

Justyna GANCARZ, Katarzyna WARTALSKA, Bartosz KAŻMIERCZAK*

MODELOWANIE DZIAŁANIA KANALIZACJI DESZCZOWEJ ZE ZBIORNIKIEM RETENCYJNYM

Zbiorniki retencyjne stanowią obecnie podstawowy element nowoczesnych systemów odwodnienia obszarów zurbanizowanych, umożliwiając kontrolę działania sieci w aspekcie ilościowym i jakościowym. Tradycyjne podejście do projektowania zbiorników odciążających hydraulicznie sieć kanalizacyjną ogranicza się zwykle do uwzględnienia pojedynczych opadów o stałej wartości natężenia odpływu. W rzeczywistych warunkach sieć kanalizacyjna jest układem bardzo złożonym, ze zmiennymi w czasie i przestrzeni opadami deszczowymi oraz niestabilnym przepływem ścieków w kanałach. W pracy, na drodze modelowania hydrodynamicznego, zweryfikowano działanie systemu kanalizacji deszczowej z przelewowym zbiornikiem retencyjnym z dławionym odpływem zaprojektowanym wg niemieckich wytycznych DWA-A 117. Do modelowania wykorzystano opad blokowy i opad modelowy Eulera.

1. WSTĘP

Zbiorniki retencyjne stosowane są przede wszystkim w tych systemach usuwania ścieków, które charakteryzują się dużą nierównomiernością przepływu. Do systemów takich należą systemy kanalizacji deszczowej oraz ogólnospławnej odprowadzające okresowo, w czasie pogody deszczowej, ścieki opadowe. W systemach tych zbiorniki retencyjne pełnią ważną funkcję regulacyjno-redukcyjną przepływów ścieków [5, 7]. Stosuje się je przede wszystkim, aby:

- zmniejszyć wielkość budowli lokalizowanych za zbiornikiem retencyjnym, co powoduje zmniejszenie kosztów budowy i eksploatacji sieci kanalizacyjnych, pompowni oraz oczyszczalni ścieków,
- zabezpieczyć budowle kanalizacyjne przed przeciążeniem hydraulicznym, w tym ochronić przed zalaniem i podtapianiem terenów, zwłaszcza w czasie opadów nawaalnych,

* Politechnika Wroclawska, Wydział Inżynierii Środowiska, Katedra Wodociągów i Kanalizacji, pl. Grunwaldzki 9, 50-377 Wrocław, bartosz.kazmierczak@pwr.edu.pl.

- ochronić wody odbiorników przed nadmiernym zanieczyszczeniem, głównie ze zrzutów burzowych.

Z uwagi na stale postępujące uszczelnianie powierzchni terenu aglomeracji miejskich, a tym samym zwiększanie spływu powierzchniowego, zaprojektowane i zbudowane w przeszłości systemy mają niedostatecznie dużą przepustowość hydrauliczną do bezpiecznego odprowadzania ścieków odpadowych do oczyszczalni ścieków czy bezpośrednio do odbiorników [6]. W takich sytuacjach często proponowanym rozwiązaniem jest wykorzystanie zbiorników retencyjnych, które stanowią odciążenie odbiornika, a zgromadzone w zbiornikach ścieki deszczowe mogą być odprowadzane stopniowo do sieci i do odbiorników.

Zbiorniki retencyjne stanowią obecnie podstawowy element nowoczesnych systemów odwodnienia obszarów zurbanizowanych, umożliwiając kontrolę działania sieci w aspekcie ilościowym i jakościowym. Tradycyjne podejście do projektowania zbiorników odciążających hydraulicznie sieć kanalizacyjną ogranicza się zwykle do uwzględnienia pojedynczych opadów o stałej wartości natężenia (opadów blokowych) i obejmujących swym zasięgiem całą analizowaną zlewnię [5, 7]. W rzeczywistych warunkach sieć kanalizacyjna jest układem bardzo złożonym, charakteryzującym się bardzo dużą zmiennością czasową i przestrzenną opadów. W rezultacie rzeczywiste strumienie dopływu ścieków opadowych mogą znacząco różnić się od założeń projektowych. Założenia projektowe należy więc sprawdzać na drodze modelowania hydrodynamicznego [10, 15], przy różnych scenariuszach obciążenia opadem [2, 13].

W pracy zwymiarowano zbiornik retencyjny, a następnie zamodelowano w programie Storm Water Management Model (SWMM) jego działanie.

