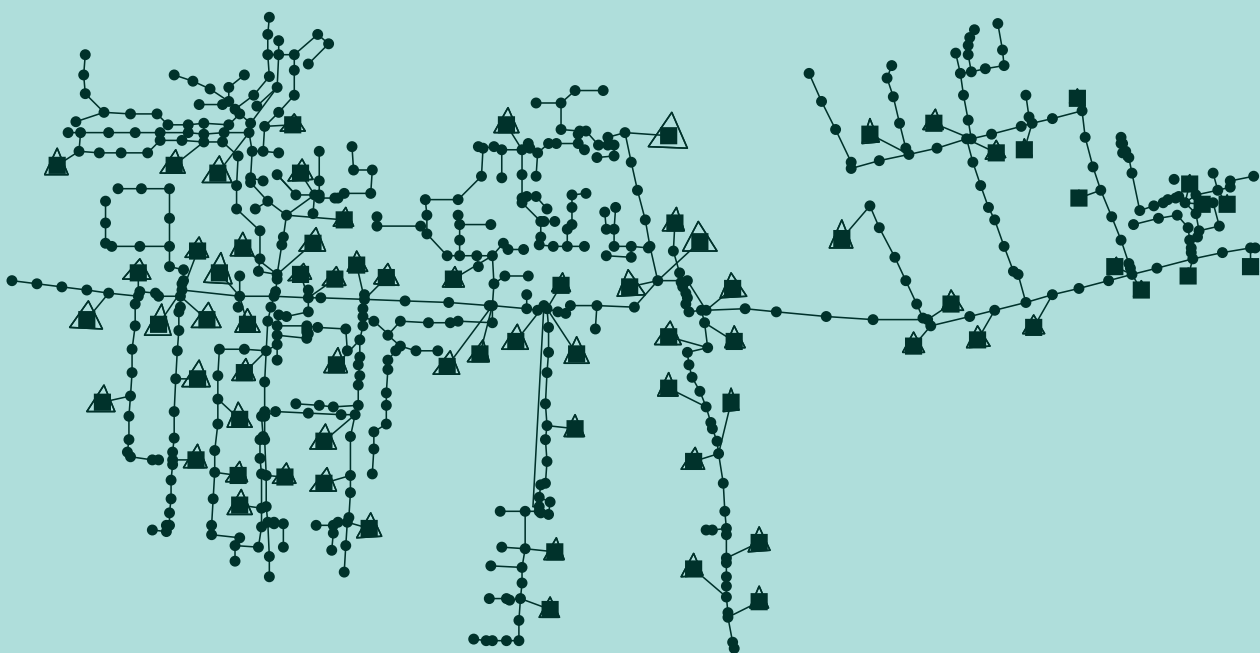


**Monika NOWAKOWSKA
Andrzej KOTOWSKI**

METODYKA I ZASADY MODELOWANIA ODWODNIENÍ TERENÓW ZURBANIZOWANYCH



Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej

Monika Nowakowska
Andrzej Kotowski

**Metodyka
i zasady modelowania odwodnień
terenów zurbanizowanych**



Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej
Wrocław 2017

Recenzent
Marek ZAWILSKI

Opracowanie redakcyjne i korekta
Katarzyna SOSNOWSKA

Projekt okładki
Marcin ZAWADZKI

Wszelkie prawa zastrzeżone. Niniejsza książka, zarówno w całości,
jak i we fragmentach, nie może być reprodukowana w sposób elektroniczny,
fotograficzny i inny bez zgody wydawcy i właściciela praw autorskich.

© Copyright by Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2017

OFICyna WYDAWNICZA POLITECHNIKI WROCLAWSKIEJ
Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław
<http://www.oficyna.pwr.edu.pl>
e-mail: oficwyd@pwr.edu.pl
zamawianie.ksiazek@pwr.edu.pl

ISBN 978-83-7493-971-3

Druk i oprawa: beta-druk, www.betadruk.pl

Spis treści

Wykaz ważniejszych oznaczeń i akronimów	5
1. Wprowadzenie	7
2. Podstawy modelowania systemów odwodnień terenów zurbanizowanych	11
2.1. Zjawisko opad–odpływ w zlewni miejskiej	11
2.2. Narzędzia do modelowania odwodnień terenów	15
2.2.1. Równania ruchu cieczy w kanałach	15
2.2.2. Program SWMM (Storm Water Management Model)	17
2.2.3. Model Hortona do opisu infiltracji	21
2.2.4. Kryteria i wskaźniki oceny modeli hydrodynamicznych	23
2.3. Wybrane zagadnienia badawcze w modelowaniu odwodnień terenów	26
2.3.1. Problemy kalibracji modeli hydrodynamicznych kanalizacji	26
2.3.2. Problemy weryfikacji modeli hydrodynamicznych kanalizacji	33
2.4. Podsumowanie dotychczasowego stanu wiedzy, cel i zakres badań	37
3. Budowa modelu hydrodynamicznego skanalizowanej zlewni miejskiej	41
3.1. Obiekt badań – referencyjna zlewnia deszczowa we Wrocławiu	41
3.1.1. Opis zlewni i podzlewni cząstkowych	41
3.1.2. Schemat obliczeniowy kanalizacji	44
3.2. Bazy danych wyjściowych do modelowania kanalizacji	47
3.2.1. Baza danych o opadach w zlewni	47
3.2.2. Baza danych o strumieniach przepływu w kanałach	53
3.3. Identyfikacja parametrów hydrologicznych i hydraulicznych zlewni referencyjnej	57
3.3.1. Proponowana metodyka identyfikacji	57
3.3.2. Parametry infiltracji do modelu Hortona	59
3.3.3. Szerokość hydrauliczna podzlewni cząstkowych	60
4. Kalibracja modelu hydrodynamicznego skanalizowanej zlewni miejskiej	71
4.1. Proponowana metodyka kalibracji	71
4.2. Wyniki kalibracji modelu	73
4.2.1. Parametry hydrauliczne kanałów	73
4.2.2. Parametry hydrauliczne i hydrologiczne zlewni	77
4.2.3. Wzory na szerokość hydrauliczną zlewni cząstkowych	78
4.3. Ocena skalibrowanego modelu hydrodynamicznego	81
4.3.1. Ocena jakościowa skalibrowanego modelu	81
4.3.2. Ocena ilościowa – dokładności skalibrowanego modelu	85
5. Walidacja modelu hydrodynamicznego skanalizowanej zlewni miejskiej	87
5.1. Proponowana metodyka walidacji	87
5.2. Wyniki walidacji modelu	88
5.2.1. Analiza niestacjonarności opadów do walidacji modelu	88

5.2.2. Weryfikacja wzorów na szerokość hydrauliczną zlewni cząstkowych	98
5.3. Weryfikacja ocen skalibrowanego i zwalidowanego modelu hydrodynamicznego	100
5.3.1. Weryfikacja jakościowa modelu	100
5.3.2. Weryfikacja ilościowa – dokładności modelu	102
6. Podsumowanie wyników badań i wnioski końcowe	105
Literatura	111
Streszczenie w języku angielskim	119

Wykaz ważniejszych oznaczeń i akronimów

a, b, c	– współczynniki empiryczne
C	– częstość (powtarzalność w latach) występowania deszczu, lata
d, D	– średnica (wewnętrzna) kanału/kolektora, m
DDF	– powtarzalna wysokość opadu (<i>depth-duration frequency</i>)
F	– pole powierzchni odwadnianej zlewni (podzlewni) deszczowej, ha
F_{zr}	– zredukowana (szczelna) powierzchnia odwadnianej zlewni (podzlewni) deszczowej, ha
h	– wysokość (współrzędna y); wypełnienie kanału, wysokość opadu, m,
h_{max}	– maksymalna wysokość opadu deszczu, mm
h_p	– wysokość retencji powierzchniowej w zlewni, m
h_{pnu}	– wysokość retencji na nieuszczelnionych powierzchniach, m
h_{pu}	– wysokość retencji na uszczelnionych powierzchniach, m
i	– spadek dna kanału, –
i_p	– spadek powierzchni zlewni, –
I	– intensywność deszczu, mm/min
IDF	– powtarzalna intensywność opadu (<i>intensity-duration frequency</i>)
IMGW-PIB	– Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej-Państwowy Instytut Badawczy
k	– współczynnik chropowatości ścian kanału (do wzoru Colebrooka-White'a), mm
l	– długość (współrzędna x), m
MPWiK	– Miejskie Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji
MWC	– miejska wyspa ciepła
n	– współczynnik szorstkości ścian kanału (do wzoru Manninga), $s/m^{1/3}$
n_p	– współczynnik szorstkości powierzchni zlewni (do wzoru Manninga), $s/m^{1/3}$
n_{pnu}	– współczynnik szorstkości powierzchni nieuszczelnionych, $s/m^{1/3}$
n_{pu}	– współczynnik szorstkości powierzchni uszczelnionych, $s/m^{1/3}$
p	– prawdopodobieństwo wystąpienia deszczu o natężeniu q z przewyższeniem ($p = 1/C$), –
q	– jednostkowe natężenie deszczu, $dm^3/(s \cdot ha)$
q_{max}	– maksymalne jednostkowe natężenie deszczu, $dm^3/(s \cdot ha)$
$q_{15,1}$	– jednostkowe natężenie deszczu wzorcowego ($t = 15$ min, $C = 1$ rok), $dm^3/(s \cdot ha)$
Q	– strumień objętości (natężenie przepływu) cieczy, m^3/s
R	– współczynnik korelacji zmiennych, –
RS	– specjalny współczynnik korelacji, –
RTC	– sterowanie w czasie rzeczywistym (<i>real times control</i>)
SWMM	– procedura modelowania odwodnień terenów (<i>storm water management model</i>)
W	– szerokość hydrauliczna zlewni (podzlewni cząstkowej), m
WBR	– względny błąd resztowy, %
V	– objętość (opadu, spływu powierzchniowego), m^3
v	– prędkość (średnia) strumienia cieczy, m/s
ψ	– współczynnik spływu powierzchniowego wód opadowych (deszczowych i roztopowych), –

1. Wprowadzenie

Nasilające się w ostatnich latach ekstremalne zjawiska przyrodnicze w postaci gwałtownych bądź długotrwałych opadów i związanych z nimi powodzi czy wylewów z kanalizacji, powodują znaczne straty gospodarcze. Powinno nas to zmuszać do podejmowania już dzisiaj odpowiednich działań zaradczych. Monitoring opadów i współczesne metody badawcze stosowane w hydrologii miejskiej w powiązaniu z wiedzą z zakresu statystyki, rachunku prawdopodobieństwa i modelowania matematycznego stają się w ramach tych działań niezbędnymi narzędziami praktyki inżynierskiej.

W istniejących, modernizowanych czy nowoprojektowanych systemach kanalizacyjnych zaleca się obecnie weryfikację przepustowości hydraulicznej sieci i obiektów, w tym wylewów z kanałów, na drodze modelowania hydrodynamicznego, przy różnych scenariuszach obciążenia opadami zmiennymi w czasie i przestrzeni. Modelowanie niezawodności działania systemów kanalizacyjnych zalecane w PN-EN 752:2008 r. [1] (odnośnie weryfikacji częstości wylewów z kanałów), a nawet wymagane prawem na podstawie rozporządzenia ministra środowiska z 2014 r. [2] (odnośnie weryfikacji częstości działania przelewów burzowych) jest w Polsce rzadko stosowane. Wynika to z braku m.in. dostatecznych (wciąż rozwijanych) podstaw metodycznych modelowania, jak również odpowiednich baz danych wyjściowych, dotyczących monitoringu opadów i przepływów w systemach kanalizacyjnych.

Niezawodność systemów odwodnień terenów zurbanizowanych, w szczególności kanalizacji deszczowej bądź ogólnospławnej, nie jest możliwa w pełni do osiągnięcia ze względu na losowy (stochastyczny) charakter opadów. Należy zatem dążyć do ich bezpiecznego wymiarowania, gwarantującego osiągnięcie współcześnie wymaganego standardu odwodnienia terenów zurbanizowanych, zgodnego z PN-EN 752:2008, który definiuje się jako przystosowanie systemu do przyjęcia maksymalnych (prognozowanych) strumieni wód opadowych o częstości występowania równej dopuszczalnej (akceptowanej społecznie) częstości wystąpienia wylania na powierzchnię terenu (tab. 1.1).

Zadawanie częstości deszczu obliczeniowego odpowiada dotychczasowym zasadom wymiarowania systemów kanalizacyjnych w Europie i w Polsce [3], [4], [5], [6], [7], [8]. Przekrój kanału należy dobierać tak, aby jego przepustowość całkowita była zawsze większa od obliczonego odpływu dla przyjętej częstości projektowej deszczu

Tabela 1.1. Zalecane częstości projektowe deszczu
i dopuszczalne częstości wystąpienia wylania według PN-EN 752:2008

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

(tab. 1.1). U podstaw tej zasady leży domniemanie, że przy całkowitym wypełnieniu kanału częstości wylania zalecane w PN-EN 752:2008 nie zostaną przekroczone. Związku między częstością przyjętego opadu i częstością wylania nie da się jednak uogólnić, ponieważ opis ruchu cieczy w przewodach zamkniętych jest nieliniowy. Po osiągnięciu całkowitego wypełnienia kanału i przy dalszym wzroście spiętrzenia ścieków możliwy jest wzrost przepustowości kanału (w zależności od zagłębienia, średnicy i spadku dna). Można to ustalić jedynie za pomocą modelowania hydrodynamicznego danego systemu kanalizacyjnego. Pomocne są w takim przypadku zalecenia niemieckie zawarte w DWA-A118:2006 [3], na podstawie których przy obliczeniach sprawdzających działanie kanalizacji zostało zastosowane pojęcie częstości nadpiętrzenia do poziomu terenu (tab. 1.2). Pośrednio można wówczas wyznaczyć stan przeciążenia, który jest najbliższy występującemu w dalszej kolejności wylaniu. Poważne skutki wylewów wystąpią jednak wówczas, gdy woda przekroczy poziom krawężników ulic i wtargnie np. na teren przyległych posesji i do piwnic budynków [8].

Tabela 1.2. Zalecane częstości nadpiętrzeń (do poziomu terenu) do obliczeń sprawdzających dla nowo projektowanych bądź modernizowanych sieci według DWA-A118:2006

Częstość deszczu obliczeniowego [1 raz na C lat]	Sposób zagospodarowania terenu	Częstość wystąpienia nadpiętrzenia [1 raz na C lat]
1 na 1	tereny wiejskie	2
1 na 2	tereny mieszkaniowe	3
1 na 5	centra miast, tereny usług i przemysłu	rzadziej niż 5
1 na 10	podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami itp.	rzadziej niż 10*

* Gdy nie są stosowane lokalne środki zabezpieczające, wówczas 1 na 50.

Do wymiarowania systemów kanalizacji deszczowej w Polsce stosowano najczęściej dwie metody obliczeniowe: (1) stałych natężeń (MSN) dla zlewni do 50 ha, (2) granicznych natężeń (MGN) [6]. W obu metodach wykorzystano model opadów Błaszczyka oparty na intensywności deszczów zarejestrowanych w Warszawie na przełomie XIX i XX w. Wzór Błaszczyka zaniża obecne wartości jednostkowego na-

tężenia deszczu o ok. 40%, co wykazano m.in. w pracach [9], [10], [11] na podstawie pomiarów opadów we Wrocławiu w latach 1960–2009. Tak zwymiarowane systemy kanalizacyjne podatne są obecnie na częste wylania z kanałów, co wykazano w licznych pracach [6], [12], [13], [14], [15], [16], [17], [18], [19], [20], [21], [22], [23].

