

Paweł SOŁTYS<sup>1</sup>  
Agnieszka STEC<sup>2</sup>

## MODELOWANIE HYDRODYNAMICZNE SYSTEMU KANALIZACJI DESZCZOWEJ

Modelowanie hydrodynamiczne staje się w dzisiejszych czasach ważnym narzędziem do analizy, symulacji oraz przewidywania różnych sytuacji mogących pojawić się w trakcie eksploatacji sieci. Co więcej nowoprojektowane sieci kanalizacyjne na etapie projektowania muszą posiadać model hydrodynamiczny, który pozwala na sprawdzenie częstości wylewów oraz występowania ciśnieniowych przepływów ścieków w przewodach. Ważnym aspektem podczas tworzenia tego typu symulacji jest posiadanie dużego zakresu danych dotyczących opadu deszczu. Im większa ich ilość tym lepiej można prognozować ewentualne możliwości podtopień oraz przeciążeń sieci oraz urządzeń. Dodatkowo mogą one służyć do tworzenia modeli opadowych, takich jak deszcz modelowy Eulera typu II. Tego typu modele umożliwiają weryfikację wyznaczonych średnic kanałów i wielkości urządzeń znajdujących się w systemie kanalizacyjnym. Istnieje wiele programów komputerowych służących do wykonywania oraz analizy modeli hydrodynamicznych systemów kanalizacyjnych. Część z nich, to jednak programy płatne, stąd szczególną popularnością cieszy się ogólnodostępny i darmowy amerykański program SWMM 5.0. Tematem opracowania jest utworzenie modelu hydrodynamicznego projektowanego systemu kanalizacji deszczowej dla zadanej zlewni obliczeniowej. Przedstawiono zagadnienia dotyczące modelowania hydrodynamicznego. Ostatecznie dokonano analizy działania sieci przy obciążeniu deszczem rzeczywistym oraz opadem modelowym Błaszczyka. Zwrócono szczególną uwagę na wielkość odpływu z poszczególnych zlewni cząstkowych, przepływ oraz prędkość przepływu ścieków w kanałach deszczowych oraz na występowanie wypływu ścieków na powierzchni terenu i przepływów ciśnieniowych w przewodach grawitacyjnych.

**Słowa kluczowe:** kanalizacja deszczowa, kanalizacja grawitacyjna, model hydrodynamiczny, SWMM

---

<sup>1</sup> Politechnika Rzeszowska, Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, tel. +48 661 336 297, e-mail: pwsotys@gmail.com

<sup>2</sup> Autor do korespondencji: Politechnika Rzeszowska, Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, 39-959 Rzeszów, al. Powstańców Warszawy 6, tel. +48 17 865 10 71, e-mail: stec\_aga@prz.edu.pl

## 1. Wprowadzenie

Zwiększająca się ilość terenów zurbanizowanych oraz coraz trudniejsze do przewidzenia występowanie opadów deszczu, przyczyniają się do rozpowszechnienia metod umożliwiających analizę, symulację oraz przewidywanie zachowania się systemów kanalizacji deszczowej podczas różnych sytuacji. W erze programów komputerowych znacznie łatwiej tworzyć programy specjalizujące się w tego typu badaniach. Naukowcy mogą obecnie wykorzystywać trudne do wyznaczenia analitycznego zależności znane od dłuższego czasu, jak np. równania de Saint-Venanta (wzór 1) z 1871 roku. W dzisiejszych czasach, posiadając szczegółowe pomiary dotyczące wysokości opadów, można prognozować zagrożenie podtopieniami lub awarie sieci kanalizacyjnych.

Na rynku funkcjonuje wiele programów komputerowych służących do tworzenia modeli hydrodynamicznych sieci kanalizacji deszczowej. Szczególnie często znajduje zastosowanie bezpłatny i ogólnodostępny program SWMM 5.0. Wykorzystuje się go jako narzędzie do różnorodnych analiz dotyczących systemów kanalizacyjnych miast, takich jak badanie przepływów wstecznych w kanałach oraz nierównomierności pracy sieci [11] czy tworzenie symulacji spływu powierzchniowego do sieci dla różnych typów obszarów miejskich [5]. Ponadto program ten znajduje zastosowanie przy teoretycznych analizach wpływu wielkości zlewni odwadnianej na wielkość spływu powierzchniowego i działania systemu kanalizacji [12]. Jest on ciągle udoskonalany i dostosowywany do obecnych informacji na temat odpływu wód opadowych z terenów zurbanizowanych. W artykule [3] przeanalizowano możliwości zastosowania programu SWMM do wykonywania równoległych obliczeń dla sieci przy wykorzystaniu kilku opadów modelowych.

Zagadnienie modelowania hydrodynamicznego wiąże się w dużej mierze z tworzeniem takich modeli opadów, które jak najwierniej odzwierciedlają rzeczywiste warunki atmosferyczne. Na przestrzeni kilkudziesięciu lat powstało wiele wzorów opierających się na analizach statystycznych określonych deszczy, które wystąpiły w konkretnym miejscu i czasie [10]. Stosowany na szeroką skalę model Błaszczyka [2] jak się okazuje zaniża wartości natężenia deszczu [9, 10, 15]. Dużą popularność zyskuje obecnie deszcz modelowy Eulera typu II, który wykorzystywany jest na terenie Niemiec [1, 9]. W Polsce jednak nie ma jeszcze odpowiednich danych dla tego modelu jak ma to miejsce w Niemczech, gdzie stosowany jest atlas opadów KOSTRA [1, 9]. Dopóki nie powstanie atlas tego typu naukowcy starają się wykorzystywać istniejące dane pogodowe do tworzenia modeli dla konkretnych miast, jak np. dla Wrocławia [9, 10]. Poprzez dokonanie analizy statystycznej wykonano model probabilistyczny maksymalnych opadów dla warunków wrocławskich, na którym oparto metodę współczynnika opóźnienia do obliczania sieci kanalizacyjnej [9, 10].

W artykule przedstawiono zasadę tworzenia modelu hydrodynamicznego dla projektowanego systemu kanalizacji deszczowej. Przeprowadzono symulację

pracy sieci oraz zwrócono uwagę na problemy eksploatacyjne mogące wystąpić w rzeczywistych warunkach pracy. Wykorzystano do tego celu amerykański program SWMM.

## 2. Modelowanie hydrodynamiczne

Spływ wód opadowych ze zlewni jest złożonym procesem, który uzależniony jest od szeregu czynników, związanych m.in. z budową powierzchni zlewni lub z warunkami hydrologiczno-geologicznymi. Analityczne metody wyznaczania ilości wód deszczowych odprowadzanych ze zlewni do sieci kanalizacyjnej zakładają, że jest ona stała w czasie. W warunkach rzeczywistych procesy, z których składa się spływ wód, są zmienne w trakcie trwania opadu oraz po jego zakończeniu. Wśród tych procesów należy wyróżnić parowanie, retencję powierzchniową oraz infiltrację wody do gruntu.

Modelowanie hydrodynamiczne pozwala uwzględnić wszystkie czynniki wpływające na wielkość odpływu ze zlewni, przez co istnieje możliwość symulacji działania sieci w warunkach zbliżonych do rzeczywistych [9, 10]. Uwzględnia ono niejednostajny i nieustalony przepływ ścieków. Modelowanie jest przydatnym narzędziem podczas analizy działania sieci w przypadku włączenia nowych zlewni do istniejącego systemu. Dodatkowo pozwala na wykonanie obliczeń mających na celu wybór wariantu modernizacji sieci kanalizacyjnej oraz sprawdzenia częstości wylewów.

Podstawą dla modelowania hydrodynamicznego jest sformułowany przez de Saint-Venanta układ równań quasi-liniowych typu hiperbolicznego (wzór 1). Służy on do opisu przepływów cieczy w przewodach, umożliwiając analizę zmienności przepływu oraz wysokości napęnienia w czasie oraz w każdym punkcie długości przewodu. Dodatkowo uwzględnia on możliwe spiętrzenia i przepływy wsteczne [15].

$$\begin{cases} \frac{\partial y}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{A}{B} \cdot \frac{\partial y}{\partial x} = \frac{q_b}{B} \\ \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} + S_f - I - \frac{q_b}{g \cdot A} \cdot (v_q - v) = 0 \end{cases} \quad (1)$$

gdzie:  $y$  – głębokość cieczy, m,

$v$  – prędkość przepływu cieczy, m/s,

$A'$  – powierzchnia przekroju poprzecznego przepływającej cieczy, m<sup>2</sup>,

$B$  – szerokość zwierciadła cieczy, m,

$q_b$  – rozłożony dopływ boczny cieczy, m<sup>3</sup>/s,

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

$I$  – nachylenie dna kanału, -,

$S_f$  – spadek hydrauliczny, -,

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

Powyższy wzór (1) został utworzony w 1871 roku i długo nie odnalazł zastosowania praktycznego, ponieważ ze względu na obecność parametrów nieliniowych nie posiada on rozwiązania analitycznego. Dopiero stworzenie programów komputerowych służących do modelowania hydrodynamicznego pozwoliło wykorzystać w pełni równanie de Saint-Venanta w badaniach nad warunkami przepływu cieczy w przewodach. Kolejnym ważnym elementem modelu jest rodzaj wprowadzanych danych odnośnie opadów. Najbardziej wiarygodne wyniki symulacji uzyskuje się poprzez zadanie programowi informacji pozyskanych na podstawie pomiarów rzeczywistych deszczy, tj. wysokości opadu lub jego intensywności. Możliwe jest również wykorzystanie deszczy modelowych, np. Eulera typu II.