2. ZLEWNIA DESZCZOWA ZE ZBIORNIKIEM RETENCYJNYM

Obszar objęty opracowaniem to osiedle mieszkaniowe, zlokalizowane na południowych obrzeżach miasta Głogów. Powierzchnia osiedla wynosi 14,02 ha. Na terenie osiedla funkcjonuje kanalizacyjna rozdzielcza. Do sieci deszczowej podłączone są budynki zabudowy mieszkaniowej i usługowej oraz wpusty deszczowe. Sieć została zbudowana w 1989 roku z kanałów betonowych o średnicach 0,30; 0,40; 0,50 oraz 0,60 m. Całkowita długość sieci wynosi 2356,5 m, a ścieki deszczowe zrucane są do rowu melioracyjnego.

W pracy, z uwagi na niewielką przepustowość rowu oraz postępującą rozbudowę jego zlewni założono, że w przyszłości zbudowany zostanie zbiornik retencyjny w celu odciążenia odbiornika poprzez stopniowe, przesunięte w czasie odprowadzanie wód opadowych z powierzchni zlewni. Założono dopuszczalny zrzut wód opadowych do rowu w wysokości 200 dm³/s.

Niezbędną objętość V_u zbiornika retencyjnego wyznaczono według wytycznych niemieckich DWA-A117 [1, 7] z wzoru:

$$V_u = 0,06 \cdot [q_{\max}(t) - q_{dl}] \cdot t \cdot f_a \cdot f_z \cdot F_{zr} \quad (1)$$

gdzie:

$q_{\max}(t)$ – maksymalne jednostkowe natężenie deszczu o czasie trwania t (minut) i częstości występowania C (lat), $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$;

q_{dl} – jednostkowy dławiony odpływ, $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$;

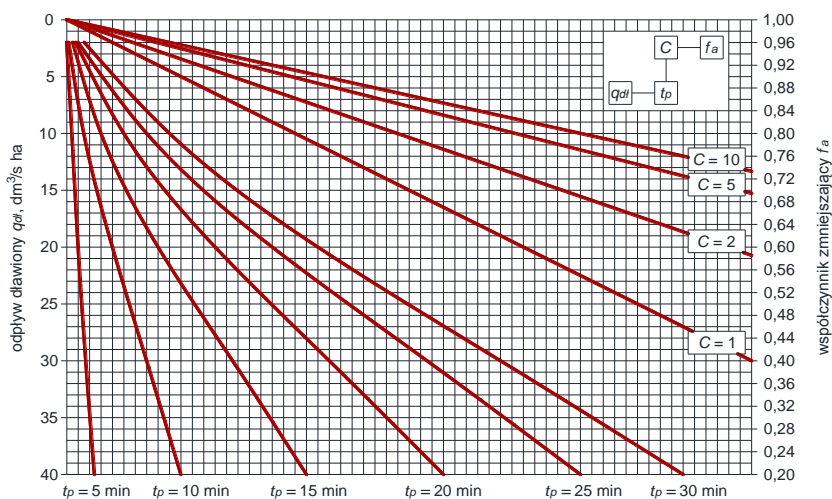
f_a – współczynnik redukcyjny, -;

f_z – współczynnik ryzyka przewyższenia obliczanej objętości: $f_z \in [1,1; 1,2]$, -;

F_{zr} – powierzchnia zredukowana (nieprzepuszczalna) zlewni, ha;

0,06 – przelicznik wynikający z konwersji jednostek z l/s na m^3/min .

Wartość współczynnika redukcyjnego f_a , zależnego od czasu przepływu $t_p \in [5; 30]$ min i częstości występowania deszczu $C \in [1; 10]$ lat, określić można z rys. 1.



Rys. 1. Nomogram do odczytu wartości współczynnika redukcyjnego f_a do wzoru (1) [1]

Zredukowana powierzchnia zlewni deszczowej obszaru badań wynosi:

$$F_{zr} = \psi \cdot F = 0,39 \cdot 14,02 = 5,47 \text{ ha} \quad (2)$$

gdzie:

ψ – współczynnik spływu, -.