Podobnie jak w przypadku sieci kanalizacyjnych, metody obliczeniowe (algorytmy) stosowane obecnie do wymiarowania obiektów ociążających hydraulicznie sieci i oczyszczalnie ścieków, takich jak: przelewy burzowe, separatory objętości czy zbiorniki retencyjne, nie pozwalają na odwzorowanie ich działania w czasie rzeczywistym (*real times control* – RTC), a jedynie na projektowanie rozdziału ścieków czy objętości retencyjnej przy strumieniu obliczeniowym. Przy wymiarowaniu nowych obiektów czy przy ocenie działania tych już istniejących należy uwzględnić ilościowe i/lub jakościowe kryteria ochrony wód odbiornika przed zanieczyszczeniem wyrażone dopuszczalną liczbą zrzutów burzowych w ciągu roku bądź dopuszczalnym stężeniem i/lub ładunkiem zanieczyszczeń odprowadzanych do odbiornika [2], [6], [24], [25], [26], [27], [28], [29], [30]. Kontrola tych parametrów jest możliwa jedynie poprzez modelowanie hydrodynamiczne systemów kanalizacyjnych, tj. sieci wraz z obiektami.

Obecnie zaleca się, aby działanie większych systemów odwodnieniowych, tj. w zlewniach o powierzchni $F > 2 \text{ km}^2$, sprawdzać pod kątem ich przepustowości hydraulicznej, opierając się na skalibrowanych modelach symulacyjnych [3], [8]. Modele hydrodynamiczne umożliwiają bowiem uwzględnienie zmiennych w czasie i przestrzeni scenariuszy obciążeń zlewni opadami. Scenariuszami tymi mogą być np. opady modelowe Eulera typu II tworzone z lokalnych modeli powtarzalnej intensywności opadów (*intensity-duration frequency* – IDF) lub powtarzalnej wysokości opadów (*depth-duration frequency* – DDF) [3], [6], [8], [14], [15], [31], [32] czy proponowane ostatnio opady syntetyczne generowane losowo [33], [34], [35], [36], [37] bądź też rzeczywiste, zmierzone serie intensywnych opadów lokalnych [6], [11], [38], [39], [40], [41], [42], które są jednak na ogół trudnodostępne.

W ostatnich dziesięcioleciach klimat ociepla się. Wzrost średniej rocznej temperatury powierzchni ziemi wywołuje zwiększoną cyrkulację wody w cyklu hydrologicznym i nasilenie się ekstremalnych zjawisk pogodowych, takich jak: powodzie, susze czy trąby powietrzne [6], [43], [44], [45], [46], [47], [48], [49], [50], [51], [52], [53], [54]. Kwantyfikacja problemu, jak również działania zaradcze w celu zminimalizowania negatywnych skutków takich zdarzeń są więc już dziś pilnie potrzebne, bowiem budowane obecnie systemy odwodnień terenów powinny sprawdzać się w działaniu w horyzoncie czasowym 2100 r.

Modelowanie działania systemów kanalizacyjnych w Polsce wiąże się z wieloma trudnościami metodologicznymi wymagającymi pilnego rozwiązania bądź uściślenia zasad prowadzenia takich badań. Dotyczy to zwłaszcza zagadnień związanych z identyfikacją parametrów hydrologicznych i hydraulicznych zlewni miejskiej, takich jak: przestrzenna zmienność opadów, integracja powierzchni cząstkowych czy

szerokość hydrauliczna zlewni, mających istotny wpływ dokładność kalibracji i wyniki walidacji modeli symulacyjnych. Przykładowo, poziom integracji powierzchni cząstkowych zlewni przyjmowany jest jak dotychczas intuicyjnie – pomija się mniejsze średnice kanałów. Istnieje kilka sposobów wyznaczania szerokości hydraulicznej W zlewni cząstkowej. Ponadto w literaturze brakuje sformalizowanych zasad ustalania wartości parametrów empirycznych modeli hydrodynamicznych oraz kryteriów oceny jakości odwzorowania badanych zjawisk opad–odpływ. Te i inne kwestie są przedmiotem badań w prezentowanej monografii, a celem jej autorów było uściślenie metodyki modelowania odwodnień terenów w programie Storm Water Management Model (SWMM) na przykładzie badań skanalizowanej zlewni deszczowej miasta Wrocławia. Na tej podstawie zaproponowano zasady identyfikacji parametrów hydraulicznych i hydrologicznych modeli hydrodynamicznych w toku ich kalibracji i walidacji, z uwzględnieniem opadów kryterialnych do wymiarowania i sprawdzania przeciążeń kanalizacji (zgodnie z PN-EN 752:2008 i DWA-A118:2006). Do oceny jakości i dokładności modeli zaproponowano kryteria i wskaźniki oparte na miarach statystycznych, do porównania wyniki symulacji strumienia Q i objętości spływu V opadu efektywnego z wynikami pomiarów.

2. Podstawy modelowania systemów odwodnień terenów zurbanizowanych

2.1. Zjawisko opad–odpływ w zlewni miejskiej

Opady atmosferyczne w naszej szerokości geograficznej występują w postaci ciekłej (deszcz) oraz stałej (śnieg, grad). Ze względu na odmienny na ogół charakter spływu pochodzących z nich wód: natychmiastowy w przypadku deszczu oraz przesu-nięty w przypadku topnieniu śniegu czy lodu, przy wymiarowaniu kanalizacji brane są pod uwagę wyłącznie opady deszczowe jako dające największe chwilowe odpływy.

Intensywność deszczu (zmiany wysokości opadu Δh w czasie Δt) nie jest stała ani w czasie jego trwania, ani w przestrzeni objętej opadem. Deszcze wyjątkowo inten-sywne (tzw. ulewne czy nawalne) zdarzają się rzadko, trwają krótko i mają mały za-sięg terytorialny. Deszcze mało czy średnio intensywne występują częściej, trwają dłużej i obejmują większe obszary. Dla wymiarowania systemów kanalizacyjnych największe znaczenie mają intensywne, a więc maksymalne opady, o czasie trwania zwykle do kilku godzin. Ich konsekwencją są bowiem największe przepływy w kana-łach deszczowych czy ogólnospławnych [6], [14], [55]. Na ogół przyjmuje się, że deszcze o intensywności mniejszej od 0,001 mm/min nie wywołują odpływu do kanalizacji, ale wyparowują z powierzchni szczelnych lub wsiąkają do gruntu [56]. W strukturze cza-sowo-przestrzennej opadów atmosferycznych występujących w Polsce wyróżnia się 3 typy genetyczne [42], [57]:

- opady konwekcyjne – krótkotrwałe (do ok. 2 godz.), o małym zasięgu terytorialnym;
- opady frontalne – wielogodzinne (najczęściej 2–13-godzinne), o dużym zasięgu;
- opady niżowe – długotrwałe (najczęściej ponad 13-godzinne), o regionalnym zasięgu.

Związki natężenia (intensywności lub wysokości) opadów deszczu z czasem trwa-nia i częstością występowania (typu IDF lub DDF) opracowane dla wielu regionów geograficznych świata są zbliżone do siebie pod względem jakościowym. Nie znaczy to jednak, że są one identyczne pod względem ilościowym, zwłaszcza w skali lokalnej. O reżimie opadowym określonego obszaru decyduje szereg uwarunkowań środo-wiskowych, spośród których najważniejsze są: położenie geograficzne, odległość od

mórz i oceanów, ukształtowanie powierzchni i wyniesienie obszaru nad poziomem morza, pokrycie i sposób użytkowania terenu.

Ekstremalne wysokości opadów o czasie trwania od 5 min do 72 godz. zarejestrowane w Polsce (tab. 2.1) nie różnią się znacząco od wysokości notowanych w krajach ościennych, podobnie jak maksymalne opady we Wrocławiu (na Strachowicach) w porównaniu do maksymalnych opadów w Warszawie (na Bielanych) [6], [11], [58].

Tabela 2.1. Ekstremalne wysokości opadów, mm, w wybranych krajach Europy na tle Wrocławia i Warszawy

		Czas trwania opadu											
		5	10	15	30	1	2	3	6	12	1	2	3
		min				h				doby			
Kraj/miasto	Polska	25,3	80	79,8	126	176,1	117,9	220	221,8	–	300	428	557
	Niemcy	–	126	–	40	200	239	246	112	–	312	379,9	458
	Czechy	29,8	39,8	50,2	79,9	92,8	117	126,6	158,5	203,6	345,1	380	536,7
	Słowenia	–	–	56	84	141	147	191	275	297	363	584	–
	Norwegia	17,9	31,5	–	60	64,9	–	–	105	142,2	229,6	378,9	402,4
	Wrocław	13,1	18,7	24,7	32,9	35,3	57,7	61,9	63,1	64,2	80,1	103,9	116,9
	Warszawa	20,6	21,9	28	36,6	40,8	49,5	50,4	57	68	80,1	109,7	113,3

Pomiar opadów odbywa się w sposób punktowy, w sieci stacji pomiarowych, co wymaga stosowania odpowiednich metod interpretacji uzyskanych wyników. W zależności od wielkości opracowywanego obszaru i zróżnicowania zakresu analizowanego zjawiska (sumy dobowe, godzinowe i minutowe) w wyniku generalizacji zmienia się stopień dokładności odwzorowania ich czasoprzestrzennego rozkładu. Dla obszaru kraju czy regionu izohiety wysokości opadów mają najczęściej w miarę regularny przebieg, natomiast w odwzorowaniach wykonanych dla niewielkich obszarów (np. aglomeracji) przebieg izolinii staje się bardziej zawiły (wraz ze zwiększaniem się gęstość sieci pomiarowej), silnie uzależniony od warunków środowiskowych. Stopniowo, w zależności od przyjętej skali odwzorowania/mapy wzrasta dokładność i praktyczna przydatność do celów projektowych otrzymywanych informacji o opadach. Przykładowo, w pracach [10], [11] wykazano znaczne różnice wysokości opadów w różnych rejonach Wrocławia. Stwierdzono, że w rejonie stacji meteorologicznej Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej-Państwowego Instytutu Badawczego (IMGW-PIB) na Strachowicach (w zachodniej części miasta) występują opady o wartości natężeń wyższej o ok. 15% w stosunku do rejonu stacji Uniwersytetu Przyrodniczego we Wrocławiu na Swojczycach (we wschodniej części miasta).

Obserwowanym efektem zmian klimatycznych i pozaklimatycznych jest wzrost temperatury powietrza w mieście w stosunku do terenów otaczających – tzw. miejska wyspa ciepła (MWC), która wywołuje szereg modyfikacji warunków meteorologicznych. Intensywność oddziaływania MWC wzrasta na ogół liniowo wraz ze wzrostem

wielkości miasta, począwszy od wartości niewiele przekraczających $1\text{ }^{\circ}\text{C}$ w małych, a skończywszy na $2,5\text{ }^{\circ}\text{C}$ w dużych miastach. Wraz ze wzrostem temperatury w mieście wiąże się powstawanie charakterystycznych dla MWC komórek konwekcyjnych. W centrum aglomeracji tworzy się wznoszący prąd termiczny, co powoduje, że chłodniejsze i bardziej wilgotne powietrze z otoczenia miasta napływa w kierunku centrum. Nad ciepłą wyspą tworzą się chmury, z czym wiąże się występowanie opadów [59].

Na potrzeby modelowania pomiaru opadów powinny być prowadzone z zachowaniem odpowiedniej rozdzielczości czasowej oraz przestrzennej. Miarą rozdzielczości czasowej pomiarów deszczu jest krok czasowy, z którym rejestrowane są przyrosty wysokości opadu Δh w czasie Δt , co pozwala na wyznaczenie chwilowego natężenia jednostkowego deszczu. Współczesne deszczomierze automatyczne z korytkami wywrotnymi (np. w sieci IMGW) bądź wagowe (np. w sieci MPWiK we Wrocławiu) umożliwiają ciągłą rejestrację zjawisk opadowych w danym punkcie z krokiem czasowym, najczęściej 1–5 min, co spełnia wymagania modelowania zlewni miejskich [6], [11], [60], [61], [62]. Wyjątkiem jest krok czasowy przyjęty w sieci IMGW-PIB, wynoszący aż 10 min.

Miarą rozdzielczości przestrzennej pomiarów opadów jest liczba stacji pomiarowych na danym obszarze. Gęstość sieci pomiarowej powinna być dostosowana do skali przestrzennej zmienności opadów, którą można rozpatrywać w aspekcie statycznym lub dynamicznym. W pierwszym przypadku charakteryzuje ją zasięg opadu stacjonarnego, niezmienny w czasie, w drugim zaś zasięg opadu niestacjonarnego, który jest uwarunkowany kierunkiem i prędkością przemieszczania się opadu nad zlewnią. W literaturze przedmiotu brak jest zgody odnośnie do wymaganej gęstości sieci pomiarowej opadów. W przypadku rozmieszczenia deszczomierzy dla celów monitoringu jedni autorzy wskazują na powierzchnię do 10 km^2 jako tę, dla której opad może być jeszcze traktowany jako niezmienny, inni zalecają lokalizację jednego deszczomierza na obszarze o powierzchni nie większej niż 4 km^2 [6], [62], [63], [64], [65]. Zbyt mała gęstość deszczomierzy nie gwarantuje jednak wystarczającej, jak na potrzeby modelowania spływu, dokładności odwzorowania zjawiska opad–odpływ [66], [67], [68]. Przykładowo, w celu wykonania kalibracji i walidacji modeli hydrodynamicznych, według badań Berne [63], zależność rozdzielczości przestrzennej deszczomierzy ΔL , km, od rozdzielczości czasowej Δt , min, można określić ze wzoru:

$$\Delta L = 1,5\sqrt{\Delta t} \quad (2.1)$$

Na tej podstawie, w celu rejestracji zjawisk opadowych, np. z rozdzielczością czasową $\Delta t = 5$ min uznawaną za odpowiednią, można stwierdzić, że deszczomierze nie powinny być rozmieszczone względem siebie w odległości większej niż $\Delta L = 3,3$ km.

W przypadku modelowania hydrodynamicznego systemów kanalizacyjnych ważna jest znajomość wpływu zmiennej w przestrzeni charakterystyki opadu na wynik symulacji, co wymaga brania pod uwagę także układu przestrzennego głównych kolektorów

kanalizacyjnych. Generalnie deszcz przemieszczający się w kierunku przeciwnym do kierunku przepływu ścieków (w górę zlewni) wywołuje mniejszy szczytowy odpływ, niż deszcz przemieszczający się w kierunku zgodnym z kierunkiem przepływu ścieków [69], [70]. Jak dotąd nie stworzono wiarygodnych modeli opisujących zjawisko czasoprzestrzennej zmienności opadów [6], [10], [66], [68], [71], [72], [73], [74], [75], [77]. Niezbędny jest więc najczęściej dynamiczny rozdział opadów nad zlewnią, np. za pomocą programu Surfer [78], [79], zwłaszcza przy kalibracji i walidacji modeli hydrodynamicznych.

Zjawisko opad–odpływ w danej zlewni miejskiej jest zagadnieniem złożonym i trudnym do uogólnienia na inne zlewnie. Proces spływu wód opadowych w zlewni można podzielić na trzy fazy: (1) tworzenie spływu, (2) koncentrację terenową i (3) odpływ kanałowy [3], [6], [8]. Tworzenie spływu obejmuje takie procesy fizyczne, jak: zwilżanie, wypełnianie zagłębień terenu, parowanie i wsiąkanie w grunt, które poprzedzają przekształcenie opadu w spływ powierzchniowy. Część opadu, która nie tworzy spływu, określa się jako straty. Wielkość tzw. opadu efektywnego zależy od takich czynników, jak:

- rodzaj i stopień uszczelnienia (utwardzenia) powierzchni;
- nachylenie terenu (powierzchni przepuszczalnych i nie przepuszczalnych);
- natężenie deszczu i czas jego trwania;
- rodzaj gruntu i pokrycie roślinnością powierzchni przepuszczalnych;
- wilgotność i temperatura powietrza.