Obecnie na rynku jest wiele programów użytkowych do modelowania systemów kanalizacyjnych. Najpopularniejsze z nich związanych głównie z odwodnieniem terenów to: Hykas, Hystem-Extran, Mike Urban oraz SWMM [6, 7, 8, 16-20]. Wymienione programy komputerowe są powszechnie znane w środowisku badaczy zajmujących się udoskonalaniem oraz optymalizacją działania sieci kanalizacyjnych i odwodnieniowych. Dzięki budowie modułowej mogą być łatwo modyfikowane i dostosowywane do potrzeb użytkownika. Zawarte w nich modele obliczeniowe stanowią podstawę dla programów specjalistycznych ograniczających się do konkretnych problemów. Daje to możliwość coraz dokładniejszej analizy systemów, prowadzącej do zmniejszenia ich awaryjności oraz poprawy efektywności ich pracy. Stają się również ważnym narzędziem w zarządzaniu tego typu sieciami.

Program SWMM 5.0, jako jedyny z wymienionych programów, jest ogólnodostępnym i bezpłatnym programem. Dlatego został on wykorzystany do analizy projektowanego systemu kanalizacji deszczowej w tym opracowaniu.

SWMM (Storm Water Management Model) był pierwszym na świecie programem komputerowym służącym do modelowania funkcjonowania sieci kanalizacyjnej. Program opracowali naukowcy Agencji Ochrony Środowiska Stanów Zjednoczonych (United States Environmental Protection Agency) w 1971 r. Przechodził on wiele modyfikacji, które doprowadziły do obecnej wersji 5.0 [14]. Program SWMM umożliwia wyznaczenie przepływu w kanałach, spowodowanego odpływem wód opadowych ze zlewni. Dodatkową zaletą programu jest możliwość symulacji zjawisk wylewania się ścieków na powierzchnię terenu. Oprócz spływu ścieków deszczowych jest możliwe określenie spływu wód roztopowych, tworzących się podczas topnienia śniegu [9, 14].

Oprogramowanie SWMM uwzględnia liczne procesy hydrologiczne, które przyczyniają się do powstania spływu powierzchniowego z terenów miejskich, takie jak:

- a) zmienne w czasie opady deszczu,
- b) parowanie wody gromadzącej się w zagłębieniach,

- c) nagromadzenie się i topnienie śniegu,
- d) zatrzymywanie opadu w zagłębieniach terenu,
- e) infiltracja wody opadowej do gruntu,
- f) przesiąkanie infiltrującej wody do warstwy wodonośnej,
- g) wzajemne przepływy wody pomiędzy systemem odwodnieniowym a warstwą wodonośną [14].

Zachowanie przestrzennej zmienności na rozpatrywanym obszarze powyższych procesów jest osiągnięte poprzez podzielenie terenu na mniejsze zlewnie. Każda z nich zawiera odrębne parametry odnośnie rodzaju gruntu lub wielkości powierzchni przepuszczalnej i nieprzepuszczalnej. SWMM ponadto zawiera ustawienia umożliwiające modelowanie dopływów zewnętrznych do systemu odwodnieniowego, zbiorników i urządzeń służących do rozdziału przepływu. Daje to możliwość:

- a) tworzenia systemu o nieograniczonej wielkości,
- b) wprowadzania różnorodnych typów zamkniętych lub otwartych kanałów,
- c) modelowania zbiorników, przelewów, pompowni lub separatorów,
- d) wprowadzania danych odnośnie jakości odprowadzanych wód opadowych oraz wykonywania obliczeń kanalizacji ogólnospławnej,
- e) wyboru pomiędzy kinematyczną i dynamiczną metodą obliczeń,
- f) symulacji różnych warunków przepływu w kanałach, takich jak: cofanie się wody, piętrzenie przepływu, przepływy wsteczne oraz wypływanie wody na powierzchnię terenu poprzez studzienki,
- g) sterowania pracą pomp, otwieraniem kłap oraz kontroli warunków na przelewach [14].

Metoda obliczania wielkości splywu powierzchniowego ze zlewni opiera się na modelu zbiornika nieliniowego (rys. 1) [9, 14]. Ogólnie ilość odprowadzanej ze zlewni wody  $Q_{sp}$  wyznaczona jest z zależności 2.

$$Q_{sp} = W \cdot \frac{\sqrt[3]{(h_o - h_r)^5}}{n_p} \cdot \sqrt{i_p} \quad (2)$$

gdzie:  $Q_{sp}$  – ilość odprowadzanej ze zlewni wody, m<sup>3</sup>/s,

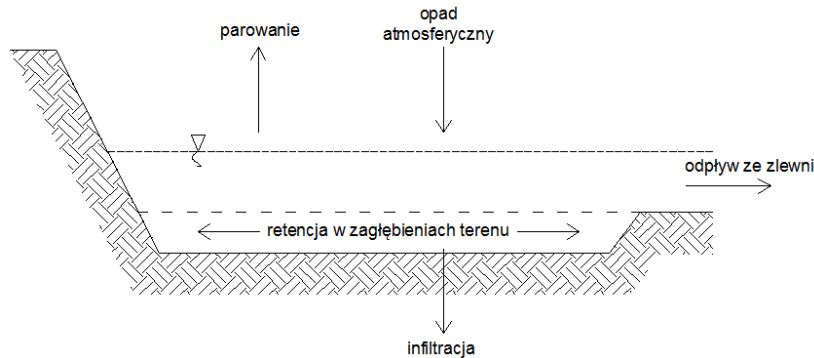
$W$  – szerokość hydrauliczna zlewni, m,

$h_o$  – wysokość opadu, m,

$h_r$  – wysokość retencji powierzchniowej, m,

$n_p$  – zastępczy współczynnik szorstkości dla powierzchni zlewni, s/m<sup>1/3</sup>,

$i_p$  – średni spadek powierzchni zlewni, %.



Rys. 1. Model zbiornika nieliniowego wykorzystywanego w module RUNOFF

Fig. 1. Model of non-linear reservoir, which is using in the RUNOFF module

Szerokość pasa spływu  $W$  jest to stosunek zredukowanej powierzchni zlewni do obliczeniowej długości drogi spływu ze zlewni. Jest to parametr, który ma wpływ na wielkość odpływu. Im wartość  $W$  jest większa tym odpływ ze zlewni jest większy. Szerokość hydrauliczną zlewni  $W$  wyznacza się ze wzoru (3).

$$W = \frac{F_{zr}}{L_{obl}} \quad (3)$$

gdzie:  $W$  – szerokość pasa spływu, m,

$F_{zr}$  – powierzchnia zredukowana zlewni, m<sup>2</sup>,

$L_{obl}$  – obliczeniowa długość drogi spływu ze zlewni cząstkowej, m.

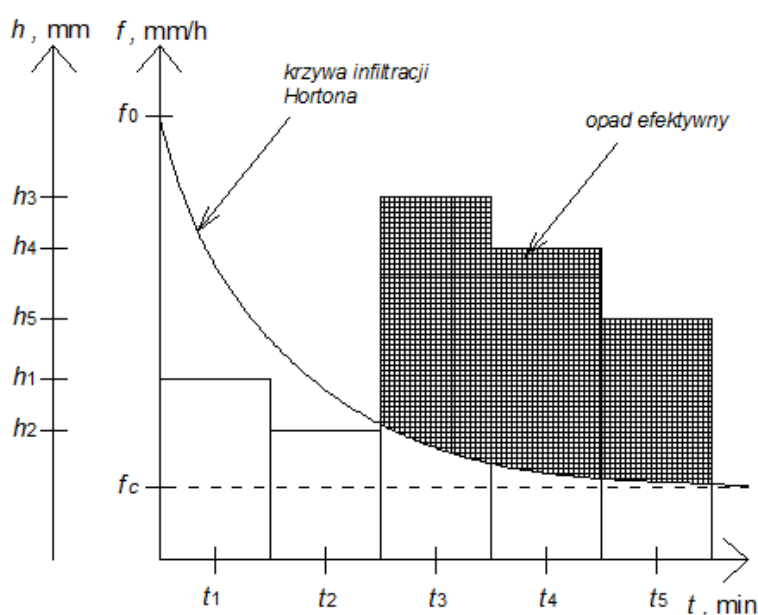
Częścią bilansu wód deszczowych odprowadzanych z danej powierzchni zlewni są wody wsiąkające do gruntu. Infiltracja traktowana jest jako zmienny w czasie odpływ ze zlewni. Program SWMM 5.0 pozwala na wybór pomiędzy trzema modelami obliczeniowymi dotyczącymi infiltracji:

- a) modelem Hortona,
- b) modelem Green-Ampt,
- c) modelem SCS [14].

Równanie Hortona powstało w oparciu o empiryczne obserwacje, które dowiodły, że zdolność infiltracji gruntu maleje wykładniczo od początkowej wartości do wartości minimalnej. Proces ten następuje w czasie trwania deszczu. Najczęściej podczas pracy z programem SWMM wykorzystuje się właśnie ten model obliczeniowy. Rysunek 2 przedstawia wykres zdolności infiltracji  $f$  w czasie na podstawie modelu Hortona [4]. Krzywą przedstawioną na wykresie opisuje wzór (4) [4]. Stała czasowa  $k$  określa jej kształt. Program wymaga podania tej wartości w h<sup>-1</sup>.

$$f = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-k \cdot t} \quad (4)$$

gdzie:  $f$  – zdolność infiltracji gruntu, mm/h,  
 $f_0$  – początkowa zdolność infiltracji, mm/h,  
 $f_c$  – końcowa zdolność infiltracji, mm/h,  
 $k$  – stała czasowa, 1/h,  
 $t$  – czas trwania opadu, doba.



Rys. 2. Wykres przedstawiający ideę modelu obliczeniowego Hortona [na podstawie 4]

Fig. 1. Graph introduced the idea of the Horton's routing model [based on 4]

Metoda Green-Ampt określa infiltrację, gdy woda jest ciągle obecna na powierzchni terenu. Parametry wejściowe przy stosowaniu tej metody to wartość początkowego deficytu wilgotności gleby, przewodności hydraulicznej gleby oraz wysokości ssania kapilarnego. Model krzywej numerycznej pozwala na wprowadzenie przez użytkownika wartości zdolności infiltracji w formie tabeli, uzyskanych z badań terenowych.

