

Józef DZIOPAK¹
Mariusz STARZEC²

WPLYW KIERUNKU I PRĘDKOŚCI FALI DESZCZU NA KUBATURĘ UŻYTKOWĄ WIELOKOMOROWYCH ZBIORNIKÓW RETENCYJNYCH

W artykule podjęto próbę określenia wpływu kierunku i prędkości przemieszczania się opadu deszczu na wymaganą kubaturę użytkową zbiorników retencyjnych. Przeprowadzono badania symulacyjne, których celem było sprawdzenie wielkości kubatury użytkowej zbiornika retencyjnego ze względu na przyjętą metodę obliczeniową. Uzyskane wyniki pozwalają stwierdzić, że zarówno kierunek, jak i prędkość przemieszczania się fali deszczu ma znaczący wpływ na wymaganą kubaturę użytkową kanalizacyjnych zbiorników retencyjnych. Największe różnice w otrzymanych wynikach zaobserwowano przy wysokich wartościach natężenia odpływu ścieków ze zbiornika. W praktyce oznacza to, że niedowymiarowane będą szczególnie zbiorniki, w których przyjęto wysoką wartość współczynnika redukcji przepływu β .

Keywords: systemy kanalizacyjne; wymiarowanie; zbiorniki retencyjne; fala deszczu

1. Wprowadzenie

Zainteresowanie kanalizacyjnymi zbiornikami retencyjnymi ciągle wzrasta. Stanowią one nieodłączny element współczesnych sieci kanalizacyjnych dowolnego systemu działającego w układzie grawitacyjnym. Zastosowanie zbiorników retencyjnych umożliwia zwłaszcza przyłączanie nowych zlewni do eksploatowanego systemu bez jego przeciążania hydraulicznego oraz konieczności jego rozbudowy.

¹ Józef Dziopak, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 178651817, jdziopak@prz.edu.pl.

² Autor do korespondencji/corresponding author: Mariusz Starzec, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 177232409, mstarzec1990@prz.edu.pl.

Obecnie projektanci mają do dyspozycji kilka układów hydraulicznych zbiorników retencyjnych. Wybór odpowiedniego typu zbiornika retencyjnego powinien być poparty wnikliwą analizą techniczno-ekonomiczną. Wybór najlepszego w danej sytuacji rozwiązania zbiornika retencyjnego zależy jest każdorazowo od szeregu czynników. Bez względu na układ hydrauliczny wielokomorowych zbiorników retencyjnych, ich wymagana kubatura użytkowa będzie przyjmować zbliżoną wartość lub różnić się w niewielkim stopniu.

Objętość zbiornika retencyjnego wyznacza się na podstawie bilansu ścieków na dopływie i odpływie w fazie jego napełniania i jest funkcją pola powierzchni ustalanej między liniami wyznaczającymi hydrogramy obrazujące natężenie dopływu i odpływu ścieków ze zbiornika podczas trwania deszczu krytycznego. Wartość dopływu zależy głównie od czasu trwania i natężenia deszczu. Natomiast maksymalna ilość odpływających ścieków ze zbiornika retencyjnego zależy od przyjętej wartości współczynnika redukcji przepływu β .

W celu uproszczenia procedury wyznaczania objętości użytkowej zbiorników retencyjnych przyjmuje się często hydrogram dopływu w kształcie trójkąta lub trapezu. Niestety przyjęcie takich hydrogramów dopływu niejednokrotnie przekłada się na niedokładność wyników końcowych. Jak wiadomo przepływ w końcowym przekroju sieci kanalizacyjnej jest ściśle związany z występującym opadem atmosferycznym nad kanalizowaną zlewnią z uwagi na losowość tego zjawiska. Wody opadowe odpływają do sieci kanalizacyjnej kierowane są w stronę odbiornika, trafiając na różne uwarunkowania lokalne. Trudno sobie wyobrazić, aby dopływ do zbiornika retencyjnego w warunkach rzeczywistych wzrastał liniowo, aż do osiągnięcia maksymalnej wielkości. Wyznaczenie natężenia przepływu w czasie odpowiadającego rzeczywistym warunkom, niestety jest bardzo trudne i zależy od bardzo dużej liczby zmiennych czynników.