Okoliczności poprzedzające wystąpienie opadu, wysokość opadu w obrębie określonego okresu, rozkład natężenia w czasie oraz czas trwania zdarzenia determinują wysokość występujących strat. W obliczeniach sieci kanalizacyjnych decydujące znaczenie ma zwykle udział odpływu z uszczelnionych powierzchni terenu. W przeszłości w wielu krajach (w tym w Polsce) często niedostatecznie różnicowano pojęcia stopnia uszczelnienia terenu i współczynnika spływu. Stopień uszczelnienia jest parametrem zlewni, który określa procentowy udział utwardzonych powierzchni w zlewni. Uszczelnione powierzchnie mogą być nieprzepuszczalne dla wody (np. dachy, nawierzchnie betonowe czy asfaltowe) lub częściowo przepuszczalne (np. nawierzchnie z kostki betonowej czy bruku). Współczynnik spływu wyrażany jest głównie poprzez stopień uszczelnienia terenu. Z reguły jest on zależny od występującego deszczu. Na powierzchniach uszczelnionych następują głównie straty ponoszone w związku ze zwilżaniem i wypełnianiem się zagłębień terenowych. Parowanie jest zanedbywalnie małe w stosunku do natężenia deszczu. Stratę wynikającą ze zwilżania dla wysuszonych powierzchni szacuje się na poziomie 0,3÷0,7 mm w zależności od ich szorstkości. Wielkość strat w zagłębieniach terenowych szacuje się natomiast na poziomie 0,5÷2 mm w zależności od rodzaju utwardzenia i spadku powierzchni [3]. Wielkość strat przy zwilżaniu i strat ponoszonych w zagłębieniach jest też uwarunkowana długością okresu bezdeszczowego oraz porą roku. W przypadku powierzchni uszczelnionych, lecz wodoprzepuszczalnych należy dodatkowo uwzględnić przesączenie się wody do grun-

tu. Wielkość poszczególnych strat zależy od spadku terenu i własności powierzchni, przesączanie zaś dodatkowo od rodzaju gruntu, w tym głównie od współczynnika filtracji.

Koncentracja terenowa (faza druga) obejmuje przekształcenie powierzchniowo rozdzielonego opadu efektywnego w hydrogram odpływu powstający w najniższym punkcie rozpatrywanej zlewni. Istotną rolę odgrywają przy tym złożone procesy spływu na powierzchni (przesunięcie w czasie) i efekty opóźniające (retencja terenowa), które w obliczeniach sieci kanalizacyjnych mogą być uwzględnione tylko w przybliżony sposób. W celu szczegółowego opisu procesów podczas koncentracji spływu za pomocą równań spływu powierzchniowego należy odwzorować w zróżnicowany sposób właściwości nawierzchni, m.in. stopień uszczelnienia terenu, współczynnik szorstkości powierzchni (stosowany we wzorze Manninga), długości dróg spływu.

Spływ wód deszczowych opisuje się za pomocą różnych zależności modelowych. Dla szczegółowych postaci modeli spływu charakterystyczne są oddzielne zależności dla fazy tworzenia spływu i koncentracji, przy czym wynikiem tworzenia spływu jest opad efektywny stanowiący wielkość wyjściową do obliczeń koncentracji spływu. W przypadku rozporządzania pomiarami opadów i odpływów parametry funkcji transformacji opad–odpływ mogą zostać dopasowane w pewnym zakresie do uwarunkowań rozpatrywanej zlewni w toku kalibracji modelu. Należy uwzględnić zwłaszcza różnice w charakterystyce spływu ze szczelnych oraz przepuszczalnych powierzchni cząstkowych, w szczególności z reguły wyraźnie większe opóźnienie spływu z powierzchni przepuszczalnych (większa szorstkość powierzchni, dłuższe drogi spływu do kanalizacji, brak bezpośredniego podłączenia przez wpusty).

Odpływ w kanałach podlega również efektom przesunięcia w czasie i retencji, głównie w wyniku oporów przepływu cieczy oraz wypełniania się kanałów. Szczegółowe modele spływu wykazują dla każdej z faz procesu tworzenia spływu oddzielne zależności obliczeniowe. W metodach hydrologicznych stosowane są empiryczne zależności lub funkcje transformacji do obliczeń odpływu w kanałach, natomiast podstawę metod hydrodynamicznych stanowią rozwiązania równań różniczkowych de Saint-Venanta. Wobec bogatej oferty modeli hydrodynamicznych (m.in. SWMM, MOUSE, HYKAN, MIKE URBAN) modele hydrologiczne utraciły znaczenie wskutek m.in. braku hydraulicznie poprawnego powiązania strumieni objętości z poziomami wód.

2.2. Narzędzia do modelowania odwodnień terenów

2.2.1. Równania ruchu cieczy w kanałach

Modelowanie nieustalonego przepływu cieczy w systemach kanalizacyjnych opiera się na równaniach różniczkowych Barre de Saint-Venanta wynikających z zasady

zachowania masy (równanie ciągłości) i pędu (równanie dynamiki) [6], [14], [29], [80], [81]:

$$\begin{cases} \frac{\partial y}{\partial t} + v \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{A}{B} \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{q}{B} \\ \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} + J - i - \frac{q}{gA} (v_q - v) = 0 \end{cases} \quad (2.2)$$

gdzie:

x – odległość mierzona wzdłuż kanału, m,

t – czas, s,

y – wypełnienie, m,

v – prędkość przepływu, m/s,

A – powierzchnia czynnego przekroju kanału, m²,

B – szerokość zwierciadła cieczy, m,

q – dopływ/odpływ boczny na jednostkę długości, m²/s,

g – przyspieszenie ziemskie, m/s²,

i – spadek dna kanału,

J – spadek hydrauliczny wywołany tarciem,

v_q – składowa prędkości dopływu/odpływu bocznego, m/s.

Zapis (2.2) przedstawia układ równań quasi-liniowych, tzn. liniowych względem pochodnych typu hiperbolicznego. Można go rozwiązać jedynie metodami numerycznymi. W przypadku sieci kanalizacyjnych przyjęcie opisu jednowymiarowego pola prędkości jest w pełni akceptowalne. Wprowadzając zmienne zależne, takie jak strumień przepływu Q oraz powierzchnia przekroju poprzecznego strumienia A , układ (2.2) można przekształcić do postaci:

$$\begin{cases} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \\ \frac{1}{g} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + A \frac{\partial y}{\partial x} + AJ - Ai - \frac{q}{g} (v_q - v) = 0 \end{cases} \quad (2.3)$$

Górny zapis (2.3) jest równaniem ciągłości ruchu, a dolny równaniem dynamiki, które w pełnej postaci składa się z sześciu członów, w kolejności: (1) przyspieszenie lokalne, (2) przyspieszenie konwekcyjne, (3) ciśnienie, (4) tarcie, (5) nachylenie dna koryta i (6) boczny dopływ/odpływ. Skomplikowana pod względem obliczeniowym formuła pełnego równania de Saint-Venanta (2.3) skłaniała do wprowadzenia pewnych uproszczeń, które bądź redukowały liczbę niezbędnych obliczeń, bądź pozwalały na uzyskiwanie rozwiązań analitycznych. Przykładowo, po pominięciu ostatniego składnika dolnego równania (2.3) otrzymuje się model fali dynamicznej, który po usunięciu jeszcze pierwszego składnika redukuje się do modelu ustalonej fali dynamicznej.

W wyniku wyeliminowania z tak uproszczonego równania dynamiki drugiego składnika otrzymuje się model dyfuzyjny [80].

2.2.2. Program SWMM (Storm Water Management Model)

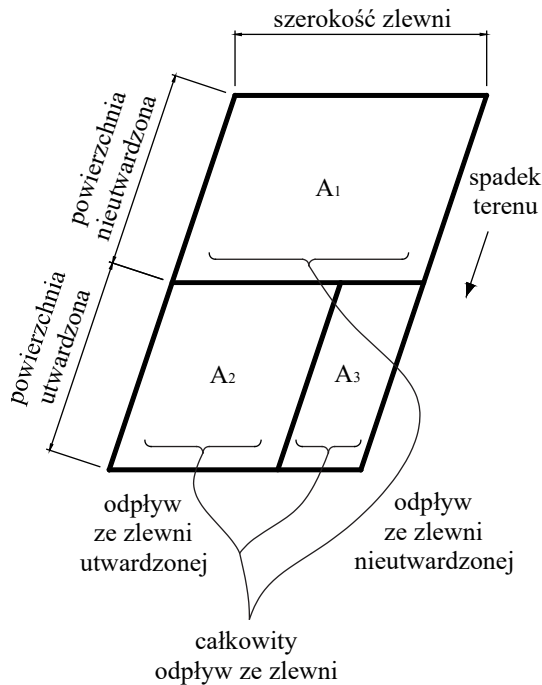
Do popularnych obecnie programów do hydrodynamicznej symulacji działania systemów odwodnień terenów należą: SWMM, Hykas, Hystem-Extran i Mike Urban. Różnice pomiędzy nimi ujawniają się przede wszystkim w zakresie obliczeń, możliwości wprowadzania modyfikacji w kodzie czy zaawansowania inżynierskiego modułów graficznych [14], [29], [82], [83], [84], [85]. Na wyróżnienie zasługuje program SWMM opracowany przez Amerykańską Agencję Ochrony Środowiska (US EPA). Ze względu na otwarty kod źródłowy aplikacja ta jest wiodąca na rynku i na jej bazie powstawały programy komercyjne (np. Mike SWMM, STORM CAD, SEWER CAT, PC SWMM, XPSWMM).

Początkowo program SWMM był wykorzystywany głównie do celów naukowych ze względu na skomplikowaną procedurę przygotowania danych, a także brak wizualizacji struktury sieci oraz wyników obliczeń [86]. W 2004 roku zaprezentowano w internecie najnowszą wersję programu SWMM 5.0. Program ten składa się z trzech podstawowych, zintegrowanych ze sobą modułów: (1) bazy danych, (2) bloku obliczeniowego oraz (3) modułu graficznego. W bazie danych gromadzone są m.in. informacje dotyczące struktury modelowanej sieci kanalizacyjnej oraz wyniki obliczeń. Moduł obliczeniowy pobiera z bazy danych parametry systemu wraz z charakterystyką opadu i wykonuje obliczenia hydrologiczno-hydrauliczne, przekazując wyniki z powrotem do bazy danych. Obliczenia przebiegają etapami: najpierw następuje wyznaczenie opadu efektywnego, który jest następnie przekształcany w odpływ ze zlewni. Jest to hydrologiczna część obliczeń. W hydraulicznym etapie obliczeń wyznaczany jest przepływ w sieci kanałów wywołany odpływem wód deszczowych ze zlewni. Program umożliwia także symulowanie zjawiska wypływu ścieków na powierzchnię terenu. Oprócz odpływu wód deszczowych czy roztopowych można również śledzić zmiany jakości ścieków w czasie przepływu w sieci [87].

Program SWMM 5.0 zbudowany jest z kilku modułów, z których każdy spełnia określoną funkcję:

- moduł RAIN – gromadzenie danych opadowych;
- moduł TEMPERATURE – wykonywanie obliczeń związanych z parowaniem wody i topnieniem śniegu;
- moduł RUNOFF – modelowanie spływu powierzchniowego w zlewni;
- moduł TRANSPORT – modelowanie jakości ścieków w trakcie przepływu w sieci kanalizacyjnej;
- moduł EXTRAN – wykonywanie obliczeń hydraulicznych sieci kanalizacyjnych z wykorzystaniem pełnego równania różniczkowego de Saint-Venanta (2.3);

- moduł STORAGE – modelowanie ilościowe i jakościowe urządzeń retencjonujących ścieki;
- moduł STATISTICS – przeprowadzanie analizy statystycznej danych wyjściowych i wynikowych.



Rys. 2.1. Schematyczne przedstawienie idei bilansowania odpływu ze zlewni deszczowej

W programie SWMM zlewnia cząstkowa jest reprezentowana przez prostokąt o zadanej powierzchni i szerokości (tzw. hydraulicznej). W zlewni wyróżniane są powierzchnie nieuszczelnione, na których występuje infiltracja, oraz uszczelnione. W szczególności w module RUNOFF zlewnia cząstkowa dzielona jest na zlewnie (rys. 2.1):

- A_1 – nieutwardzoną (nieuszczelnioną), z retencją powierzchniową;
- A_2 – utwardzoną (uszczelnioną), z retencją;
- A_3 – utwardzoną (uszczelnioną), pozbawioną retencji.

Odpływ liczony jest oddzielnie dla każdej powierzchni, a następnie sumowany. W opisie zlewni niezbędne jest podanie udziału powierzchni nieprzepuszczalnej w łącznej powierzchni zlewni (stopnia uszczelnienia) oraz współczynników charakteryzujących straty hydrologiczne. Wartość tych współczynników ma wpływ na wielkość opadu efektywnego, a w rezultacie na strumień odpływu [3], [6], [14], [88], [89].

Spływ wody opadowej z określonej powierzchni cząstkowej zlewni do węzła obliczeniowego sieci kanalizacyjnej obliczany jest z zastosowaniem idei zbiornika liniowego z układu równań:

$$\begin{cases} Q = W \frac{(h - h_p)^{5/3}}{n_p} i_p^{1/2} \\ \frac{dV}{dt} = F \frac{dh}{dt} = F I_e - Q \end{cases} \quad (2.4)$$

gdzie:

Q – strumień objętości spływu wody opadowej ze zlewni, m^3/s ,

W – hydrauliczna szerokość zlewni/podzlewni, m,

h – wysokość opadu, m,

h_p – wysokość retencji na uszczelnionych i nieuszczelnionych powierzchniach, m,

n_p – współczynnik szorstkości uszczelnionych i nieuszczelnionych powierzchni, $s/m^{1/3}$,

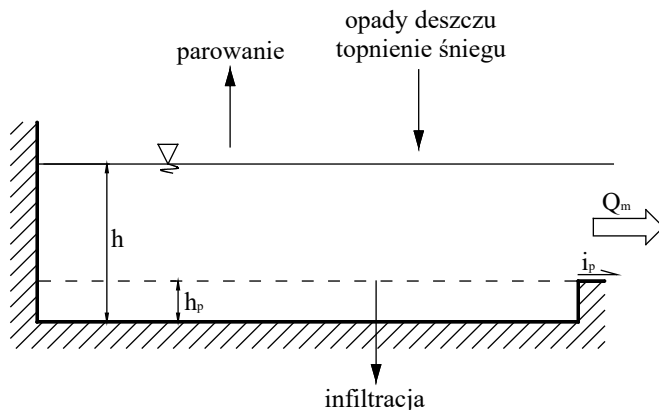
i_p – spadek uszczelnionych i nieuszczelnionych powierzchni zlewni, –,

$V(t)$ – objętość wody opadowej w czasie (t), m^3 ,

F – powierzchnia zlewni (podzlewni cząstkowej), m^2 ,

I_e – efektywna (z uwzględnieniem strat) intensywność opadu, m/s.

Stopień napełnienia zbiornika (rys. 2.2) odpowiada objętości wody, która znalazła się na terenie danej zlewni, pomniejszonej o straty wynikające z parowania, infiltracji i wypełnienia nierówności terenu (retencja).



Rys. 2.2. Schematyczne przedstawienie idei zbiornika do obliczania odpływu ze zlewni cząstkowej

Wysokość retencji powierzchniowej jest uzależniana od rodzaju powierzchni terenu (tab. 2.2) [3], [84], [88], [89].

Tabela 2.2. Wartości wysokości retencji powierzchniowej podawane w literaturze przedmiotu

Rodzaj powierzchni terenu	h_p , mm
Powierzchnie nieprzepuszczalne (<i>impervious surfaces</i>)	0,8–2,7
Trawniki (<i>lawns</i>)	2,5–5,0
Łąki, pastwiska (<i>pasture</i>)	5,0
Ściółka leśna (<i>forest litter</i>)	7,5

Współczynnik szorstkości powierzchni zlewni należy przyjmować z uwzględnieniem udziału różnego rodzaju nawierzchni na drodze spływu wód opadowych, np. zgodnie z tabelą 2.3 [84], [92].

