia terenu) oraz współczynników charakteryzujących straty hydrologiczne (różne dla obu rodzajów powierzchni). Wielkość tych współczynników ma wpływ na wielkość opadu efektywnego, a w rezultacie na wielkość odpływu.

Podstawowe parametry charakteryzujące zlewnię cząstkową to:

- powierzchnia zlewni,
- udział powierzchni uszczelnionej,
- udział powierzchni uszczelnionej bez retencji początkowej,
- spadek zlewni,
- szerokość hydrauliczna zlewni,
- współczynniki szorstkości dla powierzchni nieutwardzonej i utwardzonej,
- retencja powierzchniowa na terenie nieutwardzonym i utwardzonym,
- numer węzła obliczeniowego sieci, do którego przyłączona jest zlewnia,
- parametry infiltracji do równania Hortona (lub Green-Ampta).

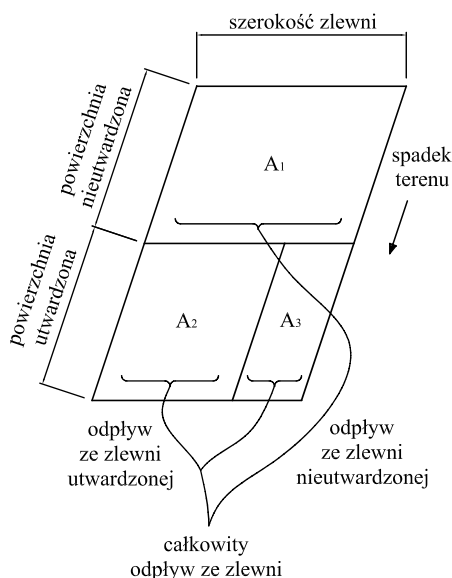
Do kalibracji modeli spływu w rzeczywistych zlewniach miejskich, w module RUNOFF zlewnia cząstkowa dzielona jest na trzy rodzaje powierzchni [60]:

$A_1$  – nieutwardzona posiadająca retencję powierzchniową;

$A_2$  – utwardzona posiadająca retencję powierzchniową;

$A_3$  – utwardzona niemająca retencji powierzchniowej.

Ideę opisu zlewni cząstkowych w module RUNOFF [29] przedstawiono na rysunku 3.1.



Rys. 3.1. Idea bilansowania odpływu ze zlewni w module RUNOFF

Property	Value
Name	S30
X-Coordinate	3446.771
Y-Coordinate	6492.147
Description	
Tag	
Rain Gage	Gage1
Outlet	J30
Area	1
Width	200
% Slope	0.5
% Imperv	30
N-Imperv	0.015
N-Perv	0.200
Dstore-Imperv	1
Dstore-Perv	3
%Zero-Imperv	60
Subarea Routing	OUTLET
Percent Routed	100
Infiltration	HORTON
Groundwater	NO
Snow Pack	
LID Controls	0
Land Uses	0
Initial Buildup	NONE
Curb Length	0
User-assigned name of subcatchment	

Rys. 3.2. Deklarowane parametry zlewni cząstkowej w oknie dialogowym SWMM 5.0

Na rysunku 3.2 przedstawiono okno dialogowe programu SWMM 5.0 do wprowadzania parametrów (danych) dotyczących konkretnej zlewni cząstkowej.

Strumień dopływających do węzła obliczeniowego sieci wód opadowych obliczany jest z zastosowaniem modelu zbiornika nieliniowego:

$$Q_m = W \frac{(h - h_p)^{5/3}}{n_p} i_p^{1/2} \quad (3.3)$$

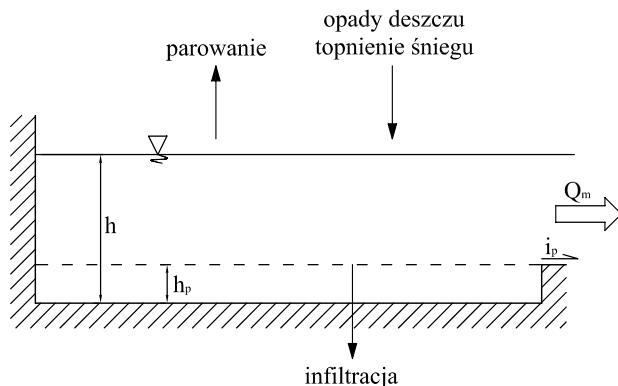
gdzie:

- $Q_m$  – odpływ miarodajny (strumień objętości odpływu) ze zlewni, m<sup>3</sup>/s,
- $W$  – szerokość hydrauliczna zlewni, m,
- $H$  – wysokość warstwy wody (opadu), m,
- $h_p$  – wysokość retencji powierzchniowej (według tab. 3.7), m,

$n_p$  – zastępczy współczynnik szorstkości powierzchni zlewni (według tab. 3.8),  
 $s/m^{1/3}$ ,

$i_p$  – średni spadek powierzchni zlewni, %.

Ideę zbiornika nieliniowego do obliczeń odpływu ze zlewni ilustruje rysunek 3.3.



Rys. 3.3. Idea obliczania odpływu ze zlewni w module RUNOFF

Napełnienie zbiornika odpowiada objętości wody, która znalazła się na terenie zlewni, pomniejszonej o straty na parowanie, infiltrację i na wypełnienie nierówności terenu. Wysokość retencji powierzchniowej jest uzależniona od rodzaju powierzchni terenu (tab. 3.8).

Tabela 3.8. Wysokość retencji powierzchniowej  $h_p$   
do wzoru (3.3) [7], [74], [96]

Rodzaj powierzchni terenu	$h_p$ , mm
Powierzchnie nieprzepuszczalne ( <i>Impervious surfaces</i> )	1,3–2,5
Trawniki ( <i>Lawns</i> )	2,5–5,0
Łąki, pastwiska ( <i>Pasture</i> )	5,0
Ściółka leśna ( <i>Forest litter</i> )	7,5

Zastępczy współczynnik szorstkości powierzchni zlewni należy przyjmować z uwzględnieniem udziału różnego rodzaju nawierzchni na drodze spływu wód opadowych według tabeli 3.9.

Kolejnymi parametrami, jakie należy wprowadzić do modelu hydrodynamicznego SWMM, są dane o infiltracji dla powierzchni nieuszczelnionych. SWMM oferuje trzy metody do modelowania infiltracji: model Hortona, model Greena–Ampta bądź deklarowanie przez użytkownika programu zdolności infiltracji gruntów w postaci tabelarycznej opracowanej na podstawie wyników badań terenowych.

Tabela 3.9. Współczynnik szorstkości powierzchni  $n_p$  (Manninga) do wzoru (3.3) [65], [74]

Rodzaj powierzchni	$n_p, s/m^{1/3}$	
Gładki asfalt ( <i>Smooth asphalt</i> )	0,011	
Gładki beton ( <i>Smooth concrete</i> )	0,012	
Zwykły beton ( <i>Ordinary concrete lining</i> )	0,013	
Wygładzone drewno ( <i>Good wood</i> )	0,014	
Cegła z zaprawą cementową ( <i>Brick with cement mortar</i> )	0,014	
Kamionka ( <i>Vitrified clay</i> )	0,015	
Żeliwo ( <i>Cast iron</i> )	0,015	
Rury z blachy falistej ( <i>Corrugated metal pipes</i> )	0,024	
Cement ( <i>Cement rubble surface</i> )	0,024	
Ugór ziemny ( <i>Fallow soils</i> )	0,050	
Ziemie uprawne ( <i>Cultivated soils</i> )	0,130	
Trawa ( <i>Grass</i> ):	rzadka ( <i>short, prairie</i> )	0,150
	gęsta ( <i>dense</i> )	0,240
	bardzo gęsta ( <i>bermuda grass</i> )	0,410
Lasy ( <i>Woods</i> ):	rzadkie zakrzewienie ( <i>light underbrush</i> )	0,400
	gęste zakrzewienie ( <i>dense underbrush</i> )	0,800

Najpopularniejsza z metod, tj. model Hortona, opiera się na obserwacjach empirycznych, które wykazały, że infiltracja wody opadowej do gruntu zmniejsza się w czasie w funkcji wykładniczej, od początkowej wartości maksymalnej, występującej po dostatecznie długim czasie pogody bezdeszczowej, do wartości minimalnej podczas długotrwałych opadów. Parametrami wejściowymi w tej metodzie są więc maksymalna i minimalna intensywność infiltracji (mm/h) oraz stała recesji ( $h^{-1}$ ) opisująca szybkość zmniejszania się intensywność infiltracji z upływem czasu. Deklarowany jest także czas potrzebny na wyschnięcie w pełni nasyconej gleby. Model Hortona opisuje infiltrację w profilu glebowym za pomocą równania:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (3.4)$$

gdzie:

- $f(t)$  – intensywność infiltracji, mm/h,
- $t$  – czas, h,
- $f_0$  – początkowa intensywność infiltracji, mm/h,
- $f_c$  – końcowa intensywność infiltracji, mm/h,
- $k$  – stała recesji,  $h^{-1}$ .

W metodzie Hortona zakłada się, że tempo infiltracji zmniejsza się z upływem czasu, a intensywność opadów jest większa od zdolności przenikania wody do gleby. Zaleca się, aby parametry infiltracji ustalać na podstawie badań terenowych. Najczę-

ściej jednak są one określane na etapie kalibracji modelu, na podstawie danych literaturowych [71]. W tabeli 3.10 zestawiono wartości początkowe intensywności infiltracji do równania (3.4) Hortona, w zależności od rodzaju gleby, stopnia nasycenia wodą oraz gęstości obsadzenia roślinnością na powierzchni terenu.

Tabela 3.10. Początkowa intensywność infiltracji do wzoru (3.4) [71], [74]

Rodzaj powierzchni terenu		$f_0$ , mm/h
Suche gleby	piaszczyste z niewielką ilością roślinności	127,0
	piaszczysto-gliniaste z niewielką ilością roślinności	76,0
	gliniaste z niewielką ilością roślinności	25,0
	piaszczyste z gęstą roślinnością	254,0
	piaszczysto-gliniaste z gęstą roślinnością	152,0
	gliniaste z gęstą roślinnością	51,0
Wilgotne gleby	piaszczyste z niewielką ilością roślinności	43,0
	piaszczysto-gliniaste z niewielką ilością roślinności	25,0
	gliniaste z niewielką ilością roślinności	7,6
	piaszczyste z gęstą roślinnością	84,0
	piaszczysto-gliniaste z gęstą roślinnością	51,0
	gliniaste z gęstą roślinnością	18,0

W tabeli 3.11 zestawiono wartości końcowe intensywności infiltracji do równania infiltracji Hortona w zależności od rodzaju gleby.

Tabela 3.11. Końcowa intensywność infiltracji do wzoru (3.4) [71], [74]

Rodzaj powierzchni terenu	$f_c$ , mm/h
Gleby o bardzo małej zdolności infiltracji, składające się głównie z warstw uniemożliwiających wsiąkanie wody (zwarte gliny lub ropy)	0÷1,3
Gleby o małej zdolności infiltracji, składające się głównie z warstwy utrudniających wsiąkanie wody, tj. gliny, ropy piaszczyste	1,3÷3,8
Gleby o umiarkowanej zdolności infiltracji, składające się głównie z glin piaszczystych	3,8÷7,6
Gleby o wysokiej zdolności infiltracji, składające się głównie z piasków i żwirów	7,6÷11,4

Stała recesji w modelu infiltracji Hortona, zgodnie z pracami [1], [71], [74], powinna być przyjmowana na poziomie  $k = 0,069 \text{ min}^{-1}$  niezależnie od rodzaju gleby.

Na rysunku 3.4 przedstawiono okno dialogowe programu SWMM 5.0 do wprowadzania danych dotyczących infiltracji do modelu Hortona.

Property	Value
Max. Infil. Rate	3.0
Min. Infil. Rate	0.5
Decay Constant	4
Drying Time	7
Max. Volume	11

Maximum rate on the Horton infiltration curve (in/hr or mm/hr)



















OK Cancel Help

Rys. 3.4. Deklarowane parametry infiltracji w oknie dialogowym SWMM 5.0

Zastosowana w programie SWMM procedura wyznaczania odpływu z uwzględnieniem infiltracji pozwala także na odwzorowanie warunków, w jakich odpływ będzie następował z całej powierzchni zlewni. Zjawisko takie występuje podczas długotrwałych bądź intensywnych opadów, wskutek wyczerpania pojemności retencyjnej powierzchni i infiltracyjnej gruntu. Tradycyjne obliczenia odpływu metodami czasu przepływu, wykorzystują współczynnik spływu, który jest wielkością redukującą wartość odpływu poprzez zredukowanie powierzchni zlewni biorącej udział w formułowaniu spływu. Redukcja ta jest niezależna od natężenia deszczu oraz intensywności infiltracji, podobnie jak w MGN, oznacza to, że odpływ jest zawsze mniejszy niż opad. W warunkach rzeczywistych, podczas opadów o małej intensywności, odpływ powstaje tylko z powierzchni nieprzepuszczalnych. Przy długotrwałym deszczu lub dużym jego natężeniu wolne przestrzenie w gruncie przepuszczalnym wypełniają się wodą. Infiltracja jest wówczas ograniczona, a powierzchnie zaczynają brać udział w formowaniu spływu (uwzględnione jest to jedynie w MWO jako szczytowy współczynnik spływu), co ma istotne znaczenie dla prawidłowego rozpoznania maksymalnych przepływów i oceny przepustowości systemu kanalizacyjnego.

Program SWMM 5.0 umożliwia odwzorowywanie kanałów otwartych, kanałów zamkniętych o przepływie swobodnym oraz kanałów zamkniętych o przepływie ciśnieniowym grawitacyjnym, np. przeciążone kolektory, lub wymuszonym, np. przewody tłoczne pompowni. W programie zdefiniowanych jest wiele przekrojów poprzecznych, użytkownik może też wprowadzać kanały o dowolnych przekrojach (tab. 3.12).

Tabela 3.12. Przykładowe przekroje kanałów dostępne w programie SWMM 5.0

Nazwa	Parametry	Kształt	Nazwa	Parametry	Kształt
Kołowy (Circular)	wysokość		Kołowy ciśnieniowy (Circular Force Main)	wysokość, chropowatość	
Kołowy wypełniony (Filled Circular)	wysokość, poziom wypełnienia		Prostokątny zamknięty (Rectangular-Closed)	wysokość, szerokość	
Prostokątny otwarty (Rectangular – Open)	wysokość, szerokość		Trapezowy (Trapezoidal)	wysokość, szerokość w podstawie, nachylenie boków	
Trójkątny (Triangular)	wysokość, szerokość		Eliptyczny poziomy (Horizontal Ellipse)	wysokość, szerokość	
Eliptyczny pionowy (Vertical Ellipse)	wysokość, szerokość		Łukowy (Arch)	wysokość, szerokość	
Paraboliczny (Parabolic)	wysokość, szerokość		Potęgowy (Power)	wysokość, szerokość, potęga	
Prostokątno-trójkątny (Rectangular-Triangular)	wysokość, szerokość, wysokość trójkąta		Prostokątno-owalny (Rectangular-Round)	wysokość, szerokość, promień łuku	
Modyfikowany prostokątny (Modified Baskethandle)	wysokość, szerokość, promień łuku		Jajowy (Egg)	wysokość	
Nieregularny otwarty (Irregular Natural Channel)	współrzędne przekroju		Specjalny (Custom Closed Shape)	wysokość, współrzędne przekroju	

Wykorzystywany w obliczeniach spadek dna kanału jest obliczany na podstawie różnicy rzędnych na początku i końcu odcinka oraz jego długości. Podstawowe parametry definiujące przewody w module EXTRAN są następujące:

- przepływ początkowy w przewodzie,
- rodzaj przekroju poprzecznego kanału,
- powierzchnia przekroju poprzecznego przewodu, gdy jest inny niż kołowy,
- średnica przewodu lub wysokość przekroju, gdy jest inny niż kołowy),
- szerokość przekroju przewodu, gdy jest inny niż kołowy,
- długość przewodu,
- rzędna początkowa dna kanału,
- rzędna końcowa dna kanału,
- współczynnik szorstkości kanału do wzoru Manninga (według tab. 3.13).



Tabela 3.13. Współczynnik szorstkości ( $n$ ) kanałów do wzoru Manninga dla kanałów zamkniętych

Materiał kanału		$n, s/m^{1/3}$
Azbestocement ( <i>Asbestos-cement</i> )		0,011÷0,015
Cegła ( <i>Brick</i> )		0,013÷0,017
Żeliwo z wykładziną cementową ( <i>Cement-lined iron</i> )		0,011÷0,015
Beton monolityczny ( <i>Monolithic concrete</i> ):	gładki ( <i>smooth</i> )	0,012÷0,014
	szorstki ( <i>rough</i> )	0,015÷0,017
Beton ( <i>Concrete</i> )		0,011÷0,015
Rury z tworzyw sztucznych ( <i>Plastic</i> )		0,011÷0,015
Kamionka ( <i>Vitrified clay</i> )		0,011÷0,017

Na rysunku 3.5 przedstawiono okno dialogowe programu SWMM 5.0 do wprowadzania danych dotyczących kanałów.

Property	Value
Name	C14
Inlet Node	J11
Outlet Node	J18
Description	
Tag	
Shape	CIRCULAR
Max. Depth	0.80
Length	100
Roughness	0.013
Inlet Offset	0
Outlet Offset	0.08
Initial Flow	0
Maximum Flow	0
Entry Loss Coeff.	0
Exit Loss Coeff.	0
Avg. Loss Coeff.	0
Flap Gate	NO
Culvert Code	
User-assigned name of Conduit	

Rys. 3.5. Deklarowane parametry kanałów w oknie dialogowym SWMM 5.0

Współczynnik szorstkości  $n$  we wzorze Manninga zależy od stanu hydraulicznego kanałów, analogicznie do zastępczej chropowatości  $k$  we wzorze Colebrooka–White'a

dla przewodów wodociągowych [43]. W normie [72] definiowany jest jako współczynnik Manninga  $K = 1/n$ , którego wartość w III strefie przepływów turbulentnych można uzależnić od  $k$  za pomocą wzoru:

$$K = 4\sqrt{g} \left( \frac{32}{D} \right)^{1/6} \log \frac{3,7D}{k} \quad (3.5)$$

gdzie:

$g$  – przyspieszenie ziemskie,  $m/s^2$ ,

$D$  – średnicy wewnętrzna kanału, m,

$k$  – zastępcza chropowatość wewnętrznych ścian przewodu/kanału, m.

Węzły są podstawowymi, obok kanałów, elementami struktury grafu systemu kanalizacyjnego. Mogą być utożsamiane ze studzienkami i komorami w rzeczywistych systemach. Służą przede wszystkim do łączenia ze sobą poszczególnych odcinków kanałów. Aby opisać węzeł, należy podać rzędną dna oraz dopuszczalną wysokość piętrzenia ścieków, która może być utożsamiana np. z rzędną terenu. Dodatkowo do węzła można przypisać powierzchnię, jaka ulegnie podtopieniu w przypadku przekroczenia dopuszczalnej wysokości piętrzenia. Po wybraniu tej opcji w obliczeniach, do węzła zostaje przyłączony fikcyjny zbiornik o zadanej powierzchni, który gromadzi ścieki wypływające na powierzchnie terenu w wyniku przeciążenia kanału. Po przejściu fali odpływu wód deszczowych ścieki z fikcyjnego zbiornika trafiają z powrotem do systemu. Podstawowe parametry definiujące węzły to: rzędna terenu, rzędna dna studni i stały dopływ do studni z zewnątrz.

Na rysunku 3.6 przedstawiono okno dialogowe programu SWMM 5.0 do wprowadzania danych dotyczących węzłów obliczeniowych.

Specyficznym rodzajem węzłów są wyloty odprowadzające ścieki z systemu kanalizacyjnego do np. odbiornika. Możliwe jest modelowanie wylotów jako swobodnych oraz częściowo lub całkowicie zatopionych. Program SWMM umożliwia zadanie na wylocie stałej lub zmieniającej się w czasie wartości rzędnej zwierciadła wody w odbiorniku. Pozwala to uwzględnić w modelu przejście fali wezbraniowej. Przy dostatecznej przepustowości kanałów, ale w warunkach podtopienia wylotu, może dojść do przeciążenia kolektorów i wypływu ścieków na powierzchnię terenu.

Program SWMM umożliwia także modelowanie działania obiektów odciążających np. przelewów burzowych czy zbiorników retencyjnych. W programie dostępnych jest kilka standardowych wariantów konstrukcji separatorów objętości ścieków, a mianowicie: czołowe z prostokątną, trójkątną i trapezową krawędzią przelewową, a także boczne z prostokątnym kształtem przekroju poprzecznego. Każdy rodzaj przelewu i kształt krawędzi ma inną formułę obliczeniową, na podstawie której obliczany jest zrzut ścieków. Dostępne opcje przelewów przedstawiono w tabeli 3.14 [73], [74].

Junction J11	
Property	Value
Name	J11
X-Coordinate	274.869
Y-Coordinate	4397.906
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	117.70
Max. Depth	2.30
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	0
User-assigned name of junction	

Rys. 3.6. Deklarowane parametry węzłów obliczeniowych w oknie dialogowym SWMM 5.0

Tabela 3.14. Rodzaje przelewów (separatorów objętości) dostępne w programie SWMM 5.0

Typ przelewu	Kształt przekroju poprzecznego	Formuła obliczeniowa
Przelew czołowy	prostokątny	$C_w L h^{3/2}$
Przelew boczny	prostokątny	$C_w L h^{5/3}$
Przelew czołowy	trójkątny	$C_w S h^{5/2}$
Przelew czołowy	trapezowy	$C_w L h^{3/2} + C_{ws} S h^{5/2}$

gdzie:

- $C_w$  – zastępczy współczynnik przepływu przelewu [83, 91],
- $L$  – długość przelewu, m,
- $S$  – nachylenie krawędzi przelewów trójkątnego lub trapezowego,
- $h$  – wysokość warstwy przelewowej, m,
- $C_{ws}$  – zastępczy współczynnik przepływu dla bocznych krawędzi przelewu trapezowego

Podstawowe parametry definiujące przelewy burzowe czy separatory ścieków to:

- numery węzła początkowego i końcowego,
- kształt przelewu,

- długość krawędzi przelewowej,
- wysokość krawędzi,
- zastępczy współczynnik przepływu przelewu.

Zbiorniki retencyjne reprezentowane są w SWMM jako węzły systemu kanalizacyjnego mające określoną pojemność retencyjną. Głównymi parametrami wejściowymi do modelowania zbiorników retencyjnych są:

- rzędna dna zbiornika,
- głębokość zbiornika,
- powierzchnia zbiornika,
- wypełnienie zbiornika w momencie rozpoczęcia symulacji,
- szybkość parowania (opcjonalnie),
- intensywność infiltracji (opcjonalnie).

Istotnym elementem wyjściowym w programie SWMM są dane o opadach, którymi można obciążyć daną zlewnię deszczową. Najważniejsze parametry dotyczące opadów to krok czasowy, z jakim wprowadzane będą dane o opadach oraz wybór sposobu przedstawienia danych (intensywność, wysokość, krzywa kumulacyjna). Przebieg opadu w czasie wprowadzany jest do programu w postaci serii czasowych. Serie czasowe w programie SWMM wprowadzać można z następującymi krokami czasowymi: 1, 5, 10, 15, 20 i 30 min lub 1, 6, 12 i 24 h.

Property	Value
Name	Gage1
X-Coordinate	2604.712
Y-Coordinate	9070.681
Description	
Tag	
Rain Format	INTENSITY
Time Interval	0:05
Snow Catch Factor	1.0
Data Source	TIMESERIES
<b>TIME SERIES:</b>	
- Series Name	C=3_75min
<b>DATA FILE:</b>	
- File Name	*
- Station ID	*
- Rain Units	MM
User-assigned name of rain gage	

Rys. 3.7. Deklarowane parametry opadów w oknie dialogowym SWMM 5.0

Na rysunku 3.7 przedstawiono okno dialogowe do wprowadzania danych dotyczących opadów.

Przykładową serię z 5-minutowym krokiem czasowym, jako opad modelowy Eulera typu II o czasie trwania  $t = 45$  min i częstotliwości występowania  $C = 3$  lata, przedstawiono na rysunku 3.8.

Time Series Name  
C=3\_75min

Description

Use external data file named below

Enter time series data in the table below  
No dates means times are relative to start of simulation.

Date (M/D/Y)	Time (H:M)	Value
	0:00	16.86
	0:05	20.91
	0:10	27.97
	0:15	44.19
	0:20	101.71
	0:25	14.22
	0:30	12.35
	0:35	10.95
	0:40	9.85

View...  
OK  
Cancel  
Help

Rys. 3.8. Przykładowa seria czasowa opadu w oknie dialogowym SWMM 5.0

W rezultacie obliczeń numerycznych uzyskuje się wyniki w formie zmian w czasie wartości podstawowych parametrów (strumienia przepływu i napelnienia) w poszczególnych elementach systemu kanalizacyjnego. Wyniki te mają postać dyskretną, co oznacza, że informacje są dostępne jedynie dla wybranych miejsc w systemie i w kolejnych krokach czasowych. Długość kroku czasowego, czyli czas między kolejnymi wartościami parametru w danym punkcie sieci, jest dobierany przez użytkownika. Podstawowe dane wynikowe symulacji to [60]:

- wysokość deszczu efektywnego,
- hydrogramy spływu ze zlewni cząstkowych,
- hydrogramy przepływu w poszczególnych kanałach,

- napęlenie w poszczególnych węzłach,
- objętości wylewów z kanalizacji w poszczególnych węzłach.

Wyniki obliczeń umożliwiają śledzenie zmiany w czasie następujących parametrów: strumienia przepływu, napęlenia, prędkości przepływu, wskaźników jakości w węzłach i w połowie długości odcinka kanału. Można też analizować zmiany wielkości związanych ze zlewnią, czyli wysokości opadu, strat hydrologicznych i odpływu ze zlewni. Wyniki obliczeń zapisywane w plikach mogą być prezentowane w tabelach lub na wykresach (hydrogramach). Również w takiej formie można przedstawić zmiany wybranego parametru w określonym elemencie sieci w ciągu całej symulacji.

Użytecznym rodzajem wykresu jest także profil podłużny wskazanego fragmentu sieci, który można połączyć z animacją obrazującą zmiany położenia zwierciadła ścieków w kanałach, w czasie trwania symulacji. Umożliwia to bezpośredni podgląd przebiegu fali odpływu.

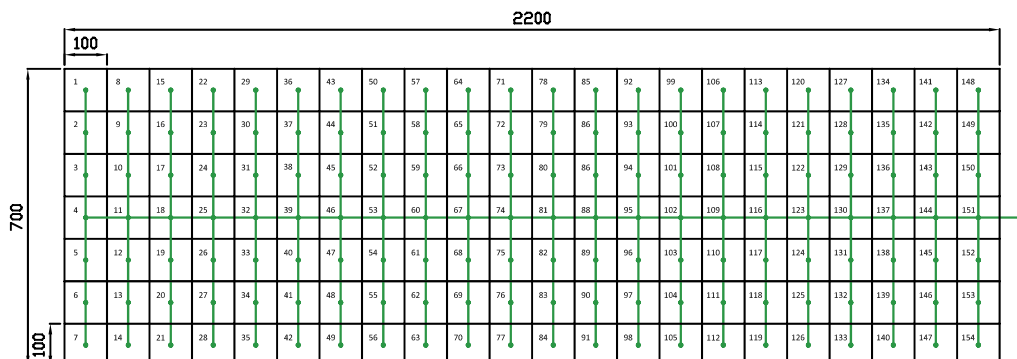
## 4. Modelowanie działania sieci kanalizacji deszczowej

### 4.1. Założenia wyjściowe do modelowania sieci

#### 4.1.1. Modelowa zlewnia deszczowa

W pracy symulowane jest działanie kanalizacji deszczowej zwymiarowanej trzema metodami czasu przepływu, tj. MGN z wzorem Błaszczyka oraz MGN i MWO z modelem probabilistycznym opadów maksymalnych dla Wrocławia dla modelowej zlewni miejskiej.

Ze względu na dokładność odwzorowania, w modelowaniu hydrodynamicznym systemów kanalizacyjnych wielkość zintegrowanych powierzchni cząstkowych zlewni deszczowej na terenach zurbanizowanych powinna być ograniczona możliwie do najmniejszej powierzchni wynoszącej co najwyżej kilka hektarów [43], [83], [84], [86], [94]. Przyjęto poziom integracji „0”, który oznacza, że odwzorowane będą wszystkie średnice kanałów – począwszy od najmniejszej,  $d_{\min} = 0,30$  m. Zaproponowano więc zlewnie cząstkowe o powierzchniach jednostkowych 1,0 ha ( $100 \times 100$  m) i modelową zlewnię o łącznej powierzchni  $F = 154$  ha, tj. o wymiarach  $700 \times 2200$  m. Zlewnia



Rys. 4.1. Schemat ideowy modelowej zlewni deszczowej o powierzchni  $F = 154$  ha

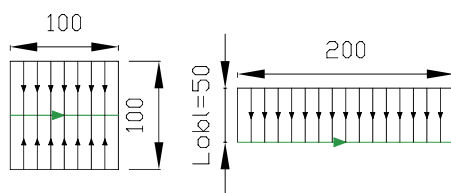
składa się z 154 modułów, tj. zintegrowanych zlewni cząstkowych. Schemat ideowy modelowej zlewni deszczowej przedstawiono na rysunku 4.1.

Założono, że kanalizowana zlewnia w zabudowie mieszkaniowej znajduje się w terenie płaskim miasta Wrocławia (rzędna terenu 120 m n.p.m.). Płaski teren zlewni jest ostrym kryterium do oceny działania kanalizacji, ponieważ wszystkie węzły obliczeniowe są zarazem potencjalnymi punktami krytycznymi sieci.

Przyjmując współczynnik spływu powierzchniowego ze zlewni na poziomie  $\psi = 0,30$ , jej powierzchnia zredukowana wyniesie  $F_{zr} = 46,2$  ha. Projektowane kanały boczne w liczbie 44 (według rys. 4.1) mają długość po 300 m (3 odcinki obliczeniowe, każdy po 100 m długości). Kolektor ma łączną długość 2200 m (22 odcinki obliczeniowe, każdy po 100 m długości). Szorstkość ścian projektowanych kanałów wynosi  $n = 0,013$  s/m<sup>1/3</sup> (gładki beton, według tab. 3.13).

Do symulacji hydrodynamicznych przykładowo zwymiarowanych sieci kanalizacyjnych wybrano program SWMM 5.0, w którym zlewnia cząstkowa jest reprezentowana przez prostokąt o zadanej powierzchni i szerokości hydraulicznej  $W$  (rys. 4.2) [86]. Dla zlewni symetrycznych względem kanału odprowadzającego ścieki deszczowe przyjmuje się, że szerokość hydrauliczna jest dwa razy większa niż długość kanału. Jest to równoważne z założeniem, że obliczeniowa długość drogi spływu ze zlewni ( $L_{obl}$ ), jest równa odległości od granicy zlewni do kanału odpływowego, co z kolei odpowiada połowie geometrycznej szerokości zlewni, tj. wymiarowi zlewni w kierunku prostopadłym do kanału. Ponieważ moduły zintegrowanych powierzchni cząstkowych modelowej zlewni mają kształt kwadratu (100 × 100 m), a kanał odprowadzający ścieki deszczowe położony jest w środku zlewni, przyjęto w programie SWMM szerokość hydrauliczną takiej zlewni  $W = 200$  m ( $L_{obl} = 50$  m).

Interpretację graficzną metody określania szerokości hydraulicznej zintegrowanej zlewni cząstkowej przedstawiono na rysunku 4.2.



Rys. 4.2. Interpretacja graficzna określania szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowej

Strumień dopływających ścieków opadowych do węzła obliczeniowego sieci obliczany jest z wzoru (3.3). Parametry  $W$ ,  $d_p$ ,  $i_p$ ,  $n_p$  zintegrowanej zlewni cząstkowej reprezentują właściwości retencyjne zlewni. Na podstawie literatury [7], [8], [65], [67], [79], [96], do symulacji hydrodynamicznych przyjęto wstępnie: zastępczą wartość nachylenia powierzchni  $i_p = 5\text{‰}$  oraz zastępczy współczynnik szorstkości Manninga dla uszczelnionych powierzchni zlewni  $n_p = 0,015$  s/m<sup>1/3</sup> (tab. 3.9).



Ponieważ w metodach czasu przepływu wymiarowania kanalizacji deszczowej właściwości retencyjne zlewni ujmuje współczynnik spływu powierzchniowego,  $\psi = 0,30$ , w modelowaniu takiej zlewni wysokość retencji powierzchniowej pominięto, czyli  $d_p = 0$ .

Oceniona będzie także czułość deklarowanych parametrów modelowej zlewni dla  $i_p = 3,0\%$  oraz  $n_p = 0,020 \text{ s/m}^{1/3}$  ze względu na napiętrzenia i wylania z kanałów.

#### 4.1.2. Wymiarowanie kanalizacji deszczowej wybranymi metodami

Dla zaproponowanej zlewni modelowej zwymiarowano sieć kanalizacji deszczowej trzema wybranymi metodami czasu przepływu. W projektowaniu zagłębień kanałów, za minimalne przykrycie ziemią kanałów bocznych przyjęto 1,0 m, natomiast w przypadku kolektorów – 1,5 m (strefa przemarzania gruntu we Wrocławiu wynosi 0,8 m). Zastosowano kanały o przekroju kołowym, ułożone z minimalnym spadkiem dna, dobieranym z formuły  $1/D$ . Połączenia kanałów w węzłach obliczeniowych – studzienkach równano dnami, co jest stosowane w praktyce, zwłaszcza w terenach płaskich [43].

Obliczenia hydrauliczne przeprowadzono dla trzech wariantów wymiarowania sieci, tj. określania strumienia miarodajnego  $Q_m$ :

- I wariant: MGN z modelem opadów Błaszczyka – według wzorów (2.1) i (2.2) dla  $H = 590 \text{ mm}$  [65] i  $C = 2$  lata,
- II wariant: MGN z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia – według wzorów (2.1) i (2.7) dla  $C = 2$  lata,
- III wariant: MWO z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia – według wzorów (2.3) i (2.7) dla  $C = 2$  lata.

Obliczeniową częstość występowania deszczu do wymiarowania kanałów  $C = 2$  lata dla terenów mieszkaniowych przyjęto na podstawie normy PN-EN 752:2008 (tab. 1.1). Zestawienie założeń wyjściowych dla trzech wariantów obliczeniowych sieci kanalizacji deszczowej podano w tabeli 4.1.

Tabela 4.1. Założenia wyjściowe do wymiarowania przykładowych sieci kanalizacji deszczowej

Wariant/ metoda obliczeń	Częstość deszczu obliczeniowego wg PN-EN 752 $C$ , lata	Czas koncentracji terenowej $t_k$ , min	Czas retencji kanałowej $t_r$ , min	Minimalny czas trwania deszczu $t_{dm \text{ min}}$ , min	Maksymalne natężenie deszczu, $\text{dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$	Maksymalne wypełnienie kanału, % $D$
I wariant	2	2	$0,2t_p$	10	126,62	do 100%
II wariant	2	2	$0,2t_p$	10	182,97	do 100%
III wariant	2	0	0	15	144,44	do 75%

W I wariantcie obliczeniowym przeprowadzono obliczenia hydrauliczne kanalizacji deszczowej według MGN z wzorem Błaszczyka wraz doбором średnic i spadków kanałów. Wyniki obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych podano w tabeli 4.2.

W tym wariantcie obliczeniowym kanały boczne składają się z trzech odcinków obliczeniowych. Pierwszy ma średnicę 0,30, drugi 0,40 m oraz trzeci 0,50 m. Zagłębione są od 1,30 do 2,08 m p.p.t. Kolektor składa się z 22 odcinków o średnicach od 0,60 do 1,60 m, zagłębionych od 2,10 do 3,92 m p.p.t. Obliczeniowy czas przepływu w ruchu równomiernym ustalonym wynosi 37,8 min.

Objętość kanałów całej zwymiarowanej sieci wynosi 4948,0 m<sup>3</sup>, przy czym 3220,1 m<sup>3</sup> stanowi objętość kolektora o długości 2200 m, a 1727,9 m<sup>3</sup> to sumaryczna objętość 44 kanałów bocznych (każdy o długości 300 m i objętości 39,27 m<sup>3</sup>). Wskaźnik objętości kanałów na hektar powierzchni zlewni wynosi 32,1 m<sup>3</sup>/ha. Objętość czynna kolektora, zajęta przez strumień obliczeniowy (w ruchu równomiernym) wynosi 2624,1 m<sup>3</sup>, natomiast w przypadku kanałów bocznych osiąga łącznie wartość 1099,6 m<sup>3</sup>. Pozostała objętość 1224,3 m<sup>3</sup> to objętość „rezerwowa” sieci kanalizacyjnej stanowiąca około 25% objętości całkowitej kanałów.

Całkowity, obliczeniowy strumień objętości odpływu ścieków deszczowych w I wariantcie wymiarowania kanalizacji deszczowej wyniósł:  $Q_{m(I)} = 2073,5 \text{ dm}^3/\text{s}$ .

W II wariantcie wymiarowania przeprowadzono obliczenia hydrauliczne kanalizacji deszczowej zgodnie z MGN z użyciem wzoru na maksymalne natężenia deszczu we Wrocławiu. Wyniki obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych podano w tabeli 4.3.

W tym wariantcie obliczeniowym kanały boczne składają się również z trzech odcinków obliczeniowych. Pierwszy z nich ma średnicę 0,30, drugi 0,40 m oraz trzeci 0,50 m. Zagłębione są one od 1,30 do 2,08 m p.p.t. Kolektor składa się z 22 odcinków o średnicach od 0,80 do 2,00 m, zagłębionych od 2,30 do 4,01 m p.p.t. Obliczeniowy czas przepływu wynosi 36,4 min.

Objętość kanałów zwymiarowanej sieci wynosi 6547,1 m<sup>3</sup>, przy czym 4819,2 m<sup>3</sup> stanowi objętość kolektora o długości 2200 m, a 1727,9 m<sup>3</sup> to sumaryczna objętość 44 kanałów bocznych (każdy o długości 300 m i objętości 39,27 m<sup>3</sup>). Wskaźnik objętości kanałów na hektar powierzchni zlewni wynosi 42,5 m<sup>3</sup>/ha. Objętość czynna kolektora wynosi 3964,5 m<sup>3</sup>, natomiast w przypadku kanałów bocznych osiąga łącznie wartość 1520,7 m<sup>3</sup>. Pozostała objętość 1061,9 m<sup>3</sup> jest objętością „rezerwową” sieci kanalizacyjnej, stanowiącą około 16% objętości całkowitej kanałów.

Jeżeli przyjmie się, że obliczeniowy strumień objętości odpływu ścieków deszczowych z I wariantu wymiarowania:  $Q_{m(I)} = 2073,5 \text{ dm}^3/\text{s}$  za względną podstawę porównań (100%), to całkowity strumień w II wariantcie obliczeniowym  $Q_{m(II)} = 3259,9 \text{ dm}^3/\text{s}$  będzie wyższy aż o 57%.

W III wariantcie wymiarowania przeprowadzono obliczenia hydrauliczne kanalizacji deszczowej, posługując się MWO i stosując wzór na maksymalne natężenia deszczu we Wrocławiu. Wyniki obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych podano w tabeli 4.4.

