

Marcin SKOTNICKI¹
Marek SOWIŃSKI²

OCENA ZDOLNOŚCI RETENCYJNEJ KOLEKTORA KANALIZACYJNEGO

W artykule poruszono temat redukcji szczytowego odpływu oraz opóźnienia czasu jego wystąpienia w wyniku spiętrzenia wód opadowych w kolektorze kanalizacyjnym. Zagadnienie było rozpatrywane na przykładzie istniejącego kanału o średnicy 1,0 m, długości 968 m i spadku 1,6‰. Model opad-odpływ wykonany w programie SWMM5 został wykorzystany do generacji odpływu wywołanego deszczem symulowanym przez blokowe hietogramy o różnej intensywności opadu. Piętrzenie przepływu w kolektorze było modelowane za pomocą przewężenia poniżej analizowanego odcinka. Stwierdzono, że w rozważanym przypadku zdolności retencyjne kolektora zależą niemal wyłącznie od objętości fali odpływu. W zależności od średnicy przewężenia istnieje możliwość redukcji odpływu szczytowego przy piętrzeniu nie powodującym wypływu ścieków na powierzchnię terenu, dla objętości fali spływu wód opadowych do 8 razy większej od użytecznej pojemności kanału.

Słowa kluczowe: retencja kanałowa, model opad-odpływ, SWMM5

1. Wprowadzenie

Ścieki odprowadzane z systemów kanalizacji ogólnospławnej i deszczowej wywierają negatywny wpływ na odbiornik. Zmienność odpływu wód opadowych wpływa niekorzystnie na efektywność procesu ich oczyszczania przed zrzutem do odbiornika oraz procesy hydrodynamiczne i hydrobiologiczne zachodzące w odbiorniku [4, 7, 13]. Z punktu widzenia ochrony odbiornika korzystne jest zmniejszenie wartości odpływu szczytowego. Można to osiągnąć przez retencję wód opadowych w sieci kanalizacyjnej. Retencja nie zmienia objętości odpływu, jednakże redukuje odpływ szczytowy, co powoduje spadek obciążenia hydraulicznego odbiornika oraz poprawę warunków podczyszczania

¹ Autor do korespondencji: Marcin Skotnicki, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Środowiska, ul. Piotrowo 3a, 60-965 Poznań, tel./fax 61 665 24 69, marcin.skotnicki@put.poznan.pl

² Marek Sowiński, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Środowiska, ul. Piotrowo 3a, 60-965 Poznań, tel./fax 61 665 24 69, marek.sowinski@put.poznan.pl

ścieków. Jednocześnie następuje opóźnienie czasu wystąpienia odpływu szczytowej fali wezbraniowej, co może być wykorzystane w systemach sterowania działaniem sieci kanalizacyjnej [1].

Szczególnym sposobem gromadzenia wód opadowych jest wykorzystanie retencji kanałowej, czyli pojemności istniejących kanałów. Jest to rozwiązanie niskonakładowe, stosunkowo łatwe do realizacji, szczególnie w przypadku sieci istniejących. Pojemność kanałów jest jednak ograniczona, podobnie jak możliwości piętzenia przepływu w kanałach w celu wykorzystania tej pojemności. Ustalenia wymaga zakres możliwości wykorzystania pojemności kanałów oraz skala wpływu retencji kanałowej na odpływ.

W publikacji omówiono wyniki analizy wpływu retencji wód opadowych w kanale na odpływ wód opadowych na przykładzie rzeczywistego kolektora ogólnospławnego.

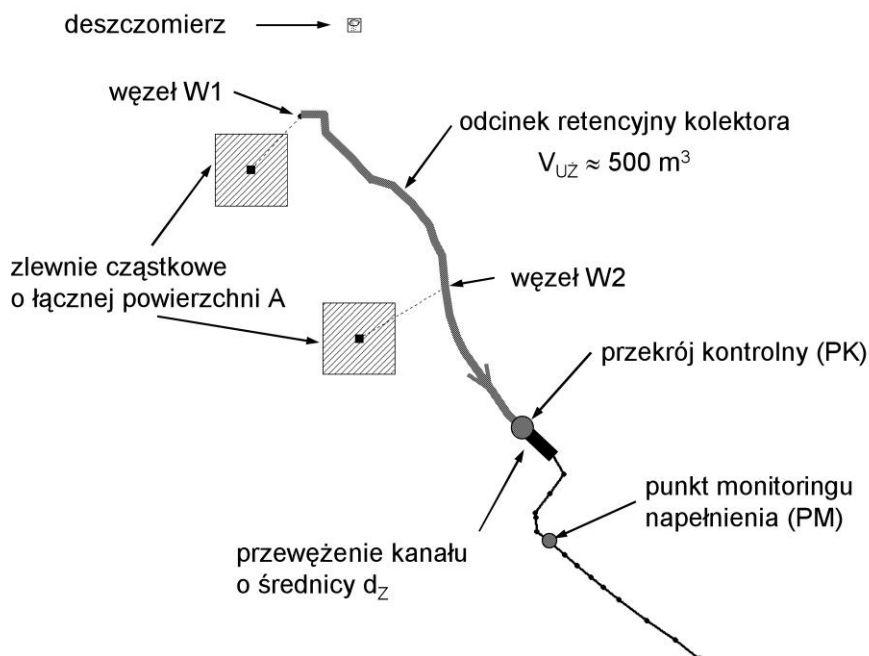
2. Charakterystyka analizowanego kolektora i jego zlewni

2.1. Opis stanu istniejącego

Kanał uwzględniony w analizie jest grawitacyjnym kolektorem należącym do systemu kanalizacyjnego Poznania. Został wybudowany w 1969 roku pierwotnie jako kanał odprowadzający ścieki bytowo-gospodarcze z obszaru około 950 ha [5]. Kanał wykonany jest z rur kamionkowych o średnicy 1,0 m, będących w dobrym stanie technicznym. Na dnie niektórych odcinków zgromadzona jest warstwa osadów o grubości około 20 cm. Rury ułożone są z niemal jednakowym na wszystkich odcinkach spadkiem 1,6 ‰ na głębokości między 2 a 4 m.

Fragment kolektora, dla którego przeprowadzono symulacje retencionowania wód opadowych, w dalszej części publikacji nazywany odcinkiem retencyjnym, ma długość 968 m (rys. 1). Po uwzględnieniu warstwy osadu na dnie kanału oraz objętości wykorzystywanej dla przepływu bazowego obejmującego ścieki bytowo-gospodarcze i wody infiltracyjne, pojemność użyteczna (przeznaczona do gromadzenia wód opadowych) odcinka retencyjnego wynosi około 500 m³.

W trakcie eksploatacji kolektora zostały do niego przyłączone kanały deszczowe odwadniające tereny o nieokreślonej dokładnie powierzchni, znajdujące się w zlewni kolektora [5]. Obecnie kolektor funkcjonuje zatem jako ogólnospławny, jednakże udział ścieków bytowo-gospodarczych w całkowitym odpływie jest mniejszy w porównaniu z typowymi kanałami ogólnospławnymi.