Obliczeniowy, dla $C = 5$ lat i $t = 10$ min, spływ wód deszczowych wynosi, wg wzoru Bogdanowicz-Stachý [3]:

$$Q_{max} = q_{max} \cdot F_{Zr} = 220,88 \cdot 5,47 = 1208 \text{ dm}^3/\text{s} \quad (3)$$

Wynika stąd konieczność retencjonowania ścieków opadowych w zbiorniku retencyjnym z odpływem do rowu dławionym do wartości określonej w pozwoleniu wodno-prawnym ($Q_{dł} = 200 \text{ dm}^3/\text{s}$). Wartość jednostkowego dławionego odpływu ze zbiornika określono za pomocą wzoru:

$$q_{dł} = Q_{dł}/F_{Zr} = 200/5,47 = 36,6 \text{ dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha} \quad (4)$$

Objętość użytkową V_u zbiornika retencyjnego ścieków deszczowych z dławionym odpływem obliczono z wzoru (1), przy założeniach:

- częstość deszczu obliczeniowego $C = 5$ lat,
- czas trwania deszczu równy czasowi przepływu $t = t_p = 10$ minut,
- współczynnik redukcyjny $f_a = 0,96$ (odczytany z rys. 1),
- współczynnik ryzyka przewyższenia obliczanej objętości: $f_z = 1,2$.

Wyniki obliczeń zamieszczono w tabeli 1

Tabela 1. Wyniki obliczeń objętość użytkowej V_u zbiornika retencyjnego

Czas trwania opadu t , min	Nateżenie deszczu $q_{max}(t)$, $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$	Jednostkowy dławiony odpływ $q_{dł}$, $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$	Różnica: $q_{max}(t) - q_{dł}$, $\text{dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$	Jednostkowa objętość zbiornika V_j , m^3/ha	Objętość użytkowa zbiornika V_u , m^3	Uwagi
10	220,88	36,6	184,28	127,37	696,73	
15	173,70		137,10	142,15	777,54	
20	144,86		108,26	149,66	818,65	
25	125,23		88,63	153,14	837,70	
30	110,80		74,20	153,86	841,62	
35	105,02		68,42	165,52	905,42	
40	99,31		62,71	173,38	948,41	
45	94,13		57,53	178,94	978,81	
50	89,48		52,88	182,77	999,75	
55	85,26		48,66	184,98	1011,86	
60	81,43		44,83	185,93	1017,04	maksimum
70	72,70		36,10	174,67	955,46	
80	65,86		29,26	161,78	884,91	
90	60,32		23,72	147,54	807,05	
100	55,73		19,13	132,24	723,36	
110	51,87		15,27	116,07	634,91	
120	48,56	11,96	99,18	542,51		

Średnicę rury dławiącej d_r , o długości $l_r = 50d_r$, dobrano przy zastosowaniu układu równań ruchu:

$$\begin{cases} Q_{dł} = \mu \frac{\pi d_r^2}{4} \sqrt{2g\Delta H} \\ \Delta H = \zeta_w \frac{v_0^2}{2g} + \lambda \frac{l_r}{d_r} \frac{v_0^2}{2g} + \alpha \frac{v_0^2}{2g} \end{cases} \quad (5)$$

gdzie:

μ – współczynnik dławienia: $\mu = 0,58$ dla:

ΔH – dyspozycyjna wysokość dławienia (wzgl. odbiornika), $\Delta H = 1,15$ m;

g – przyspieszenie ziemskie, $g = 9,81$ m/s²;

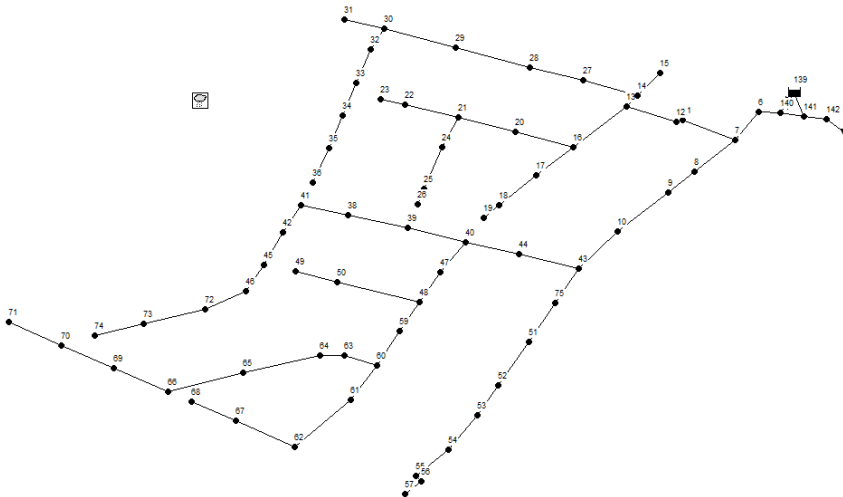
ζ_w – współczynnik strat miejscowych na wlocie do rury dławiącej, $\zeta_w = 0,5$;

λ – współczynnik oporów liniowych, $\lambda = 0,03$;

α – współczynnik strat miejscowych na wylocie z rury dławiącej, $\alpha = 1,0$.

