

Katarzyna WARTALSKA, Jolanta MICHALEC, Bartosz KAŻMIERCZAK*

SYMULACJE HYDRODYNAMICZNE KANALIZACJI DESZCZOWEJ NA WYBRANYM OSIEDLU MIESZKANIOWYM W GŁOGOWIE

W pracy przedstawiono symulacje hydrodynamiczne kanalizacji deszczowej osiedla Paulinów w Głogowie. Celem pracy była weryfikacja poprawności działania sieci kanalizacyjnej w oparciu o zalecenia normy europejskiej PN-EN 752:2008. Do przeprowadzenia symulacji wykorzystano program SWMM 5.1. Dokonano inwentaryzacji oraz opisu zlewni deszczowej. Wybrano opady modelowe i rzeczywiste do obciążenia analizowanej zlewni. Materiałem badawczym były odczyty z deszczomierzy ze stacji IMGW w Głogowie. W pracy przedstawiono i omówiono wyniki symulacji dla głównego kolektora. Wykazano, iż badana sieć spełnia wymagania obecnej normy PN-EN 752:2008.

1. WSTĘP

Bezpieczne projektowanie systemów kanalizacyjnych ma na celu zapewnienie odpowiedniego standardu odwodnienia terenu, definiowanego jako przystosowanie systemu do przyjęcia prognozowanych maksymalnych strumieni wód opadowych z częstością równą dopuszczalnej częstości wystąpienia wylania na powierzchnię terenu [1].

Wg zaleceń najnowszej normy europejskiej PN-EN 752:2008 [2] częstość wylewów z kanalizacji ograniczona została do „akceptowalnych społecznie” rzadkich powtarzalności ich występowania: od raz na 10 do raz na 50 lat, w zależności od rodzaju zagospodarowania przestrzennego (tab. 1). W tejże normie wskazane są również zalecenia odnośnie przyjmowanych częstości deszczu obliczeniowego do projektowania systemów kanalizacyjnych. Dla deszczu obliczeniowego nie mogą występować żadne przeciążenia (praca pod ciśnieniem). Konieczny jest więc dobór kanałów na

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

niecałkowite wypełnienie - z uwzględnieniem rezerwy przepustowości na przyszłościowy rozwój i na wypadek rzadziej pojawiających się opadów.

Tabela 1. Zalecane częstości projektowe deszczu i dopuszczalne częstości wystąpienia wylania wg PN-EN 752:2008 [2]

Rodzaj zagospodarowania terenu	Częstość deszczu obliczeniowego [1 raz na C lat]	Częstość wystąpienia wylania [1 raz na C lat]
Tereny wiejskie	1 na 1	1 na 10
Tereny mieszkaniowe	1 na 2	1 na 20
Centra miast, tereny usług i przemysłu	1 na 5	1 na 30
Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami, itp.	1 na 10	1 na 50

Do obliczeń sprawdzających działanie kanalizacji przy wykorzystaniu modelowania hydrodynamicznego pomocne mogą być wytyczne niemieckie DWA-A118:2006 [3, 4], które wprowadzają pojęcie częstości nadpiętrzenia do poziomu terenu (tabela 2).

Tabela 2. Zalecane częstości nadpiętrzeń (do poziomu terenu) dla nowoprojektowanych bądź modernizowanych systemów kanalizacyjnych wg DWA-A118:2006 [20]

Rodzaj zagospodarowania terenu	Częstość nadpiętrzenia [1 raz na C lat]
Tereny wiejskie	2
Tereny mieszkaniowe	3
Centra miast, tereny usług i przemysłu	rzadziej niż 5
Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami, itp.	rzadziej niż 10

Zarówno w nowo projektowanych, jak i modernizowanych systemach kanalizacyjnych, zalecane jest modelowanie hydrodynamiczne przy różnych scenariuszach obciążenia opadami, w celu weryfikacji częstości nadpiętrzeń. Scenariuszami opadowymi mogą być rzeczywiste zmierzone serie intensywnych opadów lokalnych z wielolecia lub opady modelowe, np. Eulera typu II [1, 3, 4, 8], lub też opady syntetyczne generowane losowo [5–7].

Niniejsza praca obejmuje modelowanie hydrodynamiczne działania istniejącej sieci kanalizacji deszczowej, znajdującej się na terenie osiedla Paulinów w Głogowie. Do obciążenia zlewni zastosowano zarówno opady modelowe Eulera typu II, jak i opady rzeczywiste, zarejestrowane na terenie Głogowa.

2. OPIS ZLEWNI DESZCZOWEJ OSIEDLA PAULINÓW

Na obszar zlewni deszczowej ujętej w pracy składa się osiedle mieszkaniowe Paulinów, zlokalizowane na południowych obrzeżach Głogowa. Od południa graniczy ono z polami uprawnymi, od zachodu i południa z ogródkami działkowymi „Dzieci Głogowskich”, natomiast od wschodu z miejscowością Ruszowice. Teren osiedla położony jest na rzędnych 106–122 m n.p.m., a jego powierzchnia wynosi około 14 ha. W podłożu występują gleby piaszczysto-gliniaste.