Rys. 1. Odwzorowanie analizowanego kolektora w modelu symulacyjnym

Fig. 1. Representation of analysed sewer in a model

2.2. Model kolektora i zlewni

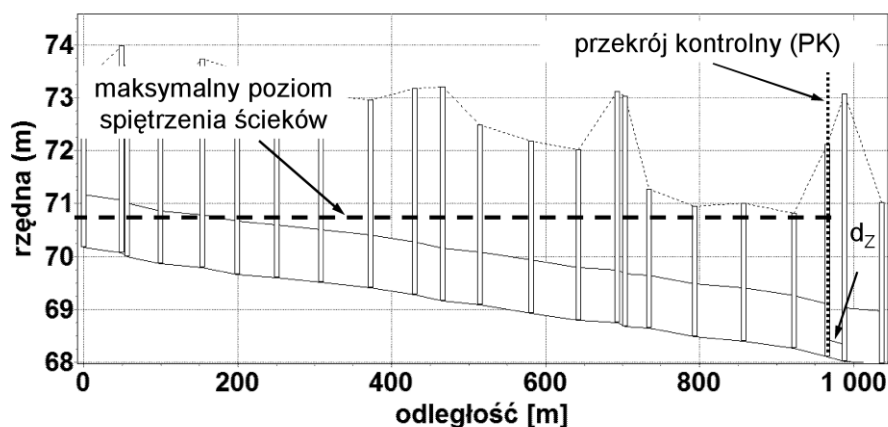
Analizę opisaną w publikacji wykonano przy użyciu modelu symulacyjnego kolektora i jego zlewni. Model opracowany z wykorzystaniem programu SWMM5 [9] obejmuje odcinek retencyjny wraz z przewężeniem przekroju wywołującym spiętrzenie, punkt monitoringu napętnienia oraz fragment kolektora poniżej tego punktu (rys. 1).

Długość odcinka poniżej punktu PM dobrano tak, aby wyeliminować wpływ swobodnego wylotu kolektora na przebieg profilu zwierciadła w kanale. Wylot ten symuluje istniejącą część kolektora, której nie uwzględniano w modelu. Łącznie odwzorowano 37 odcinków kanału ograniczonych istniejącymi studzienkami. Zgodnie z dostępnymi danymi, na odpowiednich odcinkach kanału uwzględniono warstwę osadu. Przyjęto jednakową grubość osadów równą 20 cm na wszystkich odcinkach. Profil podłużny odcinka retencyjnego zaprezentowano na rysunku 2.

Piętrzenie wód opadowych w modelu kolektora wywołano symulując przewężenie przekroju kanału na odcinku za przekrojem kontrolnym (rys. 1). Zmniejszoną średnicę odcinka oznaczono jako średnicę zastępczą d_z . Wartość

średnicy zastępczej dobierano tak, aby piętrzenie nie powodowało wypływu ścieków na powierzchnię terenu w węzłach powyżej przekroju kontrolnego. Minimalną wartość d_z ustalono przy założeniu, że przy przepływie bazowym zmniejszona średnica będzie wywoływać piętrzenie zbliżone do całkowitego napełnienia kanału. Stosując metodę kolejnych przybliżeń warunki takie uzyskano dla średnicy zastępczej $d_z = 0,32$ m. Napełnienie w przekroju kontrolnym powyżej przewężenia wynosi w tych warunkach 0,91 m a prędkość przepływu jest równa 0,27 m/s.

Przyjęty na potrzeby sposób piętrzenia ścieków w kanale za pomocą stałej średnicy dławienia ma zastosowanie wyłącznie w symulacji odpływu. Realizacja dławienia odpływu w rzeczywistej sieci kanalizacyjnej musi zapewniać możliwość regulacji piętrzenia. Wywołanie piętrzenia w modelu za pomocą odcinka kanału o określonej średnicy pozwala na stosunkowo łatwe obliczenie strat ciśnienia i ustalenie wymaganych parametrów piętrzenia.



Rys. 2. Profil podłużny modelu odcinka retencyjnego kolektora

Fig. 2. Longitudinal profile of modeled reach of detention sewer

2.3. Kalibracja modelu

2.3.1. Współczynnik szorstkości kanałów

Współczynnik szorstkości według Manninga określono na podstawie wyników pomiarów odpływu [12]. Obliczenia takie wymagają danych pomiarowych napełnienia i prędkości średniej lub odpływu. W punkcie monitoringu PM (rys. 1) mierzone jest jedynie napełnienie w kolektorze. Z tego względu zdecydowano się na wyznaczenie współczynnika szorstkości dla kolektora o podobnej do analizowanego charakterystyce – wykonanego z takiego samego materiału (rury

kamionkowe o średnicy 1 m), o podobnym okresie eksploatacji i spadku dna, dla którego dysponowano wymaganymi danymi.

Na potrzeby ustalenia współczynnika szorstkości kanałów n według Manninga wykorzystano pomiary napełnienia H i prędkości przepływu v wykonane za pomocą przenośnego urządzenia pomiarowego. Dane udostępnione przez AQUANET S.A. obejmowały serię pomiarową składającą się z 30 par liczb H oraz v , rejestrowanych z krokiem czasowym 1 min. W czasie pomiaru napełnienie zmieniało się w granicach od 0,270 do 0,280 m a prędkość przepływu mieściła się w przedziale od 0,683 do 0,763 m/s. Można zatem przyjąć, że przepływ ma charakter ustalony.

Współczynnik szorstkości n obliczono na podstawie wzoru Chezy ze współczynnikiem Manninga w postaci [6]:

$$v = \frac{\sqrt{s}}{n} \cdot R_H^{2/3} = \frac{\sqrt{s}}{n} \cdot \left[\left(1 - \frac{\sin 2\beta}{2\beta} \right) \cdot \frac{D}{4} \right]^{2/3} \quad [\text{m/s}] \quad (1a)$$

$$R_H = \left(1 - \frac{\sin 2\beta}{2\beta} \right) \cdot \frac{D}{4} \quad [\text{m}] \quad (1b)$$

$$\beta = \arccos \left(1 - 2 \frac{H}{D} \right) \quad [\text{rad}] \quad (1c)$$

gdzie: s - nachylenie dna kolektora [-],

n - współczynnik szorstkości kanału według Manninga [$\text{s/m}^{1/3}$],

β - połowa kąta środkowego, opartego na swobodnym zwierciadle cieczy [rad],

R_H - promień hydrauliczny [m],

D - średnica kanału [m],

H - napełnienie w kanale [m].

Nie są dostępne dokładne informacje na temat spadku dna kanału w miejscu wykonywania pomiarów napełnienia i prędkości. Biorąc to pod uwagę, na podstawie danych pomiarowych wyznaczono iloraz n/\sqrt{s} nazywany dalej charakterystyką hydrauliczną kanału α . Następnie dla znanego spadku dna analizowanego kolektora (punkt 2.1), zakładając warunki przepływu jednostajnego, obliczono współczynnik szorstkości n .

Średnia wartość charakterystyki hydraulicznej jest równa $\alpha = 0,402$ a odchylenie standardowe $\sigma_\alpha = 0,014$. Po uwzględnieniu średniego spadku analizowanego kolektora wynoszącego $s = 1,57 \text{ ‰}$ wartość współczynnika szorstkości wynosi $n = 0,0159$. Do dalszych obliczeń przyjęto $n = 0,016 \text{ s/m}^{1/3}$.