Tabela 4.2. Wyniki obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych kanalizacji deszczowej według MGN z wzorem Błaszczyka (w I wariantie wymiarowania)

Identyfikacja kanału				Obliczenia miarodajnego natężenia odpływu ścieków deszczowych											Dobór kanału				Rzędne				Zagłębienie kanału		Przykrycie kanału		Rzędne zwierciadła ścieków		
odcinek		długość		powierzchnia zlewni	powierzchnia zlewni zredukowanej	suma powierzchni zredukowanych	częstość deszczu	prędkość przepływu ścieków założona	czas przepływu na odcinku	suma czasu przepływu od początku	czas koncentracji terenowej	czas miarodajny	natężenie deszczu miarodajnego	strumień ścieków deszczowych	spadek terenu	średnica kanału	spadek dna kanału	napienienie	trzczywnista prędkość przepływu ścieków	terenu		dna kanału		wezeł początkowy	wezeł końcowy	wezeł początkowy	wezeł końcowy	wezeł początkowy	wezeł końcowy
od	do	odcinka	od początku																	wezeł początkowy	wezeł końcowy	wezeł początkowy	wezeł końcowy						
nr	nr	m	m																	$F_l$	$F_{l\,cr}$	$\Sigma F_{l\,cr}$	$C$						
1	2	100	100	1,00	0,30	0,30	2	0,85	1,96	1,96	2	10,00	126,62	37,99	0,00	0,30	3,33	0,18	0,85	120,00	120,00	118,70	118,37	1,30	1,63	1,00	1,33	118,88	118,55
2	3	100	200	1,00	0,30	0,60	2	0,90	1,85	3,81	2	10,00	126,62	75,97	0,00	0,40	2,50	0,25	0,90	120,00	120,00	118,37	118,12	1,63	1,88	1,23	1,48	118,62	118,37
3	4	100	300	1,00	0,30	0,90	2	0,92	1,81	5,62	2	10,00	126,62	113,96	0,00	0,50	2,00	0,30	0,92	120,00	120,00	118,12	117,92	1,88	2,08	1,38	1,58	118,42	118,22
4	11	100	400	1,00	0,30	2,10	2	1,01	1,65	7,27	2	10,73	120,81	253,70	0,00	0,60	1,67	0,50	1,01	120,00	120,00	117,90	117,73	2,10	2,27	1,50	1,67	118,40	118,23
11	18	100	500	1,00	0,30	4,20	2	1,06	1,57	8,85	2	12,62	108,44	455,45	0,00	0,80	1,25	0,64	1,06	120,00	120,00	117,70	117,58	2,30	2,42	1,50	1,62	118,34	118,22
18	25	100	600	1,00	0,30	6,30	2	1,08	1,54	10,39	2	14,47	98,98	623,57	0,00	1,00	1,00	0,69	1,08	120,00	120,00	117,50	117,40	2,50	2,60	1,50	1,60	118,19	118,09
25	32	100	700	1,00	0,30	8,40	2	1,10	1,52	11,91	2	16,29	91,47	768,35	0,00	1,00	1,00	0,83	1,10	120,00	120,00	117,40	117,30	2,60	2,70	1,60	1,70	118,23	118,13
32	39	100	800	1,00	0,30	10,50	2	1,10	1,52	13,42	2	18,10	85,24	895,02	0,00	1,20	0,83	0,81	1,10	120,00	120,00	117,30	117,22	2,70	2,78	1,50	1,58	118,11	118,03
39	46	100	900	1,00	0,30	12,60	2	1,12	1,49	14,91	2	19,89	80,06	1008,76	0,00	1,20	0,83	0,89	1,12	120,00	120,00	117,22	117,14	2,78	2,86	1,58	1,66	118,11	118,03
46	53	100	1000	1,00	0,30	14,70	2	1,13	1,47	16,38	2	21,66	75,63	1111,76	0,00	1,20	0,83	0,97	1,13	120,00	120,00	117,14	117,06	2,86	2,94	1,66	1,74	118,11	118,03
53	60	100	1100	1,00	0,30	16,80	2	1,11	1,50	17,88	2	23,46	71,71	1204,73	0,00	1,20	0,83	1,10	1,11	120,00	120,00	117,06	116,98	2,94	3,02	1,74	1,82	118,16	118,08
60	67	100	1200	1,00	0,30	18,90	2	1,14	1,46	19,35	2	25,22	68,34	1291,63	0,00	1,40	0,71	0,97	1,14	120,00	120,00	116,98	116,91	3,02	3,09	1,62	1,69	117,95	117,88
67	74	100	1300	1,00	0,30	21,00	2	1,15	1,45	20,80	2	26,96	65,37	1372,77	0,00	1,40	0,71	1,02	1,15	120,00	120,00	116,91	116,84	3,09	3,16	1,69	1,76	117,93	117,86
74	81	100	1400	1,00	0,30	23,10	2	1,16	1,44	22,23	2	28,68	62,73	1449,06	0,00	1,40	0,71	1,06	1,16	120,00	120,00	116,84	116,77	3,16	3,23	1,76	1,83	117,90	117,83
81	88	100	1500	1,00	0,30	25,20	2	1,16	1,44	23,67	2	30,40	60,33	1520,32	0,00	1,40	0,71	1,11	1,16	120,00	120,00	116,77	116,70	3,23	3,30	1,83	1,90	117,88	117,81
88	95	100	1600	1,00	0,30	27,30	2	1,16	1,44	25,11	2	32,13	58,15	1587,50	0,00	1,40	0,71	1,16	1,16	120,00	120,00	116,70	116,63	3,30	3,37	1,90	1,97	117,86	117,79
95	102	100	1700	1,00	0,30	29,40	2	1,15	1,45	26,56	2	33,87	56,14	1650,52	0,00	1,40	0,71	1,23	1,15	120,00	120,00	116,63	116,56	3,37	3,44	1,97	2,04	117,86	117,79
102	out	100	1800	1,00	0,30	31,50	2	1,17	1,42	27,98	2	35,58	54,33	1711,40	0,00	1,60	0,63	1,09	1,17	120,00	120,00	116,56	116,50	3,44	3,50	1,84	1,90	117,65	117,59
109	116	100	1900	1,00	0,30	33,60	2	1,17	1,42	29,40	2	37,29	52,66	1769,38	0,00	1,60	0,63	1,12	1,17	120,00	120,00	116,50	116,44	3,50	3,56	1,90	1,96	117,62	117,56
116	123	100	2000	1,00	0,30	35,70	2	1,18	1,41	30,82	2	38,98	51,12	1824,98	0,00	1,60	0,63	1,15	1,18	120,00	120,00	116,44	116,38	3,56	3,62	1,96	2,02	117,59	117,53
123	130	100	2100	1,00	0,30	37,80	2	1,19	1,40	32,22	2	40,66	49,70	1878,66	0,00	1,60	0,63	1,18	1,19	120,00	120,00	116,38	116,32	3,62	3,68	2,02	2,08	117,56	117,50
130	137	100	2200	1,00	0,30	39,90	2	1,19	1,40	33,62	2	42,34	48,38	1930,36	0,00	1,60	0,63	1,20	1,19	120,00	120,00	116,32	116,26	3,68	3,74	2,08	2,14	117,52	117,46
137	144	100	2300	1,00	0,30	42,00	2	1,19	1,40	35,02	2	44,02	47,14	1979,88	0,00	1,60	0,63	1,23	1,19	120,00	120,00	116,26	116,20	3,74	3,80	2,14	2,20	117,49	117,43
144	151	100	2400	1,00	0,30	44,10	2	1,19	1,40	36,42	2	45,70	45,98	2027,72	0,00	1,60	0,63	1,26	1,19	120,00	120,00	116,20	116,14	3,80	3,86	2,20	2,26	117,46	117,40
151	out	100	2500	1,00	0,30	46,20	2	1,19	1,40	37,82	2	47,38	44,88	2073,46	0,00	1,60	0,63	1,29	1,19	120,00	120,00	116,14	116,08	3,86	3,92	2,26	2,32	117,43	117,37

Tabela 4.3. Wyniki obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych kanalizacji deszczowej wg MGN z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia (w II wariancie wymiarowania)

Identyfikacja kanału				Obliczenia miarodajnego natężenia odpływu ścieków deszczowych											Dobór kanału					Rzędne				Zagłębienie kanału		Przykrycie kanału		Rzędne zwierciadła ścieków																	
odcinek		długość		powierzchnia zlewni	powierzchnia zlewni zredukowanej	suma powierzchni zredukowanych	częstość deszczu	prędkość przepływu ścieków założona	czas przepływu na odcinku	suma czasu przepływu od początku	czas koncentracji terenowej	czas miarodajny	natężenie deszczu miarodajnego	strumień ścieków deszczowych	spadek terenu	średnica kanału	spadek dna kanału	napienienie	rzeczywista prędkość przepływu ścieków	terenu		dna kanału		węzeł początkowy	węzeł końcowy	węzeł początkowy	węzeł końcowy	węzeł początkowy	węzeł końcowy																
od	do	odcinka	od początku																	$F_i$	$F_{i,zr}$	$\Sigma F_{i,zr}$	$C$							$v_{zai}$	$t_p$	$\Sigma t_p$	$t_k$	$t_m$	$q_m$	$Q_d$	$i_i$	$D$	$i_k$	$h$	$v_{rz}$	węzeł początkowy	węzeł końcowy	węzeł początkowy	węzeł końcowy
nr	nr	m	m																	ha	ha	ha	lata							m/s	min	min	min	min	dm <sup>3</sup> /s-ha	dm <sup>3</sup> /s	%	m	%	m	m/s	m	m	m	m
1	2	100	100	1,00	0,30	0,30	2	0,90	1,85	1,85	2	10,00	182,97	54,89	0,00	0,30	3,33	0,24	0,90	120,00	120,00	118,70	118,37	1,30	1,63	1,00	1,33	118,94	118,61																
2	3	100	200	1,00	0,30	0,60	2	0,94	1,77	3,62	2	10,00	182,97	109,78	0,00	0,40	2,50	0,35	0,94	120,00	120,00	118,37	118,12	1,63	1,88	1,23	1,48	118,72	118,47																
3	4	100	300	1,00	0,30	0,90	2	0,98	1,70	5,33	2	10,00	182,97	164,67	0,00	0,50	2,00	0,40	0,98	120,00	120,00	118,12	117,92	1,88	2,08	1,38	1,58	118,52	118,32																
4	11	100	400	1,00	0,30	2,10	2	1,04	1,60	6,93	2	10,31	179,81	377,60	0,00	0,80	1,25	0,55	1,04	120,00	120,00	117,70	117,58	2,30	2,42	1,50	1,62	118,25	118,13																
11	18	100	500	1,00	0,30	4,20	2	1,09	1,53	8,46	2	12,15	163,69	687,50	0,00	1,00	1,00	0,75	1,09	120,00	120,00	117,50	117,40	2,50	2,60	1,50	1,60	118,25	118,15																
18	25	100	600	1,00	0,30	6,30	2	1,11	1,50	9,96	2	13,95	150,86	950,42	0,00	1,20	0,83	0,85	1,11	120,00	120,00	117,30	117,22	2,70	2,78	1,50	1,58	118,15	118,07																
25	32	100	700	1,00	0,30	8,40	2	1,12	1,49	11,45	2	15,74	140,31	1178,60	0,00	1,20	0,83	1,05	1,12	120,00	120,00	117,22	117,14	2,78	2,86	1,58	1,66	118,27	118,19																
32	39	100	800	1,00	0,30	10,50	2	1,14	1,46	12,91	2	17,49	131,52	1380,96	0,00	1,40	0,71	1,02	1,14	120,00	120,00	117,10	117,03	2,90	2,97	1,50	1,57	118,12	118,05																
39	46	100	900	1,00	0,30	12,60	2	1,16	1,44	14,35	2	19,21	124,07	1563,28	0,00	1,40	0,71	1,14	1,16	120,00	120,00	117,03	116,96	2,97	3,04	1,57	1,64	118,17	118,10																
46	53	100	1000	1,00	0,30	14,70	2	1,17	1,42	15,77	2	20,92	117,61	1728,87	0,00	1,60	0,63	1,10	1,17	120,00	120,00	116,90	116,84	3,10	3,16	1,50	1,56	118,00	117,94																
53	60	100	1100	1,00	0,30	16,80	2	1,19	1,40	17,17	2	22,60	112,00	1881,60	0,00	1,60	0,63	1,18	1,19	120,00	120,00	116,84	116,78	3,16	3,22	1,56	1,62	118,02	117,96																
60	67	100	1200	1,00	0,30	18,90	2	1,19	1,40	18,57	2	24,29	106,99	2022,11	0,00	1,60	0,63	1,26	1,19	120,00	120,00	116,78	116,72	3,22	3,28	1,62	1,68	118,04	117,98																
67	74	100	1300	1,00	0,30	21,00	2	1,19	1,40	19,97	2	25,97	102,49	2152,29	0,00	1,60	0,63	1,34	1,19	120,00	120,00	116,72	116,66	3,28	3,34	1,68	1,74	118,06	118,00																
74	81	100	1400	1,00	0,30	23,10	2	1,20	1,39	21,36	2	27,63	98,44	2273,96	0,00	1,80	0,56	1,26	1,20	120,00	120,00	116,66	116,60	3,34	3,40	1,54	1,60	117,92	117,86																
81	88	100	1500	1,00	0,30	25,20	2	1,21	1,38	22,74	2	29,29	94,79	2388,71	0,00	1,80	0,56	1,31	1,21	120,00	120,00	116,60	116,54	3,40	3,46	1,60	1,66	117,91	117,85																
88	95	100	1600	1,00	0,30	27,30	2	1,21	1,38	24,12	2	30,94	91,45	2496,59	0,00	1,80	0,56	1,36	1,21	120,00	120,00	116,54	116,48	3,46	3,52	1,66	1,72	117,90	117,84																
95	102	100	1700	1,00	0,30	29,40	2	1,22	1,37	25,48	2	32,58	88,40	2598,96	0,00	1,80	0,56	1,41	1,22	120,00	120,00	116,48	116,42	3,52	3,58	1,72	1,78	117,89	117,83																
102	109	100	1800	1,00	0,30	31,50	2	1,22	1,37	26,85	2	34,22	85,58	2695,77	0,00	1,80	0,56	1,46	1,22	120,00	120,00	116,42	116,36	3,58	3,64	1,78	1,84	117,88	117,82																
109	116	100	1900	1,00	0,30	33,60	2	1,22	1,37	28,21	2	35,86	82,97	2787,79	0,00	1,80	0,56	1,52	1,22	120,00	120,00	116,36	116,30	3,64	3,70	1,84	1,90	117,88	117,82																
116	123	100	2000	1,00	0,30	35,70	2	1,21	1,38	29,59	2	37,51	80,52	2874,56	0,00	1,80	0,56	1,59	1,21	120,00	120,00	116,30	116,24	3,70	3,76	1,90	1,96	117,89	117,83																
123	130	100	2100	1,00	0,30	37,80	2	1,22	1,37	30,96	2	39,15	78,25	2957,85	0,00	2,00	0,50	1,44	1,22	120,00	120,00	116,24	116,19	3,76	3,81	1,76	1,81	117,68	117,63																
130	137	100	2200	1,00	0,30	39,90	2	1,22	1,37	32,32	2	40,79	76,13	3037,59	0,00	2,00	0,50	1,47	1,22	120,00	120,00	116,19	116,14	3,81	3,86	1,81	1,86	117,66	117,61																
137	144	100	2300	1,00	0,30	42,00	2	1,23	1,36	33,68	2	42,41	74,16	3114,72	0,00	2,00	0,50	1,50	1,23	120,00	120,00	116,14	116,09	3,86	3,91	1,86	1,91	117,64	117,59																
144	151	100	2400	1,00	0,30	44,10	2	1,23	1,36	35,03	2	44,04	72,31	3188,87	0,00	2,00	0,50	1,54	1,23	120,00	120,00	116,09	116,04	3,91	3,96	1,91	1,96	117,63	117,58																
151	out	100	2500	1,00	0,30	46,20	2	1,23	1,36	36,39	2	45,67	70,56	3259,87	0,00	2,00	0,50	1,57	1,23	120,00	120,00	116,04	115,99	3,96	4,01	1,96	2,01	117,61	117,56																

Tabela 4.4. Wyniki obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych kanalizacji deszczowej wg MWO z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia (w III wariancie wymiarowania)

Identyfikacja kanału				Obliczenia miarodajnego natężenia odpływu ścieków deszczowych										spadek terenu	Dobór kanału				Rzędne				Zagłębienie kanału		Przykrycie kanału		Rzędne zwierciadła ścieków		
odcinek		długość		powierzchnia zlewni	powierzchnia zlewni zredukowanej	suma powierzchni zredukowanych	częstość deszczu	prędkość przepływu ścieków założona	czas przepływu na odcinku	suma czasu przepływu od początku	czas koncentracji terenowej	czas miarodajny	natężenie deszczu miarodajnego		strumień ścieków deszczowych	średnica kanału	spadek dna kanału	napężnienie	rzeczywista prędkość przepływu ścieków	terenu		dna kanału		wezeł początkowy	wezeł końcowy	wezeł początkowy	wezeł końcowy	wezeł początkowy	wezeł końcowy
od	do	l <sub>i</sub>	∑l <sub>i</sub>																	F <sub>i</sub>	F <sub>i,zr</sub>	∑F <sub>i,zr</sub>	C						
1	2	100	100	1,00	0,30	0,30	2	0,87	1,92	1,92	0	15,00	144,44	43,33	0,00	0,30	3,33	0,20	0,87	120,00	120,00	118,70	118,37	1,30	1,63	1,00	1,33	118,90	118,57
2	3	100	200	1,00	0,30	0,60	2	0,93	1,79	3,71	0	15,00	144,44	86,66	0,00	0,40	2,50	0,28	0,93	120,00	120,00	118,37	118,12	1,63	1,88	1,23	1,48	118,65	118,40
3	4	100	300	1,00	0,30	0,90	2	0,95	1,75	5,46	0	15,00	144,44	130,00	0,00	0,50	2,00	0,33	0,95	120,00	120,00	118,12	117,92	1,88	2,08	1,38	1,58	118,45	118,25
4	11	100	400	1,00	0,30	2,10	2	0,99	1,68	7,15	0	15,00	144,44	303,32	0,00	0,80	1,25	0,47	0,99	120,00	120,00	117,70	117,58	2,30	2,42	1,50	1,62	118,17	118,05
11	18	100	500	1,00	0,30	4,20	2	1,07	1,56	8,70	0	15,00	144,44	606,65	0,00	1,00	1,00	0,68	1,07	120,00	120,00	117,50	117,40	2,50	2,60	1,50	1,60	118,18	118,08
18	25	100	600	1,00	0,30	6,30	2	1,11	1,50	10,20	0	15,00	144,44	909,97	0,00	1,20	0,83	0,82	1,11	120,00	120,00	117,30	117,22	2,70	2,78	1,50	1,58	118,12	118,04
25	32	100	700	1,00	0,30	8,40	2	1,12	1,49	11,69	0	15,00	144,44	1213,30	0,00	1,40	0,71	0,92	1,12	120,00	120,00	117,10	117,03	2,90	2,97	1,50	1,57	118,02	117,95
32	39	100	800	1,00	0,30	10,50	2	1,14	1,46	13,15	0	15,00	144,44	1516,62	0,00	1,60	0,63	1,01	1,14	120,00	120,00	116,90	116,84	3,10	3,16	1,50	1,56	117,91	117,85
39	46	100	900	1,00	0,30	12,60	2	1,18	1,41	14,57	0	15,00	144,44	1819,94	0,00	1,60	0,63	1,15	1,18	120,00	120,00	116,84	116,78	3,16	3,22	1,56	1,62	117,99	117,93
46	53	100	1000	1,00	0,30	14,70	2	1,18	1,41	15,98	0	15,98	139,01	2043,45	0,00	1,80	0,56	1,16	1,18	120,00	120,00	116,70	116,64	3,30	3,36	1,50	1,56	117,86	117,80
53	60	100	1100	1,00	0,30	16,80	2	1,19	1,40	17,38	0	17,38	132,03	2218,10	0,00	1,80	0,56	1,24	1,19	120,00	120,00	116,64	116,58	3,36	3,42	1,56	1,62	117,88	117,82
60	67	100	1200	1,00	0,30	18,90	2	1,20	1,39	18,77	0	18,77	125,90	2379,51	0,00	1,80	0,56	1,30	1,20	120,00	120,00	116,58	116,52	3,42	3,48	1,62	1,68	117,88	117,82
67	74	100	1300	1,00	0,30	21,00	2	1,19	1,40	20,17	0	20,17	120,36	2527,56	0,00	2,00	0,50	1,28	1,19	120,00	120,00	116,50	116,45	3,50	3,55	1,50	1,55	117,78	117,73
74	81	100	1400	1,00	0,30	23,10	2	1,20	1,39	21,56	0	21,56	115,42	2666,20	0,00	2,00	0,50	1,33	1,20	120,00	120,00	116,45	116,40	3,55	3,60	1,55	1,60	117,78	117,73
81	88	100	1500	1,00	0,30	25,20	2	1,21	1,38	22,94	0	22,94	110,97	2796,44	0,00	2,00	0,50	1,38	1,21	120,00	120,00	116,40	116,35	3,60	3,65	1,60	1,65	117,78	117,73
88	95	100	1600	1,00	0,30	27,30	2	1,22	1,37	24,30	0	24,30	106,94	2919,46	0,00	2,00	0,50	1,43	1,22	120,00	120,00	116,35	116,30	3,65	3,70	1,65	1,70	117,78	117,73
95	102	100	1700	1,00	0,30	29,40	2	1,22	1,37	25,67	0	25,67	103,25	3035,55	0,00	2,00	0,50	1,47	1,22	120,00	120,00	116,30	116,25	3,70	3,75	1,70	1,75	117,77	117,72
102	109	100	1800	1,00	0,30	31,50	2	1,20	1,39	27,06	0	27,06	99,80	3143,70	0,00	2,20	0,45	1,43	1,20	120,00	120,00	116,25	116,21	3,75	3,79	1,55	1,59	117,68	117,64
109	116	100	1900	1,00	0,30	33,60	2	1,21	1,38	28,43	0	28,43	96,63	3246,77	0,00	2,20	0,45	1,46	1,21	120,00	120,00	116,21	116,17	3,79	3,83	1,59	1,63	117,67	117,63
116	123	100	2000	1,00	0,30	35,70	2	1,22	1,37	29,80	0	29,80	93,72	3345,80	0,00	2,20	0,45	1,49	1,22	120,00	120,00	116,17	116,13	3,83	3,87	1,63	1,67	117,66	117,62
123	130	100	2100	1,00	0,30	37,80	2	1,22	1,37	31,17	0	31,17	91,01	3440,18	0,00	2,20	0,45	1,53	1,22	120,00	120,00	116,13	116,09	3,87	3,91	1,67	1,71	117,66	117,62
130	137	100	2200	1,00	0,30	39,90	2	1,23	1,36	32,52	0	32,52	88,50	3531,15	0,00	2,20	0,45	1,56	1,23	120,00	120,00	116,09	116,05	3,91	3,95	1,71	1,75	117,65	117,61
137	144	100	2300	1,00	0,30	42,00	2	1,23	1,36	33,88	0	33,88	86,15	3618,30	0,00	2,20	0,45	1,59	1,23	120,00	120,00	116,05	116,01	3,95	3,99	1,75	1,79	117,64	117,60
144	151	100	2400	1,00	0,30	44,10	2	1,24	1,34	35,22	0	35,22	83,96	3702,64	0,00	2,20	0,45	1,62	1,24	120,00	120,00	116,01	115,97	3,99	4,03	1,79	1,83	117,63	117,59
151	out	100	2500	1,00	0,30	46,20	2	1,24	1,34	36,57	0	36,57	81,90	3783,78	0,00	2,20	0,45	1,65	1,24	120,00	120,00	115,97	115,93	4,03	4,07	1,83	1,87	117,62	117,58

W tym wariantcie obliczeniowym kanały boczne składają się również z trzech odcinków o średnicach 0,30, 0,40 m i 0,50 m. Ich zagłębienie wynosi od 1,30 do 2,08 m p.p.t. Kolektor składa się z 22 odcinków o średnicach od 0,80 do 2,20 m, znajdujących się na głębokości od 2,30 do 4,07 m p.p.t. Obliczeniowy czas przepływu wynosi 36,6 min.

Objętość kanałów zwymiarowanej sieci wynosi 7901,1 m<sup>3</sup>, przy czym 6173,2 m<sup>3</sup> stanowi objętość kolektora, a 1727,9 m<sup>3</sup> to sumaryczna objętość 44 kanałów bocznych (każdy o objętości 39,27 m<sup>3</sup>). Wskaźnik objętości kanałów na hektar powierzchni zlewni wynosi 51,3 m<sup>3</sup>/ha. Objętość czynna kolektora wynosi 4549,9 m<sup>3</sup>, natomiast w przypadku kanałów bocznych są to łącznie 1238,6 m<sup>3</sup>. Pozostała objętość 2112,6 m<sup>3</sup>, tj. około 27% objętości całkowitej kanałów, stanowi objętość „rezerwową” sieci kanalizacyjnej.

Zbiornicze zestawienie wyników wymiarowania kanalizacji deszczowej w 3 wariantach obliczeniowych podano w tabeli 4.5.

Tabela 4.5. Wyniki wymiarowania przykładowych sieci kanalizacyjnych

Wariant obliczeń	Parametry projektowe kanalizacji deszczowej					
	strumień odpływu, $Q_m$	obliczeniowy czas przepływu	średnie kanałów	zagłębienie kanałów	objętość sieci, $V_K$	wskaźnik objętości sieci
	m <sup>3</sup> /s	min	m	m p.p.t.	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /ha
I	2074	37,8	0,30÷1,60	1,30÷3,92	4948,0	32,1
II	3260	36,4	0,30÷2,00	1,30÷4,01	6547,1	42,5
II	3784	36,6	0,30÷2,20	1,30÷4,07	7901,1	51,3

Jeżeli przyjmiemy całkowity (miarodajny) strumień objętości odpływu ścieków deszczowych z I wariantu obliczeniowego:  $Q_{m(I)} = 2074 \text{ dm}^3/\text{s}$  za względną podstawę porównań (100%), to całkowity strumień w III wariantcie obliczeniowym sieci deszczowej o  $Q_{m(III)} = 3784 \text{ dm}^3/\text{s}$  będzie wyższy aż o 82%, oraz o 16% wyższy względem II wariantu o  $Q_{m(II)} = 3260 \text{ dm}^3/\text{s}$ .

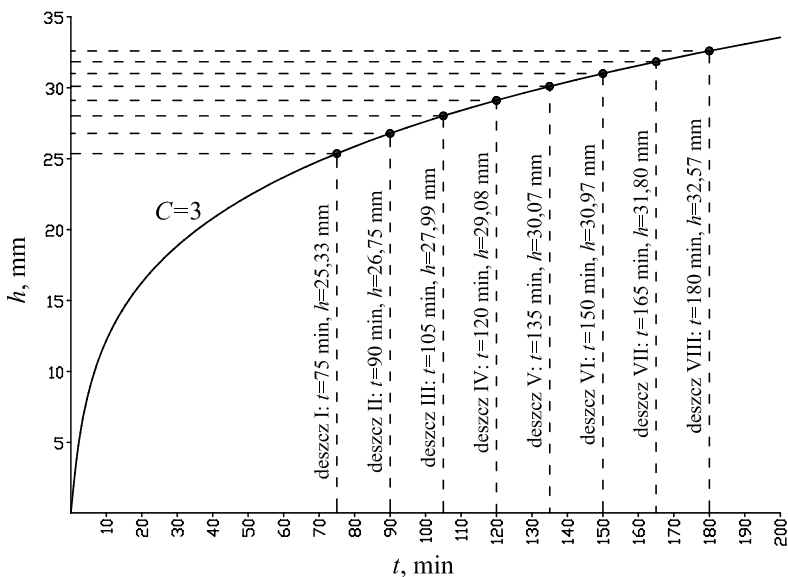
### 4.1.3. Sporządzanie opadów modelowych Eulera typu II dla Wrocławia

Ideą opadu modelowego jest oddanie w sposób zbliżony do rzeczywistości przebiegu typowych opadów deszczu o zmiennej w czasie intensywności. Opady modelowe są syntetycznymi hietogramami deszczu, tworzonymi na podstawie lokalnych krzywych wysokości (DDF) bądź intensywności (IDF) deszczu. Przykładem opadów modelowych jest model Eulera typu II, zalecany w Niemczech do modelowania kana-

lizacji [5], [43], [81]. Model ten oparty jest na spostrzeżeniu, iż największe chwilowe natężenie deszczu występuje na końcu trzeciej części czasu jego trwania. Według tej zasady, z 5-minutowym krokiem czasowym dyskretyzacji wyznacza się opad o najwyższym natężeniu jednostkowym po upływie jednej trzeciej czasu trwania opadu. Kolejne przedziałowo największe opady ustala się malejąco, tj. na lewo od opadu maksymalnego, aż do osiągnięcia czasu rozpoczęcia opadu. Kolejne opady zestawia się nierosnąco, tj. na prawo od opadu największego, aż do osiągnięcia czasu zakończenia opadu.

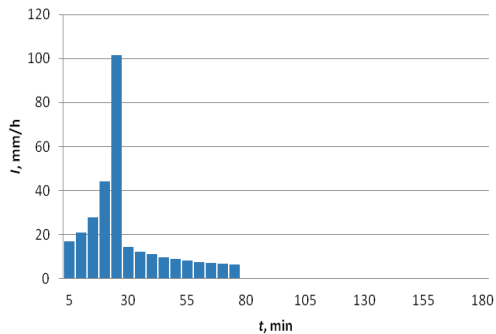
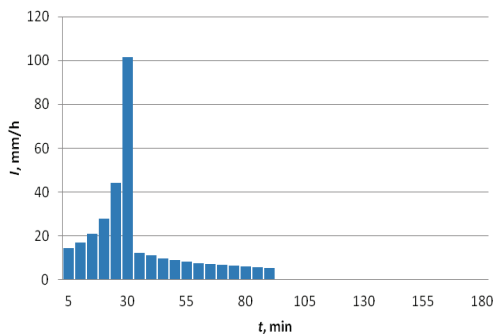
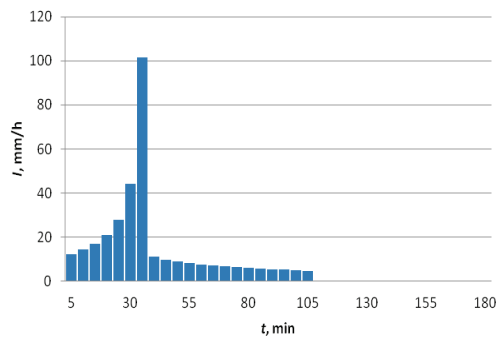
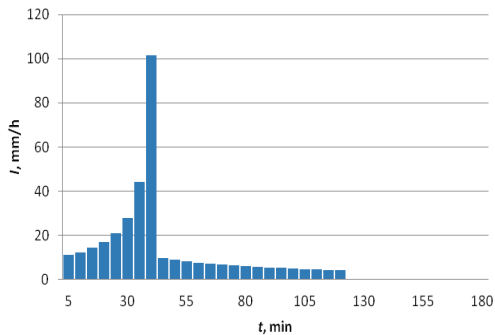
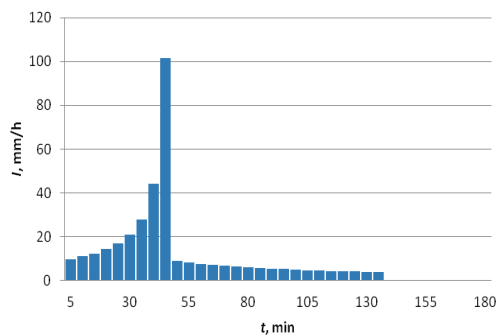
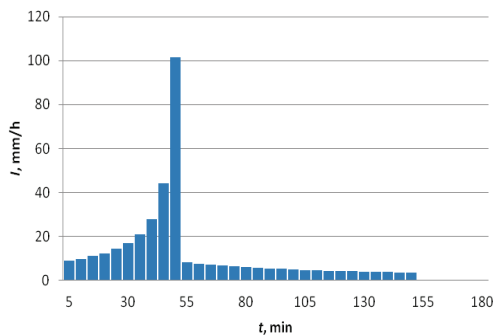
W celu weryfikacji występowania nadpiętrzeń w kanałach deszczowych, np. zaprojektowanych sieci, należy zgodnie z zaleceniami ATV-A 118 [5] obciążyć zlewnię miejską w zabudowie mieszkaniowej deszczem o częstości występowania  $C = 3$  lata (według tab. 2.6) i czasie trwania co najmniej dwukrotnie dłuższym niż czas przepływu w sieci. Ponieważ w zaprojektowanych wariantach sieci kanalizacji deszczowej czas przepływu  $t_p$  wynosi średnio około 37 min, opad modelowy nie powinien trwać krócej niż  $2t_p = 74$  min.

Do zbadania wpływu długości czasu trwania opadu modelowego na wyniki weryfikacji przepustowości hydraulicznej zaprojektowanych sieci, zaproponowano opady modelowe o następującym czasie trwania:  $t = 75, 90, 105, 120, 135, 150, 165$  i  $180$  min. Opady modelowe opracowano na podstawie wzoru (2.6) na maksymalną wysokość deszczu we Wrocławiu, dla częstości występowania  $C = 3$  lata (rys. 4.3).



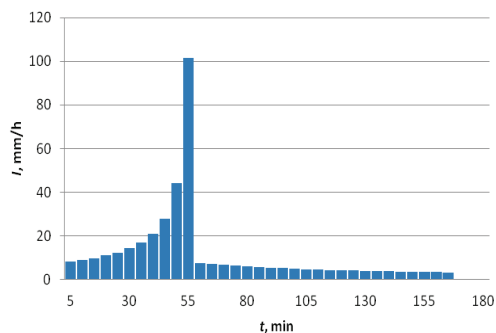
Rys. 4.3. Krzywa wysokości opadu (typu DDF) o częstości występowania  $C = 3$  lata dla Wrocławia

Tok postępowania przy opracowaniu opadów modelowych Eulera typ II dla  $C = 3$  lata i wybranego czasu trwania opadu przedstawiono w tabeli 4.6.

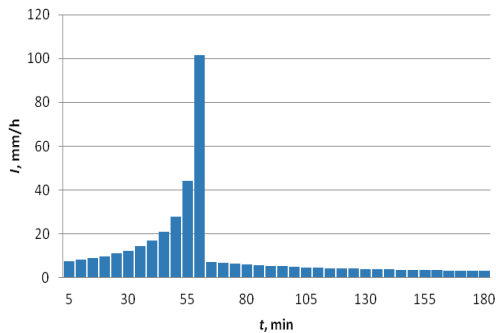
a) deszcz I,  $t = 75$  minb) deszcz II,  $t = 90$  minc) deszcz III,  $t = 105$  mind) deszcz IV,  $t = 120$  mine) deszcz V,  $t = 135$  minf) deszcz VI,  $t = 150$  min



g) deszcz VII,  $t = 165$  min



h) deszcz VIII,  $t = 180$  min



Rys. 4.4. Opady modelowe Eulera dla  $C = 3$  lata i  $t = 75, 90, 105, 120, 135, 150, 165$  i  $180$  min

Tabela 4.6. Fazy obliczeniowe przy tworzeniu opadów modelowych Eulera typu II według wzoru (2.6) dla  $C = 3$  lata i  $t = 75, 90, 105, 120, 135, 150, 165$  i  $180$  min

$t$	$H$ wg (2.6)	$\Delta h$	$I$	Opad modelowy Eulera typu II							
				I, 75 min	II, 90 min	III, 105 min	IV, 120 min	V, 135 min	VI, 150 min	VII, 165 min	VIII, 180 min
min	mm	mm	mm/h	mm/h							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	8,48	8,48	101,71	16,86	14,22	12,35	10,95	9,85	8,97	8,25	7,65
10	12,16	3,68	44,19	20,91	16,86	14,22	12,35	10,95	9,85	8,97	8,25
15	14,49	2,33	27,97	27,97	20,91	16,86	14,22	12,35	10,95	9,85	8,97
20	16,23	1,74	20,91	44,19	27,97	20,91	16,86	14,22	12,35	10,95	9,85
25	17,64	1,41	16,86	101,71	44,19	27,97	20,91	16,86	14,22	12,35	10,95
30	18,82	1,19	14,22	14,22	101,71	44,19	27,97	20,91	16,86	14,22	12,35
35	19,85	1,03	12,35	12,35	12,35	101,71	44,19	27,97	20,91	16,86	14,22
40	20,76	0,91	10,95	10,95	10,95	10,95	101,71	44,19	27,97	20,91	16,86
45	21,58	0,82	9,85	9,85	9,85	9,85	9,85	101,71	44,19	27,97	20,91
50	22,33	0,75	8,97	8,97	8,97	8,97	8,97	8,97	101,71	44,19	27,97
55	23,02	0,69	8,25	8,25	8,25	8,25	8,25	8,25	8,25	101,71	44,19
60	23,66	0,64	7,65	7,65	7,65	7,65	7,65	7,65	7,65	7,65	101,71
65	24,25	0,59	7,13	7,13	7,13	7,13	7,13	7,13	7,13	7,13	7,13
70	24,81	0,56	6,69	6,69	6,69	6,69	6,69	6,69	6,69	6,69	6,69
75	25,33	0,53	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30	6,30
80	25,83	0,50	5,96	–	5,96	5,96	5,96	5,96	5,96	5,96	5,96
85	26,30	0,47	5,66	–	5,66	5,66	5,66	5,66	5,66	5,66	5,66
90	26,75	0,45	5,39	–	5,39	5,39	5,39	5,39	5,39	5,39	5,39
95	27,18	0,43	5,15	–	–	5,15	5,15	5,15	5,15	5,15	5,15
100	27,59	0,41	4,93	–	–	4,93	4,93	4,93	4,93	4,93	4,93
105	27,99	0,39	4,73	–	–	4,73	4,73	4,73	4,73	4,73	4,73
110	28,37	0,38	4,55	–	–	–	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55
115	28,73	0,36	4,38	–	–	–	4,38	4,38	4,38	4,38	4,38
120	29,08	0,35	4,22	–	–	–	4,22	4,22	4,22	4,22	4,22

cd. tabeli 4.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
125	29,42	0,34	4,08	–	–	–	–	4,08	4,08	4,08	4,08
130	29,75	0,33	3,95	–	–	–	–	3,95	3,95	3,95	3,95
135	30,07	0,32	3,82	–	–	–	–	3,82	3,82	3,82	3,82
140	30,38	0,31	3,71	–	–	–	–	–	3,71	3,71	3,71
145	30,68	0,30	3,60	–	–	–	–	–	3,60	3,60	3,60
150	30,97	0,29	3,50	–	–	–	–	–	3,50	3,50	3,50
155	31,26	0,28	3,41	–	–	–	–	–	–	3,41	3,41
160	31,53	0,28	3,32	–	–	–	–	–	–	3,32	3,32
165	31,80	0,27	3,23	–	–	–	–	–	–	3,23	3,23
170	32,06	0,26	3,15	–	–	–	–	–	–	–	3,15
175	32,32	0,26	3,08	–	–	–	–	–	–	–	3,08
180	32,57	0,25	3,01	–	–	–	–	–	–	–	3,01

Jak wynika z tabeli 4.6 i z rysunku 4.4, opracowane opady modelowe o częstości występowania  $C = 3$  lata i czasie trwania  $t = 75 \div 180$  min charakteryzują się taką samą maksymalną intensywnością  $I = 101,71$  mm/h w 5-minutowym interwale, występującym w pierwszej fazie opadów, czyli w jednej trzeciej części czasu ich trwania. Przykładowo, w przypadku „deszczu I” o czasie trwania  $t = 75$  min maksymalna intensywność występuje pomiędzy 20. a 25. min. Natomiast w przypadku „deszczu VIII” o czasie trwania  $t = 180$  min. maksymalna intensywność występuje pomiędzy 55. a 60. min czasu trwania opadu. Interpretację graficzną opracowanych opadów modelowych przedstawiono na rysunku 4.4.

Interesujące jest spostrzeżenie, że wraz z wydłużaniem czasu trwania opadów modelowych ponad  $2t_p = 75$  min (rys. 4.4) interwał maksymalnej intensywności deszczu modelowego poprzedzany jest coraz to dłuższymi okresami opadów o średniej intensywności. Sumaryczna wysokość pierwszej fazy opadów rośnie jednak szybciej w porównaniu do sumarycznej wysokości drugiej i trzeciej fazy. Powoduje to szybsze wypełnianie się kanałów i może mieć wpływ na liczbę nadpiętrań i wylewów oraz na maksymalną przepustowość sieci, co zostanie wykazane w pracy.

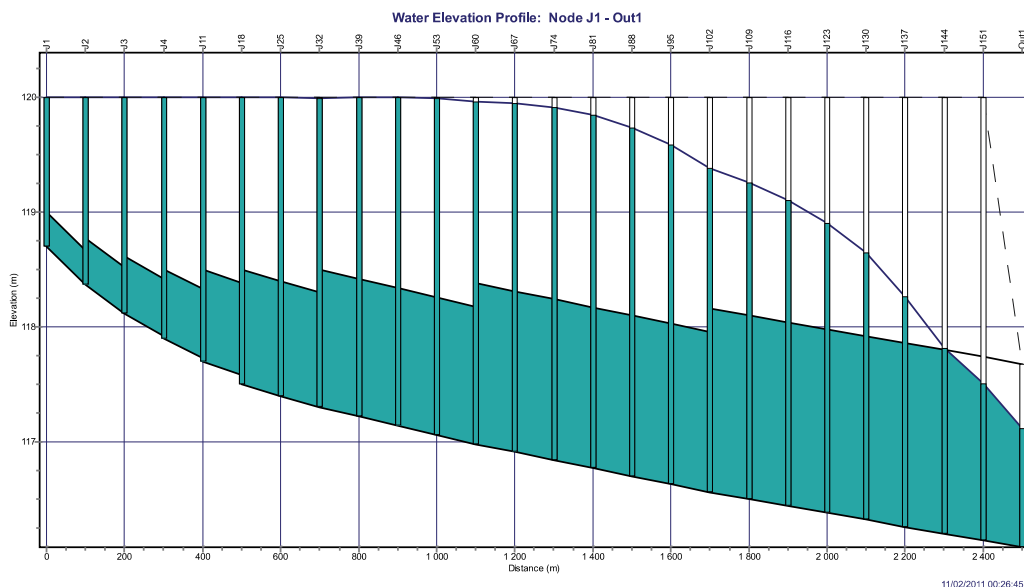
## 4.2. Badania symulacyjne działania sieci kanalizacyjnych

### 4.2.1. Sieć deszczowa zwymiarowana MGN z modelem opadów Błaszczyka

W celu weryfikacji przepustowości hydraulicznej kanalizacji deszczowej, zwymiarowanej w trzech wariantach, obciążano zlewnię opracowanymi opadami modelowy-

mi Eulera typu II dla warunków wrocławskich. Z sumarycznej wysokości opadu 30% przekształcane było w spływ powierzchniowy  $\psi = 0,30$  i trafiało do kanalizacji. W wyniku przeprowadzonych symulacji hydrodynamicznych otrzymano informacje o strumieniach przepływu i wypełnieniach w poszczególnych kanałach i węzłach obliczeniowych w czasie trwania opadu modelowego.