Tabela 2.3. Wartości współczynnika szorstkości powierzchni podawane w literaturze przedmiotu

Rodzaj powierzchni	n_p , s/m ^{1/3}	
Gładki asfalt (<i>smooth asphalt</i>)	0,011	
Gładki beton (<i>smooth concrete</i>)	0,012	
Zwykły beton (<i>ordinary concrete lining</i>)	0,013	
Gładkie drewno (<i>good wood</i>)	0,014	
Cegła z zaprawą cementową (<i>brick with cement mortar</i>)	0,014	
Kamionka (<i>vitriified clay</i>)	0,015	
Żeliwo (<i>cast iron</i>)	0,015	
Rury z blachy falistej (<i>corrugated metal pipes</i>)	0,024	
Powierzchnie wyprawione cementem (<i>cement rubble surface</i>)	0,024	
Ugór ziemny (<i>fallow soils</i>)	0,050	
Ziemie uprawne (<i>cultivated soils</i>)	0,130	
Trawa (<i>grass</i>)	rzadka (<i>short, prairie</i>)	0,150
	gęsta (<i>dense</i>)	0,240
	bardzo gęsta (<i>bermuda grass</i>)	0,410
Lasy (<i>woods</i>)	delikatne zadrzewienie (<i>light underbrush</i>)	0,400
	gęste zadrzewienie (<i>dense underbrush</i>)	0,800

Program SWMM umożliwia odwzorowywanie zarówno kanałów otwartych, jak i zamkniętych o przepływie swobodnym lub pod ciśnieniem (przewody tłoczne). W programie zdefiniowanych jest wiele różnych przekrojów poprzecznych kanałów. Użytkownik może również wprowadzać kanały o dowolnych przekrojach (tab. 2.4).

Przykładowe wartości współczynnika szorstkości (n we wzorze Manninga) różnych materiałów kanałów podano w tabeli 2.5 [6], [14], [84].

Tabela 2.4. Przykładowe przekroje kanałów dostępne w programie SWMM 5.0







Nazwa	Parametry	Kształt	Nazwa	Parametry	Kształt
Kołowy (<i>circular</i>)	wysokość		Kołowy ciśnieniowy (<i>circular force main</i>)	wysokość, chropowatość	
Prostokątny otwarty (<i>rectangular – open</i>)	wysokość, szerokość		Trapezowy (<i>trapezoidal</i>)	wysokość, szerokość, nachylenie skarp	
Trójkątny (<i>triangular</i>)	wysokość, szerokość		Jajowy (<i>egg</i>)	wysokość	

Tabela 2.5. Wartości współczynnika szorstkości kanałów do wzoru Manninga

Materiał kanału		$n, s/m^{1/3}$
Azbestocement (<i>asbestos-cement</i>)		0,011÷0,015
Cegła (<i>brick</i>)		0,013÷0,017
Żeliwo z wykładziną cementową (<i>cement-lined iron</i>)		0,011÷0,015
Beton monolityczny (<i>monolithic oncrete</i>)	gładki (<i>smooth</i>)	0,012÷0,014
	szorstki (<i>rough</i>)	0,015÷0,017
Beton (<i>concrete</i>)		0,011÷0,015
Rury z tworzyw sztucznych (<i>plastic</i>)		0,011÷0,015
Kamionka (<i>itrified clay</i>)		0,011÷0,017

Program SWMM umożliwia także modelowanie działania obiektów odciążających, takich jak przelewy burzowe czy zbiorniki retencyjne – bliższe informacje znaleźć można m.in. w pracach [6], [14], [29].

Wykorzystanie programu SWMM jest celowe pod warunkiem wprowadzenia parametrów obliczeniowych, np. na podstawie danych literaturowych lub danych zawartych w instrukcji programu, jednak uzyskanie wiarygodnej dokładności obliczeń jest możliwe dopiero po właściwej identyfikacji, kalibracji i walidacji modelu wykonanych na podstawie pomiarów w rzeczywistej zlewni.

2.2.3. Model Hortona do opisu infiltracji

W programie SWMM modelowanie procesu infiltracji wody opadowej do gruntu można wykonać trzema metodami: (1) metodą Hortona, (2) metodą Greena–Ampta lub (3) metodą deklarowania przez użytkownika programu parametrów infiltracji gruntów w postaci tabelarycznej opracowanych na podstawie badań terenowych. Najczęściej stosowany model Hortona opiera się na obserwacjach empirycznych, które

wykazały, że infiltracja wody do gruntu zmniejsza się w czasie w funkcji wykładniczej od początkowej wartości maksymalnej, która występującej po dostatecznie długim czasie pogody bezdeszczowej, do wartości minimalnej występującej podczas długotrwałych opadów. Parametrami wejściowymi w tej metodzie są więc maksymalna i minimalna intensywność infiltracji oraz stała recesji opisująca, jak szybko zmniejsza się intensywność infiltracji z czasem. Deklarowany jest także czas potrzebny na wyschnięcie w pełni nasyconej gleby. Model Hortona opisuje infiltrację w profilu glebowym za pomocą wzoru [84], [88].

$$I_{in}(t) = I_{in k} + (I_{in 0} - I_{in k})e^{-rt} \quad (2.5)$$

gdzie:

$I_{in}(t)$ – intensywność infiltracji w czasie (t), mm/h,

$I_{in 0}$ – początkowa intensywność infiltracji, mm/h,

$I_{in k}$ – końcowa intensywność infiltracji, mm/h,

r – stała recesji gruntu, h^{-1} .

Najczęściej parametry równania (2.5) są przyjmowane z dostateczną dokładnością na etapie identyfikacji lub kalibracji modelu, odpowiednio do rodzaju gruntów występujących w profilach glebowych lub na podstawie danych literaturowych (tab. 2.6 i 2.7). Stała recesji przyjmowana zwykle na poziomie $r = 4,0 h^{-1}$ ściśle zależy od rodzaju gleby $r = 2 \div 7 h^{-1}$ [14], [19], [40], [76], [88], [89], [93], [94], [95].

Tabela 2.6. Początkowa intensywność infiltracji do wzoru Hortona

Rodzaj powierzchni terenu	$I_{in 0}$, mm/h
Suche gleby piaszczyste z niewielką ilością roślinności	127
Suche gleby piaszczysto-gliniaste z niewielką ilością roślinności	76
Suche gleby gliniaste z niewielką ilością roślinności	25
Suche gleby piaszczyste z gęstą roślinnością	254
Suche gleby piaszczysto-gliniaste z gęstą roślinnością	152
Suche gleby gliniaste z gęstą roślinnością	51
Wilgotne gleby piaszczyste z niewielką ilością roślinności	43
Wilgotne gleby piaszczysto-gliniaste z niewielką ilością roślinności	25
Wilgotne gleby gliniaste z niewielką ilością roślinności	7,6
Wilgotne gleby piaszczyste z gęstą roślinnością	84
Wilgotne gleby piaszczysto-gliniaste z gęstą roślinnością	51
Wilgotne gleby gliniaste z gęstą roślinnością	18
Wilgotne gleby lessowe pozbawione roślinności	40

W tabeli 2.7 zestawiono wartości końcowej intensywności infiltracji do wzoru Hortona (2.5) w zależności od rodzaju gleb.

Tabela 2.7. Końcowa intensywność infiltracji do wzoru Hortona

Rodzaj powierzchni terenu	$I_{in k}$, mm/h
Gleby o bardzo małej zdolności infiltracji, składające się głównie ze zwartych glin lub ilów	0÷1,3
Gleby o małej zdolności infiltracji, składające się głównie z glin lub ilów piaszczystych	1,3÷3,8
Gleby o umiarkowanej zdolności infiltracji, składające się głównie z glin piaszczystych	3,8÷7,6
Gleby o wysokiej zdolności infiltracji, składające się głównie z piasków i żwirów	7,6÷11,4

Zastosowana w programie SWMM procedura wyznaczania odpływu z uwzględnieniem infiltracji pozwala na odwzorowanie warunków, w jakich odpływ ten będzie następował praktycznie z całej powierzchni zlewni. Zjawisko takie ma miejsce podczas długotrwałych bądź intensywnych opadów, wskutek wyczerpania pojemności retencyjnej powierzchni terenu i infiltracyjnej gruntu.

2.2.4. Kryteria i wskaźniki oceny modeli hydrodynamicznych

Istotnym ograniczeniem w powszechnym wykorzystaniu symulacji jako narzędzia wspomagającego projektowanie i eksploatację systemów odwodnieniowych jest konieczność doboru właściwych wartości parametrów modelu zapewniających wiarygodny rezultat obliczeń. Dla rzeczywistych sieci określa się je najczęściej w procesie kalibracji, który polega na porównaniu wyników obliczeń z pomiarami. Proces ten wymaga zgromadzenia odpowiednich baz danych dotyczących opadów i przepływów w kanałach. Wykorzystując modelowanie na etapie projektowania, wartości parametrów modelu ustala się na podstawie danych literaturowych bądź wyników uzyskanych na zlewniach o zbliżonych własnościach hydrologicznych i hydraulicznych.

Model deterministyczny SWMM umożliwia określenie maksymalnego strumienia ścieków lub objętości spływu wód opadowych do celów praktycznych. Do przeprowadzania obliczeń symulacyjnych w programie SWMM niezbędne jest utworzenie baz danych obejmujących:

- opady deszczowe w zlewni;
- charakterystykę hydrologiczną i hydrauliczną zlewni (m.in. stopień uszczelnienia, spadek i szorstkość powierzchni, zdolność infiltracyjna gruntu);
- charakterystykę eksploatacyjną systemu kanalizacyjnego, tj. parametry sieci (m.in. długości, przekroje, spadki kanałów) oraz obiektów, w tym pomiary strumieni ścieków.

Kalibracja modelu może być przeprowadzona według różnych założeń. Można stosować wartości parametrów jednakowe dla całej zlewni lub różne dla poszczególnych zlewni cząstkowych, co pozwala wprawdzie na uzyskanie dokładniejszych rezultatów symulacji, ale jest bardzo czasochłonne. Najczęściej kalibracja modelu obejmuje następujące parametry: (1) współczynnik szorstkości powierzchni spływu, (2) wyso-

kość retencji terenowej i (3) hydrauliczną szerokość zlewni cząstkowej. Dwa pierwsze parametry zależą od rodzaju powierzchni zlewni i mogą być określone z wystarczającą dokładnością na podstawie odwzorowania stanu rzeczywistego, natomiast trzeci zależy m.in. od poziomu integracji zlewni cząstkowych i jest najtrudniejszy do prawidłowego ustalenia. Przykładowo, zgodnie z ogólnymi zaleceniami w literaturze przedmiotu [22], [96] może on stanowić iloraz powierzchni uszczelnionej i określanej indywidualnie długości drogi spływu wody. Jednak w przypadku mniejszej integracji zlewni traci swoje podstawowe znaczenie, stając się wielkością zastępczą, zwiększającą się w miarę wzrostu powierzchni [97]. Bywa, że szerokość ta jest przyjmowana jako równa pierwiastkowi kwadratowemu z powierzchni zlewni cząstkowej lub określana szacunkowo bezpośrednio z map terenu. W pracy [98] oszacowano szerokość hydrauliczną zlewni cząstkowych dla obszarów miejskich średnio na 45 m, w tym 16 m dla samych ulic.

W przypadku modelowania zlewni miejskiej należy podkreślić, że szerokość hydrauliczna danej zlewni cząstkowej zależy od bezwzględnej wielkości jej powierzchni. Dla uzyskania poprawnych wyników konieczne jest ograniczenie wielkości tej powierzchni do kilku hektarów. W przeciwnym wypadku błąd modelowania strumienia odpływu wyraźnie wzrasta [99], [100]. Wpływ parametrów gruntu na wynik symulacji jest ograniczony i dotyczy jedynie opadów bardzo intensywnych (ulewnych), których efektem jest spływ wody z terenów nieuszczelnionych w momencie wyczerpania się chłonności gruntu.

Kalibrację modeli prowadzi się zwykle na podstawie przyjętych kryteriów dokładności, zwanych też wskaźnikami jakości dopasowania modelu. Kryteria stosowane w procesie kalibracji nie są jednak standaryzowane. Są zróżnicowanymi wartościami i determinującymi je parametrami wyznaczanymi w zależności od rodzaju modelu i celu jego przeznaczenia. Kalibrację uznaje się zwykle jako satysfakcjonującą, gdy spełniona zostanie pożądana dokładność modelu w zakresie jednego z trzech determinujących parametrów: wysokości zwierciadła (ciśnienia cieczy), strumienia objętości przepływu bądź objętości spływu ścieków (bytowych, opadowych czy ogólnospławnych).

Jak wynika z prac [6], [14], [60], [76], [89], [101], [102], [103], [104], [105] do oceny ilościowej i jakościowej modeli symulacyjnych zalecane są klasyczne miary statystyczne (wskaźniki) służące do porównywania wyników symulacji strumieni odpływu Q z wynikami pomiarów, takie jak:

- współczynnik korelacji R :

$$R = \frac{\overline{Q_{p,i}Q_{s,i}} - \overline{Q_{p,i}}\overline{Q_{s,i}}}{\sigma_{p,i}\sigma_{s,i}} \quad (2.6)$$

- specjalny współczynnik korelacji RS :

$$RS = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^n (2Q_{p,i}Q_{s,i} - Q_{s,i}^2)}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n Q_{p,i}^2}} \quad (2.7)$$

- względny błąd resztowy WBR :

$$WBR = \frac{\sqrt{n \left(\sum_{i=1}^n (Q_{p,i} - Q_{s,i})^2 \right)}}{\sum Q_{p,i}} \quad (2.8)$$

- błąd średniokwadratowy $RMSE$:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Q_{p,i} - Q_{s,i})^2} \quad (2.9)$$

- współczynnik efektywności modelu R^2 :

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{p,i} - \bar{Q}_p)^2 - \sum_{i=1}^n (Q_{p,i} - Q_{s,i})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{p,i} - \bar{Q}_p)^2} \quad (2.10)$$

- współczynnik efektywności modelu NSE (Nasha i Sutcliffe):

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{p,i} - Q_{s,i})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{p,i} - \bar{Q}_p)^2} \quad (2.11)$$

- błąd wartości średnich SWS :

$$SWS = \frac{\bar{Q}_s}{Q_p} \quad (2.12)$$

- błąd względny wartości maksymalnych (tzw. pików) ΔQ_{\max} :

$$\Delta Q_{\max} = \frac{Q_{\max,p} - Q_{\max,s}}{Q_{\max,p}} 100\% \quad (2.13)$$

We wzorach (2.6)÷(2.13) indeksy p i s oznaczają odpowiednio pomiar i symulacja, a n oznacza liczbę danych, tj. uśrednianych wartości strumieni ścieków Q , np. w interwałach od 1 min (deszcze krótkotrwałe) do 5 min (deszcze długotrwałe).

W zależności od wartości danego wskaźnika model można zakwalifikować do określonej kategorii. Zakresy wartości wskaźników wraz odpowiadającymi im kategoriami modeli zestawiono w tabeli 2.8 [102], [103], [104], [106], [107]. Dla wskaźników $RMSE$, R^2 , SWS i ΔQ_{\max} nie zostały określone zakresy wartości dla odpowiednich kategorii modeli. Znane są jedynie wartości graniczne odpowiadające sytuacji, gdy model idealnie odwzorowuje rzeczywistość: R^2 i $SWS = 1,0$, a $RMSE$ i $\Delta Q_{\max} = 0$.