2.3.2. Przepływ bazowy

Przepływ bazowy Q_{BAZ} jest to przepływ w czasie pogody bezdeszczowej, który obejmuje odpływ ścieków bytowo-gospodarczych oraz wód infiltracyjnych. Wartość przepływu bazowego oszacowano na podstawie pomiarów napełnienia, realizowanych w punkcie monitoringu PM (rys. 1), obsługiwanym przez eksploatatora sieci kanalizacyjnej, spółkę AQUANET. Poziom zwierciadła ścieków w kanale rejestrowany jest przy użyciu sondy ultradźwiękowej z rozdzielczością czasową 1 minuty.

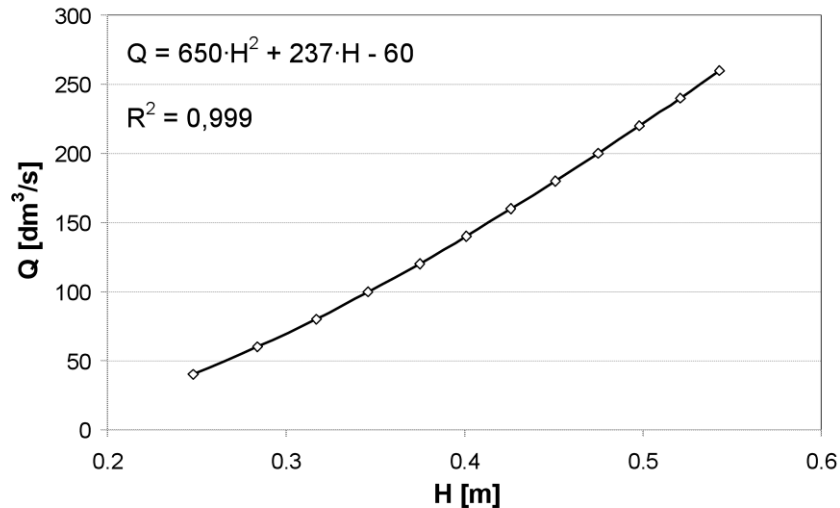
Na podstawie obserwacji odpływu w czasie pogody bezdeszczowej ustalono, że średnie napełnienie w kanale wynosi $H_{\dot{S}R} = 0,42$ m. Wyznaczony przy wykorzystaniu równania (1a) przepływ dla tego napełnienia jest równy $284 \text{ dm}^3/\text{s}$. Po uwzględnieniu tej wartości w modelu obliczone napełnienie w węźle odpowiadającym lokalizacji przekroju pomiarowego wynosi $0,57$ m. Przyczyną są specyficzne warunki przepływu w kolektorze w sąsiedztwie punktu pomiarowego. Na długości około 130 m kanały zostały oczyszczone z zalegających na dnie osadów. W rezultacie przepływ w przekroju pomiarowym nie ma charakteru przepływu jednostajnego. Wyklucza to bezpośrednie zastosowanie wzoru Chezy'ego ze współczynnikiem Manninga do obliczenia wielkości przepływu Q dla zmierzonego napełnienia H .

Obliczenia przepływu bazowego wykonano z wykorzystaniem opracowanego w programie SWMM5 modelu przepływu w kolektorze. Dla zadanej, niezmienniej w czasie wartości przepływu Q wyznaczano kształt profilu zwierciadła ścieków w kanale. W ten sposób określono napełnienie w przekroju odpowiadającym lokalizacji punktu monitoringu. Wartość napełnienia $H = H_{\dot{S}R} = 0,42$ m uzyskano dla przepływu $Q = 155 \text{ dm}^3/\text{s}$. Wartość tę porównano ze średniodobowym odpływem ścieków bytowo-gospodarczych $Q_{D \dot{S}R}$ dla obszaru objętego zasięgiem kolektora. Według danych AQUANET S.A. odpływ $Q_{D \dot{S}R}$ jest równy $115 \text{ dm}^3/\text{s}$, a więc jest mniejszy od obliczonego o $40 \text{ dm}^3/\text{s}$. Różnica to może być utożsamiona z odpływem wód infiltracyjnych. Stanowią one więc około 30 % $Q_{D \dot{S}R}$ a po uwzględnieniu obszaru objętego zasięgiem kolektora (punkt 2.1) jednostkowy wskaźnik odpływu wód infiltracyjnych wynosi $0,05 \text{ dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$. Są to wartości odpowiadające wielkościom prezentowanym w literaturze [2, 3]. Uznano zatem, że obliczony przepływ bazowy $Q_{BAZ} = 155 \text{ dm}^3/\text{s}$ reprezentuje średni odpływ pogody bezdeszczowej w przekroju PM kolektora.

Na potrzeby dalszej kalibracji modelu ustalono relację między napełnieniem H a przepływem Q w zakresie zmienności napełnień w czasie pogody bezdeszczowej (rys. 3). Z użyciem modelu przepływu w kolektorze obliczano napełnienie dla znanej wartości przepływu. Na podstawie wyników określono równanie regresji, umożliwiające określenie przepływu bazowego dla dowolnej wartości napełnienia z analizowanego zakresu:

$$Q = 650 \cdot H^2 + 237 \cdot H - 60 [\text{dm}^3 / \text{s}] \quad (2)$$

gdzie: H - napężenie w punkcie monitoringu (PM) kolektora [m]



Rys. 3. Relacja $Q = f(H)$ dla punktu monitoringu

Fig. 3. Relation $Q=f(H)$ for the monitoring point

2.3.3. Powierzchnia zlewni

Założono, że w modelu zostanie odwzorowana tylko powierzchnia szczelna zlewni. W celu uwzględnienia rozkładu przestrzennego zlewni, wobec braku dokładnych informacji, całkowitą powierzchnię podzielono na dwie jednakowe zlewnie cząstkowe o kształcie kwadratu, przyłączone do kolektora w węzłach W1 i W2 (rys. 1). Węzeł W1 jest początkowym węzłem analizowanego kolektora, węzeł W2 znajduje się w połowie odcinka retencyjnego.

Do obliczeń wybrano trzy zdarzenia opadowe o wysokościach 3,2 mm, 5,2 mm oraz 6,4 mm (rys. 4). Przyjęto, że przepływ bazowy Q_{BAZ} w czasie zdarzenia opadowego zmienia się liniowo od wartości przed rozpoczęciem deszczu do wartości po jego zakończeniu. Wielkość Q_{BAZ} wyznaczono na podstawie zarejestrowanego napężenia H z wykorzystaniem opracowanego równania regresji (równ. 2).