W pierwszej kolejności obciążono sieć deszczem modelowym o częstości występowania  $C = 3$  lata i czasie trwania  $t = 75$  min. Profil kolektora w wybranym czasie trwania opadu modelowego (27. min – największe nadpiętrzenia) dla zwymiarowanej w I wariantcie kanalizacji deszczowej przedstawiono na rysunku 4.5.



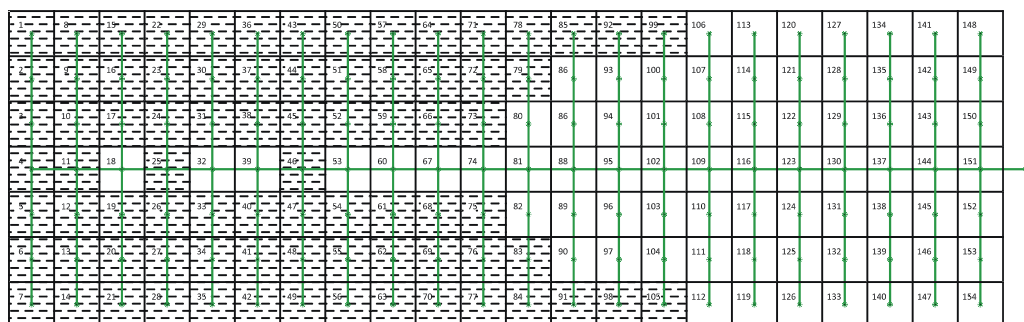
Rys. 4.5. Profil kolektora w 27. min trwania opadu modelowego o czasie trwania  $t = 75$  min w I wariantcie wymiarowania

Jak wynika z rysunku 4.5, zaprojektowana w I wariantcie kanalizacja deszczowa nie ma przepustowości hydraulicznej, która umożliwiałaby odprowadzanie modelowanych spływów ścieków deszczowych bez nadpiętrzeń do poziomu terenu. W czasie trwania zadanego opadu modelowego („deszcz I” o czasie trwania  $t = 75$  min), prawie cały kolektor, poza dwoma końcowymi odcinkami, pracuje pod znacznym ciśnieniem. Na połowie długości kolektora występują nadpiętrzenia do powierzchni terenu i wylania.

Również w przypadku kanałów bocznych mamy do czynienia z licznymi nadpiętrzeniami do poziomu terenu. W początkowych kanałach bocznych ciśnienie osiąga poziom terenu na całej ich długości. W przypadku dalszych kanałów bocz-

nych nadpiętrzenia do poziomu terenu powoli zanikają wraz ze wzrostem zagłębienia kolektora.

Węzły obliczeniowe, w których nastąpiły wylania, przedstawiono schematycznie na rysunku 4.6. Dotyczy to aż 80 ze 154 węzłów sieci. W przypadku 74 węzłów napiętrzenia nie osiągnęły w żadnej chwili czasowej trwania opadu modelowego poziomu terenu.



Rys. 4.6. Miejsca nadpiętrzeń powyżej poziomu terenu w I wariantcie wymiarowania

Sumaryczna objętość ścieków, które podczas trwania opadu modelowego Eulera ( $C = 3$  lata i  $t = 75$  min) wylały się z sieci, wynosi  $767 \text{ m}^3$ , przy czym jako wylanie traktowano wypływ o objętości większej niż  $1,0 \text{ m}^3$  i trwający dłużej niż  $0,01$  h. Większa część z tej objętości to ścieki deszczowe, które wylały się w początkowych odcinkach sieci, tj. w węzłach obliczeniowych, gdzie zagłębienia kolektora i jego średnice są najmniejsze. Największe symulowane wylania wystąpiły w węzłach J1 i J7 (po  $18 \text{ m}^3$ ). Łącznie wystąpiły one natomiast w 80 węzłach obliczeniowych (tab. 4.7).

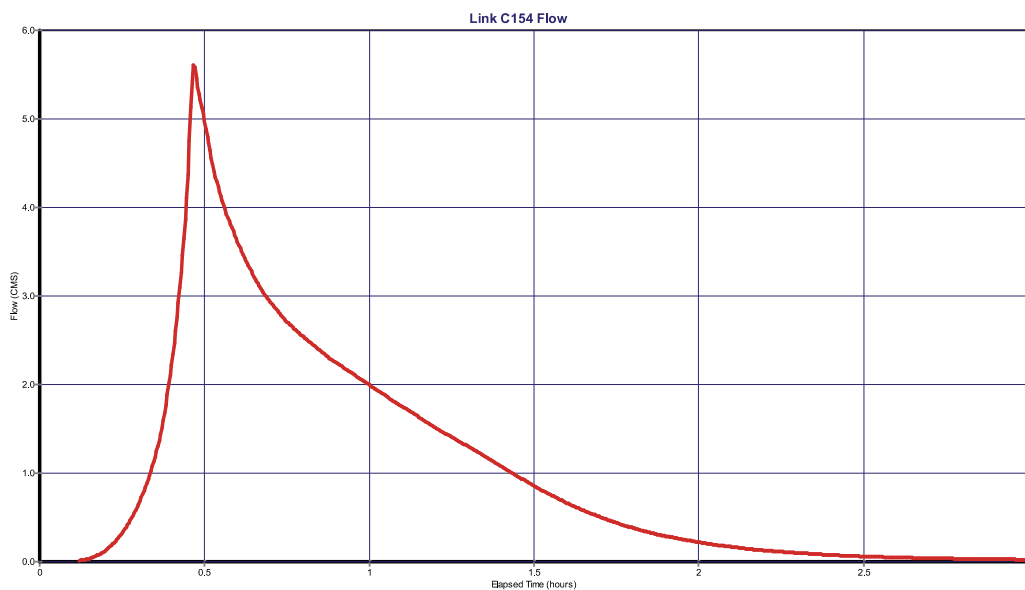
Tabela 4.7. Miejsce, czas trwania  $t_w$  i objętość wylewów  $K_w$  z kanalizacji dla opadu modelowego o  $C = 3$  lata i  $t = 75$  min

Lp.	Węzeł sieci	$t_w$ , h	$V_{w_3}$ , $\text{m}^3$	Lp.	Węzeł sieci	$t_w$ , h	$V_{w_3}$ , $\text{m}^3$	Lp.	Węzeł sieci	$t_w$ , h	$V_{w_3}$ , $10^3 \text{ m}^3$	Lp.	Węzeł sieci	$t_w$ , h	$V_{w_3}$ , $\text{m}^3$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	J1	0,11	18	21	J22	0,09	15	41	J44	0,07	0,010	61	J66	0,02	2
2	J2	0,10	16	22	J23	0,09	13	42	J45	0,06	0,007	62	J68	0,02	2
3	J3	0,09	11	23	J24	0,08	11	43	J46	0,03	0,002	63	J69	0,05	5
4	J4	0,09	15	24	J25	0,06	8	44	J47	0,06	0,007	64	J70	0,07	10
5	J5	0,09	11	25	J26	0,08	11	45	J48	0,07	0,010	65	J71	0,06	9
6	J6	0,10	16	26	J27	0,09	13	46	J49	0,08	0,013	66	J72	0,04	4

cd. tabeli 4.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
7	J7	0,11	18	27	J28	0,09	15	47	J50	0,08	0,012	67	J73	0,02	2
8	J8	0,10	16	28	J29	0,09	14	48	J51	0,06	0,009	68	J75	0,02	2
9	J9	0,10	16	29	J30	0,08	12	49	J52	0,05	0,005	69	J76	0,04	4
10	J10	0,09	11	30	J31	0,07	13	50	J54	0,05	0,005	70	J77	0,06	9
11	J11	0,07	4	31	J33	0,07	13	51	J55	0,06	0,009	71	J78	0,06	8
12	J12	0,09	11	32	J34	0,08	12	52	J56	0,08	0,012	72	J79	0,03	2
13	J13	0,10	16	33	J35	0,09	14	53	J57	0,07	0,010	73	J83	0,03	2
14	J14	0,10	16	34	J36	0,09	13	54	J58	0,06	0,006	74	J84	0,06	8
15	J15	0,10	15	35	J37	0,08	11	55	J59	0,03	0,003	75	J85	0,05	6
16	J16	0,09	15	36	J38	0,07	10	56	J61	0,03	0,003	76	J91	0,05	6
17	J17	0,08	11	37	J40	0,07	10	57	J62	0,06	0,006	77	J92	0,04	3
18	J19	0,08	11	38	J41	0,08	11	58	J63	0,07	0,010	78	J98	0,04	3
19	J20	0,09	15	39	J42	0,09	13	59	J64	0,07	0,010	79	J99	0,03	2
20	J21	0,10	15	40	J43	0,08	13	60	J65	0,05	0,005	80	J105	0,03	2

W I wariantcie zwymiarowanej kanalizacji deszczowej maksymalny modelowy strumień objętości na ostatnim odcinku kolektora wyniósł  $Q_{\max(I)} = 5,62 \text{ m}^3/\text{s}$ . Hydrogram przepływu ścieków na tym odcinku kolektora przedstawiono na rysunku 4.7.



Rys. 4.7. Hydrogram przepływu ścieków na ostatnim odcinku kolektora zwymiarowanym w I wariantcie

Symulowany opad modelowy trwał 75 min, a czas spływu wód deszczowych i opróżniania się kanałów skończył się po upływie około 3 h od chwili rozpoczęcia opadu modelowego (rys. 4.7).

W następnej kolejności obciążano zwymiarowaną w I wariancie sieć kanalizacji deszczowej opadami modelowymi o dłuższym czasie trwania  $t = 90 \div 180$  min. Wyniki tych symulacji zestawiono w tabeli 4.8.

Tabela 4.8. Wpływ zmian czasu trwania opadów modelowych Eulera typu II na działanie kanalizacji deszczowej zwymiarowanej w I wariancie

Wariant obciążenia sieci	Czas trwania opadu, min	Wysokość opadu, mm	Strumień modelowy $Q_{\max}$ , m <sup>3</sup> /s	Liczba wylewów	Objętość wylewów $V_w$ , m <sup>3</sup>
Deszcz I	75	25,33	5,62	80	767
Deszcz II	90	26,75	5,75	83	866
Deszcz III	105	27,99	5,81	85	919
Deszcz VI	120	29,08	5,84	87	955
Deszcz V	135	30,07	5,85	90	981
<b>Deszcz VI</b>	<b>150</b>	<b>30,97</b>	<b>5,87</b>	<b>90</b>	<b>992</b>
Deszcz VII	165	31,80	5,87	90	1000
Deszcz VIII	180	32,57	5,87	90	998

Z przeprowadzonej analizy wynika (tab. 4.8), że wydłużanie czasu trwania opadu modelowego ponad dwukrotną wartość czasu przepływu powoduje dalszy, istotny wzrost wartości takich parametrów, jak: strumień modelowy, liczba i objętość wylewów z sieci. Po około czterokrotnym wydłużeniu czasu trwania opadu modelowego ponad czas przepływu („deszcz VI” o czasie trwania  $t = 150$  min) stabilizuje się już, czyli nie wzrasta, wartość strumienia modelowego ( $Q_{\max} = 5,87$  m<sup>3</sup>/s), liczba wylewów z sieci (90) i objętość wylań (990÷1000 m<sup>3</sup>).

#### 4.2.2. Sieć deszczowa zwymiarowana MGN z modelem opadów dla Wrocławia

Profil kolektora wraz z wypełnieniami w czasie trwania opadu modelowego Eulera o  $t = 75$  min i  $C = 3$  lata dla zwymiarowanej w II wariancie kanalizacji deszczowej przedstawiono na rysunku 4.8 – w 27. min trwania opadu (największe napiętrzenia) oraz na rysunku 4.9 w 29. min (największe wypełnienia kolektora).

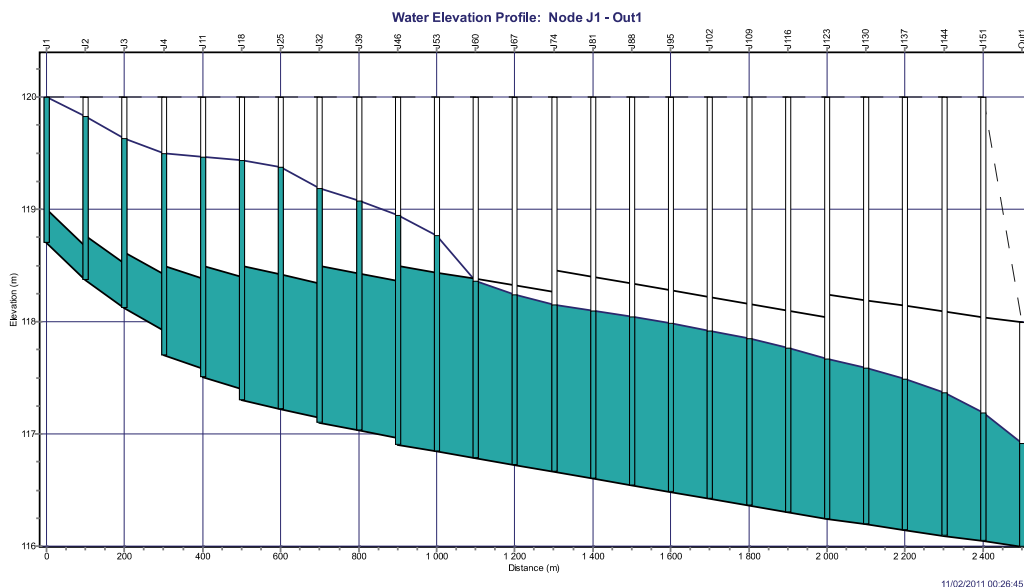
Zaprojektowana w II wariancie kanalizacja deszczowa również nie ma odpowiedniej przepustowości hydraulicznej, w związku z czym odprowadzanie modelowych

strumieni ścieków deszczowych bez napiężeń do poziomu terenu nie jest możliwe. Jak pokazano na rysunku 4.8, w 27. min trwania opadu modelowego, na początkowych odcinkach kolektora występują napięcia, w tym powyżej terenu (wylania). W 29. min trwania opadu modelowego (rys. 4.9), większa część kolektora pracuje nadal pod ciśnieniem (napięcia powyżej sklepień kanałów rzędu kilkunastu do kilkudziesięciu centymetrów).

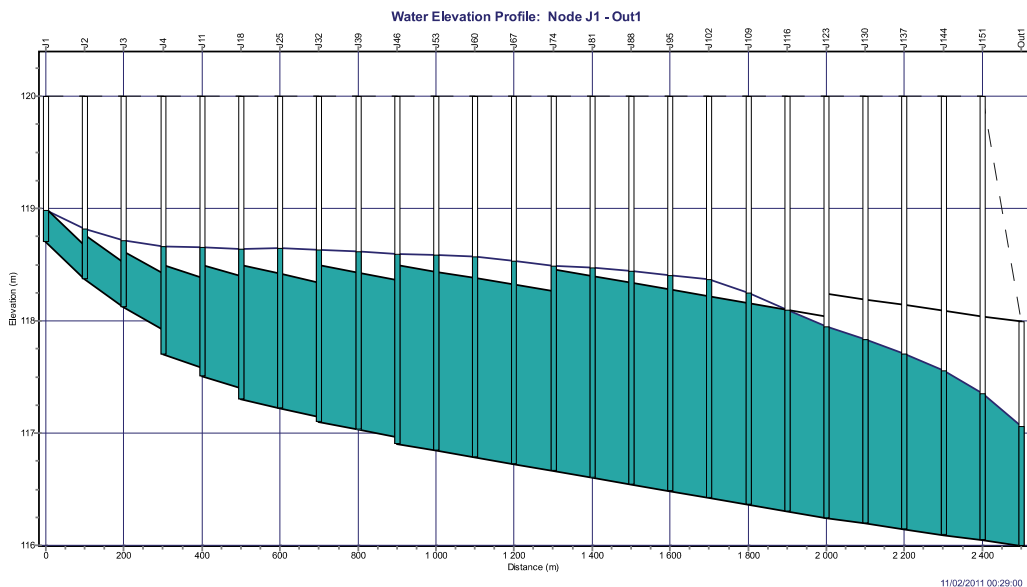
W przypadku 4 pierwszych kanałów bocznych mamy już do czynienia z napięciami powyżej poziomu terenu w początkowych węzłach obliczeniowych tych kanałów (rys. 4.8). W przypadku dalszych kanałów bocznych napięcia do poziomu terenu nie występują, głównie z powodu wzrostu średnicy i zagłębienia kolektora.

Węzły obliczeniowe, w których nastąpiły wylania, przedstawiono schematycznie na rysunku 4.10.

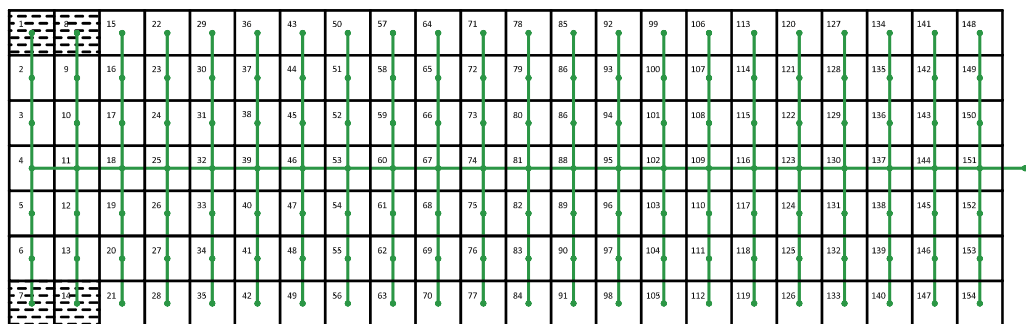
Sumaryczna objętość ścieków, które podczas trwania deszczu modelowego Eulera typ II ( $C = 3$  lata,  $t = 75$  min) wylały się z sieci wynosi około  $10 \text{ m}^3$ , przy czym jako wylanie traktowano wypływ o objętości większej niż  $1,0 \text{ m}^3$  i trwający dłużej niż  $0,01$  h. Największe symulowane wylania nastąpiły w węzłach J1 i J7 (po  $3 \text{ m}^3$ ). Łącznie, wylania zaobserwowano tylko w 4 węzłach obliczeniowych (tab. 4.9).



Rys. 4.8. Profil kolektora w 27. min trwania opadu modelowego o czasie trwania  $t = 75$  min w II wariancie wymiarowania – największe napięcia



Rys. 4.9. Profil kolektora w 29. min trwania opadu modelowego o czasie trwania  $t = 75$  min w II wariantie wymiarowania – największe wypełnienia kolektora



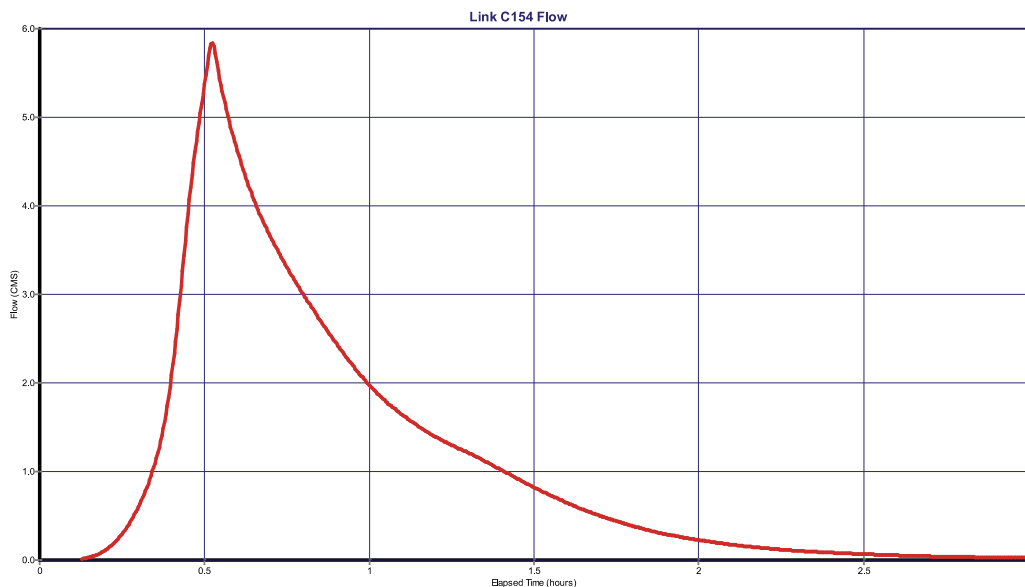
Rys. 4.10. Miejsca nadciśnień powyżej poziomu terenu w II wariantie wymiarowania

Tabela 4.9. Miejsca i objętości wylewów z kanalizacji w II wariantie

Lp.	Węzeł obliczeniowy sieci	Czas trwania wylania, h	Objętość wylewów, m <sup>3</sup>
1	J1	0,05	3
2	J7	0,05	3
3	J8	0,04	2
4	J14	0,04	2



W II wariantcie zwymiarowanej kanalizacji deszczowej, maksymalny modelowy strumień objętości na ostatnim odcinku kolektora wyniósł  $Q_{\max(II)} = 5,84 \text{ m}^3/\text{s}$ . Hydrogram przepływu ścieków na tym odcinku kolektora przedstawiono na rysunku 4.11.



Rys. 4.11. Hydrogram przepływu ścieków na ostatnim odcinku kolektora w II wariantcie wymiarowania

Tabela 4.10. Wpływ zmian czasu trwania opadów modelowych Eulera typu II na działanie kanalizacji deszczowej zwymiarowanej w II wariantcie

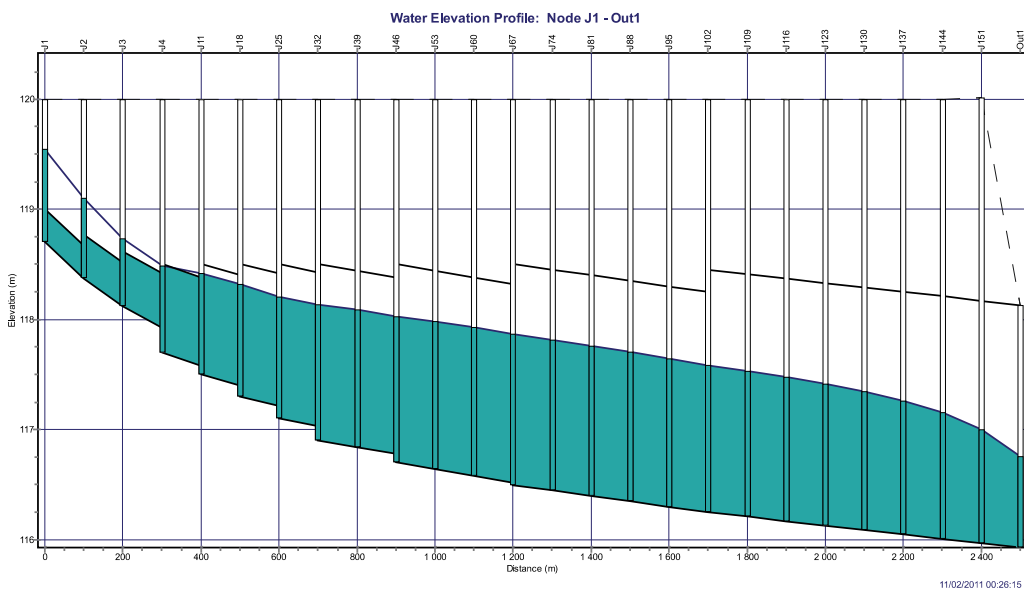
Wariant obciążenia sieci	Czas trwania opadu, min	Wysokość opadu, mm	Strumień modelowy $Q_{\max}$ , $\text{m}^3/\text{s}$	Liczba wylewów	Objętość wylewów $V_w$ , $\text{m}^3$
Deszcz I	75	25,33	5,84	4	10
Deszcz II	90	26,75	6,10	6	18
Deszcz III	105	27,99	6,32	8	28
Deszcz VI	120	29,08	6,42	10	34
Deszcz V	135	30,07	6,43	10	40
<b>Deszcz VI</b>	<b>150</b>	<b>30,97</b>	<b>6,40</b>	<b>12</b>	<b>44</b>
Deszcz VII	165	31,80	6,47	12	44
Deszcz VIII	180	32,57	6,54	12	44

Następnie obciążono zwymiarowaną w II wariantcie sieć kanalizacji deszczowej opadami modelowymi o dłuższym czasie trwania  $t = 90 \div 180$  min. Wyniki obliczeń podano w tabeli 4.10.

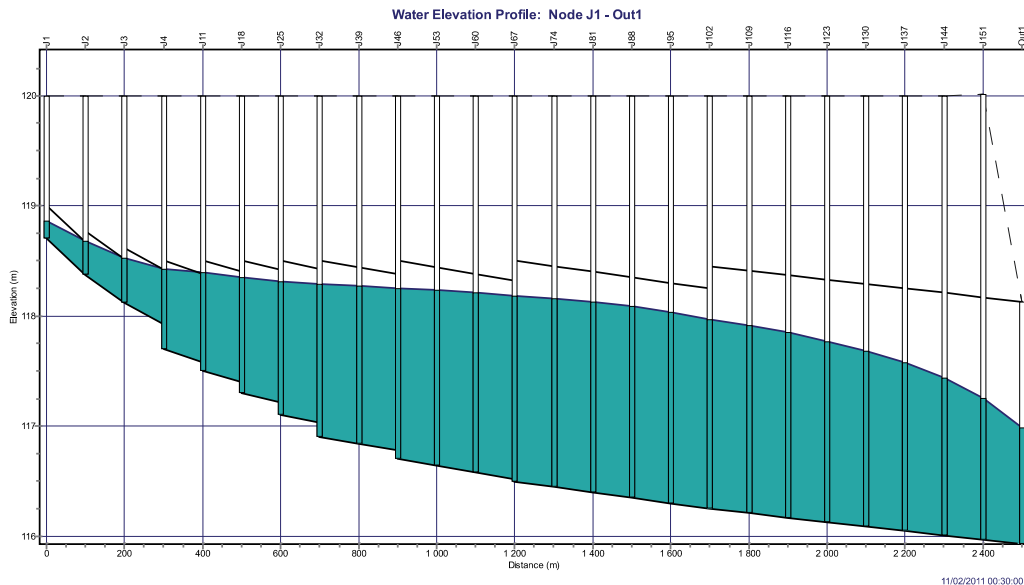
Z przeprowadzonych symulacji wynika (tab. 4.10), że podobnie jak w przypadku sieci zwymiarowanej w I wariantcie, po około czterokrotnym wydłużeniu czasu trwania opadu modelowego ponad czas przepływu („deszcz VI” o czasie trwania 150 min) nie wzrasta już liczba wylewów z sieci (12) i objętość wylań (około  $44 \text{ m}^3$ ).

### 4.2.3. Sieć deszczowa zwymiarowana MWO z modelem opadów dla Wrocławia

Profil kolektora wraz z wypełnieniami w czasie trwania opadu modelowego Eulera o częstotliwości występowania  $C = 3$  lata i czasie trwania  $t = 75$  min, dla zwymiarowanej w II wariantcie kanalizacji deszczowej przedstawiono na rysunkach: 4.12 – w 27. min największych napiętnień, oraz 4.13 – w 30. min największych wypełnień kolektora.



Rys. 4.12. Profil kolektora w 27. min trwania opadu modelowego o czasie trwania  $t = 75$  min w III wariantcie wymiarowania – największe napiętnień



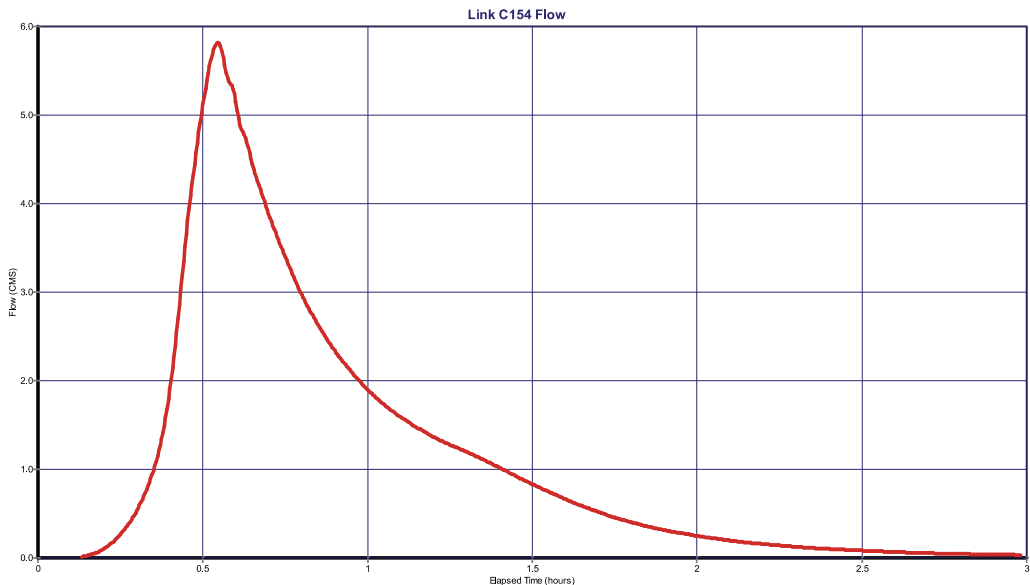
Rys. 4.13. Profil kolektora w 30. min trwania opadu modelowego o czasie trwania  $t = 75$  min w III wariantcie wymiarowania – największe wypełnienie kolektora

Zaprojektowana w III wariantcie kanalizacja deszczowa ma już przepustowość hydrauliczną umożliwiającą odprowadzanie modelowanych strumieni ścieków deszczowych bez nadpiętrzeń do poziomu terenu. Jak pokazano na rysunkach 4.12 i 4.13, niemal cały kolektor pracuje przy wypełnieniach niższych niż sklepienie kanału.

W III wariantcie zwymiarowanej kanalizacji deszczowej maksymalny modelowy strumień objętości na ostatnim odcinku kolektora wyniósł  $Q_{\max(I)} = 5,82 \text{ m}^3/\text{s}$ . Hydrogram przepływu ścieków na tym odcinku kolektora przedstawiono na rysunku 4.14.

Następnie obciążono zwymiarowaną w III wariantcie sieć kanalizacji deszczowej opadami modelowymi o dłuższym czasie trwania  $t = 90 \div 180$  min. Wyniki symulacji podano w tabeli 4.11.

Z przeprowadzonych symulacji wynika (tab. 4.11), że podobnie jak w przypadku sieci zwymiarowanych w I i II wariantcie po około czterokrotnym wydłużeniu czasu trwania opadu modelowego ponad czas przepływu („deszcz VI” o czasie trwania 150 min) nie wzrasta już wartość strumienia modelowego  $Q_{\max} = 5,91 \text{ m}^3/\text{s}$ . Liczba wylewów z sieci i objętość wylań w III wariantcie wynosi 0, niezależnie od długości czasu trwania opadu modelowego.



Rys. 4.14. Hydrogram przepływu ścieków na ostatnim odcinku kolektora w III wariantcie wymiarowania

Tabela 4.11. Wpływ zmian czasu trwania opadów modelowych Eulera typu II na działanie kanalizacji deszczowej zwymiarowanej w III wariantcie

Wariant obciążenia sieci	Czas trwania opadu, min	Wysokość opadu, mm	Strumień modelowy $Q_{\max}$ , m <sup>3</sup> /s	Liczba wylewów	Objętość wylewów $V_w$ , m <sup>3</sup>
Deszcz I	75	25,33	5,82	0	0
Deszcz II	90	26,75	5,87	0	0
Deszcz III	105	27,99	5,87	0	0
Deszcz VI	120	29,08	5,88	0	0
Deszcz V	135	30,07	5,90	0	0
<b>Deszcz VI</b>	<b>150</b>	<b>30,97</b>	<b>5,91</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
Deszcz VII	165	31,80	5,91	0	0
Deszcz VIII	180	32,57	5,91	0	0

Zbiornicze zestawienie wyników analiz działania zwymiarowanych w trzech wariantach sieci kanalizacyjnych dla przyjętych wstępnie wartości zastępczego nachylenia powierzchni zlewni  $i = 5,0\%$  oraz zastępczego współczynnika szorstkości uszczelnionych powierzchni zlewni  $n = 0,015 \text{ s/m}^{1/3}$  i dla czasu trwania opadu modelowego  $t = 150 \text{ min}$  przedstawiono w tabeli 4.12.

Tabela 4.12. Zbiorcze wyniki modelowania działania przykładowo zwymiarowanych sieci kanalizacyjnych dla  $i_p = 5,0\text{‰}$  oraz  $n_p = 0,015 \text{ s/m}^{1/3}$  ( $C = 3$  lata i  $t = 150$  min)

Wariant obliczeń	Czas trwania opadu, min	Strumień modelowy $Q_{\max}$ , $\text{m}^3/\text{s}$	Liczba wylewów	Objętość wylewów $V_w$ , $\text{m}^3$
I	150	5,87	<b>90</b>	<b>992</b>
II	150	6,40	<b>12</b>	<b>44</b>
III	150	5,91	0	0

Dla uwiarygodnienia uzyskanych wyników symulacji przepustowości hydraulicznej zwymiarowanych w trzech wariantach (różnymi metodami) sieci kanalizacji deszczowej dokonano oceny wpływu zmian wartości wyjściowych parametrów modelowej zlewni deszczowej ( $i_p = 5,0\text{‰}$  oraz  $n_p = 0,015 \text{ s/m}^{1/3}$  – do wzoru (3.3)) na liczbę i objętość wylewów (przy  $C = 3$  lata i  $t = 150$  min). W tym celu wykonano ponownie symulacje działania zwymiarowanych sieci dla wariantowych zmian wartości parametrów  $i_p$  oraz  $n_p$  modelowej zlewni deszczowej.

Zestawienie wyników tych symulacji przedstawiono w tabelach: 4.13 dla  $i_p = 5,0\text{‰}$  oraz  $n_p = 0,020 \text{ s/m}^{1/3}$ , 4.14 dla  $i_p = 3,0\text{‰}$  oraz  $n_p = 0,020 \text{ s/m}^{1/3}$  oraz 4.15 dla  $i_p = 3,0\text{‰}$  oraz  $n_p = 0,015 \text{ s/m}^{1/3}$ .

Tabela 4.13. Wyniki modelowania działania przykładowo zwymiarowanych sieci kanalizacyjnych dla  $i = 5,0\text{‰}$  oraz  $n = 0,020 \text{ s/m}^{1/3}$  ( $C = 3$  lata i  $t = 150$  min)

Wariant obliczeń	Czas trwania opadu, min	Strumień modelowy $Q_{\max}$ , $\text{m}^3/\text{s}$	Liczba wylań	Objętość wylań $V_w$ , $\text{m}^3$
I	150	5,80	<b>86</b>	<b>939</b>
II	150	6,32	<b>8</b>	<b>26</b>
III	150	5,85	0	0

Tabela 4.14. Wyniki modelowania działania przykładowo zwymiarowanych sieci kanalizacyjnych dla  $i = 3,0\text{‰}$  oraz  $n = 0,020 \text{ s/m}^{1/3}$  ( $C = 3$  lata i  $t = 150$  min)

Wariant obliczeń	Czas trwania opadu, min	Strumień modelowy $Q_{\max}$ , $\text{m}^3/\text{s}$	Liczba wylań	Objętość wylań $V_w$ , $\text{m}^3$
I	150	5,70	<b>82</b>	<b>866</b>
II	150	6,07	<b>6</b>	<b>14</b>
III	150	5,77	0	0

Tabela 4.15. Wyniki modelowania działania przykładowo zwymiarowanych sieci kanalizacyjnych dla  $i = 3,0\text{‰}$  oraz  $n = 0,015 \text{ s/m}^{1/3}$  ( $C = 3$  lata i  $t = 150$  min)

Wariant obliczeń	Czas trwania opadu, min	Strumień modelowy $Q_{\max}$ , $\text{m}^3/\text{s}$	Liczba wylań	Objętość wylań $V_w$ , $\text{m}^3$
I	150	5,81	<b>86</b>	<b>941</b>
II	150	6,35	<b>8</b>	<b>26</b>
III	150	5,86	0	0

Dla przyjętych do symulacji wyjściowych wartości parametrów modelowej zlewni deszczowej  $i_p = 5,0\text{‰}$  oraz  $n_p = 0,015 \text{ s/m}^{1/3}$  występuje największa liczba i objętość wylewów z kanałów w I i II wariantach wymiarowania kanalizacji. Wartości te okazały się więc najostrożniejszym kryterium oceny poprawności działania zwymiarowanych sieci.

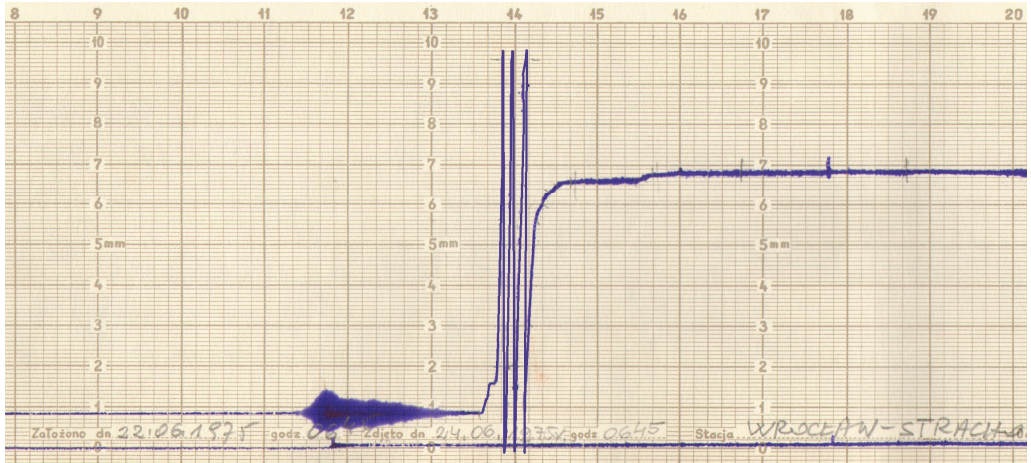
Jedynie III wariant wymiarowania kanalizacji deszczowej zgodnie z MWO z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia zapewnia bezpieczny wynik wymiarowania sieci dla modelowej zlewni deszczowej obciążonej opadem modelowym Eulera ( $C = 3$  lata i  $t = 150$  min), ponieważ brak jest nadpiętrzeń do powierzchni terenu i wylewów z kanałów (tab. 4.12–4.15).

### 4.3. Weryfikacja wyników symulacji z zastosowaniem opadu rzeczywistego

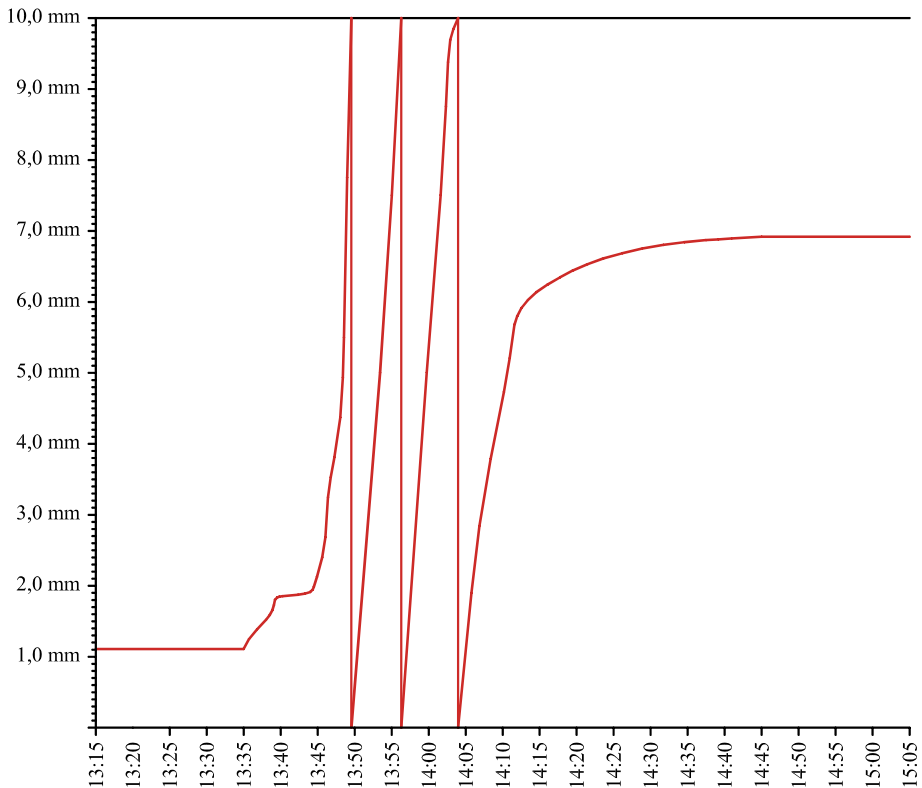
W celu weryfikacji przepustowości hydraulicznej kanalizacji deszczowej zwymiarowanej w III wariantcie, obciążano zlewnię opadem rzeczywistym, zarejestrowanym przez stację IMGW Wrocław-Strachowice. Fragment pluwiogramu z dnia 23 czerwca 1975 r. z zapisem intensywnego epizodu opadu przedstawiono na rysunku 4.15.