Obliczenia w programie SWMM mogą być przeprowadzane jedną z trzech metod:

- metodą przepływu ustalonego (Steady Flow),
- metodą fali kinematycznej (Kinematic Wave),
- metodą fali dynamicznej (Dynamic Wave).

Metoda przepływu ustalonego jest metodą uproszczoną. Zakłada, że w każdym przyjętym kroku czasowym przepływ jest jednostajny i ustalony. Ta metoda może być stosowana tylko w systemie rozgałęzionym, gdzie każdy węzeł posiada jeden przewód wylotowy. Powinna być stosowana jedynie do wstępnych analiz [14].

Metoda fali kinematycznej korzysta z równania ruchu de Saint-Venanta (z pominięciem sił bezwładności oraz sił parcia), powiązanego z równaniem ciągłości. Założeniem tej metody jest przyjęcie spadku poziomego zwierciadła przepływających ścieków równego spadkowi kanału [14].

Metoda fali dynamicznej jest najdokładniejszą z metod, jednak wymaga największej ilości danych wejściowych do wykonania obliczeń. Wykorzystuje ona równanie de Saint-Venanta oraz równanie ciągłości tworząc układ równań różniczkowych opisujących nieustalony ruch wolnozmienny. Powinna być stosowana dla systemów, gdzie może występować spiętrzenie przepływu spowodowane ograniczeniami przepływu grawitacyjnego lub regulowaniem przepływu za pomocą np. przelewów [14].

Tabela 1 przedstawia porównanie metod obliczeniowych, na podstawie sytuacji w przewodach kanalizacyjnych występujących w rzeczywistych warunkach ich pracy, uwzględnianych przez te metody [14].

Tabela 1. Porównanie metod obliczania przepływu ścieków w przewodach kanalizacyjnych wykorzystywanych w programie SWMM 5.0, na podstawie [14]

Table 1. Comparison of methods of a routing a flow in sewers, which are used in SWMM 5.0, on the grounds of [14]

<b>Metoda Rodzaj sytuacji</b>	<b>Metoda przepływu ustalonego</b>	<b>Metoda fali kine- matycznej</b>	<b>Metoda fali dyna- micznej</b>
Retencja kanałowa	nie uwzględnia	uwzględnia	uwzględnia
Spiętrzenie przepływu	nie uwzględnia	nie uwzględnia	uwzględnia
Straty ciśnienia na wlocie lub wylocie z kanału	nie uwzględnia	nie uwzględnia	uwzględnia
Zmiana kierunku przepływu	nie uwzględnia	nie uwzględnia	uwzględnia
Przepływ pod ciśnieniem	nie uwzględnia	nie uwzględnia	uwzględnia
Wydostanie się nadmiaru ścieków na powierzchnię terenu	nie uwzględnia	uwzględnia	uwzględnia

### 3. Charakterystyka modelowanej zlewni

Projekt kanalizacji deszczowej wykonano dla obszaru obejmującego powierzchnię 691 ha. Przedzielony został on rzeką płynącą w kierunku wschodnim na dwie części: lewobrzeżną (415,8 ha) i prawobrzeżną (275,2 ha). Obie części zostały podzielone na mniejsze jednostki ze względu na ilość zbiorników retencyjnych: lewobrzeżna na cztery a prawobrzeżna na dwie części. Wartości współczynników spływu powierzchniowego zlewni cząstkowych rosną w kierunku rzeki i kształtują się w granicach od 0,3 do 0,6. Przyjęto, że zlewnię stanowią gleby piaszczysto-gliniaste z niewielką ilością roślinności, charakteryzujące się bardzo małą zdolnością infiltracji oraz średnimi wysokościami retencji powierzchniowej. Strefa przemarzania gruntu sięga głębokości 1,2 m pod poziomem terenu, stąd przykrycie przewodów kanalizacyjnych wyniosło 1,5 m. Wysokość średniego opadu rocznego przyjęto na poziomie 820 mm. Założono czas retencji kanałowej równy 2 min. Spadek zlewni ukształtowany jest w kierunku rzeki, dlatego wszystkie wody opadowe można odprowadzać w sposób grawitacyjny.

Sieć kanalizacji deszczowej składa się łącznie z 86 odcinków obliczeniowych o łącznej długości 28859 m. Średnice zastosowanych przewodów wykonanych z PE to: 300, 350, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1200, 1400, 1500, 1600, 1800 oraz 2000 mm. Doboru dokonano na podstawie katalogu producenta rur, firmy Uponor Infra. Kanały łączone są sklepieniem oraz ułożone równolegle

do spadków terenu (od 2 do 7‰). Przyjmowano napełnienie przewodów wodami opadowymi w granicach od 60 do 80 %, pozostawiając rezerwę przepustowości dla przyłączanych w przyszłości nowych terenów. Obliczeniowe prędkości przepływu ścieków w kanałach mieszczą się w granicach od 1,42 do 3,91 m/s.

Zastosowano sześć wielokomorowych zbiorników retencyjnych o łącznej pojemności 11441,062 m<sup>3</sup>, zajmujących powierzchnię 5243,5 m<sup>2</sup>. Cztery z nich posiadają trzy komory akumulacyjne, natomiast dwa pozostałe dwie komory. Założono wysokość wszystkich urządzeń równą 2,5 m oraz stałą wartość natężenia odprowadzanych ścieków równą 2500 dm<sup>3</sup>/s. W ten sposób uzyskano wartości współczynnika redukcji kolejno dla zbiornika ZR1: 0,50; dla zbiornika ZR2: 0,43; dla zbiornika ZR3: 0,46; dla zbiornika ZR4: 0,60; dla zbiornika ZR5: 0,35 oraz dla zbiornika ZR6: 0,30. Stała wartość odpływu wód opadowych oznacza, że wszystkie kanały ciśnieniowe na wypływie ze zbiornika będą miały taki sam wymiar, tj. 1000 x 38,2 mm. Rysunek 3 przedstawia schemat projektowanej sieci, zamieszczony w programie SWMM.



Rys. 3. Schemat modelu hydrodynamicznego sieci podczas symulacji przepływu ścieków w kanałach

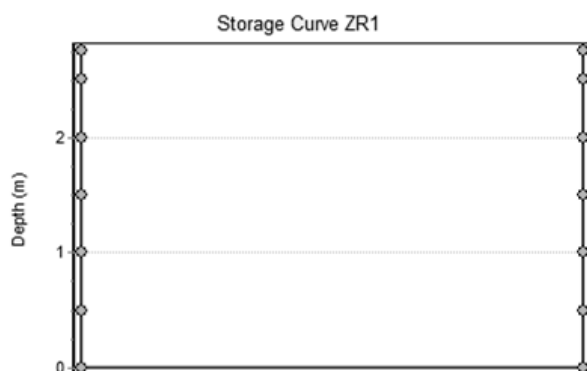
Fig. 3. Diagram of hydrodynamic model of drainage system during simulation

## 4. Analiza działania systemu kanalizacyjnego wraz z obiektami retencyjnymi

### 4.1. Wybór kształtu zbiorników retencyjnych

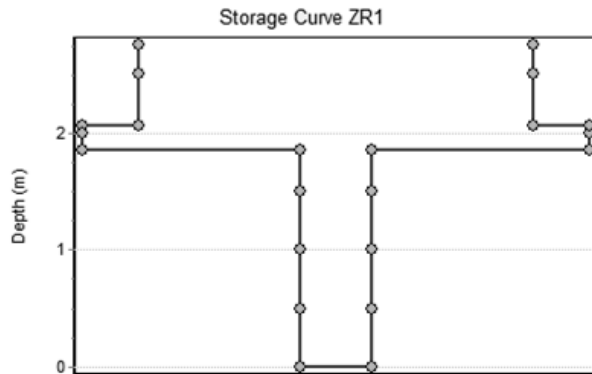
Program nie przewiduje definiowania wielokomorowych zbiorników retencyjnych. W celu sprawdzenia czy kształt wprowadzanych zbiorników jest istotny w pracy z programem SWMM, postanowiono dokonać porównania możliwych sposobów zamieszczania tych urządzeń w modelu. Rozpatrzono dwie różne metody definiowania zbiorników w programie:

- a) wariant I: przyjęcie sumarycznej powierzchni komór akumulacyjnych na całej wysokości zbiornika (rys. 4),
- b) wariant II: przyjęcie powierzchni komory przepływowej na wysokości od dna do rzędnej pierwszej krawędzi przelewowej. Następnie założono taką powierzchnię aby objętość wód opadowych przejmowana przez komorę akumulacyjną, napełnianą jako pierwszą, zmieściła się na wysokości pomiędzy rzędnymi obu krawędzi przelewowych komór. Na pozostałej wysokości postąpiono podobnie z tym, że wyznaczono powierzchnię dla sumarycznej objętości obu komór akumulacyjnych (rys. 5).



