

Mariusz STARZEC¹ i Józef DZIOPAK¹

WPLYW KIERUNKU I PRĘDKOŚCI FALI DESZCZU NA WSPÓLDZIAŁANIE KANALIZACYJNYCH ZBIORNIKÓW RETENCYJNYCH

INFLUENCE OF DIRECTION AND VELOCITY OF PRECIPITATION WAVE DISPLACEMENT IN COOPERATION SEWAGE RESERVOIRS

Abstrakt: Celem artykułu jest określenie wpływu kierunku i prędkości przemieszczania się fali opadu deszczu na współdziałanie kanalizacyjnych zbiorników retencyjnych. Symulacje wykonano w zlewni modelowej, korzystając z programu hydrodynamicznego SWMM 5.1. Uzyskane wyniki pozwalają stwierdzić, że zarówno kierunek, jak i prędkość przemieszczania się fali deszczu ma znaczący wpływ na ustalenie wymaganej kubatury użytkowej oddziałujących na siebie zbiorników retencyjnych. Porównując wyniki badań modelowych ustalonych na stacjonarnym opadzie deszczu z opadem przemieszczającym się nad zlewnią, wykazano, że różnice w wymaganej kubaturze użytkowej zbiornika retencyjnego zlokalizowanego na końcowym odcinku sieci kanalizacyjnej są tym większe, im niższa jest przyjęta wartość współczynnika redukcji przepływu ścieków deszczowych w zbiornikach retencyjnych znajdujących się na sieci kanalizacyjnej powyżej. W skrajnych przypadkach uzyskane różnice sięgają nawet kilkudziesięciu procent. Ustalone zależności zaobserwowano zarówno dla opadów blokowych, jak i opadów zmiennych w czasie. Wykazano też, że istotny wpływ na stopień wzajemnego hydraulicznego oddziaływania kanalizacyjnych zbiorników retencyjnych ma ich lokalizacja względem siebie i przyjęty współczynnik redukcji przepływu ścieków deszczowych.

Słowa kluczowe: systemy kanalizacyjne, przepływ obliczeniowy, fala deszczu, zbiorniki retencyjne

Wprowadzenie

W ostatnich latach obserwuje się wzrost liczby ekstremalnych zjawisk pogodowych, w tym zwłaszcza deszczów nawalnych i długotrwałych intensywnych opadów deszczu. Skutkiem ich występowania jest przeciążenie hydrauliczne sieci kanalizacyjnych i obiektów z nią współdziałających. Częstsze występowanie lokalnych podtopień wiąże się ze zwiększeniem kosztów, przeznaczonych na ich usunięcie. Podane aspekty poddają w wątpliwość przydatność dotychczas stosowanej metodologii projektowej systemów odwodnieniowych i założeń w nich przyjętych [1, 2].

W większości przypadków w metodyce obliczeniowej przyjmuje się, że opad ma charakter statyczny, tzn. nie posiada prędkości i kierunku, w którym się przemieszcza. Uprasza to w znaczny sposób wykonywanie obliczeń hydrodynamicznych, ponieważ umożliwia przypisanie jednego opadu deszczu wszystkim wyróżnionym zlewniom cząstkowym. Jest to jednak zbyt duże uproszczenie, które nie znajduje odzwierciedlenia w warunkach rzeczywistych [3, 4]. Rzeczywiste opady deszczu posiadają kierunek i prędkość przemieszczania się. W praktyce oznacza to, że na danej części zlewni opad wystąpi wcześniej i będzie sukcesywnie obejmował dalszą jej część.

¹ Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 17 723 24 09, 17 865 18 17, email: mstarzec1990@prz.edu.pl, jdziopak@prz.edu.pl

* Praca była prezentowana podczas konferencji ECOpole'15, Jarnołtówek, 14-16.10.2015

Jak wykazano w pracach [4-11], przyjęcie opadu dynamicznego prowadzi do uzyskania dużo większych szczytowych natężeń przepływów ścieków w systemach kanalizacyjnych. Wielkość różnic pomiędzy opadem statycznym a dynamicznym zależy od szeregu czynników, głównie: kierunków spływu ścieków w rozpatrywanej zlewni, jej kształtu, prędkości przemieszczania się opadu oraz jego kierunku.

Od dłuższego czasu zbiorniki retencyjne stają się nieodłącznym elementem współczesnych sieci kanalizacyjnych dowolnego systemu działającego w układzie grawitacyjnym [12]. Ze względu na swoją lokalizację mogą pełnić różne funkcje. Ich zastosowanie na końcowym odcinku nowej zlewni umożliwia przyłączenie jej do już eksploatowanego systemu kanalizacyjnego, bez jego przeciążania hydraulicznego oraz konieczności jego rozbudowy [13].

Niezależnie od lokalizacji głównym zadaniem zbiornika retencyjnego jest akumulacja nadmiaru ścieków. Aby to było możliwe, musi on posiadać wystarczającą pojemność użytkową. Wymaganą objętość zbiornika retencyjnego ustala się na podstawie bilansu ścieków na dopływie i odpływie w fazie jego napełniania. Jest ona funkcją pola powierzchni ustalanej między krzywymi wyznaczającymi hydrogramy obrazujące natężenie dopływu i odpływu ścieków ze zbiornika podczas trwania deszczu krytycznego.