W celu dokładnego odwzorowania przebiegu deszczu rzeczywistego w interwałach 5-minutowych, przeprowadzono digitalizację zapisu danych pluwiograficznych [63], [64]. Zapis cyfrowy umożliwił szczegółowy opis epizodu opadowego w czasie, niezbędny do modelowania, a przedstawiony na rysunku 4.16 oraz w tabeli 4.16.

Prezentowany opad deszczowy o czasie trwania  $t = 70$  min i sumarycznej wysokości  $h = 35,8$  mm jest kategorii silnej ulewy według kryterium Chomicza [43], [55], o częstości występowania dla Wrocławia  $C = 20$  lat ( $h = 35,7$  mm dla  $t = 70$  min). Zapis graficzny (słupkowy) opracowanego opadu rzeczywistego przedstawiono na rysunku 4.17.



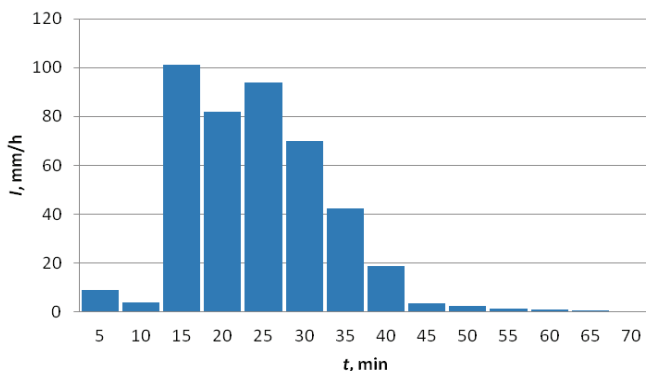
Rys. 4.15. Fragment pluwiogramu z dnia 23 czerwca 1975 r. z zapisem intensywnego opadu



Rys. 4.16. Digitalizacja opadu w interwałach 5-minutowych

Tabela 4.16. Wysokość i intensywność opadu w interwałach 5-minutowych

$t$ , min	$h$ , mm	$\Delta h$ , mm	$I$ , mm/h
5	0,74	0,74	8,88
10	1,06	0,32	3,84
15	9,50	8,44	101,28
20	16,34	6,84	82,08
25	24,18	7,84	94,08
30	30,00	5,82	69,84
35	33,53	3,53	42,36
40	35,08	1,55	18,60
45	35,37	0,29	3,48
50	35,56	0,19	2,28
55	35,68	0,12	1,44
60	35,75	0,07	0,84
65	35,79	0,04	0,48
70	35,82	0,03	0,36



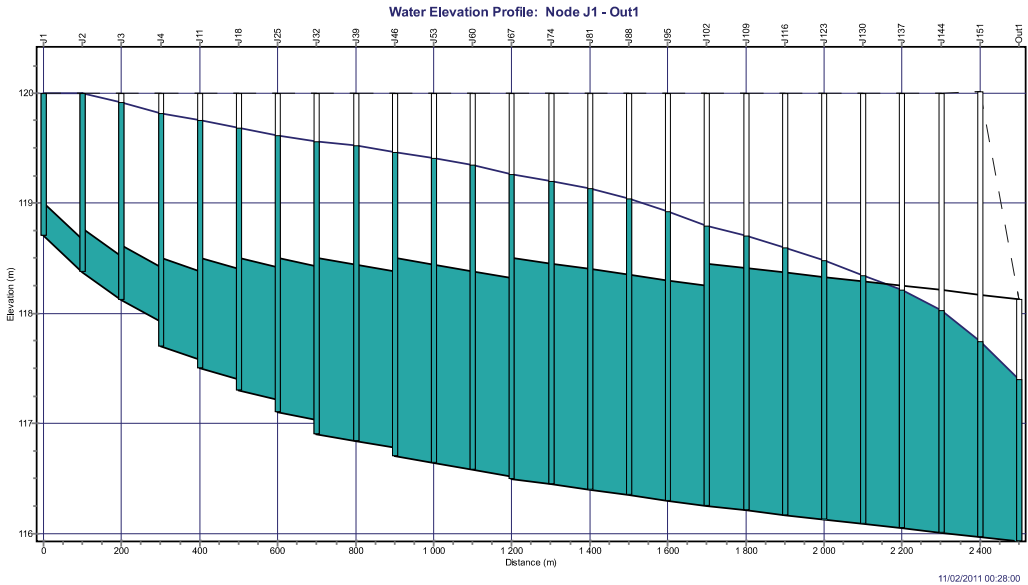
Rys. 4.17. Hietogram opadu z dnia 23 czerwca 1975 r. w interwałach 5-minutowych

Dla zadanego deszczu rzeczywistego przeprowadzono symulacje hydrodynamiczne działania kanalizacji deszczowej zwymiarowanej w III wariantcie i otrzymano informacje o strumieniach przepływu i wypełnieniach w poszczególnych odcinkach sieci kanalizacyjnej. Profil kolektora w wybranym czasie (28 min) trwania opadu rzeczywistego, podczas największych napięć w sieci, przedstawiono na rysunku 4.18.

Jak należało oczekiwać, zaprojektowana w III wariantcie kanalizacja deszczowa nie ma aż tak dużej przepustowości hydraulicznej, aby bez napięć do poziomu terenu odprowadzić symulowane spływy ścieków deszczowych dla rzeczywistego deszczu o częstości występowania raz na 20 lat ( $C = 20$ ). W czasie trwania zadanego opadu rzeczywistego cały kolektor, poza trzema końcowymi odcinkami, pracuje pod

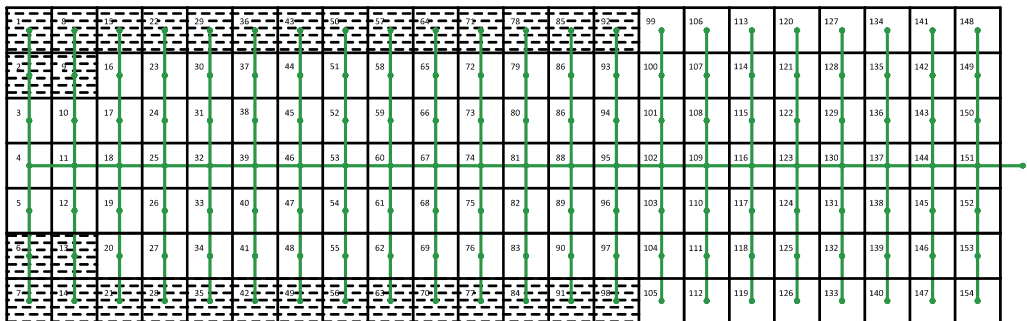


ciśnieniem. W przypadku kanałów bocznych mamy do czynienia z licznymi napięczeniami, w tym do poziomu terenu.



Rys. 4.18. Profil kolektora w 28. min trwania opadu rzeczywistego o czasie trwania  $t = 70$  min i częstości występowania  $C = 20$  lat w III wariancie wymiarowania

Węzły obliczeniowe, w których wystąpiły wylania z kanałów, przedstawiono schematycznie na rysunku 4.19. Dotyczy to 32 ze 154 węzłów sieci. W przypadku 122 węzłów obliczeniowych napięcia nie osiągnęły podczas trwania opadu poziomu terenu.

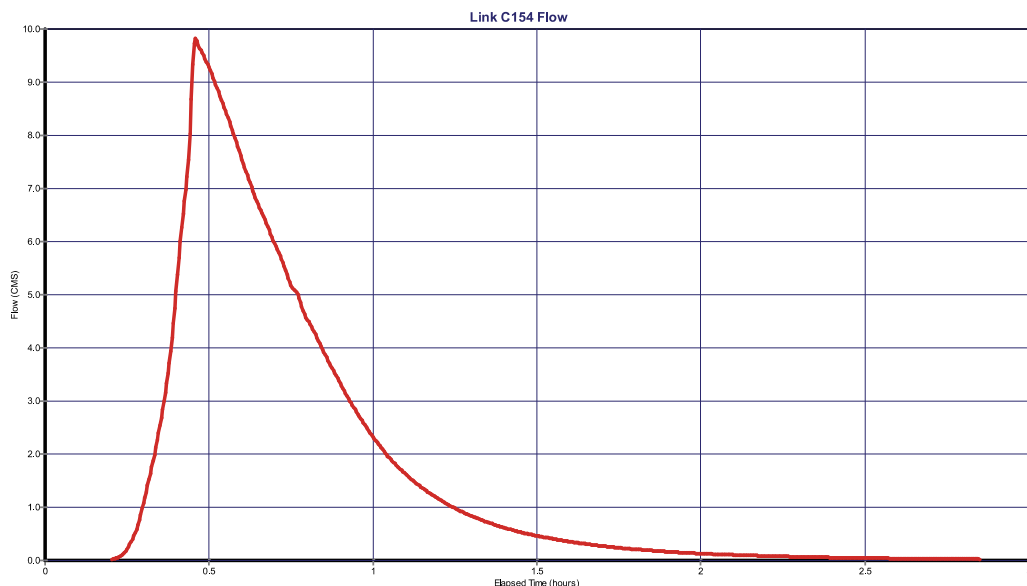


Rys. 4.19. Miejsca wylewów z sieci zwymiarowanej w III wariancie w czasie trwania rzeczywistego deszczu o częstości występowania  $C = 20$  lat

Sumaryczna objętość ścieków, które podczas trwania rzeczywistego opadu (o  $C = 20$  lat i  $t = 70$  min) wylały się z sieci, wynosi  $408 \text{ m}^3$ . Większa część z tej objętości to ścieki deszczowe, które wylały się w początkowych odcinkach sieci, tj. w węzłach obliczeniowych, gdzie średnice i zagłębienia kolektora oraz kanałów bocznych są najmniejsze. Przykładowo, największe symulowane wylania (po  $30 \text{ m}^3$ ) wystąpiły w węzłach J1 i J7 (tab. 4.17).

Tabela 4.17. Miejsce, czas trwania  $t_w$  i objętość  $V_w$  wylewów z kanalizacji podczas trwania deszczu rzeczywistego o częstotliwości występowania  $C = 20$  lat i czasie trwania  $t = 70$  min

Lp.	Węzeł sieci	$t_w$ , h	$V_w$ , $\text{m}^3$	Lp.	Węzeł sieci	$t_w$ , h	$V_w$ , $\text{m}^3$	Lp.	Węzeł sieci	$t_w$ , h	$V_w$ , $\text{m}^3$	Lp.	Węzeł sieci	$t_w$ , h	$V_w$ , $\text{m}^3$
1	J1	0,19	<b>30</b>	9	J15	0,17	23	17	J43	0,14	14	25	J71	0,11	7
2	J2	0,09	5	10	J21	0,17	23	18	J49	0,14	14	26	J77	0,11	7
3	J6	0,09	5	11	J22	0,16	20	19	J50	0,13	12	27	J78	0,10	6
4	J7	0,19	<b>30</b>	12	J28	0,16	20	20	J56	0,13	12	28	J84	0,09	6
5	J8	0,18	27	13	J29	0,15	18	21	J57	0,12	10	29	J85	0,09	4
6	J9	0,07	2	14	J35	0,15	18	22	J63	0,12	10	30	J91	0,09	4
7	J13	0,07	2	15	J36	0,15	16	23	J64	0,12	8	31	J92	0,07	2
8	J14	0,18	27	16	J42	0,15	16	24	J70	0,11	8	32	J98	0,07	2



Rys. 4.20. Hydrogram przepływu ścieków na ostatnim odcinku kolektora zwymiarowanego w III wariancie, wywołany opadem rzeczywistym

Maksymalny modelowy strumień objętości na ostatnim odcinku kolektora wyniósł  $Q_{\max(\text{III})} = 9,83 \text{ m}^3/\text{s}$ . Hydrogram przepływu ścieków na tym odcinku kolektora podczas trwania deszczu rzeczywistego przedstawiono na rysunku 4.20.

## 4.4. Wnioski z analiz działania zwympiarowanych sieci kanalizacyjnych

Przeprowadzone badania miały na celu weryfikację przydatności do bezpiecznego projektowania sieci kanalizacyjnych wybranych metod czasu przepływu: MGN z wzorem Błaszczyka ( $C = 2$  lata), MGN z modelem opadów dla Wrocławia oraz MWO z modelem opadów dla Wrocławia. Weryfikację przeprowadzono na przykładowej modelowej zlewni deszczowej w płaskim terenie, w warunkach hydrologicznych miasta Wrocławia. Do symulacji działania tak zwympiarowanych sieci wykorzystano oprogramowanie SWMM 5.0, w którym jako obciążenie opadem przyjęto opad modelowy Eulera typu II ( $C = 3$  lata) oraz opad rzeczywisty ( $C = 20$  lat), a za kryterium poprawności działania sieci przyjęto brak napiętnzeń do poziomu terenu i wylewów z kanałów.

Przeprowadzone analizy wskazały jednoznacznie, że ze względu na brak napiętnzeń do powierzchni terenu i wylewów z kanalizacji bezpieczną metodą wymiarowania kanalizacji deszczowej jest MWO z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia. Przyjęta zlewnia modelowa w płaskim terenie była ostrym kryterium do oceny działania kanalizacji, ponieważ wszystkie węzły obliczeniowe są zarazem punktami krytycznymi sieci.

Miarodajny do wymiarowania sieci kanalizacyjnych strumień objętości ścieków deszczowych obliczony ze wzoru Błaszczyka zgodnie z MGN jest znacznie niedoszacowany, co powoduje licznie występujące napiętnzenia do powierzchni terenu i wylania (w I wariacie). Próba zastąpienia w MGN wzoru Błaszczyka nowym wzorem opadów maksymalnych dla Wrocławia (w II wariacie) też nie przyniosła zadowalających wyników, ponieważ zmalała jedynie liczba napiętnzeń i objętość wylewów. Trzeci wariant wymiarowania sieci deszczowej, tj. zgodnie z MWO z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia zapewnia już bezpieczny wynik wymiarowania sieci dla modelowej zlewni w warunkach wrocławskich, gdzie brak jest napiętnzeń do powierzchni terenu i wylewów podczas trwania zadawanych opadów modelowych Eulera.

Do zbadania wpływu długości czasu trwania opadu modelowego Eulera typu II na wyniki weryfikacji przepustowości hydraulicznej zaprojektowanych sieci zastosowano opady modelowe o czasie trwania:  $t = 75, 90, 105, 120, 135, 150, 165$  i  $180$  min, czyli dwu- do pięciokrotnie przekraczających czas przepływu w sieci. Z przeprowadzonej analizy wynika, że wydłużanie czasu trwania opadu modelowego ponad dwukrotną

wartość czasu przepływu („deszcz I” o czasie trwania 75 min) powoduje dalszy, istotny wzrost wartości takich parametrów, jak: liczba i objętość wylewów z sieci. Po około czterokrotnym wydłużeniu czasu trwania opadu modelowego ponad czas przepływu („deszcz VI” o czasie trwania 150 min) stabilizuje się, liczba i objętość wylewów z sieci oraz wartość strumienia modelowego.

Czas spływu wód deszczowych ze zlewni (retencja terenowa) i opróżniania się kanałów deszczowych (retencja kanałowa) trwa zwykle do kilku godzin od chwili zakończenia opadu. W tym czasie system kanalizacyjny (zwympiarowany na  $C = 2$  lata) nie jest w pełni gotowy do przyjęcia opadu o podobnej intensywności i czasie trwania co opad modelowy ( $C = 3$  lata), kanały są bowiem w dalszym ciągu częściowo wypełnione. Wylania z kanałów są więc nieuchronne, nawet przy zastosowaniu poprawnych metod czasu przepływu do wymiarowania sieci odwodnieniowych, a następnie hydrodynamicznego modelowania ich działania (SWMM), ze względu na stochastyczny (losowy) charakter opadów deszczu. Chodzi więc o ograniczenie prawdopodobieństwa wystąpienia nadpiętrzeń i wylewów, które jest do osiągnięcia jedynie w bezpiecznie zwymiarowanych systemach kanalizacyjnych.

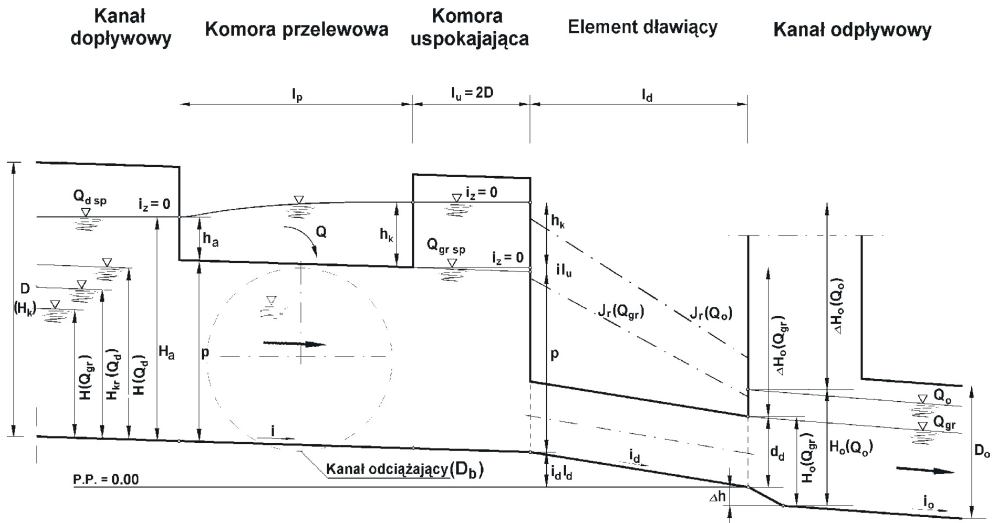
Jak należało oczekiwać, zwymiarowana w III wariancie kanalizacja deszczowa nie ma aż tak dużej przepustowości hydraulicznej, aby bez nadpiętrzeń do poziomu terenu odprowadzić symulowane spływy ścieków deszczowych dla zadanego rzeczywistego deszczu o częstości występowania raz na 20 lat (według PN-EN 752:2008 dopuszczalne są wówczas wylania z kanalizacji na terenach mieszkaniowych [72]). W czasie trwania przykładowego opadu rzeczywistego, praktycznie cały kolektor działał pod ciśnieniem  $Q_{\max(\text{III})} = 9,83 \text{ m}^3/\text{s}$ , a wylania ( $408 \text{ m}^3$ ) wystąpiły w około 20% węzłów obliczeniowych sieci.

## 5. Modelowanie działania kanalizacji deszczowej z separatorem

### 5.1. Wymiarowanie separatora strumieni objętości ścieków deszczowych

#### 5.1.1. Algorytm wymiarowania separatora

Schemat hydrauliczny separatora z dławionym odpływem do podczyszczalni ścieków deszczowych podano na rysunku 5.1 [43].



Rys. 5.1. Schemat obliczeniowy separatora z dławionym odpływem do podczyszczalni ścieków deszczowych (w przypadku rury dławiącej:  $l_d = l_r$ ,  $d_d = d_r$ ,  $i_d = i_r$ )

Na podstawie praktyki założono [44], iż kształt przekroju poprzecznego komór przelewowej i uspokajającej do wysokości osi poziomej przekroju tzw. pach kanału

jest taki sam jak kanału dopływowego, tj. do wysokości  $D/2$  dla kanałów o przekroju kołowym o średnicy  $D$  bądź do wysokości  $2H_k/3$  dla kanałów jajowych o wysokości przekroju  $H_k$ . Powyżej tej wysokości komory mają już przekrój prostokątny o szerokości  $b = D$  dla kanałów kołowych, bądź  $b = 2H_k/3$  dla kanałów jajowych, co znacznie upraszcza budowę takich obiektów. Długość komory uspokajającej:  $l_u = 2D$  lub  $l_u = 2H_k$  za komorą przelewową z wysoko umieszczoną krawędzią ( $p \geq 0,6D$  lub  $p \geq 0,6H_k$ ) wynika z przeprowadzonych badań modelowych i zapewnia transport rumowiska wleczanego do podczyszczalni [44]. Przy strumieniu maksymalnym  $Q_d$ , zarówno w kanale dopływowym bezpośrednio przed przelewem, jak i w komorze uspokajającej za przelewem, panuje wówczas ruch wolnoziemny opóźniony, a zwierciadło cieczy może być traktowane jako poziome  $i_z = 0$ .

Algorytm obliczeniowy do wymiarowania hydraulicznego udoskonalonych separatorów strumieni objętości ścieków deszczowych (w ruchu nierównomiernym chwilowo ustalonym) obejmuje siedem kroków obliczeniowych [43].

**1. Kanał dopływowy.** Dla maksymalnego strumienia  $Q_d$  dopływu ścieków deszczowych do separatora i przyjętego spadku  $i$  dna należy dobrać średnicę  $D$  kanału dopływowego oraz określić wypełnienia: dla strumienia granicznego  $H(Q_{gr})$  i maksymalnego  $H(Q_d)$  wraz z wypełnieniem krytycznym  $H_{kr}(Q_d)$ . Przy wymiarowaniu kanałów deszczowych zaleca się, na podstawie wytycznych niemieckich ATV A-118 [5], dobierać następny, większy przekrój, jeżeli wyznaczony strumień maksymalny  $Q_d$  przekracza 90% przepustowości całkowitej danego przekroju kanału. Wypełnienie krytyczne  $H_{kr}(Q_d)$  w kanale dopływowym przed przelewem obliczyć można z rozwiązania równania ruchu krytycznego w postaci:

$$\frac{\alpha Q_d^2}{g} = \frac{A^3}{b_z} \quad (5.1)$$

gdzie:

- $\alpha$  – współczynnik Coriolisa w kanale dopływowym przed przelewem ( $\alpha = 1,15$  dla kanałów o kształcie cylindrycznym oraz  $\alpha = 1,20$  dla kanałów pryzmatycznych),
- $A$  – pole powierzchni przekroju poprzecznego strumienia ścieków,  $m^2$ ,
- $b_z$  – szerokość zwierciadła ścieków, m.

**2. Wysokość krawędzi przelewowej.** Wysokość  $p_b$  bocznej krawędzi przelewowej musi spełniać warunek hydrauliczny:

$$p > H_{kr}(Q_d) \quad (5.2)$$

oraz opcjonalnie warunki

$$p \geq 0,6D \text{ (lub } \geq 0,6H_k) \quad (5.3)$$

$$H(Q_d) < (p + h_a) < D \text{ (lub } < H_k) \quad (5.4)$$

Warunek (5.2) musi być bezwzględnie spełniony, gdyż gwarantuje spokojny przepływ w obrębie przelewu, natomiast warunek (5.3) zapewnia poprawne działanie se-

paratora ze względu na jakość zrzutów burzowych odprowadzanych do odbiornika. Natomiast warunek (5.4) umożliwia wykorzystanie retencji kanałowej do ograniczenia czasu i częstości działania przelewu. Sprawdzenie warunku (5.4) jest możliwe po określeniu wysokości warstwy przelewowej  $h_a$  na początku przelewu.

**3. Średnica rury dławiącej.** Dla granicznego strumienia objętości  $Q_{gr}$  dopływu ścieków deszczowych do separatora, z kryterium Froude'a zachowania spokojnego (ciśnieniowego) przepływu przez rurę dławiącą w postaci:

$$Fr = \frac{v_{gr}}{(gd_r)^{0,5}} \leq 1 \quad (5.5)$$

zapisanego jako

$$Fr = \frac{4Q_{gr}}{\pi g^{0,5} d_r^{2,5}} \leq 1 \quad (5.6)$$

obliczyć należy średnicę rury dławiącej  $d_r$  ze wzoru:

$$d_r \geq 2,5 \sqrt{\frac{4Q_{gr}}{\pi g^{0,5}}} \quad (5.7)$$

i przyjmując pierwszą większą średnicę „handlową”, przy czym  $d_{r \min} = 0,20$  m. Spadek dna rury dławiącej przyjmując należy z warunku:

$$i_r \geq i_{r \min} = \frac{1}{d_r} \quad (5.8)$$

**4. Długość rury dławiącej.** Niezbędną długość rury dławiącej  $l_r$  oblicza się dla strumienia granicznego  $Q_{gr}$ , spiętrzonego do przyjętej wysokości krawędzi  $p$ , wychodząc z uogólnionego równania Bernoulliego, zapisanego dla przekrojów tuż przed wlotem i tuż za wylotem z rury dławiącej, w postaci:

$$il_u + p + \Delta h_1 + i_r l_r = \Delta H_o(Q_{gr}) + d_r \quad (5.9)$$

przy czym wysokość strat hydraulicznych  $\Delta H_o(Q_{gr})$  w rurze dławiącej na wlocie, na jej długości oraz na wylocie wyniesie wówczas:

$$\Delta H_o(Q_{gr}) = \xi_w \frac{v_{gr}^2}{2g} + l_r \frac{\lambda}{d_r} \frac{v_{gr}^2}{2g} + \alpha_r \frac{v_{gr}^2}{2g} \quad (5.10)$$

gdzie:

$v_{gr}$  – średnia prędkość przepływu w rurze dławiącej przy  $Q_{gr}$ :  $v_{gr} = \frac{4Q_{gr}}{\pi d_r^2} \leq 1$ , m/s,

$\xi_w$  – współczynnik strat wlotowych:  $\xi_w \in [0,35; 0,55]$  – w zależności od kształtu wlotu do rury dławiącej,

$\lambda$  – współczynnik oporów liniowych obliczany przykładowo jako:

$$\lambda = \frac{8gn^2}{\frac{d_r}{4}^{1/3}} \quad (5.11)$$

$\alpha_r$  – współczynnik energii kinetycznej, równy współczynnikowi strat wylotowych z rury dławiącej:

$$\alpha_r = 1 + 2,93\lambda - 1,55\lambda^{3/2} \quad (5.12)$$

Przekształcając równania (5.9) i (5.10) ze względu na  $l_r$ , przy spełnieniu warunku dla wartości liczby Froude'a w nurze dławiącej odnośnie do spokojnego przepływu:

$$Fr_r = \frac{v_{gr}}{(gd_r)^{1/2}} = \frac{4Q_{gr}}{\pi g^{0,5} d_r^{2,5}} < 1 \quad (5.13)$$

można napisać jako:

$$l_r = \frac{i l_u + p + \Delta h_1 - d_r - (\alpha_r + \xi_w) \frac{8Q_{gr}^2}{g\pi^2 d_r^4}}{J(Q_{gr}) - i_r} \quad (5.14)$$

gdzie spadek linii energii

$$J(Q_{gr}) = \lambda \frac{1}{d_r} \frac{v_{gr}^2}{2g} = \lambda \frac{8Q_{gr}^2}{g\pi^2 d_r^5} \quad (5.15)$$

Rura dławiąca powinna spełniać:

- warunek hydrauliczny odnośnie minimalnej długości  $l_{r \min}$ ,
- ograniczenie eksploatacyjne odnośnie do maksymalnej długości  $l_{r \max}$ ,

co sprowadzić można do zapisu:

$$l_r \in [20d_r; 100] \text{ m} \quad (5.16)$$

**5. Kanał odpływowy do oczyszczalni.** Dla strumienia granicznego  $Q_{gr}$  i założonego spadku dna  $i_o$  należy dobrać wymiar, tj. średnicę kanału odpływowego  $D_o$ , i określić wypełnienie normalne  $H_o(Q_{gr})$ . Następnie sprawdzić, czy zachodzi relacja:  $H_o(Q_{gr}) > d_r$ . W przypadku jej stwierdzenia należy obniżyć dno kanału odpływowego względem dna elementu dławiącego o wartość (rys. 5.1):

$$\Delta h = H_o(Q_{gr}) - d_r \quad (5.17)$$

Jeżeli  $H_o(Q_{gr}) < d_r$ , należy dokonać korekty parametrów:  $i_o$  lub  $D_o$ .



**6. Długość krawędzi przelewowej.** Przy maksymalnym dopływie ścieków deszczowych do obiektu  $Q_d$ , strumień przepływu  $Q_o$  przez rurę dławiacą będzie większy od  $Q_{gr}$  o zalecaną wartość od 10 do 20%, tj.:

$$Q_o \in [1,1Q_{gr}; 1,2Q_{gr}] \quad (5.18)$$

Dla przyjętej wartości strumienia odpływu  $Q_o$  do oczyszczalni należy określić wypełnienie normalne  $H_o(Q_o)$  w kanale odpływowym o średnicy  $D_o$ , a następnie obliczyć wysokość strat hydraulicznych  $\Delta H_o(Q_o)$  w rurze dławiącej dla strumienia  $Q_o$ :

$$\Delta H_o(Q_o) = \left( \zeta_w + \lambda \frac{l_r}{d_r} + \alpha_r \right) \frac{8Q_o^2}{g\pi^2 d_r^4} \quad (5.19)$$

a wysokość  $h_k$  warstwy przelewowej na końcu przelewu obliczyć ze wzoru:

$$h_k = H_n(Q_o) + \Delta H_o(Q_o) - (il_u + p + i_r l_r + \Delta h) \quad (5.20)$$

Sprzężoną z  $h_k$ , nieznaną a priori, wysokość warstwy przelewowej na początku przelewu ( $h_a$ ) należy obliczyć iteracyjnie, korzystając z uwikłanej postaci równania:

$$h_a = h_k - 0,9 \frac{\alpha v_a^2(Q_d)}{2g} \quad (5.21)$$

Ponieważ prędkość przepływu  $v_a$  na początku komory przelewowej przy strumieniu  $Q_d$  zależy również od wysokości  $h_a$ , w pierwszym kroku iteracyjnym należy podstawić do (5.21), przykładowo  $h_a = (0,7 \div 0,8)h_k$ , i obliczyć prędkość  $v_a(Q_d)$  ze wzoru:

$$v_a(Q_d) = \frac{Q_d}{A_0(Q_{d\ sp})} \quad (5.22)$$

gdzie:

$A_0(Q_{d\ sp})$  – pole powierzchni przekroju poprzecznego spiętrzonego strumienia  $Q_d$  na początku komory przelewowej, m<sup>2</sup>.

Przykładowo, dla komory przelewowej o przekroju kołowo-prostokątnym powierzchnię tę określa wzór:

$$A_0(Q_{d\ sp}) = \left[ \frac{\pi D^2}{8} + \left( p + h_a - \frac{D}{2} \right) D \right] \quad (5.23)$$

Obliczenia iteracyjne wysokości  $h_{a(i)}$  prowadzić należy do momentu, aż uzyska się zgodność lewej i prawej strony równania (6.21) z założoną dokładnością, np.  $\pm 0,5$  cm, przyjmując  $\alpha = 1,15$  dla kanałów cylindrycznych i  $\alpha = 1,20$  dla kanałów pryzmatycz-

nych. Następnie oblicza się wysokość miarodajną  $h_m$  warstwy przelewowej dla znanych już  $h_k$  i  $h_{a(i)}$  ze wzoru:

$$h_m = h_{a(i)} + \frac{3}{5}(h_k - h_{a(i)}) \quad (5.24)$$

Długość krawędzi przelewowej  $l_p$  wyznacza się również iteracyjnie, korzystając ze wzoru:

$$l_p = \frac{3(Q_d - Q_o)}{2\mu\sqrt{2g}h_m^{3/2}} \quad (5.25)$$

gdzie:

$\mu$  – współczynnik przepływu przelewu bocznego ustalany z zależności [43], [44], [47]:

$$\mu = 0,64 - 0,052q_r + 0,0088L_0 + 0,035W_0 - 0,075Fr_0 - 0,065K_0 \quad (5.26)$$

$q_r$  – współczynnik rozdziału przepływów na przelewie:  $q_r = \frac{Q}{Q_d}$ ,

$L_0$  – względna długość krawędzi przelewowej:  $L_0 = \frac{l_p}{H_a}$ , przy czym  $H_a = p + h_a$ ,

$W_0$  – względna wysokość warstwy przelewowej na początku przelewu:  $W_0 = \frac{h_a}{H_a}$ ,

$Fr_0$  – liczba Froude'a w początkowym przekroju poprzecznym komory przelewowej:  $Fr_0 = \frac{Q_d}{A_0(Q_{d\ sp})} g^{0,5} H_a^{0,5}$ ,

$K_0$  – współczynnik kształtu komory przelewowej na jej początku:  $K_0 = \frac{bH_a}{A_0(Q_{d\ sp})}$ ;

przy czym  $b = D$  dla kanałów kołowych.

Ponieważ do obliczenia długości  $l_p$  ze wzoru (5.25) niezbędna jest znajomość wartości współczynnika przepływu  $\mu \in [0,50; 0,60]$ , który jest również funkcją  $l_p$ , a dokładniej  $L_0 = \frac{l_p}{H_a}$ , należy w pierwszym przybliżeniu przyjąć np.  $\mu = 0,60$ . Dys-

ponując wstępnie określoną długością krawędzi przelewowej ( $l_{p(1)}$  z pierwszego przybliżenia dla  $\mu = 0,60$ ), można już przystąpić do obliczenia rzeczywistej wartości współczynnika przepływu przelewu ze wzoru (5.26), po uprzednim określeniu wartości bezwymiarowych współczynników, tj. liczb podobieństwa:  $q_r$ ,  $L_0$ ,  $W_0$ ,  $Fr_0$  i  $K_0$ . Wynik obliczeń  $l_{p(i)}$  może być uznany za dokładny, jeżeli wyniki obliczeń wartości  $l_p$  z ostatniego i przedostatniego przybliżenia różnią się mniej niż o 0,01 m (lub za dostatecznie dokładny przy różnicy mniejszej od 0,05 m).

**7. Korona przelewowa i kanał burzowy.** Szerokość  $s$  korony przelewowej o kształcie praktycznym, np. zaokrąglonym, należy przyjmować z warunku ostrokrawędziowego działania przelewu:

$$s \leq \frac{h_m}{2} \quad (5.27)$$

Średnicę  $D_b$  i wypełnienie  $H(Q)$  kanału burzowego (do odbiornika) należy dobrać dla przyjętego spadku dna burzowca  $i_b$ . Sklepienie kanału przewidzieć należy co najwyżej na wysokości krawędzi przelewu, wynika to z warunku niezatopionego działania przelewu [43], [44].

### 5.1.2. Model hydrauliczny separatora

Model hydrauliczny działania separatora obejmuje opis procesów: dopływu ścieków do obiektu, odpływu do oczyszczalni, przelewu przez krawędź boczną do odbiornika, a także retencji w komorze przelewowej i w kanale dopływowym. Zmiana w czasie  $t$  objętości  $V$  zakumulowanych w systemie ścieków wynosi:

$$dV(t) = Q_d(t)dt - Q_o(t)dt - Q(t)dt \quad (5.28)$$

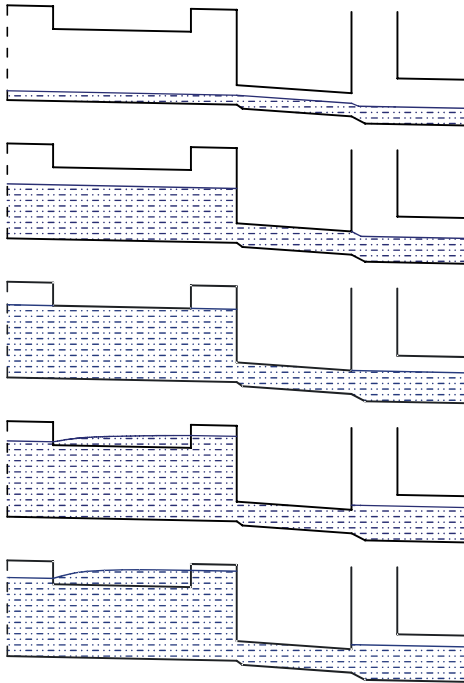
Zarówno strumień odpływu ścieków  $Q_o$  do oczyszczalni, jak i strumień zrzutu  $Q$  przez przelew boczny zależne są od wysokości napełnienia  $H$  komory przelewowej. Strumień objętości odpływu ścieków rurą dławiącą pod ciśnieniem w kierunku oczyszczalni obliczany jest numerycznie, poprzez rozwiązanie układu równań (rys. 5.1):

$$\begin{cases} \Delta H_o(Q_o) = \left( \zeta_w + \lambda \frac{l_r}{d_r} + \alpha_r \right) \frac{8Q_o^2}{g\pi^2 d_r^4} \\ H - p = H_n(Q_o) + \Delta H_o(Q_o) - (i_l u + p + i_r l_r + \Delta h) \end{cases} \quad (5.29)$$

Zrzut ścieków do odbiornika następuje w przypadku, gdy wypełnienie  $H$  przekracza wysokość  $p$  krawędzi przelewowej i obliczany jest ze wzoru:

$$Q = \frac{2}{3} l_p \mu \sqrt{2g} (H - p)^{3/2} \quad (5.30)$$

Model hydrauliczny działania separatora objętości ścieków deszczowych obejmuje wiele charakterystycznych i występujących kolejno faz napełniania (rys. 5.2) i opróżniania (rys. 5.3) komory przelewowej, które zostały wyróżnione opisem warunków brzegowych w odniesieniu do ściśle określonego zakresu zmiennych w czasie napełnień i przepływów.



Warunki brzegowe w zakresie napęnień:

$$0 < H(t) < d_r$$

Warunki brzegowe w zakresie przepływów:

$$Q_d(t) < Q_{gr} \wedge Q_d(t) = Q_o(t) > 0 \wedge Q(t) = 0$$

Warunki brzegowe w zakresie napęnień:

$$d_r \leq H(t) < p$$

Warunki brzegowe w zakresie przepływów:

$$Q_d(t) < Q_{gr} \wedge Q_d(t) > Q_o(t) > 0 \wedge Q(t) = 0$$

Warunki brzegowe w zakresie napęnień:

$$H(t) = p$$

Warunki brzegowe w zakresie przepływów:

$$Q_d(t) = Q_{gr} = Q_o(t) \wedge Q(t) = 0$$

Warunki brzegowe w zakresie napęnień:

$$p + h_k > H(t) > p$$

Warunki brzegowe w zakresie przepływów:

$$Q_d(t) > Q_o(t) > Q_{gr} > 0 \wedge Q(t) < Q$$

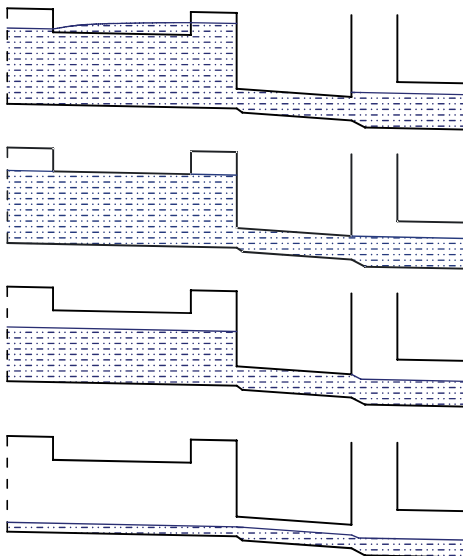
Warunki brzegowe w zakresie napęnień:

$$H(t) = p + h_k$$

Warunki brzegowe w zakresie przepływów:

$$Q_d(t) > Q_o(t) = 1,2Q_{gr} \wedge Q(t) = Q$$

Rys. 5.2. Fazy napęniania komory przelewowej



Warunki brzegowe w zakresie napęnień:

$$p + h_k > H(t) > p$$

Warunki brzegowe w zakresie przepływów:

$$Q_d(t) > Q_o(t) > Q_{gr} > 0 \wedge Q(t) < Q$$

Warunki brzegowe w zakresie napęnień:

$$H(t) = p$$

Warunki brzegowe w zakresie przepływów:

$$Q_d(t) = Q_{gr} = Q_o(t) \wedge Q(t) = 0$$

Warunki brzegowe w zakresie napęnień:

$$d_r \leq H(t) < p$$

Warunki brzegowe w zakresie przepływów:

$$Q_d(t) < Q_{gr} \wedge Q_o(t) > Q_d(t) > 0 \wedge Q(t) = 0$$

Warunki brzegowe w zakresie napęnień:

$$0 < H(t) < d_r$$

Warunki brzegowe w zakresie przepływów:

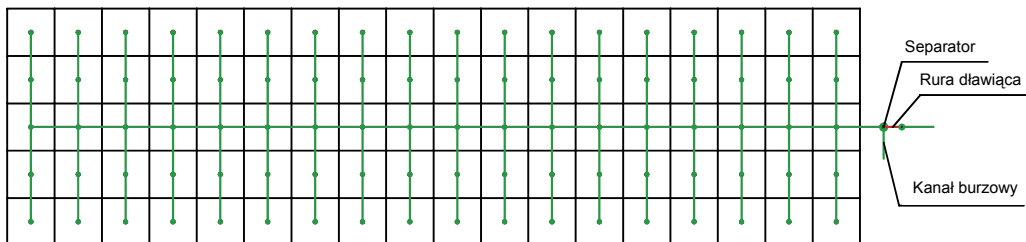
$$Q_d(t) < Q_{gr} \wedge Q_d(t) = Q_o(t) > 0 \wedge Q(t) = 0$$

Rys. 5.3. Fazy opróżniania komory przelewowej

### 5.1.3. Dobór parametrów konstrukcyjnych separatora

Na podstawie podanego algorytmu i opracowanego modelu hydraulicznego działania przyjętych do wymiarowania nowoczesnych konstrukcji separatorów objętości ścieków deszczowych napisano w języku C++ program SEPARATOR do numerycznego doboru parametrów konstrukcyjnych takich obiektów odciążających [31]. Program umożliwia dokładne i szybkie wyznaczanie parametrów konstrukcyjnych i eksploatacyjnych separatorów z towarzyszącymi im wymiarami kanałów, w tym rury dławiącej bądź układu dławiącego w postaci układu kolan lub łuków [43].