2. Przyjęte warianty obliczeniowe

W pracy porównano wynikowe objętości zbiornika retencyjnego stosując trzy metody obliczeniowe do ich ustalania, tj. metodą granicznych natężeń, metodą graficzną i przeprowadzając symulacje z wykorzystaniem modelu hydrodynamicznego w programie SWMM 5,0. Dodatkowo zbadano, jaki wpływ na wymaganą objętość zbiornika retencyjnego ma kierunek i prędkość przesuwania się fali deszczu nad kanalizowaną zlewnią. Przeprowadzono symulacje obliczeniowe, przyjmując różne scenariusze opadów oraz odmienne kształty zlewni zurbanizowanych, wyróżniając przy tym trzy różne schematy układów sieci kanalizacyjnej w planie, które przedstawiono na rysunku 1.

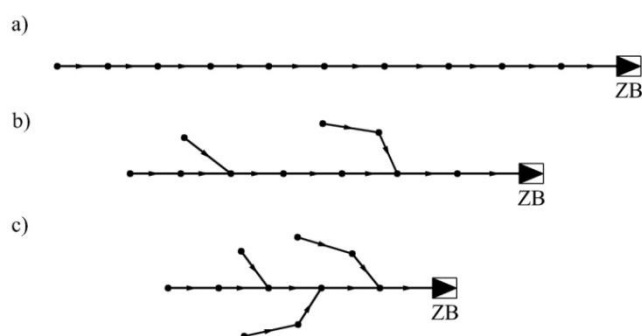
Założone zlewnie składają się z 10 odcinków o długości od 250 do 400 metrów. Ich całkowita powierzchnia zredukowana wynosi 19,75 ha. Natomiast spadki kanałów przyjmują wartości 4, 5 lub 6 ‰. Czasy trwania deszczu przyjęte do symulacji mieszczą się w przedziale od 10 do 70 minut.

Do określenia jednostkowego natężenia deszczu przyjęto formułę Błaszczyka [1], która określa zależność pomiędzy intensywnością a czasem jego trwania:

$$q = \frac{6,631 \sqrt[3]{H^2 * c}}{t_d^{2/3}} \quad (1)$$

gdzie

- q – jednostkowe natężenie deszczu, $\text{dm}^3/(\text{s} * \text{ha})$
- H – wysokość średniego opadu rocznego, mm/rok
- c – częstość występowania opadu, lata
- t_d – czas trwania opadu, min.



Rys. 1. Schematy sieci kanalizacyjnych przyjęte do analizy (a - zlewnia wydłużona, b - zlewnia średnia, c - zlewnia zwarta)

Fig. 1. Stormwater sewer systems model adopted for the analysis (a - an elongated catchment, b - average catchment, c - compact catchment)

Przyjęto w obliczeniach, że wysokość średniego opadu rocznego do symulacji przyjmie wartość $H = 600 \text{ mm}/\text{rok}$, a częstość występowania opadu wyniesie $c = 2$ lata. Przyjęte opady deszczu w symulacji charakteryzują się stałą intensywnością w czasie ich trwania i obejmują całą zlewnię.

W symulacji rozważono dwa skrajne przypadki przemieszczania się fali deszczu nad zlewnią. W pierwszym przypadku kierunek fali deszczu jest zgodny z kierunkiem spływu ścieków w sieci kanalizacyjnej. W drugim przypadku fala deszczu podąża przeciwne do kierunku spływu ścieków w sieci kanalizacyjnej.

Do analizy wpływu prędkości przesuwania się fali deszczu na wymaganą objętość wielokomorowego zbiornika retencyjnego przyjęto prędkości, które będą osiągać wartości 2,0 i 10,0 m/s.

Aby na całej zlewni deszcz rozpoczął się jednocześnie, prędkość jego przemieszczania musi być nieskończenie duża. W takim przypadku różnica rozpoczęcia deszczu pomiędzy skrajnymi fragmentami zlewni jest nieskończenia mała.

Zbiornik retencyjny zlokalizowany został w ostatnim węźle przyjętych sieci kanalizacyjnych (rys. 1). Symulacji dokonano przyjmując maksymalne wartości natężenia odpływu ze zbiornika, które mieszczą się w przedziale od 66,6 do 1487,0 dm³/s.

3. Analiza wyników symulacji

W pracy [8] wykazano, że do powstawania maksymalnego natężenia przepływu ścieków w sieci kanalizacyjnej nie jest konieczne nałożenie się spływu ścieków deszczowych z całej zlewni. Zjawisko to wystąpi, jeśli na całej zlewni lub w większej jego części wystąpi opad deszczu o krótkim czasie trwania, a jego intensywność przyjmie odpowiednio wysoką wartość.