Często w jednym systemie odwodnieniowym występuje kilka zbiorników retencyjnych. W przypadku projektowania ich pojemności użytkowych należy uwzględnić oddziaływanie tych zbiorników względem siebie. Każdy ze zbiorników retencyjnych powinien zostać zaprojektowany na indywidualny krytyczny czas trwania opadu deszczu. Jest to wymuszone odmiennym charakterem przypisanej zlewni odwadnianej oraz przyjętymi parametrami projektowymi.

Przyjęte warianty obliczeniowe

W pracy badano wpływ oddziaływania prędkości i kierunku fali deszczu na oddziaływanie trzech wielokomorowych zbiorników retencyjnych działających w systemie grawitacyjnym. Symulacje wykonano, korzystając z programu hydrodynamicznego SWMM 5.1 w zlewni modelowej przedstawionej na rysunku 1, w oparciu o stworzony jej model hydrodynamiczny. W przyjętej zlewni modelowej została zaprojektowana sieć kanalizacji deszczowej, która współpracuje z trzema wielokomorowymi zbiornikami retencyjnymi. Przyjętą do obliczeń zlewnię podzielono na 3 podzlewnie główne. Pierwsza - największa zlokalizowana jest pomiędzy trzema przyjętymi zbiornikami retencyjnymi. Dwie mniejsze znajdują się odpowiednio powyżej dwóch zaprojektowanych zbiorników retencyjnych ZR2 i ZR3. Sieć kanalizacji deszczowej składa się łącznie z 35 odcinków o długości 240 lub 340 metrów. Spadki kolektorów sieci kanalizacyjnej mieszczą się w przedziale od 4,6 do 6,7%. Całkowita powierzchnia zlewni odwadnianej wynosi 258,12 ha. Współczynnik spływu powierzchniowego waha się w granicy od 0,17 do 0,65. Powierzchnia zlewni zredukowanej, z której następuje odpływ ścieków deszczowych, przyjmuje wartość 79,80 ha.

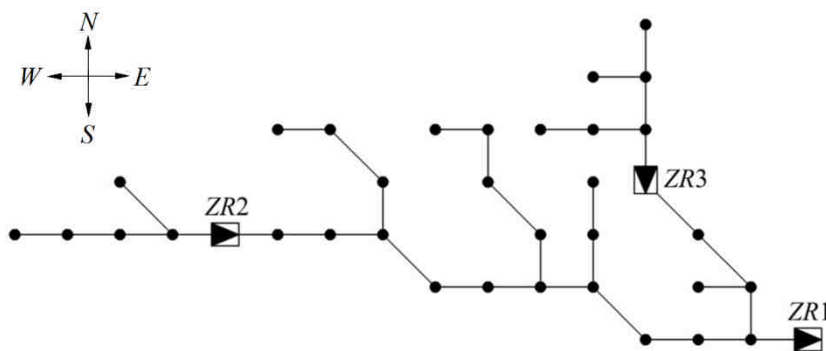
Do określenia jednostkowego natężenia deszczu przyjęto formułę Błaszczyka [14], która określa zależność pomiędzy intensywnością a czasem jego trwania:

$$q = \frac{6.631 \sqrt[3]{c \cdot H^2}}{t_d^{2/3}} \quad (1)$$

gdzie: q - jednostkowe natężenie deszczu [$\text{dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$]; H - wysokość średniego opadu rocznego [mm/rok]; c - częstość występowania opadu [lata]; t_d - czas trwania opadu [min].

Wysokość średniego opadu rocznego do symulacji przyjęto na poziomie $H = 600 \text{ mm}/\text{rok}$, a częstość występowania opadu wynosi $c = 2$ lata. Opady deszczu wyznaczone z formuły Błaszczyka są opadami blokowymi, tzn. posiadają stałą intensywność w całym okresie ich trwania.

Efekt przemieszczania się opadu deszczu został osiągnięty poprzez przypisanie każdej zlewni cząstkowej indywidualnego pliku deszczu w programie SWMM 5.1. Przyjęcie odmiennych czasów rozpoczęcia opadu w danej zlewni cząstkowej pozwala na symulację przemieszczania się opadu nad terenem zlewni. Wartość prędkości przemieszczania się fali deszczu uzależniona jest od różnicy czasowej rozpoczęcia opadu pomiędzy danymi punktami. W symulacji przyjęto, że prędkość przemieszczania się opadu deszczu będzie miała stałą wartość w całym okresie trwania opadu. W analizie założono trzy wartości prędkości przemieszczania się opadu, tj. 3, 6 i 12 m/s. W przypadku kierunku dającego najbardziej krytyczne (najwyższe) wartości zakres przyjętych prędkości przemieszczania się fali deszczu rozszerzono o prędkości 1,5; 2 i 4 m/s. Opadowi deszczu, który rozpoczyna się na całej zlewni jednocześnie, przypisano prędkość nieskończenie dużą.