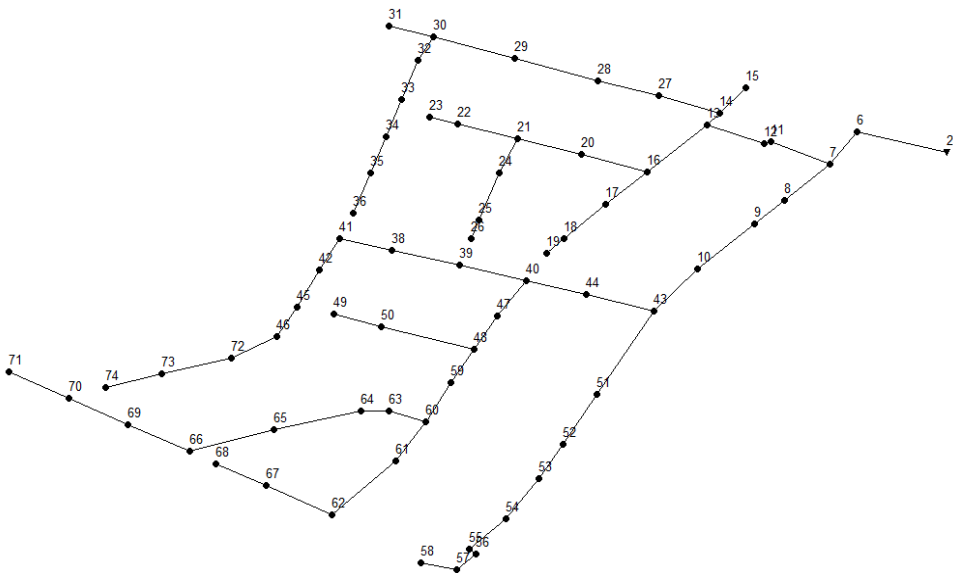
Na terenie zlewni przeważa jednorodzinna zabudowa mieszkaniowa o charakterze szeregowym. Znaczną powierzchnię działek stanowią ogródki przydomowe. Jedynie we wschodniej części obszaru (przy ul. Brzeskiej) występuje zabudowa usługowa, m.in. Supermarket Eko, Studio Mebli Kuchennych Black Red White, Hurtownia elektryczna TIM S.A. Oddział Głogów. Ciągi komunikacyjne znajdujące się na obszarze zlewni posiadają nawierzchnię asfaltową, w dobrym stanie technicznym.

Na terenie analizowanego osiedla znajduje się rozdzielcza sieć kanalizacyjna, zbudowana w 1989 r. Ciąg kanałów deszczowych, których działanie analizowano w pracy, biegnie w następujących ulicach: Tarnopolskiej, Łuckiej, Samborskiej, Grodzieńskiej, Krzemienieckiej, Stanisławowej, Nowogródzkiej, Lwowskiej, Wileńskiej oraz Brzeskiej (rys. 1). Do sieci podłączone są budynki mieszkaniowe i usługowe znajdujące się na tym terenie oraz wpusty uliczne umiejscowione w wyżej wymienionych ulicach. Sieć zbudowana jest z kanałów betonowych o średnicach 0,3; 0,4; 0,5 oraz 0,6 m, a jej całkowita długość wynosi 2356,5 m.



Rys. 1 Schemat kanalizacji deszczowej na terenie analizowanej zlewni

W celach opisowych wyróżniono kolektor główny oraz 10 kanałów bocznych (rys. 1). Kolektor deszczowy (K_{D1}) ma długość całkowitą 709 m. Rozpoczyna się w węźle obliczeniowym J71 i przebiega wzdłuż ul. Tarnopolskiej do węzła J66 (skrzyżowanie z ul. Łucką), następnie od J66 wzdłuż ul. Łuckiej do węzła J60 (skrzyżowanie z ul. Samborską) i dalej od J60 wzdłuż ul. Samborskiej do węzła J40, gdzie dalej biegnie wzdłuż ul. Lwowskiej do skrzyżowania z ul. Brzeską (węzeł J43) i dalej do węzła J6 wzdłuż ul. Brzeskiej. Ostatni odcinek kolektora biegnie od węzła J43 do wylotu z sieci kanalizacyjnej. Schemat sieci wraz z podanymi oznaczeniami studzienek przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Schemat obliczeniowy kanalizacji deszczowej w programie SWMM

Na podstawie planu sytuacyjno-wysokościowego wyznaczono granice zlewni deszczowej, a następnie dokonano jej podział na 66 zlewni cząstkowych. Do powierzchni utwardzonych zaliczono jezdnie asfaltowe, dachy oraz podjazdy znajdujące się na terenach działek. Pozostałą część całkowitej powierzchni zlewni cząstkowych stanowią tereny nieutwardzone, wśród których największy udział mają ogródki przydomowe. Tereny nieutwardzone stanowią 61,25% całkowitej powierzchni zlewni. Modelowanie działania kanalizacji deszczowej przeprowadzono w programie SWMM 5.1 [9, 10].

3. WARIANTOWE SYMULACJE

3.1. OPADY MODELOWE WYKORZYSTANE DO SYMULACJI

W pierwszym etapie wykorzystano opady modelowe Eulera typu II o częstościach występowania $C = 2$ lata (deszcz obliczeniowy wg PN-EN 752) oraz $C = 3$ lata (do weryfikacji napiętrzeń wg DWA-A118). W pracy zastosowano opady modelowe o czasie trwania $t = 60$ min, przy czasie przepływu w sieci poniżej 10 min. Opady modelowe zostały opracowane na podstawie modelu Bogdanowicz–Stachy [11]:

$$h_{\max} = 1,42t^{0,33} + \alpha(R, t) \cdot (\ln p)^{0,584} \quad (1)$$

gdzie:

- h_{\max} – maksymalna wysokość opadu, mm
- t – czas trwania opadu, min
- p – prawdopodobieństwo przewyższenia opadu: $p \in (0; 0,5]$
- α – parametr (skali) zależny od regionu Polski i czasu trwania t .