Tabela 2.8. Kategorie oceny jakości modeli hydrodynamicznych

Kategoria modelu	Ocena punktowa	Zakresy wartości wskaźnika		
		R, RS [-]	WBR [%]	NSE [-]
Znakomity	5,5	1,00–0,99	0–3	–
Bardzo dobry	5,0	0,99–0,95	3–6	1,0–0,90
Dobry	4,0	0,95–0,90	6–10	0,90–0,80
Przeciętny	3,0	0,90–0,85	10–25	0,80–0,70
Niezadowolający	2,0	<0,85	>25	<0,70

2.3. Wybrane zagadnienia badawcze w modelowaniu odwodnień terenów

2.3.1. Problemy w kalibracji modeli hydrodynamicznych kanalizacji

Szerokość hydrauliczna zlewni cząstkowych jest istotnym parametrem charakteryzującym odpływ ze zlewni miejskiej. W opisanych w literaturze przedmiotu metodach wyznaczania szerokości pasa spływu W jego wartość jest uzależniana od indywidualnych własności zlewni/podzlewni cząstkowych. Różnice pomiędzy metodami polegają więc na sposobie uwzględniania własności zlewni w obliczeniach symulacyjnych. Skotnicki i Sowiński [104] dokonali szczegółowej oceny metod określania szerokości hydraulicznej zlewni, porównując obliczone i zarejestrowane hydrogramy odpływu. Analiza przeprowadzona przez badaczy dotyczyła zlewni miejskiej „Kolektora Piasnica” w Poznaniu. Bazując na przeglądzie literatury, wybrali dwa warianty wyznaczania szerokości hydraulicznej W . W pierwszym szerokość ustalili na podstawie geometrycznych wymiarów podzlewni cząstkowych. W drugim założyli stałą długość drogi spływu ze szczelnej części danej zlewni cząstkowej. Długość drogi spływu określili jako wielokrotność od-

głości odpowiadającej rozstawowi wpustów ulicznych i/lub połączeń rynien dachowych. Obliczenia odpływu wykonali za pomocą modelu zlewni opracowanego w programie SWMM dla wybranych opadów zarejestrowanych w 2007 i 2008 r. Dla obu wariantów obliczeń W przebieg czasowy symulowanych hydrogramów odpływu był zgodny z wynikami pomiarów. Podobna była również uzyskana dokładność odwzorowania maksymalnych wartości strumieni odpływu ($Q \pm 15\%$) dla długości drogi spływu w przedziale 50–75 m. Na potrzeby przedmiotowej analizy spływ powierzchniowy ze zlewni cząstkowej, podobnie do układu (2.4), został przez badaczy przedstawiony w postaci układu równań:

$$\begin{cases} \frac{dh}{dt} + \frac{Q}{F} = I \\ Q = W \frac{\sqrt{i_p}}{n_p} h^{\frac{5}{3}} \end{cases} \quad (2.14)$$

gdzie:

h – wysokość warstwy spływu powierzchniowego (w czasie t), m,

Q – strumień objętości spływu wody opadowej ze zlewni, m^3/s ,

F – powierzchnia zlewni/podzlewni cząstkowej, m^2 ,

I – intensywność opadu, m/s,

W – szerokość hydrauliczna zlewni/podzlewni cząstkowej (pasa spływu), m,

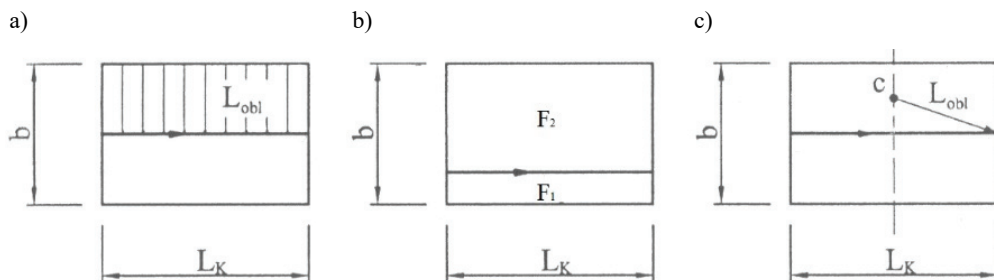
i_p – spadek powierzchni zlewni/podzlewni cząstkowej, –,

n_p – współczynnik szorstkości zlewni/podzlewni (do wzoru Manninga), $s/m^{1/3}$.

Po przekształceniach otrzymali zależność:

$$\underbrace{\frac{dh}{dt}}_{\text{retencja}} = \underbrace{I}_{\text{dopływ}} - \underbrace{\frac{W \sqrt{i_p}}{F n_p}}_{\text{odpływ}} h^{\frac{5}{3}} \quad (2.15)$$

Szerokość hydrauliczna zlewni W wraz ze spadkiem i_p i współczynnikiem szorstkości powierzchni zlewni n_p reprezentują własności retencyjne zlewni. Wzrost szerokości hydraulicznej zlewni powoduje zwiększenie odpływu, co sprawia, że objętość wody deszczowej gromadzonej na powierzchni zlewni maleje. W skrajnym przypadku, gdy $W \rightarrow \infty$, odpowiedź zlewni na wymuszenie w postaci deszczu jest natychmiastowa a kształty hydrogramu spływu i hietogramu opadu są jednakowe. Dla szerokości zlewni $W \rightarrow 0$ przy stałej powierzchni zlewni spływ powierzchniowy zanika a zlewnia staje się zbiornikiem bezodpływowym. Wyrażenie W/F w równaniu (2.15) reprezentuje więc odwrotność obliczeniowej długości drogi spływu ze zlewni L_{obl} . Ponieważ powierzchnia danej zlewni cząstkowej jest stała, szerokość W i długość L_{obl} mogą być uznawane za wielkości równoważne (rys. 2.3) [104].



Rys. 2.3. Graficzna interpretacja metod określania szerokości hydraulicznej zlewni [104]:

- a) wariant 1 – zlewnia symetryczna, b) wariant 1 – zlewnia niesymetryczna,
c) wariant 2 – w funkcji położenia środka ciężkości

W przypadku zlewni symetrycznych względem kanału odprowadzającego spływy deszczowe (rys. 2.3a) przyjmuje się, że szerokość hydrauliczna jest dwa razy większa od długości kanału [86]:

$$W = 2L_K \quad (2.16)$$

gdzie:

L_K – długość kanału odprowadzającego wody deszczowe ze zlewni cząstkowej, m.

Jest to równoważne założeniu, że obliczeniowa długość drogi spływu L_{obl} jest równa odległości od granicy zlewni do kanału odprowadzającego, co z kolei odpowiada połowie geometrycznej szerokości zlewni b , tj. wymiaru zlewni w kierunku prostopadłym do kanału:

$$L_{obl} = \frac{F}{W} = \frac{bL_K}{2L_K} = \frac{b}{2} \quad (2.17)$$

gdzie:

b – geometryczna szerokość zlewni cząstkowej, m,

L_{obl} – obliczeniowa długość drogi spływu ze zlewni cząstkowej, m.

Jeśli zlewnia cząstkowa ma kształt nieregularny lub niesymetryczny (rys. 2.3b), to do wyznaczania szerokości hydraulicznej wykorzystywany jest współczynnik skośności S_K definiowany jako stosunek różnicy powierzchni F_1 i F_2 po obu stronach kanału do sumy powierzchni zlewni:

$$S_K = \left| \frac{F_2 - F_1}{F_2 + F_1} \right| \quad (2.18)$$

Szerokość hydrauliczna obliczana jest wówczas według zależności:

$$W = (2 - S_K)L_K \quad (2.19)$$

a obliczeniowa długość spływu jest w tym przypadku równa:

$$L_{obl} = \frac{F}{W} = \frac{bL_K}{(2 - S_K)L_K} = \frac{b}{(2 - S_K)} \quad (2.20)$$

Zgodnie z wzorem (2.17), jeżeli składowe części zlewni F_1 oraz F_2 są równe (rys. 2.3a), $S_K = 0$, to szerokość hydrauliczna może być obliczana jako podwojona długość kanału L_K (2.16). Jeżeli jedna ze składowych powierzchni jest znacznie mniejsza od drugiej (rys. 2.3b), wówczas $S_K \rightarrow 1$, a szerokość hydrauliczna $W \rightarrow L_K$.

Istnieje też metoda (wariant 2), której podstawą jest obliczeniowa długość drogi spływu ze zlewni, wyznaczana na podstawie parametru c (rys. 2.3c) będącego funkcją położenia środka ciężkości powierzchni szczelnej w całkowitej powierzchni zlewni [108]. W przypadku zlewni symetrycznych wartość parametru c wynosi 2–6 a szerokość hydrauliczna obliczana jest z wzoru:

$$W = \frac{F}{L_{obl}} = \frac{F}{\sqrt{\left(\frac{L_K}{2}\right)^2 + \left(c \frac{b}{16}\right)^2}} \quad (2.21)$$

Porównując długości obliczeniowe dla zlewni symetrycznych określone dla wariantów 1 oraz 2, można zauważyć, że w przypadku zlewni o proporcjach wymiarów $b \leq L_K$ wynik obliczeń W wykonanych według wariantu 1 będzie zawsze mniejszy niż wynik obliczeń według wariantu 2. Oznacza to, że szerokość hydrauliczna W wyznaczona na podstawie wymiarów zlewni będzie większa w porównaniu do obliczonej z wykorzystaniem parametru c .

W zlewniach miejskich mamy do czynienia ze znacznym, sięgającym kilkudziesięciu procent udziałem powierzchni szczelnych, które odgrywają dominującą rolę w tworzeniu spływu. Na powierzchnie szczelne składają się głównie dachy, ulice, place i chodniki, na których warunki spływu powierzchniowego są zbliżone. Nie zależą one bezpośrednio od wielkości zlewni i jej wymiarów, lecz od struktury systemu odwadniającego reprezentowanej przez odległość między wpustami. Uzasadnia to przyjęcie do obliczeń szerokości hydraulicznej zlewni, stałej długości drogi spływu (wariant 3) odpowiadającej długości drogi spływu z uszczelnionych powierzchni zlewni F_u :

$$W = \frac{F_u}{L_{obl}} \quad (2.22)$$

Stała wartość L_{obl} odnosi się do fazy spływu powierzchniowego. W wyniku uproszczeń w strukturze sieci kanałów, wprowadzanych na etapie budowy modelu, zlewnia cząstkowa obejmuje spływ powierzchniowy, jak również przepływ w kana-

łach o małych średnicach. Powoduje to, że obliczeniowa długość drogi spływu jest większa od wynikającej z odległości między wpustami oraz dodatkowo będzie się zmieniała wraz ze wzrostem stopnia uproszczenia. Im więcej kanałów zostanie pominiętych w modelu sieci, tym bardziej obliczeniowa długość drogi spływu musi zostać wydłużona, aby skompensować wpływ uproszczeń [109]. Uwzględniając jednakowe kryteria uproszczeń modelu dla wszystkich podzlewni cząstkowych, można przyjąć, że wydłużenie drogi L_{obl} będzie porównywalne dla każdej zlewni. Do zalet wyznaczania szerokości hydraulicznej na podstawie stałej długości drogi spływu należy zaliczyć uwzględnianie rzeczywistych warunków formowania się spływu powierzchniowego w zlewniach miejskich poprzez uwzględnianie powierzchni szczelnych, a także brak wpływu wymiarów geometrycznych zlewni oraz jej kształtu na wartość W .

Przy odwzorowaniu sieci kanałów deszczowych w zlewni miejskiej „Kolektora Piaśnica” uwzględniono tylko główne kanały, tj. te o średnicy równej bądź większej od 0,50 m [104]. Wartości parametrów modelu analizowanej zlewni podano w tabeli 2.9.

Tabela 2.9. Wartości parametrów modelu skanalizowanej zlewni „Kolektora Piaśnica”

Parametr, jednostka	Rodzaj powierzchni:	
	uszczelniona	nieuszczelniona
Średni spadek powierzchni zlewni, –	0,005	
Współczynnik szorstkości powierzchni zlewni (stosowany we wzorze Manninga), $s/m^{1/3}$	0,015	0,10
Retencja powierzchniowa, mm	1,5	5,0
Infiltracja maksymalna (model Hortona), mm/h	–	50
Infiltracja minimalna (model Hortona), mm/h	–	1,5
Stała recesji (model Hortona), h^{-1}	–	4
Współczynnik szorstkości kanałów (stosowany we wzorze Manninga), $s/m^{1/3}$	0,018	

Całkowita powierzchnia zlewni wynosi 670 ha a jej stopień uszczelnienia wynosi ok. 29%. W modelu wydzielono 55 zlewni cząstkowych i uwzględniono 82 odcinki kanałów. Wielkość stopnia uszczelnienia ustalono indywidualnie dla każdej zlewni cząstkowej. Szerokość hydrauliczną zlewni wyznaczono dla poszczególnych zlewni cząstkowych, wykorzystując wymienione wcześniej metody. Spadek powierzchni zlewni przyjęto jako średni spadek terenu, obliczony na kierunku przebiegu głównego kolektora. Wartość współczynnika szorstkości kanałów obliczono, wykorzystując zarejestrowane hydrogramy przepływów i napełnień w kolektorze. Wartości pozostałych parametrów modelu (tab. 2.9) ustalono na podstawie zaleceń zawartych w literaturze przedmiotu [86], [110], [111].

Obliczenia szerokości hydraulicznej zlewni W wykonano według wariantu 1 przy założeniu symetrii powierzchni podzlewni cząstkowych względem kanału odprowa-

dzającego wody deszczowe oraz według wariantu 3 dla różnych wartości długości drogi spływu L_{obl} . Przy obliczeniach szerokości hydraulicznej zlewni przeprowadzonych według wariantu 1 przyjęto, że długość kanału L_K odpowiada dłuższemu wymiarowi zlewni. Podstawą takiego założenia był sposób określania granic zlewni cząstkowych na etapie tworzenia modelu zlewni. Spływ powierzchniowy odbywa się w kierunku kanałów, czyli w kierunku prostopadłym do dłuższego wymiaru zlewni (rys. 2.3a). Założenie takie powoduje, że wszystkie zlewnie cząstkowe spełniają warunek proporcji wymiarów $b \leq L_K$. Wariant 1 obliczeń szerokości W uznano za szczególnie przypadek wariantu 2, co z kolei umożliwiło pominięcie wariantu 2 w dalszej analizie. W wariantcie 3 wyznaczania W , przy ustalaniu wartości L_{obl} przyjęto, że jeden wpust uliczny lub rynnowy (z dachów) odprowadza wody deszczowe z powierzchni ok. 400 m^2 . Przyjęto więc jako najmniejszą długość obliczeniową 25 m (co jest zgodne z zaleceniami przyjmowanymi w praktyce [4], [5], [6], [112]) oraz jej wielokrotności: 50, 75 i 100 m.

Do analizy wybrano trzy zdarzenia opadowe, które nie wywoływały przeciążeń (przepływu ciśnieniowego) w głównym kolektorze. Zarejestrowane odpływy w kolektorze odbywały się z wypełnieniami względnymi na poziomie $50 \div 80\%$ na stanowisku pomiaru Q . Zakładając, że średni opad na obszarze zlewni jest równy średniej arytmetycznej wartości zarejestrowanych na obu stacjach pomiarowych A i B, wyznaczono objętość V spływu wód opadowych pochodzących z uszczelnionej powierzchni zlewni (tab. 2.10).

Tabela. 2.10. Porównanie zarejestrowanych i symulowanych objętości odpływu

Oznaczenie opadu	Data opadu	Wysokość opadu, mm		Zmierzona objętość odpływu, m^3	Symulowana objętość odpływu, m^3	Procent błędu względnego
		stacja A	stacja B			
Opad 1	25.06.2007	21,4	29,2	41 900	49 200	+17
Opad 2	07.11.2007	18,2	22,0	34 300	39 100	+14
Opad 3	12.04.2008	15,0	13,0	25 700	27 200	+6

Symulowane, tj. obliczone w programie SWMM, wartości objętości spływu wód deszczowych V są większe od zarejestrowanej wielkości odpływu, co wskazuje, że dla analizowanych deszczy nie wystąpił spływ z nieuszczelnionych powierzchni. W dużej zlewni uwzględnianie w obliczeniach średniej arytmetycznej wysokości opadu jako wysokości opadu zastępczego okazuje się zbyt dużym uproszczeniem. Dla wszystkich opadów przebieg czasowy hydrogramów, rozumiany jako czas wystąpienia poszczególnych pików Q , był zgodny. Różnica w szczytowych wartościach ΔQ_{\max} ma swoją główną przyczynę w przestrzennej zmienności opadów, która nie była uwzględniana w omawianych analizach. Dla wariantu 1 wartości miar statystycznych jakości modelu podano w tabeli 2.11.