Rys. 1. Przyjęty schemat sieci kanalizacyjnej wraz z lokalizacją wielokomorowych zbiorników retencyjnych

Fig. 1. Adopted sewerage system with location multi-chamber sewage reservoirs

W analizie przyjęto, że kierunek przemieszczania się opadu jest stały w całym czasie trwania symulacji. Dodatkowo założono, że czoło opadu deszczu można przedstawić jako linię prostą, która jest prostopadła do kierunku przemieszczania się opadu. Oznacza to, że w punktach leżących na liniach prostopadłych do przyjętego kierunku przemieszczania się opadu deszcz zaczyna się w tym samym momencie. W symulacji przyjęto cztery główne kierunki przemieszczania się opadu, tj. wschód-zachód E-W, zachód-wschód W-E, północ-południe N-S, południe-północ S-N.

Układ hydrauliczny przyjętych zbiorników wielokomorowych w programie SWMM 5.1 został osiągnięty poprzez zastosowanie dwóch zbiorników jednokomorowych. Jeden zbiornik pełnił funkcję komory przepływowej, natomiast drugi odpowiadał komorze akumulacyjnej. Transport ścieków z komory przepływowej do akumulacyjnej został rozwiązany za pomocą funkcji *Outlet*. Odprowadzenie ścieków z komory akumulacyjnej zostało osiągnięte za pomocą funkcji *Weir*. Odpływ ścieków z komory akumulacyjnej zachodzi wyłącznie w okresach, gdy poziom ścieków w tej komorze jest wyższy niż w komorze przepływowej.

W zbiorniku ZR1 przyjęto średnicę kanału odpływowego o wartości $d = 0,9$ m. W przypadku zbiorników ZR2 i ZR3 symulacje przeprowadzono dla trzech różnych średnic kanału odpływowego 0,2; 0,3 i 0,4 m. W symulacji przyjęto, że kanały w zbiornikach ZR2 i ZR3 będą przyjmować taką samą średnicę. Z tego powodu otrzymano trzy różne warianty, które poddano analizie.

Analiza wyników symulacji

Przeprowadzone obliczenia potwierdzają, że oprócz intensywności i czasu trwania deszczu, znaczny wpływ na maksymalną wartość szczytowego natężenia przepływu ścieków w sieci kanalizacyjnej ma sama prędkość, a zwłaszcza kierunek przesuwania się fali deszczu [9, 14, 15]. Obliczone wartości i różnice zaobserwowane w założonej sieci kanalizacyjnej przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1

Maksymalne szczytowe natężenia przepływu ścieków deszczowych przy założonych wariantach projektowych

Table 1

Maximum peak flow of sewage with the assumed design variants

d	Warunki statyczne		Uzyskane maksymalne szczytowe natężenie przepływu					Uzyskane minimalne natężenie przepływu				
	Q	t	Q	t	K	v	R	Q	t	K	v	R
[m]	[dm ³ /s]	[min]	[dm ³ /s]	[min]	[-]	[m/s]	[%]	[dm ³ /s]	[min]	[K]	[m/s]	[%]
0,4	3970,74	20,0	4493,72	15,0	W-E	6,0	13,17	3223,96	30,0	E-W	3,0	-18,81
0,3	3788,12	20,0	4230,13	15,0	W-E	6,0	11,67	3068,78	30,0	E-W	3,0	-18,89
0,2	3567,10	20,0	4021,07	15,0	W-E	4,0	12,73	2964,83	30,0	E-W	3,0	-16,88

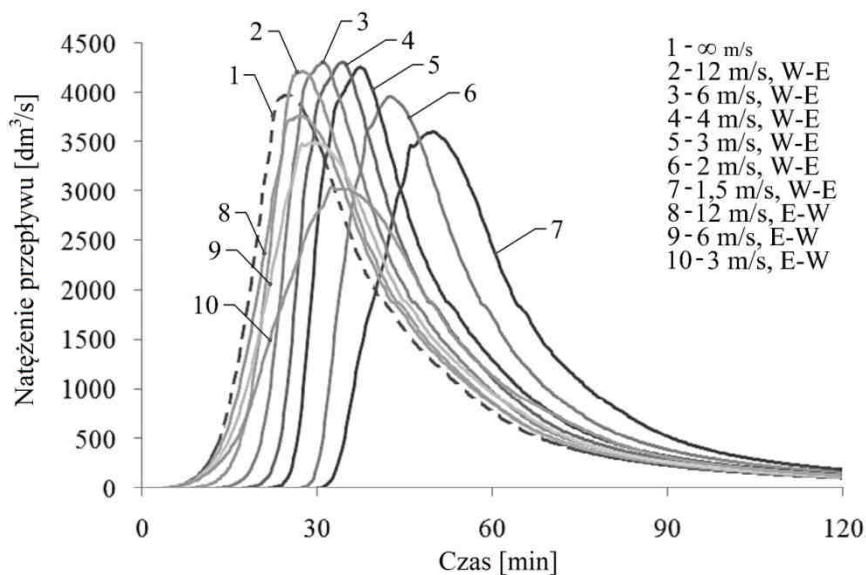
d - średnica kanału odpływowego ze zbiorników ZR2 i ZR3 [m]; Q - natężenie przepływu ścieków w sieci kanalizacyjnej [dm³/s]; t - czas trwania opadu [min]; K - kierunek przemieszczania się fali opadu deszczu [-]; v - prędkość przemieszczania się opadu deszczu [m/s]; R - procentowa różnica pomiędzy warunkami statycznymi a dynamicznymi

