

Bartosz KAŻMIERCZAK
Andrzej KOTOWSKI
Instytut Inżynierii Ochrony Środowiska
Politechnika Wrocławska

WERYFIKACJA METOD WYMIAROWANIA KANALIZACJI OGÓLNOŚPŁAWNEJ

W pracy dokonano weryfikacji przydatności do projektowania kanalizacji ogólnospławnej wybranych metod czasu przepływu, na przykładzie modelowej zlewni miejskiej o powierzchni 100 ha w terenie płaskim. Zwymiarowano sieć kanalizacji ogólnospławnej dwoma metodami, tj.: MGN z wzorem Blaszczyka oraz MWO z modelem opadów dla Wrocławia, a następnie sprawdzono działanie sieci ze względu na napięcia do powierzchni terenu i wylania, przy wykorzystaniu modelu hydrodynamicznego SWMM 5.0. Jako obciążenie zlewni zastosowano opad modelowy Eulera typ II w warunkach wrocławskich. Wykazano, że bezpieczną metodą czasu przepływu wymiarowania kanalizacji deszczowej jest MWO, przy kryterium braku napięć i wylewów z kanałów.

1. Wprowadzenie

Nasilające się w ostatnich latach ekstremalne zjawiska przyrodnicze, takie jak gwałtowne bądź długotrwałe opady i związane z nimi powodzie czy wylewy z kanalizacji powodują znaczne straty gospodarcze. Zmusza to nas powinno do ciągłego doskonalenia zasad wymiarowania systemów kanalizacyjnych. Współczesne metody badawcze stosowane w hydrologii miejskiej, w tym monitoring opadów, w powiązaniu z wiedzą z zakresu statystyki, rachunku prawdopodobieństwa i modelowania matematycznego, stają się obecnie niezbędnymi narzędziami w praktyce inżynierskiej.

Bezpieczne projektowanie i wymiarowanie systemów kanalizacji deszczowej bądź ogólnospławnej ma na celu zapewnienie odpowiedniego standardu odwodnienia terenu, który definiuje się jako przystosowanie systemów do przyjęcia maksymalnych (prognozowanych) strumieni wód opadowych z częstością równą dopuszczalnej (akceptowalnej społecznie) częstości wystąpienia wylania na powierzchnię terenu. Dlatego tak ważne stają się obecnie systematyczne badania opadów i określenie statystycznej częstości występowania ich maksymalnych wysokości [12, 13].

Norma PN-EN 752:2008 [16] ogranicza częstość wylewów z kanalizacji do rzadkich powtarzalności ich występowania: raz na 10 lat - w przypadku tere-

nów pozamiejskich, oraz raz na 20, 30 lub 50 lat dla terenów miejskich - odpowiednio do rodzaju zagospodarowania przestrzennego (tab. 1).

Tabela 1. Zalecane częstości projektowe deszczu obliczeniowego i dopuszczalne częstości wystąpienia wylania wg PN-EN 752:2008 [16]

Częstość deszczu obliczeniowego [1 raz na C lat]	Kategoria standardu odwodnienia terenu	Częstość wystąpienia wylania [1 raz na C lat]
1 na 1	I. Tereny pozamiejskie (wiejskie)	1 na 10
1 na 2	II. Tereny mieszkaniowe	1 na 20
1 na 5	III. Centra miast, tereny usług i przemysłu	1 na 30
1 na 10	IV. Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami, itp.	1 na 50

Jak wynika z tabeli 1, o wymaganym standardzie odwodnienia terenu decyduje rodzaj zagospodarowania bądź obecność obiektów specjalnych infrastruktury podziemnej. Tym samym wyróżniono cztery kategorie standardu odwodnienia terenu, różniące się istotnie dopuszczalną częstością wystąpienia wylania. Podobną kategoryzację (I-IV) przyjęto już w Polsce w latach osiemdziesiątych w odniesieniu do obszarów aglomeracji miejsko-przemysłowych [3] – w zależności od zagospodarowania i spadków terenu, rozróżniając przy tym jeszcze rodzaj systemu kanalizacyjnego (tab. 2). Dopuszcza się tu znacznie częstsze wylania, niż przedstawione w tabeli 1. Zalecenia europejskie są więc bardziej rygorystyczne i spotkały się z krytyką jako nierealistyczne [22], bądź też jako niemożliwe do weryfikacji na etapie projektowania nowych sieci [19].

Cytowana norma PN-EN 752 zaleca do projektowania systemów kanalizacyjnych częstości deszczu obliczeniowego: raz na rok dla terenów pozamiejskich oraz raz na 2, 5 lub 10 lat dla terenów miejskich, przy czym nie mogą występować tutaj żadne przeciążenia w działaniu systemów grawitacyjnych (praca pod ciśnieniem). Wynika stąd m.in. konieczność dobierania kanałów na niecałkowite wypełnienie, tj. z rezerwą przepustowości na wypadek rzadziej pojawiających się deszczy [9].

W projektowaniu wymiarów kanałów deszczowych bądź ogólnospławnych w Niemczech, zaleca się dobierać następny większy przekrój, jeżeli wyznaczony strumień miarodajny (Q_m) przekracza 90% przepustowości całkowitej (Q) danego przekroju, obliczanej wg metody opartej na wzorze Prandtla-Colebrooka (w Polsce nazywanego wzorem Colebrooka-White'a) [2]. Odpowiada to zasadzie wymiarowania takich kanałów na względne wypełnienia:

- $h/D \leq 0,75$ - w wypadku kanałów o przekroju kołowym, bądź
- $h/H \leq 0,79$ - w wypadku kanałów jajowych, czy też
- $h/H \leq 0,72$ - w wypadku kanałów dzwonowych.