Za pomocą programu SEPARATOR zaprojektowano wymiary separatora ścieków zlokalizowanego na przykładowej kanalizacji deszczowej zwymiarowanej zgodnie z MWO z modelem opadów dla Wrocławia (III wariant opisany w p. 4.1.2). Separator umiejscowiono na końcu ostatniego odcinka kolektora (rys. 5.4). Jego zadaniem jest kierowanie zanieczyszczonych ścieków deszczowych do podczyszczalni, dla przyjętego natężenia jednostkowego deszczu granicznego  $q_s = 15 \text{ dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$  pochodzącego z zanieczyszczonych powierzchni szczelnych modelowej zlewni. Założono, że szczelne powierzchnie zanieczyszczone stanowią będą 10% z 154 ha powierzchni zlewni, a współczynnik spływu z tych powierzchni ustalono na poziomie  $\psi = 0,95$ . Graniczny strumień objętości dopływu ścieków deszczowych do separatora, zgodnie z (2.8), wyniósł  $Q_{gr} = 0,015 \cdot 15,4 \cdot 0,95 = 0,219 \text{ m}^3/\text{s}$ . Obliczeniowy (miarodajny) strumień objętości dopływu ścieków deszczowych do separatora (zgodnie z tab. 4.5) wyniósł  $Q_d = Q_{m(III)} = 3,784 \text{ m}^3/\text{s}$ .



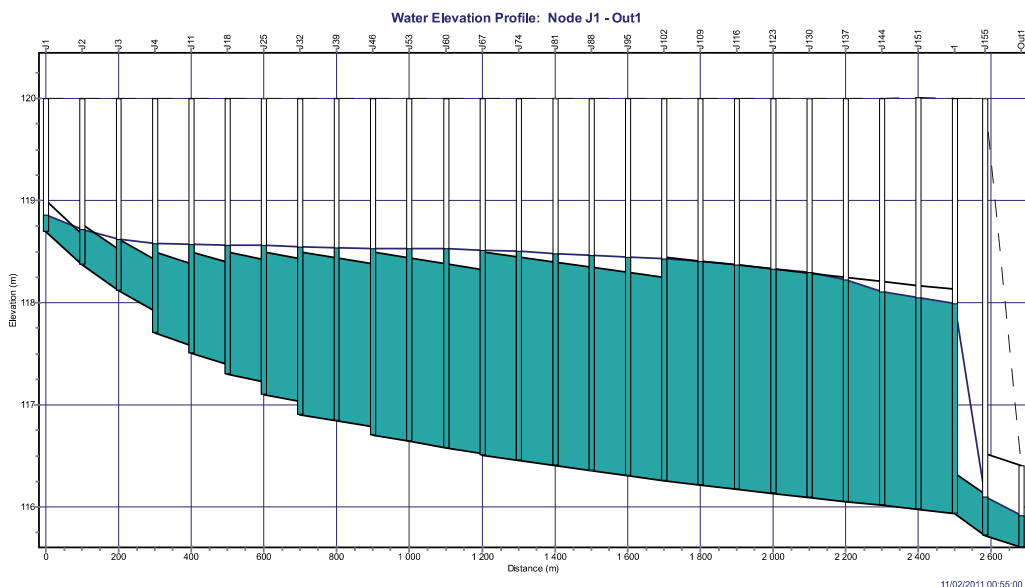
Rys. 5.4. Schemat kanalizacji deszczowej z separatorem o dławionym odpływie do podczyszczalni

Dla przyjętego rozdziału strumieni ścieków w separatorze, przy założeniu, że maksymalny strumień odpływu w kierunku podczyszczalni ścieków wynosić może  $Q_o = 1,2Q_{gr} = 0,263 \text{ m}^3/\text{s}$ , wyznaczono następujące parametry geometryczne kanałów i separatora:

- kanał dopływowy o średnicy  $D = 2,20 \text{ m}$  przy spadku dna  $i_d = 0,45 \text{ ‰}$ ,
- krawędź przelewową o wysokości  $p = 1,35 \text{ m}$  i długości  $l_p = 5,84 \text{ m}$ ,
- rura dławiąca o średnicy  $d_r = 0,40 \text{ m}$ , długości  $l_r = 83,00 \text{ m}$  i spadku  $i_r = 2,50 \text{ ‰}$ ,
- kanał odpływowy o średnicy  $D_o = 0,80 \text{ m}$  przy spadku dna  $i_o = 1,25 \text{ ‰}$ ,
- kanał burzowy o średnicy  $D_b = 2,20 \text{ m}$  przy spadku dna  $i_b = 0,45 \text{ ‰}$ .

## 5.2. Badania symulacyjne działania kanalizacji deszczowej z separatorem

W rozdziale tym poddana zostanie weryfikacji teza, że separatory strumieni objętości zlokalizowane na kanalizacji deszczowej zwymiarowanej na podstawie wiarygodnej metody czasu przepływu (w warunkach ruchu równomiernego i ustalonego MWO z modelem opadów dla Wrocławia) nie wpływają na pogorszenie warunków działania sieci ze względu na wylania powyżej separatorów. Do weryfikacji tak zwymiarowanego separatora, tj. zachowania zakładanego strumienia odpływu do podczyszczalni i jednocześnie nie pogorszenia warunków działania kanalizacji, niezbędne były badania symulacyjne działania całego systemu (sieci wraz z separatorem) w warunkach ruchu zmiennego i nieustalonego (SWMM). Badania przeprowadzono na modelowej zlewni miejskiej o powierzchni 1,54 km<sup>2</sup>, omówionej w punkcie 4.1.1 pracy. Jako obciążenie zlewni deszczowej zastosowano opad modelowy Eulera typu II ( $C = 3$  lata,  $t = 150$  min) w warunkach wrocławskich.

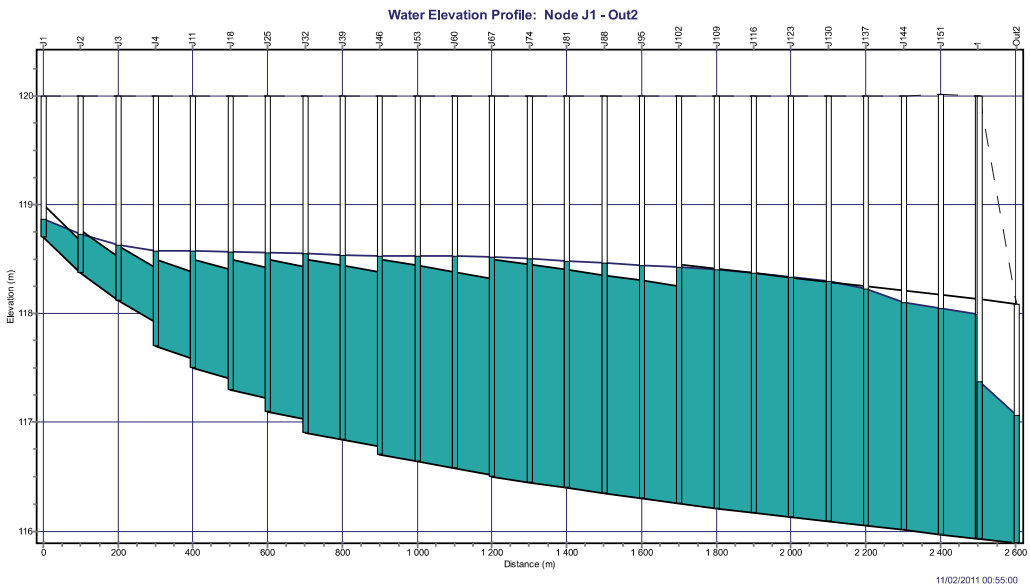


Rys. 5.5. Profil kolektora z odpływem ścieków przez rurę dławiącą w kierunku podczyszczalni w 55. min trwania opadu modelowego

W wyniku przeprowadzonych symulacji hydrodynamicznych otrzymano informacje o przepływach i wypełnieniach w poszczególnych kanałach deszczowych zwymiarowanych w III wariantcie w czasie trwania opadu modelowego, a także szczegółowe infor-

macje o czasie trwania i objętości zrzutów ścieków deszczowych przez separator. Profil kolektora wraz z wypełnieniami w wybranym czasie trwania opadu modelowego (55 min) przedstawiono na rysunkach: 5.5 – profil kolektora z odpływem ścieków przez rurę dławiącą i kanał odpływowy w kierunku podczyszczalni oraz 5.6 – profil kolektora z odpływem ścieków kanałem burzowym do odbiornika.

Jak wynika z rysunków 5.5 i 5.6, zwymiarowany separator wpłynął nieznacznie na pogorszenie warunków hydraulicznych pracy kolektora i sieci. Kilkanaście odcinków kolektora pracuje z niewielkim (kilkucentymetrowym) nadpiętrzeniem powyżej sklepień kanałów. W przypadku wszystkich kanałów bocznych nadpiętrzenia do poziomu terenu również nie występują, ponieważ brak jest wylewów z kanałów.

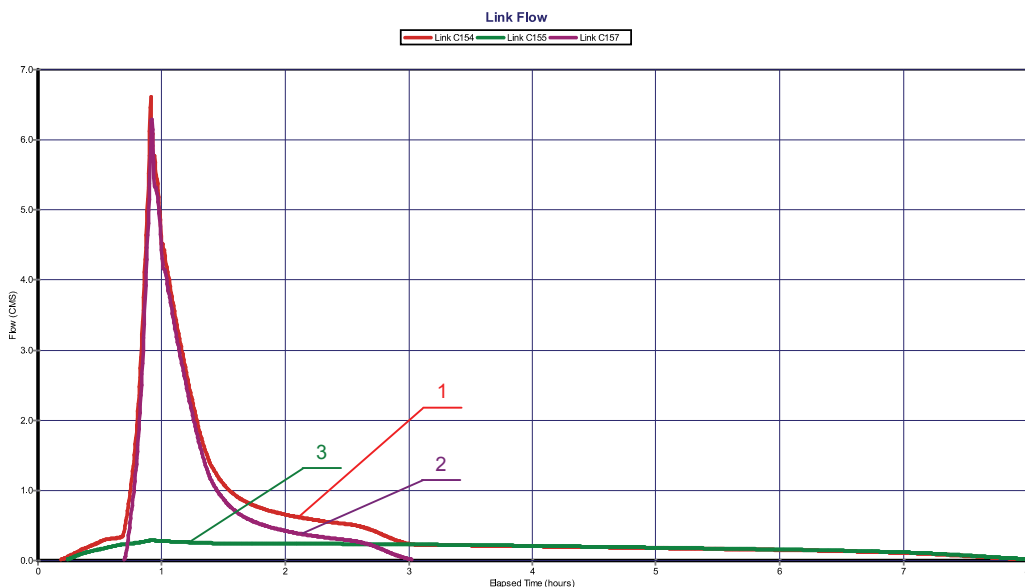


Rys. 5.6. Profil kolektora z odpływem ścieków kanałem burzowym w kierunku odbiornika w 55. min trwania opadu modelowego

Maksymalny modelowy strumień objętości przepływu ścieków deszczowych na ostatnim odcinku kolektora przed separatorem wyniósł  $Q_{dmax} = 6,612 \text{ m}^3/\text{s}$ , modelowy strumień zrzutu przez przelew boczny  $Q_{max} = 6,324 \text{ m}^3/\text{s}$ , a modelowy strumień przepływu w rurze dławiącej  $Q_{omax} = 0,288 \text{ m}^3/\text{s}$ . Hydrogramy tych strumieni przedstawiono na rysunku 5.7.

Maksymalny symulowany strumień objętości w kierunku podczyszczalni ścieków  $Q_{omax} = 0,288 \text{ m}^3/\text{s}$  przewyższa wartością projektowany strumień, który wynosił  $Q_o = 1,2Q_{gr} = 0,263 \text{ m}^3/\text{s}$ . Oznacza to, że do podczyszczalni przy deszczu modelowym do-

plynie o  $25 \text{ dm}^3/\text{s}$  więcej (10%) niż zakładano, czyli o wartości  $Q_{\text{omax}} = 1,3Q_{\text{gr}}$ . Spowodowane jest to znacznie wyższym maksymalnym symulowanym strumieniem dopływu ścieków do separatora  $Q_{d\text{max}} = 6,612 \text{ m}^3/\text{s}$  w porównaniu do strumienia projektowego, który wynosił  $Q_{d(\text{III})} = 3,784 \text{ m}^3/\text{s}$ . W konsekwencji na przelewie bocznym zwiększyła się „chwilowo” wysokość warstwy przelewowej i zwiększył się też ciśnieniowy odpływ ścieków w kierunku podczyszczalni. Stan taki trwał jednak stosunkowo krótko (od 51. do 68. min czasu symulacji, a więc 17 min).



Rys. 5.7. Hydrogramy przepływu ścieków: w kolektorze przed separatorą (1), zrzucie przez przelew boczny (2) oraz przepływu przez rurę dławiącą (3)

Opad modelowy trwał 150 min, a czas spływu ścieków deszczowych i opróżniania kanałów skończył się po upływie około 6,1 h od chwili rozpoczęcia opadu modelowego. Strumień objętości w kolektorze spada wówczas do wartości  $0,015 \text{ m}^3/\text{s}$ , co odpowiada strumieniowi wód infiltracyjnych przy założeniu  $q_{\text{inf}} = 0,10 \text{ dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$  (według ATV A-118 [5]).

Należy tutaj zauważyć, iż w przypadku sieci bez separatora czas spływu wód deszczowych i opróżniania się kanałów wynosił 3,3 h. System kanalizacji deszczowej z separatorą jest więc w większym stopniu narażony na wylania z uwagi na znacznie wolniejszy proces opróżniania się kanałów w porównaniu z siecią bez separatora. Przyczyną tego stanu rzeczy jest rura dławiąca w konstrukcji separatora. Jest to jednak element niezbędny do ochrony podczyszczalni ścieków przed przeciążeniem hydraulicznym i spadkiem sprawności jej działania bądź nawet awarii.



### 5.3. Wnioski z analiz działania modelowego systemu kanalizacji deszczowej

Jak wynika z podrozdziału 5.2, separator ścieków deszczowych, zwymiarowany na podstawie wiarygodnej metody określania strumieni obliczeniowych dopływu ścieków do obiektu (granicznego i maksymalnego) zgodnie z MWO w warunkach ruchu równomiernego i ustalonego, nie wpływa na pogorszenie działania poprawnie zwymiarowanych i zweryfikowanych w modelowaniu hydrodynamicznym sieci deszczowych ze względu na wylania powyżej separatora. Do weryfikacji hydraulicznej przykładowo zwymiarowanego separatora, tj. zachowania zakładanego strumienia odpływu do oczyszczalni i jednocześnie niepogorszenia warunków działania sieci powyżej separatora ze względu na wylania, niezbędne były badania symulacyjne działania systemu kanalizacji deszczowej (sieci z separatorem) w warunkach ruchu zmiennego i nieustalonego SWMM. Symulacje wykonano dla modelowej zlewni miejskiej o powierzchni 1,54 km<sup>2</sup>. Jako obciążenie zlewni deszczowej zastosowano opad modelowy Eulera typu II w warunkach wrocławskich.

W wyniku przeprowadzonych symulacji hydrodynamicznych otrzymano informacje o przepływach i wypełnieniach zarówno w sieci kanalizacji deszczowej (zwymiarowanej w III wariantcie), jak i hydrogramy przepływów w separatorze w czasie trwania opadu modelowego, w tym szczegółowe informacje o czasie trwania i objętości zrzutów ścieków deszczowych przez separator. Zastosowany algorytm i model hydrauliczny obiektu odciążającego sieć kanalizacyjną umożliwiają więc bezpieczne wymiarowanie separatorów objętości ścieków deszczowych.

Stwierdzono znaczne wydłużenie sumarycznego czasu spływu ścieków deszczowych z systemu w porównaniu do III wariantu działania samej sieci deszczowej. Czas spływu wód deszczowych (retencja terenowa) i opróżniania się kanałów (retencja kanałowa) w systemie skończył się bowiem po około 6,1 h od chwili rozpoczęcia opadu modelowego, a w przypadku modelowania samej sieci po około 3,3 h. Wydłużenie czasu spływu wyniosło więc prawie 3 h, co jest spowodowane obecnością rury dławiącej w systemie.

## 6. Weryfikacja przepustowości hydraulicznej rzeczywistej kanalizacji deszczowej

### 6.1. Opis zlewni deszczowej na osiedlu Rakowiec we Wrocławiu

Osiedle Rakowiec położone jest w centralnej części Wrocławia, na wschód od dzielnicy Stare Miasto. Od północnego wschodu graniczy z terenem rozlewiskowym Odry, oddzielnym wałem powodziowym. Od zachodu i południa graniczy z rzeką Oławą, w kierunku której występuje spadek powierzchni terenu. Osiedle położone jest na rzędnych 117÷120 m n.p.m, a jego powierzchnia wynosi około 40 ha. W obrębie osiedla kilka razy w roku obserwowane jest zjawisko zastoju wód opadowych na ul. Na Niskich Łąkach [15].



Rys. 6.1. Zagospodarowanie przestrzenne terenu osiedla Rakowiec

Zagospodarowanie przestrzenne terenu zlewni osiedla Rakowiec przedstawiono na rysunku 6.1. W zachodniej części osiedla znajduje się boisko sportowe KKS Polonia oraz ogrody działkowe, które leżą w zagłębieniu terenowym. Wschodnią część osiedla tworzy pasmowa zabudowa mieszkaniowa złożona z domów jednorodzinnych oraz budynków Instytutu Niskich Temperatur i Badań Strukturalnych PAN (INTiBS PAN) i hurtowni farmaceutycznej. W południowej i wschodniej części osiedla znajdują się także ogrody działkowe, które od wschodu graniczą z rowem melioracyjnym, w kierunku którego występuje również spadek terenu.

Osiedle Rakowiec ma system kanalizacji mieszanej, który obejmuje:

- kanalizację ogólnospławną w ulicach: Na Niskich Łąkach, Rakowieckiej, Okólnej, Międzyrzeckiej i Na Grobli, z odprowadzeniem ścieków do kanalizacji miejskiej,
- kanalizację rozdzielczą złożoną z dwóch ciągów kanałów deszczowych:
  - w ulicy Międzyrzeckiej z odprowadzeniem ścieków do rowu melioracyjnego, a następnie do rzeki Odry,
  - w ulicach: Na Niskich Łąkach, Rakowieckiej i Okólnej z odprowadzeniem ścieków opadowych bezpośrednio do Odry.

W pracy analizowano działanie kanalizacji deszczowej w ulicach: Na Niskich Łąkach, Rakowieckiej i Okólnej. Do sieci tej przyłączone są bezpośrednio obiekty: INTiBS PAN, hurtownia farmaceutyczna, część domów jednorodzinnych osiedla Rakowiec oraz wpusty uliczne znajdujące się w tych ulicach. Całkowita długość sieci kanalizacyjnej zbudowanej z rur betonowych o średnicach 0,3, 0,5 i 0,6 m wynosi 1808,8 m. W tabeli 6.1 podano zestawienie długości poszczególnych średnic kanałów.

Tabela 6.1. Zestawienie średnic i długości kanałów

Lp.	Średnica kanału	Całkowita długość kanału
	m	m
1	0,3	1571,0
2	0,5	134,0
3	0,6	103,8
Razem	–	1808,8

W celach opisowych istniejącej sieci kanalizacyjnej wyróżniono kolektor i dwa kanały boczne (rys. 6.2). Kolektor deszczowy, oznaczony jako  $K_{D1}$ , ma długość całkowitą 1304,5 m. Rozpoczyna się w węźle obliczeniowym W63 i przebiega wzdłuż ul. Na Niskich Łąkach do węzła W26, przez skrzyżowanie z ul. Rakowiecką, następnie od W26 wzdłuż ul. Rakowieckiej do W11, przez skrzyżowanie z ul. Okólną i dalej od W11 do W1 pod wałem i terenem rozlewiskowym do Odry. Wschodni kanał boczny, oznaczony jako  $K_{D1.1}$ , ma długość 169,9 m i przebiega wzdłuż ul. Na Niskich Łąkach od węzła W34 do W26 (do skrzyżowania z ul. Rakowiecką). Południowy ka-

nał boczny o długości 334,4 m, oznaczony jako  $K_{D1.2}$ , przebiega wzdłuż ulicy Rakowieckiej od węzła W46 do W26 (do skrzyżowania z ul. Na Niskich Łąkach).



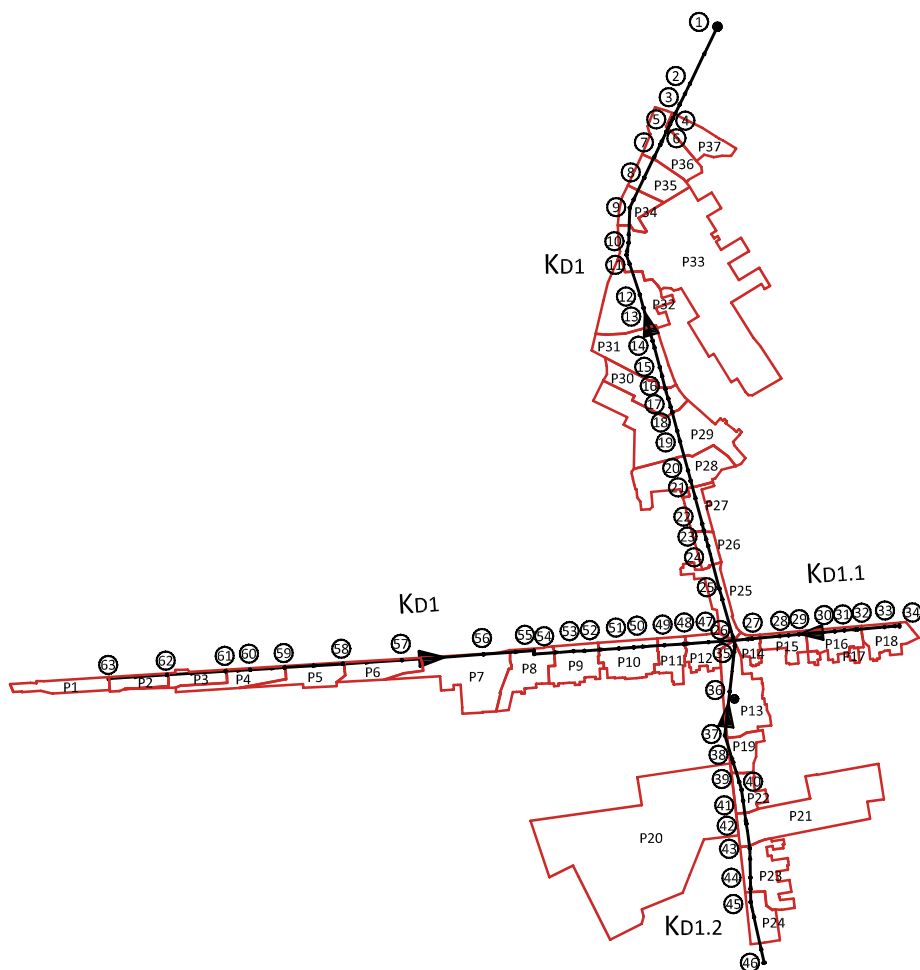
Rys. 6.2. Kanalizacja deszczowa osiedla Rakowiec

Ulica Na Niskich Łąkach ma nawierzchnię asfaltową w dobrym stanie technicznym. Nawierzchnia ul. Rakowieckiej, na południe od skrzyżowania z ul. Na Niskich Łąkach, jest wykonana z kostki brukowej, na północy zaś z asfaltu, który jest w złym stanie technicznym. Również ul. Okólna od miejsca połączenia z ul. Rakowiecką ma nawierzchnię asfaltową w złym stanie technicznym. Ponadto założono, że dachy domów, które nie są bezpośrednio podłączone do kanalizacji deszczowej, oddziałują na nią pośrednio. Opad z powierzchni dachowych dostaje się bowiem do sieci sływem powierzchniowym z chodników i podjazdów do posesji.

## 6.2. Dobór parametrów podzlewni cząstkowych kanałów

W celu opracowania modelu hydraulicznego sieci kanalizacji deszczowej wykorzystano plan infrastruktury podziemnej obszaru Wrocław-Rakowiec. Analizę urbanistyczną osiedla wykonano na podstawie map cyfrowych dostępnych na stronie internetowej miasta Wrocław ([www.wroclaw.pl](http://www.wroclaw.pl)) oraz dokonano kilku wizji lokalnych terenu zlewni. Zebrane materiały pozwoliły na określenie granic zlewni desz-

czowej, mającej wpływ na formowanie się spływu powierzchniowego do badanej kanalizacji deszczowej, położonej na osiedlu Rakowiec. Powierzchnia zlewni deszczowej wynosi 10,1 ha, co stanowi czwartą część całkowitej powierzchni osiedla Rakowiec (wynoszącej około 40 ha). Przedmiotową zlewnię podzielono na 37 podzlewni cząstkowych (rys. 6.3), przypisano kanałom rzeczywiste parametry (długości, spadki i średnice) oraz rzędne dna w studzienkach, zgodnie z inwentaryzacją na mapach.



Rys. 6.3. Schemat obliczeniowy kanalizacji deszczowej osiedla Rakowiec

Jak wykazano w pracy [94], duży stopień integracji zlewni przynosi istotne skrócenie czasu obliczeń, ale może również wpływać na wyniki obliczeń. Aby uniknąć

błędnych wyników symulacji, wymagany jest zwykle znaczny nakład pracy na przygotowanie danych wejściowych. W przypadku stosunkowo małego obszaru, jakim jest osiedle Rakowiec w porównaniu do powierzchni Wrocławia, oraz biorąc pod uwagę fakt, że badana sieć kanalizacji deszczowej jest stosunkowo prosta, przyjęto stopień integracji zlewni na tzw. „poziomie 0”. Poziom taki oznacza odwzorowanie wszystkich średnic kanałów sieci deszczowej oraz podział podzlewni z maksymalną możliwą dokładnością na powierzchnie cząstkowe utwardzone i nieutwardzone, przepuszczalne w różnym stopniu. Do powierzchni utwardzonych przypisano jezdnie asfaltowe  $F_{asf}$ , bruki kamienne i klinkierowe  $F_{bruk}$  oraz dachy  $F_{dach}$ . Natomiast do powierzchni nieutwardzonych przypisano parki, łąki, zieleńce i ogrody  $F_{ziel}$  [23]. Zestawienie 37 powierzchni cząstkowych  $F_i$  wraz z podziałem na powierzchnie utwardzone oraz nieutwardzone przedstawiono w tabeli 6.2. Etykiety podzlewni i numery węzłów, do których bezpośrednio odprowadzany jest opad z danej podzlewni, podano w kolejności budowy poszczególnych elementów modelu w programie SWMM.

Tabela 6.2. Zestawienie powierzchni podzlewni wraz z podziałem na powierzchnie utwardzone  $F_{utw}$  i nieutwardzone  $F_{nieutw}$  z obliczonym stopniem uszczelnienia  $F_{utw}/F_i$

Lp.	Etykieta podzlewni	Numer węzła	Powierzchnie utwardzone				Powierzchnie nieutwardzone	Całkowita powierzchnia	Stopień uszczelnienia powierzchni
			$F_{asf}$	$F_{bruk}$	$F_{dach}$	$F_{utw}$	$F_{ziel} = F_{nieutw}$	$F_i = F_{utw} + F_{nieutw}$	
			ha						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	P1	63	0,0594	0,0133	0,0000	0,0727	0,0431	0,1158	62,78
2	P2	62	0,0352	0,0084	0,0000	0,0436	0,0385	0,0821	53,11
3	P3	61	0,0400	0,0131	0,0000	0,0531	0,0354	0,0885	60,00
4	P4	59	0,0361	0,0215	0,0000	0,0576	0,0779	0,1355	42,51
5	P5	58	0,0364	0,0345	0,0171	0,088	0,0717	0,1597	55,10
6	P6	57	0,0506	0,0181	0,0000	0,0687	0,0762	0,1449	47,41
7	P7	56	0,0551	0,0847	0,0856	0,2254	0,1603	0,3857	58,44
8	P8	55	0,0408	0,0322	0,0248	0,0978	0,1075	0,2053	47,64
9	P9	53	0,0381	0,0293	0,0353	0,1027	0,0774	0,1801	57,02
10	P10	51	0,0507	0,0379	0,0400	0,1286	0,0831	0,2117	60,75
11	P11	49	0,0237	0,0188	0,0271	0,0696	0,0448	0,1144	60,84
12	P12	47	0,0437	0,0338	0,0213	0,0988	0,0343	0,1331	74,23
13	P24	45	0,0000	0,0341	0,0000	0,0341	0,1020	0,1361	25,06
14	P23	44	0,0000	0,0916	0,0510	0,1426	0,0980	0,2406	59,27
15	P21	42	0,0000	0,2584	0,1345	0,3929	0,2338	0,6267	62,69
16	P20	41	0,0000	0,0375	0,0144	0,0519	0,0463	0,0982	52,85
17	P22	39	0,0000	0,7337	0,3070	1,0407	0,9167	1,9574	53,17

cd. tabeli 6.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
18	P19	38	0,0000	0,0290	0,0191	0,0481	0,0637	0,1118	43,02
19	P13	36	0,0182	0,0830	0,0416	0,1428	0,1686	0,3114	45,86
20	P18	33	0,0390	0,0238	0,0291	0,0919	0,0513	0,1432	64,18
21	P17	32	0,0000	0,0000	0,0142	0,0142	0,0000	0,0142	100,00
22	P16	30	0,0453	0,0415	0,0118	0,0986	0,0436	0,1422	69,34
23	P15	29	0,0373	0,0181	0,0257	0,0811	0,0332	0,1143	70,95
24	P14	27	0,0235	0,0085	0,0092	0,0412	0,0186	0,0598	68,90
25	P25	25	0,0000	0,1172	0,0143	0,1315	0,0241	0,1556	84,51
26	P26	24	0,0000	0,0515	0,0000	0,0515	0,0232	0,0747	68,94
27	P27	22	0,0000	0,0602	0,0000	0,0602	0,0386	0,0988	60,93
28	P28	21	0,0000	0,1085	0,0599	0,1684	0,1512	0,3196	52,69
29	P29	19	0,0000	0,1398	0,1954	0,3352	0,2494	0,5846	57,34
30	P30	17	0,0000	0,0869	0,0000	0,0869	0,1218	0,2087	41,64
31	P31	15	0,0000	0,0938	0,0481	0,1419	0,1543	0,2962	47,91
32	P32	13	0,0000	0,1966	0,0676	0,2642	0,0997	0,3639	72,60
33	P33	10	0,0000	0,5210	0,6878	1,2088	0,2389	1,4477	83,50
34	P34	9	0,0000	0,0750	0,0000	0,075	0,0417	0,1167	64,27
35	P35	8	0,0000	0,0973	0,0000	0,0973	0,0711	0,1684	57,78
36	P36	7	0,0000	0,1025	0,0000	0,1025	0,1073	0,2098	48,86
37	P37	5	0,0000	0,0703	0,0000	0,0703	0,0850	0,1553	45,27
Suma powierzchni			0,6731	3,4254	1,9819	6,0804	4,0323	10,1127	–
Udział procentowy			6,66%	33,87%	19,60%	60,13%	39,87%	100%	–

Jak wynika z analizy powierzchni cząstkowych przedmiotowej zlewni kanalizacji deszczowej (tab. 6.2), największy udział mają tereny zielone (około 40%) oraz powierzchnie jezdni (około 35%). Powierzchnie zadaszone stanowią około 20% powierzchni zlewni. Jest to głównie osiedle domów jednorodzinnych, jednak hurtownia farmaceutyczna (podzlewnia nr 17) i INTiBS PAN (podzlewnia nr 33) mają znaczący wpływ na wielkość powierzchni zadaszonych.

Zgodnie z wytycznymi (WTP), w kanalizacji rozdzielczej minimalna prędkość przepływu dla całkowicie wypełnionych kanałów powinna wynosić 0,80 m/s. Analizując spadki kanałów w istniejącej sieci kanalizacyjnej, stwierdzono, że aż w 49 kanałach z 62 (około 80%) spadki dna są mniejsze od wymaganych i nie gwarantują wymaganej prędkości samooczyszczania się kanałów (tab. 6.3) [15]. Taki stan rzeczy prowadzić może do odkładania się osadów i zamulania kanałów. Dotyczy to zwłaszcza początkowych odcinków kolektora  $K_{D1}$  oraz początkowych odcinków kanałów bocznych  $K_{D1.1}$  i  $K_{D1.2}$ .

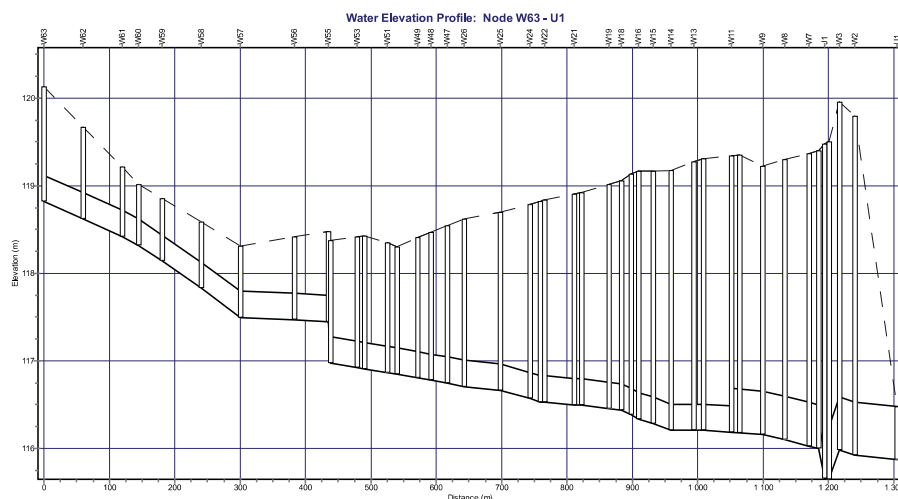
Tabela 6.3. Identyfikacja parametrów kanałów deszczowych  
(oznaczenia odcinków, długości, średnice, spadki dna i zagłębienia kanałów)

Identyfikacja kanału		Nr węzła		Długość kanału, m	Średnica kanału, m	Spadek dna kanału, ‰	Zagłębienie kanału, m		Identyfikacja kanału		Nr węzła		Długość kanału, m	Średnica kanału, m	Spadek dna kanału, ‰	Zagłębienie kanału, m	
oznaczenie	etykieta	początkowego	końcowego				w węźle początkowym	w węźle końcowym	oznaczenie	etykieta	początkowego	końcowego				w węźle początkowym	w węźle końcowym
K <sub>D1</sub>	K1	63	62	60,25	0,3	3,45	1,31	1,05	K <sub>D1.1</sub>	K32	32	31	13,79	0,3	0,53	1,59	1,59
K <sub>D1</sub>	K2	62	61	59,89	0,3	3,45	1,05	0,80	K <sub>D1.1</sub>	K33	31	30	9,75	0,3	0,36	1,59	1,59
K <sub>D1</sub>	K3	61	60	24,98	0,3	3,45	0,80	0,70	K <sub>D1.1</sub>	K34	30	29	36,52	0,3	0,36	1,59	1,60
K <sub>D1</sub>	K4	60	59	35,31	0,3	5,29	0,70	0,72	K <sub>D1.1</sub>	K35	29	28	10,72	0,3	0,36	1,60	1,60
K <sub>D1</sub>	K5	59	58	59,89	0,3	5,29	0,72	0,76	K <sub>D1.1</sub>	K36	28	27	37,47	0,3	2,69	1,60	1,81
K <sub>D1</sub>	K6	58	57	59,89	0,3	5,29	0,76	0,81	K <sub>D1.1</sub>	K37	27	26	18,42	0,3	2,69	1,81	1,91
K <sub>D1</sub>	K7	57	56	83,20	0,3	0,38	0,81	0,95	K <sub>D1</sub>	K38	26	25	54,81	0,3	0,73	1,91	2,03
K <sub>D1</sub>	K8	56	55	51,65	0,3	0,38	0,95	1,03	K <sub>D1</sub>	K39	25	24	45,23	0,3	2,28	2,03	2,22
K <sub>D1</sub>	K9	55	54	3,54	0,3	132,8	1,03	1,40	K <sub>D1</sub>	K40	24	23	16,31	0,3	2,28	2,22	2,29
K <sub>D1</sub>	K10	54	53	40,26	0,3	1,33	1,40	1,49	K <sub>D1</sub>	K41	23	22	6,85	0,3	0,48	2,29	2,31
K <sub>D1</sub>	K11	53	52	10,87	0,3	1,33	1,49	1,52	K <sub>D1</sub>	K42	22	21	45,43	0,3	0,48	2,31	2,41
K <sub>D1</sub>	K12	52	51	34,94	0,3	1,33	1,52	1,48	K <sub>D1</sub>	K43	21	20	10,83	0,3	0,48	2,41	2,42
K <sub>D1</sub>	K13	51	50	15,65	0,3	1,33	1,48	1,45	K <sub>D1</sub>	K44	20	19	41,96	0,3	0,98	2,42	2,56
K <sub>D1</sub>	K14	50	49	30,98	0,3	1,33	1,45	1,60	K <sub>D1</sub>	K45	19	18	19,39	0,3	0,98	2,56	2,62
K <sub>D1</sub>	K15	49	48	20,30	0,3	1,33	1,60	1,69	K <sub>D1</sub>	K46	18	17	14,79	0,3	3,99	2,62	2,74
K <sub>D1</sub>	K16	48	47	24,79	0,3	1,33	1,69	1,80	K <sub>D1</sub>	K47	17	16	10,33	0,3	3,99	2,74	2,83
K <sub>D1</sub>	K17	47	26	26,39	0,3	1,33	1,80	1,91	K <sub>D1</sub>	K48	16	15	22,69	0,3	2,58	2,83	2,88
K <sub>D1.2</sub>	K18	46	45	63,87	0,3	1,41	1,45	1,16	K <sub>D1</sub>	K49	15	14	27,89	0,3	2,58	2,88	2,97
K <sub>D1.2</sub>	K19	45	44	24,92	0,3	0,55	1,16	1,14	K <sub>D1</sub>	K50	14	13	34,86	0,3	0,00	2,97	3,07
K <sub>D1.2</sub>	K20	44	43	29,66	0,3	0,55	1,14	1,12	K <sub>D1</sub>	K51	13	12	14,06	0,3	0,00	3,07	3,10
K <sub>D1.2</sub>	K21	43	42	25,43	0,3	0,00	1,12	1,11	K <sub>D1</sub>	K52	12	11	42,95	0,3	0,47	3,10	3,15
K <sub>D1.2</sub>	K22	42	41	23,41	0,3	2,87	1,11	1,19	K <sub>D1</sub>	K53	11	10	12,33	0,5	0,82	3,15	3,17
K <sub>D1.2</sub>	K23	41	40	11,55	0,3	2,87	1,19	1,23	K <sub>D1</sub>	K54	10	9	35,83	0,5	0,56	3,17	3,07
K <sub>D1.2</sub>	K24	40	39	8,45	0,3	2,59	1,23	1,24	K <sub>D1</sub>	K55	9	8	34,00	0,5	1,87	3,07	3,20
K <sub>D1.2</sub>	K25	39	38	20,81	0,3	2,59	1,24	1,25	K <sub>D1</sub>	K56	8	7	36,24	0,5	1,87	3,20	3,34
K <sub>D1.2</sub>	K26	38	37	28,68	0,3	2,59	1,25	1,27	K <sub>D1</sub>	K57	7	6	15,57	0,5	1,87	3,34	3,40
K <sub>D1.2</sub>	K27	37	36	45,06	0,3	1,34	1,27	1,52	K <sub>D1</sub>	K58	6	5	8,96	2×0,3	37,95	3,40	3,82
K <sub>D1.2</sub>	K28	36	35	47,55	0,3	0,22	1,52	1,83	K <sub>D1</sub>	K60	5	4	6,62	2×0,3	1,52	3,82	3,85
K <sub>D1.2</sub>	K29	35	26	5,00	0,3	8,01	1,83	1,91	K <sub>D1</sub>	K62	4	3	15,46	0,6	22,00	3,85	3,97
K <sub>D1.1</sub>	K30	34	33	15,82	0,3	0,53	1,59	1,59	K <sub>D1</sub>	K63	3	2	23,71	0,6	2,54	3,97	3,87
K <sub>D1.1</sub>	K31	33	32	27,43	0,3	0,53	1,59	1,59	K <sub>D1</sub>	K64	2	1	64,61	0,6	0,78	3,87	1,12

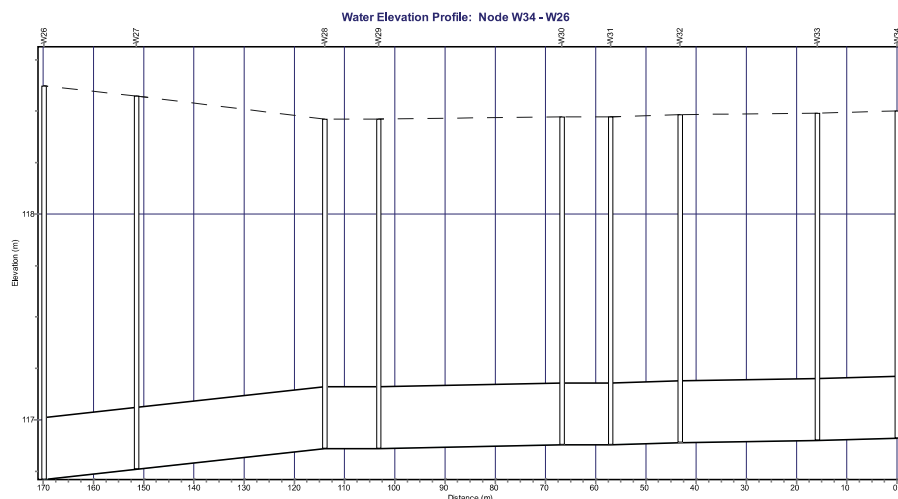


### 6.3. Ustawienia programu SWMM i wprowadzanie danych

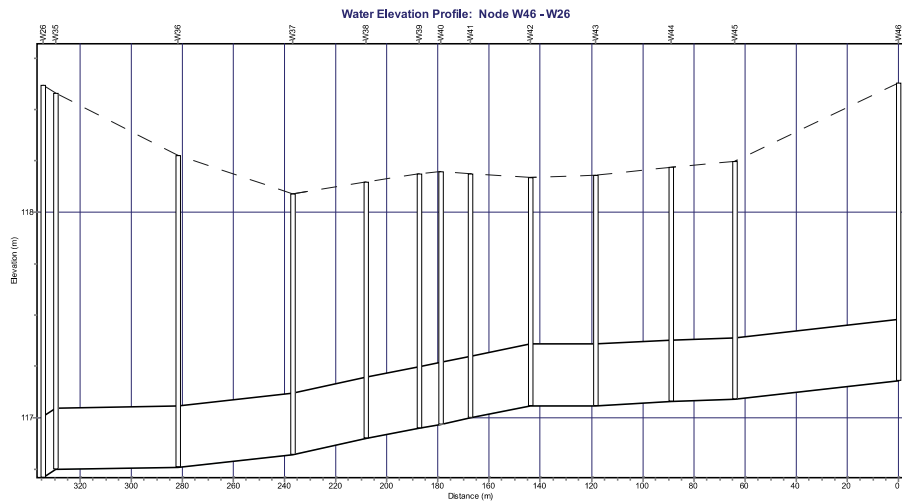
Model hydrodynamiczny działania kanalizacji deszczowej osiedla Rakowiec rozpoczęto od budowy grafu sieci na podstawie danych inwentaryzacyjnych kanałów (tab. 6.3) oraz podzewni cząstkowych (tab. 6.2). Zebrane informacje umożliwiły dokładne odwzorowanie geometrii sieci kanalizacyjnej (rys. 6.4, 5.5 i 6.6) oraz przypisanie



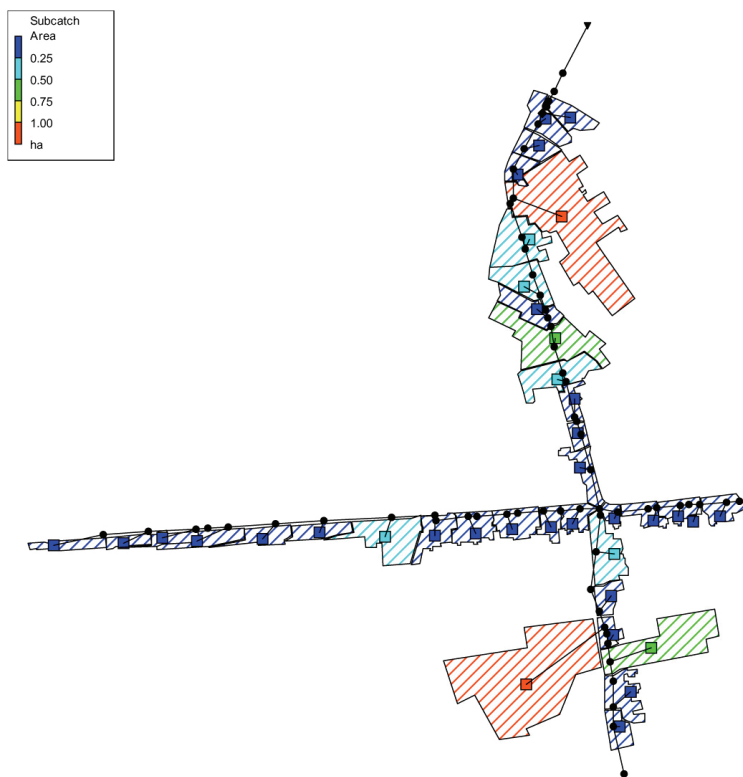
Rys. 6.4. Profil kolektora  $K_{D1}$  analizowanej kanalizacji deszczowej



Rys. 6.5. Profil kanału bocznego  $K_{D1.1}$  analizowanej kanalizacji deszczowej



Rys. 6.6. Profil kanału bocznego  $K_{D1.2}$  analizowanej kanalizacji deszczowej



Rys. 6.7. Plan powierzchni cząstkowych jako podzlewni kanałów deszczowych

poszczególnym studzienkom (węzłom obliczeniowym) konkretnych podzlewni deszczowych, tj. pola powierzchni oraz stopnia utwardzenia i spadku powierzchni (rys. 6.7). Ze względu na fakt, że wszystkie kanały w analizowanej zlewni są betonowe, przyjęto dla nich jednakowy współczynnik szorstkości Manninga na poziomie  $n = 0,013 \text{ s/m}^{1/3}$ .