Uwzględniono, iż Głogów leży na obszarze regionu północno-zachodniego (R_2) [1, 12]. Dla prawdopodobieństw przewyższenia $p \leq 0,5$ ($C \geq 2$) i czasu trwania z zakresu $t \in [5; 30]$ min parametr α jest obliczany ze wzoru:

$$\alpha(R, t) = 3,92\ln(t+1) - 1,662 \quad (2)$$

Region północno-zachodni „zanika” przy 30 minutach trwania opadów, a obszar przynależny do tego regionu przechodzi do regionu centralnego przy czasie 1 godziny [11]. Prowadzi to do powstania nieciągłości w przebiegu parametru α w przedziale 30 min do 1 godz. Wartość parametru α przy $t = 30$ min w regionie północno-zachodnim wynosi 11,8 mm, natomiast przy $t = 1$ godz. w regionie centralnym 18,0 mm. Problem ten rozwiązano poprzez interpolację parametru α prostą o równaniu:

$$\alpha(R, t) = 9,160\ln(t+1) - 19,6 \quad (3)$$

gdzie czas trwania opadów $t \in (30; 60)$.

Dla czasu trwania z zakresu $t \in [60; 120)$ min parametr α wyznaczony został ze wzoru:

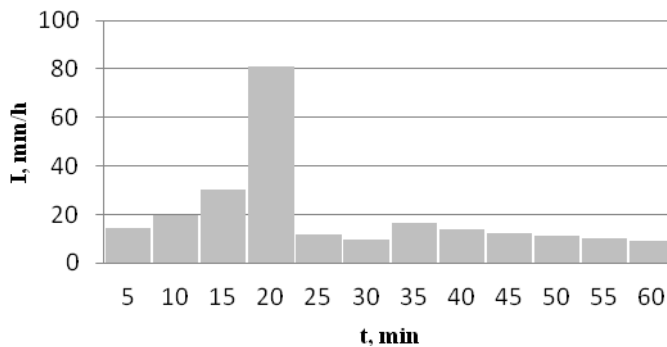
$$\alpha(R, t) = 4,693\ln(t+1) - 1,249 \quad (4)$$

Natomiast dla opadów o czasie trwania $t = 120$ min parametr α obliczono z wzoru:

$$\alpha(R, t) = 2,223 \ln(t+1) - 10,639 \quad (5)$$

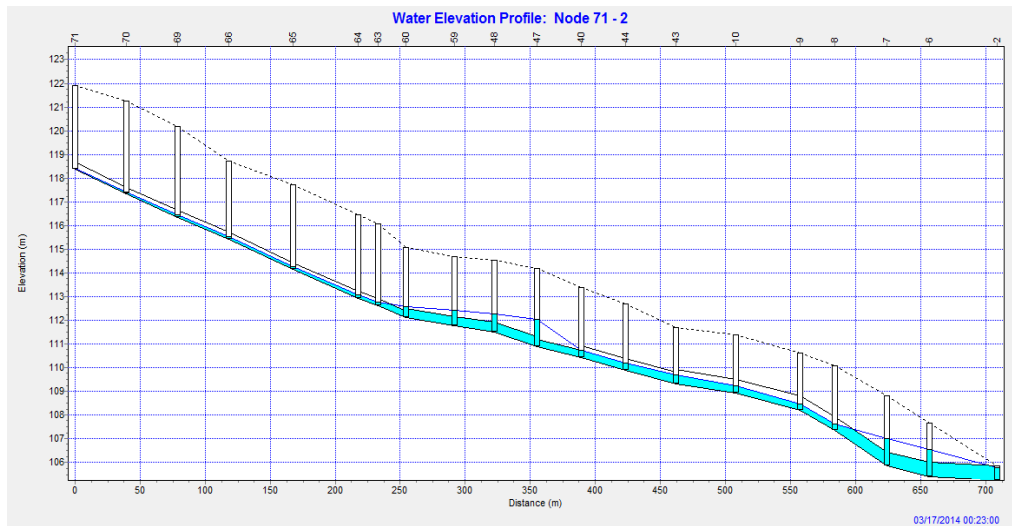
Nieciągłość we wzorze na parametr α powoduje zniekształcenie wzorcowego opadu modelowego Eulera typu II, co będzie widoczne na wykresach przedstawiających intensywność opadów w funkcji czasu dla poszczególnych opadów modelowych.

Na podstawie wzoru (1) opracowano opad modelowy o częstości występowania $C = 2$ lata (rys. 3). Opad modelowy dla tych warunków cechuje się największą intensywnością wynoszącą 80,92 mm/h, która występuje między 15. a 20. minutą. Wysokość opadu wynosi 20,05 mm.