Tabela 2. Dopuszczalne prawdopodobieństwa wystąpienia (i częstości) zalewów terenu do wymiarowania kanałów deszczowych i ogólnospławnych w Polsce [3]

Kategoria standardu odwodnienia terenu	Rodzaj ukształtowania i zagospodarowania terenu (w standardach odwodnienia: I, II, III i IV kategorii)	Prawdopodobieństwo p [%] (częstość C [lata])	
		Kanalizacja deszczowe	Kanalizacja ogólnospławna
I	Wszystkie rodzaje zagospodarowania z wyjątkiem dzielnic śródmiejskich, centrów miast oraz ulic klasy E i P – teren płaski	100 (1)	50 (2)
II	Wszystkie rodzaje zagospodarowania jw., teren o spadkach 2-4%; Dzielnice śródmiejskie i centra miast oraz ulice klasy E i P na terenach płaskich	50 (2)	20 (5)
III	Wszystkie rodzaje zagospodarowania jak w 1, lecz w szczególnie niekorzystnych warunkach ze względu na odwodnienie (niecki terenowe); Dzielnice śródmiejskie i centra miast oraz klasy E i P na terenach o spadkach 2-4%;	20 (5)	10 (10)
IV	Dzielnice śródmiejskie, centra miast oraz ulice klasy E i P na terenach szczególnie niekorzystnych ze względu na odwodnienie lub formy zagospodarowania, wymagające wyjątkowych pewności odwodnienia	10 (10)	5 (20)

Przestrzeganie tych zaleceń prowadzi więc do uzyskania większej pewności poprawnego pod względem hydraulicznym działania kanałów grawitacyjnych, jak i stworzenia dodatkowej rezerwy bezpieczeństwa na przyszłościowy rozwój. W Polsce utrwalił się błędny sposób wymiarowania kanałów deszczowych bądź ogólnospławnych - do całkowitego wypełnienia przekroju, tj. bez pozostawienia odpowiedniej rezerwy bezpieczeństwa [4, 5, 6, 10, 11, 21].

W pracy dokonano weryfikacji przydatności do projektowania kanalizacji ogólnospławnej wybranych metod czasu przepływu, na przykładzie modelowej zlewni miejskiej o powierzchni 100 ha w terenie płaskim. Mianowicie, zwymiarowano sieć kanalizacji ogólnospławnej dwiema metodami, tj.: MGN z wzorem Błaszczyka oraz MWO z modelem opadów dla Wrocławia, a następnie sprawdzono działanie tak zwymiarowanych sieci ze względu na

nadpiętrzenia do powierzchni terenu i wylania, przy wykorzystaniu modelu hydrodynamicznego SWMM. Jako obciążenie zlewni zastosowano opad modelowy Eulera typ II.

2. Modelowanie wylewów z kanalizacji

Zgodnie z [2] wylanie należy wiązać ze szkodami względnie zakłóceniami funkcjonowania terenów (np. w przypadku jezdni), spowodowanymi wystąpieniem wód opadowych na powierzchnię terenu lub niemożnością ich odprowadzenia do systemu kanalizacyjnego wskutek jego przeciążenia. Samo wystąpienie wody na ulicę nie spełnia warunku faktycznego wylania, dopóki odpływ wody w przekroju poprzecznym ulicy uniemożliwia wzrost poziomu lustra wody powyżej krawężników i przekroczenie granic posesji [18, 19]. Wymagania PN-EN 752 odnośnie ochrony przed wylaniem są zalecane dla sieci nowo projektowanych bądź przy modernizacjach już istniejących systemów. Możliwe odchylenia od tych zaleceń powinny jednak uwzględniać generalny postulat Europejskiego komitetu Normalizacji (CEN), co do osiągnięcia w państwach członkowskich UE w dłuższym okresie czasu ujednolicenia poziomu wymagań w tym zakresie. Za okres konieczny do tego rodzaju harmonizacji przepisów przyjmuje się 30 do 50 lat [19].

Ponieważ przy dzisiejszym stanie wiedzy odwzorowanie procesu wylania techniką modelowania spływu jest praktycznie niemożliwe, wytyczna ATV A-118 [2] wprowadza pojęcie „częstości napiętrzenia” jako pomocniczej wielkości wymiarującej do obliczeń sprawdzających sieci kanalizacyjnych. Przez napiętrzenie należy rozumieć przekroczenie przez maksymalny obliczeniowy stan wody przyjętego poziomu odniesienia – najczęściej powierzchni terenu. Obliczenia sprawdzające ograniczono zatem do takich stanów systemu, przy których lustro ścieków pozostaje wewnątrz systemu względnie osiąga poziom powierzchni terenu. Takie stany dają się w poprawny sposób odwzorować przy wykorzystaniu istniejących modeli hydrodynamicznych, na podstawie danych o geometrii sieci i wymiarów kanałów oraz obiektów. Przez to zostaje wyznaczony obliczeniowo stan przeciążenia (tab. 3), który jest najbliższy potencjalnie występującemu w dalszej kolejności wylaniu [7, 10].

Wymagania te są zalecane dla sieci nowo projektowanych bądź przy modernizacjach istniejących już systemów. Podane w tabelach 1 i 3 częstości obliczeniowe stosowane są w Niemczech do wymiarowania kanalizacji metodą współczynnika opóźnienia (MWO), dla zlewni o powierzchni $F < 200$ ha. Dla większych systemów kanalizacyjnych zaleca się obecnie weryfikowanie tak zwymiarowanych kanałów i obiektów, na podstawie modeli symulacyjnych (hydrodynamicznych), w szczególności tam, gdzie mogą wystąpić znaczne szkody bądź też zagrożenia. Ma to na celu uniknięcie z jednej strony nieekonomicznego wymiarowania kanalizacji, ale również zbyt niskiej rezerwy bezpieczeństwa ze względu na wylania, z drugiej strony.

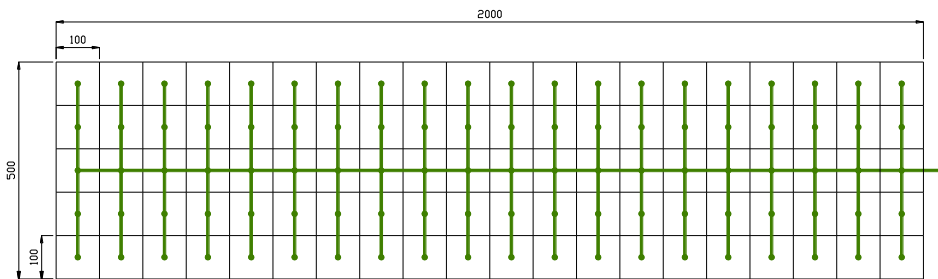
Tabela 3. Zalecane częstotliwości napiętrzenia do obliczeń sprawdzających wg ATV A-118

Częstość deszczu obliczeniowego [1 raz na C lat]	Kategoria standardu odwodnienia terenu	Częstość wystąpienia nadpiętrzenia (C_n) [1 raz na C_n lat]
1 na 1	I. Tereny wiejskie	2
1 na 2	II. Tereny mieszkaniowe	3
1 na 5	III. Centra miast, tereny usług i przemysłu:	rzadziej niż 5
1 na 10	IV. Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami, itp.	rzadziej niż 10*

* Przy przejazdach należy wziąć pod uwagę, że nadpiętrzeniu powyżej powierzchni terenu z reguły towarzyszy bezpośrednio wylanie, o ile nie są stosowane lokalne środki zabezpieczające. Tutaj częstotliwości nadpiętrzenia i wylania odpowiadają wymienionej w tab. 1 wartości „1 na 50”.