Tabela 2.11. Wartości wskaźników jakości modelu osiągnięte w wariancie 1 wyznaczania W

Wskaźnik jakości		Opad		
		1	2	3
WBR	%	0,853	0,913	1,045
SWS	–	0,979	0,992	0,953
R	–	0,885	0,903	0,988
RS	–	0,969	0,973	0,987
R^2	–	0,759	0,777	0,949
ΔQ_{\max}	%	-12,8 (0,1)	-0,1	-5,4

Tabela 2.12. Wartości wskaźników jakości modelu osiągnięte w wariancie 3 wyznaczania W

Opad	Wskaźnik jakości	Długość drogi spływu L_{obl} , m				
		25	50	75	100	
1	WBR	%	1,007	0,896	0,899	0,944
	SWS	–	0,991	0,987	0,981	0,975
	R	–	0,886	0,890	0,875	0,852
	RS	–	0,956	0,965	0,965	0,961
	R^2	–	0,664	0,734	0,732	0,705
	ΔQ_{\max}	%	10,4	-4,1	-13,4	-19,9
2	WBR	%	1,206	0,960	0,874	0,869
	SWS	–	1,001	0,997	0,992	0,986
	R	–	0,874	0,907	0,910	0,902
	RS	–	0,953	0,971	0,976	0,975
	R^2	–	0,610	0,753	0,795	0,798
	ΔQ_{\max}	%	16,5	7,4	-0,3	-6,6
3	WBR	%	1,477	1,222	1,281	1,482
	SWS	–	0,958	0,954	0,950	0,947
	R	–	0,984	0,986	0,975	0,958
	RS	–	0,973	0,982	0,980	0,973
	R^2	–	0,898	0,930	0,923	0,897
	ΔQ_{\max}	%	-1,0	-2,3	-6,7	-11,7

Dla wszystkich opadów obliczony odpływ maksymalny był mniejszy od pomierzonego. Różnica mieściła się jednak w akceptowalnym przedziale (-15%) [60]. Ustalanie szerokości hydraulicznej zlewni według wariantu 2 skutkuje wartościami W mniejszymi niż ustalanie według wariantu 1, co powoduje zwiększenie różnicy między wynikami symulacji i pomiarów (pogarsza wartości miar statystycznych modelu). Wskazuje to na małą przydatność metody obliczania W na bazie środka ciężkości c w przypadku badanej zlewni „Kolektora Piasznica”. Zależność między przyjętymi w obliczeniach wartościami obliczeniowej długości drogi spływu a war-

tościami wskaźników wykorzystanych do oceny modelu według wariantu 3 przedstawiono w tabeli 2.12 (najkorzystniejsze wartości wskaźników podano pogrubioną czcionką). Największą liczbę najkorzystniejszych wartości wskaźników otrzymano dla długości obliczeniowej równej 50 m (opad 1 i 3) oraz 75 m (opad 2). Na podstawie tej analizy stwierdzono, że wartość L_{obl} ma relatywnie mały wpływ na wyniki symulacji odpływu.

Na tej podstawie ustalono, że długość L_{obl} dla badanej zlewni powinna spełniać warunek:

$$\frac{\sqrt{0,005}}{0,015 \cdot 75} \leq \frac{\sqrt{i_p}}{nL_{obl}} \leq \frac{\sqrt{0,005}}{0,015 \cdot 50} \quad (2.23)$$

Wrażliwość wyników symulacji w programie SWMM na zmiany szerokości hydraulicznej jest zależna także od parametrów opadu [113]. Nie istnieje zatem jedna wartość szerokości W (lub długości obliczeniowej L_{obl}), która zapewniałaby jednokowy poziom zgodności wyników obliczeń z pomiarami dla wszystkich deszczy. Wpływ zmian parametru W (czy L_{obl}) na wyniki obliczeń jest stosunkowo niewielki. Czterokrotny wzrost długości obliczeniowej wywołuje redukcję maksymalnej wartości odpływu jedynie o ok. 30%. Wynika z tego, że przyjęcie stałej wartości L_{obl} z zakresu 50–75 m można uznać za przybliżenie wystarczające do przeprowadzenia obliczeń praktycznych dla modeli zlewni miejskich o stopniu uproszczenia porównywalnym do zlewni „Kolektora Piaśnica” – pominięto kanały o średnicy mniejszej od 0,5 m. Zagospodarowanie obszaru zlewni „Kolektora Piaśnica” jest typowe dla zabudowy miejskiej. Sieć odprowadzająca wody deszczowe jest pozbawiona budowli specjalnych, jak np. zbiorniki retencyjne, które mogłyby wpływać na kształt hydrogramu odpływu. Można więc oczekiwać, że wyniki uzyskane na podstawie analizy tej zlewni będą reprezentatywne również dla innych zlewni o podobnej charakterystyce. Zostanie to zbadane w niniejszej monografii.

2.3.2. Problemy z weryfikacją modeli hydrodynamicznych kanalizacji

W pracy [76] opisano kalibrację modelu hydrodynamicznego skanalizowanej zlewni ogólnospławnej w Łodzi przeprowadzoną w programie SWMM. Dane o 79 opadach pochodziły z 3 deszczomierzy (typu RG 50 firmy SEBA). Opady rejestrowane były z krokiem czasowym 10 min. Pluviogramy do obliczeń symulacyjnych sporządzono jako średnie ważone z trzech pluwiometrów, przy czym wagi dla poszczególnych przyrządów wynikały z ich odległości od środka ciężkości zlewni. Charakterystykę badanej zlewni podano w tabeli 2.13.

Tabela 2.13. Ogólna charakterystyka referencyjnej zlewni ogólnospławnej w Łodzi

Parametr zlewni	Jednostka	Wartość
Powierzchnia całkowita zlewni	ha	360
Liczba zlewni (podzlewni) cząstkowych	ha	318
Zakres powierzchni zlewni cząstkowych	ha	0,05–16,9
Średnia powierzchnia zlewni cząstkowej	ha	1,13
Stopień uszczelnienia zlewni	%	51,2
Średni spadek powierzchni zlewni	%	5

Jako wskaźniki jakości dopasowania modelu przyjęto maksymalny strumień przepływu Q_{\max} i objętość spływu ze zlewni V . Dodatkowo porównano przebiegi hydrogramów na wylocie ze zlewni i określono błąd dopasowania hydrogramów zmierzonych i obliczonych. Kalibracja modelu w programie SWMM została wykonana przy następujących założeniach:

- straty opadu na parowanie różnicowano oddzielnie dla każdego miesiąca;
- intensywność infiltracji opadów do gruntu – obliczoną zgodnie z modelem Hortona;
- wysokość retencji i współczynnik szorstkości (stosowany we wzorze Manninga) dla powierzchni nieuszczelnionych wprowadzono jako wartości stałe dla całej zlewni, zaś szerokość pasa spływu oraz współczynnik szorstkości i wysokość retencji dla powierzchni uszczelnionych były przedmiotem kalibracji;
- średni dobowy strumień ścieków pogody bezopadowej przyjęto jako stały a strumień godzinowy zgodnie z nierównomiernością obserwowaną dla badanej zlewni.

Przyjęte i ustalone w wyniku kalibracji wartości parametrów modelu podano w tabeli 2.14.

Tabela 2.14. Wynikowe parametry kalibracji modelu zlewni ogólnospławnej w Łodzi

Parametr modelu	Symbol	Jednostka	Wartości zalecane	Wartości przyjęte
Szerokość hydrauliczna zlewni (pasa spływu)	W	m	–	$1,5\sqrt{F}$ (K)*
Współczynnik szorstkości – kanały	n	$s/m^{1/3}$	0,013–0,020	0,015
Współczynnik szorstkości – powierzchnie uszczelnione	n_{pu}	–	0,013	0,013 (K)
Współczynnik szorstkości – powierzchnie nieuszczelnione	n_{pnu}	–	0,1–0,8	0,1
Wysokość retencji – powierzchnie uszczelnione	h_{pu}	mm	1,3–2,5	1,5 (K)
Wysokość retencji – powierzchnie nieuszczelnione	h_{pnu}	mm	2,6–5,0	5,0
Max intensywność infiltracji (do wzoru Hortona)	I_{in0}	mm/h	25,4–127	90
Min intensywność infiltracji (do wzoru Hortona)	$I_{in k}$	mm/h	0,25–120	5
Współczynnik recesji (do wzoru Hortona)	r	l/h	2–7	4
Czas całkowitego wysychania gruntu	T_s	d	2–14	7

* (K) – wartość parametru wynikająca z kalibracji modelu.

Dla nieuszczelnionych powierzchni współczynnik szorstkości n_{pnu} i wysokość retencji h_{pnu} mają mały wpływ na wyniki symulacji z uwagi na ograniczony spływ wód

opadowych z tych powierzchni. Parametry chłonności gruntu (zmian intensywności infiltracji w czasie) oraz czas wysychania gruntu przyjęto, zgodnie z instrukcją programu SWMM, dla danego rodzaju gruntu w zlewni. Parametry niepoddane kalibracji (tab. 2.14) w większości przypadków nie wpływały znacząco na wyniki modelowania.

W tabeli 2.15 zestawiono wyniki oceny jakości skalibrowanego modelu hydrodynamicznego odnośnie do zgodności maksymalnego strumienia odpływu Q_{\max} i objętości spływu ze zlewni V łącznie dla 79 zjawisk opadowych.

Tabela 2.15. Wyniki oceny jakości modelu zlewni ogólnospławnej w Łodzi

Wielkość	Kryteria ocen	Wartość
Q_{\max}	Linia trendu (współczynnik „a” w równaniu $y = ax$)	0,96
	Współczynnik determinacji R^2	0,95
	Zakres błędu względnego, %	-63÷79
	Średnia z błędów względnych, %	-2,1
	Błąd średni względny, %	20,6
	Odchylenie standardowe, %	28,0
V	Linia trendu (współczynnik „a” w równaniu $y = ax$)	1,02
	Współczynnik determinacji R^2	0,96
	Zakres błędu względnego, %	-30÷57
	Średnia z błędów względnych, %	4,6
	Błąd średni względny, %	11,9
	Odchylenie standardowe, %	16,4
Dopasowanie hydrogramów – współczynnik determinacji R^2		0,88

Przeprowadzono także analizę wpływu kroku czasowego zadawania opadów na dokładność odwzorowań Q_{\max} i V , wykonując obliczenia kontrolne w interwałach 5-minutowych. Otrzymane wyniki nie odbiegały jednak zasadniczo od tych, jakie uzyskano dla interwału 10-minutowego. Posiadanie dokładnych danych pomiarowych, tj. charakterystyk opadów i strumieni odpływu ścieków ze zlewni, umożliwiło wykonanie kalibracji modelu w programie SWMM z relatywnie małym błędem. Należy jednak podkreślić, że dane o opadach powinny pochodzić z kilku pluwiometrów i cechować się rozdzielczością czasową co najmniej 10-minutową. W analizowanym przypadku dzięki danym pomiarowym z trzech deszczomierzy możliwe było zaobserwowanie niekiedy wyraźnych różnic w przebiegu hydrogramów pomierzonego i obliczonego odpływu ścieków. Dotyczyły one zarówno przesunięcia czasowego, jak i maksymalnej wartości strumienia przepływu. Prawdopodobną przyczyną było występowanie opadów o charakterze lokalnym. Rzuca to na błędy kalibracji, powodując rozproszenie wyników, szczególnie dla opadów o małym natężeniu. Kalibracja modelu była jednak możliwa po zastosowaniu współczynnika zmniejszającego stopień uszczelnienia zlewni. Wynikało to z faktu, że część ścieków z uszczelnionej zlewni nie trafia do kanalizacji. Współczynnik ten nazwano

współczynnikiem aktywności powierzchni uszczelnionych i oszacowano dla badanej zlewni na poziomie 0,90.

Uzyskane dane kalibracyjne modelu referencyjnej zlewni ogólnospławnej wykorzystano następnie do obliczeń hydrologicznych dla dwóch innych zlewni, mianowicie: „Dąbrowa Przemysłowa” w Łodzi oraz „Orzycka” w Warszawie [105]. Obie zlewnie mają systemy kanalizacji deszczowej. Dla zlewni „Dąbrowa Przemysłowa” weryfikację modelu przeprowadzono dla 52 zjawisk opadowych (z lat 1989–1991) zarejestrowanych na jednym deszczomierzu, a dla zlewni „Orzycka” dla 26 zjawisk opadowych (z lat 1977–1978 i 1988–1989), z pomiarów na 5 stanowiskach pluwiometrycznych (tab. 2.16).

Tabela 2.16. Charakterystyka hydrologiczna badanych zlewni kanalizacji deszczowej

Parametr zlewni	Jednostka	„Dąbrowa Przemysłowa” Łódź	„Orzycka” Warszawa
Powierzchnia całkowita zlewni	ha	335	289
Liczba zlewni (podzlewni) cząstkowych	ha	60	102
Zakres powierzchni zlewni cząstkowych	ha	1,79–17,16	0,08–6,08
Średnia powierzchnia zlewni cząstkowej	ha	5,68	2,83
Stopień uszczelnienia zlewni	%	40	27
Średni spadek powierzchni zlewni	%	10	5

Strumienie przepływu pochodzą z rejestracji napełnień w kolektorach. Podobnie jak w przypadku zlewni ogólnospławnej w Łodzi konieczne było dopasowanie objętości spływu przez zastosowanie współczynnika zmniejszającego dla stopnia uszczelnienia zlewni. Wynosił on 0,90 dla zlewni „Orzycka” oraz 0,95 dla zlewni „Dąbrowa Przemysłowa”. Dla zlewni „Orzycka” uzyskano równania trendu liniowego dopasowania zbioru wartości obliczonych i pomierzonych, odpowiednio dla Q_{\max} przy $R^2 = 0,64$ i dla V przy $R^2 = 0,92$. Stosunkowo niska wartość współczynnika R^2 dla Q_{\max} wynikała prawdopodobnie z błędów pomiarowych dla 3 z 26 analizowanych zjawisk opadowych. Uznano, że wartości współczynnika szorstkości powierzchni uszczelnionych $n_{pu} = 0,013 \text{ s/m}^{1/3}$ oraz wysokości retencji terenowej $h_{pu} = 1,5 \text{ mm}$ są typowe dla analizowanych, uszczelnionych zlewni miejskich. Natomiast hydrauliczna szerokość spływu W powinna być dostosowana do wielkości zlewni/podzlewni cząstkowej. Najlepsze rezultaty uzyskano, stosując wzór:

$$W = 1,5\sqrt{F} \quad (2.24)$$

gdzie:

F – powierzchnia zlewni cząstkowej, m^2 .

Jest to wielkość zbliżona do podawanej w literaturze przedmiotu [71]. Szerokość hydrauliczna spływu bywa jednak różnie przyjmowana, np. na podstawie [40], [94], [99], [104], [113]:

$$W = \sqrt{F} \quad (2.25)$$

bądź [131]:

$$W = 1,1\sqrt{F} \quad (2.26)$$

W przypadku dużych zlewni szerokość pasa spływu jest wielkością zastępczą i może sięgać setek metrów. Nie ma przy tym możliwości wiernego oddania kształtu hydrogramu odpływu, gdyż nieuchronnie powstają wówczas jego zniekształcenia [97]. Z przeprowadzonych analiz wynika, że hydrauliczna szerokość zlewni W ma istotny wpływ na maksymalny strumień przepływu, natomiast mniejszy na objętość spływu. Z kolei objętość spływu zależy w dużym stopniu od retencji terenowej, przy czym wpływ retencji jest zależny także od charakteru opadu – jest on mały dla opadów ulewnych oraz duży dla opadów o mniejszej intensywności. Jak wynika z prac [76], [105], przed przystąpieniem do właściwej kalibracji modelu należy określić współczynnik aktywności zlewni uszczelnionych, który uwzględni, z której ich części ścieki opadowe trafiają do kanalizacji.

Błędy modelowania i niepewność pomiarów rzutują istotnie na wiarygodność wyników symulacji. Biorąc pod uwagę warunki kalibracji i weryfikacji modeli, w tym zakres i wiarygodność danych wyjściowych, można uznać, że główne źródła błędów modelowania to [89], [105], [114]:

- nierównomierność czasoprzestrzenna (przemieszczanie się) opadów;
- poziom integracji zlewni, w tym pomijanie kanałów o małych przekrojach, co wpływa na dynamikę spływu powierzchniowego ze zlewni/podzlewni cząstkowych;
- różnice w wartościach parametrów modelu na poszczególnych zlewniach cząstkowych – w procesie kalibracji przyjmuje się często ich jednorodność;
- zjawiska losowe spowodowane np. efektem miejskiej wyspy ciepła (MWC) czy niedrożnością eksploatacyjną kanałów.

2.4. Podsumowanie dotychczasowego stanu wiedzy. Cel i zakres badań

Modelowanie niezawodności działania systemów odwodnień terenów zurbanizowanych zalecane w PN-EN 752:2008, a nawet wymagane prawem, tj. w rozporządzeniu Ministra Środowiska z 2014 r., jest w Polsce rzadko stosowane z powodu braku niezbędnych danych wyjściowych (monitoringu opadów i przepływów), jak również wciąż tworzonych podstaw metodycznych modelowania.