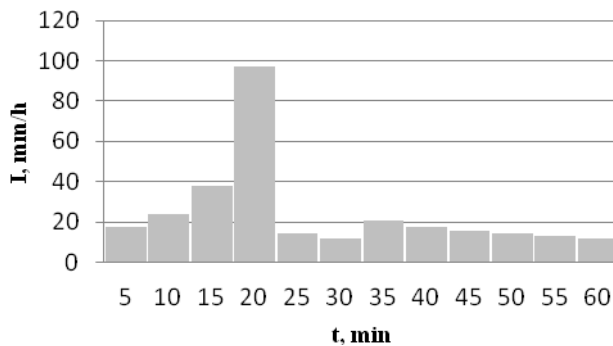
Rys. 3. Opad modelowy Eulera typu II o częstości występowania $C = 2$ lata i czasie trwania $t = 60$ min

Przeprowadzone symulacje wykazały, że maksymalne wypełnienia kanałów występują w 23. minucie trwania opadu. Profil kolektora K_{D1} wraz z wypełnieniami przedstawiono na rysunku 4. Przepływ ścieków odbywa się pod ciśnieniem w kanałach od węzła obliczeniowego W63 do W40 oraz w trzech końcowych odcinkach kolektora. Występujące w ich obrębie nadpiętrzenia są niewielkie i sięgają maksymalnie około 1 m, ponad sklepienia kanałów. Symulowany przepływ na ostatnim odcinku kolektora (kanał nr 5) wynosi 0,743 m³/s.



Rys. 4. Profil kolektora K_{D1} w 23. minucie trwania opadu modelowego ($C = 2$ lata i $t = 60$ minut)

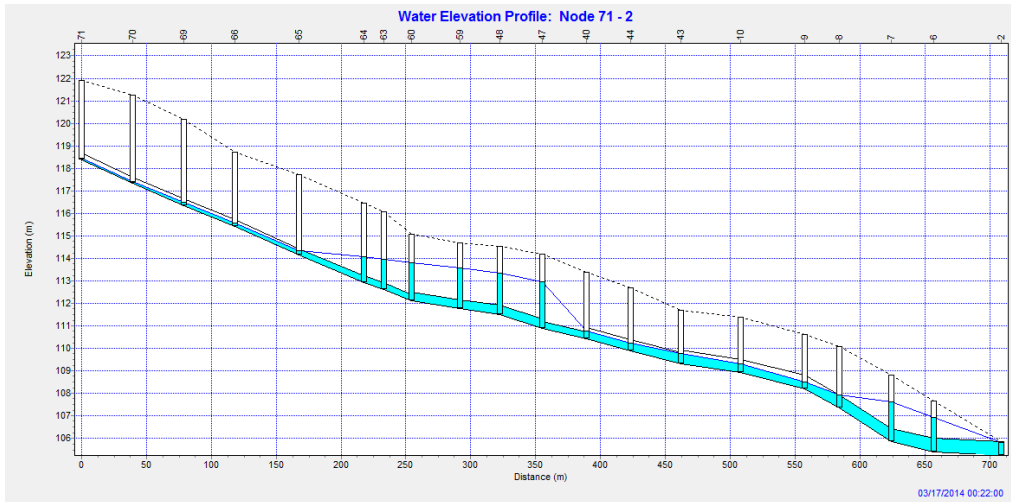
Kolejnym opracowanym deszczem modelowym był opad o czasie trwania $t = 60$ min i częstotliwości występowania $C = 3$ lata (rys. 5). Ten opad modelowy cechuje się największą intensywnością równą 96,96 mm/h, występującą między 15. a 20. minutą. Wysokość opadu to 24,55 mm.



Rys. 5. Opad modelowy Eulera typu II o częstotliwości występowania $C = 3$ lata i czasie trwania $t = 60$ min

Po obciążeniu zlewni opadem i przeprowadzeniu symulacji stwierdzono, iż największe symulowane wypełnienia kanałów występują w 22. minucie trwania opadu. Profil kolektora K_{D1} wraz z wypełnieniami w tej minucie przedstawiono na rysunku 6. Zauważyć można, iż przepływ ścieków odbywa się pod ciśnieniem

w około połowie kanałów (od studzienki W65 do W40 oraz trzy końcowe odcinki kolektora). W żadnym z węzłów poziom ścieków nie osiąga jednak poziomu terenu. Symulowany przepływ na ostatnim odcinku kolektora (kanał nr 5) wynosi $0,917 \text{ m}^3/\text{s}$.



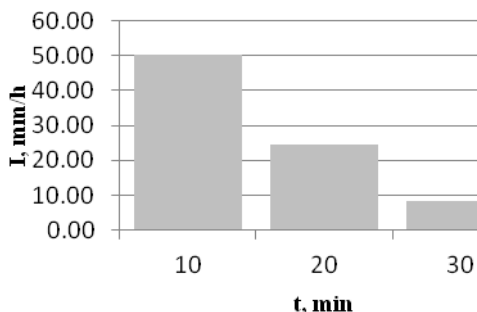
Rys. 6. Profil kolektora K_{D1} w 22. minucie trwania opadu modelowego ($C = 3$ lata i $t = 60$ minut)

W obrębie całej analizowanej sieci zanotowano wylanie w węźle W32, znajdującym się na kanale bocznym $K_{D1.1}$. Objętość ścieków, które podczas trwania opadu modelowego wylały się z sieci, wynosi około 6 m^3 .