Na rysunku 2 przedstawiono wynikowe hydrogramy dopływu ścieków deszczowych do zbiornika retencyjnego, które wystąpią w zlewni zwartej, przedstawionej na rysunku 1c i zostały one wyznaczone przy przyjęciu trzech różnych czasów trwania opadu deszczu, tj. przy $t_d = 10$ min, $t_d = t_{dm} = 18$ min oraz $t_d = 30$ min.

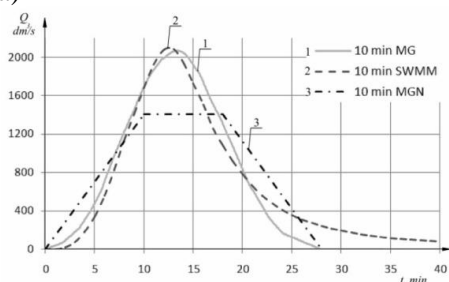
Hydrogramy natężenia dopływu ścieków deszczowych do kanalizacyjnego zbiornika retencyjnego wyznaczono trzema wybranymi metodami: (1) metodą granicznych natężeń MGN, (2) metodą graficzną MG i (3) z wykorzystaniem modelu hydrodynamicznego w programie SWMM 5.0 przy uwzględnieniu zmiennych skokowo czasów trwania deszczu [7].

Analizując otrzymane hydrogramy można zauważyć, że najbardziej narażone na znaczne niedowymiarowanie są zbiorniki retencyjne, przy których projektowaniu przyjęto współczynnik redukcji przepływu o wartości większej niż 0,50. Biorąc pod uwagę zakres przyjętych do obliczeń czasów trwania opadów deszczu, najmniejszą różnicę między hydrogramami przepływu przy stosowaniu wybranych metod jego obliczania osiągnięto podczas deszczu, który trwałby 30 minut. Ponadto, ustalone różnice w objętości zbiornika okazały się w tym przypadku również niewielkie.

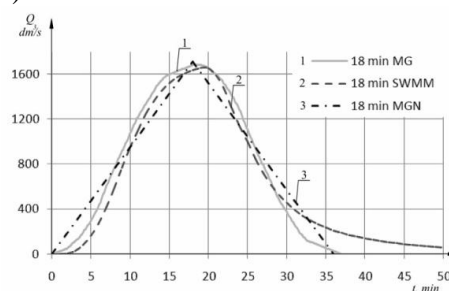
W dalszej kolejności analizując opad, którego czas trwania $t_d = 18$ min, jaki odpowiada czasowi miarodajnemu, wyznaczono metodą MGN do wymiarowania kanału dopływowego, widać wyraźnie większą różnicę pomiędzy hydrogramami. Hydrogramy wyznaczone dzięki wykorzystaniu programu SWMM oraz metody MG przyjmują kształt zbliżony do krzywej parabolicznej. Ze względu na różniące się w niewielkim stopniu maksymalne natężenia prze-

przepływu we wszystkich metodach, również wpływ ten byłby znikomy przy wymiarowaniu sieci. Jednak przy porównaniu wyników obliczeń ustalonych metodą MG i wyników symulacji wyznaczonych przy pomocy programu SWMM okazuje się, że w dłuższych przedziałach czasowych występują natężenia przepływu, które są zbliżone do wartości maksymalnej. Należy stąd wnioskować, że wymagana objętość retencyjna zbiornika wyznaczona tymi metodami w porównaniu do metody MGN będzie różnić się, co wykazano obliczeniami, nawet o kilkanaście procent.

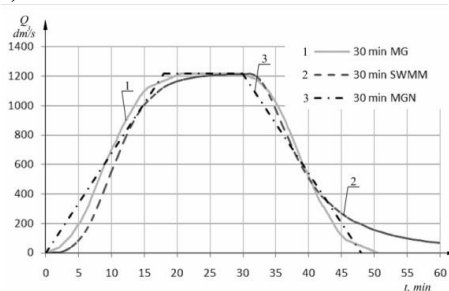
a)



b)



c)



Rys. 2. Hydrogramy przepływu ścieków deszczowych w zlewni zwartej ustalonego trzema metodami – MGN, MG i SWMM przy założonych czasach deszczu (a - przy opadzie trwającym $t_d = 10$ min; b - przy $t_d = t_{dm} = 18$ min, c - przy $t_d = 30$ min)