Strumień ścieków opadowych dopływających ze zlewni do węzła sieci obliczany jest w programie SWMM z zastosowaniem modelu zbiornika nieliniowego (3.3). Wymaga to przypisania poszczególnym podzlewniom cząstkowym szerokości hydraulicznej  $W$ , wysokości retencji terenowej  $h_p$ , zastępczego współczynnika szorstkości  $n_p$  oraz średniego spadku powierzchni podzlewni  $i_p$ . Parametry te przedstawione w tabeli 6.4 i oszacowano na podstawie danych literaturowych oraz przeprowadzonych wizji lokalnych (poziom integracji zlewni „0”).

Tabela 6.4. Zestawienie parametrów hydraulicznych podzlewni cząstkowych

Lp.	Numer węzła	Etykieta podzlewni	Powierzchnia podzlewni	Szerokość hydrauliczna $W$	Powierzchnie utwardzone		Powierzchnie nieutwardzone		Spadek powierzchni $i_p$
			$F_i$		$h_p$	$n_p$	$h_p$	$n_p$	
			ha		mm	$\text{s/m}^{1/3}$	mm	$\text{s/m}^{1/3}$	
			4	5	6	7	8	9	10
1	63	P1	0,1158	12	1,5	0,015	6,0	0,30	5,0
2	62	P2	0,0821	14	1,5	0,015	6,0	0,30	5,0
3	61	P3	0,0885	15	1,5	0,015	6,0	0,30	5,0
4	59	P4	0,1355	28	1,5	0,015	6,0	0,30	5,0
5	58	P5	0,1597	30	1,5	0,015	6,0	0,30	3,0
6	57	P6	0,1449	21	1,5	0,015	6,0	0,30	2,0
7	56	P7	0,3857	61	1,5	0,015	6,0	0,30	3,0
8	55	P8	0,2053	33	1,5	0,015	6,0	0,30	1,0
9	53	P9	0,1801	46	1,5	0,015	6,0	0,30	2,0
10	51	P10	0,2117	66	1,5	0,015	6,0	0,30	1,0
11	49	P11	0,1144	26	1,5	0,015	6,0	0,30	2,0
12	47	P12	0,1331	38	1,5	0,015	6,0	0,30	1,0
13	45	P24	0,1361	28	3,0	0,020	6,0	0,30	5,0
14	44	P23	0,2406	50	3,0	0,020	6,0	0,30	1,0
15	42	P21	0,6267	30	3,0	0,020	6,0	0,30	1,0
16	41	P20	0,0982	34	3,0	0,020	6,0	0,30	2,0
17	39	P22	1,9574	45	3,0	0,020	6,0	0,30	2,0
18	38	P19	0,1118	29	3,0	0,020	6,0	0,30	3,0
19	36	P13	0,3114	57	3,0	0,020	6,0	0,30	3,0
20	33	P18	0,1432	41	1,5	0,015	6,0	0,30	1,0
21	32	P17	0,0142	4	1,5	0,015	6,0	0,30	1,0
22	30	P16	0,1422	44	1,5	0,015	6,0	0,30	1,0
23	29	P15	0,1143	36	1,5	0,015	6,0	0,30	1,0
24	27	P14	0,0598	21	1,5	0,015	6,0	0,30	1,0

cd. tabeli 6.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
25	25	P25	0,1556	35	3,0	0,020	6,0	0,30	2,0
26	24	P26	0,0747	30	3,0	0,020	6,0	0,30	1,0
27	22	P27	0,0988	24	3,0	0,020	6,0	0,30	2,0
28	21	P28	0,3196	55	3,0	0,020	6,0	0,30	6,0
29	19	P29	0,5846	64	3,0	0,020	6,0	0,30	8,0
30	17	P30	0,2087	31	3,0	0,020	6,0	0,30	3,0
31	15	P31	0,2962	41	3,0	0,020	6,0	0,30	5,0
32	13	P32	0,3639	65	3,0	0,020	6,0	0,30	5,0
33	10	P33	1,4477	43	3,0	0,020	6,0	0,30	2,0
34	9	P34	0,1167	39	3,0	0,020	6,0	0,30	2,0
35	8	P35	0,1684	44	3,0	0,020	6,0	0,30	2,0
36	7	P36	0,2098	44	3,0	0,020	6,0	0,30	2,0
37	5	P37	0,1553	25	3,0	0,020	6,0	0,30	1,0

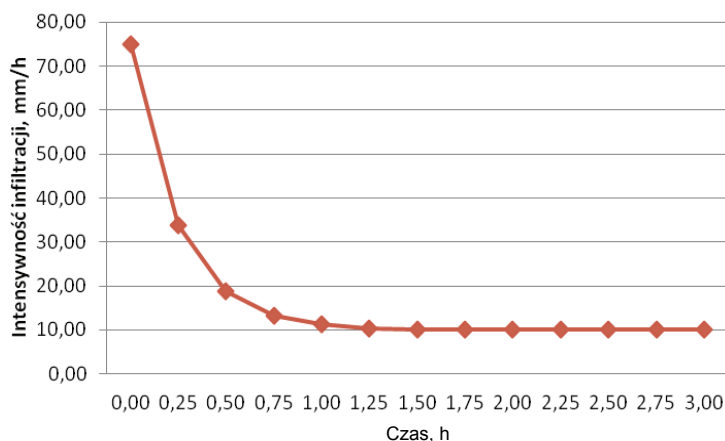
Tabela 6.5. Intensywność infiltracji wg Hortona

Lp.	Czas, min	Intensywność infiltracji, mm/h
1	0	75,00
2	10	43,37
3	20	27,13
4	30	18,80
5	40	14,52
6	50	12,32
7	60	11,19
8	70	10,61
9	80	10,31
10	90	10,16
11	100	10,08
12	110	10,04
13	120	10,02
14	130	10,01
15	140	10,01
16	150	10,00
17	160	10,00
18	170	10,00
19	180	10,00

Kolejnymi parametrami, jakie należy wprowadzić do modelu hydrodynamicznego SWMM, są dane o infiltracji dla powierzchni nieuszczelnionych. Wykorzystano tutaj dynamiczny model infiltracji Hortona (3.4). Opierając się na własnych testach terenowych oraz danych literaturowych dla powierzchni nieutwardzonych występujących na terenie zlewni, przyjęto początkową intensywność infiltracji  $f_0 = 75$  mm/h, końcową

intensywność infiltracji  $f_c = 10$  mm/h oraz stałą recesji  $k = 4$  h<sup>-1</sup>. Ponadto założono, że całkowity czas schnięcia w pełni nasyconej ziemi wynosi 7 dni. Intensywność infiltracji w modelu Hortona dla przyjętych parametrów przedstawiono w tabeli 6.5.

Krzywą infiltracji Hortona dla przyjętych parametrów przedstawiono na rysunku 6.8.

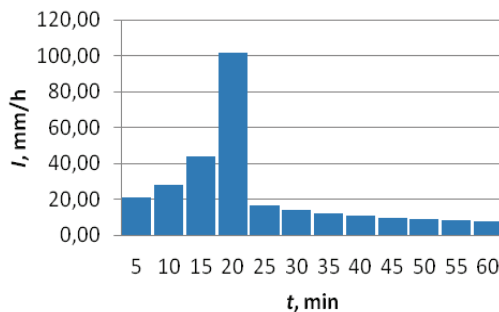


Rys. 6.8. Krzywa infiltracji Hortona dla terenów nieutwardzonych badanej zlewni

## 6.4. Badania symulacyjne działania kanalizacji deszczowej na osiedlu Rakowiec

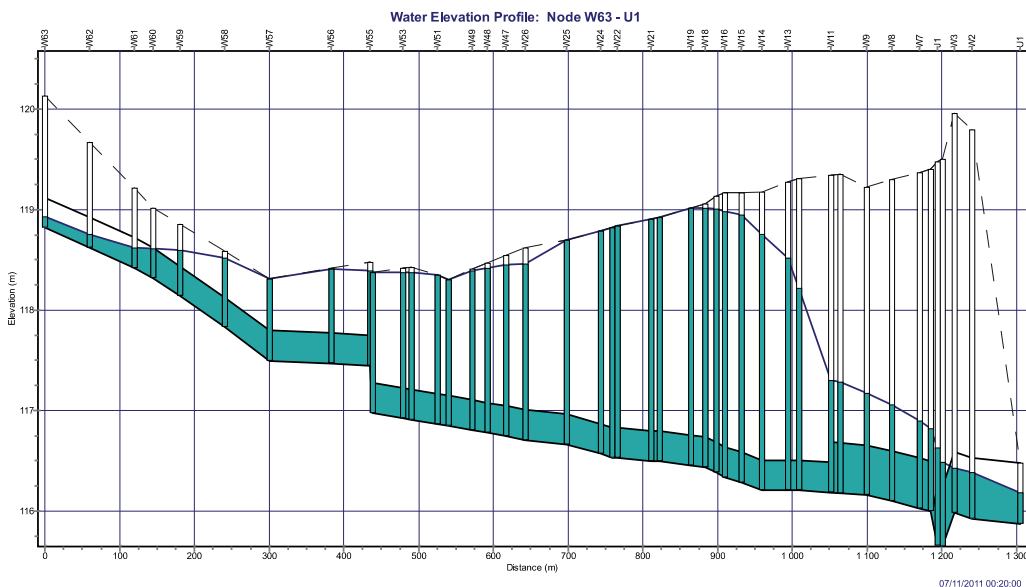
### 6.4.1. Opady modelowe Eulera o czasie trwania 60 minut

W pierwszym etapie badań do weryfikacji częstości występowania nadpiętrzeń w kanałach deszczowych na osiedlu Rakowiec zastosowano opady modelowe Eulera o częstości występowania  $C = 3$  lata (zgodnie z tab. 2.6) i czasie trwania dwukrotnie przewyższającym czas przepływu w sieci (zgodnie z ATV A-118 [5]). Z przeprowadzonych wstępnych symulacji wyznaczono średnią prędkość przepływu ścieków deszczowych na poziomie 0,7 m/s. Stosunkowo mała prędkość przepływu wynika z bardzo małych, a w części kanałów mniejszych od minimalnych zalecanych spadków dna kanałów deszczowych (tab. 6.3). Wobec tego oszacowano czas przepływu na poziomie  $t_p = 30$  min przy długości kolektora 1304,5 m. Następnie, na podstawie wzoru (2.6) na maksymalną wysokość deszczu we Wrocławiu, opracowano opad modelowy Eulera typu II o czasie trwania  $t = 60$  min (rys. 6.8).



Rys. 6.8. Opad modelowy Eulera typu II dla Wrocławia dla  $C = 3$  lata i  $t = 60$  min

Opad modelowy dla warunków wrocławskich dla  $t = 60$  min i  $C = 3$  lata ( $p = 0,33$ ) charakteryzuje się maksymalną intensywnością 101,71 mm/h, występującą pomiędzy 15. a 20. min. Wysokość opadu wynosi 23,66 mm, co odpowiada intensywności 23,66 mm/h.

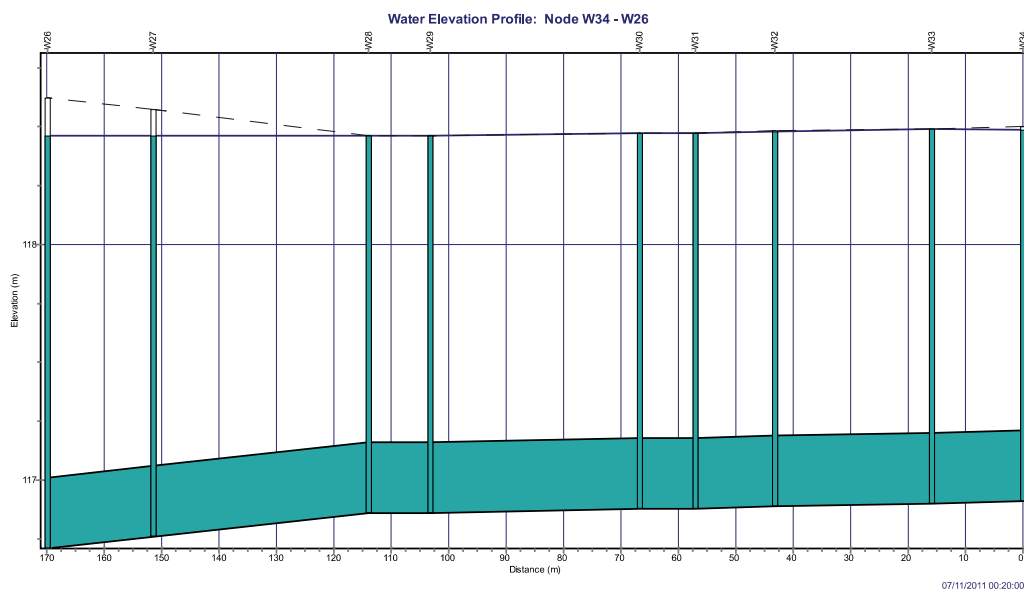


Rys. 6.9. Profil kolektora  $K_{D1}$  w 20. min trwania opadu modelowego ( $C = 3$  lata i  $t = 60$  min)

W celu weryfikacji przepustowości hydraulicznej kanalizacji deszczowej obciążono zlewnię opadem modelowym Eulera typu II. Profil kolektora  $K_{D1}$  wraz z wypełnieniami w 20. min trwania opadu przedstawiono na rysunku 6.9. Do obliczeń

hydrodynamicznych działania kanalizacji wykorzystano model fali dynamicznej (poz. 2 w tab. 3.5), pozwalający na dokładne odzwierciedlenie stanu przeciążenia sieci.

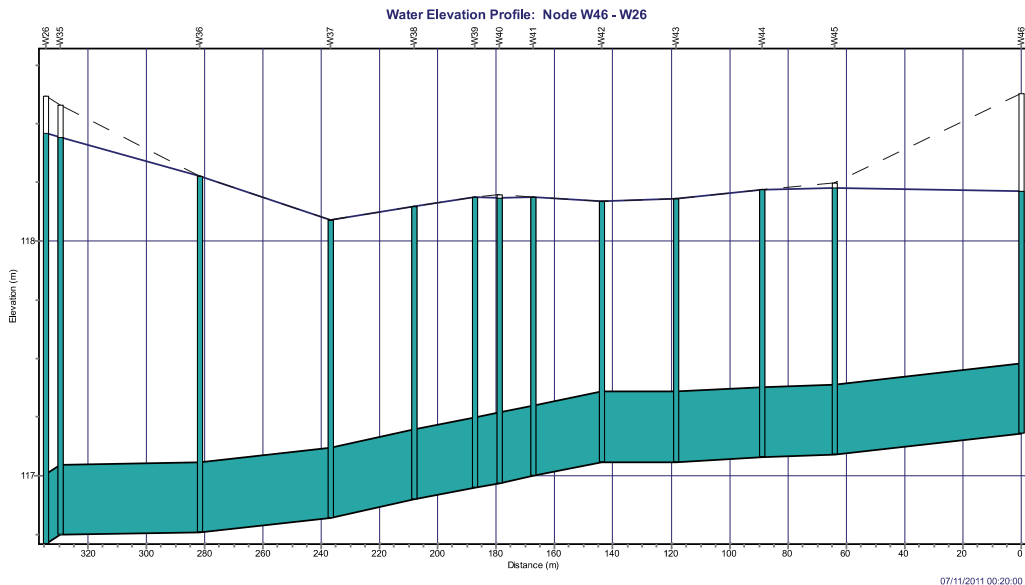
Jak wynika z rysunku 6.9, w prezentowanej chwili czasowej symulacji na całej długości kolektora  $K_{D1}$  przepływ ścieków odbywa się pod ciśnieniem (z wyjątkiem trzech początkowych i dwóch końcowych odcinków). Występują licznie miejsca krytyczne, w których poziom ścieków deszczowych osiąga poziom terenu, zwłaszcza w rejonach studzienek, jako węzłów obliczeniowych W50 i W57.



Rys. 6.10. Profil kanału bocznego  $K_{D1.1}$  w 20. min trwania opadu modelowego ( $C = 3$  lata i  $t = 60$  min)

W przypadku kanałów bocznych, przedstawionych na rysunkach 6.10 (kanał  $K_{D1.1}$ ) oraz 7.11 (kanał  $K_{D1.2}$ ), w 20. min trwania opadu modelowego, przepływ ciśnieniowy z licznymi nadpiętrzeniami do powierzchni terenu występuje już na całej długości tych kanałów.

Sumaryczna objętość ścieków, które podczas trwania opadu modelowego Eule-ra typu II (o  $C = 3$  lata i  $t = 60$  min) wylały się z sieci, wynosi  $450 \text{ m}^3$ , przy czym jako wylanie traktowano wypływ o objętości większej niż  $1,0 \text{ m}^3$  i trwający dłużej od 0,01 h. Największe symulowane wylania wystąpiły w węzłach: W37 i W42 na  $K_{D1.2}$  oraz W50 i W57 na  $K_{D1}$ . Zanotowano je łącznie w 18 węzłach (tab. 6.6).



Rys. 6.11. Profil kanału bocznego  $K_{D1,2}$  w 20. min trwania opadu modelowego ( $C = 3$  lata i  $t = 60$  min)

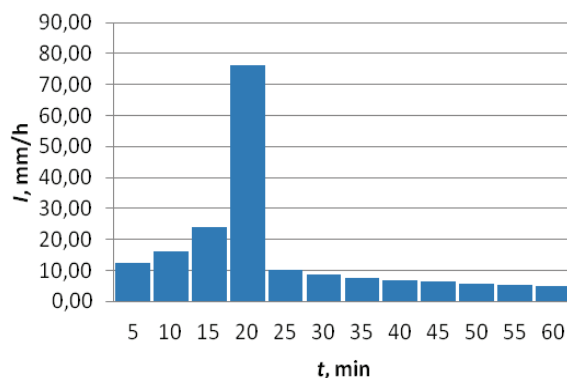
Tabela 6.6. Miejsca i objętości wylewów z kanalizacji dla opadu modelowego o  $C = 3$  lata i  $t = 60$  min

Lp.	Węzeł obliczeniowy	Czas trwania wylewów, h	Objętość wylewów, m <sup>3</sup>
1	W21	0,07	5
2	W23	0,08	2
3	W24	0,08	2
4	W29	0,10	8
5	W30	0,07	2
6	W31	0,11	7
7	W33	0,06	2
8	W34	0,02	2
9	W36	0,10	7
10	W37	0,90	178
11	W38	0,17	2
12	W42	0,84	100
13	W43	0,11	5
14	W44	0,04	2
15	W45	0,02	2
16	W50	0,22	48
17	W54	0,10	11
18	W57	0,46	65
Suma objętości wylewów			450



Analizowany system kanalizacji deszczowej nie spełnia zatem rygorystycznych wymagań normy europejskiej PN-EN 752. Wstępnie postawiono tezę, że nadpiętrzenia do poziomu terenu występować będą tutaj statystycznie częściej niż raz na 3 lata, co w konsekwencji może prowadzić do wylewów znacznie częściej niż raz na 20 lat. Przyczyn takiego stanu rzeczy należy upatrywać głównie w zbyt małych średnicach i spadkach kanałów, a więc ich niedostatecznej przepustowości hydraulicznej (spadki mniejsze od zalecanych), ale także w niekorzystnym ukształtowaniu terenu (niecki w węzłach W37 i W57).

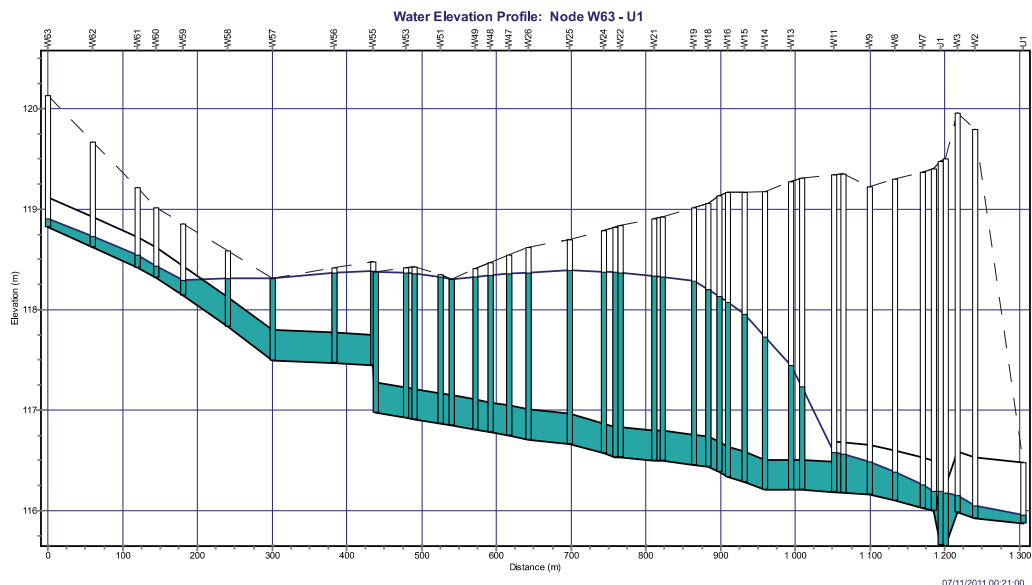
W celu określenia statystycznej częstości występowania nadpiętrzeń i wylewów w omawianej kanalizacji obciążono zlewnię opadem modelowym Eulera o częstości występowania  $C = 1$  rok i czasie trwania  $t = 60$  min (rys. 6.12). Opracowany opad modelowy charakteryzuje się maksymalną intensywnością 76,30 mm/h, występującą pomiędzy 15. a 20. min. Średnia intensywność opadu wynosi 15,38 mm/h.



Rys. 6.12. Opad modelowy Eulera typu II dla Wrocławia dla  $C = 1$  rok i  $t = 60$  min

Na rysunku 6.13 przedstawiono profil kolektora  $K_{D1}$  w 22. min czasu trwania opracowanego opadu modelowego Eulera typu II o  $C = 1$  rok i  $t = 60$  min. Pomimo znacznego zmniejszenia maksymalnej intensywności opadów deszczowych ze 101,71 mm/h do 76,30 mm/h w porównaniu z  $C = 3$  lata dla  $t = 60$  min, kolektor w dalszym ciągu działa pod ciśnieniem na znacznej swej długości. Nadpiętrzenia względem sklepień kanałów w środkowej części kolektora  $K_{D1}$  przekraczają metr wysokości.

Występują również nadpiętrzenia do poziomu terenu zestawione dla kolektora i kanałów bocznych w tabeli 6.7. Podobnie jak w przypadku opadu modelowego o częstości występowania  $C = 3$  lata największa objętość wylewów występuje w węźle obliczeniowym – studziencie W37 na  $K_{D1,2}$  oraz znacznie mniejsza w studziencie W57 na  $K_{D1}$ .



Rys. 6.13. Profil kolektora  $K_{D1}$  w 21. min trwania opadu modelowego ( $C = 1$  rok i  $t = 60$  min)

Tabela 6.7. Miejsca i objętości wylewów z kanalizacji dla deszczu  $C = 1$  rok i  $t = 60$  min

Lp.	Węzeł obliczeniowy	Czas trwania wylewów, h	Objętość wylewów, $m^3$
1	W34	0,02	2
2	<b>W37</b>	<b>0,73</b>	<b>95</b>
3	W42	0,49	14
4	W43	0,04	2
5	W50	0,10	11
6	<b>W57</b>	<b>0,14</b>	<b>14</b>
Suma objętości wylewów			138

Sumaryczna objętość ścieków, które podczas trwania deszczu modelowego Eulera typu II o  $C = 1$  rok i  $t = 60$  min wylały się z sieci, wynosi  $138 m^3$ . Tym razem wylania zanotowano już tylko w 6 węzłach (tab. 6.7).

Z przeprowadzonej analizy działania kanalizacji dla  $C = 1$  rok wynika, że nadpiętrzenia do powierzchni terenu i wylewy będą występowały nawet kilka razy w roku, co potwierdzają obserwacje mieszkańców omawianego osiedla. W celu wyznaczenia statystycznej częstości wystąpienia nadpiętrzeń do poziomu terenu należy więc symulować działanie sieci przy deszczach zdarzających się częściej niż raz w roku.

Opracowany dla Wrocławia probabilistyczny model opadów maksymalnych (2.6) obejmuje zakresem stosowalności deszcze o częstości występowania od  $C = 1$  rok do  $C = 100$  lat. Nie nadaje się więc do wyznaczenia wysokości opadu deszczu o powtarzalności rzędu kilka razy w roku. Podjęto się zatem wyznaczenia wzoru fizycznego na maksymalną wysokość deszczu, zdarzającego się kilka razy w roku ( $C < 1$ ) i czasie trwania do 2 h. Do tego celu wykorzystano archiwalny materiał pluwiograficzny z 50 lat ciągłych pomiarów opadów deszczu na stacji Wrocław-Strachowice z lat 1960–2009 [53]. Analizowano jednak nie pierwsze 50 największych szeregów czasowych (od  $C = 50$  do  $C = 1$ ), lecz deszcze znajdujące się na dalszych pozycjach o numerach: 100 ( $C = 0,5$ , zdarzający się 2 razy w roku), 150 ( $C = 0,333$ , 3 razy w roku), 200 ( $C = 0,25$ , 4 razy w roku), 250 ( $C = 0,2$ , 5 razy w roku), 300 ( $C = 0,167$ , 6 razy w roku), 350 ( $C = 0,143$ , 7 razy w roku), 400 ( $C = 0,125$ , 8 razy w roku), 450 ( $C = 0,111$ , 9 razy w roku) oraz 500 ( $C = 0,1$ , 10 razy w roku). Zestawienie danych pomiarowych przedstawiono w tabeli 6.8.

Tabela 6.8. Uszeregowanie wysokości opadów ( $h$ , mm) w przedziałach czasu trwania z 50 lat obserwacji we Wrocławiu

Numer wiersza	Częstość $C$ , lata	Czas trwania opadu, min							
		5	10	15	30	45	60	90	120
100	0,500	4,5	6,6	7,7	9,6	10,3	10,9	12,8	13,7
150	0,333	3,4	5,2	6,2	7,8	8,8	9,1	10,1	11,2
200	0,250	3,0	4,4	5,2	6,3	7,3	7,4	8,6	9,4
250	0,200	2,6	3,8	4,5	5,4	6,0	6,4	7,2	7,9
300	0,167	2,2	3,3	3,9	4,6	5,1	5,1	5,5	5,7
350	0,143	2,0	2,8	3,3	3,9	4,1	–	–	–
400	0,125	1,5	2,3	2,6	3,2	–	–	–	–
450	0,111	1,0	1,6	2,0	–	–	–	–	–
500	0,100	0,6	0,8	0,9	–	–	–	–	–

Na podstawie danych z tabeli 6.8 dla każdego z analizowanego czasu trwania opadu (od  $t = 5$  do  $t = 120$  min) wyestymowano współczynniki  $a$  oraz  $b$  do równania postaci:

$$h(C) = a - b \ln C \quad (6.1)$$

Zestawienie wyznaczonych wartości współczynników  $a$  oraz  $b$  przedstawiono w tabeli 6.9.

Następnie wyznaczono zależności obu współczynników od czasu trwania opadu, uzyskując odpowiednio przy  $R^2 = 0,993$  i  $0,991$ :

$$a(t) = 0,0645 + 3,824 \ln(t) \quad (6.2)$$

$$b(t) = 0,00415 - 1,430 \ln(t) \quad (6.3)$$

Tabela 6.9. Wyniki estymacji wartości współczynników  $a$  oraz  $b$  równania (6.1)

Czas $t$ , min	Współczynnik		$R^2$
	$a$	$b$	
5	6,089	-2,251	0,972
10	8,995	-3,314	0,981
15	10,662	-3,957	0,972
30	13,247	-4,975	0,975
45	14,453	-5,364	0,978
60	15,029	-5,570	0,986
90	17,292	-6,424	0,991
120	18,805	-7,012	0,978

Ostatecznie otrzymano wzór fizyczny na maksymalną wysokość opadów we Wrocławiu, o zakresie stosowalności dla  $C < 1$ :

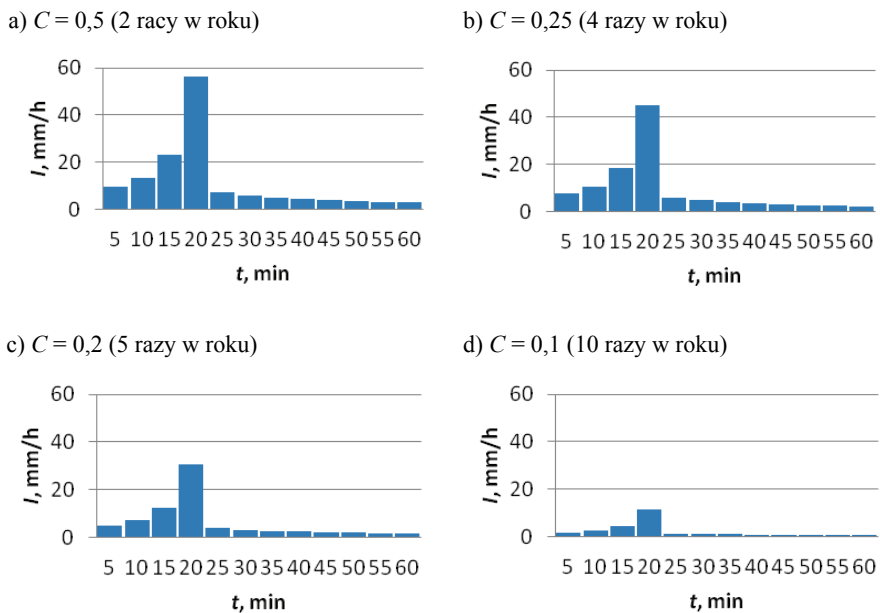
$$h(t, C) = 0,0645 + 3,824 \ln(t) + (0,00415 - 1,430 \ln(t)) \ln C \quad (6.4)$$

Kolejnym krokiem było obliczenie intensywności opadów modelowych Eulera typu II o czasie trwania  $t = 60$  min dla  $C < 1$ , w oparciu o wzór fizyczny (6.4). Zestawienie wyników przedstawiono w tabeli 6.10.

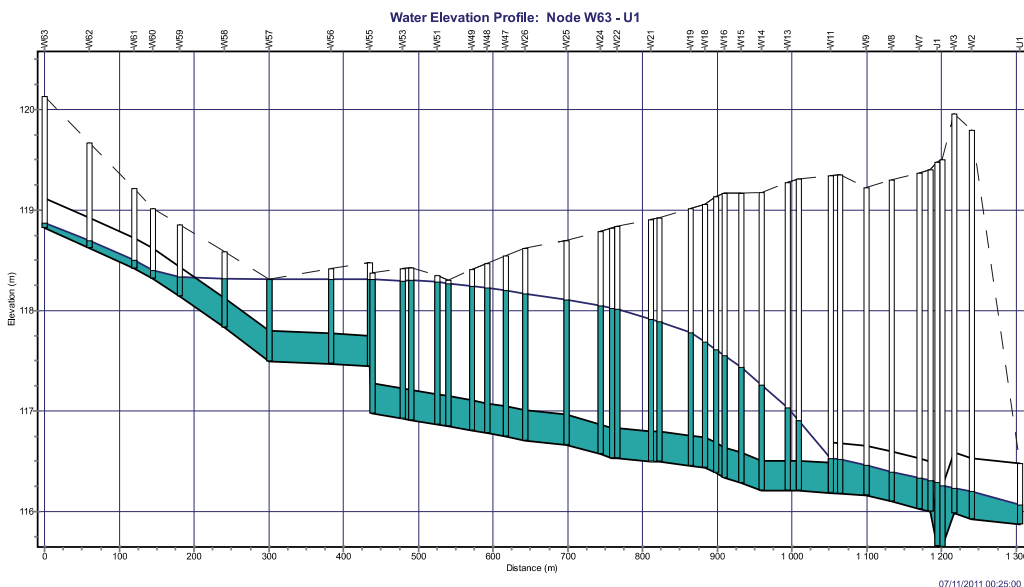
Tabela 6.10. Intensywność ( $I$ , mm/h) opadów modelowych Eulera typu II dla wybranych częstości występowania  $C$ 

Czas $t$ , min	Częstość $C$ , lata								
	0,500	0,333	0,250	0,200	0,167	0,143	0,125	0,111	0,100
5	9,78	7,77	6,36	5,26	4,37	3,60	2,94	2,35	1,84
10	13,79	10,96	8,96	7,41	6,16	5,08	4,14	3,32	2,59
15	23,57	18,73	15,32	12,67	10,53	8,68	7,08	5,67	4,43
20	<b>55,46</b>	<b>44,22</b>	<b>36,29</b>	<b>30,11</b>	<b>25,13</b>	<b>20,83</b>	<b>17,11</b>	<b>13,83</b>	<b>10,94</b>
25	7,59	6,03	4,93	4,08	3,39	2,79	2,28	1,82	1,43
30	6,20	4,93	4,03	3,33	2,77	2,28	1,86	1,49	1,16
35	5,24	4,17	3,41	2,82	2,34	1,93	1,57	1,26	0,98
40	4,54	3,61	2,95	2,44	2,03	1,67	1,36	1,09	0,85
45	4,00	3,18	2,60	2,15	1,79	1,48	1,20	0,96	0,75
50	3,58	2,85	2,33	1,93	1,60	1,32	1,08	0,86	0,67
55	3,24	2,58	2,11	1,74	1,45	1,19	0,97	0,78	0,61
60	2,96	2,35	1,92	1,59	1,32	1,09	0,89	0,71	0,56

Interpretację graficzną opadów modelowych Eulera typu II dla wybranych częstości – powtarzalności statystycznej występowania deszczu w roku ( $C = 0,5; 0,25; 0,2$  i  $0,1$ ) przedstawiono na rysunkach 6.14a, b, c i d.



Rys. 6.14. Opady modelowe Eulera typu II dla  $C < 1$  rok i  $t = 60$  min



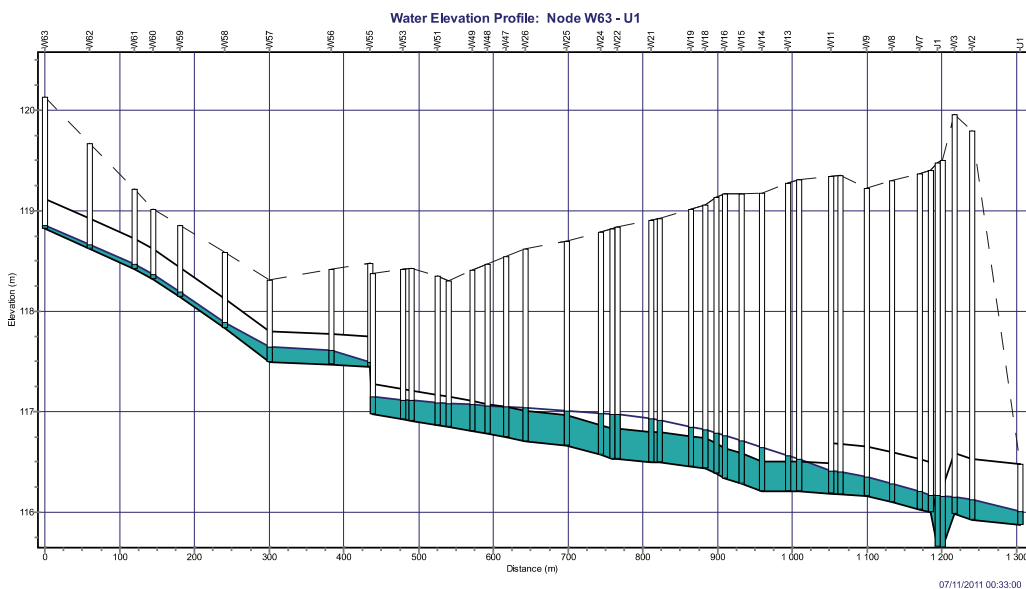
Rys. 6.15. Profil kolektora  $K_{D1}$  w 25. min trwania opadu modelowego ( $C = 0,5$  i  $t = 60$  min)

W pierwszej kolejności kanalizację deszczową obciążono opadem modelowym zdarzającym się dwa razy w roku ( $C = 0,5$ ), o czasie trwania  $t = 60$  min. Na rysunku 6.15 przedstawiono profil kolektora  $K_{D1}$  w 25. min trwania opadu modelowego.