Układ równań (5) ma rozwiązanie dla $d_r = 0,30$ m przy $l_r = 50d_r = 15,0$ m.

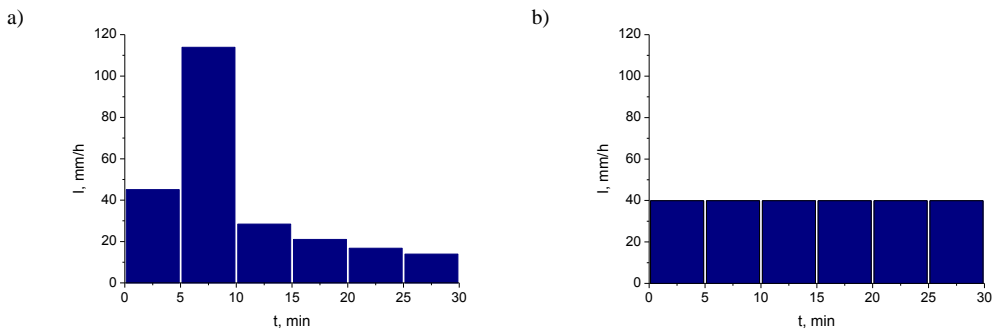
Do opracowania modelu hydraulicznego sieci kanalizacji deszczowej wykorzystano plan sytuacyjno-wysokościowy osiedla. Poszczególnym kanałom przypisano parametry geometryczne (długości, średnice), a studzienkom rzędne wlotów i wylotów kanałów – zgodnie z inwentaryzacją na mapach. Zlewnię podzielono na 66 podzlewni cząstkowych, którym przypisano powierzchnie z podziałem na utwardzone i nieutwardzone. Jako powierzchnie utwardzone przyjęto jezdnie asfaltowe, dachy i podjazdy na terenie działek. Pozostała powierzchnia to tereny nieutwardzone, gdzie największy udział mają ogródki przydomowe. Schemat utworzony w programie SWMM [11, 12] wraz z projektowanym zbiornikiem retencyjnym przedstawiono na rys. 2.



Rys. 2. Schemat obliczeniowy kanalizacji deszczowej z zbiornikiem retencyjnym w programie SWMM

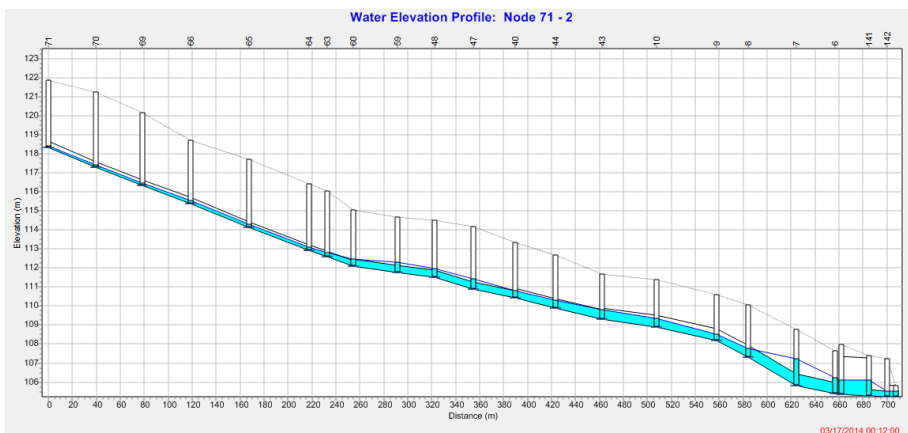
3. MODELOWANIE HYDRODYNAMICZNE

W celu weryfikacji przepustowości hydraulicznej badanej sieci kanalizacji deszczowej ze zbiornikiem retencyjnym zlewnię obciążono opadami modelowym Eulera typu II (rys. 3a) oraz blokowym (rys. 3b) o czasie trwania $t = 30$ min i projektową (dla zbiornika) częstości występowania $C = 5$ lat [8]. Scenariusze opadowe opracowano na podstawie modelu Bogdanowicz-Stachy [3].