Fig. 2. Hydrographs rainwater flow in the compact catchment for average catchment calculated using three methods – MGN, MG i SWMM for chosen durations of rain: (a) $t_d = 10$ min, (b) $t_d = t_{dm} = 18$ min, (c) $t_d = 30$ min

Przy czasie trwania opadu deszczu $t_d = 10$ minut, wyznaczona różnica między sporządzonymi hydrogramami jest największa. W przypadku korzystania z tych hydrogramów do określania objętości zbiornika retencyjnego, posiadającego współczynnik redukcji przepływu β o wysokiej wartości, osiągnano bardzo zróżnicowane ich kubatury użytkowe. Ze względu na znaczną różnicę między maksymalnymi natężeniami przepływu wyznaczonymi metodą MGN a pozostałymi metodami, obliczeniowe objętości zbiornika retencyjnego będą się różnić w stopniu podważającym stosowanie takiej metodologii do ich wymiarowania. Różnice te w skrajnych przypadkach mogą osiągać nawet kilkaset procent.

Analizując otrzymane wyniki można stwierdzić, że wymiarowanie zbiorników retencyjnych metodą MGN przy wysokich współczynnikach redukcji natężenia odpływu może prowadzić do ich znacznego niedowymiarowania. Wyniki przeprowadzonej analizy przy wykorzystaniu trzech wybranych metod i bez uwzględnienia przesuwania się fali deszczu zamieszczono w tabelach 1, 2 i 3.

Otrzymane wyniki symulacji wykazały, że objętość użytkowa zbiornika retencyjnego wyznaczona metodą MGN może być w znaczny sposób zaniżona. Przy dużej redukcji natężenia odpływu ścieków ze zbiornika największą jego objętość uzyskano stosując metodę MGN. Zależność ta wystąpiła we wszystkich trzech przyjętych schematach sieci kanalizacyjnej. Warto jednak zaznaczyć, że procentowa różnica w uzyskanych wynikach pomiędzy przyjętymi metodami jest niewielka i wynosi zaledwie $\pm 3,0$ %. Tak więc, przy wyznaczaniu objętości użytkowej zbiornika retencyjnego, przy którym zastosowano niski wskaźnik redukcji przepływu β nie ma większego znaczenia, z jakiej metody skorzystano.

Tabela 1. Ustalona wymagana kubatura użytkowa wielokomorowego zbiornika retencyjnego przy założonych wartościach natężenia odpływu ścieków ze zbiornika w zlewni wydłużonej

Table 1. Required multi-chamber reservoir capacity for chosen sewage runoff from reservoir in the elongated catchment

Q_{odp}	Objętość zbiornika, m ³			Różnica procentowa, %	
	MGN	MG	SWMM	MG/MGN	SWMM/MGN
66,6	2514,47	2499,98	2433,62	-0,58	-3,22
182,0	1896,79	1877,05	1838,92	-1,04	-3,05
350,0	1158,30	1175,58	1163,51	1,49	0,45
568,0	621,21	690,45	703,52	11,14	13,25
694,5	402,27	485,54	519,18	20,70	29,06
832,0	221,30	311,93	367,7	40,95	66,16
980,0	84,51	164,49	231,8	94,65	174,29
1138,5	8,83	52,02	126,65	488,83	1333,59

Tabela 2. Ustalona wymagana kubatura użytkowa wielokomorowego zbiornika retencyjnego przy założonych wartościach natężenia odpływu ścieków ze zbiornika w zlewni średniej

Table 2. Required multi-chamber reservoir capacity for chosen sewage runoff from reservoir in the average catchment

Q_{odp}	Objętość zbiornika, m ³			Różnica procentowa, %	
	MGN	MG	SWMM	MG/MGN	SWMM/MGN
66,6	2539,38	2528,79	2458,66	-0,42	-3,18
182,0	1952,29	1944,71	1882,60	-0,39	-3,57
350,0	1252,66	1278,97	1227,80	2,10	-1,98
568,0	746,50	822,29	786,86	10,15	5,41
694,5	535,35	643,48	615,80	20,20	15,03
832,0	362,39	487,33	465,72	34,48	28,51
980,0	212,97	345,82	342,68	62,37	60,90
1138,5	95,23	217,84	229,94	128,75	141,46