3.2. SYMULACJE Z WYKORZYSTANIEM OPADÓW RZECZYWISTYCH

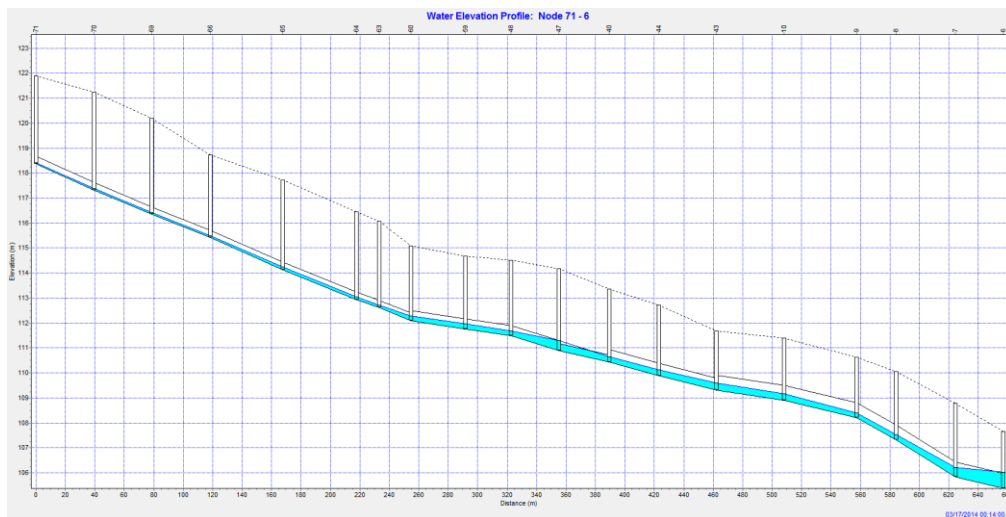
Do dalszej analizy przyjęto trzy opady rzeczywiste: po dwa o czasie trwania $t = 30$ min i 60 min oraz jeden o $t = 120$ min. Częstości ich występowania wyznaczono poprzez porównanie wysokości opadów z wysokościami uzyskanymi ze wzoru Bogdanowicz–Stachy.

W pierwszej kolejności, w pracy wykorzystano opady o czasie trwania $t = 30$ min zaobserwowane w dniach 7 i 28 lipca 2012 roku. Pierwszy z opadów miał sumaryczną wysokość $13,9 \text{ mm}$, co odpowiada kategorii ulewy według kryterium Chomicza [12]. Częstość występowania wyznaczono na $C = 2$ lata. Maksymalna intensywność wyniosła $50,40 \text{ mm/h}$ (rys. 7).



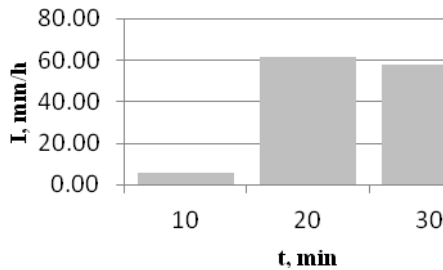
Rys. 7. Hietogram opadów z dnia 7 lipca 2012 r. w interwałach 10-minutowych

Profil kolektora K_{D1} w 14. minucie czasu trwania zadanego opadu rzeczywistego przedstawiono na rysunku 8. Kolektor praktycznie nie działa pod ciśnieniem. Ścieki deszczowe nie osiągają poziomu terenu w żadnym węźle. Na ostatnim odcinku kolektora maksymalny strumień ścieków wynosi $0,481 \text{ m}^3/\text{s}$.



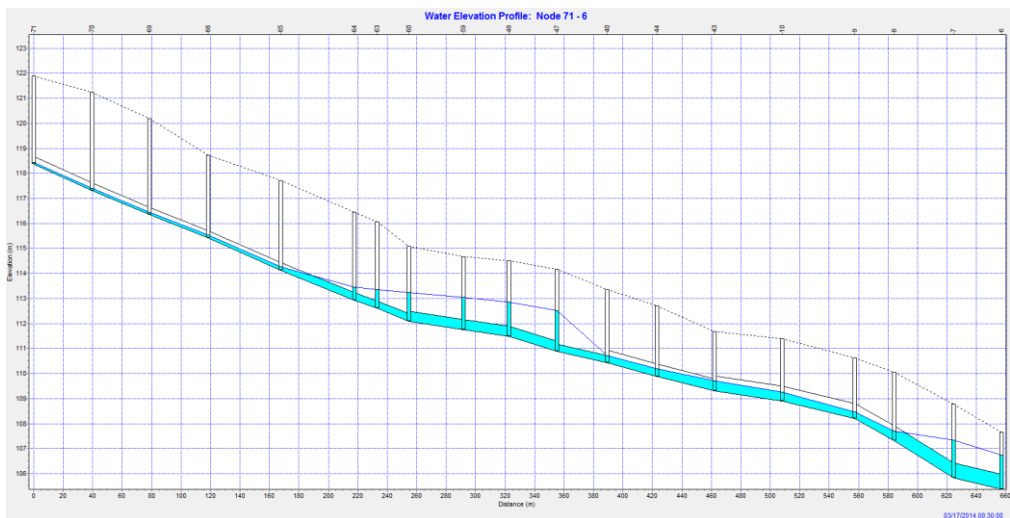
Rys. 8. Profil kolektora K_{D1} w 14. minucie trwania opadu rzeczywistego ($C = 2$ lata i $t = 30$ min)

Drugi z opadów osiągnął sumaryczną wysokość $20,9 \text{ mm}$, co odpowiada kategorii silnej ulewy według kryterium Chomicza, a jego częstość występowania oszacowano na $C = 6$ lat. Maksymalna intensywność dla tego opadu wyniosła $61,80 \text{ mm/h}$ (rys. 9).