Na ogół, im opad deszczu podąża wolniej zgodnie z głównym kierunkiem przepływu ścieków w sieci kanalizacyjnej, tym zanotowane maksymalne krytyczne natężenie przepływu w sieci jest większe. Warto jednak zaznaczyć, że sytuacja ta obowiązuje do pewnego momentu. Wraz z dalszym zmniejszaniem się prędkości przesuwania się opadu deszczu maleje szczytowe natężenie przepływu ścieków. Spowodowane jest to faktem, że czas spływu ścieków siecią kanalizacyjną jest krótszy niż czas przejścia fali deszczu. Oznacza to w praktyce, że ścieki deszczowe powstałe na początkowych zlewniach cząstkowych dotrą do końcowego rozpatrywanego przekroju sieci, zanim na zlewniach cząstkowych przypisanych do ostatnich odcinków spadnie deszcz. Spowoduje to

nienałożenie się szczytowych chwilowych natężeń przepływu z wszystkich zlewni cząstkowych. Skutkiem tego będzie wystąpienie mniejszego natężenia przepływu w rozpatrywanym przekroju sieci kanalizacyjnej. Na rysunku 2 przedstawiono hydrogramy obrazujące strumień ścieków dopływający do zbiornika retencyjnego ZR1 w czasie trwania opadu 20-minutowego przy założonych kierunkach i prędkości przemieszczania się fali opadu deszczu.

Najniższe wartości szczytowego natężenia przepływu zaobserwowano dla opadu przemieszczającego się przeciwnie, tj. w kierunku E-W. Wraz ze zmniejszaniem się prędkości fali deszczu malała również obserwowana szczytowa wartość natężenia przepływu ścieków. Najniższą wartość zarejestrowano dla najniższej przyjętej prędkości przemieszczania się opadu bez względu na średnice kanału odpływowego ze zbiorników ZR2 i ZR3.

Przeprowadzone symulacje wykazały dodatkowo, że czas opadu deszczu powodującego maksymalne szczytowe natężenie przepływu zmienia swoją wartość pod wpływem prędkości i kierunku wędrówki opadu deszczu. Dla kierunków fali deszczu zbliżonych do głównego kierunku spływu ścieków maksymalną wartość szczytowego strumienia ścieków obserwuje się dla opadów krótszych niż ma to miejsce w warunkach statycznych. We wszystkich wariantach projektowych zaobserwowano zmniejszenie czasu trwania opadu dającego krytyczny szczytowy przepływ z 20,0 na 15,0 minut. W przypadku kierunków przeciwnych obserwuje się natomiast zwiększenie czasu trwania opadu krytycznego. Przy kierunku przemieszczania się fali deszczu ze wschodu na zachód zaobserwowano, że najwyższą szczytową wartość przepływu ścieków powoduje opad 30-minutowy.



Rys. 2. Hydrogramy natężenia przepływu ścieków przy czasie trwania opadu deszczu $t_d = 20$ min

Fig. 2. Hydrographs flow of sewage at the time of rainfall $t_d = 20$ minutes

Jak pokazują dane przedstawione w tabeli 1, otrzymane różnice pomiędzy warunkami statycznymi a warunkami dynamicznymi sięgają każdorazowo powyżej dziesięciu procent. W pracach [1, 17] wykazano, że wpływ przemieszczania się fali deszczu może być znacznie większy i sięgać nawet kilkudziesięciu procent. Otrzymane różnice nie są aż tak duże, ponieważ przyjęta sieć kanalizacyjna cechuje się spływem ścieków z dwóch kierunków. Jak ustalili autorzy [9, 15, 16], kształt zlewni jest czynnikiem, który ma decydujący wpływ na wielkość różnic pomiędzy warunkami statycznymi a dynamicznymi.

Oddziaływanie zbiorników retencyjnych zachodzi w przypadku lokalizacji ich na tej samej drodze spływu. Odpływ ścieków ze zbiornika kanalizacyjnego zlokalizowanego powyżej sumuje się z odpływem ścieków ze zlewni znajdującej się pomiędzy nimi. Im większy jest odpływ ścieków ze zbiornika górnego, tym wymagana kubatura zbiornika zlokalizowanego niżej będzie większa. Dodatkowo bardzo ważnym czynnikiem jest czas, w jakim ścieki odpływające ze zbiornika górnego dopłyną do komory przepływowej zbiornika dolnego. W skrajnym wariantcie dopływ ścieków ze zbiornika górnego może nie spowodować zwiększenia wymaganej pojemności zbiornika dolnego. Sytuacja ta nastąpi, gdy łączny strumień ścieków (ścieki ze zbiornika górnego plus ścieki powstałe na zlewni pomiędzy zbiornikami) w danej chwili czasu będzie mniejszy niż wartość odpływu ścieków ze zbiornika dolnego.