Wraz we wzrostem wartości natężenia odpływu, zauważa się tendencje do zaniżania wymaganej objętości retencyjnej przy stosowaniu metody MGN. Zależność ta występuje bez względu na przyjęty schemat kanalizowanej zlewni. Największe procentowe różnice w kubaturze użytkowej zbiorników występują przy najwyższych wartościach przyjętych natężeń odpływu ścieków ze zbiornika. Objętość retencyjna zbiornika wyznaczona metodą MGN jest w tym zakresie natężeń odpływu nawet kilkakrotnie mniejsza w porównaniu z wynikami otrzymanymi stosując pozostałe metody.

Tabela 3. Ustalona wymagana kubatura użytkowa wielokomorowego zbiornika retencyjnego przy założonych wartościach natężenia odpływu ścieków ze zbiornika w zlewni zwartej

Table 3. Required multi-chamber reservoir capacity for chosen sewage runoff from reservoir in the compact catchment

Q_{odp}	Objętość zbiornika, m ³			Różnica procentowa, %	
	MGN	MG	SWMM	MG/MGN	SWMM/MGN
66,6	2557,80	2553,03	2475,60	-0,19	-3,21
182,0	1993,32	2001,79	1909,14	0,42	-4,22
350,0	1322,41	1364,16	1266,36	3,16	-4,24
568,0	847,67	941,83	836,85	11,11	-1,28
694,5	655,22	774,40	672,95	18,19	2,71
832,0	484,01	631,95	531,80	30,56	9,87
980,0	333,95	495,32	407,15	48,32	21,92
1138,5	208,03	383,94	306,63	84,56	47,40
1309,0	103,97	278,19	217,45	167,57	109,15
1487,0	30,05	183,67	137,76	511,29	358,50

Procentowe różnice w otrzymanych wynikach pomiędzy przyjętymi metodami wydają się na tyle duże, że nie powinno się ich pomijać. Zaprojektowanie zbiornika retencyjnego, w którym przyjęto wysoką wartość współczynnika redukcji przepływu β , wykorzystując metodę MGN będzie skutkować znacznym niedoszacowaniem jego kubatury użytkowej. Skutkiem tego będzie częste przepelnianie się zbiornika retencyjnego i dużo częstsze działanie przelewu awaryjnego, niż to wynika z założeń projektowych.

Uzyskane wyniki badań potwierdzają, że w warunkach statycznych, w których nie uwzględnia się przestrzennej zmienności występowania opadów, wyznaczona kubatura użytkowa zbiorników retencyjnych metodą MGN może być w znacznym stopniu zaniżona. W celu wyznaczenia wpływu zarówno kierunku, jaki i prędkości przesuwanie się frontu fali deszczu na wymaganą kubaturę użytkową zbiorników retencyjnych, przeprowadzono symulacje w zlewni średniej (rys. 1b). Wyniki otrzymano wykorzystując metodę graficzną. Symulacji nie wykonano z wykorzystaniem programu hydrodynamicznego SWMM ze względu na organiczne skoki czasowe charakteryzujące opad. Przy długościach poszczególnych odcinków sieci kanalizacyjnych przyjętych w symulacji, skoki czasowe charakteryzujące deszcz, z jakich możemy skorzystać nie pozwoliłyby na uzyskanie stałej prędkości przemieszczania się opadu nad nimi. Wyniki symulacji przedstawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Ustalona wymagana kubatura użytkowa wielokomorowego zbiornika retencyjnego przy założonych wartościach natężenia odpływu ścieków w zlewni średniej przy uwzględnieniu kierunku i prędkości przemieszczania się fali deszczu

Table 4. Required multi-chamber reservoir capacity for chosen sewage runoff from reservoir in the average catchment having regard direction and speed of the wave rain

OBJĘTOŚĆ ZBIORNIKA RETENCYJNEGO							
Q_{odp}	Prędkość fali deszczu, m/s					Różnica, %	
	2,00	10,00	∞	-10,00	-2,00	2/ ∞	2/-2
66,60	2588,74	2541,37	2528,79	2516,04	2464,40	2,37	5,05
182,00	2070,39	1971,60	1944,71	1917,67	1808,52	6,46	14,48
350,00	1478,29	1323,52	1278,97	1233,83	1059,48	15,58	39,53
568,00	1105,71	893,12	822,29	756,99	498,59	34,47	121,77
694,50	962,48	724,96	643,48	566,34	281,24	49,57	242,23
832,00	829,35	578,75	487,33	394,69	103,22	70,18	703,48
980,00	714,18	438,48	345,82	241,03	0,00	106,52	-
1138,50	627,04	317,77	217,84	144,76	0,00	187,84	-
1309,00	516,62	211,65	108,90	25,50	0,00	374,40	-
1487,00	415,93	121,31	29,82	0,00	0,00	1294,80	-