Rys. 4. Kształt zbiornika ZR1 w przekroju dla wariantu I

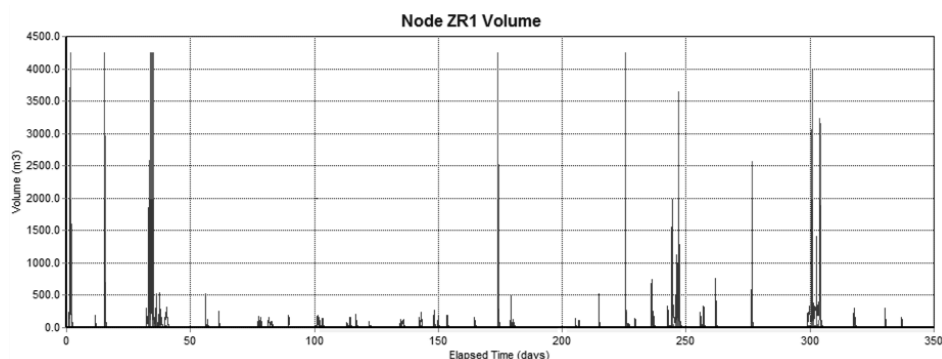
Fig. 4. Cross section of a storage unit ZR1 for variant I



Rys. 5. Kształt zbiornika ZR1 w przekroju dla wariantu II

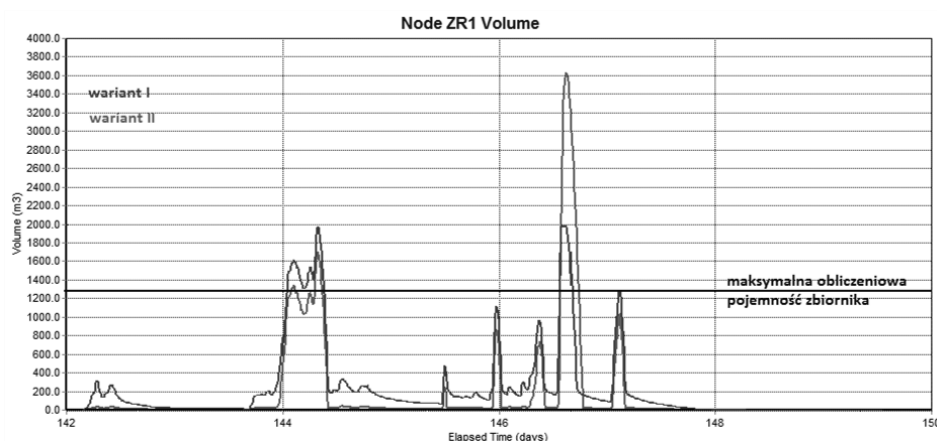
Fig. 5. Cross section of a storage unit ZR1 for variant II

Porównanie pracy zbiornika ZR1 zostało przeprowadzone przy obciążeniu zlewni rzeczywistymi opadami deszczu. Pierwszym parametrem, dla którego dokonano porównania przedstawionych wariantów jest objętość ścieków zgromadzona w zbiorniku w czasie trwania opadu. Rysunek 6 przedstawia wykres kształtowania się ilości wód opadowych dla całego zakresu czasu objętego analizą. Aby umożliwić bardziej czytelny kształt krzywej oraz pokazać różnicę pomiędzy wariantami wybrano okres od 20 do 28 lipca 2008 (rys. 7). Poziomą linią zaznaczono maksymalną obliczeniową pojemność zbiornika ZR1, którą wyznaczono poprzez zsumowanie pojemności obu komór akumulacyjnych zbiornika oraz pojemności komory przepływowej. Analizując wykres można zauważyć, że w obu przypadkach przy nasilonych opadach zbiornik nie pomieściłby całej ilości dopływających wód. W przypadku wariantu II, czyli bardziej odzwierciedlającego rzeczywiste warunki pracy zbiornika wielokomorowego, okazało się nawet, że w 147 dniu symulacji zbiornik zmieściłby jedynie 1/3 dopływających wód. Na podstawie uzyskanych wyników przedstawionych na wykresie (rys. 7) można wnioskować, że dla tworzonego modelu korzystniejsze byłoby zastosowanie I wariantu. Pojemność zbiornika w tym przypadku również zostałaby przekroczona dwukrotnie (rys. 7), natomiast kształtuje się ona bardziej równomiernie w badanym okresie czasu niż ta w wariacie II.



Rys. 6. Wykres przedstawiający zmiany objętości w zbiorniku ZR1 dla całego zakresu czasu objętego analizą

Fig. 6. Volume changes in storage unit ZR1 for full extent of analysis time.



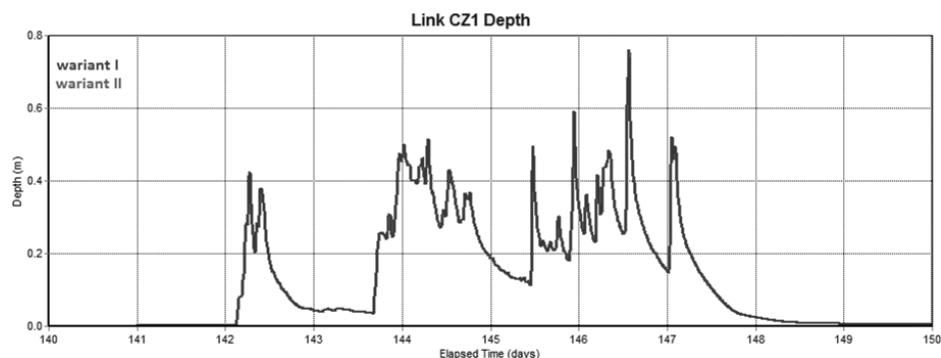
Rys. 7. Wykres kształtowania się ilości ścieków w zbiorniku ZR1 w okresie 20-28.07.2008 roku

Fig. 7. Forming of the volume in storage unit ZR1 from the 20th to the 28th of July 2008

Dodatkowo przeprowadzono analizę napełnienia w przewodach przed (rys. 8) oraz za zbiornikiem (rys. 9). W obu wariantach kształtują się one bardzo podobnie. Można wnioskować, że kształt zbiornika w przekroju wprowadzany do programu SWMM nie ma większego znaczenia w rozpatrywanym modelu sieci kanalizacyjnej. Dlatego biorąc pod uwagę wynik pierwszej analizy, postanowiono wybrać wariant I, rezygnując z możliwości zbliżenia zbiorników kształtem do zbiorników wielokomorowych, kosztem korzystniejszej pracy w trakcie występowania opadu.

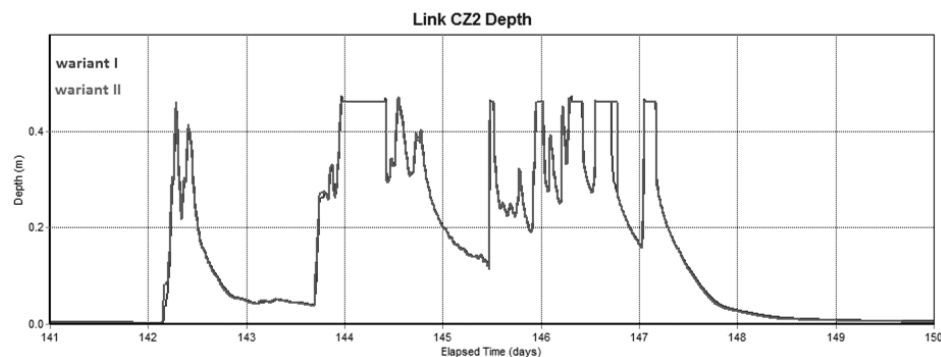
Należy zaznaczyć, że wariant I zakłada przyjęcie wyznaczonej analitycznie objętości zbiorników wielokomorowych jako objętości definiowanych w programie zbiorników jednokomorowych. Natomiast jeśli chodzi o dokładność wy-

konania symulacji działania projektowanego systemu trzeba uwzględnić to, że w rzeczywistych warunkach zbiorniki będą pracować w nieco inny sposób. Uznano, że w ramach tego opracowania taki sposób określenia kształtu zbiorników będzie wystarczający do przedstawienia istoty wykonywania modeli hydrodynamicznych w programach typu SWMM 5.0.



Rys. 8. Wykres kształtowania się napęnienia w odcinku CZ1 znajdującym się przed zbiornikiem ZR1 w okresie 19-28.07.2008 roku

Fig. 8. Forming of the depth in the conduit CZ1 situated before the storage unit ZR1 from the 19th to the 28th of July 2008



Rys. 9. Wykres kształtowania się napęnienia w odcinku CZ2 znajdującym za studzienką rozprężną SR1 zbiornika ZR1 w okresie 19-28.07.2008 roku

Fig. 9. Forming of the depth in the conduit CZ2 situated past the junction SR1 from the 19th to the 28th of July 2008

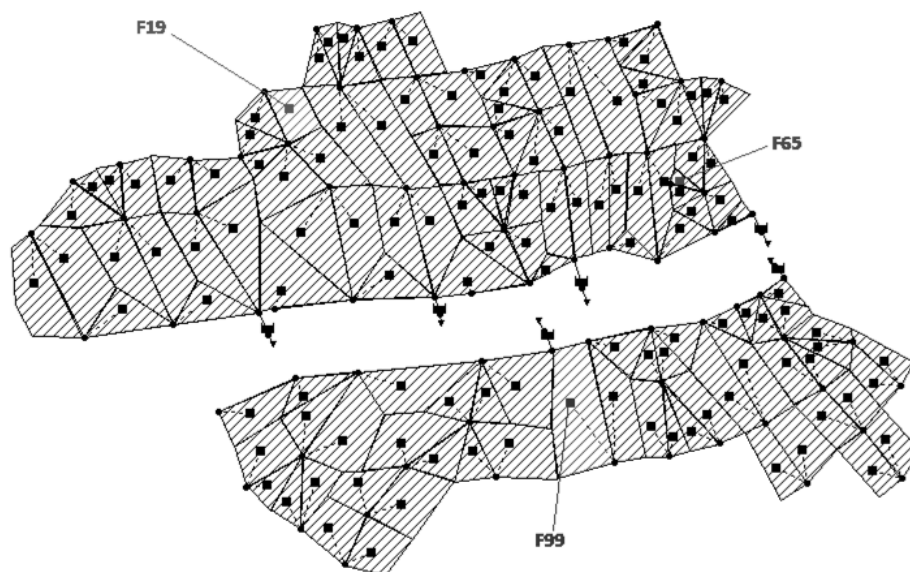
#### 4.2. Analiza modelu hydrodynamicznego systemu kanalizacji deszczowej oraz porównanie jego działania przy wystąpieniu opadu rzeczywistego i deszczu modelowego Błaszczyka

Główna analiza modelu hydrodynamicznego sieci kanalizacji deszczowej wykonanej w tym opracowaniu dotyczy przebiegu pracy sieci przy obciążeniu opadem rzeczywistym oraz opadem modelowym Błaszczyka.