W trakcie kalibracji ustalano wielkość powierzchni A oraz wartość współczynnika szorstkości powierzchni n_z . Do oceny zgodności hydrogramów napężeń uzyskanych na drodze symulacji z wynikami pomiarów w przekroju monitoringu PM wykorzystano współczynnik efektywności NSE według Nash'a i Sutcliffe'a w postaci [11]:

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (H_{P_i} - H_{S_i})^2}{\sum_{i=1}^n (H_{P_i} - \overline{H_P})^2} [-] \quad (3)$$

gdzie: H_P - napętnienie zarejestrowane w czasie pomiarów w danym kroku czasowym [m],

H_S - napętnienie wyznaczone w czasie symulacji w danym kroku czasowym [m],

$\overline{H_P}$ - średnie napętnienie zarejestrowane w czasie pomiarów [m],

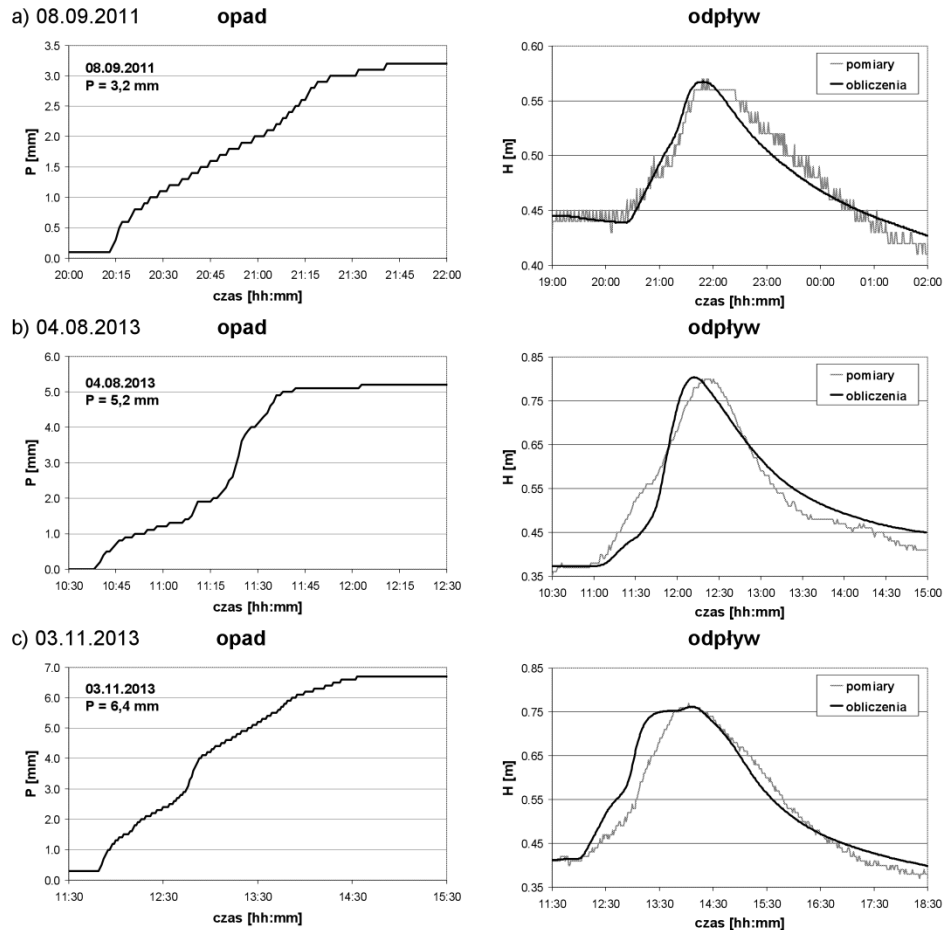
n - liczba kroków czasowych w hydrogramie [-].

Wyniki obliczeń przedstawiono na rysunku 4 oraz w tabeli 1. Przy wyborze wartości parametrów zlewni do dalszych obliczeń kierowano się zasadą doboru parametrów zapewniających skrajne wartości obliczonego odpływu dla danego zdarzenia opadowego [8]. Minimalna wartość odpływu będzie miała miejsce w przypadku zlewni o parametrach $A = 50$ ha i $n_z = 0,025$, maksymalny odpływ zapewniają parametry $A = 60$ ha i $n_z = 0,016$. Przyczynami różnic ustalonych wartości A oraz n_z mogą być niepewności pomiarowe opadu i napętnienia a także przestrzenne zróżnicowanie deszczu nad obszarem zlewni.

Tabela 1. Wyniki kalibracji modelu kolektora

Table 1. Results of sewer model calibration

Zdarzenie opadowe (data)	Powierzchnia szczelna zlewni A [ha]	Szorstkość powierzchni n_z [$s/m^{1/3}$]	NSE [-]
08.09.2011	50	0,025	0,936
04.08.2013	50	0,016	0,927
03.11.2013	60	0,016	0,918



Rys. 4. Opady wykorzystane w kalibracji oraz zarejestrowane i obliczone hydrogramy odpływu
 Fig. 4. Rainfalls used in a calibration; registered and evaluated in simulation outflow hydrographs

3. Zakres analizy

3.1. Opady obliczeniowe

Opady wykorzystywane w obliczeniach opisane są przez hietogramy blokowe, cechujące się stałym w czasie natężeniem. W analizie uwzględniano dwa parametry opadu: wysokość P oraz czas trwania T . Wysokość opadu ustalono w taki sposób, aby deszcz wywoływał odpływ o określonej objętości V . Jako wartość podstawową przyjęto objętość 500 m^3 odpowiadającą pojemności użytecznej odcinka retencyjnego kolektora (punkt 2.1). Rozpatrywano objętości odpływu w zakresie od 500 m^3 do 4000 m^3 . Wysokości opadu, wyznaczone jako ilo-

raz objętości odpływu V oraz powierzchni zlewni A zestawiono w tabeli 2. Czasy trwania opadu T ustalono w zakresie od 15 min do 60 min, z krokiem czasowym $\Delta T = 15$ min.

Tabela 2. Wysokości opadów obliczeniowych w zależności od powierzchni zlewni A

Table 2. Depths of computed rainfalls in dependence of a catchment area A

Objętość odpływu V [m ³]	Wysokość opadu P [mm]	
	$A = 50$ [ha]	$A = 60$ [ha]
500	1,00	0,83
1000	2,00	1,67
1500	3,00	2,50
2000	4,00	3,33
2500	5,00	4,17
3000	6,00	5,00
3500	7,00	5,83
4000	8,00	6,67

3.2. Kryteria oceny wyników

Ocenę wpływu retencji w kolektorze na odpływ wód opadowych ze zlewni wykonano na podstawie zmian kształtu hydrogramu odpływu w przekroju kontrolnym. Jako charakterystyki opisujące hydrogram uwzględniono odpływ szczytowy Q_{MAX} i czas jego wystąpienia T_{MAX} , liczony od początku symulacji. Zmiany odpływu szczytowego obliczono jako względną redukcję ΔQ_{MAX} , odniesioną do przepływu bez retencji:

$$\Delta Q_{MAX} = \frac{Q_{MAX} - Q_{MAX}(d_Z)}{Q_{MAX}} \cdot 100 = \left(1 - \frac{Q_{MAX}(d_Z)}{Q_{MAX}} \right) \cdot 100 [\%] \quad (4)$$

Opóźnienie czasu wystąpienia odpływu szczytowego ΔT_{MAX} obliczono jako różnicę:

$$\Delta T_{MAX} = T_{MAX}(d_Z) - T_{MAX} [\text{min}] \quad (5)$$

gdzie: Q_{MAX} - przepływ szczytowy bez piętrzenia [dm³/s],
 $Q_{MAX}(d_Z)$ - przepływ szczytowy z uwzględnieniem piętrzenia [dm³/s],
 T_{MAX} - czas osiągnięcia przepływu Q_{MAX} [min],
 $T_{MAX}(d_Z)$ - czas osiągnięcia przepływu $Q_{MAX}(d_Z)$ [min],

3.3. Zakres obliczeń

Obliczenia wykonane w ramach analizy prezentowanej w publikacji podzielono na trzy zasadnicze etapy:

- Etap I – analiza wpływu objętości fali odpływu oraz parametrów zlewni na kształt hydrogramu odpływu przy stałym dławieniu odpływu
- Etap II – analiza wpływu objętości fali odpływu na kształt hydrogramu odpływu przy zmiennym dławieniu odpływu.
- Etap III – analiza wpływu czasu trwania deszczu na kształt hydrogramu odpływu.