Jak już ustalono [3, 8], prędkość i kierunek przemieszczania się fali opadu nad zlewnią ma duży wpływ na występowanie szczytowych przepływów ścieków w sieci kanalizacyjnej. Wielkość oddziaływania tego zjawiska zależy głównie od kierunku spływu ścieków w poszczególnych kanałach. W symulacji przyjęto, że kierunek przepływu ścieków we wszystkich kanałach sieci jest zgodny lub przeciwny do kierunku przemieszczania się opadu.

Analizując otrzymane wyniki symulacji zawarte w tabeli 4 wykazano, że zarówno prędkość, jak i kierunek przemieszczania się opadu oddziałuje na wymaganą kubaturę użytkową zbiornika retencyjnego. Najwyższą wymaganą kubaturę użytkową zbiornika otrzymano, gdy opad deszczu przemieszcza się nad zlewnią z kierunku spływu ścieków, a jego prędkość jest zbliżona do średniej prędkości przepływu ścieków w sieci kanalizacyjnej. Najniższą wartość wyznaczonej pojemności retencyjnej zbiornika otrzymano podczas opadu biegnącego w kierunku przeciwnym do kierunku spływu ścieków z najniższą przyjętą prędkością. W czasie opadu rozpoczynającego się na całej zlewni jednocześnie, wymagana pojemność retencyjna przyjmuje wartość pośrednią pomiędzy przyjętymi kierunkami. Świadczy to o tym, że im kierunek przemieszczania się opadu jest bliższy kierunkowi spływ ścieków w sieci kanalizacyjnej, to wymagana objętość użytkowa zbiornika retencyjnego przyjmie większą wartość.

Najmniejsze różnice w wymaganych pojemnościach użytkowych zbiorników retencyjnych otrzymano przy niskich procentowo wartościach natężenia odpływających ścieków. Różnice te wahają się w granicy kilku procentów. Wraz ze wzrostem wartości współczynnika redukcji przepływu, procentowa różnica kubatury użytkowej kanalizacyjnego zbiornika retencyjnego pomiędzy przyjętymi prędkościami pogłębia się. Dla najwyższych przyjętych wartości natężenia odpływu ścieków ze zbiornika otrzymano bardzo zróżnicowane wyniki. Opady deszczu charakteryzujący się tą samą intensywnością i czasem trwania, lecz odmiennymi kierunkami przemieszczania, dają bardzo odbiegające od siebie wartości natężenia przepływu ścieków w czasie, co skutkuje różnymi wymaganymi kubaturami użytkowymi zbiorników retencyjnych. Deszcz przemieszczający się z kierunkiem przepływ ścieków spowoduje znaczne wypełnienie się zbiornika retencyjnego. Ten sam opad deszczu, mający jednak przeciwny kierunek spowoduje przepływ w sieci kanalizacyjnej, który zostanie odprowadzony w całości przez kanał odpływowy.

4. Podsumowanie

Przeprowadzone symulacje obliczeniowe wykazały, że nie uwzględnianie zarówno kierunku, jak i prędkości przemieszczania się fali opadu deszczu, może prowadzić do znacznego niedowymiarowania obiektów współdziałających z systemami kanalizacyjnymi. Podstawowym celem stawianym kanalizacyjnym zbiornikom retencyjnym jest odciążenia sieci kanalizacyjnej poniżej i poprawa funkcjonowania całego systemu. Jednak, aby te zadania mogły spełniać prawi-

dłowo zbiorniki retencyjne, powinny one posiadać odpowiednią kubaturę użytkową.