Zanim wody deszczowe zostaną odprowadzone przez sieć kanalizacyjną, spadają na zlewnię tworząc spływ powierzchniowy. Przedmiotem analizy jest więc odpływ ze zlewni w czasie opadu. Do porównania wybrano 3 zlewnie obliczeniowe:

- a) F99 – o największej powierzchni 17,90 ha,
- b) F65 – o najmniejszej powierzchni 0,90 ha,
- c) F19 – o powierzchni zbliżonej do średniej powierzchni wszystkich zlewni (5,44 ha) 5,40 ha.

Na rysunku 10 przedstawiono lokalizację tych zlewni w projektowanym systemie kanalizacji.



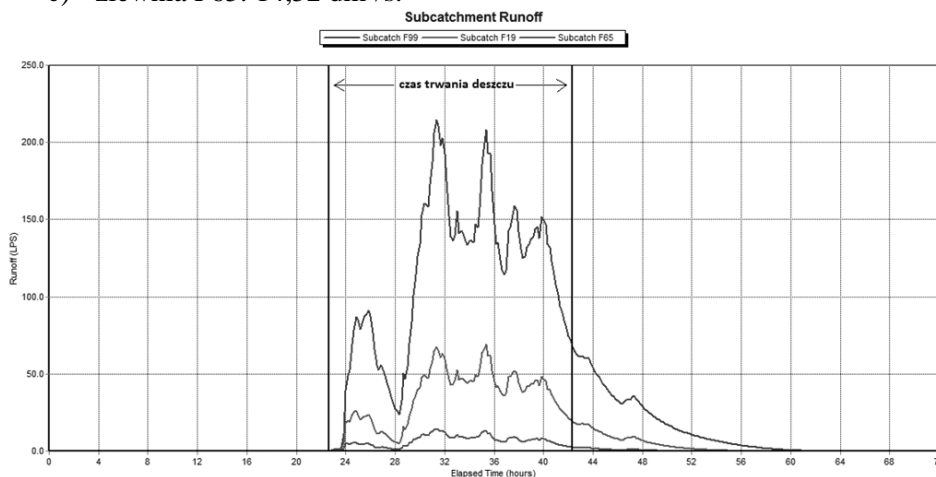
Rys. 10. Lokalizacja zlewni F19, F65 oraz F99 w systemie kanalizacyjnym

Fig. 10. Localization of subcatchments F19, F65 and F99 in the drainage system

Analizując posiadane rzeczywiste dane o opadach stwierdzono, że opad podczas którego spadła największa ilość wody wystąpił pomiędzy 3 a 4 sierpnia 2007 w godzinach od 22:20 do 18:10. Będzie on brany pod uwagę w trakcie poniższych porównań. Rysunek 11 przedstawia kształtowanie się odpływu wód

opadowych z wybranych zlewni w czasie. Dzięki programowi SWMM można otrzymać informacje dotyczące zmian odpływu, maksymalnych wartości odpływu w trakcie trwania deszczu oraz informacje jak długo po ustąpieniu opadu dopływają do sieci wody deszczowe. Przykładowo w zlewni F99, spływ wód opadowych trwa jeszcze przez około 19 godzin po zakończeniu opadu. Im większa jest powierzchnia zlewni, a co za tym idzie, większa ilość spływającej z niej wody, tym dłuższego czasu potrzeba aby cała jej ilość mogła odpłynąć istniejącym kanałem deszczowym. Maksymalny odpływ z poszczególnych zlewni w badanym okresie czasu wyniósł:

- a) zlewnia F99: 214,38  $\text{dm}^3/\text{s}$ ,
- b) zlewnia F19: 69,30  $\text{dm}^3/\text{s}$ ,
- c) zlewnia F65: 14,52  $\text{dm}^3/\text{s}$ .

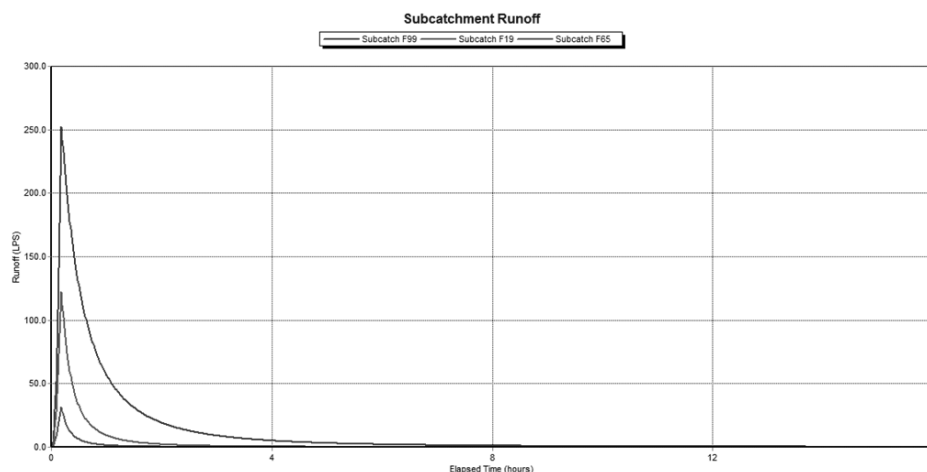


Rys. 11. Wykres zbiorczy odpływu w czasie ze zlewni F99, F19 i F65

Fig. 11. Consolidated graph of a runoff from subcatchments F99, F19 and F65

Krzywe odpływu dla modelu Błaszczyka zestawiono na rysunku 12. Wartości odpływu ze zlewni okazały się nieco wyższe niż te uzyskane podczas rzeczywistych opadów deszczu. Dla największej zlewni spływ trwał przez około 14 godzin. W porównaniu z opadem rzeczywistym czas spływu okazał się dużo krótszy. Maksymalny odpływ z poszczególnych zlewni wyniósł:

- a) zlewnia F99: 251,49  $\text{dm}^3/\text{s}$ ,
- b) zlewnia F19: 122,25  $\text{dm}^3/\text{s}$ ,
- c) zlewnia F65: 37,05  $\text{dm}^3/\text{s}$ .



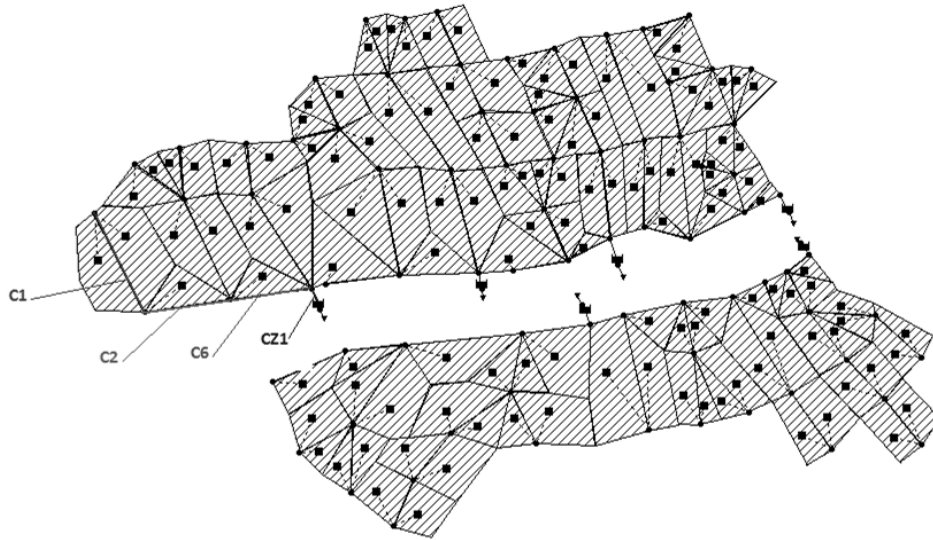
Rys. 12. Wykres odpływu ze zlewni F99, F19 oraz F65 dla modelu Błaszczyka

Fig. 12. Runoff from subcatchments F99, F19 and F65 for the Błaszczyk's model

Następnym analizowanym parametrem jest przepływ ścieków opadowych w kanałach. Wybrano występujące po sobie odcinki C1, C2, C6 oraz CZ1 o średnicach kolejno 800, 1200, 1400 oraz 1800 mm. Lokalizacja tych przewodów w systemie przedstawiona jest na rysunku 13. Wzięto pod uwagę ten sam opad, który był wykorzystany przy rozpatrywaniu odpływu ze zlewni. Rysunek 14 przedstawia wykresy przepływu w wybranych odcinkach.

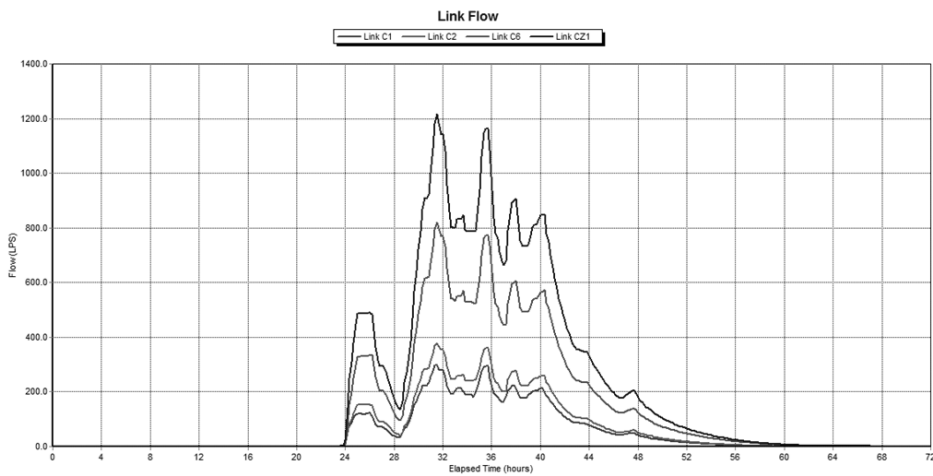
Jak widać na wykresie (rys. 14) kształt krzywych odpowiada kształtowi tych na wykresie odpływu ze zlewni (rys. 11). Wielkości przepływów odpowiadają rozmieszczeniu odcinków w systemie, tj. wzrastają od odcinka początkowego do końcowego. Dodatkowo porównując otrzymany wykres z wykresem odpływu ze zlewni można odczytać z jakim opóźnieniem woda ze zlewni dopłynęła do kanałów. Maksymalne wartości przepływu dla odcinków w badanym okresie czasu wyniosły:

- a) odcinek C1: 296,70 dm<sup>3</sup>/s,
- b) odcinek C2: 377,68 dm<sup>3</sup>/s,
- c) odcinek C6: 820,06 dm<sup>3</sup>/s,
- d) odcinek CZ1: 1216,30 dm<sup>3</sup>/s.