3. Zlewnia modelowa

Na potrzeby wymiarowania hydraulicznego, a następnie modelowania hydrodynamicznego działania przykładowo zwymiarowanej sieci kanalizacji ogólnospławnej, w pracy zaproponowano modelową zlewnię o wymiarach 500 na 2000 m i łącznej powierzchni $F = 100$ ha. Zlewnia ta składa się z 100 zintegrowanych kwadratowych zlewni cząstkowych o powierzchniach 1,0 ha. Schemat obliczeniowy modelowej zlewni przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Plan zintegrowanych powierzchni cząstkowych modelowej zlewni ogólnospławnej

Założono, że kanalizowana zlewnia o zabudowie mieszkaniowej znajduje się w terenie płaskim na obszarze Wrocławia (na rzędnej 120 m n.p.m.). Przyjęto, iż 80% powierzchni zlewni jest w różnym stopniu przepuszczalna, a pozostałe 20% to powierzchnie nieprzepuszczalne. W szczególności założono, iż każda zintegrowana zlewnia cząstkowa charakteryzuje się następującą strukturą:

- 80% powierzchni stanowią powierzchnie przepuszczalne (tereny zielone) o zastępczym współczynniku spływu $\psi_1 = 0,075$,

- 20% powierzchni stanowią powierzchnie szczelne o zastępczym współczynniku spływu $\psi_2 = 0,95$.

Zastępczy współczynnik spływu powierzchniowego ze zlewni deszczowej wyniesie więc $\psi = 0,25$. Wówczas powierzchnia zredukowana, biorąca udział w formowaniu spływu powierzchniowego, wyniesie $F_{zr} = 25$ ha i będzie traktowana jako szczelna.

Dla modelowej zlewni ogólnospławnej przyjęto przeciętną gęstość zaludnienia 75 mieszkańców na hektar, stąd oszacowano liczbę mieszkańców na 7500. Na podstawie zaleceń niemieckich [2, 19], jako miarodajny (maksymalny godzinowy) odpływ ścieków bytowo-gospodarczych i ogólnokomunalnych przyjęto wskaźnik jednostkowy $q_j = 0,005$ dm³/s - w przeliczeniu na mieszkańca (odpowiadający średniemu dobowemu: ok. 200 dm³/(d·mk)). Stąd ustalono strumień odpływu ścieków bytowych z modelowej zlewni na 37,5 dm³/s. Przyjęto założenie, co do równomiernego spływu ścieków bytowych z całej zlewni ściekowej.

Kanały boczne (w liczbie 40) mają długość po 200 m i składają się z 2 odcinków obliczeniowych, każdy po 100 m. Kolektor ma łączną długość 2000 m i składa się z 20 odcinków obliczeniowych, również po 100 m długości każdy.

Przy projektowaniu zagłębień kanałów, jako minimalne przykrycie ziemią kanałów przyjęto 1,50 m. Zastosowano kanały o przekroju kołowym (do $D = 0,5$ m włącznie) oraz jajowym (od $B = 0,60$, gdzie B – szerokość kanału). Kanały projektowano z minimalnym spadkiem, dobieranym z formuły $1/D$ bądź $1/B$, w zależności od kształtu przekroju poprzecznego kanału. Połączenia kanałów projektowano dnami.

Obliczenia hydrologiczne kanalizacji ogólnospławnej przeprowadzono dla 2 wariantów wymiarowania sieci – 2 metodami obliczeniowymi czasu przepływu, a mianowicie:

- I. wariant: MGN z modelem opadów Błaszczyka (4),
- II. wariant: MWO z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia (5).

W MGN stosowanej w Polsce wymiary kanałów dobierane są do całkowitego wypełnienia przekroju, na strumień objętości (Q):

$$Q = Q_{h \max \acute{sc}} + Q_m \quad (1)$$

gdzie $Q_{h \max \acute{sc}}$ - maksymalny godzinowy strumień ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych (w dm³/s); natomiast Q_m - miarodajny strumień wód deszczowych obliczany z modelu Błaszczyka dla miarodajnego czasu trwania deszczu t_{dm} i przy założonej częstości C jego występowania (w dm³/s). W MGN przyjmuje się, że miarodajny strumień objętości ścieków deszczowych (Q_m) w rozpatrywanym przekroju kanału występuje z pewnym opóźnieniem w stosunku do momentu rozpoczęcia opadu (po okresie suchej pogody), o czas niezbędny na: koncentrację terenową (t_k), retencję kanałową (t_r) oraz przepływ w kanale od początku do przekroju obliczeniowego (t_p). Stąd czas spływu wód

deszczowych ze zlewni przyjmuje się równy czasowi trwania deszczu miarodajnego t_{dm} :

$$t_{dm} = t_k + t_r + t_p \quad (2)$$

W dowolnym przekroju kanału, obliczeniowy strumień objętości Q_m zapisywany jest następująco:

$$Q_m = q_m(t_{dm}) F_{zr} \quad (3)$$

gdzie: $q_m(t_{dm})$ - miarodajne natężenie deszczu dla miarodajnego czasu trwania wg wzoru Błaszczyka (w $\text{dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$):

$$q_m(t_{dm}) = \frac{6,631 \sqrt[3]{H^2 C}}{t_{dm}^{2/3}} \quad (4)$$

w którym: H - wysokość opadu normalnego (w mm, dla Wrocławia $H = 590$ mm [14]), natomiast C - częstość deszczu obliczeniowego (w latach).

W MWO uzyskuje się największy - miarodajny do wymiarowania kanalizacji - odpływ wód opadowych przy czasie trwania deszczu (t_d) równym czasowi przepływu (t_p) w kanale. Pomija się więc czasy retencji terenowej i kanałowej, głównie ze względu na bezpieczeństwo działania sieci przy rzadszych niż obliczeniowe częstościach C występowania opadów [10]. Do obliczeń natężenia deszczu w metodzie MWO przyjęto model opadów maksymalnych dla Wrocławia [14], oparty na rozkładzie prawdopodobieństwa Fishera-Tippetta typ III_{min}, postaci:

$$q_m(t_d) = 166,7[-4,58 + 7,41t_d^{0,242} + (7,11t_d^{0,0222} - 98,68) \ln p] t_d^{-1} \quad (5)$$

Zestawienie założeń wyjściowych do obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych dla 2 wariantów obliczeniowych - przykładowych sieci kanalizacji ogólnospławnej, przedstawiono w tabeli 4.