Na podstawie analizy stanu wiedzy w tym zakresie stwierdzono istnienie kilku problemów wymagających rozwiązania bądź uściślenia metodyki prowadzenia badań

symulacyjnych w programach typu SWMM. Dotyczy to zwłaszcza zagadnień związanych z identyfikacją zjawisk hydrologicznych i określaniem parametrów hydraulicznych skanalizowanych zlewni miejskich, takich jak np.:

- reprezentatywność hietogramów opadów, tj. częstość występowania, intensywność, zmienność w czasie i przestrzeni;
- szerokość hydrauliczna zlewni cząstkowych związana z poziomem integracji powierzchni zlewni;
- interpretacja wyników pomiarów i symulacji strumieni przepływu w kanałach oraz objętości spływu opadu efektywnego ze względu na współczynniki szorstkości kanałów i powierzchni zlewni oraz wysokości retencji terenowej na uszczelnionych i nieuszczelnionych powierzchniach zlewni;
- kryteria ocen jakościowych i ilościowych modeli hydrodynamicznych systemów kanalizacyjnych mających istotny wpływ na wyniki kalibracji i walidacji modeli matematycznych wykorzystywanych do opisu niezawodności działania kanalizacji deszczowej bądź ogólnospławnej na terenach miejskich.

Trudnym do rozwiązania problemem badawczym pozostaje zasięg opadu niestacjonarnego, uwarunkowany kierunkiem i prędkością przemieszczania się nad zlewnią. Gęstość sieci pomiarowej powinna być jednak dostosowana do skali czasoprzestrzennej zmienności opadów, bowiem zbyt mała liczba deszczomierzy nie gwarantuje wystarczającej dokładności opisu zjawiska opad–odpływ. Poziom integracji powierzchni cząstkowych zlewni przyjmuje się jak dotychczas intuicyjnie – pomija się najczęściej mniejsze od 0,5 m średnice kanałów i podobnie intuicyjnie przyjmuje się wartości współczynników szorstkości ścian kanałów czy różnych powierzchni zlewni. W literaturze przedmiotu istnieje 7 wzorów do wyznaczenia szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowej (zob. (2.16), (2.19), (2.21), (2.22), (2.24), (2.25), (2.26)). Rodzi się pytanie o to, który wzór jest właściwy dla danych warunków zagospodarowania terenu. Ponadto kalibracja i walidacja modeli hydrodynamicznych powinna uwzględniać opady kryterialne do wymiarowania czy sprawdzania przeciążeń kanalizacji (zgodne z PN-EN 752:2008 i DWA-A118:2006). Ocena jakościowa modeli symulacyjnych powinna być oparta na właściwych miarach statystycznych (wskaźnikach). Podobnie w ocenie ilościowej, tj. dokładności modeli, w toku porównywania wyników symulacji strumienia i objętości spływu opadu efektywnego z wynikami pomiarów Q i V powinny być spełnione określone kryteria zgodności.

Celowe więc było podjęcie badań nad doskonaleniem metodyki i zasad modelowania matematycznego systemów odwodnień terenów w programie SWMM na podstawie stworzonych lokalnych baz danych odnoszących się do monitoringu opadów i przepływów ścieków deszczowych na przykładzie skanalizowanej zlewni deszczowej Wrocławia, w zakresie:

- kryteriów wyboru referencyjnych zlewni deszczowych do badań symulacyjnych;
- tworzenia miarodajnych baz danych o opadach i strumieniach ścieków;

- identyfikacji parametrów hydrologicznych i hydraulicznych skanalizowanych zlewni miejskich;
- kalibracji modeli hydrodynamicznych wraz weryfikacją metod określania szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowych;
- analizy niestacjonarności czasoprzestrzennej deszczów (za pomocą programu Surfer®13);
- walidacji modeli hydrodynamicznych z uwzględnieniem czasoprzestrzennych zmian intensywności opadów;
- wyboru metod i wskaźników statystycznych do oceny jakościowej modeli;
- ustalenia kryteriów do oceny ilościowej (dokładności) modeli odnośnie mierzonych i symulowanych wielkości Q i V .

Prezentowane wyniki badań mają mieć w części metodycznej uniwersalny charakter, tj. służyć jako wytyczne do identyfikacji, kalibracji i walidacji hydrodynamicznych modeli typu opad–odpływ w programach SWMM i Surfer®13.

3. Budowa modelu hydrodynamicznego skanalizowanej zlewni miejskiej

3.1. Obiekt badań – referencyjna zlewnia deszczowa we Wrocławiu

3.1.1. Opis zlewni i kanalizacji deszczowej

We Wrocławiu, mieście o powierzchni administracyjnej ok. 293 km², jest mieszany system kanalizacji. W 2010 roku MPWiK S.A. przejęła od Gminy Wrocław zadania związane z zarządzaniem i eksploatacją ok. 400 km krytej kanalizacji deszczowej. Sieć ta odprowadza wody deszczowe i roztopowe do 9 odbiorników (zlewni rzek i potoków) poprzez 120 wylotów kanalizacyjnych. Przy wyborze pilotowej zlewni deszczowej do badań terenowych kierowano się m.in. takimi kryteriami, jak:

- zlewnia powinna mieć powierzchnię min. 1 km² i być reprezentatywna dla zabudowy miejskiej Wrocławia;
- system kanalizacyjny powinien być położony w pobliżu deszczomierzy sieci MPWiK i być łatwy do opomiarowania strumieni ścieków – powinno być mało wylotów do odbiorników;
- średnice kolektorów deszczowych powinny być większe od 1,0 m, a czas przepływu ścieków powinien być dłuższy niż 30 min. Oznacza to, że kolektor nie może mieć mniej niż 2 km długości.

Powyższe kryteria spełniała skanalizowana zlewnia deszczowa na osiedlach mieszkaniowych Gaj i Tarnogaj o powierzchni całkowitej 273 ha. Zlewnia ta znajduje się w południowo-wschodniej części Wrocławia. Główny kolektor deszczowy (KD1) z wylotem do rzeki Brochówki ma długość 3030 m i przebiega wzdłuż ulic Gazowej i Morwowej oraz wzdłuż ulicy Świeradowskiej do ulicy Borowskiej. Granice zlewni kolektora KD1 od wschodu i południa tworzą tory kolejowe, od zachodu ulica Borowska, natomiast od północy ulica Armii Krajowej (rys. 3.1).

Zagospodarowanie urbanistyczne terenu osiedli Gaj i Tarnogaj jest typowo miejskie i różnorodne. Zabudowa terenu wzdłuż ulicy Armii Krajowej (trasy obwodnicy śródmiej-

skiej) jest głównie luźna. Zlokalizowane są tam m.in. budynki wielorodzinne, sklepy wielkopowierzchniowe, szkoły, boiska sportowe, zieleńce, place manewrowe i składy opału. W rejonie ulic Świeradowskiej, Orzechowej i Bardzkiej dominuje również luźna zabudowa – głównie bloki wielorodzinne, szkoły i boiska sportowe, sklepy, zakłady usługowe, parkingi, place składowe, zieleńce, tereny ogródków działkowych. W rejonie ulic Morwowej i Gazowej skoncentrowana jest luźna zabudowa jedno- i wielorodzinna. Są tam również tereny ogródków działkowych i nieużytki (wzdłuż torów kolejowych).

Na rysunku 3.1 przedstawiono ortofotomapę zagospodarowania urbanistycznego terenu badanej zlewni deszczowej miasta Wrocławia.



Rys. 3.1. Ortofotomapa terenu badanej zlewni deszczowej miasta Wrocławia

Tabela 3.1. Parametry inwentaryzacyjne kolektorów

Nazwa	Długość, m	Średnica, m
KD1	3030	0,3÷1,4
KD1.1	1270	0,3÷0,6
KD1.2	700	0,3÷0,5
KD1.3	295	0,3÷0,8
KD1.4	740	0,3÷0,8
KD1.5	810	0,3÷0,5
KD1.6	860	0,3÷0,6
KD1.7	650	0,3÷0,6
KD1.8	590	0,3÷0,5

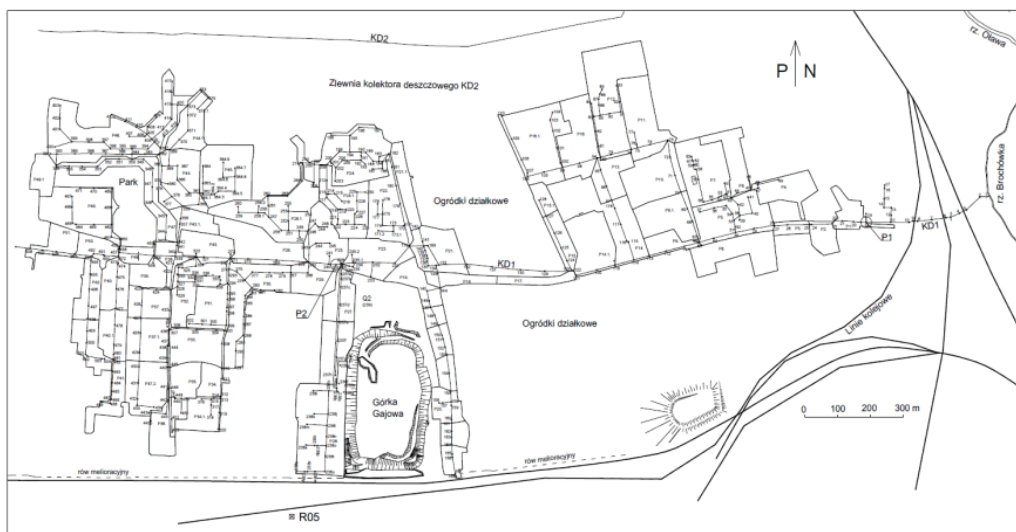
Zinwentaryzowane średnice głównego kolektora deszczowego KD1 wynoszą 0,3–1,4 m. Do kolektora trafiają wody deszczowe i roztopowe pośrednio z 8 kolektorów

bocznych: KD1.1÷KD1.8 o łącznej długości 5915 m (tab. 3.1). Sumaryczna długość kolektorów deszczowych (KD1 i KD1.1÷KD1.8) wynosi 8945 m.

Na podstawie ortofotomapy (rys. 3.1) i szczegółowych map sytuacyjno-wysokościowych terenów przedmiotowych osiedli (w skali 1:500) całkowitą powierzchnię zlewni kolektora KD1 (273 ha) zredukowano do powierzchni czynnej zlewni $F = 103,98$ ha (dającej spływ do kanalizacji) po wyłączeniu terenów ogródków działkowych, parków i terenów z zagłębionymi powierzchniami, z których spływ ścieków deszczowych odbywa się do rowów melioracyjnych wzdłuż torowisk PKP (rys. 3.1, tab. 3.2).

Tabela 3.2. Parametry zlewni i kanalizacji deszczowej kolektora KD1

Parametr zlewni	Wartość
Powierzchnia czynna zlewni (do P1)	1,04 km ²
Długość kolektora KD1 (do P1)	2712 m
Średnice kanałów deszczowych	0,3÷1,4 m
Czas przepływu ścieków w kolektorze (do P1)	ok. 45 min
Łączna długość kanałów deszczowych	17 731 m



Rys. 3.2. Podzlewnie deszczowe kolektora KD1; R05 – deszczomierz, P1 i P2 – przepływomierze

Do opomiarowania strumienia ścieków deszczowych w głównym kolektorze przewidziano dwa przepływomierze ultradźwiękowe. Przepływomierz typu Nivus PCM4 (P1 na rys. 3.2) został zamontowany w ulicy Gazowej, możliwie najbliższej wylotu kolektora do rzeki Brochówki – na odcinku KD1 o średnicy 1,4 m. Drugi przepływomierz, typu Tele-

dyne ISCO 2100 (oznaczony jako P2), zamontowano w ulicy Świeradowskiej – na odcinku kolektora KD1 o średnicy 1,2 m.

Podstawowym urządzeniem do rejestru opadów w zlewni Gaj-Tarnogaj był deszczomierz wagowy typu TRwS 203 (R05 na rys. 3.2) zlokalizowany na południowej granicy badanej zlewni, w ulicy Terenowej, w odległości 620 m od jej środka ciężkości.

3.1.2. Schemat obliczeniowy kanalizacji

Zgodnie z zaleceniami w literaturze przedmiotu [76], [84], [97], [115] poziom integracji zlewni ograniczono do możliwie małych powierzchni podzlewni z uwzględnieniem kanałów o średnicy $d_{\min} \geq 0,3$ m jako typowej dla kanałów zbiorczych z przyłączy rynnowych budynków i wpustów ulicznych.

W pierwszym etapie prac identyfikacyjnych wydzielono 75 podzlewni, co daje średnią powierzchnię $F_{i\ sr} = 1,39$ ha przy $F_{i\ \min} = 0,22$ ha i $F_{i\ \max} = 5,34$ ha (tab. 3.2, rys. 3.2). Następnie ustalono wielkości poszczególnych powierzchni cząstkowych w podzlewniach. W podzlewniach wyróżniono:

- powierzchnie uszczelnione, nieposiadające retencji F_{dach} (dachy);
- powierzchnie uszczelnione, z retencją F_{asf} (jezdnie asfaltowe) i $F_{k.bet.}$ (jezdnie z kostki betonowej lub bruku);
- powierzchnie nieuszczelnione, z retencją F_{nu} (tereny zielone).

Następnie obliczono stopnie uszczelnienia powierzchni w poszczególnych podzlewniach:

- całkowity stopień uszczelnienia $\%F_u = F_u/F_i$;
- stopień uszczelnienia powierzchni bez retencji $\%F_{ubr} = F_{ubr}/F_u$;
- stopień uszczelnienia powierzchni z retencją $\%F_{uzr} = F_{uzr}/F_u$.

Spadek powierzchni w danej podzlewni i_p interpretowano jako zastępczy – średni ważony, obliczany z uwzględnieniem niwelet ulic, placów, chodników, stropodachów oraz terenu na kierunku splywu powierzchniowego.

Zbiorcze zestawienie powierzchni podzlewni F_i z podziałem na powierzchnie uszczelnione F_u i nieuszczelnione F_{nu} oraz obliczonym stopniem uszczelnienia podzlewni i spadkiem powierzchni i_p podano w tabeli 3.3.