Rys. 13. Lokalizacja odcinków C1, C2, C6 oraz CZ1 w systemie kanalizacyjnym

Fig. 13. Localization of conduits C1, C2, C6 and CZ1 in the drainage system

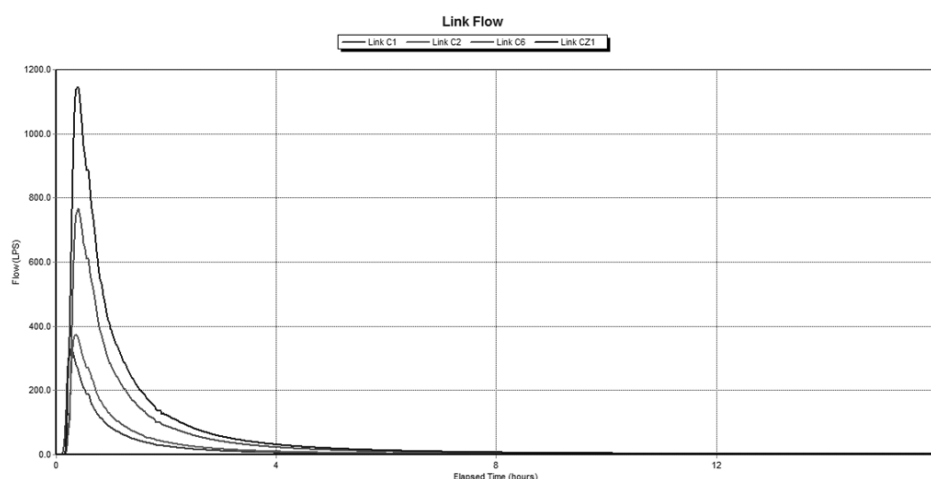


Rys. 14. Wykres zbiorczy przepływu w odcinkach C1, C2, C6 i CZ1

Fig. 14. Consolidated graph of a flow in conduits C1, C2, C6 and CZ1

Należy zauważyć, że są to wartości około 6 razy mniejsze niż te otrzymane w obliczeniach hydraulicznych kanałów. Ponieważ przedstawiony deszcz jest największym pod względem ilości wody w badanym okresie czasu, należy wnioskować, że przewody zostały znacznie przewymiarowane.

Przepływy uzyskane w kanałach dla modelu Błaszczyka (rys. 15) okazały się nieco niższe dla odcinków C2, C6 oraz CZ1. Jedynie w pierwszym odcinku uzyskano przepływ większy niż ten podczas rzeczywistych opadów.



Rys. 15. Wykres przepływu wód opadowych w kanałach C1, C2, C6 oraz CZ1 dla modelu Błaszczyka

Fig. 15. Storm water flow in conduits C1, C2, C6 and CZ1 for the Błaszczyk's model

Maksymalne wartości przepływu dla odcinków wyniosły:

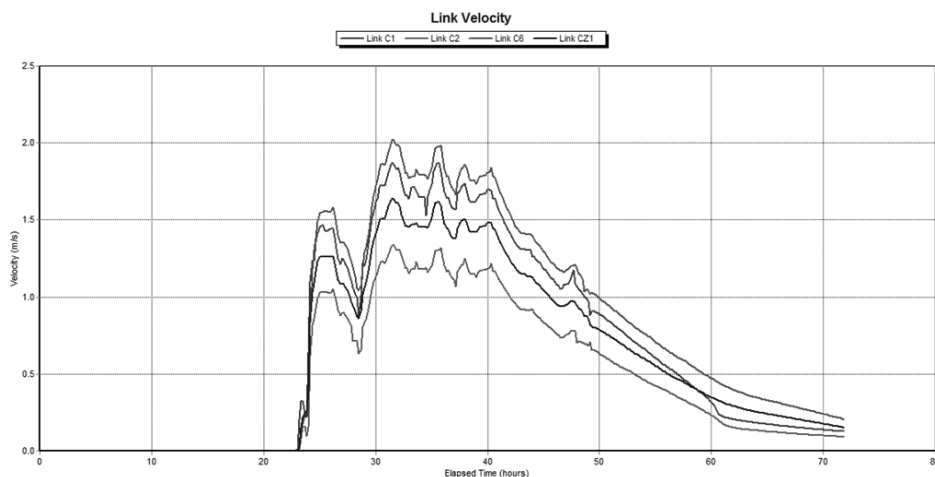
- a) odcinek C1: 328,90 dm<sup>3</sup>/s,
- b) odcinek C2: 372,99 dm<sup>3</sup>/s,
- c) odcinek C6: 766,48 dm<sup>3</sup>/s,
- d) odcinek CZ1: 1146,59 dm<sup>3</sup>/s.

Podobnie jak przy użyciu opadów rzeczywistych wartości przepływu w kanałach wzrastają wraz ze zbliżaniem się do zbiornika retencyjnego ZR1. Maksymalne natężenia przepływu ścieków w kanałach uzyskane podczas symulacji w programie SWMM są niższe niż te obliczone metodą granicznych natężeń.

Warto również przeanalizować prędkości przepływu ścieków w wybranych przewodach. Prędkość jest ważnym parametrem podczas projektowania. Najczęściej kanały dobiera się tak aby maksymalna prędkość nie była niższa niż 0,8 m/s (w przypadku kanalizacji deszczowej). Na rysunku 16 przedstawiono wykres, który obrazuje wielkość prędkości w wybranych odcinkach.

Uzyskane wyniki są w znacznym stopniu uzależniane od spadku z jakim ułożone są przewody. Mimo największego przepływu, odcinek CZ1 nie posiada największej prędkości, ponieważ jest ułożony ze spadkiem jedynie 2 ‰. Jest on najmniejszy wśród czterech wybranych przewodów. Natomiast druga co do wielkości wartość prędkości przepływu w początkowym odcinku C1, uzasad-

niona jest największym przyjmowanym w projekcie spadkiem kanału równym 7 ‰.



Rys. 16. Wykres zbiorczy prędkości w odcinkach C1, C2, C6 i CZ1

Fig. 16. Consolidated graph of velocity in conduits C1, C2, C6 and CZ1

Maksymalne wartości prędkości uzyskane w odcinkach to:

- a) odcinek C1: 1,87 m/s,
- b) odcinek C2: 1,34 m/s,
- c) odcinek C6: 2,02 m/s,
- d) odcinek CZ1: 1,64 m/s.

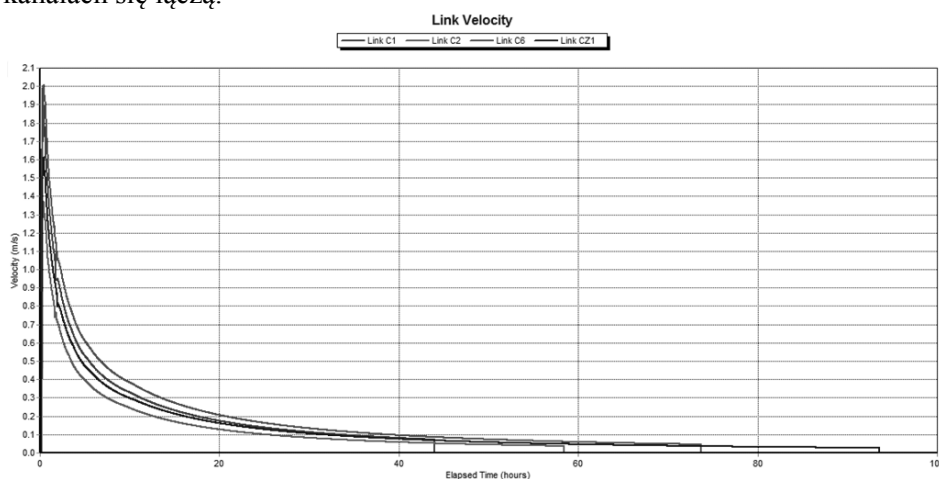
Dla porównania, w obliczeniach hydraulicznych uzyskano następujące wartości: 3,00, 2,18, 3,23 oraz 2,60 m/s. Uzasadnia to konieczność stosowania modeli hydrodynamicznych, gdyż prędkości wyznaczone przez program są mniejsze niż te uzyskane w obliczeniach hydraulicznych sieci, a co za tym idzie mniej korzystne dla sieci.

Prędkości uzyskane z zastosowaniem modelu Błaszczyka przedstawiono na rysunku 17. Otrzymano wartości porównywalne z tymi uzyskanymi podczas symulacji z wykorzystaniem opadu rzeczywistego. Maksymalne wartości prędkości uzyskane w odcinkach to:

- a) odcinek C1: 1,99 m/s,
- b) odcinek C2: 1,38 m/s,
- c) odcinek C6: 2,02 m/s,
- d) odcinek CZ1: 1,61 m/s.

W porównaniu z opadem rzeczywistym, w przypadku deszczu Błaszczyka mamy do czynienia z wyraźnym zaznaczeniem momentu, w którym wody opadowe dopływają do następnego odcinka. Jest to pokazane za pomocą pionowych linii przy poszczególnych krzywych. W ten sposób można odczytać po jakim

czasie od rozpoczęcia deszczu przepływy ścieków w następujących po sobie kanałach się łączą.