Na podstawie założeń projektowych przeprowadzono obliczenia hydrologiczne i hydrauliczne sieci kanalizacji ogólnospławnej w dwóch wariantach.

W I wariantcie obliczeniowym kanały boczne składają się z dwóch odcinków obliczeniowych - pierwszy o średnicy K0,30, drugi o średnicy K0,40 m. Zagłębione są od 1,80 do 2,38 m p.p.t. Kolektor składa się z 1 odcinka o przekroju kołowym K0,50 m oraz 19 odcinków kanałów jajowych, o wymiarach od J0,60x0,90 m do K1,00x1,50 m, zagłębionych od 2,38 do 4,76 m p.p.t. Obliczeniowy czas przepływu (w ruchu równomiernym ustalonym) wynosi 34,2 min.

Tabela 4. Zestawienie założeń wyjściowych do obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych przykładowych sieci kanalizacji ogólnospławnej

Wariant	Częstość deszczu obliczeniowego C , lata	Czas koncentracji terenowej t_k , min	Czas retencji kanałowej t_r , min	Minimalny czas trwania deszczu miarodajnego $t_{dm \min}$, min	Maksymalne wypełnienie kanału, % D
I.	2	2	$0,2 t_p$	10	do 100%
II.	2	0	0	15	do 75%

Objętość kanałów całej zwymiarowanej w I. wariantcie sieci wynosi 2708,7 m³, przy czym 1923,3 m³ stanowi objętość kolektora (o długości 2000 m), a 785,4 m³ to sumaryczna objętość 40 kanałów bocznych (każdy o długości 200 m i objętości 19,6 m³). Wskaźnik objętości kanałów na hektar powierzchni zlewni wynosi więc: 27,1 m³/ha. Całkowity, obliczeniowy strumień objętości odpływu ścieków deszczowych wyniósł: $Q_{m(I)} = 1234 \text{ dm}^3/\text{s}$.

W II wariantcie obliczeniowym kanały boczne składają się z dwóch odcinków obliczeniowych o wymiarach identycznych jak w I. wariantcie - pierwszy o średnicy K0,30, drugi o średnicy K0,40 m (zagłębienia od 1,80 do 2,38 m p.p.t.). Kolektor składa się z 20 odcinków kanałów jajowych, o wymiarach od J0,60x0,90 m do K1,50x2,25 m, zagłębionych od 2,40 do 4,38 m p.p.t. Obliczeniowy czas przepływu (w ruchu równomiernym ustalonym) wynosi 33,6 min.

Objętość kanałów całej zwymiarowanej w II. wariantcie sieci wynosi 4662,2 m³, przy czym 3876,8 m³ stanowi objętość kolektora (o długości 2000 m), a 785,4 m³ to sumaryczna objętość 40 kanałów bocznych (każdy o długości 200 m i objętości 19,6 m³). Wskaźnik objętości kanałów na hektar powierzchni zlewni wynosi więc: 46,6 m³/ha. Całkowity, obliczeniowy strumień objętości odpływu ścieków deszczowych wyniósł: $Q_{m(II)} = 2202 \text{ dm}^3/\text{s}$.

Zestawienie wyników wymiarowania kanalizacji ogólnospławnej w 2 wariantach obliczeniowych podano w tabeli 5.

Tabela 5. Wyniki wymiarowania przykładowych sieci kanalizacyjnych

Wariant obliczeń	Strumień odpływu Q_m , dm ³ /s	Obliczeniowy czas przepływu, min	Wymiary kanałów, m	Zagłębienie kanałów, m p.p.t.	Objętość sieci V_K , m ³	Wskaźnik objętości sieci, m ³ /ha
I	1234,0	34,2	K0,30÷J1,00x1,50	1,80÷4,76	2708,0	27,1
II	2202,3	33,6	K0,30÷J1,50x2,25	1,80÷4,38	4662,2	46,6

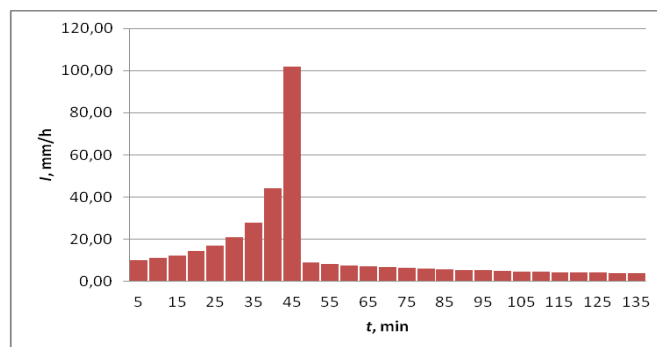
Przyjmując całkowity (miarodajny) strumień objętości odpływu ścieków deszczowych z I. wariantu obliczeniowego: $Q_{m(I)} = 1234 \text{ dm}^3/\text{s}$ za względną podstawę porównań (100%), to całkowity strumień w II. wariantcie obliczeniowym sieci ogólnospławnej: $Q_{m(II)} = 2202 \text{ dm}^3/\text{s}$ jest wyższy aż o 78%.

4. Opady modelowe Eulera typu II dla warunków wrocławskich

Opady modelowe są syntetycznymi hietogramami deszczy, tworzonymi na podstawie lokalnych krzywych wysokości (DDF) bądź intensywności (IDF) opadów. Ideą opadu modelowego jest oddanie w sposób zbliżony do rzeczywistości przebiegu typowych opadów deszczu - o zmiennej intensywności w czasie ich trwania. Przykładem opadów modelowych jest model Eulera typ II, zalecany do modelowania kanalizacji w Niemczech [2, 19]. Jak już wspomniano w pracy, model ten oparty jest na spostrzeżeniu, iż największe chwilowe natężenie deszczu występuje na końcu trzeciej części czasu ich trwania. Wg tej zasady z 5-cio minutowym krokiem czasowym dyskretyzacji, wyznacza się opad o najwyższym natężeniu po upływie 0,3 czasu trwania opadu. Kolejne przedziałowo najwyższe opady ustala się malejąco - na lewo od opadu maksymalnego aż do osiągnięcia czasu rozpoczęcia opadu. Kolejne opady zestawia się nierosnąco - na prawo od opadu najwyższego, aż do osiągnięcia czasu zakończenia opadu [10].

W celu weryfikacji występowania nadpiętrzeń ścieków w zaprojektowanej sieci, należy zgodnie z zaleceniami ATV-A118 [2] obciążyć zlewnię modelową deszczem o częstości występowania $C = 3$ lata (wg tab. 3) i czasie trwania co najmniej dwukrotnie przewyższającym czas przepływu w sieci. Przeprowadzone w pracy [8] badania wykazały, że wydłużanie czasu trwania opadu modelowego ponad dwukrotną wartość czasu przepływu powoduje istotny wzrost wartości strumienia modelowego (Q_{\max}), a tym samym liczby i objętości wylewów z sieci. Po ok. czterokrotnym wydłużeniu czasu trwania opadu modelowego (ponad czas przepływu) wartość strumienia modelowego stabilizuje się.