Jak wykazano w pracy, przyjęcie hydrogramu opisującego natężenia dopływu do zbiornika retencyjnego w kształcie trapezu może w pewnych sytuacjach powodować błędne wyniki obliczeń. Tyczy się to sytuacji, w których trapezowy hydrogram obrazuje przepływ w sieci kanalizacyjnej spowodowany przez opad trwający krótszy czas, niż czas miarodajny wyznaczony metodą granicznych natężeń MGN. W takim zakresie czasów trwania deszczu otrzymano największe różnice w wyznaczonych kubaturach użytkowych zbiorników retencyjnych w trzech przyjętych metodach. W skrajnych przypadkach, zakładając wysoki procentowo współczynnik redukcji przepływu ścieków, różnice w objętości retencyjnej zbiorników wyznaczonych metodą MGN w porównaniu do dwóch pozostałych sięgały nawet kilkuset procent. Zależność ta wystąpiła bez względu na przyjęty schemat rozmieszczenia sieci kanalizacyjnej w analizowanych zlewniach.

Różnice w otrzymanych wynikach zaobserwowano, zwłaszcza po uwzględnieniu kierunku i prędkości przemieszczania się opadu. Wykazano, że największą wymaganą objętość retencyjną zbiornika powoduje deszcz, którego kierunek przemieszczania się jest zgodny z kierunkiem spływu ścieków w sieci kanalizacyjnej, i przemieszczający się z prędkością zbliżoną do średniej prędkości przepływu ścieków w sieci kanalizacyjnej. W takich warunkach występują również najwyższe maksymalne natężenia przepływu ścieków, co sygnalizowano w pracach [3,8,9].

Otrzymane różnice w objętości użytkowej zbiorników retencyjnych wydają się na tyle duże, że nie powinno się ich pomijać. Przeprowadzone badania wykazały jednoznacznie, że należy dążyć do udoskonalania metody wymiarowania obiektów hydrotechnicznych współdziałających z sieciami kanalizacyjnymi.

References

- [1] Błaszczyk W., Roman M., Stamatello H.: *Kanalizacja*, T. 1, Arkady, Warszawa, 1974.
- [2] Błaszczyk P.: *Ulepszone metody wymiarowania kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej*, Praca zbiorowa, Postęp techniczny w kanalizacji, Wrocław, 1977.
- [3] De Lima J.L.M.P., Singh V.P. (2002). The influence of the pattern moving rainstorms on overland flow. *Advances in WaterResources*, 25, 817-828.
- [4] Dziopak J.: *Analiza teoretyczna i modelowanie wielokomorowych zbiorników kanalizacyjnych*, Monografia 125, Wydawnictwa Politechniki Krakowskiej, Kraków, 1992.
- [5] Dziopak J., Słyś D.: *Modelowanie zbiorników klasycznych i grawitacyjno-pompowych w kanalizacji*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 2007.
- [6] Słyś D.: *Zrównoważone systemy odwodnienia miast*, Dolnośląskie Wydawnictwo Naukowe, Wrocław, 2013.

- [7] Starzec M., Dziopak J.: Wpływ kierunku i prędkości przemieszczania się opadu deszczu na maksymalne szczytowe przepływy ścieków w sieci kanalizacyjnej. *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, t. XXXI, z. 61 (3/14), s. 58-76, Rzeszów, 2014.
- [8] Starzec M., Dziopak J., Aleksejev M.I.: Wpływ wybranych metod na kształtowanie się hydrogramów przepływu ścieków deszczowych, INFRAEKO 2014. Nowoczesne miasta. Infrastruktura i środowisko, Rzeszów, 2014, s. 275-286.
- [9] Zawilski M., Brzezińska A.: Areal rainfall intensity distribution over an urban area and its effect on a combined sewerage system, 12th Int. Conf. on Urban Drainage, Porto Alegre, 2011.

INFLUENCE OF DIRECTION AND VELOCITY OF PRECIPITATION WAVE DISPLACEMENT ON CUBIC CAPACITY OF STORAGE RESERVOIRS

Summary

This article attempts to determine the influence of direction and velocity of precipitation wave displacement on the required usable cubic capacity of storage reservoirs. Simulation study was conducted in order to check the size of usable cubic capacity of storage reservoir with the account of assumed calculation method. The obtained results allow to conclude that both the direction and velocity of the precipitation wave has a significant impact on the required usable cubic capacity of sewage storage reservoirs. The largest differences between the results were observed under high value of the intensity of waste water outflow from the reservoir. In practice, this means that the reservoirs with high flow reduction factor β assumed will be particularly undersized.

Keywords: sewerage systems; dimensioning; storage reservoirs; wave of precipitation

DOI:10.7862/rb.2014.48

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.