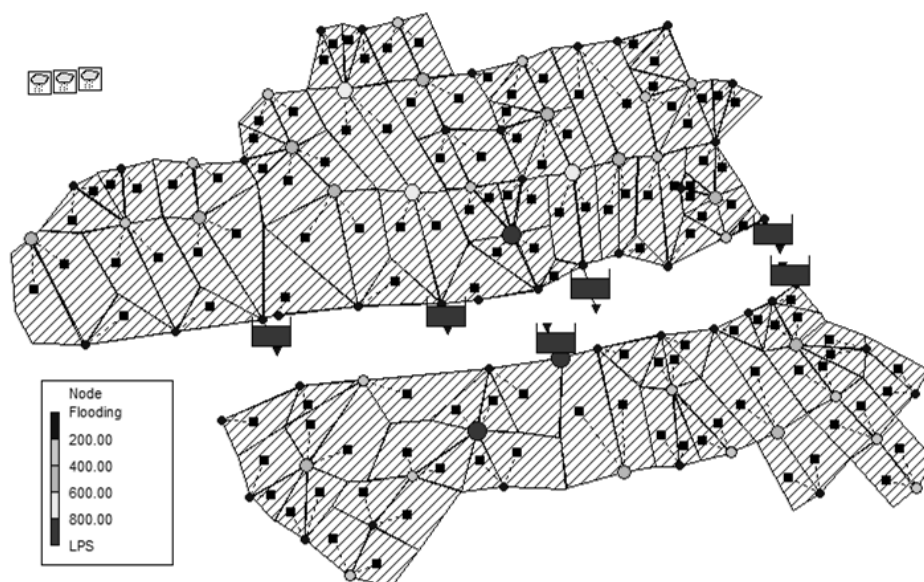


Rys. 17. Wykres prędkości przepływu w przewodach C1, C2, C6 oraz CZ1 dla modelu Błaszczyka  
Fig. 17. Velocity in conduits C1, C2, C6 and CZ1 for the Błaszczyk's model

Głównym celem tworzenia modeli hydrodynamicznych jest zbadanie projektowanej lub istniejącej sieci pod kątem częstości wylewów oraz przepływu ścieków pod ciśnieniem. Podczas sporządzania symulacji przy użyciu opadów rzeczywistych otrzymano informację o tym, że wylewy w węzłach obliczeniowych wystąpiły, co więcej, większość z odcinków pracowała pod ciśnieniem przez co najmniej 36 s (0,01 h). Największe przeciążenia systemu wystąpiły 31 maja 2008 roku pomiędzy 16:00 a 17:00. Ważniejsze wyniki obliczeń programu SWMM dotyczące wylewów to:

- wylewy wód opadowy przez studzienki na powierzchnię terenu wystąpiły w 64 z 80 węzłów obliczeniowych,
- łączna ilość wód deszczowych, która wydostała się na powierzchnię terenu na całym obszarze obliczeniowym wyniosła 31252 m<sup>3</sup>,
- wylewy ze studzienek w przedstawionym okresie czasu trwały od 0,17 do 3,05 h,
- największe natężenie wypływu wody opadowej zanotowano w węźle J62 tuż przed zbiornikiem retencyjnym ZR5 – 3364,51 dm<sup>3</sup>/s.

Na rysunku 18 znajdują się informacje na temat wielkości wylewów ze studzienek podczas najbardziej krytycznych warunków, tj. 13 maja 2008 roku o godz. 16:50.



Rys. 18. Schemat sieci wraz z przedstawieniem wartości natężenia wypływu ze studzienek na powierzchnię terenu

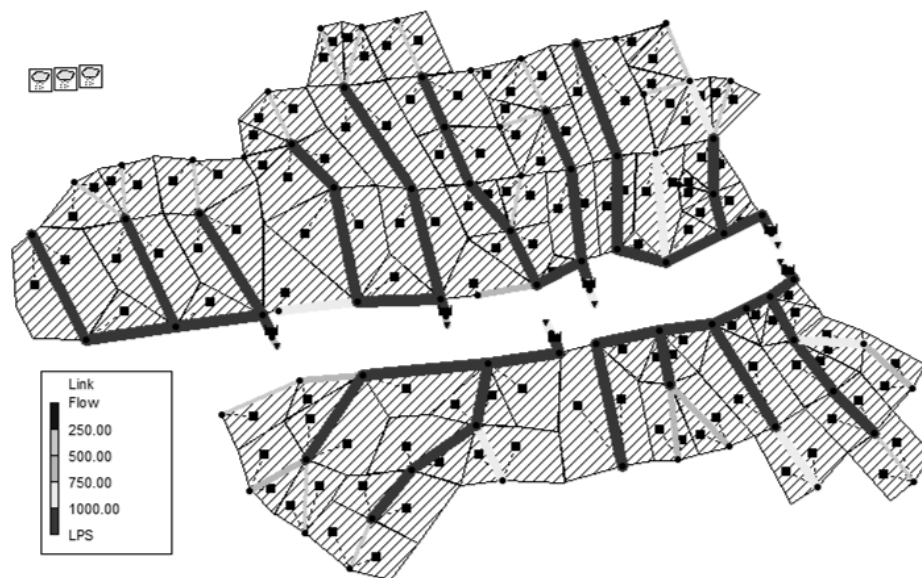
Fig. 18. Diagram of the drainage system, which presents nodes flooding values.

Na przedstawionym schemacie sieci widać, że w blisko 48 % studzienek natężenie wypływu wód opadowych na powierzchnię terenu jest większe niż 200 dm<sup>3</sup>/s. Podczas analizowania powyższych wyników pominięto te dotyczące zbiorników retencyjnych, gdyż nie są przedstawione w programie w sposób zgodny z założeniami projektowymi. Jednak trzeba zauważyć, że wariant I, który wybrano jako korzystniejszy podczas analizy kształtu zbiornika, spowodował łącznie dla wszystkich zbiorników wypływ około 250000 m<sup>3</sup> wody.

Program podaje również podsumowanie dotyczące czasu, w jakim przewody kanalizacyjne pracowały pod ciśnieniem. W przedziale czasu od 3 sierpnia 2007 do 23 października 2008 pod ciśnieniem pracowało 65 z 80 odcinków grawitacyjnych w całym systemie. Najważniejsze uzyskane informacje to:

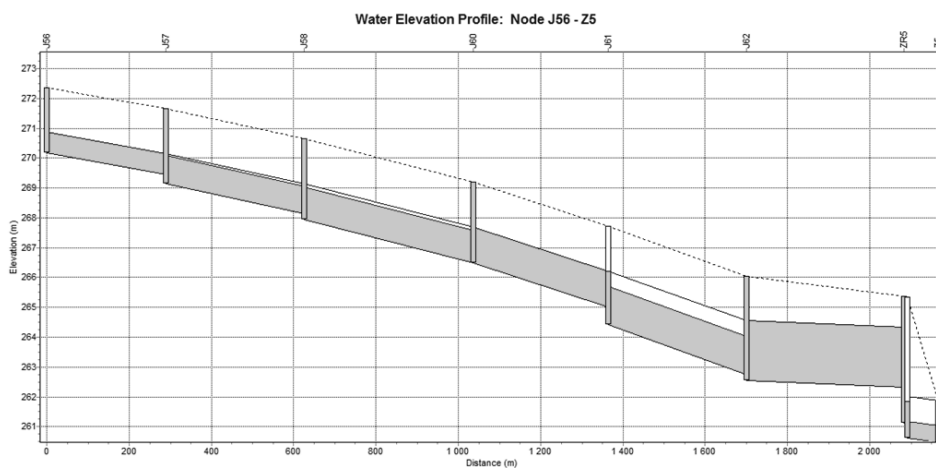
- 48 % z ogólnej liczby odcinków pracujących pod ciśnieniem było przeciążonych w ten sposób przez co najmniej 1 h,
- odcinek, w którym przepływ pod ciśnieniem trwał najdłużej, tj. 1,88 h to C31, znajdujący się tuż przed zbiornikiem ZR3,
- zjawisko ciśnieniowego przepływu ścieków zanotowano tylko w 1 z 6 kanałów bezpośrednio doprowadzających wody opadowe do zbiorników retencyjnych. Jest to odcinek CZ9 przed zbiornikiem ZR5.

Na rysunku 19 przedstawiono schemat sieci, na którym szczególnie wyróżniono wielkość przepływu w odcinkach oraz na rysunku 20 profil podłużny wybranych kanałów.



Rys. 19. Schemat sieci kanalizacyjnej z uwzględnieniem wielkości przepływu wód opadowych w przewodach

Fig. 19. Diagram of the drainage system, which presents conduit flow values.

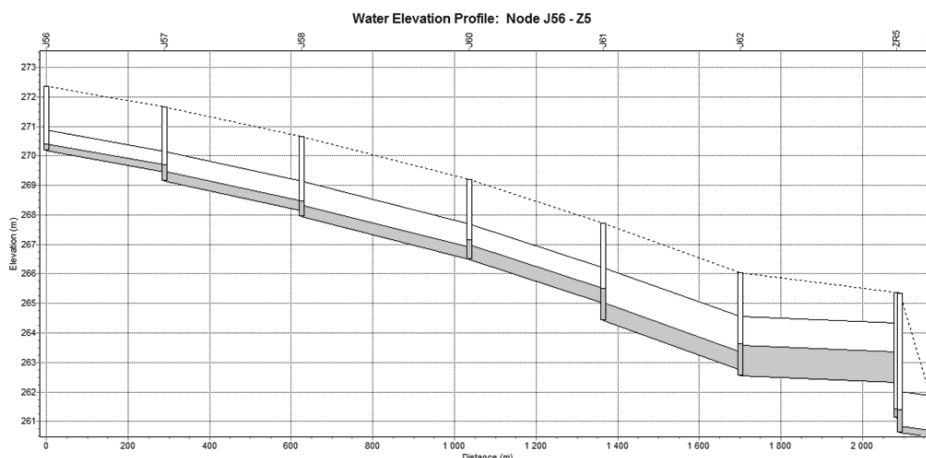


Rys. 20. Profil podłużny kanalizacji deszczowej pomiędzy węzłem J56 a wylotem do rzeki Z5 wraz z zaznaczonym napełnieniem w przewodach o godz. 16:50 13 maja 2008 roku

Fig. 20. Longitudinal section of links between junction J56 and outfall Z5

Przy zastosowaniu deszczu modelowego Błaszczyka nie uzyskano wylewów ze studzienek oraz ciśnieniowej pracy kanałów grawitacyjnych, podczas prze-

prowadzonych symulacji. Dla porównania z opadem rzeczywistym, na rysunku 21 przedstawiono profil podłużny wybranych odcinków w trakcie największych przepływów.