W wyniku zmniejszenia się intensywności deszczu modelowego nastąpiła wyraźna poprawa warunków hydraulicznych działania sieci. Jednak w węzłach W37 i W57 występują w dalszym ciągu nadpiętrzenia do poziomu terenu i wylania (tab. 6.11). Sumaryczna objętość ścieków, które podczas trwania opadu modelowego Eulera typu II o  $C = 0,5$  i  $t = 60$  min wylały się z sieci, zmniejszyła się do  $39 \text{ m}^3$ . Dla  $C = 1$  rok i  $t = 60$  min wylania o objętości  $138 \text{ m}^3$  wystąpiły w 6 węzłach (tab. 6.7).

Tabela 6.11. Miejsca i objętości wylewów z kanalizacji dla deszczu o  $C = 0,5$  lat i  $t = 60$  minut

Lp.	Węzeł obliczeniowy	Czas trwania wylewów, h	Objętość wylewów, $\text{m}^3$
1	W37	0,38	35
2	W57	0,11	4
Suma objętości wylewów			39



Rys. 6.16. Profil kolektora  $K_{D1}$  w 33. min trwania opadu modelowego ( $C = 0,25$  lat i  $t = 60$  min)

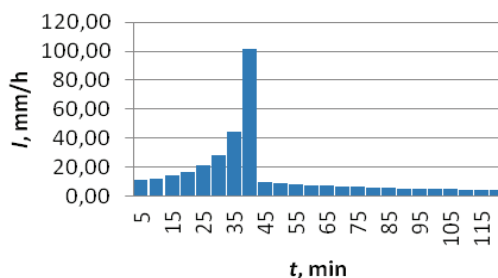
W przypadku pozostałych opadów modelowych występujących częściej niż 2 razy w roku ( $C = 0,25; 0,2$  i  $0,1$ ) symulacje hydrodynamiczne wykazały brak nadpiętrzeń do poziomu terenu we wszystkich węzłach obliczeniowych (studzienkach). Dla przykładu, na rysunku 6.16 przedstawiono profil kolektora  $K_{D1}$  w 33. min trwania opadu modelowego o częstotliwości występowania  $C = 0,25$  (tj. 4 razy w roku).

W przypadku deszczu modelowego o  $C = 0,25$  roku i  $t = 60$  min sieć kanalizacyjna działa na większości odcinków ze swobodnym zwierciadłem ścieków. Chwilowe nadpiętrzenie ma 20 cm powyżej sklepień kanałów (działanie pod ciśnieniem) występuje jedynie na około 1/4 długości kolektora  $K_{D1}$ .

### 6.4.2. Opady modelowe Eulera o czasie trwania 120 minut

Na podstawie wniosków wyprowadzonych z badań symulacyjnych działania przykładowej sieci kanalizacyjnej (zwymiarowanej w III wariantcie) dla modelowej zlewni deszczowej o powierzchni 154 ha (rozdz. 4), w drugim etapie badań działania rzeczywistej kanalizacji deszczowej na osiedlu Rakowiec zastosowano opady modelowe o czasie trwania czterokrotnie dłuższym niż czas przepływu ścieków deszczowych w kolektorze. Opady takie powinny powodować większą objętość wylewów, co należało sprawdzić w symulacjach.

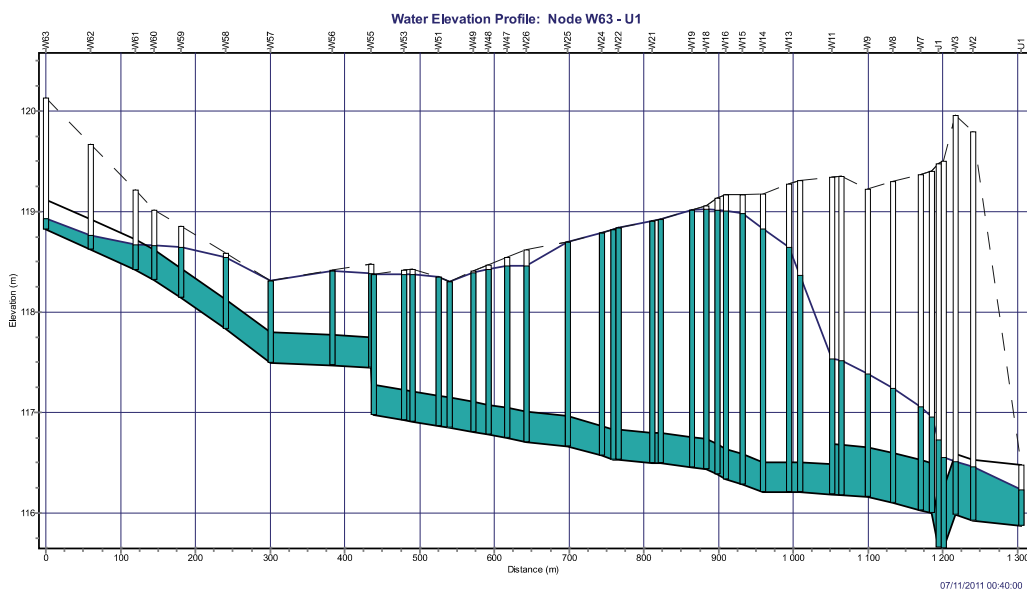
Na podstawie wzoru (2.6) na maksymalną wysokość deszczu we Wrocławiu opracowano więc opad modelowy Eulera typu II o czasie trwania  $t = 120$  min i  $C = 3$  lata (rys. 6.17).



Rys. 6.17. Opad modelowy Eulera typu II dla Wrocławia dla  $C = 3$  lata i  $t = 120$  min

Opad modelowy dla warunków wrocławskich dla  $t = 120$  min i  $C = 3$  lata ( $p = 0,33$ ) charakteryzuje się maksymalną intensywnością 101,71 mm/h pomiędzy 35. a 40. min. Wysokość opadu wynosi 29,08 mm, co odpowiada średniej intensywności 14,54 mm/h.

W celu weryfikacji przepustowości hydraulicznej kanalizacji deszczowej obciążono zlewnię opadem modelowym Eulera typu II. Profil kolektora  $K_{D1}$  wraz z wypełnieniami w 40. min trwania opadu przedstawiono na rysunku 6.18. Do obliczeń hydrodynamicznych działania kanalizacji wykorzystano model fali dynamicznej umożliwiającą dokładne odzwierciedlenie stanów przeciążenia sieci.



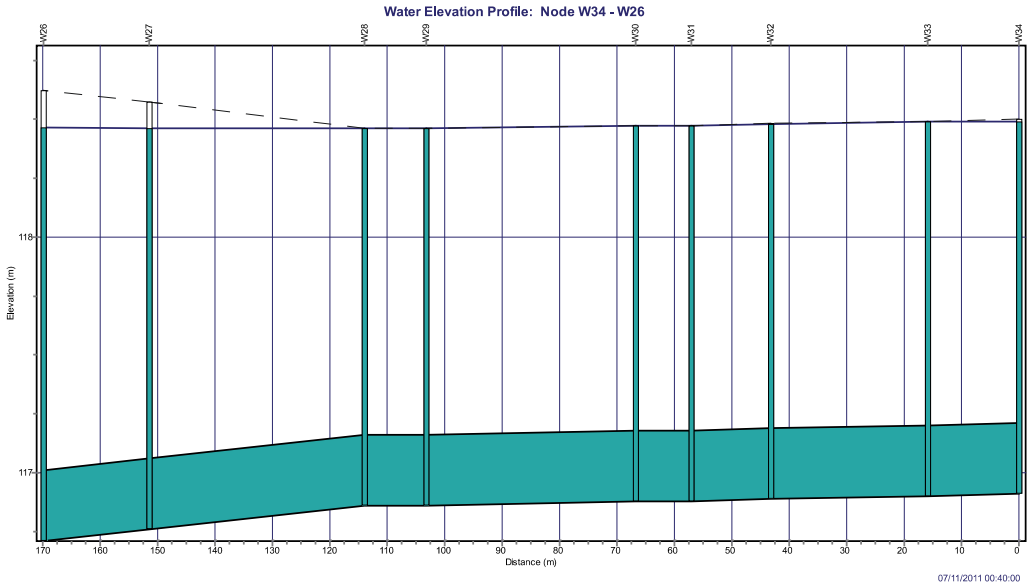
Rys. 6.18. Profil kolektora  $K_{D1}$  w 40. min trwania opadu modelowego Eulera

Jak wynika z rysunku 6.18, na znacznej długości środkowej części kolektora przepływ ścieków odbywa się pod ciśnieniem. Obserwuje się ponadto występowanie miejsc krytycznych, w których poziom ścieków deszczowych osiąga poziom terenu, zwłaszcza w rejonach studzienek W50 i W57. Początkowa oraz końcowa część kolektora pracuje natomiast ze swobodnym zwierciadłem ścieków (bez ciśnienia).

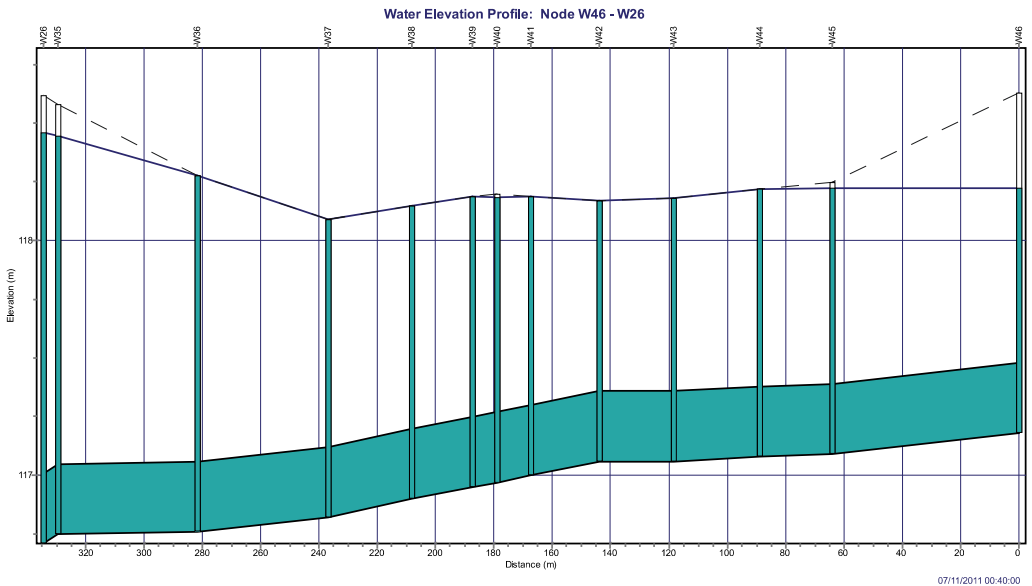
W przypadku kanałów bocznych przedstawionych na rysunkach 6.19 (kanał  $K_{D1.1}$ ) oraz 6.20 (kanał  $K_{D1.2}$ ), w 40. min trwania opadu modelowego przepływ ciśnieniowy występuje na całej długości tych kanałów.

Sumaryczna objętość ścieków, które podczas trwania opadu modelowego Eulera typu II (o  $C = 3$  lata i  $t = 120$  min) wylały się z sieci, wynosi  $537 \text{ m}^3$ , przy czym jako wylanie traktowano wypływ o objętości większej niż  $1,0 \text{ m}^3$  i trwający dłużej jak 0,01 h. Największe symulowane wylania nastąpiły w węzłach W37, W42, W50 i W57. Zanotowano je łącznie w 17 węzłach (tab. 6.12).





Rys. 6.19. Profil kanału bocznego  $K_{D1,1}$  w 40. min trwania opadu modelowego



Rys. 6.20. Profil kanału bocznego  $K_{D1,2}$  w 40. min trwania opadu modelowego

Tabela 6.12. Miejsca i objętości wylewów z kanalizacji dla opadu modelowego ( $C = 3$  lata,  $t = 120$  min)

Lp.	Węzeł obliczeniowy	Czas trwania wylewów, h	Objętość wylewów, m <sup>3</sup>
1	W20	0,07	3
2	W21	0,09	7
3	W23	0,09	3
4	W24	0,09	3
5	W28	0,10	2
6	W29	0,13	10
7	W30	0,13	3
8	W31	0,14	7
9	W36	0,13	9
10	<b>W37</b>	<b>1,40</b>	<b>195</b>
11	W38	0,26	4
12	W39	0,25	13
13	<b>W42</b>	<b>1,05</b>	<b>119</b>
14	W43	0,19	7
15	<b>W50</b>	<b>0,27</b>	<b>64</b>
16	W54	0,13	11
17	<b>W57</b>	<b>0,41</b>	<b>77</b>
Suma objętości wylewów			<b>537</b>

Analizowany system kanalizacji deszczowej, obciążony opadem modelowym Eulera typu II o czasie trwania  $t = 120$  min i częstotliwości występowania  $C = 3$  lata, w jeszcze większym stopniu nie spełnia wymagań normy europejskiej PN-EN 752 w porównaniu do obciążenia deszczem modelowym o  $C = 3$  lata i  $t = 60$  min. Wzrost objętości wylewów wynosi prawie 20% (z 450 m<sup>3</sup> do 537 m<sup>3</sup>).

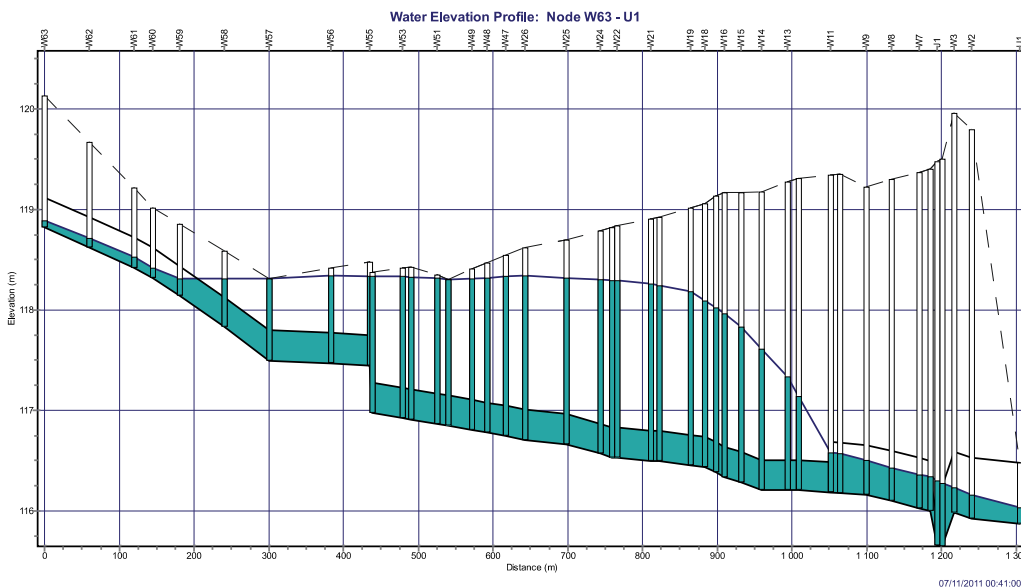
Do wyznaczenia statystycznej częstotliwości występowania nadpiętrzeń do poziomu terenu obliczono intensywność przedziałową opadów modelowych Eulera typu II o czasie trwania  $t = 120$  min dla częstotliwości występowania  $C < 1$  rok, z wykorzystaniem wzoru fizykalnego (6.4). Zestawienie wyników przedstawiono w tabeli 6.13.

Tabela 6.13. Intensywność ( $I$ , w mm/h) opadów modelowych Eulera typu II dla wybranych częstotliwości występowania  $C$

Czas $t$ , min	Częstość opadu $C$ , lata								
	0,500	0,333	0,250	0,200	0,167	0,143	0,125	0,111	0,100
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	4,54	3,61	2,95	2,44	2,03	1,67	1,36	1,09	0,85
10	5,24	4,17	3,41	2,82	2,34	1,93	1,57	1,26	0,98
15	6,20	4,93	4,03	3,33	2,77	2,28	1,86	1,49	1,16
20	7,59	6,03	4,93	4,08	3,39	2,79	2,28	1,82	1,43
25	9,78	7,77	6,36	5,26	4,37	3,60	2,94	2,35	1,84
30	13,79	10,96	8,96	7,41	6,16	5,08	4,14	3,32	2,59

cd. tabeli 6.13

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
35	23,57	18,73	15,32	12,67	10,53	8,68	7,08	5,67	4,43
40	<b>55,46</b>	<b>44,22</b>	<b>36,29</b>	<b>30,11</b>	<b>25,13</b>	<b>20,83</b>	<b>17,11</b>	<b>13,83</b>	<b>10,94</b>
45	4,00	3,18	2,60	2,15	1,79	1,48	1,20	0,96	0,75
50	3,58	2,85	2,33	1,93	1,60	1,32	1,08	0,86	0,67
55	3,24	2,58	2,11	1,74	1,45	1,19	0,97	0,78	0,61
60	2,96	2,35	1,92	1,59	1,32	1,09	0,89	0,71	0,56
65	2,72	2,16	1,77	1,46	1,22	1,00	0,82	0,65	0,51
70	2,52	2,00	1,64	1,35	1,13	0,93	0,76	0,61	0,47
75	2,35	1,86	1,53	1,26	1,05	0,86	0,70	0,56	0,44
80	2,19	1,74	1,43	1,18	0,98	0,81	0,66	0,53	0,41
85	2,06	1,64	1,34	1,11	0,92	0,76	0,62	0,50	0,39
90	1,94	1,54	1,26	1,04	0,87	0,72	0,58	0,47	0,37
95	1,84	1,46	1,20	0,99	0,82	0,68	0,55	0,44	0,35
100	1,74	1,39	1,13	0,94	0,78	0,64	0,52	0,42	0,33
105	1,66	1,32	1,08	0,89	0,74	0,61	0,50	0,40	0,31
110	1,58	1,26	1,03	0,85	0,71	0,58	0,48	0,38	0,30
115	1,51	1,20	0,98	0,81	0,68	0,56	0,45	0,36	0,28
120	1,45	1,15	0,94	0,78	0,65	0,53	0,43	0,35	0,27



Rys. 6.21. Profil kolektora K<sub>D1</sub> w 41. min trwania opadu modelowego  
( $C = 0,5$  i  $t = 120$  min)

Na rysunku 6.21 przedstawiono dla przykładu profil kolektora  $K_{D1}$  w 41. min trwania opadu modelowego o statystycznej częstości występowania  $C = 0,5$  (czyli dwa razy w roku) i czasie trwania  $t = 120$  min. Na znacznej długości kolektora występują nadpiętrzenia powyżej sklepień kanałów, w tym do poziomu terenu.

Sumaryczna objętość ścieków, które podczas trwania deszczu modelowego ( $C = 0,5$  i  $t = 120$  min) wylały się z sieci, wynosi  $74 \text{ m}^3$  (tab. 6.14). Wylania zanotowano łącznie w 5 węzłach: W37, W42, W43, W50 i W57 (dla  $C = 0,5$  i  $t = 60$  min było to  $39 \text{ m}^3$  w węzłach W37 i W57).

Tabela 6.14. Miejsca i objętości wylewów z kanalizacji dla deszczu o  $C = 0,5$  lat i  $t = 120$  min

Lp.	Węzeł obliczeniowy	Czas trwania wylewów, h	Objętość wylewów, $\text{m}^3$
1	W37	0,38	49
2	W42	0,16	4
3	W43	0,04	2
4	W50	0,06	5
5	W57	0,15	14
Suma objętości wylewów			74

Dalsze zmniejszanie częstości występowania opadów modelowych powoduje zmniejszanie objętości wylewów. Przykładowo, dla deszczu modelowego o  $C = 0,33$ , tj. występującego 3 razy w roku, i  $t = 120$  min wylanie o objętości  $11 \text{ m}^3$  wystąpiło już tylko w węźle W37, a dla deszczu o częstości występowania  $C = 0,25$  lub mniejszej, nie odnotowano już wylewów z kanałów.

## 6.5. Wnioski z analiz działania przedmiotowej sieci kanalizacyjnej

W pierwszym etapie badań do weryfikacji częstości występowania nadpiętrzeń w kanałach deszczowych na osiedlu Rakowiec zastosowano opady modelowe Eulera o częstości występowania  $C = 3$  lata i czasie trwania dwukrotnie przekraczającym czas przepływu w sieci (według ATV A-118). Oszacowano średnią prędkość przepływu ścieków deszczowych na poziomie  $0,7 \text{ m/s}$ , a czas przepływu w sieci na około  $t_p = 30$  min. Następnie opracowano, na podstawie wzoru na maksymalną wysokość deszczu we Wrocławiu, opad modelowy Eulera typu II o czasie trwania  $t = 2t_p = 60$  min. W wyniku przeprowadzonych symulacji (SWMM) stwierdzono, że analizowany system kanalizacji deszczowej nie spełnia rygorystycznych wymagań normy europejskiej PN-EN 752. Nadpiętrzenia do poziomu terenu występują statystycznie

częściej niż 1 raz na 3 lata, co w konsekwencji będzie prowadzić do wylewów z kanałów częściej niż 1 raz na 20 lat. Przyczyn takiego stanu rzeczy należy upatrywać głównie w zbyt małych średnicach i spadkach kanałów, a więc ich niedostatecznej przepustowości hydraulicznej, ale także w niekorzystnym ukształtowaniu terenu (niecki). Stwierdzono również, że nadpiętrzenia i wylewy z kanałów występują już przy opadach modelowych występujących 2 razy w roku dla  $t = 60$  min, a zanikają dopiero przy częstotliwości występowania 4 razy w roku.

W drugim etapie badań potwierdzono, że wydłużenie czasu trwania opadu modelowego Eulera z  $t = 2t_p$  do  $t = 4t_p$  powoduje istotny zwiększenie objętości wylewów z kanałów. Mianowicie, analizowany system kanalizacji deszczowej obciążony opadem modelowym Eulera typu II o czasie trwania  $t = 120$  min i częstotliwości występowania  $C = 3$  lata, w jeszcze większym stopniu nie spełnia wymagań europejskiej normy PN-EN 752, w porównaniu do obciążenia opadem modelowym o czasie trwania  $t = 60$  min i  $C = 3$  lata przy wzroście objętości wylewów z  $450 \text{ m}^3$  do  $537 \text{ m}^3$ . Wówczas też nadpiętrzenia i wylewy z kanałów występują nawet przy opadach modelowych występujących trzy razy w roku, ale zanikają już przy częstotliwości występowania 4 razy w roku, co jest zgodne z rezultatami badań osiągniętych w pierwszym etapie dla  $C = 0,25$  roku i  $t = 60$  min, a także pokrywa się z obserwacjami mieszkańców osiedla Rakowiec („wylania kilka razy w roku”).

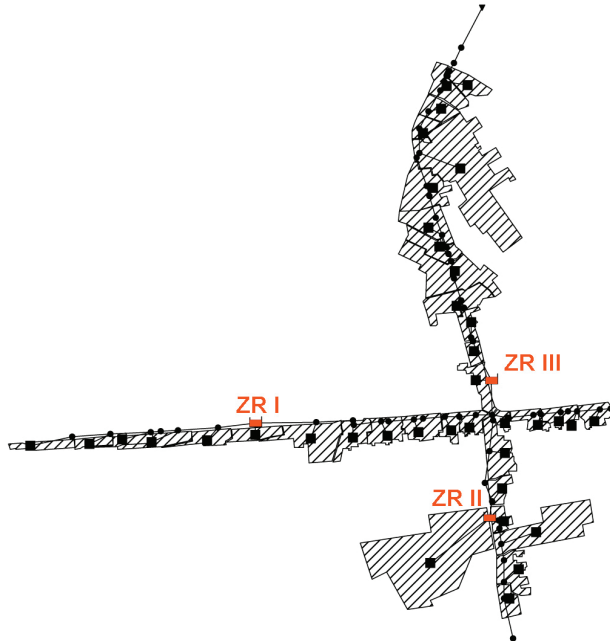
Naukowym osiągnięciem w tym rozdziale pracy było wykazanie, że:

- wydłużanie czasu trwania  $t$  opadów modelowych Eulera typu II w zakresie od  $t = 2t_p$  do  $t = 4t_p$  powoduje istotny wzrost liczby węzłów z nadpiętrzeniami powyżej powierzchni terenu i zwiększenie objętości wylewów z kanałów;
- wydłużenie czasu trwania opadów modelowych ponad czterokrotną wartość czasu przepływu  $t_p$  ścieków w sieci, tj. przy  $t = 4t_p$ , nie zmienia już praktycznie wyników symulacji, co wykazano na przykładzie działania rzeczywistej i modelowej (rozdz. 4) kanalizacji deszczowej w warunkach wrocławskich.

## 6.6. Propozycje modernizacji kanalizacji deszczowej na osiedlu Rakowiec

W wyniku przeprowadzonych symulacji hydrodynamicznych działania kanalizacji deszczowej na osiedlu Rakowiec we Wrocławiu stwierdzono, że nadpiętrzenia do poziomu terenu występują statystycznie 3 razy w roku, czyli znacznie częściej niż zalecane – 1 raz na 3 lata. W konsekwencji prowadzić to będzie do znacznych objętościowo wylewów częściej niż 1 raz na 20 lat. Tym samym wskazano na pilną potrzebę modernizacji przedmiotowej kanalizacji, w dostosowaniu do wymagań PN-EN 752:2008.

W celu odciążenia hydraulicznego istniejącej kanalizacji deszczowej osiedla Rakowiec zaproponowano zastosowanie kilku przepływowych zbiorników retencyjnych o konstrukcji ziemnej (odkrytej), zlokalizowanych w nieckach terenowych, w rejonach występowania znacznych wylewów z kanałów stwierdzonych dla częstości opadów modelowych  $C = 3$  lata (tab. 6.12). Wariantowano więc liczbę i lokalizację zbiorników ze względu na wymaganą minimalną objętość retencyjną i jednocześnie brak występowania nadpiętrzeń do poziomu terenu w sieci. Ostatecznie zaproponowano zastosowanie trzech zbiorników zlokalizowanych w pobliżu węzłów W57-ZR I i W39-ZR II oraz W25-ZR III (rys. 6.22).



Rys. 6.22. Lokalizacja zbiorników retencyjnych w zlewni osiedla Rakowiec

Objętość retencyjną zbiorników obliczono metodą granicznych natężeń z wykorzystaniem metody Błaszczyka [11, 43], podanej w p. 2.3.3. Metoda ta polega na obliczaniu objętości czynnej  $V$  zbiornika na bazie parametrów hydrologicznych zlewni i hydraulicznych sieci kanalizacyjnej doprowadzającej ścieki do zbiornika, tj. miarodajnego strumienia deszczu  $Q_{dm}(C, H, t_d, F_{zr})$  dla zlewni o powierzchni zredukowanej  $F_{zr}$ , przy częstości wystąpienia  $C$  i wysokości opadu normalnego  $H = 590$  mm (dla Wrocławia), dla czasu trwania deszczu  $t_d$  równego czasowi przepływu ścieków w kanale dopływowym  $t_p$ . Gdy współczynnik redukcji strumieni  $\beta = 0,5$ , a współczynnik nierównomierności odpływu ze zbiornika  $\delta = 0,5$ , wówczas funkcja  $f(\beta, \delta)$  we wzorze (2.10), przyjmuje wartość 0,379.

Opierając się na zestawieniach powierzchni cząstkowych (tab. 6.2) i długości poszczególnych odcinków kanałów deszczowych (tab. 6.3), wyznaczono wyjściowe parametry do obliczeń objętości retencyjnych zbiorników:

- powierzchnia zredukowana  $F_{zr(I)} = 0,384$  ha i długość kanału dopływowego  $l_{(I)} = 300,2$  m dla pierwszego zbiornika ZR I,
- powierzchnia zredukowana  $F_{zr(II)} = 1,662$  ha i długość kanału dopływowego  $l_{(II)} = 187,3$  m dla drugiego zbiornika ZR II,
- powierzchnia zredukowana  $F_{zr(III)} = 1,372$  ha i długość kanału dopływowego  $l_{(III)} = 397,4$  m dla trzeciego zbiornika ZR III.

Niezbędne objętości zbiorników retencyjnych zwymiarowanych MGN z wykorzystaniem wzoru Błaszczyka, w zależności od częstości deszczu obliczeniowego  $C$  przyjmowanego według zaleceń [43], przedstawiono w tabeli 6.15

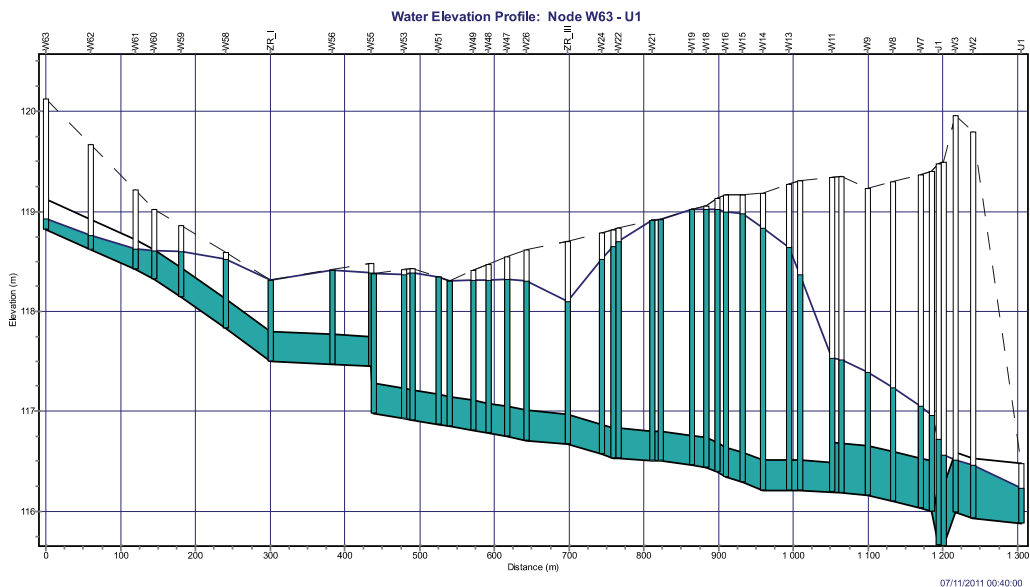
Tabela 6.15. Niezbędna pojemności zbiorników retencyjnych w zależności od częstości deszczu  $C$

Lp.	Częstość deszczu obliczeniowego $C$ , lata	Zbiornik retencyjny	Czas przepływu do zbiornika, min	Natężenie deszczu miarodajnego, $\text{dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$	Strumień ścieków deszczowych, $\text{m}^3/\text{s}$	Objętość zbiornika retencyjnego, $\text{m}^3$
1	5	ZR I	7,15	215,0	0,083	13,5
2		ZR II	4,46	294,4	0,489	49,6
3		ZR III	9,46	178,3	0,531	114,2
4	10	ZR I	7,15	270,8	0,104	16,9
5		ZR II	4,46	370,9	0,617	62,5
6		ZR III	9,46	224,7	0,669	143,8
7	20	ZR I	7,15	341,2	0,131	21,3
8		ZR II	4,46	467,4	0,777	78,8
9		ZR III	9,46	283,0	0,842	181,2

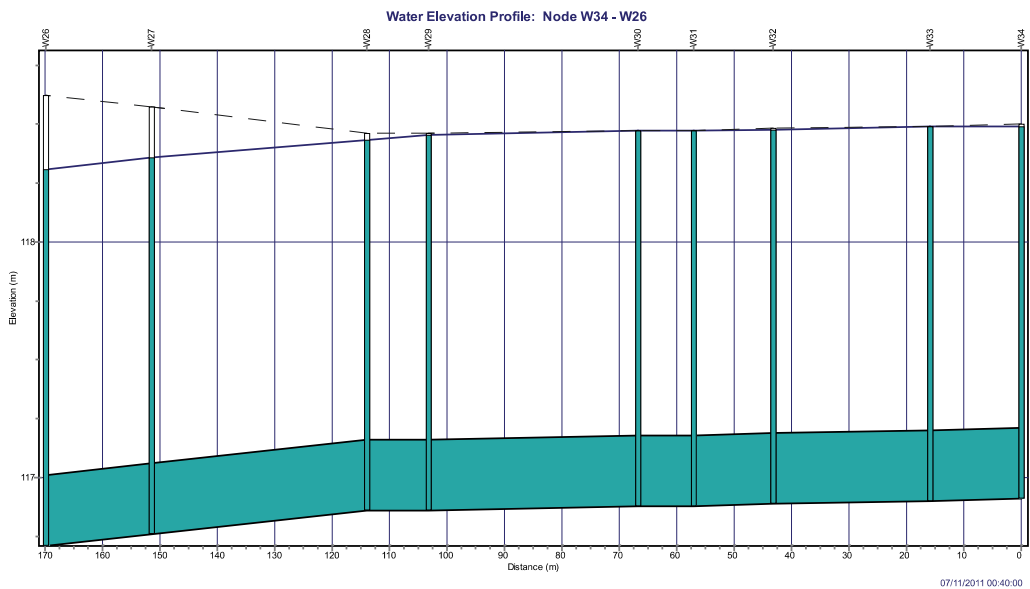
W pierwszej kolejności do modelu hydrodynamicznego kanalizacji deszczowej osiedla Rakowiec wprowadzono przepływowe zbiorniki retencyjne zaprojektowane dla częstości deszczu obliczeniowego  $C = 5$  lat o objętościach  $V_I = 13,5 \text{ m}^3$ ,  $V_{II} = 49,6 \text{ m}^3$  oraz  $V_{III} = 114,2 \text{ m}^3$ .

W celu weryfikacji przepustowości hydraulicznej systemu kanalizacji deszczowej osiedla Rakowiec ze zbiornikami retencyjnymi obciążono zlewnię opadem modelowym Eulera typu II o częstości występowania  $C = 3$  lata oraz o czasie trwania  $t = 120$  min (rys. 6.17). Profil kolektora  $K_{D1}$  wraz z wypełnieniami w 40. min trwania opadu modelowego przedstawiono na rysunku 6.23.

Jak wynika z rysunku 6.23, na znacznej długości kolektora napiętrzenia sięgają nadal powierzchni terenu i przepływ ścieków odbywa się pod ciśnieniem. Obliczone objętości zbiorników retencyjnych są niewystarczające, aby zapobiec wylaniom z sieci. W przypadku kanałów bocznych, przedstawionych na rysunkach 6.24 i 6.25 (odpowiednio dla  $K_{D1.1}$  i  $K_{D1.2}$ ), w 40. min trwania opadu modelowego napiętrzenia sięgają również powierzchni terenu na znacznej ich długości.

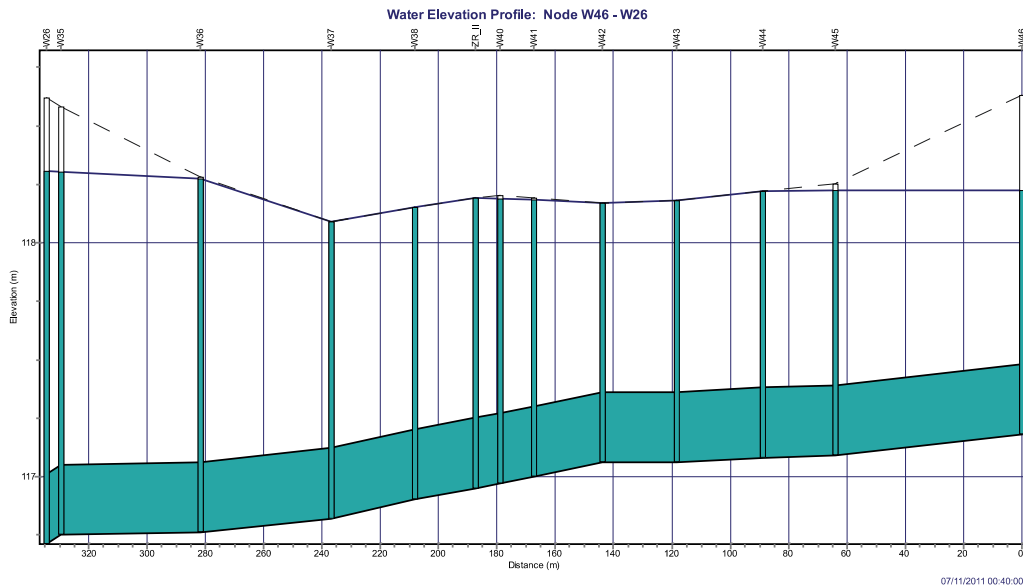


Rys. 6.23. Profil kolektora  $K_{D1}$  w 40. min trwania opadu modelowego Eulera  
( $C = 3$  lata,  $t = 120$  min)



Rys. 6.24. Profil kanału bocznego  $K_{D1,1}$  w 40. min trwania opadu modelowego  
( $C = 3$  lata,  $t = 120$  min)





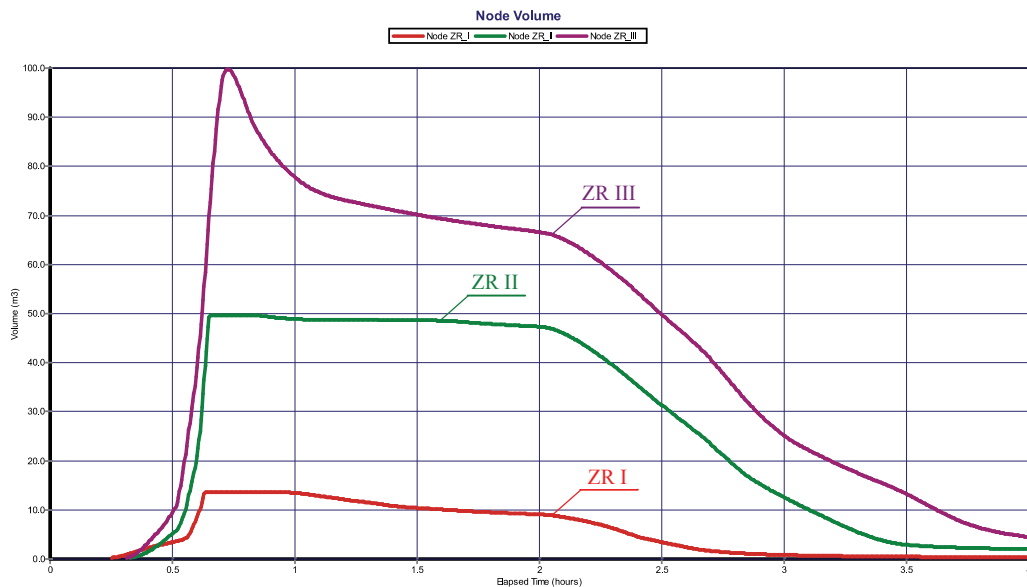
Rys. 6.25. Profil kanału bocznego  $K_{D1.2}$  w 40. min trwania opadu modelowego ( $C = 3$  lata,  $t = 120$  min)

Sumaryczna objętość ścieków, które podczas trwania opadu modelowego Eulera typu II (o  $C = 3$  lata i  $t = 120$  min) wylały się z sieci, wynosi  $418 \text{ m}^3$ . Największe symulowane wylania nastąpiły w węzłach W37, W42 i W57 (w pobliżu ZR I). Wylania zanotowano łącznie w 10 węzłach (tab. 6.16). W porównaniu z siecią bez zbiorników retencyjnych wylania zmalały z  $537 \text{ m}^3$  do  $418 \text{ m}^3$ .

Tabela 6.16. Miejsca i objętości wylewów z kanalizacji ze zbiornikami retencyjnymi zaprojektowanymi dla deszczu obliczeniowego  $C = 5$  lat

Lp.	Węzeł obliczeniowy	Czas trwania wylania, h	Objętość wylań, $\text{m}^3$
1	W20	0,04	2
2	W31	0,11	4
3	W37	1,37	184
4	W38	0,18	2
5	W42	0,97	101
6	W43	0,10	3
7	W50	0,23	39
8	W54	0,10	9
9	ZR I	0,34	59
10	ZR II	0,20	15
Suma objętości wylewów			418

Na rysunku 6.26 zobrazowano graficznie akumulację ścieków deszczowych w poszczególnych zbiornikach retencyjnych w czasie.