Ponieważ w zaprojektowanych zlewniach modelowych (średni) czas przepływu jest rzędu 34 min, opracowano na podstawie wiarygodnego wzoru na maksymalną wysokość deszczu we Wrocławiu (5) opad modelowy o czasie trwania $t = 135$ min. Tok postępowania przy opracowaniu opadu modelowego przedstawiono w tabeli 6. Zapis graficzny opracowanego opadu modelowego przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Hietogram opadu modelowego Eulera typ II dla $C = 3$ lata i $t = 135$ min

Opracowany opad modelowy o czasie trwania 135 min i częstotliwości występowania $C = 3$ lata, charakteryzuje się maksymalną intensywnością wynoszącą 101,71 mm/h, występującą pomiędzy 40-tą a 45-tą minutą trwania deszczu. Sumaryczna wysokość opadu wynosi 30,07 mm, co odpowiada średniej intensywności 13,36 mm/h.

Tabela 6. Fazy obliczeniowe tworzenia opadu modelowego Eulera typ II dla $C = 3$ lata i $t = 135$ min

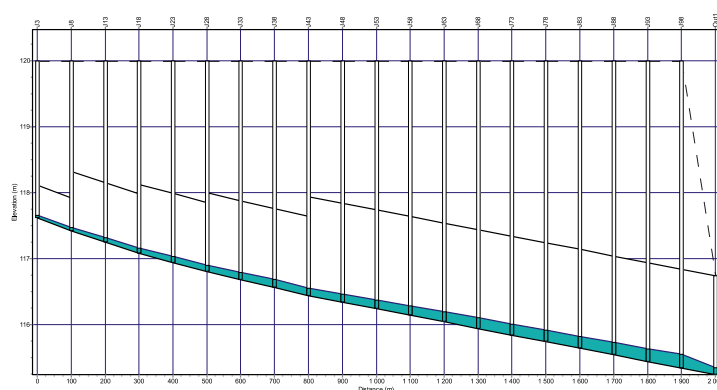
Czas t , min	Wysokość opadu h , mm	Różnica Δh , mm	Intensywność I , mm/h	Intensywność I wg Eulera (typ II), mm/h
5	8,48	8,48	101,71	9,85
10	12,16	3,68	44,19	10,95
15	14,49	2,33	27,97	12,35
20	16,23	1,74	20,91	14,22
25	17,64	1,41	16,86	16,86
30	18,82	1,19	14,22	20,91
35	19,85	1,03	12,35	27,97
40	20,76	0,91	10,95	44,19
45	21,58	0,82	9,85	101,71
50	22,33	0,75	8,97	8,97
55	23,02	0,69	8,25	8,25
60	23,66	0,64	7,65	7,65
65	24,25	0,59	7,13	7,13
70	24,81	0,56	6,69	6,69
75	25,33	0,53	6,30	6,30
80	25,83	0,50	5,96	5,96
85	26,30	0,47	5,66	5,66
90	26,75	0,45	5,39	5,39
95	27,18	0,43	5,15	5,15
100	27,59	0,41	4,93	4,93
105	27,99	0,39	4,73	4,73
110	28,37	0,38	4,55	4,55
115	28,73	0,36	4,38	4,38
120	29,08	0,35	4,22	4,22
125	29,42	0,34	4,08	4,08
130	29,75	0,33	3,95	3,95
135	30,07	0,32	3,82	3,82

5. Modelowanie hydrodynamiczne kanalizacji ogólnospławnej

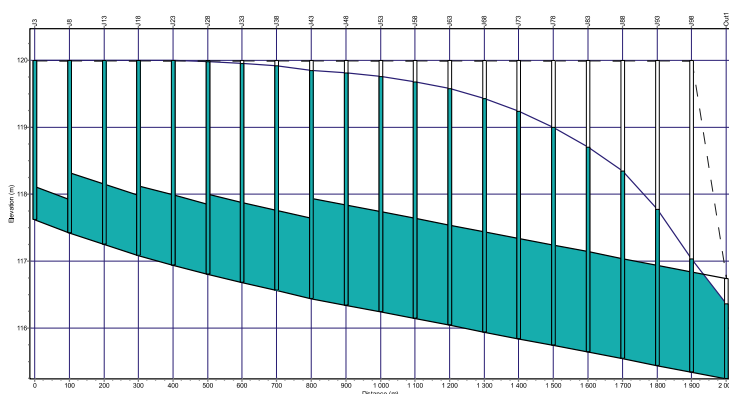
Na podstawie literatury [1, 7, 10, 15, 17, 18, 20, 23], do symulacji hydrodynamicznych przyjęto: zastępczą wartość nachylenia powierzchni $i_p = 5\%$, zastępczy współczynnik szorstkości Manninga dla uszczelnionych powierzchni zlewni $n_p = 0,015 \text{ s/m}^{1/3}$ oraz szerokość hydrauliczna zlewni $W = 200 \text{ m}$. Szorstkość ścian projektowanych kanałów przyjęto równą $n = 0,013 \text{ s/m}^{1/3}$.

W celu weryfikacji przepustowości hydraulicznej sieci kanalizacji ogólnospławnej, obciążono ją opadem modelowym Eulera typ II o częstotliwości występowania $C = 3$ lata oraz o czasie trwania $t = 135$ min, a także dodatkowo sływem ścieków bytowo-gospodarczych - przypisanych równomiernie do węzłów obliczeniowych w zintegrowanych zlewniach cząstkowych.

W wyniku przeprowadzonych symulacji hydrodynamicznych otrzymano informacje o strumieniach przepływu i wypełnieniach w poszczególnych odcinkach sieci kanalizacyjnej w czasie trwania deszczu modelowego. W pierwszej kolejności symulowano działanie sieci zaprojektowanej w I. wariantcie, tj. metodą granicznych natężeń (MGN) z modelem opadów Błaszczyka. Profil podłużny kolektora w I. wariantcie wraz z wypełnieniami w czasie trwania pogody bezdeszczowej przedstawiono na rysunku 3, natomiast w czasie trwania opadu modelowego (41. minuta – największe wypełnienia) na rysunku 4.