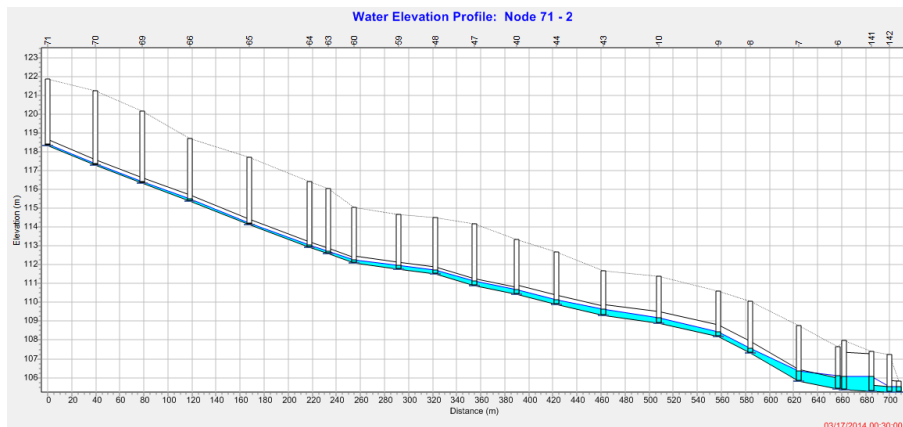


Rys. 3. Opady: a) modelowy Eulera typu II; b) blokowy
o czasie trwania $t = 30$ min i częstości występowania $C = 5$ lat

Opracowany opad modelowy Eulera charakteryzuje się maksymalną intensywnością 113,94 mm/h, występującą pomiędzy 5 a 10 minutą trwania opadu. Intensywność opadu blokowego wynosi natomiast 39,88 mm/h. Profil kolektora K_{D1} (od węzła W71 do węzła W2) w chwili maksymalnego wypełnienia podczas trwania opadów modelowego Eulera oraz blokowego przedstawiono odpowiednio na rys. 4 i 5.



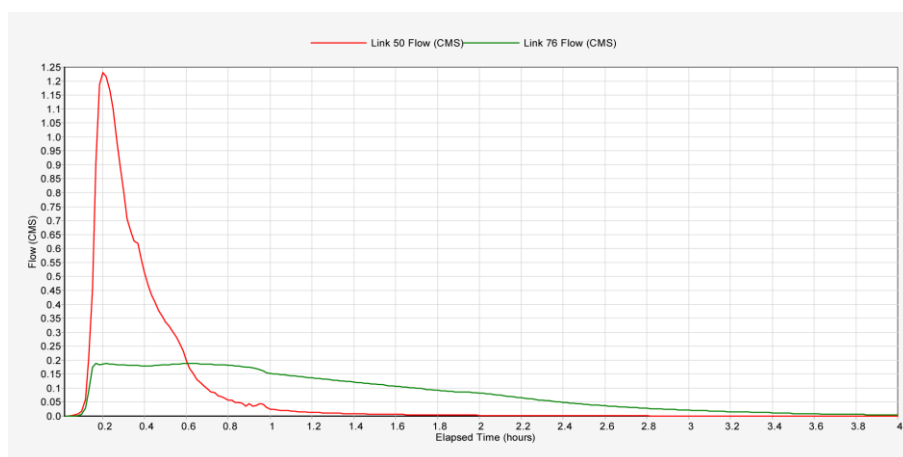
Rys. 4. Profil kolektora K_{D1} w 12. minucie trwania opadu modelowego dla $C = 5$ lat i $t = 30$ minut



Rys. 5. Profil kolektora K_{D1} w 30. minucie trwania opadu blokowego dla $C = 5$ lat i $t = 30$ minut

W przypadku obu opadów przepływ kolektorem odbywa się na większości odcinków w warunkach swobodnego zwierciadła ścieków – jedynie na kilku odcinkach zauważyć można przepływ ciśnieniowy. Na żadnym z odcinków nie występują nadpiętrzenia do poziomu terenu.