W przypadku zbiornika ZR1, zarówno zbiornik ZR2, jak i ZR3 wpływają na jego wymaganą pojemność retencyjną. Ze względu na przyjętą średnicę kanału odpływowego wyznaczono wymaganą kubaturę użytkową zbiorników ZR2 i ZR3. Wyniki symulacji wraz z czasami miarodajnymi do wymiarowania tych zbiorników przedstawia tabela 2.

Ustalona wymagana kubatura użytkowa zbiorników retencyjnych ZR2 i ZR3 przy założonych średnicach kanałów opadowych

Tabela 2

Fixed volume sewage reservoirs ZR2 and ZR3 with the assumed diameter outlet canal

Table 2

Średnica kanału odpływowego	Wymagana kubatura użytkowa zbiornika			
	ZR2		ZR3	
[m]	[m ³]	[min]	[m ³]	[min]
0,4	102,54	20,0	171,2	25,0
0,3	294,93	40,0	400,17	40,0
0,2	664,68	100,0	821,12	110,0

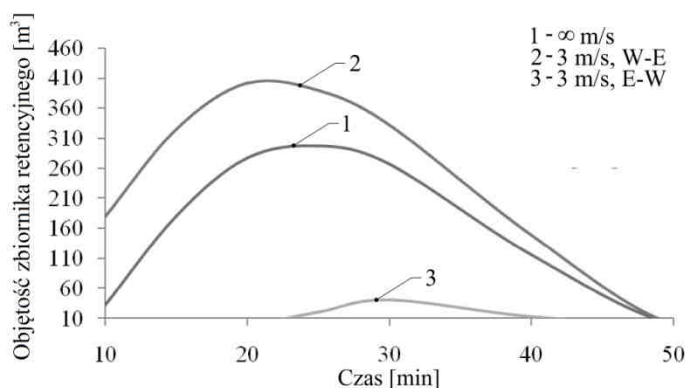
Ze względu na zaprojektowanie zbiorników wielokomorowych strumień odpływających ścieków w trakcie akumulacji utrzymuje się praktycznie na stałym poziomie. W obu zbiornikach przyjęto, że odległość od dna kanału odpływowego do sklepienia kanału dopływowego wynosi 1,5 m.

Po wyznaczeniu wymaganej pojemności retencyjnej zbiorników ZR2 i ZR3 możliwe było wyznaczeniu wymaganej kubatury użytkowej zbiornika ZR1. Wymaganą pojemność zbiornika wyznaczono na dwa sposoby. W pierwszym z nich skorzystano z opadów statycznych, natomiast w drugi użyto opadów przemieszczających się nad zlewnią. W obu przypadkach zastosowano tę samą metodykę obliczeniową. Wymaganą krytyczną pojemność użytkową zbiornika wyznaczono na podstawie szeregu symulacji przy różnych czasach trwania opadu deszczu. Krzywe obrazujące wymaganą pojemność zbiornika

retencyjnego przy wybranych prędkościach i kierunku przemieszczania się opadu deszczu przedstawiono na rysunku 3.

W przypadku uwzględnienia kierunku i prędkości przemieszczania się fali deszczu pojemność zbiornika retencyjnego osiągała każdorazowo inną wartość. Przemieszczanie się fali deszczu nad zlewnią zostało uwzględnione we wszystkich przyjętych czasach trwania opadu. Otrzymane wyniki wskazują, że uwzględnienie przemieszczania się opadu deszczu wpływa bezpośrednio na wymaganą pojemność układu współdziałających zbiorników retencyjnych.

Maksymalną wymaganą kubaturę użytkową zbiornika ZR1 we wszystkich przyjętych opcjach projektowych przedstawiono w tabeli 3. Analizując dane zamieszczone w tabeli 3, widać wyraźną relację pomiędzy prędkością i kierunkiem przemieszczania się fali deszczu a otrzymaną maksymalną kubaturą użytkową zbiornika retencyjnego ZR1. Najwyższe wymagane objętości zbiornika retencyjnego ze względu na kierunek otrzymano każdorazowo przy kierunku przemieszczania się opadu deszczu z zachodu na wschód W-E. Warto dodać, że kierunek ten odpowiada kierunkowi spływu ścieków w większości kanałów przejętej sieci kanalizacji deszczowej. Kierunkiem dającym drugie co do wielkości wyniki okazał się kierunek z północy na południe N-S. Tu również należy zauważyć, że pewna liczba kanałów założonej sieci kanalizacji deszczowej posiada kierunek spływu zgodny z rozpatrywanym kierunkiem przemieszczania się opadu deszczu. Natomiast trzecie co do wielkości wymagane objętości zbiornika retencyjnego ZR1 otrzymano przy kierunku przemieszczania się opadu deszczu z południa na północ S-N. Najniższe zarejestrowane kubatury użytkowe zbiornika retencyjnego ZR1 uzyskano, gdy nad zlewnią występował opad deszczu podążający ze wschodu na zachód E-W.