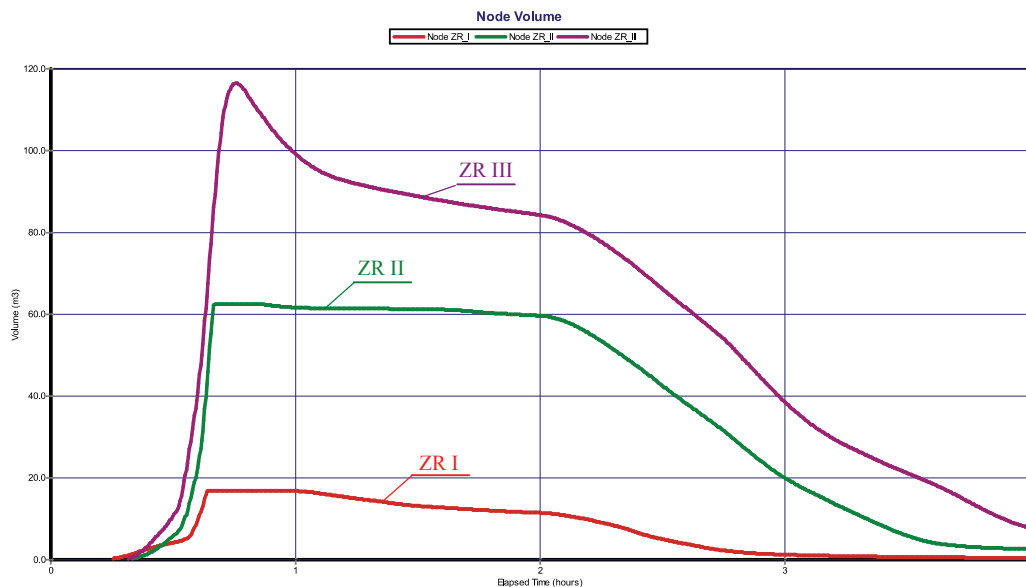


Rys. 6.26. Akumulacja ścieków deszczowych w zbiornikach ZR I, ZR II i ZR III obliczonych dla  $C = 5$  lat w czasie trwania opadu modelowego

Wynika stąd, że należy zwiększyć objętość zbiorników retencyjnych. Analizowano zatem działanie przedmiotowej kanalizacji wraz ze zbiornikami retencyjnymi projektowanymi na większe częstotliwości obliczeniowe deszczu. Zestawienie wyników symulacji dla zbiorników obliczonych metodą Błaszczyka dla deszczu obliczeniowego  $C = 10$  lat przedstawiono w tabeli 6.17 oraz na rysunku 6.27.

Tabela 6.17. Miejsca i objętości wylewów z kanalizacji ze zbiornikami retencyjnymi zaprojektowanymi dla deszczu obliczeniowego  $C = 10$  lat

Lp.	Węzeł obliczeniowy	Czas trwania wylewów, h	Objętość wylewów, $10^3 \text{ m}^3$
1	W31	0,07	2
2	W37	1,37	182
3	W42	0,96	97
4	W43	0,10	3
5	W50	0,23	24
6	W54	0,09	9
7	ZR I	0,34	56
8	ZR II	0,18	13
Suma objętości wylewów			386



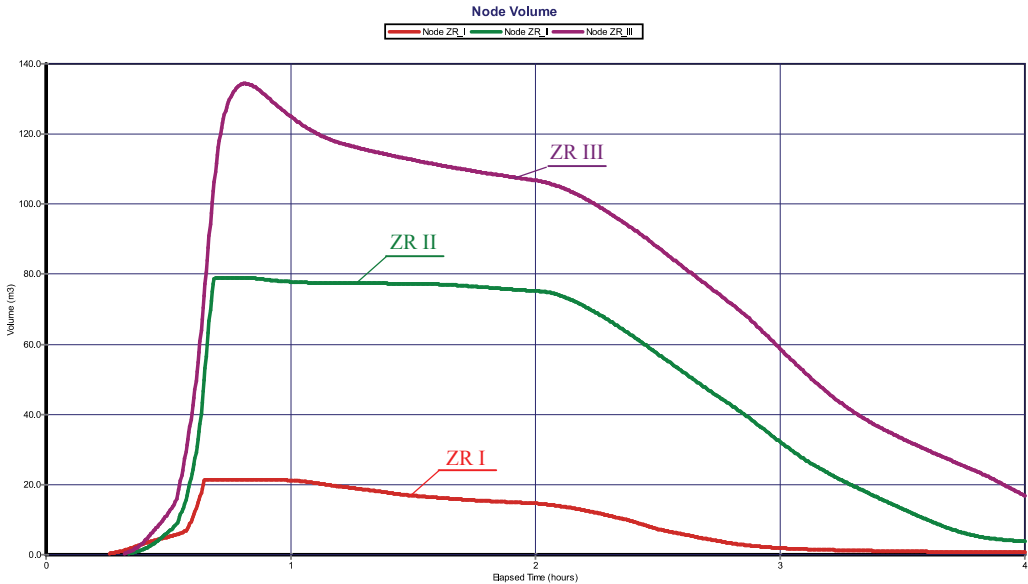
Rys. 6.27. Akumulacja ścieków deszczowych w zbiornikach ZR I, ZR II i ZR III obliczonych dla  $C = 10$  lat w czasie trwania opadu modelowego

Również w II wariancie obliczeniowym dla  $C = 10$  lat obliczone objętości zbiorników retencyjnych są niewystarczające, aby zapobiec wylewom z kanalizacji. W porównaniu z siecią kanalizacyjną bez zbiorników retencyjnych wylania zmalały z  $537 \text{ m}^3$  do  $386 \text{ m}^3$ .

W tabeli 6.18 oraz na rysunku 6.28 zestawiono wyniki symulacji dla zbiorników obliczonych ze wzoru Błaszczyka dla deszczu o  $C = 20$  lat.

Tabela 6.18. Miejsca i objętości wylewów z kanalizacji ze zbiornikami retencyjnymi zaprojektowanymi dla deszczu obliczeniowego  $C = 20$  lat

Lp.	Węzeł obliczeniowy	Czas trwania wylania, h	Objętość wylań, $10^3 \text{ m}^3$
1	W37	1,37	172
2	W42	0,95	91
3	W43	0,08	2
4	W50	0,16	13
5	W54	0,09	8
6	ZR_I	0,33	51
7	ZR_II	0,16	1
Suma objętości wylewów			347



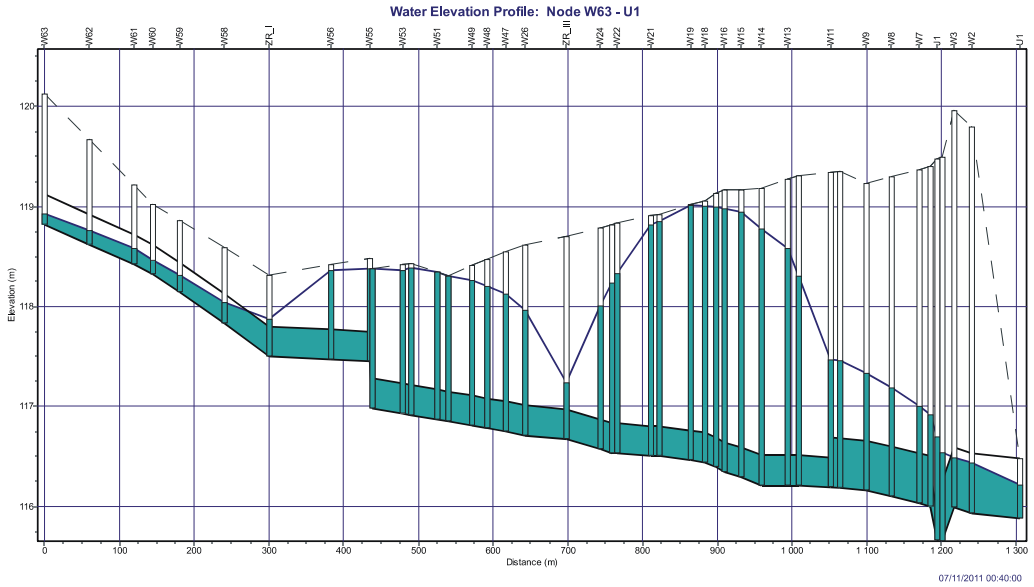
Rys. 6.28. Akumulacja ścieków deszczowych w zbiornikach ZR I, ZR II i ZR III obliczonych dla  $C = 20$  lat w czasie trwania opadu modelowego

Jak wynika z przedstawionych wyników modelowania, zaprojektowane MGN zbiorniki retencyjne mają zbyt małą objętość, aby zapewnić wymagany normą PN-EN 752 standard kanalizacyjny, tj. brak nadpiętrzeń do powierzchni terenu i wylewów. Największe i najdłużej trwające wylania występują nadal w rejonach węzłów obliczeniowych W37, W42 oraz W57 (ZR I), co dobitnie świadczy o niedostatecznej objętości zbiorników, zwłaszcza ZR II zlokalizowanego pomiędzy W37 a W42.

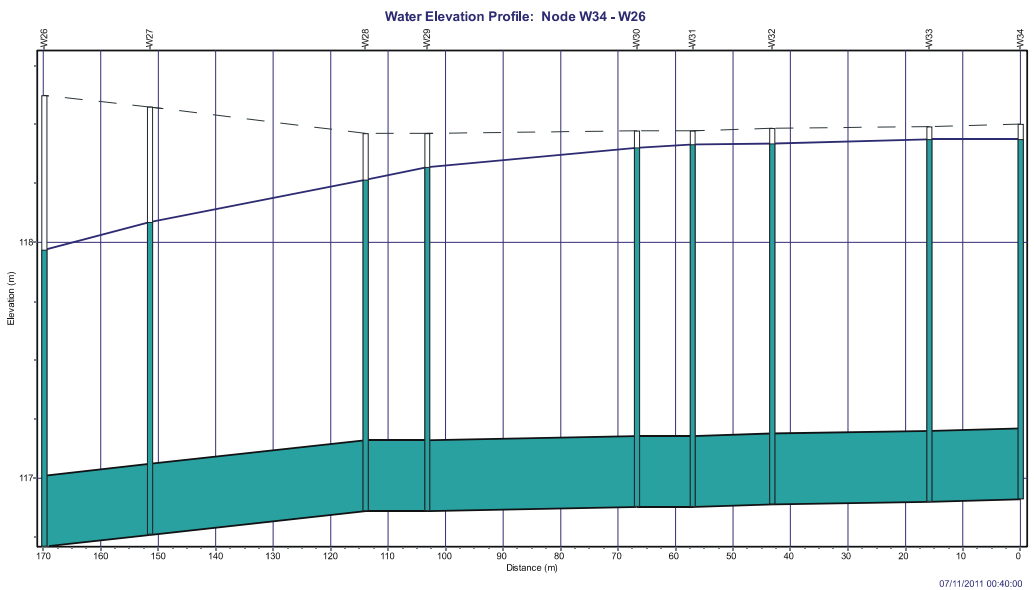
Odpowiednio większych objętości retencyjnych zbiorników należy więc poszukiwać iteracyjnie, na drodze modelowania hydrodynamicznego. W wyniku przeprowadzonych analiz symulacyjnych ustalono niezbędne objętości zbiorników na:  $V_{(I)} = 90 \text{ m}^3$ ,  $V_{(II)} = 270 \text{ m}^3$  i  $V_{(III)} = 305 \text{ m}^3$ . Objętości takie zapewnią brak wylewów z kanalizacji podczas symulacji hydrodynamicznych, przy obciążeniu opadem modelowym Eulera typu II o częstości występowania  $C = 3$  lata i czasie trwania  $t = 120$  min w warunkach wrocławskich.

Na rysunku 6.29 przedstawiono profil kolektora  $K_{D1}$  wraz z wypełnieniami w 40. min trwania opadu bez wylewów ze zmodernizowanego systemu kanalizacji deszczowej osiedla Rakowiec we Wrocławiu.

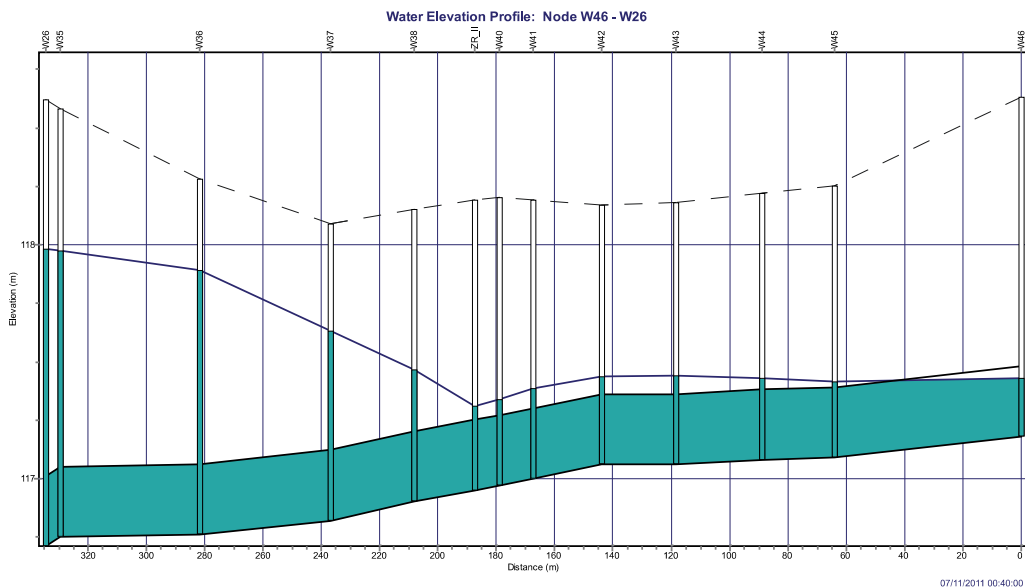
Jak wynika z rysunku 6.29, na znacznej długości kolektora przepływ ścieków odbywa się wciąż pod ciśnieniem, jednak bez nadpiętrzeń powyżej poziomu terenu, nie powodując wylewów.



Rys. 6.29. Profil kolektora  $K_{D1}$  w 40. min trwania opadu modelowego Eulera ( $C = 3$  lata,  $t = 120$  min)



Rys. 6.30. Profil kanału bocznego  $K_{D1,1}$  w 40. min trwania opadu modelowego ( $C = 3$  lata,  $t = 120$  min)



Rys. 6.31. Profil kanału bocznego  $K_{D1.2}$  w 40. min trwania opadu modelowego ( $C = 3$  lata,  $t = 120$  min)

W przypadku kanałów bocznych, których profile podano na rysunkach 6.30 i 6.31 (odpowiednio kanał  $K_{D1.1}$  oraz  $K_{D1.2}$ ), w 40. min trwania opadu modelowego przepływ ciśnieniowy występuje na znacznej długości tych kanałów, jednak również bez nadpiętrzeń do poziomu terenu.

Zaproponowana modernizacja przedmiotowej kanalizacji przez budowę w pobliżu stwierdzonych punktów krytycznych sieci trzech zbiorników retencyjnych o wyznaczonych w pracy niezbędnych objętościach retencyjnych zapewni odpowiedni standard kanalizacyjny osiedla, wymagany normą PN-EN 752:2008.

## 7. Podsumowanie i wnioski końcowe

Wymiarowanie systemów kanalizacji deszczowej napotyka w Polsce podstawowe trudności, które wynikają z braku wiarygodnego modelu opadów deszczu. Najczęściej stosowany wzór Błaszczyka zaniża bowiem wyniki obliczeń strumienia deszczu. Ma to swoje negatywne skutki w wymiarowaniu odwodnień terenów w Polsce, według zaleceń europejskiej normy PN-EN 752:2008 odnośnie do dopuszczalnych częstości wylewów z kanalizacji.

Zastosowanie do weryfikacji częstości wylewów z kanałów hydrodynamicznych modeli spływu wymaga uprzedniego zwymiarowania sieci odwodnieniowych metodami czasu przepływu. Stosowana w Polsce metoda granicznych natężeń (MGN) z wzorem Błaszczyka zaniża wyniki obliczeń strumieni spływu wód deszczowych w porównaniu do metody współczynnika opóźnienia (MWO) stosowanej w Niemczech. Modele hydrodynamiczne umożliwiają korektę tak zwymiarowanych systemów kanalizacyjnych poprzez uwzględnienie zmiennych w czasie i przestrzeni spływów wód opadowych zbliżonych do rzeczywistych, a także zmiennego i nieustalonego przepływu ścieków w kanałach.

W pracy dokonano weryfikacji przydatności do projektowania sieci kanalizacyjnych trzech wybranych metod przepływu na przykładzie modelowej zlewni miejskiej o powierzchni 1,54 km<sup>2</sup> w płaskim terenie ze względu na powstające w niej nadpiętrzenia i wylania. Zwymiarowano sieć kanalizacji deszczowej MGN z wzorem Błaszczyka, MGN z modelem opadów dla Wrocławia i MWO z modelem opadów dla Wrocławia, a następnie sprawdzono działanie sieci ze względu na nadpiętrzenia do powierzchni terenu i wylania, z wykorzystaniem modelu hydrodynamicznego w programie SWMM 5.0. Jako obciążenie zlewni zastosowano opad modelowy Eulera typu II w warunkach wrocławskich o zmiennych czasach trwania. Następnie zweryfikowano wyniki symulacji z zastosowaniem opadu rzeczywistego o  $C = 20$  lat. W szczególności wykazano, że MGN z wzorem Błaszczyka znacznie niedoszacowuje miarodajny do wymiarowania sieci strumień objętości ścieków deszczowych, co wywołuje licznie występujące nadpiętrzenia do powierzchni terenu i wylania. Próba zastąpienia w MGN wzoru Błaszczyka nowym wzorem opadów maksymalnych dla Wrocławia też nie przyniosła zadowalających wyników, ponieważ zmalała jedynie liczba nadpiętrzeń i objętość wylewów z kanalizacji.

Jedynie MWO z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia okazała się metodą dającą bezpieczny wynik wymiarowania sieci dla modelowej zlewni w warunkach wrocławskich ze względu na brak nadpiętrzeń do powierzchni terenu i wylewów z sieci.

W warunkach ruchu ustalonego i równomiernego, co jest podstawą hydrauliczną dotychczasowych metod czasu przepływu wymiarowania sieci i obiektów kanalizacyjnych, zakłada się z konieczności, że separator nie wpływa na działanie sieci ze względu na wylania. Poprawność tego założenia sprawdzono na przykładzie bezpiecznie zwymiarowanej kanalizacji deszczowej. Działanie systemu z separatorem, ze względu na nadpiętrzenia do powierzchni terenu i wylania, przeprowadzono w warunkach zmiennego i niustalonego ruchu cieczy z wykorzystaniem SWMM. Wykazano, że do poprawnego zwymiarowania separatora, tj. zachowania dopuszczalnego strumienia odpływu do podczyszczalni i jednocześnie nie pogorszenia warunków działania sieci powyżej separatora ze względu na wylania, niezbędne są badania symulacyjne. Stwierdzono wydłużenie sumarycznego czasu spływu ścieków i opróżniania się kanałów po ustaniu opadu modelowego, w porównaniu do działania samej sieci deszczowej.

Przeprowadzona w pracy weryfikacja przepustowości hydraulicznej rzeczywistej sieci kanalizacji deszczowej na osiedlu Rakowiec we Wrocławiu wykazała, że sieć ta ma zbyt małą przepustowość, która wynika głównie ze zbyt małych spadków i średnic kanałów (tereny depresyjne). Powierzchnia zlewni deszczowej wynosząca 10,1 ha została podzielona na 37 podzlewni cząstkowych. Odwzorowano cztery rodzaje powierzchni zlewni i wszystkie średnice kanałów deszczowych (poziom „0” integracji zlewni). Jako obciążenie zlewni deszczowej zastosowano opady modelowe Eulera typu II, wyznaczone ze wzoru dla Wrocławia o zmiennych czasach trwania. W wyniku przeprowadzonych symulacji stwierdzono, że analizowana kanalizacja deszczowa nie spełnia rygorystycznych wymagań europejskiej normy PN-EN 752. Nadpiętrzenia do poziomu terenu występują statystycznie znacznie częściej niż 1 raz na 3 lata, co w konsekwencji może prowadzić do wylewów częściej niż 1 raz na 20 lat. Stwierdzono mianowicie, liczne wylania dla częstości występowania opadów  $C = 3$  lata oraz  $C = 1$  rok, a nawet  $C = 0,5$  roku. Dla opadów o  $C = 0,25$  roku nie stwierdzono już wylewów z kanałów. Wyniki symulacji potwierdzają spostrzeżenia mieszkańców osiedla, co do występowania wylewów „kilka razy w roku”.

Wykazano pilną potrzebę modernizacji kanalizacji osiedla celem dotrzymania dopuszczalnych częstości nadpiętrzeń do poziomu terenu (1 raz na 3 lata według ATV A-118) oraz występowania znacznych wylewów z kanałów (1 raz na 20 lat według PN-EN 752:2008 r.). Zaproponowano modernizację przedmiotowej kanalizacji poprzez budowę trzech zbiorników retencyjnych, zlokalizowanych w pobliżu stwierdzonych punktów krytycznych sieci o często występujących wydaniach.

Podjęte studia literaturowe i badania upoważniają do sformułowania istotnych wniosków końcowych:



- Za bezpieczną metodę czasu przepływu do wymiarowania kanalizacji deszczowej należy uznać metodę współczynnika opóźnienia (MWO) z wzorem opadów maksymalnych dla Wrocławia. Tak zwymiarowane sieci wykazują brak napiężeń do powierzchni terenu i wylewów z kanałów, co wykazano na przykładzie modelowej sieci kanalizacji deszczowej.
- Poprawnie zwymiarowane separatory strumieni objętości ścieków deszczowych z dławionym odpływem nie wpływają na pogorszenie warunków hydraulicznych działania bezpiecznie zwymiarowanych sieci kanalizacyjnych ze względu na napięcia i wylania, co wykazano na przykładzie modelowego systemu kanalizacji deszczowej.
- Wydłużanie czasu trwania  $t$  opadów modelowych Eulera typu II ponad czas przepływu  $t_p$  ścieków w sieci w zakresie od  $t = 2t_p$  do  $t = 4t_p$  powoduje istotny wzrost liczby węzłów z napięciami powyżej powierzchni terenu i objętości wylewów z kanałów. Dalsze wydłużenie czasu trwania opadów modelowych ponad czterokrotną wartość czasu przepływu ścieków w sieci, tj. przy  $t > 4t_p$ , nie zmienia już wyników symulacji. Wykazano to na przykładzie zarówno modelowej, jak i rzeczywistej zlewni deszczowej w warunkach wrocławskich.
- Osiągnięcie pewności braku wylewów z kanałów, ze względu na losowy (stochastyczny) charakter opadów deszczowych, nie jest możliwe nawet w systemach odwodnieniowych poprawnie zwymiarowanych i zweryfikowanych w modelowaniu hydrodynamicznym.

## Literatura

- [1] AKAN A.O., *Urban Stormwater Hydrology: A Guide to Engineering Calculations*, Technomic Publishing Co., Inc., Lancaster 1993.
- [2] Arbeitsblatt ATV-A 110, *Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen*, Gfa, Hennef 1988.
- [3] Arbeitsblatt ATV-A 111P, *Wytyczne do wymiarowania i sprawdzania przepustowości urządzeń odciążających w systemach kanalizacyjnych*, Gfa, Hennef 1994.
- [4] Arbeitsblatt DVWK-A 117, *Bemessung von Regenrückhalteräumen*, Gfa, Hennef 2006.
- [5] Arbeitsblatt ATV-A 118, *Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungs-systemen*, Gfa, Hennef 1999.
- [6] Arbeitsblatt ATV-A 128, *Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen*, Gfa, Hennef 1998.
- [7] ASCE, *Design & Construction of Urban Stormwater Management Systems*, New York 1992.
- [8] ASCE, *Gravity Sanitary Sewer Design and Construction*, ASCE Manual of Practice, No. 60, New York 1982.
- [9] BARTELS H., MALITZ G., ASMUS S. u.a., *Starkniederschlagshöhen für Deutschland*, KOSTRA, Selbstverlag des Deutschen Wetterdienstes, Offenbach am Main 1997.
- [10] BŁASZCZYK W., *Spływy deszczowe w sieci kanalizacyjnej*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 1954, nr 9, 262–271.
- [11] BŁASZCZYK W., ROMAN M., STAMATELLO H., *Kanalizacja*. Tom I, Arkady, Warszawa 1974.
- [12] BOGDANOWICZ E., STACHÝ J., *Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe*, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Seria: Hydrologia i Oceanologia, nr 23, Warszawa 1998.
- [13] BROMBACH H., *Abflusssteuerung von Regenwasserbehandlungsanlagen*, Wasserwirtschaft, 1982, H. 2, 44–52.
- [14] CIEPIEŁOWSKI A., DĄBKOWSKI S.L., *Metody obliczeń przepływów maksymalnych w małych zlewniach rzecznych (z przykładami)*, Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, Bydgoszcz 2006.
- [15] CIEŚLIK W., *Analiza działania systemu kanalizacyjnego na osiedlu mieszkaniowym m. Wrocławia*, Praca magisterska, Wydział Inżynierii Środowiska PWr., Wrocław 2011.
- [16] DĄBROWSKI W., *Oddziaływanie sieci kanalizacyjnych na środowisko*, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2004.
- [17] DZIOPAK J., *Analiza teoretyczna i modelowanie wielokomorowych zbiorników kanalizacyjnych*, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Monografia nr 125, Kraków 1992.
- [18] DZIOPAK J., *Modelowanie wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji*, Monografia, Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2004.
- [19] DZIOPAK J., *Postęp w metodologii wymiarowania wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji*. VI Zjazd Kanalizatorów Polskich POLKAN '07, Łódź 6–7.12.2007, Wydawnictwo Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN 2007, vol. 46, 141–151.

- [20] DZIOPAK J., HYPIAK J., *Analiza metodologii wymiarowania kanalizacji ogólnospławnej*, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska 2011, z. 58 (nr 2), 21–34.
- [21] DZIOPAK J., SŁYŚ D., *Modelowanie zbiorników klasycznych i grawitacyjno-pompowych w kanalizacji*, Monografia, Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2007.
- [22] DZIOPAK J., SŁYŚ D., STEC A., *Metody uproszczone i nomogramy do wymiarowania jednokomorowych zbiorników do odciążania hydraulicznego sieci kanalizacyjnych*, Infrastruktura komunalna a rozwój zrównoważony terenów zurbanizowanych, INFRAEKO 2008, 59–68.
- [23] EDEL R., *Odwadnianie dróg*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2006.
- [24] EDEL R., SULIGOWSKI Z., *Wpływ parametrów wpustów deszczowych na sprawność odwodnienia powierzchniowego dróg i ulic*, Wyd. Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2004.
- [25] FIDALA-SZOPE M., *Ochrona wód powierzchniowych przed zrzutami z kanalizacji deszczowej i półrozdzielczej*, Poradnik, IOŚ, Warszawa 1997.
- [26] GEIGER W., DREISEITL H., *Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych*, Wydawnictwo Projprzem-EKO, Bydgoszcz 1999.
- [27] GUPTA R.D., KUNDU D., *Generalized exponential distribution: existing results and some recent developments*, Journal of Statistical Planning and Inference, 2007, vol. 137, 3537–3547.
- [28] IMHOFF K., IMHOFF K.R., *Kanalizacja miast i oczyszczanie ścieków*, Wyd. Projprzem-EKO, Bydgoszcz 1996.
- [29] JAMES W., *A Guide to the Rain, Temperature and Runoff Modules of the USEPA SWMM4*, CHI Publications, Guelph, Ontario 2000.
- [30] KAŻMIERCZAK B., *Analiza wpływu danych wyjściowych na parametry konstrukcyjne i eksploatacyjne bocznych przelewów burzowych na kanalizacji ogólnospławnej*, Praca magisterska, Wydział Inżynierii Środowiska PWr., Wrocław 2007.
- [31] KAŻMIERCZAK B., *Badania symulacyjne działania przelewów burzowych i separatorów ścieków deszczowych w warunkach ruchu nieustalonego do wspomagania projektowania sieci odwodnieniowych*, Instytut Inżynierii Ochrony Środowiska PWr., praca doktorska (Promotor: A. Kotowski), Wrocław 2011.
- [32] KAŻMIERCZAK B., KOTOWSKI A., *Analiza porównawcza wzorów na natężenie deszczy do projektowania kanalizacji*. II Ogólnopolska Konferencja Nauk.-Tech. INFRAEKO, Rzeszów–Niepołomice, 4–5.06.2009, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, 2009, 101–116.
- [33] KAŻMIERCZAK B., KOTOWSKI A., *Analiza wpływu wysokości krawędzi przelewowej na działanie przelewu burzowego z rurą dławiacą*, Człowiek – Cywilizacja – Przyszłość. VI Konferencja Naukowa Studentów, Wrocław 2008, 509–515.
- [34] KAŻMIERCZAK B., KOTOWSKI A., *Wpływ założeń eksploatacyjnych na parametry konstrukcyjne przelewów burzowych z dławionym odpływem*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 2008, nr 7–8, 29–35.
- [35] KONISHI S., KITAGAWA G., *Information Criteria and Statistical Modeling*, Springer Science, 2008.
- [36] KOTOWSKI A., *Dimensionless equation for side-channel weirs*, Archives of Hydroengineering and Environmental Mechanics, 2001, Vol. 48, No. 1, 97–113.
- [37] KOTOWSKI A., *Dyskusja nad zaleceniami normy PN-EN 752 odnośnie zasad wymiarowania odwodnień terenów w Polsce*. POLKAN '07, Komitet Inżynierii Środowiska PAN, Lublin 2007, 27–37.
- [38] KOTOWSKI A., *Grundlagen der hydraulischen Dimensionierung der Regenüberläufe mit gedrosseltem Ablauf aus der beruhigten Kammer hinter dem seitlichen Streichwehr*, GWF-Wasser/Abwasser, 2000, Jg. 141, H 8, 516–526.
- [39] KOTOWSKI A., *Model investigations of storm overflow with discharge adjustment*, Environment Protection Engineering, 1987, Vol. 13, No. 3/4, 51–62.

- [40] KOTOWSKI A., *Modele fizykalne opadów do projektowania kanalizacji we Wrocławiu*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 2010, nr 6, 7–12.
- [41] KOTOWSKI A., *Modelluntersuchungen über den Regenüberlauf mit seitlichen Streichwehren und gedrosseltem Ablauf in rechteckigen Kanälen*, GWF – Wasser/Abwasser, 2000, Jg. 141, H 1, 47–55.
- [42] KOTOWSKI A., *O potrzebie dostosowania zasad wymiarowania kanalizacji w Polsce do wymagań normy PN-EN 752 i zaleceń Europejskiego Komitetu Normalizacji*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 2006, nr 6, 20–26.
- [43] KOTOWSKI A., *Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów*. Wydawnictwo Seidel–Przywecki, Warszawa 2011.
- [44] KOTOWSKI A., *Podstawy wymiarowania bocznych przelewów burzowych z rurą dławiacą*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Monografia nr 38, 1998.
- [45] KOTOWSKI A., *Projektowanie separatorów i przelewów burzowych na kanalizacji deszczowej*, Ochrona Środowiska, 2000, nr 2, 25–30.
- [46] KOTOWSKI A., *Weryfikacja zasad wymiarowania zbiorników retencyjnych ścieków deszczowych w Polsce*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 2009, nr 4, 14–21.
- [47] KOTOWSKI A., *Współczynnik przepływu bocznych upustów regulacyjnych*, Gospodarka Wodna 2002, R. 62, nr 7, 286–291.
- [48] KOTOWSKI A., *Wybrane aspekty wymiarowania i sprawdzania przepustowości kanałów deszczowych i ogólnospławnych*, Forum Eksploatatora, 2006, nr 1(22), 18–25.
- [49] KOTOWSKI A., *Zasady wymiarowania udoskonalonych przelewów burzowych z rurą dławiacą*. IV Kongres Kanalizatorów Polskich POLKAN '99, Łódź, 8–10 listopada 1999, 127–139.
- [50] KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B., *Ocena przydatności dotychczasowych wzorów na natężenie opadów deszczowych do projektowania odwodnień terenów w Polsce*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 2009, nr 11, 11–17.
- [51] KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B., *Probabilistyczne modele opadów miarodajnych do projektowania i weryfikacji częstości wylewów z kanalizacji we Wrocławiu*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 2010, nr 6, 13–19.
- [52] KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B., *Wpływ wysokości krawędzi przelewowej na jej długość w przykładowym przelewie burzowym z dławionym odpływem na kanalizacji ogólnospławnej*, Infrastruktura komunalna a rozwój zrównoważony terenów zurbanizowanych, INFRAEKO 2008, 87–97.
- [53] KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B., DANCEWICZ A., *Analiza maksymalnych wysokości opadów we Wrocławiu-Strachowicach w latach 1960–2009. Modelowanie opadów miarodajnych do wymiarowania kanalizacji*, Raporty Instytutu Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej, Seria SPR, nr 26/2009.
- [54] KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B., DANCEWICZ A., *Czasowo-przestrzenne zróżnicowanie opadów atmosferycznych we Wrocławiu*, Ochrona Środowiska, 2010, vol. 32, nr 4, 37–46.
- [55] KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B., DANCEWICZ A., *Modelowanie opadów do wymiarowania kanalizacji*, Wydawnictwo Polska Akademia Nauk, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej, Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Studia z zakresu inżynierii, nr 68, Warszawa 2010.
- [56] KOTOWSKI A., WARTALSKI J., WÓJTOWICZ P., *Dimensioning of non-conventional storm overflows with the new method of throttling the outflow to the treatment plant*, Environmental Engineering, Wydawnictwo Taylor and Francis, London 2007, 165–173.
- [57] KULICZKOWSKI A., JAKUBOWSKI J., *Ocena porównawcza wybranych metod obliczania miarodajnych przepływów w kanalizacji deszczowej*, Instal, 2002, nr 11, 28–32.
- [58] KUNDZIEWICZ Z., *Modele hydrologiczne ruchu fal powodziowych*, Monografia Komitetu Gospodarki Wodnej, Warszawa 1985.
- [59] LAMBOR J., *Hydrologia inżynierska*, Arkady, Warszawa 1971.

- [60] LEŚNIEWSKI M., *Modelowanie sieci kanalizacyjnych za pomocą programu SWMM*, GIS, modelowanie i monitoring w zarządzaniu systemami wodociągowymi i kanalizacyjnymi, Warszawa 2005, 185–197.
- [61] LICZNAK P., *Generatory syntetycznych szeregów opadowych do modelowania sieci kanalizacji deszczowych i ogólnospławnych*, Monografia, Wydawnictwo Uniwersytetu Przyrodniczego we Wrocławiu, Wrocław 2009.
- [62] LICZNAK P., *Praktyczna realizacja modelu hydrodynamicznego sieci kanalizacyjnej w pakiecie SewerPac*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 2008, nr 9, 11–19.
- [63] LICZNAK P., *Propozycja metody przetwarzania danych pluwiograficznych na potrzeby projektowania i eksploatacji miejskich systemów odwodnienia*, Woda – Środowisko – Obszary Wiejskie, 2005, t. 5, 197–207.
- [64] LICZNAK P., ŁOMOTOWSKI J., ROJEK M., *Pomiary i przetwarzanie danych opadowych dla potrzeb projektowania i eksploatacji systemów odwodnieniowych*, Monografia, Wydawnictwo FUTURA, Poznań 2005.
- [65] MCCUEN R., JOHNSON P., RAGAN R., *Hydrology*, Federal Highway Administration, Washington 1996.
- [66] NAMYSŁOWSKA-WILCZYŃSKA B. (red.), *Modelowanie procesów hydrologicznych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2008.
- [67] NOWOGOŃSKI I., *Odprowadzanie wód opadowych – komputerowe modelowanie*, Wodociągi – Kanalizacja, 2007, nr 6, 36.
- [68] NOWOGOŃSKI I., WIRA J., *Kalibracja hydrauliczna modelu SWMM przy wykorzystaniu danych z badań na terenie miasta Głogów*, Instal, 2006, nr 9, 81–84.
- [69] OLIVETO G., BIGGIERO V., FIORENTINO M., *Hydraulic features of supercritical flow along prismatic weirs*, Journal of Hydraulic Research, 2001, Vol. 39, No. 1, 73–82.
- [70] OZGA-ZIELIŃSKA M., BRZEZIŃSKI J., *Hydrologia stosowana*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1997.
- [71] PIT R., *Infiltration Through Disturbed Urban Soils and Compost-Amended Soil Effects on Runoff Quality and Quantity*, United States Environmental Protection Agency, Washington 1999.
- [72] PN-EN 752:2008, *Drain and sewer systems outside buildings (Zewnętrzne systemy kanalizacyjne)*, PKN, Warszawa 2008.
- [73] ROSSMAN L.A., *Storm Water Management Model. Quality assurance report: Dynamic Wave Flow Routing*, United States Environmental Protection Agency, 2006.
- [74] ROSSMAN L.A., *Storm Water Management Model. User's Manual. Version 5.0*, United States Environmental Protection Agency, 2010.
- [75] *Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 24 lipca 2006 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych*, DzU Nr 137 z dnia 31 lipca 2006 r. (poz. 984).
- [76] *Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 28 stycznia 2009 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego*, DzU Nr 27 z dnia 19 lutego 2009 r. (poz. 169).
- [77] SAWICKI J., *Przepływy ze swobodną powierzchnią*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1998.
- [78] SAWICKI J., KONDZIELA A., *Aktualizacja hydraulicznych parametrów sieci deszczowych*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 2002, nr 6, 208–210.
- [79] SCHMITT T., *Kommentar zum Arbeitsblatt A 118 "Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen"*, DWA, Hefen 2000, Wyd. Seidel-Przywecki, Warszawa 2007.
- [80] SCHMITT T., THOMAS M., *Rechnerischer Nachweis der Überstauhüfigkeit auf der Basis von Modellregen und Starkregenserien*, KA – Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall, 2000 (47), Nr. 1, 63–69.

- [81] SCHMITT T., THOMAS M., ETTRICH N., *Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems*, Journal of Hydrology, 2004, No. 299, 300–311.
- [82] SINGH R., MANIVANNAN D., SATYANARAYANA T., *Discharge coefficients of rectangular side weirs*, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 1994, Vol. 120, No. 4, 814–820.
- [83] SKOTNICKI M., *Komputerowe modele sieci kanalizacyjnych – program SWMM 5.0*, Przegląd Komunalny, 2005, nr 5, 76.
- [84] SKOTNICKI M., *Przegląd programów do obliczeń sieci kanalizacyjnych*, Przegląd Komunalny, 2005, nr 7, 28.
- [85] SKOTNICKI M., SOWIŃSKI M., *Przestrzenna zmienność opadów w modelowaniu odpływu ze zlewni miejskiej*, Modelowanie procesów hydrologicznych, B. Namysłowska-Wilczyńska (red.), Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 2008, 75–93.
- [86] SKOTNICKI M., SOWIŃSKI M., *Weryfikacja metody wyznaczania szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowych na przykładzie wybranej zlewni miejskiej*, POLKAN '08, Lublin, Komitet Inżynierii Środowiska PAN, 2008.
- [87] SŁYŚ D., *Retencja zbiornikowa i sterowanie dopływem ścieków do oczyszczalni*, Wydawnictwo Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, Lublin 2009.
- [88] SOCZYŃSKA U. (red.), *Hydrologia dynamiczna*, Wydawnictwa Naukowe PWN, Warszawa 1997.
- [89] SULIGOWSKI Z., *Zagospodarowanie wód opadowych. Szczególne problemy*, Forum Eksploatatora, 2004, nr 3–4, 24–27.
- [90] SWAMEE P.K., PATHAK S.K., ALI M.S., *Side-weir analysis using elementary discharge coefficient*, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 1994, Vol. 120, No. 4, 742–755.
- [91] WHITE F. M., *Fluid Mechanics*, McGraw-Hill, Boston 2005.
- [92] WIĘZIK B. (red.), *Hydrologia w inżynierii i gospodarce wodnej*. Tom 1, Monografia PAN, Vol. 68, Wyd. Perfekta info, Lublin 2010.
- [93] *Zarządzenie nr 20 Ministra Gospodarki Komunalnej z dnia 30 czerwca 1965 r.: Wytoczne techniczne projektowania miejskich sieci kanalizacyjnych*, Dz. Bud. Nr 15 z dnia 7 grudnia 1965 r.
- [94] ZAWILSKI M., *Integracja zlewni zurbanizowanej w symulacji sphywu ścieków opadowych*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 2010, nr 6, 28–32.
- [95] ZAWILSKI M., SAKSON G., *Modelowanie sphywu ścieków opadowych ze zlewni miejskiej przy wykorzystaniu programu SWMM*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 2010, nr 11, 32–36.
- [96] ZAWILSKI M., SAKSON G., *Wykorzystanie programu SWMM w modelowaniu systemów kanalizacyjnych*, Problemy zagospodarowania wód opadowych, Wydawnictwo Seidel–Przywecki, 2008, 155–169.

## **Verification of storm water drainage capacity in hydrodynamic modeling**

The sizing of storm water sewage systems or combined sewage systems in Poland meets serious difficulties mainly due to the lack of a reliable precipitation model. As a result, applying the Błaszczyk formula to the method commonly used in Poland (the Rational Method – MGN) leads to underestimation of storm water runoff flows compared to the method of coefficient of delay (MWO) used in Germany.

In this paper, the functioning of a sewage system sized by using the following three flow time methods: MGN with the Błaszczyk formula, MGN with precipitation formula for Wrocław, and MWO with precipitation formula for Wrocław, has been simulated for a model municipal drainage basin of the area of 1.54 km<sup>2</sup> on a flat surface. There was used purpose-made model of rainfall based on the Fisher–Tippett type III<sub>min</sub> distribution. The SWMM 5.0 program has been selected for the hydrological simulation of sewage systems. The model precipitation of Euler's type II in hydrological conditions of Wrocław was used as the drainage basin load. The safe method for sewage system sizing was indicated (MWO) with the criterion of the lack of flooding from channels.

Verification of the hydraulic capacity of storm water drainage network in Rakowiec estate in Wrocław was also carried out. The simulation showed that the sewer does not meet the requirements of European standard EN 752. Floodings occurred statistically more frequently than once every three years. Modernization of the present sewerage system was proposed by constructing three reservoirs near the critical points of the networks of estimated retention volumes.