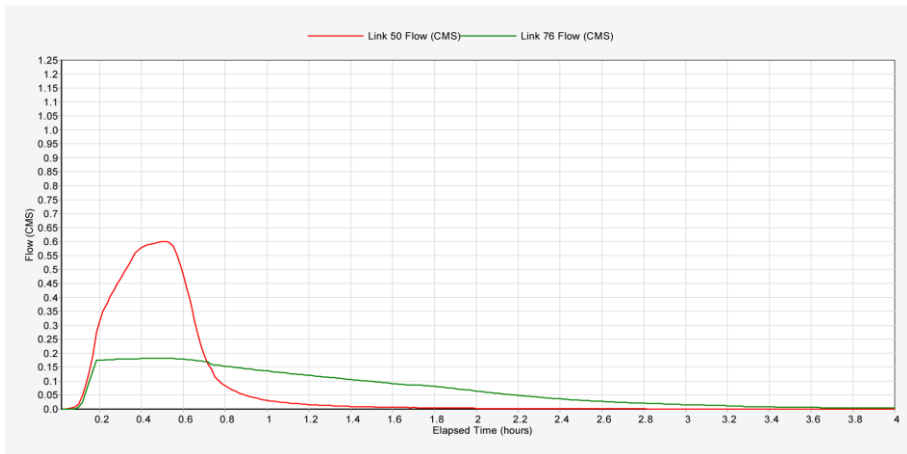
Na rys. 6 i 7 przedstawiono hydrogramy dopływu ścieków do komory przepływowej zbiornika retencyjnego oraz odpływu ścieków rurą dławiącą, odpowiednio dla opadów modelowego Eulera oraz blokowego.



Rys. 6. Hydrogramy dopływu ścieków do komory przepływowej (kolor czerwony) oraz odpływu ścieków rurą dławiącą (kolor zielony) dla opadu modelowego Eulera $C = 5$ lat i $t = 30$ minut

W przypadku opadu modelowego Eulera maksymalny strumień dopływających do zbiornika retencyjnego ścieków opadowych wynosi około $1200 \text{ dm}^3/\text{s}$, natomiast rura

dławiąca przepuszcza w kierunku odbiornika maksymalny strumień około $200 \text{ dm}^3/\text{s}$. W trakcie zadanego opadu, na skutek różnicy w strumieniach dopływającym i odpływającym ze zbiornika, zakumulowano w nim około 650 m^3 ścieków opadowych.



Rys. 7. Hydrogramy dopływu ścieków do komory przepływowej (kolor czerwony) oraz odpływu ścieków rurą dławiącą (kolor zielony) dla opadu blokowego $C = 5$ lat i $t = 30$ minut

W przypadku opadu blokowego maksymalny strumień dopływających do zbiornika retencyjnego ścieków opadowych wynosi już tylko około $600 \text{ dm}^3/\text{s}$, natomiast rura dławiąca przepuszcza w kierunku odbiornika maksymalny strumień około $180 \text{ dm}^3/\text{s}$. W trakcie zadanego opadu w zbiorniku zakumulowano około 560 m^3 ścieków opadowych.

4. WNIOSKI

W pracy przeprowadzono symulacje hydrodynamiczne działania systemu kanalizacji deszczowej ze zbiornikiem retencyjnym o objętości 1000 m^3 . Do badań zastosowano opady modelowy Eulera typu II oraz blokowy, o czasie trwania $t = 30$ min i częstościach występowania $C = 5$ lat. Scenariusze opadowe opracowano na podstawie modelu Bogdanowicz-Stachy. Oba zastosowane rodzaje opadów mają tę samą wysokość $19,94 \text{ mm}$, wywołują jednak różne skutki hydrauliczne w działaniu badanego systemu.

W przypadku obciążenia zlewni zmiennym w czasie opadem modelowym, maksymalny strumień dopływających do zbiornika retencyjnego ścieków opadowych wynosi około $1200 \text{ dm}^3/\text{s}$. Tak duży strumień powoduje przepełnienie się kilku kanałów powyżej zbiornika (bez nadpiętrzeń do poziomu terenu). W przypadku opadu

blokowego, maksymalny strumień dopływających ścieków jest już dwukrotnie mniejszy i nie powoduje przepełnienia się kanałów kolektora.

W obu przypadkach rura dławiąca w pełni spełnia swoje zadanie, tj. stabilizuje strumień odpływających ścieków na poziomie około 200 dm³/s. Należy podkreślić, iż zastosowanie zbiornika przelewowego powoduje stosunkowo szybkie napełnienie komory przepływowej, a tym samym osiągnięcie maksymalnego strumienia odpływu przez rurę dławiącą (rys. 6 i 7).