W etapie I analizowano wpływ objętości fali odpływu V na wielkość odpływu szczytowego Q_{MAX} oraz czas do jego osiągnięcia T_{MAX} . W obliczeniach wykorzystano opady o czasie trwania $T = 15$ min. Analiza wpływu parametrów zlewni na odpływ szczytowy została wykonana dla zakresu wartości parametrów ustalonych w trakcie kalibracji (punkt 2.3). Obliczenia odpływu wykonano dla dwóch zestawów parametrów – zlewni o powierzchni 50 ha i 60 ha oraz szorstkości powierzchni odpowiednio $0,025 \text{ s/m}^{1/3}$ i $0,016 \text{ s/m}^{1/3}$. Wyniki symulacji będą stanowiły podstawę decydującego wyboru wartości parametrów A oraz n_z dla obliczeń w dalszych etapach analizy. Przyjęto stałą wartość średnicy zastępczej d_z odcinka kanału poniżej przekroju kontrolnego PK (rys. 1 i 2), równą $0,32$ m. Zgodnie z informacjami przedstawionymi w punkcie 2.2, jest to minimalna średnica zastępcza dla analizowanych warunków. Wartość przepływu bazowego (także w pozostałych etapach) uwzględniono jako równą $Q_{BAZ} = 155 \text{ dm}^3/\text{s}$ (punkt 2.3.2).

Etap II analizy dotyczy określenia wpływu objętości fali odpływu V na Q_{MAX} oraz T_{MAX} , przy zmiennej wartości średnicy zastępczej d_z . Dla danej objętości fali odpływu, wartość średnicy zastępczej dobierano w taki sposób, aby maksymalne piętrzenie w kolektorze powyżej punktu kontrolnego nie powodowało wypływu ścieków na powierzchnię terenu. W obliczeniach uwzględniono opady o czasie trwania 15 min oraz przyjęto, że odpływ następuje ze zlewni o powierzchni 50 ha (tab. 2).

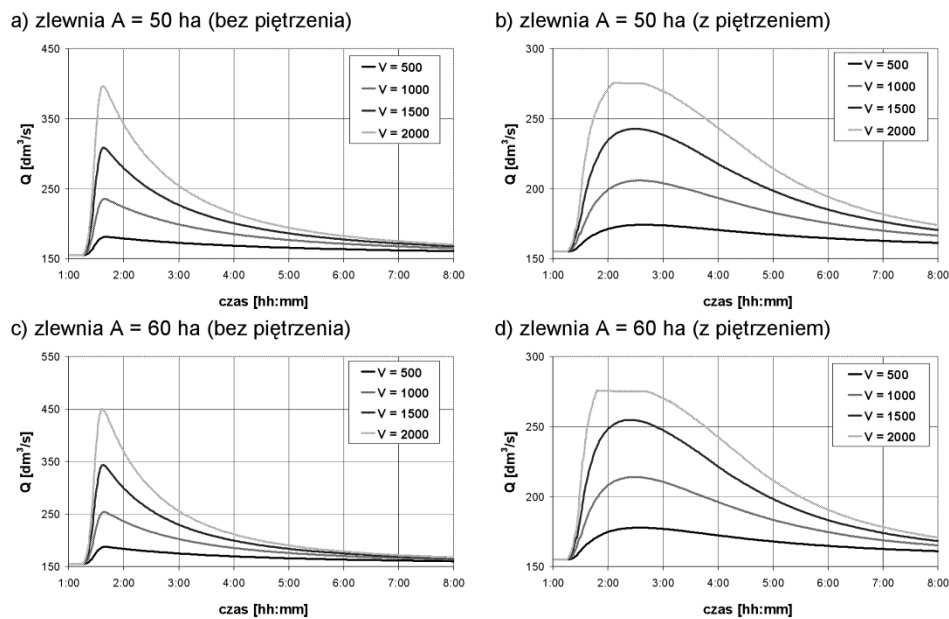
W etapie III ustalano wpływ czasu trwania opadu T na odpływ szczytowy i czas jego wystąpienia. Wykorzystano takie same objętości odpływu oraz odpowiadające im wielkości średnicy zastępczej d_z jak w etapie II. Czasy trwania opadów przyjęto z zakresu od 15 do 60 min, z krokiem $\Delta T = 15$ min. Uwzględniano odpływ ze zlewni o powierzchni 50 ha.

4. Omówienie wyników analizy

4.1. Etap I

Dla każdego z opadów wykonano symulacje w dwóch wariantach: z przeżeniem średnicy kanału poniżej przekroju kontrolnego, wywołującym spię-

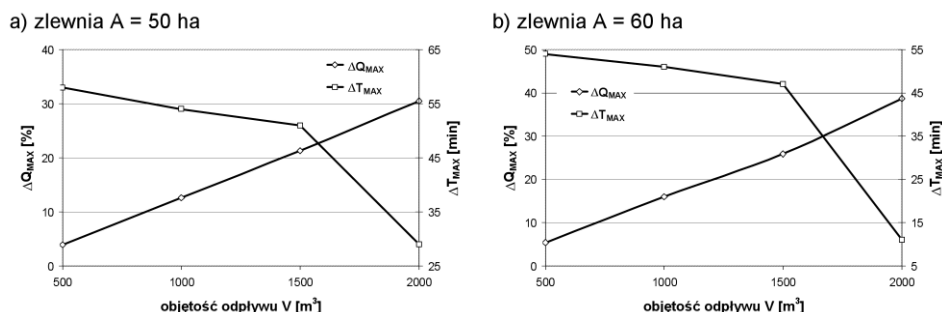
trzenie ścieków oraz bez przewężenia. Przyjęto stałą wielkość średnicy zastępczej odpowiadającą minimalnej wartości d_z , równą 0,32 m. Uwzględniano odpływ ze zlewni o powierzchni 50 ha oraz powierzchni 60 ha i szorstkości odpowiednio $0,025 \text{ s/m}^{1/3}$ i $0,016 \text{ s/m}^{1/3}$ (punkt 2.3.3). Analizowano objętości odpływu V w przedziale od 500 m^3 do 2000 m^3 . Odpowiadające danej objętości V wysokości opadu P , w funkcji wielkości powierzchni zlewni zestawiono w tabeli 2. Obliczone hydrogramy odpływu przedstawiono na rysunku 5.