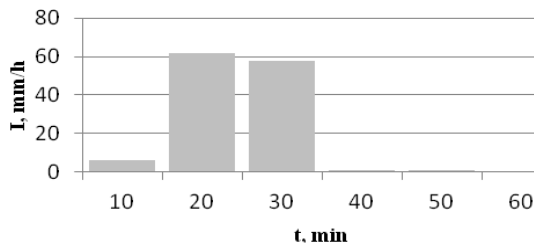
Rys. 9. Hietogram opadów z dnia 28 lipca 2012 r. w interwałach 10-minutowych

Profil kolektora K_{D1} w 30. minucie czasu trwania opadu rzeczywistego o $C = 6$ lat i $t = 30$ min przedstawiono na rysunku 10. Przy takiej częstotliwości występowania deszczu, połowa kolektora (9 odcinków) działa pod ciśnieniem, jednak ścieki deszczowe w żadnym węźle obliczeniowym kolektora nie osiągają poziomu terenu. Wylania występują z jednej studzienki (W32) kanału bocznego, a ich objętość wynosi około 5 m^3 . Na ostatnim odcinku kolektora maksymalny strumień ścieków deszczowych wynosi $0,844 \text{ m}^3/\text{s}$.



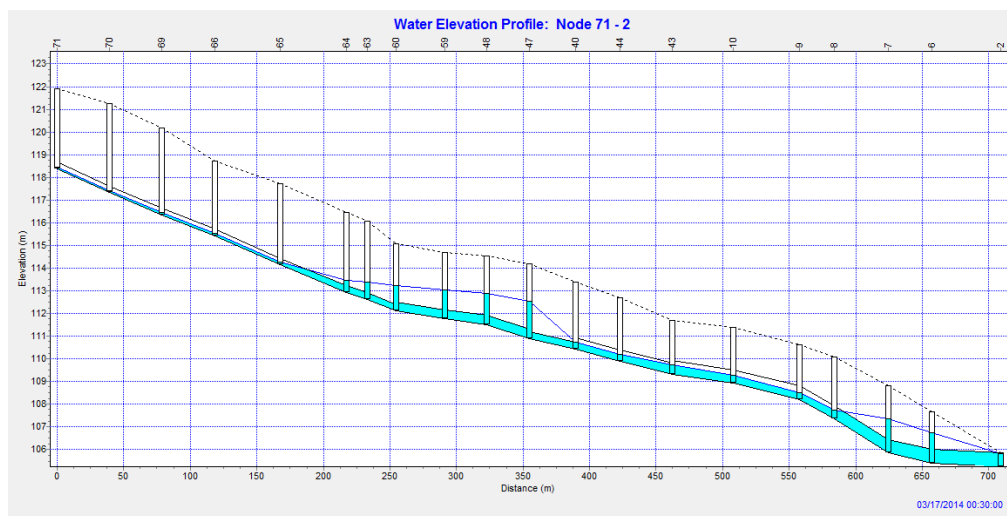
Rys. 10. Profil kolektora K_{D1} w 30. minucie trwania opadu rzeczywistego ($C = 6$ lat i $t = 30$ min)

Następnie wykorzystano opady o czasie trwania $t = 30$ min zaobserwowane 28 lipca oraz 20 czerwca 2012 roku. Pierwszy z opadów miał sumaryczną wysokość 21,3 mm, co przy jego czasie trwania zalicza go do kategorii ulew. Maksymalna intensywność wynosiła 61,8 mm/h (rys. 11), a częstotliwość występowania $C = 2$ lata.



Rys. 11. Hietogram opadu z dnia 28 lipca 2012 r. w interwałach 10-minutowych

Profil kolektora K_{D1} wraz z wypełnieniami w 30. minucie trwania opadu przedstawiono na rysunku 12.

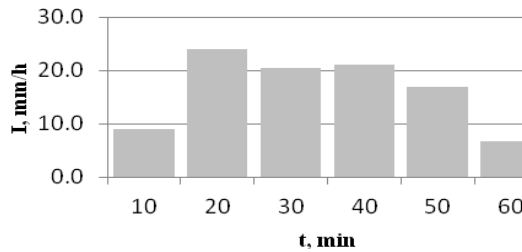


Rys. 12. Profil kolektora K_{D1} w 30. minucie trwania opadu rzeczywistego z dnia 28 lipca 2012 r. ($C = 2$ lata i $t = 60$ minut)

Z rysunku 12 wynika, iż w prezentowanej chwili czasowej przepływ ścieków odbywa się pod ciśnieniem w około połowie kanałów kolektora – są to odcinki między węzłami obliczeniowymi W65 i W40 oraz trzy końcowe odcinki. W pozostałych kanałach ścieki płyną ze zwierciadłem swobodnym. Symulowany przepływ na ostatnim odcinku kolektora (kanał nr 5) wynosi $0,842 \text{ m}^3/\text{s}$. Objętość ścieków, które podczas trwania opadu wylały się z sieci, wynosi około 4 m^3 (w węźle obliczeniowym W32).