Niemiecką metodę obliczania niezbędnej objętości zbiorników retencyjnych wg DWA-A 118:2006 należy uznać za bezpieczną. Objętość zakumulowanych w zbiorniku retencyjnym ścieków wynosi 650 i 560 m³ – odpowiednio dla opadu modelowego i blokowego – przy zaprojektowanej objętości 1000 m³. Zaprojektowana z zapasem objętość retencyjna zbiornika przelewowego sprawdzi się dla przyszłych opadów, o prognozowanej większej niż obecne intensywności [4, 9, 14]. Przyjęto współczynnik ryzyka przewyższenia $f_z = 1,2$ [1].

Praca współfinansowana w ramach badań statutowych S40-029.

LITERATURA

- [1] Arbeitsblatt DWA-A 117: Bemessung von Regenrückhalteräumen. DVWK, Hennef 2006.
- [2] Arbeitsblatt DWA-A118: *Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen*. DWA, Hennef 2006.
- [3] BOGDANOWICZ E., STACHÝ J.: *Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe*. Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej. Seria: Hydrologia i Oceanologia – 23. Warszawa 1998.
- [4] DĄBROWSKI W., DĄBROWSKA B.: *Przewidywany wpływ zmian klimatu na dysfunkcję systemów odprowadzania ścieków*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 2012, nr 1, s. 17–20.
- [5] DZIOPAK J.: *Modelowanie wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji*. Oficyna Wyd. Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004.
- [6] KAŻMIERCZAK B., KOTOWSKI A.: *Weryfikacja przepustowości kanalizacji deszczowej w modelowaniu hydrodynamicznym*, Oficyna Wyd. Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2012.
- [7] KOTOWSKI A.: *Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów*, Wyd. Seidel-Przywecki, Tom I i II (wydanie II rozszerzone), Warszawa 2015.
- [8] KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B., DANCEWICZ A.: *Modelowanie opadów do wymiarowania kanalizacji*. Wyd. Polska Akademia Nauk. Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej, Instytut Podstawowych Problemów Techniki. Studia z zakresu inżynierii nr 68, Warszawa 2010.
- [9] KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B., NOWAKOWSKA M.: *Analiza obciążenia systemu odwadniania terenu w przypadku prognozowanego zwiększenia częstości i intensywności deszczów z powodu zmian klimatycznych*. Ochrona Środowiska, 2013, vol. 35, nr 1, s. 25–32.
- [10] PN-EN 752:2008: *Drain and sewer systems outside buildings (Zewnętrzne systemy kanalizacyjne)*. PKN, Warszawa 2008.
- [11] ROSSMAN L. A.: *Storm Water Management Model. Quality assurance report: Dynamic Wave Flow Routing*. United States Environmental Protection Agency, 2006.
- [12] ROSSMAN L. A.: *Storm Water Management Model. User's Manual. Version 5.0*. United States Environmental Protection Agency, 2010.

- [13] SCHMITT T.G.: *Kommentar zum Arbeitsblatt A 118 "Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen"*. DWA, Hennef 2000; Wyd. Seidel-Przywecki, Warszawa 2007.
- [14] STAUFER P., LECKEBUSCH G., PINNEKAMP J.: *Die Ermittlung der relevanten Niederschlagscharakteristik für die Siedlungsentwässerung im Klimawandel*. Korrespondenz Abwasser, Abfall 2010, Vol. 57, No 12.
- [15] ZAWILSKI M., SAKSON G.: *Modelowanie splywu ścieków opadowych ze zlewni miejskiej przy wykorzystaniu programu SWMM*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 2010, nr 11, s. 32–36.

MODELING OF STORM WATER DRAINAGE WITH A RESERVOIR

Storm water reservoirs are currently an essential element of modern urban drainage systems, enabling to control of the operation of the network in terms of quantity and quality. The traditional approach to designing reservoirs, which hydraulically relieve sewer system, is usually limited to include single precipitations with a constant outflow intensity. In real conditions sewer system is a highly complex structure with variable in time and space rainfall and transient sewage flow in the channels. In this work, with a use of hydrodynamic modeling, it was carried out the verification of functioning the storm water drainage network with overflow reservoir with a choked outflow, designed according to the German guidelines DWA-A 117. Modeling was performed with the usage of block rainfall and Euler's rainfall model.