Rys. 5. Hydrogramy odpływu obliczone w ramach I etapu analizy

Fig. 5. Outflow hydrographs evaluated in I stage of analysis

Wraz ze wzrostem objętości fali odpływu V redukcja odpływu szczytowego ΔQ_{MAX} rośnie, natomiast opóźnienie czasu wystąpienia odpływu szczytowego ΔT_{MAX} maleje (rys. 6). Wartości ΔQ_{MAX} zmieniają się w zakresie od 3,9 % do 44,3 % dla zlewni o powierzchni $A = 50 \text{ ha}$ oraz w przedziale od 5,4 % do 51,3 % dla zlewni $A = 60 \text{ ha}$. Opóźnienie ΔT_{MAX} maleje od 58 min do 4 min ($A = 50 \text{ ha}$) oraz od 54 do 1 min dla zlewni o powierzchni 60 ha.



Rys. 6. Wartości redukcji odpływu szczytowego ΔQ_{MAX} oraz opóźnienia czasu jego wystąpienia ΔT_{MAX} dla I etapu analizy

Fig. 6. Values of peak outflow reduction ΔQ_{MAX} and extension of time to peak ΔT_{MAX} for I stage of analysis

Na potrzeby porównania wyników symulacji dla obu wielkości powierzchni zlewni wprowadzono iloraz wartości Q_{MAX} wyznaczonych dla zlewni o powierzchni 50 ha do odpływu szczytowego obliczonego dla większej powierzchni zlewni oznaczony jako $IA = Q_{MAX}(50 \text{ ha})/Q_{MAX}(60 \text{ ha})$. Wartość ilorazu IA waha się w granicach od 0,88 do 0,96 dla symulacji bez dławienia odpływu i od 0,95 do 1,00 dla obliczeń z uwzględnieniem dławienia. Biorąc pod uwagę sposób obliczania redukcji odpływu (równ. 4), za zmianę wartości ΔQ_{MAX} dla różnych powierzchni zlewni odpowiada zmiana odpływu szczytowego obliczonego bez dławienia. Maleje wartość ułamka $Q_{MAX}(d_z)/Q_{MAX}$ a wartość redukcji ΔQ_{MAX} rośnie. Wspomniane zmiany wartości Q_{MAX} są rezultatem w głównej mierze wpływu parametrów zlewni (długości drogi spływu, wynikającej z wielkości powierzchni oraz szorstkości powierzchni zlewni n_z), ustalonych podczas kalibracji modelu kolektora (punkt 2.3.3). Wielkość zlewni odgrywa rolę drugorzędą, gdyż wysokość opadu dobrano tak, aby objętość fali odpływu była niezależna od rozmiarów powierzchni A (tab. 2).

Zmienność opóźnienia wystąpienia odpływu szczytowego w zależności od powierzchni zlewni jest związana ze zmianami czasu T_{MAX} dla hydrogramów obliczonych z uwzględnieniem dławienia odpływu. Dla zlewni o większej powierzchni zlewni i mniejszej szorstkości powierzchni n_z , odpływ szczytowy dla tego wariantu symulacji pojawia się wcześniej, co w konsekwencji zmniejsza wartości ΔT_{MAX} (rys. 6).

Czas wystąpienia odpływu szczytowego w hydrogramach obliczonych bez uwzględniania przewężenia kanału za przekrojem kontrolnym (rys. 5) jest niezależny od wielkości zlewni, jej parametrów ani objętości fali odpływu i występuje w chwili zakończenia opadu.

Stwierdzono, że dla opisanych warunków przy objętości odpływu 2000 m^3 i dławieniu odpływu, w węzle powyżej przekroju kontrolnego, spiętrzony poziom zwierciadła ścieków osiąga wartość zbliżoną do poziomu terenu.

Po zwiększeniu objętości fali odpływu nastąpi zatem wypływ ścieków na powierzchnię terenu. Objętość odpływu 2000 m^3 można uznać za graniczną przy dławieniu odpływu z wykorzystaniem minimalnej wielkości średnicy zastępczej d_z . W zależności od wielkości powierzchni zlewni, objętość $V = 2000 \text{ m}^3$ odpowiada wysokości opadu P od $3,3 \text{ mm}$ do $4,0 \text{ mm}$ (tab. 2).

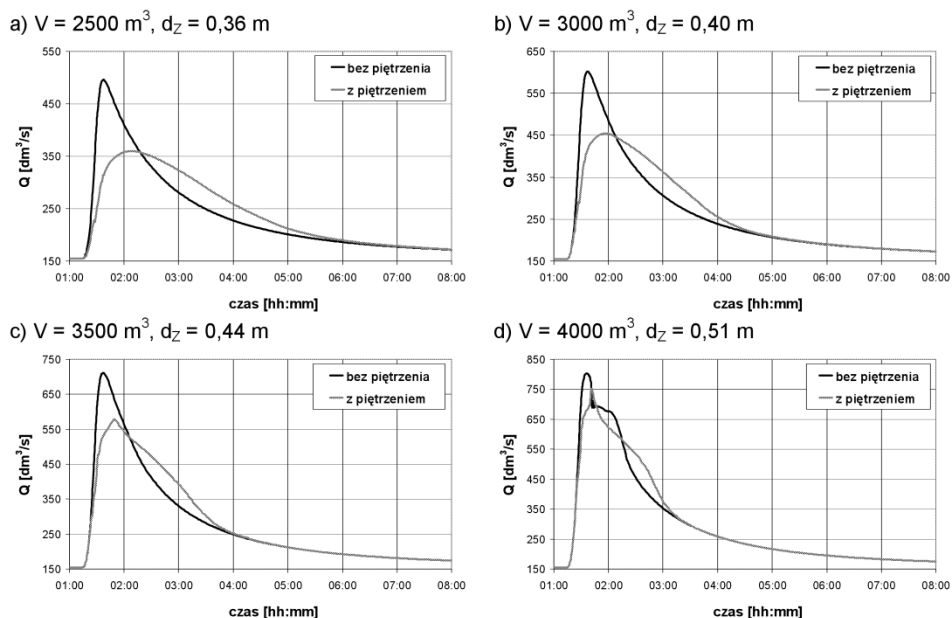
Uwzględniając niewielki z punktu widzenia analizy wpływ parametrów zlewni na kształt hydrogramu odpływu, w kolejnych etapach ograniczono się do wyznaczania odpływu dla jednej wielkości zlewni. Z uwagi na prostą relację między objętością odpływu a wysokością opadu wybrano zlewnię o powierzchni 50 ha i szorstkości $n_z = 0,025 \text{ s/m}^{1/3}$.

4. 2. Etap II

Obliczenia wykonano dla opadów wywołujących odpływ o objętości V od 2500 m^3 do 4000 m^3 . Dla powierzchni zlewni $A = 50 \text{ ha}$, uwzględnianej w tym etapie analizy, objętości te odpowiadają wysokości opadu P odpowiednio od 5 mm do 8 mm (tab. 2). Czas trwania opadów przyjęto równy 15 min , jednakowy dla wszystkich wysokości. Dla każdej objętości V , w wariantach symulacji z dławieniem odpływu, dobierano wartość średnicy zastępczej d_z w taki sposób, aby maksymalny poziom zwierciadła ścieków nie przekraczał poziomu terenu (nie następował wypływ ścieków na powierzchnię terenu). Takie warunki przepływu uzyskano dla średnicy zastępczej w granicach od $0,36 \text{ m}$ do $0,51 \text{ m}$ (rys. 7).