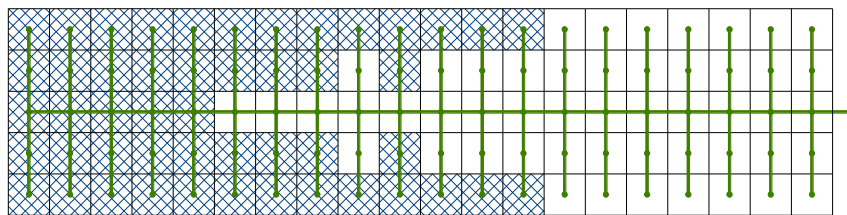
Rys. 3. Profil kolektora w czasie trwania pogody bezdeszczowej (w I. wariantcie wymiarowania kanalizacji)



Rys. 4. Profil kolektora w 41. minucie trwania opadu modelowego (w I. wariantcie wymiarowania kanalizacji)

Zaprojektowana sieć kanalizacji ogólnospławnej nie ma odpowiedniej przepustowości hydraulicznej, aby bez nadpiętrzeń do poziomu terenu odprowadzać modelowane spływy ścieków. Jak pokazano na rysunku 4, praktycznie cały kolektor pracuje pod ciśnieniem w czasie trwania zadanego opadu modelowego i strumienia ścieków bytowych. Nadpiętrzenia rzędu kilku metrów, w tym do powierzchni terenu (wylania), występują w większości węzłów obliczeniowych kolektora, przy czym jako wylanie traktowano wypływ o objętości większej niż $1,0 \text{ m}^3$ i trwający dłużej jak $0,01 \text{ h}$.

W przypadku kanałów bocznych mamy również do czynienia z licznymi nadpiętrzeniami. W początkowych kanałach bocznych ciśnienie osiąga poziom terenu na całej długości kanałów. W przypadku dalszych kanałów bocznych, gdzie kolektor do którego są podłączone jest już na większej głębokości, napiętrzenia do poziomu terenu występują tylko na początkowych odcinkach kanałów. Węzły obliczeniowe, w których nastąpiły wylania przedstawiono schematycznie na rysunku 5. Tylko w przypadku połowy węzłów nadpiętrzenia nie osiągnęły w żadnej chwili czasowej trwania opadu poziomu terenu.

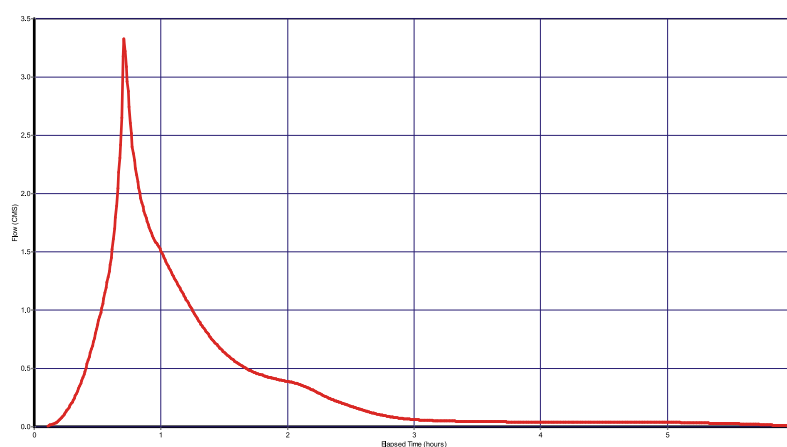


Rys. 5. Miejsca spiętrzeń powyżej poziomu terenu w modelowej zlewni (w I. wariancie wymiarowania kanalizacji)

Sumaryczna objętość ścieków, które podczas trwania opadu modelowego nie zmieściły się lub wylały się z sieci wynosi 413 m^3 . Większa część z tej objętości to ścieki ogólnospławne, które wylały się w początkowych odcinkach sieci, gdzie zagłębienie kolektora jest najmniejsze. Największe odnotowane wylania nastąpiły w węzłach J6, J10, J11 i J15 - po 18 m^3 objętości ścieków w każdej. Łącznie wylania zanotowano aż w 49 węzłach obliczeniowych. Zestawienie objętości wylewów z węzłów przedstawiono w tabeli 7.

W I. wariancie zwymiarowanej kanalizacji ogólnospławnej, maksymalny modelowy strumień objętości na ostatnim odcinku kolektora podczas trwania opadu modelowego wyniósł $Q_{\max(I)} = 3,336 \text{ m}^3/\text{s}$. Zmienność w czasie strumienia objętości przepływu na tym odcinku kolektora przedstawiono na rysunku 6.

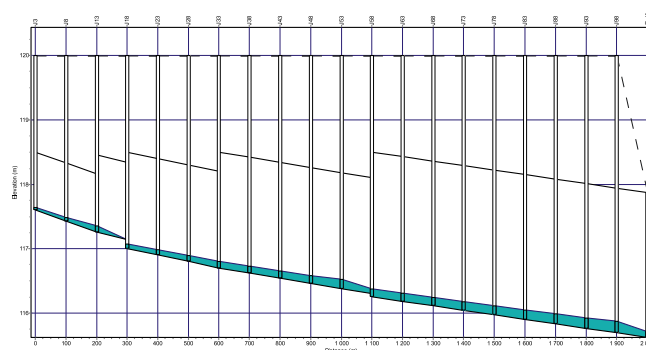
W kolejnym kroku symulowano działanie sieci zaprojektowanej w II. wariancie, tj. metodą współczynnika opóźnienia (MWO) z modelem opadów dla Wrocławia. Profil podłużny kolektora w II. wariancie, wraz z wypełnieniami w czasie trwania pogody bezdeszczowej, przedstawiono na rysunku 7, natomiast w czasie trwania opadu modelowego (44. minuta – największe wypełnienia) na rysunku 8.