Rys. 3. Krzywe wyznaczające kubaturę użytkową zbiornika retencyjnego ZR1 przy średnicy kanału odpływowego ze zbiorników ZR2 i ZR3 równej $d = 0,2$ m i kanale odpływowym ze zbiornika ZR1 równym $d = 0,9$ m

Fig. 3. Curves volume of sewage reservoir ZR1 with the diameter outlet canals of sewage reservoirs ZR2, ZR3 equal to $d = 0.2$ m and with the diameter outlet canals of sewage reservoir ZR1 equal to $d = 0.9$ m

Porównując wyniki otrzymane z opadu przemieszczającego się z wynikami uzyskanymi przy opadzie stacjonarnym, zauważono pewną zależność. Przy dwóch kierunkach przemieszczania się opadu, tj. W-E i N-S, obserwuje się wyższe wymagane

pojemności zbiornika retencyjnego w stosunku do warunków statycznych. W przypadku pozostałych dwóch kierunków zaobserwowano mniejsze wymagane pojemności zbiornika retencyjnego.

Tabela 3

Maksymalne wymagane pojemności retencyjne zbiornika ZR1 przy przyjętych średnicach kanału odpływowego ze zbiorników ZR2 i ZR3

Table 3

Fixed maximum volume sewage reservoir ZR1 with assumed diameter outlet canals of sewage reservoirs ZR2 and ZR3

Prędkość przemieszczania się fali deszczu [m/s]	Średnica kanału odpływowego zbiorników ZR2 i ZR3 [m]	Kubatura użytkowa zbiornika retencyjnego ZR1 [m ³]			
		Kierunek przemieszczania się opadu			
		W-E	N-S	E-W	S-N
∞	0,4	717,44			
	0,3	467,13			
	0,2	296,79			
3	0,4	836,03	756,37	326,66	666,17
	0,3	577,6	512,1	136,98	412,84
	0,2	401,05	340,1	40,65	244,54
6	0,4	883,08	750,18	538,41	700,79
	0,3	581,2	501,85	321,43	444,19
	0,2	395,55	328,62	164,80	274,38
12	0,4	795,51	742,29	645,95	717,85
	0,3	544,65	493,06	402,57	464,54
	0,2	357,97	318,59	243,14	292,84

Analizując przyjęte warianty projektowe, widać wyraźnie, że wielkość otrzymanych różnic w kubaturze użytkowej zbiornika retencyjnego ZR1 zależy również w bardzo dużym stopniu od przyjętej prędkości przemieszczania się opadu deszczu. Dla kierunków przemieszczania się opadu E-W i S-W zauważa się tendencję do zmniejszania wymaganej pojemności retencyjnej zbiornika wraz ze spadkiem prędkości przemieszczania się opadu. W przypadku kierunków W-E i N-S obserwuje się nieco inną zależność. Zmniejszenie prędkości poruszania się opadu deszczu przy tych kierunkach przemieszczania się fali deszczu powoduje wzrost kubatury użytkowej zbiornika retencyjnego. Tendencja ta nie jest jednak stała i w pewnym momencie obserwuje się sytuację przeciwną. Oznacza to więc, że dla danej sytuacji można wyznaczyć krytyczną prędkość przemieszczania się opadu deszczu, przy której objętość zbiornika retencyjnego uzyska najwyższą wartość. W celu lepszego przedstawienia wyżej opisanej zależności dla kierunku deszczu z zachodu na wschód przeprowadzono symulacje również dla prędkości 4, 2 i 1,5 m/s. Warto dodać, że identyczną zależność obserwuje się dla szczytowych natężeń przepływu ścieków w sieci kanalizacyjnej.

Maksymalne uzyskane pojemności zbiornika ZR1 przy kierunku przemieszczania się opadu z zachodu na wschód W-E przedstawiono w tabeli 4. Spośród wyznaczonego zbioru wyników wybrano wartość maksymalną dla każdego z przyjętych wariantów projektowych. Wartości te będą odpowiadać wymaganej krytycznej kubaturze użytkowej zbiornika retencyjnego. Procentową różnicę pomiędzy warunkami statycznymi a uwzględniającymi wędrówkę opadu nad zlewnią przedstawiono w tabeli 5.