Redukcja odpływu szczytowego oraz opóźnienie czasu jego wystąpienia maleją wraz ze wzrostem objętości fali odpływu (rys. 8). Wartości ΔQ_{MAX} zmieniają się w zakresie od $6,4 \%$ do $27,3 \%$, natomiast wartości ΔT_{MAX} zawierają się w przedziale od 5 min do 31 min .

Dla opadu wywołującego odpływ o objętości 4000 m^3 , w wariantach symulacji bez dławienia odpływu, powyżej przekroju kontrolnego PK (rys. 1) występuje przepływ ciśnieniowy. Nie dochodzi do wypływu na powierzchnię terenu, poziom zwierciadła ścieków przekracza poziom sklepienia kanału. Objętość odpływu 4000 m^3 i odpowiadającą jej wysokość opadu $P = 8 \text{ mm}$ są wielkościami maksymalnymi, po przekroczeniu których nie ma możliwości wykorzystania pojemności kolektora do zmiany kształtu hydrogramu odpływu. Wartości ΔQ_{MAX} i ΔT_{MAX} wynoszą odpowiednio $6,4 \%$ i 5 min .



Rys. 7. Hydrogramy odpływu obliczone w ramach II etapu analizy dla różnych wartości średnicy zastępczej d_z

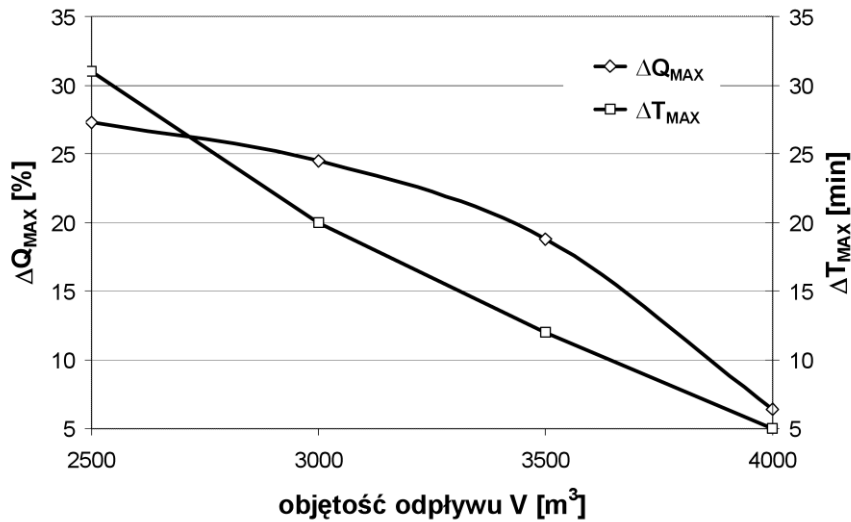
Fig. 7. Outflow hydrographs computed in II stage of analysis for different values of reduced diameter d_z

Bazując na pomiarach opadów wykonywanych na terenie miasta Poznania [10] można stwierdzić, że deszcze o wysokości do 8 mm stanowią około 90% wszystkich zarejestrowanych zdarzeń opadowych i obejmują około 65% całkowitej wysokości opadu. Deszcze o wysokości do 4 mm (punkt 4.1) to odpowiednio ok. 80% liczby zdarzeń i ok. 45% wysokości. Oznacza to, że retencję w kolektorze można wykorzystać przy odpływie wywołanym przez większość opadów występujących na terenie zlewni. Piętzenie nie będzie mogło służyć do zmiany parametrów hydrogramu odpływu jedynie w przypadku najbardziej intensywnych opadów.

4.3. Etap III

Tak jak w etapie II, w obliczeniach uwzględniono opady wywołujące odpływ o objętości od 2500 m^3 do 4000 m^3 . Rozpatrywano odpływ z powierzchni $A = 50 \text{ ha}$. Czasy trwania deszczu przyjęto równe 15, 30, 45 oraz 60 min, jako wielokrotności czasu podstawowego ($T = 15 \text{ min}$). Wykorzystano ustalone w etapie II wartości średnicy zastępczej d_z dla każdej objętości odpływu. Zastosowano stałą wartość d_z dla danej objętości odpływu, gdyż możliwości zwiększenia dławienia odpływu przez zmniejszenie średnicy zastępczej są niewielkie

i nie będą dalej omawiane szczegółowo. Dla dłuższych czasów trwania opadu (45 i 60 min) wyznaczone w II etapie analizy wartości d_z można zmniejszyć o 1 cm.

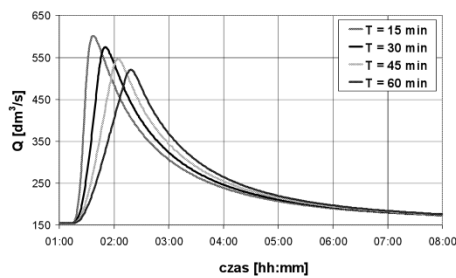


Rys. 8. Wartości redukcji odpływu szczytowego ΔQ_{MAX} oraz opóźnienia czasu jego wystąpienia ΔT_{MAX} w funkcji objętości odpływu V dla II etapu analizy

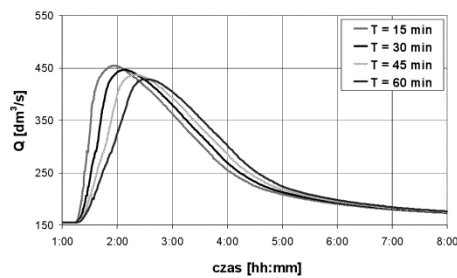
Fig. 8. Values of peak outflow reduction ΔQ_{MAX} and extension of time to peak ΔT_{MAX} for II stage of analysis

Hydrogramy odpływu dla przykładowej objętości odpływu $3000 m^3$ ($P = 6 mm$) przedstawiono na rysunku 9.

a) $V = 3000 m^3$, $d_z = 0,40 m$, bez piętrzenia



b) $V = 3000 m^3$, $d_z = 0,40 m$, z piętrzeniem

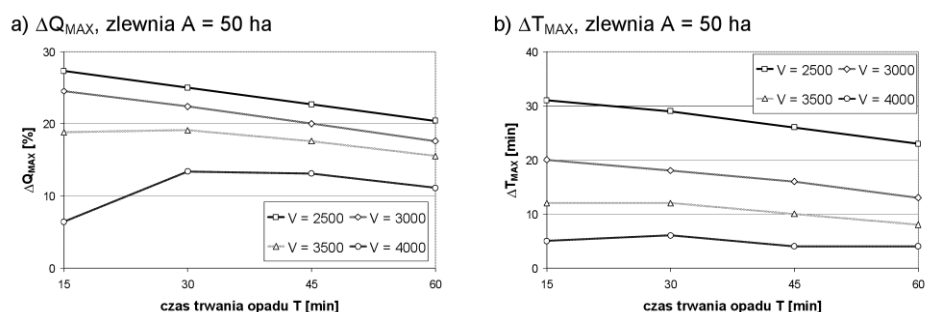


Rys. 9. Przykładowe hydrogramy odpływu obliczone w ramach III etapu analizy dla opadu generującego odpływ o objętości $V = 3000 m^3$

Fig. 9. Example outflow hydrographs, evaluated within III stage of analysis, for the rainfall generating outflow of $V = 3000 m^3$

Dla obliczeń bez przewężenia kanału poniżej przekroju kontrolnego PK wraz ze wzrostem czasu trwania opadu odpływ szczytowy maleje i wzrasta opóźnienie czasu jego wystąpienia (rys 9a).