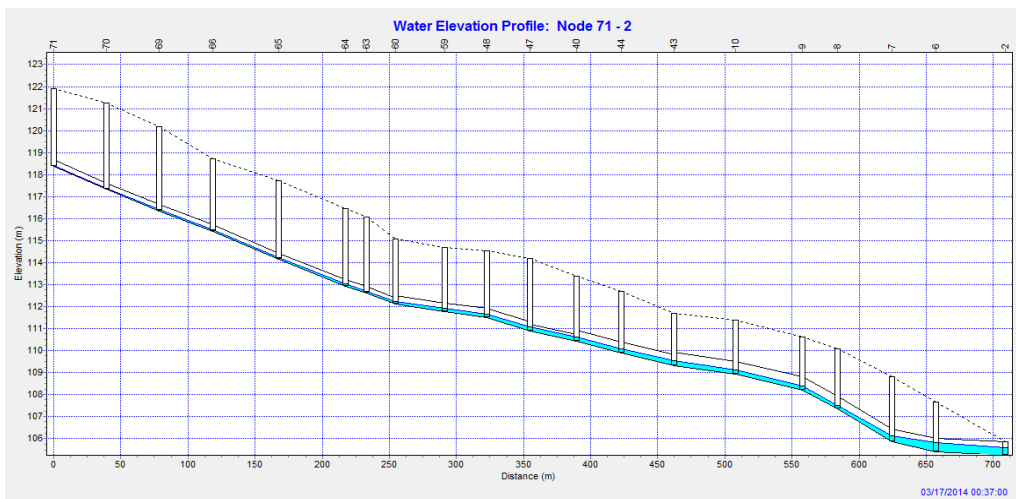
Kolejny z wybranych opadów o czasie trwania $t = 60$ min wystąpił 20 czerwca 2012 r. Jego sumaryczna wysokość wyniosła $H = 16,3 \text{ mm}$, co zalicza go do kategorii ulew. Maksymalna intensywność wyniosła $24,0 \text{ mm/h}$, zaś najmniejsza $6,6 \text{ mm/h}$

(rys. 13). Częstość występowania prezentowanego opadu oszacowano jako równą $C = 1$ rok.



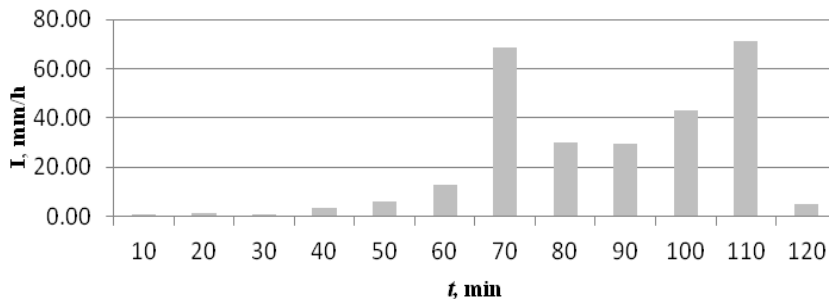
Rys. 13. Hietogram opadu z dnia 20 czerwca 2012 r. w interwałach 10-minutowych

Profil kolektora K_{D1} wraz z wypełnieniami w 37. minucie trwania opadu przedstawiono na rysunku 14. W każdym z odcinków kanałów głównego kolektora ścieki przepływają ze zwierciadłem swobodnym. Stosunkowo największe wypełnienie posiada kanał znajdujący się między węzłem W47 a W40 – co wynika ze zmniejszenia przekroju kanału na tym odcinku. Nie zanotowano żadnego wylania na powierzchni terenu. Symulowany przepływ na ostatnim odcinku kolektora (kanał nr 5) wynosi $0,316 \text{ m}^3/\text{s}$.



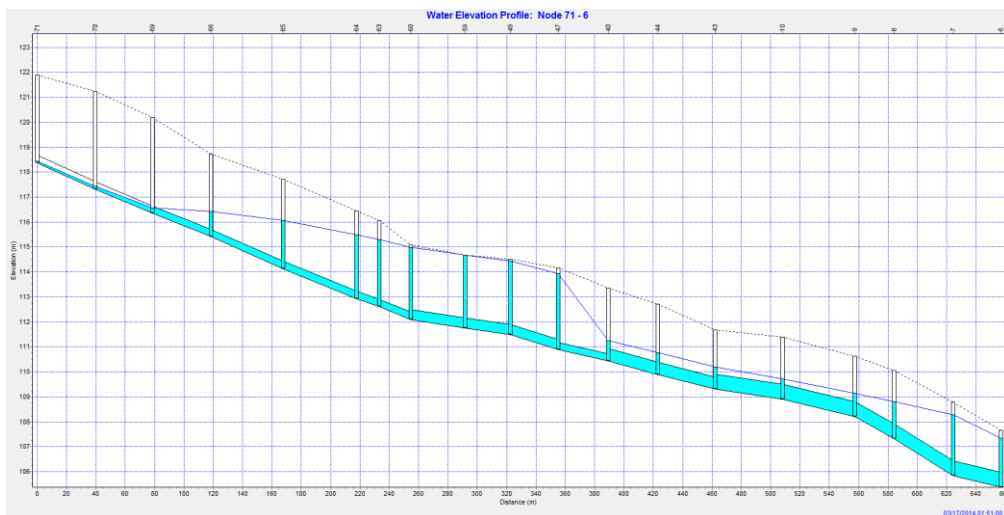
Rys. 14. Profil kolektora K_{D1} w 37. minucie trwania opadu rzeczywistego z dnia 20 czerwca 2012 r. ($C = 1$ rok i $t = 60$ minut)

Wykorzystany w pracy opad o czasie trwania $t = 120$ min zarejestrowano 6 lipca 2013 r. Na podstawie podanych wysokości opadu obliczono intensywność oraz określono częstość deszczu obliczeniowego. Sumaryczna wysokość wynosiła 45,30 mm, co odpowiada kategorii silnych ulew według kryterium Chomicza. Maksymalna intensywność opadu wystąpiła w 110. minucie trwania i wyniosła 71,40 mm/h (rys. 15). Częstość występowania oszacowano na $C = 16$ lat.



Rys. 15. Hietogram opadów z dnia 6 lipca 2013 r. w interwałach 10-minutowych

Profil kolektora K_{D1} w 111. minucie czasu trwania opadu rzeczywistego o $C = 16$ lat i $t = 120$ min przedstawiono na rysunku 16.