Tabela 4
Maksymalne wymagane pojemności retencyjne zbiornika ZR1 przy kierunku przemieszczania się opadu z zachodu na wschód W-E

Fixed maximum volume sewage reservoir ZR1 at the direction of the rain from west to east W-E

Średnica kanału odpływowego zbiorników ZR2 i ZR3	Prędkość przemieszczania się opadu deszczu						
	∞	1,5	2	3	4	6	12
[m]	[m/s]						
0,4	717,44	585,58	750,7	836,03	853,01	883,08	795,51
0,3	468,13	403,88	494,65	577,6	591,39	581,2	544,65
0,2	296,79	174,77	312,72	401,05	410,7	395,55	357,97

Tabela 5
Różnice procentowe kubatury użytkowej zbiornika retencyjnego ZR1 pomiędzy warunkami statycznymi i dynamicznymi

Differences percentage of volume sewage reservoir ZR1 between static and dynamic conditions

Średnica kanału odpływowego		Krytyczne pojemności zbiornika ZR1				Różnica procentowa
ZR1	ZR2 ZR3	[m ³]				
[m]		Warunki statyczne	t	Warunki dynamiczne	t	[%]
0,9	0,4	717,44	30,0	883,08	25,0	
	0,3	468,13	25,0	591,39	25,0	26,33
	0,2	296,79	25,0	410,7	20,0	38,38

Przeprowadzone badania pozwalają stwierdzić, że wartość różnicy procentowej zależy od średnicy kanału odpływowego zbiorników retencyjnych zlokalizowanych wyżej na sieci kanalizacyjnej. Im średnica kanału odpływowego ze zbiorników zlokalizowanych wyżej na sieci jest większa, tym wpływ uwzględnienia wędrowki opadu deszczu jest mniejszy. Największą procentową różnicę otrzymano, gdy kanał odpływowy ze zbiorników ZR2 i ZR3 przyjmował najniższą z założonych wartości równą 0,2 m, natomiast opad przemieszczał się z zachodu na wschód z prędkością 4 m/s. W tych warunkach procentowa różnica wyniosła 38,38%.

W praktycznie identycznych warunkach, przy zmianie wyłącznie średnicy kanału odpływowego ze zbiorników ZR2 i ZR3 z 0,2 na 0,3 m, procentowa różnica wyniosła już znacznie mniej, bo 26,33%. Jeszcze nieco niższą wartość, równą 23,09%, otrzymano, gdy średnica kanału odpływowego ze zbiorników ZR2 i ZR3 osiągnęła najwyższą z przyjętych wartości 0,4 m. Warto jednak zauważyć, że krytyczną prędkością w tym przypadku okazała się prędkość przemieszczania się opadu 6,0 m/s, czyli prędkość większa niż przy średnicy 0,2 m.

Podsumowanie i wnioski

Wyniki przeprowadzonych badań pozwalają na sformułowanie szeregu istotnych wniosków o znaczeniu ogólnym i praktycznym. W badaniach wykazano, że dla pewnego zakresu kierunków i prędkości przemieszczania się opadu deszczu zbiorniki retencyjne wymagają zarezerwowania dużo większej kubatury retencyjnej. Z przeprowadzonych

symulacji wynika, że najbardziej krytyczny do wymiarowania układu zbiorników retencyjnych okazuje się opad deszczu, którego kierunek przemieszczania się jest zgodny z kierunkiem spływu ścieków w sieci kanalizacyjnej i przemieszcza się z prędkością zbliżoną do średniej prędkości przepływu ścieków w sieci kanalizacyjnej. Powyższa zależność występuje dla całego zakresu wartości współczynnika redukcji przepływu ścieków, przy czym im większą wartość przyjmuje ten współczynnik, tym procentowa różnica w wymaganej pojemności retencyjnej pomiędzy warunkami dynamicznymi i statycznymi jest większa.

W pracy wykazano dodatkowo, że w przypadku zbiorników retencyjnych znajdujących się niżej na sieci kanalizacyjnej decydującym czynnikiem, wpływającym na ich wymaganą pojemność retencyjną, jest przyjęta wartość współczynnika redukcji przepływu ścieków w zbiornikach znajdujących się powyżej na sieci. Wykazano, że im niższą wartość współczynnika odpływu ścieków przyjmie się w zbiornikach retencyjnych znajdujących się wyżej na sieci, tym wpływ wędrowki opadu na wymaganą pojemność retencyjną zbiorników zlokalizowanych niżej będzie większy.

Zatem z przeprowadzonych badań wynika, że najbardziej narażony na niedowymiarowanie będzie zbiornik spełniający dwa kryteria: (1) rozpatrywany zbiornik retencyjny posiada wysoki współczynnik redukcji przepływu ścieków i jednocześnie (2) niską wartość natężenia odpływu ze zbiorników zlokalizowanych powyżej.

Wartości wyników przeprowadzonych badań są nieco niższe niż uzyskane w pracach [18, 19] prowadzonych w przypadku pojedynczego zbiornika. Wydaje się jednak, że mniejsze różnice nie świadczą o redukcji zjawiska przemieszczania się opadu deszczu na skutek lokalizacji na sieci kilku zbiorników retencyjnych. Z drugiej strony nie można tego w stu procentach wykluczyć.

Poza kierunkiem i prędkością fali opadu duży wpływ na wielkość tego zjawiska ma kształt zlewni i kierunki spływu ścieków w kanałach sieci kanalizacyjnej. W przypadku przyjętej zlewni spływ ścieków następuje z dwóch kierunków, co zmniejsza wpływ wędrowki opadu na wymaganą kubaturę zbiorników retencyjnych.