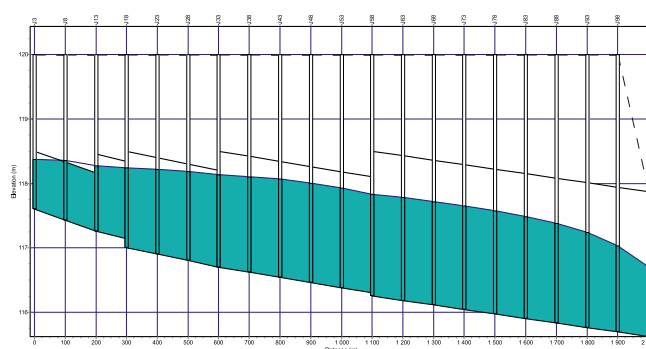
Rys. 6. Hydrogram przepływu ścieków na ostatnim odcinku kolektora (w I. wariancie wymiarowania kanalizacji)

Tabela 7. Zestawienie objętości wylewów z kanalizacji ogólnospławnej (w I. wariancie wymiarowania kanalizacji)

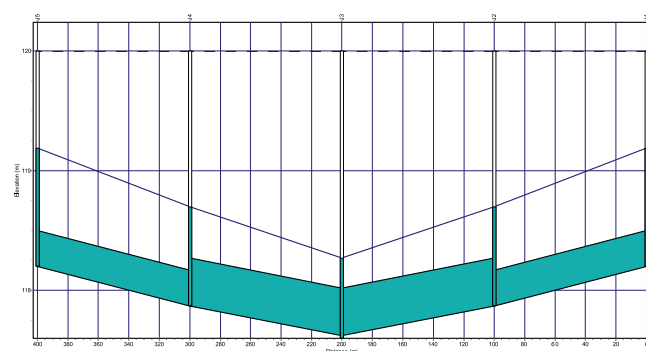
Węzeł obliczeniowy	Czas trwania wylania, h	Objętość wylań, m ³	Węzeł obliczeniowy	Czas trwania wylania, h	Objętość wylań, m ³
J1	0,10	14	J26	0,07	11
J2	0,09	12	J27	0,06	5
J3	0,09	12	J29	0,06	5
J4	0,09	12	J30	0,07	11
J5	0,10	14	J31	0,07	10
J6	0,09	18	J32	0,05	5
J7	0,08	7	J34	0,05	5
J8	0,07	3	J35	0,07	10
J9	0,08	7	J36	0,06	9
J10	0,09	18	J37	0,04	3
J11	0,09	18	J39	0,04	3
J12	0,08	7	J40	0,06	9
J13	0,07	12	J41	0,05	8
J14	0,08	7	J45	0,05	8
J15	0,09	18	J46	0,05	6
J16	0,09	15	J47	0,03	3
J17	0,07	7	J49	0,03	3
J18	0,05	2	J50	0,05	6
J19	0,07	7	J51	0,05	5
J20	0,09	15	J55	0,05	5
J21	0,08	13	J56	0,04	4
J22	0,06	7	J60	0,04	4
J23	0,05	6	J61	0,03	2
J24	0,06	7	J65	0,03	2
J25	0,08	13			



Rys. 7. Profil kolektora w czasie trwania pogody bezdeszczowej (w II. wariancie wymiarowania kanalizacji)



Rys. 8. Profil kolektora w 44-tej minucie trwania opadu modelowego (w II. wariancie wymiarowania kanalizacji)

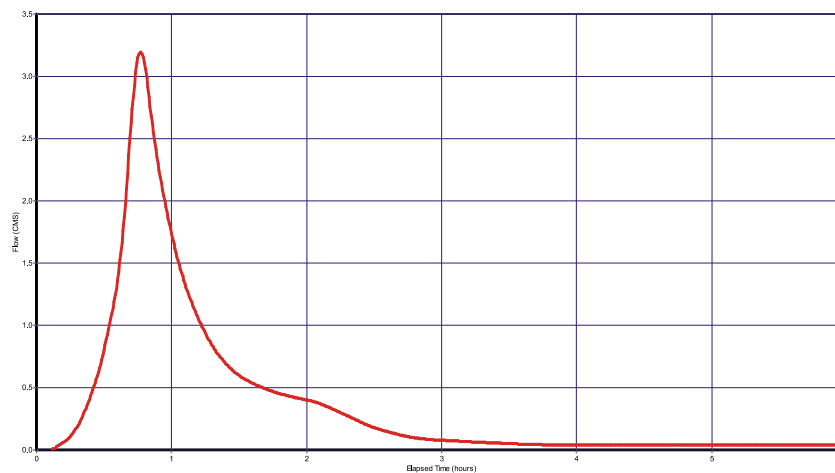


Rys. 9. Profil wybranych kanałów bocznych w 44. minucie trwania opadu modelowego (w II. wariancie wymiarowania kanalizacji)

Jak wynika z rysunku 8, praktycznie cały kolektor pracuje ze swobodnym lustrem ścieków w czasie trwania zadanego deszczu modelowego i dopływu ścieków bytowych. W przypadku wszystkich kanałów bocznych nadpiętrzenia

do poziomu terenu również nie występują - brak wylewów z kanałów. Zaobserwowano jedynie napiętrzenia, od kilku do kilkudziesięciu centymetrów względem sklepień, w kilkunastu początkowych kanałach bocznych, co przedstawiono dla przykładu (dwa pierwsze kanały boczne) na rysunku 9.

W II. wariacie zwymiarowanej kanalizacji ogólnospławnej maksymalny modelowy strumień objętości na ostatnim odcinku kolektora podczas trwania opadu modelowego wyniósł $Q_{max(II)} = 3,194 \text{ m}^3/\text{s}$. Zmienność w czasie strumienia objętości przepływu na tym odcinku kolektora przedstawiono na rysunku 10.



Rys. 10. Hydrogram przepływu ścieków na ostatnim odcinku kolektora (w II. wariacie wymiarowania kanalizacji)

6. Podsumowanie i wnioski końcowe

Przeprowadzone w pracy badania miały na celu weryfikację przydatności do bezpiecznego projektowania sieci kanalizacyjnych dotychczasowych metod czasu przepływu, tj. MGN z wzorem Błaszczyka oraz MWO z modelem opadów dla Wrocławia, na przykładzie modelowej zlewni ogólnospławnej ze względu na nadpiętrzenia i wylania. Wybrane wyniki wymiarowania i analiz działania modelowanych sieci kanalizacyjnych zebrano i przedstawiono w tabeli 8.

Jak już wspomniano, przyjmując miarodajny strumień objętości odpływu ścieków deszczowych z I. wariantu wymiarowania kanalizacji (wg MGN z wzorem Błaszczyka): $Q_{m(I)} = 1,234 \text{ m}^3/\text{s}$ za względną podstawę porównań (100%), to strumień w II. wariacie wymiarowania (wg MWO z modelem opadów dla Wrocławia): $Q_{m(II)} = 2,202 \text{ m}^3/\text{s}$ jest wyższy aż o 78%.

Wzór Błaszczyka i ogólnie MGN znacznie niedoszacowuje miarodajny do wymiarowania sieci i obiektów strumień objętości ścieków deszczowych, ze względu na licznie występujące nadpiętrzenia do powierzchni terenu i wylania.