Rys. 21. Profil podłużny kanalizacji deszczowej pomiędzy węzłem J56 a wylotem do rzeki Z5 wraz z zaznaczonym napelnieniem w przewodach dla modelu Błaszczyka, w 22 minucie symulacji  
Fig. 21. Longitudinal section of links between junction J56 and outfall Z5 for the Błaszczyk's model (at 22nd minute of simulation)

## 5. Podsumowanie i wnioski

Modelowanie hydrodynamiczne staje się w dzisiejszych czasach ważnym narzędziem do analizy, symulacji oraz przewidywania różnych sytuacji mogących pojawić się w trakcie eksploatacji sieci. Co więcej nowoprojektowane sieci kanalizacyjne na etapie projektowania muszą posiadać model hydrodynamiczny, który pozwala na sprawdzenie częstości wylewów oraz występowania ciśnieniowych przepływów ścieków w przewodach [13].

Ważnym aspektem podczas tworzenia tego typu symulacji jest posiadanie dużego zakresu danych dotyczących opadu deszczu. Im większa ich ilość tym lepiej można prognozować ewentualne możliwości podtopień oraz przeciążeń sieci oraz urządzeń. Dodatkowo mogą one służyć do tworzenia modeli opadowych, takich jak deszcz modelowy Eulera typu II. Tego typu modele umożliwiają weryfikację wyznaczonych średnic kanałów i wielkości urządzeń znajdujących się w systemie kanalizacyjnym.

Istnieje wiele programów komputerowych służących do wykonywania oraz analizy modeli hydrodynamicznych systemów kanalizacyjnych. Część z nich, to jednak programy płatne, stąd szczególną popularnością cieszy się ogólnodostępny i darmowy amerykański program SWMM 5.0. Jest on stosunkowo prosty w obsłudze, pozwala na dokładne określanie warunków spływu powierzchni-

wego, infiltracji oraz przepływu w kanałach kanalizacyjnych. Możliwe jest również sprawdzenie działania sieci poprzez wprowadzenie do programu rzeczywistych danych opadowych, które dają najbardziej wiarygodne wyniki.

Tematem opracowania było utworzenie modelu hydrodynamicznego projektowanego systemu kanalizacji deszczowej dla zadanej zlewni obliczeniowej. Przedstawiono zagadnienia dotyczące modelowania hydrodynamicznego. Ostatecznie dokonano analizy działania sieci przy obciążeniu deszczem rzeczywistym oraz opadem modelowym Błaszczyka. Zwrócono szczególną uwagę na wielkość odpływu z poszczególnych zlewni cząstkowych, przepływ oraz prędkość przepływu ścieków w kanałach deszczowych oraz na występowanie wypływu ścieków na powierzchnię terenu i przepływów ciśnieniowych w przewodach grawitacyjnych.

Analiza tematyki pracy pozwoliła na podanie szeregu istotnych wniosków o znaczeniu ogólnym i praktycznym:

- a) modelowanie hydrodynamiczne jest ważnym narzędziem inżynierskim, dzięki któremu można przewidywać zachowanie projektowanych systemów kanalizacyjnych w trakcie wystąpienia opadu,
- b) w celu zwiększenia dokładności analiz związanych z modelowaniem hydrodynamicznym należy dokonywać dokładnych i wieloletnich pomiarów wielkości występujących opadów w skali ogólnokrajowej,
- c) na terenach posiadających dane opadowe z wielu lat należy tworzyć deszcze modelowe Eulera typu II, gdyż odzwierciedlają one w najwłaściwszy sposób zjawisko opadu deszczu,
- d) warto wykorzystywać modelowanie hydrodynamiczne podczas planowania modernizacji sieci, gdyż można w łatwy sposób przeanalizować rezerwy przepustowości istniejących kanałów,
- e) modele hydrodynamiczne mogą być wykorzystywane w przedsiębiorstwach gospodarki komunalnej do sterowania pracą sieci oraz lokalizacji powstających awarii,
- f) model opadu Błaszczyka nie daje wiarygodnych wyników odnośnie ilości wylewów ścieków na powierzchnię terenu oraz długości ciśnieniowej pracy grawitacyjnych przewodów sieci kanalizacyjnej w porównaniu z opadem rzeczywistym.

Podsumowując, modelowanie hydrodynamiczne będzie w przyszłości podstawą podczas projektowania sieci kanalizacyjnych. Przy jednoczesnym rejestrowaniu występujących opadów deszczu będzie można w coraz dokładniejszy sposób przewidywać zachowanie sieci kanalizacyjnych, a co za tym idzie zwiększenie bezpieczeństwa ich pracy.

## Literatura

- [1] Arbeitsblatt DWA-A 118. Hydraulische Bemessung Und Nachweis von Entwässerungssystemen, DWA, Hennef, 2006.

- 
- [2] Błaszczyk W., Stamatello H., Błaszczyk P.: *Kanalizacja: Sieci i pompownie*. Tom I, Arkady, Warszawa, 1983.
- [3] Burger G., Sitzenfrei R., Kleidorfer M., Rauch W.: Parallel flow routing in SWMM 5, *Environmental Modelling Software*, vol. 53, 2014, pp. 27-34.
- [4] Horton R. E.: The role of infiltration in the hydrologic cycle, *Transactions, American Geophysical Union 14th Ann Mtg reports and papers*, 1933, pp. 446-460.
- [5] Huang B., Zhu X., Zheng J., Xie L., Zhao H.: Drainage Simulating for the effect of type of urban water consumption to the combined drainage networks based on SWMM, *IEEE*, 2012.
- [6] *Hydrauliczne obliczenia sieci kanalizacyjnych wg normy PN EN 752 i Wytycznej ATV-DWVK A118. Program HYKAS. Instrukcja obsługi wersji 10*, Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa, 2010.
- [7] *HYKAS Kurzbeschreibung*, Rehm, 2014.
- [8] *HYSTEM-EXTRAN Produktinformation*, ITWH, Hannover, 2014.
- [9] Kaźmierczak B., Kotowski A.: Weryfikacja przepustowości kanalizacji deszczowej w modelowaniu hydrodynamicznym, *Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej*, Wrocław, 2012.
- [10] Kotowski A., Kaźmierczak B., Dancewicz A.: *Modelowanie opadów do wymiarowania kanalizacji*, Polska Akademia Nauk, Warszawa, 2010.
- [11] Park H., Johnson T. J.: Hydrodynamic modeling in solving combined Sewer problems: a case study, *Water Research*, vol. 6, no. 6., 1998, pp. 1948-1956.
- [12] Park S., Lee K., Park I., Ha S.: Effect of the aggregational level of surface runoff fields and sewer network for a SWMM simulation, *Desalination*, vol. 226, 2008, pp. 328-337.
- [13] *PN-EN 752:2008, Zewnętrzne systemy kanalizacyjne*.
- [14] Rossman L. A.: *Storm Water Management Model User's Manual. Version 5.0*, United States Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH, 2009.
- [15] Słyś D.: *Zrównoważone systemy odwodnienia miast*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2013.
- [16] *Software for Water Environments. Software Catalogue 2014*, DHI, 2014, pp. 9-11.
- [17] <http://mikebydhi.com/Products/Cities/MIKEURBAN.aspx> [dostęp: 20 maja 2014 r.].
- [18] [http://www.itwh.de/S\\_extinfo.htm#HYSTEM-EXTRAN-EXTRAN\\_6](http://www.itwh.de/S_extinfo.htm#HYSTEM-EXTRAN-EXTRAN_6) [dostęp: 20 maja 2014 r.].
- [19] Skotnicki M.: Przegląd programów do obliczeń sieci kanalizacyjnych. *Przegląd Komunalny*, No. 7, 2005.
- [20] Skotnicki M., Sowiński M.: The influence of depression storage on runoff from impervious surface of urban catchment, *Urban Water Journal*, 2013, Taylor & Francis Group, DOI:10.1080/1573062X.2013.839717.

## HYDRODYNAMIC MODEL OF STORM DRAINAGE SYSTEM

### Summary

These days, a hydrodynamic modelling becomes an important tool for analysing, simulating and forecasting different situations, which can appear during the work of a system. Moreover, the new-designed sewers have to have itself hydrodynamic models, which help to verify incidence of nodes flooding and conduits surcharging. Important thing during creation this type of simulation is having a wide range of data about rainfall. The bigger amount of data the more relevant forecasting of flooding and conduit surcharging. In addition, rainfall data can be used to create precipitation models, such as Euler's precipitation model. Hydrodynamic models enable verification of the diameter of conduits and the size of storage units. There are many computer programs used to create the hydrodynamic models. Some of them are payable, thus especially popular is free american program SWMM 5.0. The topic of the study was to create a hydrodynamic model of the new-designed drainage system. There was presented hydrodynamic modelling questions. Finally, the analysis of work of the storm drainage system at the actual occurrence of precipitation and at the Błaszczyk's rain model. In the study, it was especially pointed to the subcatchment runoff value, flow and velocity of storm water in the drainage canals as well as occurrence of node flooding and gravitational conduits' surcharging.

**Keywords:** storm drainage, gravity sewer, hydrodynamic model, SWMM

DOI:10.7862/rb.2014.62

*Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.*

*Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.*