Rys. 16. Profil kolektora K_{D1} w 111. minucie trwania opadu rzeczywistego ($C = 16$ lat i $t = 120$ min)

Jak widać na rysunku 16, kolektor praktycznie na całej długości działa pod ciśnieniem i dochodzi do wylewów ze studzienek, w których ścieki deszczowe osiągną poziomu terenu (tab. 3). Suma objętości ścieków deszczowych wylanych z systemu kanalizacyjnego wynosi około 102 m³. Wylania występują z ośmiu studzienek kanalizacyjnych. Na ostatnim odcinku kolektora maksymalny strumień ścieków deszczowych wynosi 1,054 m³/s.

Tabela 3. Węzły i objętości wylań z kanalizacji dla opadu rzeczywistego o $C = 16$ lat i $t = 120$ min

Lp.	Węzeł obliczeniowy	Czas trwania wylewów, h	Objętość wylewów, m ³
1	W14	0,05	3
2	W29	0,13	9
3	W32	0,29	57
4	W52	0,05	1
5	W56	0,14	10
6	W59	0,08	5
7	W61	0,06	1
8	W62	0,11	16
SUMA			102

4. WNIOSKI

Poprawność działania sieci kanalizacyjnej jest niezbędna do utrzymania tzw. komfortu kanalizacyjnego użytkowników sieci. W pracy dokonano weryfikacji przepustowości istniejącego systemu kanalizacji deszczowej głogowskiego osiedla Paulinów. W tym celu sprawdzono działanie sieci pod kątem wylewów i nadpiętrzeń do poziomu terenu przy wykorzystaniu modelowania hydrodynamicznego w programie SWMM 5.1. Zlewnię obciążano zarówno opadami modelowymi Eulera typu II z modelu Bogdanowicz–Stachy, jak i opadami rzeczywistymi, które wystąpiły na badanym obszarze w 2012 roku.

Symulacje przeprowadzone w programie SWMM pozwalają stwierdzić, iż analizowana sieć kanalizacji deszczowej spełnia wymagania normy europejskiej PN-EN 752:2008. Wskazuje na to brak nadpiętrzeń do poziomu terenu przy scenariuszach opadowych o częstotliwości występowania raz na 3 lata. Jest to częstość „akceptowalna społecznie” w przypadku terenów mieszkaniowych. Nadpiętrzenie do poziomu terenu odnotowano jedynie dla studzienki W32, przy czym symulowane objętości wylań były bardzo małe.

Analizowaną sieć deszczową obciążono również opadem rzeczywistym o bardzo dużej intensywności. Wykorzystano mianowicie opad o czasie trwania $t = 120$ min,

zarejestrowany 6 lipca 2013 r., którego sumaryczna wysokość wynosiła 45,30 mm, a częstość występowania $C = 16$ lat. Dla tak intensywnego opadu stwierdzono już symulowane znaczne wylania o sumarycznej objętości około 102 m³.

LITERATURA

- [1] KOTOWSKI A.: *Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów*, Wyd. Seidel-Przywecki, Tom I i II (wydanie II rozszerzone), Warszawa 2015.
- [2] PN-EN 752:2008: *Drain and sewer systems outside buildings (Zewnętrzne systemy kanalizacyjne)*. PKN, Warszawa 2008.
- [3] Arbeitsblatt DWA-A118: *Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen*. DWA, Hennef 2006.
- [4] SCHMITT T.G.: *Kommentar zum Arbeitsblatt A 118 "Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen"*. DWA, Hennef 2000; Wyd. Seidel-Przywecki, Warszawa 2007.
- [5] LICZNAK P., ŁOMOTOWSKI J., RUPP D. E. 2011, *Random cascade driven rainfall disaggregation for urban hydrology: An evaluation of six models and a new generator*, Atmospheric Research, Vol. 99, Issues 3–4, 563–578.
- [6] LICZNAK P., SCHMITT T. G., RUPP D. E. 2011. *Distributions of microcanonical cascade weights of rainfall at small timescales*, Acta Geophysica, Vol. 59, 1013–1043.
- [7] RUPP, D. E., LICZNAK P., ADAMOWSKI W., LEŚNIEWSKI M., 2012: *Multiplicative cascade models for fine spatial downscaling of rainfall: parameterization with rain gauge data*, Hydrol. Earth Syst. Sci., 16, 671–684.
- [8] KAŻMIERCZAK B., KOTOWSKI A.: *Weryfikacja przepustowości kanalizacji deszczowej w modelowaniu hydrodynamicznym*, Oficyna Wyd. Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2012.
- [9] ROSSMAN L. A.: *Storm Water Management Model. Quality assurance report: Dynamic Wave Flow Routing*. United States Environmental Protection Agency, 2006.
- [10] ROSSMAN L. A.: *Storm Water Management Model. User's Manual. Version 5.0*. United States Environmental Protection Agency, 2010.
- [11] BOGDANOWICZ E., STACHY J.: *Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe*. Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej. Seria: Hydrologia i Oceanologia – 23. Warszawa 1998.
- [12] 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.

HYDRODYNAMIC SIMULATIONS OF A STORM WATER DRAINAGE IN A CHOSEN DISTRICT IN GŁOGÓW

The paper presents hydrodynamic simulations of a storm water drainage in Paulinów district in Głogów. The aim of the study was to verify proper operation of the network according to the recommendations of the European standard EN 752. Simulations were performed by SWMM 5.0. An inventory and description of catchment was made. Simulations were based on a real and model rainfall data. The results of simulations concern the main collector. The work showed that the storm water drainage meets the requirements of EN 752.