Liczba nadpiętrzeń i objętość wylewów z kanalizacji ogólnospławnej zwymiarowanej w I. wariancie (odpowiednio: 49 i 413 m³) dyskwalifikuje MGN z wzorem Błaszczyka w warunkach wrocławskich. Drugi wariant wymiarowania sieci ogólnospławnej - wg MWO z modelem opadów maksymalnych dla Wrocławia zapewnia już bezpieczny wynik wymiarowania - brak nadpiętrzeń do powierzchni terenu i wylewów z sieci (tab. 8).

Z pracy wynika wniosek o konieczności odpowiedniej modyfikacji dotychczasowej postaci MGN ze wzorem Błaszczyka, w celu jej dostosowania do bezpiecznego wymiarowania kanalizacji w Polsce. Mianowicie, zastąpienie modelu opadów Błaszczyka wiarygodnymi, lokalnymi modelami opadów maksymalnych, a także przyjmowanie za miarodajny czas trwania deszczu (t_{dm}) czas przepływu ścieków (t_p) w kanałach, tj. $t_{dm} = t_p$ (jak w MWO), co jest też postulowane w pracy [10].

Tabela 8. Wyniki wymiarowania i modelowania działania przykładowych sieci kanalizacyjnych

Wariant obliczeń	Parametry projektowe					Parametry modelowe		
	Strumień odpływu Q_m m ³ /s	Objętość sieci V_K m ³	Wskaźnik objętości V_{Kp} m ³ /ha	Maksymalny wymiar kolektora, m	Maksymalne zagłębienie z_{max} m p.p.t.	Strumień modelowy Q_{max} m ³ /s	Liczba wylań n_w	Objętość wylań V_w m ³
I	1,234	2709	27,1	J1,00x1,50	4,76	3,336	49	413
II	2,202	4662	46,6	J1,50x2,25	4,38	3,194	0	0

Literatura

- [1] AKAN A. O.: Urban Stormwater Hydrology: A Guide to Engineering Calculations. Technomic Publishing Co., Inc., Lancaster 1993.
- [2] ATV-A118: Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen. Gfa, Hennef 1999.
- [3] BŁASZCZYK P. (red): Zasady planowania i projektowania systemów kanalizacyjnych w aglomeracjach miejsko-przemysłowych i dużych miastach. Instytut Kształtowania Środowiska, Warszawa 1983.
- [4] BŁASZCZYK W., ROMAN M., STAMATELLO H.: Kanalizacja. Tom I. Arkady, Warszawa 1974.

- [5] DZIOPAK J., HYPIAK J.: Analiza metodologii wymiarowania kanalizacji ogólnospławnej. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, seria Budownictwo i Inżynieria Środowiska 2011, z. 58 (nr 2), s. 21-34.
- [6] EDEL R.: Odwadnianie dróg. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2006.
- [7] KAŻMIERCZAK B.: Badania symulacyjne działania przelewów burzowych i separatorów ścieków deszczowych w warunkach ruchu nieustalonego do wspomagania projektowania sieci odwodnieniowych. Instytut Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej. Praca doktorska. Wrocław 2011
- [8] KAŻMIERCZAK B., KOTOWSKI A.: Weryfikacja przepustowości kanalizacji deszczowej w modelowaniu hydrodynamicznym. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2012 (praca przyjęta do druku).
- [9] KOTOWSKI A.: O potrzebie dostosowania zasad wymiarowania kanalizacji w Polsce do wymagań normy PN-EN 752 i zaleceń Europejskiego Komitetu Normalizacji. Gaz, Woda i Technika Sanitarna 2006, nr 6, s. 20-26.
- [10] KOTOWSKI A.: Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów. Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa 2011.
- [11] KOTOWSKI A.: Wybrane aspekty wymiarowania i sprawdzania przepustowości kanałów deszczowych i ogólnospławnych. Forum Eksploatatora 2006, nr 1(22), s. 18-25.
- [12] KOTOWSKI A., DANCEWICZ A., KAŻMIERCZAK B.: Accuracy of measurements of precipitation amount using standard and tipping bucket pluviographs in comparison to Hellmann rain gauges. Environment Protection Engineering 2011, vol. 37, no. 2, pp. 23-34.
- [13] KOTOWSKI A., DANCEWICZ A., KAŻMIERCZAK B.: Czasowo-przestrzenne zróżnicowanie opadów atmosferycznych we Wrocławiu. Ochrona Środowiska 2010, vol. 32, nr 4, ss. 37-46.
- [14] 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.
- [15] NOWOGÓŃSKI I.: Odprowadzanie wód opadowych - komputerowe modelowanie. Wodociągi - Kanalizacja 2007, nr 6, s. 36.
- [16] PN-EN 752:2008: Drain and sewer systems outside buildings (Zewnętrzne systemy kanalizacyjne). PKN, Warszawa 2008.
- [17] ROSSMAN L. A.: Storm Water Management Model. User's Manual. Version 5.0. United States Environmental Protection Agency, 2010.
- [18] SCHMITT T., THOMAS M., ETTRICH N.: Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems. Journal of Hydrology 2004, nr 299, s. 300-311.
- [19] SCHMITT T.: Kommentar zum Arbeitsblatt A 118 "Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen". DWA, Hennef 2000; Wyd. Seidel-Przywecki, Warszawa 2007.
- [20] SKOTNICKI M., SOWIŃSKI M.: Weryfikacja metody wyznaczania szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowych na przykładzie wybranej zlewni miejskiej. POLKAN '08. Lublin: Komitet Inżynierii Środowiska PAN, 2008.

- [21] SŁYŚ D.: Retencja zbiornikowa i sterowanie dopływem ścieków do oczyszczalni. Wydawnictwo Komitetu Inżynierii Środowiska PAN. Lublin 2009.
- [22] SULIGOWSKI Z.: Zagospodarowanie wód opadowych. Szczególne problemy. Forum Eksploatatora 2004, nr 3-4, s. 24-27.
- [23] ZAWILSKI M., SAKSON G.: Wykorzystanie programu SWMM w modelowaniu systemów kanalizacyjnych. Problemy zagospodarowania wód opadowych. Wyd. Seidel - Przywecki 2008, s. 155-169.

VERYFICATION OF METHODS FOR COMBINED SEWAGE SYSTEM SIZING

S u m m a r y

The paper presents verification of selected flow time methods in terms of usability for combined sewage systems sizing on the example of a model municipal flat drainage area of the area of 100 ha. The sewage system network was sized using two methods, that is, MGN with Błaszczyk's formula and MWO with the precipitation model for Wrocław, and then, the network functioning was verified for damming up on the area surface and flooding from drains using the hydrodynamic model SWMM 5.0. The precipitation model of Euler type II was used as the drainage area load in the conditions of Wrocław. It was shown that the safe flow time method for sewage system sizing is MWO using the criterion for the lack of damming up for the area and flooding from drains.