Odpływ szczytowy wyznaczony z uwzględnieniem dławienia zmienia się w niewielkim zakresie w wyniku zmian czasu trwania opadu (rys. 9b).



Rys. 10. Wartości redukcji odpływu szczytowego ΔQ_{MAX} oraz opóźnienia czasu jego wystąpienia ΔT_{MAX} w funkcji czasu trwania opadu T dla III etapu analizy

Fig. 10. Values of peak outflow reduction ΔQ_{MAX} and extension of time to peak ΔT_{MAX} as a function of rainfall duration T (III stage of analysis)

Redukcja odpływu szczytowego ΔQ_{MAX} oraz opóźnienie jego wystąpienia ΔT_{MAX} maleją wraz ze wzrostem czasu trwania opadu T (rys. 10). Wpływ czasu T jest jednak niewielki i zmniejsza się wraz ze wzrostem objętości odpływu. Odmienny przebieg zależności dla objętości $V = 4000$ m³ (rys. 10a) wynika z faktu, że dla deszczu o czasie trwania 15 min przepływ bez przewężenia kanału poniżej przekroju kontrolnego odbywa się w warunkach ciśnieniowych (punkt 4.1).

Niewielka wrażliwość ΔQ_{MAX} oraz ΔT_{MAX} na zmiany czasu trwania opadu T sugerują, że zdolności retencyjne kolektora są zależne przede wszystkim od objętości fali odpływu czyli wysokości opadu. Kształt hietogramu jest mniej istotny.

5. Wnioski i podsumowanie

Wyniki analizy zaprezentowane w publikacji pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

1. Wykorzystanie pojemności retencyjnej kolektora kanalizacyjnego przez spiętrzenie ścieków umożliwia istotną z praktycznego punktu widzenia redukcję odpływu szczytowego oraz opóźnienie czasu jego wystąpienia.
2. Wielkość redukcji odpływu szczytowego oraz opóźnienie czasu jego wystąpienia zależą przede wszystkim od wysokości opadu wywołującego odpływ.

3. Redukcja odpływu szczytowego i opóźnienie czasu jego wystąpienia w wyniku spiętrzenia ścieków w kanale są możliwe dla opadów wywołujących odpływ o objętości do 8 razy większej od pojemności użytecznej kolektora.

Relacja między wysokością graniczną opadu a pojemnością kanału jest uzależniona od własności zlewni oraz parametrów kolektora. Określenie tej relacji związane z uogólnieniem opisanych w publikacji wyników wymaga rozszerzenia zakresu prezentowanej analizy o dalsze symulacje komputerowe oraz ich weryfikację bazującą na pomiarach realizowanych na rzeczywistych sieciach kanalizacyjnych.

Podziękowania

Autorzy dziękują pracownikom AQUANET S. A., w szczególności Pani Magdalenie Walczak oraz Panu Piotrowi Burdajewiczowi za udostępnienie wyników pomiarów oraz pomoc przy gromadzeniu danych na temat opisanego kolektora.

Literatura

- [1] Beeneken T., Erbe V., Messmer A., Reder C., Rohlfing R., Scheer M., Schuetze M., Schumacher B., Weilandt M., Weyand M.: Real time control (RTC) of urban drainage systems – A discussion of the additional efforts compared to conventionally operated systems, *Urban Water Journal*, vol. 10, no. 5, 2013, s.293-299
- [2] Błaszczyk W., Stamatello H., Błaszczyk P.: *Kanalizacja. Sieci i pompownie. Tom I*, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1983
- [3] Bolt A., Burszta-Adamiak E., Gudelis-Taraszkiewicz K., Suligowski Z., Tuszyńska A.: *Kanalizacja. Projektowanie, wykonanie, eksploatacja*, Wydawnictwo Seidel-Przywecki Sp. z o. o., 2012
- [4] Geiger W., Dreiseitl H.: *Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych*, Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, Bydgoszcz, 1999
- [5] Kaus K.: *Wykorzystanie retencji kanałowej do redukcji przepływu szczytowego w kolektorze grawitacyjnym*, praca magisterska, Instytut Inżynierii Środowiska, Politechnika Poznańska, 2012
- [6] Kisiel A.: *Ruch nadkrytyczny ustalonego przepływu cieczy w kolektorach o przekroju kołowym*, *GWiTŚ*, 8/2000, s. 305-308
- [7] Królikowska J., Królikowski A.: *Wody opadowe. Odprowadzanie, zagospodarowanie, podczyszczanie i wykorzystanie*, Wydawnictwo Seidel-Przywecki Sp. z o. o., 2012
- [8] Lei J., Li J., Schilling W.: Stepwise hypothesis test model calibration procedure of urban runoff design model and an alternative of Monte-Carlo simulation, *Proceedings 8th International Conference Urban Storm Drainage*, 30 August-3 September 1999, Sydney, Australia
- [9] Rossman L. A.: *Storm Water Management Model User's Manual*, version 5.0: US EPA, Cincinnati, OH 45268, 07.2010, www.epa.gov/ednrmrl/models/swmm

- [10] Marlewski A., Mazurkiewicz K., Sowiński M.: Exponential distribution of rainless periods observed in the town of Poznań, Materiały republikańskiej naukowo-praktycznej konferencji: statistika i jejo primienienija, Taszkient 2013, s. 113-119
- [11] Nash J. E., Sutcliffe J. V.: River flow forecasting through conceptual models. Part I – a discussion of principles, Journal of hydrology, 10/1970, s. 282-290
- [12] Skotnicki M., Sowiński M.: Badanie zmienności współczynnika szorstkości kanału deszczowego na podstawie pomiarów przepływu, materiały I Ogólnopolskiej Konferencji Naukowo-Technicznej INFRAEKO 2008, Rzeszów - Paczółtowiec, s. 193-204
- [13] Słyś D.: Retencja i infiltracja wód deszczowych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 2008

EVALUATION OF DETENTION CAPACITY OF A SEWER

Summary

The paper deals with a problem of peak flow reduction and a delay of its appearance time by detention of runoff in a sewer main. The problem has been investigated for an existing sewer main characterized by the following parameters: the diameter 1.0 m, the length 968 m and the slope 0.16 %. A rainfall-runoff model implemented in the computer program SWMM5 has been used for simulation of runoff from the sewer catchment which had been generated by block rainfalls of different intensity. The runoff detention in the sewer has been realized by reduction of its diameter downstream the modeled reach. It has been found, that in the presented case study retention ability of a sewer depends mainly on a volume of outflow wave. Depending on a diameter of reduced section of a sewer the possibility of peak flow reduction without an outflow on the ground surface for a volume of runoff wave exceeding up to 8 times free capacity of sewer exist.

Keywords: sewer capacity, rainfall-runoff model, SWMM5 software

DOI:10.7862/rb.2014.61

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.