Przeprowadzone badania umocniły przekonanie, że nieuwzględnienie wędrowki opadów deszczu może prowadzić do niedowymiarowania zarówno sieci, jak i obiektów z nią współdziałających. Należy także zaznaczyć, że zbiorniki retencyjne są jeszcze bardziej narażone na niedoszacowanie niż sama sieć kanalizacyjna. Wędrowka opadów deszczu powinna być w szczególności uwzględniana dla zlewni, w których spływ ścieków odbywa się z jednego kierunku. W przypadku zbiorników retencyjnych decydującym parametrem jest tu przyjęty współczynnik redukcji przepływu ścieków oraz ich lokalizacja na sieci kanalizacyjnej.

Literatura

- [1] Starzec M, Dziopak J. Zesz Nauk Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo Inż. Środ. 2014;61(3/I):63-82. DOI: 10.7862/rb.2014.47.
- [2] Pochwat K, Dziopak J. Zesz Nauk Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo Inż Środ. 2012;59(2/I):91-107. http://www.oficyna.portal.prz.edu.pl/gfx/oficyna/files/zeszyty_naukowe/wbiis/2012/budownictwo-pw-nowe/bud-59-02-1-pw2.pdf
- [3] Ogden FL, Sharif HO, Senarath SUS, Smith JA, Baeck ML, Richardson JR. J Hydrol. 2000;228:82-100. DOI: 10.1016/S0022-1694(00)00146-3.
- [4] Berne A, Delrieu G, Creutin JD, Obled C. J Hydrol. 2004;299:166-179. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2004.08.002.

- [5] De Lima JLMP, Singh VP. *Adv Water Resour.* 2002;25:817-828. DOI: 10.1016/S0341-8162(02)00149-2.
- [6] De Lima JLMP, Singh VP. *Phys Chem Earth.* 2003;28:277-282. DOI: 10.1016/S1474-7065(03)00038-X.
- [7] Niemczynowicz J. *Nord Hydrol.* 1984;15:57-70. DOI: 10.2166/nh.1984.005.
- [8] Stephenson D. *Water SA.* 1984;10:189-196. http://apps.webofknowledge.com/full_record.do?product=UA&search_mode=GeneralSearch&qid=4&SID=X1N98rHDBXj89BTQM9q&page=1&doc=2
- [9] Vaes G, Willems P, Berlamont J. Moving design storms for combined sewer systems. In: Strecker EW, Huber WC, editors. *Proc. 9th Int Conf Urban Drainage (ICUD)*, Portland. 2002. DOI: 10.1061/40644(2002)238.
- [10] Willems P, Berlamont J. *Water Sci Technol.* 2002;45:105-112. DOI: 10.1002/hyp.5039.45.
- [11] Zawilski M, Brzezińska A. *Urban Water J.* 2014;11:532-542. DOI: 10.1080/1573062X.2013.831909.
- [12] Yao-Ming Hong. *J Hydro-Environ Res.* 2008;2:109-117. DOI: 10.1016/j.jher.2008.06.-003.
- [13] Stec A, Słyś D. *Ecol Chem Eng S.* 2014;21:215-228. DOI: 10.2478/eces-2014-0017.
- [14] Błaszczuk W, Roman M, Stamatello H. *Kanalizacja*, Arkady, Warszawa, 1974.
- [15] Berndtsson R, Niemczynowicz J. *J Hydrol.* 1988;100:293-313. DOI: 10.1016/0022-1694(88)90189-8
- [16] Liang J, Melching CS. *Int J Sediment Res.* 2015;30:167-177. DOI: 10.1016/j.ijsrc.2015.03.004.
- [17] Mrowiec M. *Pr Nauk Politechniki Warszawskiej.* 2009;57:67-78.
- [18] Mrowiec M. *Gaz Woda Techn Sanit.* 2014;7:259-263.
- [19] Starzec M, Dziopak J. *Zesz Nauk Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo Inz Środ.* 2014;61(3/I):83-94. DOI: 10.7862/rb.2014.48.

INFLUENCE OF DIRECTION AND VELOCITY OF PRECIPITATION WAVE DISPLACEMENT IN COOPERATION SEWAGE RESERVOIRS

Department of Infrastructure and Sustainable Development
Faculty of Civil and Environmental Engineering and Architecture, Rzeszow University of Technology

Abstract: This article aims to determine the effect of the direction and speed of the wave of rainfall on the interaction of sewage reservoirs. Simulations were performed in the catchment model using hydrodynamic program SWMM 5.1. The results allow to conclude that both the direction and speed of the wave of rainfall has a significant impact on the determination of the required volume of interacting with each other storage reservoirs. Meaningful differences in test results between constant and time-varying precipitation were noticed. Differences in the required volume of usable storage reservoir that is located at the terminal end of the sewerage system are the greater the lower is acceptance values of flow reduction factors in reservoirs located above the sewerage system. In extreme cases the resulting differences are as high as tens of percent. It was observed for both the block and the time-varying precipitation. It was also shown that a significant impact on the degree of sewage reservoirs interaction between them is their location according to one another and accepted values of flow reduction factors.

Keywords: sewerage systems, calculated flow, precipitation wave, storage reservoirs