Tabela 3.3. Zestawienie powierzchni podzlewni F_i z podziałem na uszczelnione F_u i nieuszczelnione F_{nu} oraz stopniem uszczelnienia i spadkiem powierzchni i_p , %

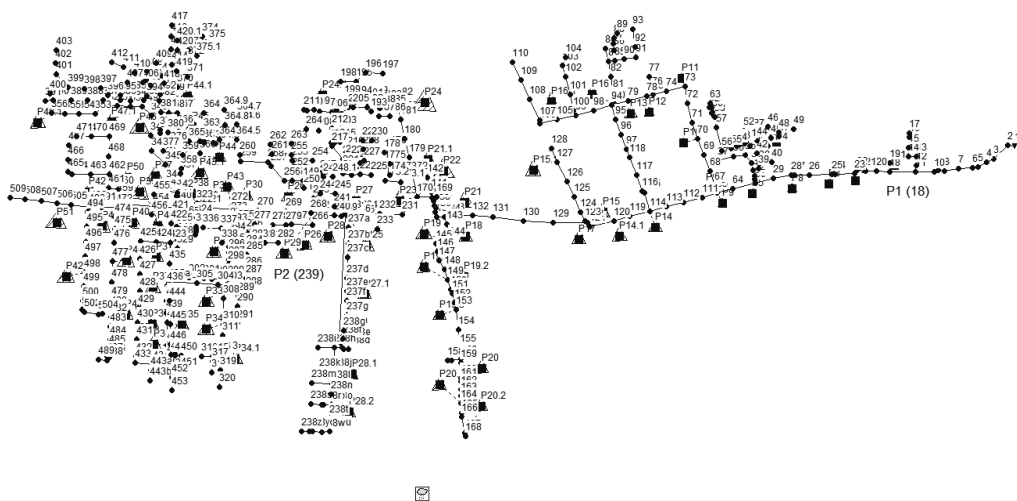
Nr powierzchni	Nr węzła	F_i	F_u				F_{nu}	$\%F_u$	$\%F_{ubr}$	$\%F_{uzr}$	i_p
			F_{dach}	F_{asf}	$F_{k.bet.}$	ΣF_u					
		ha				%			%		
P1	18	0,9019	0,1175	0,1926	0,3315	0,6416	0,2603	71,1	18,3	81,7	1,20
P2	23	0,7137	0,0471	0,0654	0,4029	0,5154	0,1983	72,2	9,1	90,9	1,35
P3	25	0,4134	0,0418	0,1142	0,2355	0,3915	0,0219	94,7	10,7	89,3	1,28

P4	45	1,3590	0,6212	0,0000	0,7378	1,3590	0,0000	100,0	45,7	54,3	1,18
P5	30	2,6172	0,1326	0,3529	1,2539	1,7394	0,8778	66,5	7,6	92,4	1,36
P6	43	1,2960	0,5887	0,0000	0,6956	1,2842	0,0118	99,1	45,8	54,2	1,12
P7	43	2,5678	0,8290	0,0000	1,4283	2,2573	0,3105	87,9	36,7	63,3	1,16
P8	28	1,6312	0,2150	0,0000	0,7606	0,9756	0,6556	59,8	22,0	78,0	0,99
P9	65	0,2985	0,0000	0,1178	0,0407	0,1585	0,1400	53,1	0,0	100,0	1,11
P9.1	65	0,9759	0,2086	0,0444	0,3319	0,5849	0,3910	59,9	35,7	64,3	1,24
P10	70	1,0538	0,1953	0,0719	0,2796	0,5468	0,5071	51,9	35,7	64,3	1,09
P11	73	2,4492	0,6616	1,3501	0,0858	2,0974	0,3517	85,6	31,5	68,5	1,21
P12	78	2,8358	0,6772	0,1344	1,2928	2,1043	0,7315	74,2	32,2	67,8	1,06
P13	94	0,3094	0,1208	0,0626	0,0563	0,2397	0,0697	77,5	50,4	49,6	0,83
P14	113	1,2941	0,3520	0,5773	0,1790	1,1083	0,1858	85,6	31,8	68,2	1,21
P14.1	119	0,2220	0,0000	0,0929	0,0260	0,1189	0,1031	53,6	0,0	100,0	1,12
P15	122	0,8671	0,2567	0,1087	0,0870	0,4524	0,4147	52,2	56,7	43,3	1,09
P15.1	128	0,4978	0,1266	0,0650	0,2564	0,4480	0,0498	90,0	28,3	71,7	1,33
P16	80	2,3105	0,5478	0,0833	1,3435	1,9746	0,3359	85,5	27,7	72,3	1,27
P16.1	99	3,4074	1,2146	0,2309	1,5695	3,0150	0,3924	88,5	40,3	59,7	1,10
P17	121	0,5730	0,0000	0,1896	0,1891	0,3787	0,1943	66,1	0,0	100,0	0,17
P18	143	0,7008	0,0000	0,3494	0,2232	0,5726	0,1282	81,7	0,0	100,0	0,56
P19	144	1,0889	0,0000	0,8711	0,1089	0,9800	0,1089	90,0	0,0	100,0	1,30
P19.1	149	0,3600	0,0000	0,2880	0,0360	0,3240	0,0360	90,0	0,0	100,0	0,49
P19.2	153	0,5705	0,0000	0,4564	0,0571	0,5135	0,0570	90,0	0,0	100,0	0,51
P19.3	153	0,5316	0,0000	0,4253	0,0532	0,4784	0,0532	90,0	0,0	100,0	0,31
P20	161	0,8478	0,0109	0,5172	0,1696	0,6976	0,1502	82,3	1,6	98,4	0,79
P20.1	164	0,5898	0,0944	0,3598	0,1180	0,5721	0,0177	97,0	16,5	83,5	0,79
P20.2	168	0,5542	0,0032	0,3381	0,1108	0,4521	0,1021	81,6	0,7	99,3	0,79
P21	133	1,8741	0,1086	0,3901	0,5402	1,0389	0,8352	55,4	10,5	89,5	0,25
P21.1	142	1,0254	0,0000	0,8203	0,1230	0,9434	0,0820	92,0	0,0	100,0	0,33
P22	170	2,2621	0,1900	0,0414	0,1015	0,3330	1,9291	14,7	57,1	42,9	0,22
P23	170	1,8855	0,0000	0,2625	0,3150	0,5775	1,3080	30,6	0,0	100,0	0,68
P24	182	3,4543	0,4098	0,0609	0,0895	0,5602	2,8941	16,2	73,2	26,8	0,18
P24.1	206	2,1320	0,3954	0,1737	0,0469	0,6159	1,5161	28,9	64,2	35,8	0,30
P25	237	1,8738	0,3938	0,3700	0,3330	1,0968	0,7770	58,5	35,9	64,1	1,00
P26	242	0,6718	0,0000	0,1671	0,1537	0,3208	0,3510	47,8	0,0	100,0	1,01
P26.1	246	3,2296	0,4205	0,0969	0,1066	0,6240	2,6056	19,3	67,4	32,6	0,22
P27	237	1,1965	0,2889	0,0000	0,2236	0,5125	0,6840	42,8	56,4	43,6	0,91
P27.1	237e	1,4433	0,2608	0,0000	0,2713	0,5321	0,9112	36,9	49,0	51,0	0,80
P28	238	1,4275	0,3799	0,0000	0,0714	0,4513	0,9762	31,6	84,2	15,8	0,70
P28.1	238j	1,3525	0,3852	0,0000	0,0562	0,4414	0,9111	32,6	87,3	12,7	0,72

P28.2	238o	1,3525	0,3852	0,0000	0,0553	0,4405	0,9120	32,6	87,4	12,6	0,72
P29	242	1,0803	0,1902	0,0861	0,2161	0,4924	0,5879	45,6	38,6	61,4	0,97
P30	271	2,8480	0,5496	0,5746	0,4597	1,5839	1,2641	55,6	34,7	65,3	0,79
P31	294	1,4126	0,4891	0,1298	0,6524	1,2713	0,1413	90,0	38,5	61,5	1,15
P32	322	1,9381	0,4891	0,3876	0,7752	1,6520	0,2861	85,2	29,6	70,4	1,24
P33	303	1,8034	0,5772	0,2156	0,3881	1,1809	0,6225	65,5	48,9	51,1	0,74
P34	310	0,6811	0,1764	0,0404	0,1950	0,4118	0,2693	60,5	42,8	57,2	1,25
P34.1	313	1,1225	0,5051	0,0225	0,4266	0,9541	0,1684	85,0	52,9	47,1	1,72
P35	445	1,3915	0,4175	0,2143	0,3191	0,9508	0,4407	68,3	43,9	56,1	1,40
P36	441	1,1130	0,3327	0,0729	0,2329	0,6385	0,4745	57,4	52,1	47,9	1,19
P37	423	1,0688	0,3634	0,1336	0,2004	0,6974	0,3714	65,3	52,1	47,9	1,34
P37.1	427	1,6611	0,8638	0,2076	0,3115	1,3829	0,2782	83,3	62,5	37,5	1,68
P37.2	430	1,9202	0,9985	0,2400	0,3600	1,5986	0,3216	83,3	62,5	37,5	1,68
P38	322	0,7092	0,0263	0,4255	0,2128	0,6646	0,0446	93,7	4,0	96,0	1,81
P39	454	0,8307	0,2991	0,0372	0,1978	0,5340	0,2967	64,3	56,0	44,0	1,32
P40	472	1,2163	0,4054	0,0405	0,0539	0,4999	0,7164	41,1	81,1	18,9	0,55
P40.1	477	1,1973	0,3991	0,0399	0,0531	0,4921	0,7052	41,1	81,1	18,9	0,55
P41	481	1,0682	0,4273	0,0320	0,0426	0,5019	0,5663	47,0	85,1	14,9	0,99
P42	493	1,1805	0,4722	0,0354	0,0471	0,5547	0,6258	47,0	85,1	14,9	0,59
P42.1	498	1,1768	0,4707	0,0353	0,0470	0,5530	0,6238	47,0	85,1	14,9	0,99
P43	271	1,2862	0,2190	0,1067	0,0576	0,3833	0,9029	29,8	57,1	42,9	0,67
P43.1	342	0,8608	0,0999	0,0761	0,0411	0,2171	0,6437	25,2	46,0	54,0	0,46
P44	359	1,6821	0,2489	0,5160	0,1743	0,9391	0,7430	55,8	26,5	73,5	0,88
P44.1	369	0,8713	0,2493	0,2239	0,0756	0,5489	0,3224	63,0	45,4	54,6	0,75
P45	361	2,6804	0,7244	0,0978	0,2787	1,1010	1,5794	41,1	65,8	34,2	0,88
P46	382	5,3379	1,3345	0,4404	0,8195	2,5944	2,7435	48,6	51,4	48,6	0,55
P47	342	1,3893	0,4631	0,2130	0,0784	0,7546	0,6347	54,3	61,4	38,6	0,50
P47.1	350	0,7220	0,2407	0,1107	0,0408	0,3921	0,3299	54,3	61,4	38,6	0,50
P48	454	0,5189	0,0000	0,1920	0,0327	0,2247	0,2942	43,3	0,0	100,0	0,92
P49	457	2,1285	0,4346	0,2033	0,3727	1,0105	1,1180	47,5	43,0	57,0	0,70
P49.1	356	0,7632	0,3205	0,0531	0,0974	0,4710	0,2922	61,7	68,0	32,0	1,27
P50	472	0,2716	0,0197	0,1273	0,0411	0,1881	0,0835	69,3	10,5	89,5	1,42
P51	505	1,0265	0,1721	0,2344	0,1875	0,5940	0,4325	57,9	29,0	71,0	1,20
Suma/Średnia		103,98	23,66	15,41	22,44	61,50	42,47	59,2	38,5	61,5	0,93
Wartość min		0,2220	0,0000	0,0000	0,0260	0,1189	0,0000	14,7	0,0	12,6	0,17
Wartość max		5,3379	1,3345	1,3501	1,5695	3,0150	2,8941	100	87,4	100	1,81

Poszczególne podzlewnie cząstkowe Px przyporządkowywano do 75 węzłów sieci – studzienek kanalizacyjnych, do których odprowadzone są wody/ścieki deszczowe

(rys. 3.3). Łączna długość zinventaryzowanych kanałów wynosiła 17 731 m, co przy 509 studzienkach daje przeciętny rozstaw 34,8 m. Jest to wartość reprezentatywna dla miast.



Rys. 3.3. Schemat obliczeniowy kanalizacji deszczowej badanej zlewni w programie SWMM

3.2. Bazy danych wyjściowych do modelowania

3.2.1. Baza danych o opadach w zlewni

Do przeprowadzania obliczeń symulacyjnych w programie SWMM konieczne jest utworzenie baz danych niezbędnych do zbudowania modelu hydrodynamicznego skanalizowanej zlewni i obejmujących opady deszczowe w zlewni i pomiary strumieni ścieków w kanałach, a także sieć kanalizacyjną (m.in. długości tras, rzędne dna, przekroje i spadki kanałów, parametry inwentaryzacyjne obiektów sieciowych) oraz charakterystykę zlewni pod względem wielkości powierzchni, stopnia uszczelnienia, retencji terenowej i zdolności infiltracyjnej gruntu.

W 2011 roku MPWiK S.A. we Wrocławiu utworzyło własną sieć monitoringu opadów liczącą 6 deszczomierzy automatycznych [116] (obecnie sieć ta liczy już 9 deszczomierzy). Deszczomierze wagowe typu TRwS 203 (5 szt.) i TRwS 200 (1 szt.) firmy MPS zlokalizowano w następujących obiektach:

- R01 w ZPW przy ulicy Na Grobli;
- R04 w Przepompowni „Poświętne” przy ulicy Milickiej;
- R05 w przepompowni przy ulicy Terenowej;
- R06 w Przepompowni „Dobra” przy ulicy Przedwiośnie;

- R07 w przepompowni przy ulicy Jagińtkowskiej;
- R08 w pompowni strefowej przy ulicy Bystrzyckiej (tab. 3.4, rys. 3.4).

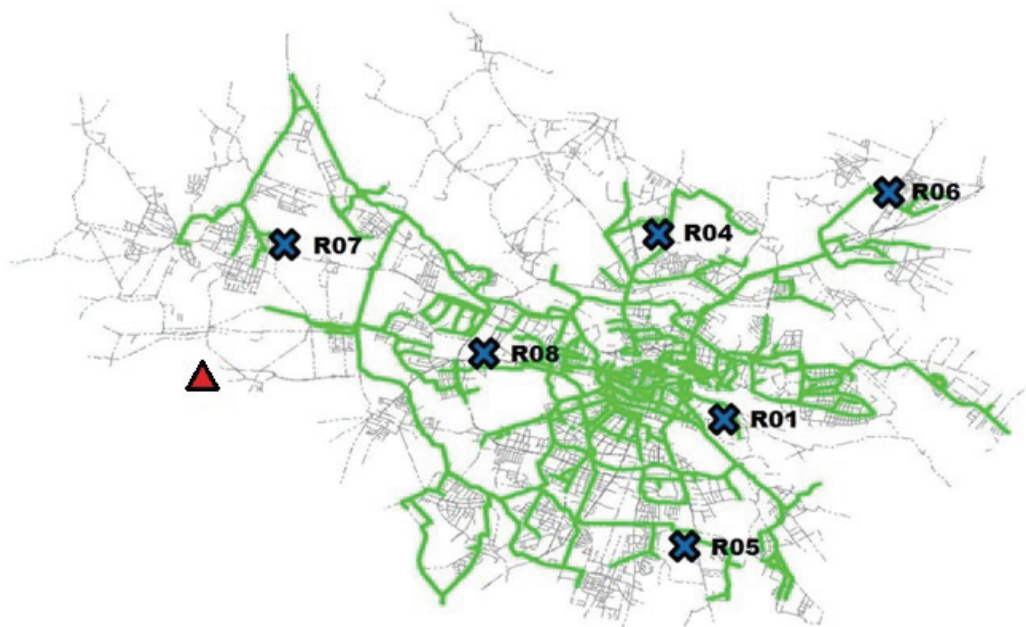
Tabela 3.4. Zestawienie danych dotyczących deszczomierzy sieci MPWiK we Wrocławiu

Oznaczenie, typ deszczomierza	Lokalizacja	Współrzędne geograficzne (szerokość i długość)	Data kalibracji
R01, typ TRwS 203	ul. Na Grobli 16 Śródmieście	N: 51° 6' 10" E: 17° 3' 39"	06.05.2013
R04, typ TRwS 203	ul. Milicka 78 Poświętne	N: 51° 9' 9" E: 17° 2' 33"	08.05.2013
R05, typ TRwS 203	ul. Terenowa 32 Wojszyce	N: 52° 4' 12" E: 17° 2' 45"	30.04.2013
R06, typ TRwS 200	ul. Przedwiośnie Zakrzów	N: 51° 9' 39" E: 17° 6' 55"	19.07.2013
R07, typ TRwS 203	ul. Jagińtkowska 43 Stabłowice Stare	N: 51° 8' 51" E: 16° 54' 2"	16.05.2013
R08, typ TRwS 203	ul. Na Ostatnim Groszu 114 Gądów /Popowice	N: 51° 7' 5" E: 16° 58' 19"	21.05.2013

Deszczomierze typu TRwS są urządzeniami o konstrukcji mechaniczno-elektronicznej służącymi do pomiaru wysokości dowolnego rodzaju opadów atmosferycznych (ciekłych i stałych). Nowsza konstrukcja TRwS 203 różni się od starszej TRwS 200 jedynie kształtem obudowy. Oba modele deszczomierzy wyposażone są we wlot o powierzchni 200 cm², a pojemności ich zbiorników (wiader) pozwalają zgromadzić opad do wysokości 750 mm. Pomiar wysokości opadu (w mm) odbywa się w sposób ciągły za pomocą czujnika tensometrycznego, który mierzy ciężar wody w zbiorniku, a moduł elektroniczny oblicza sumę wysokości opadów, które miały miejsce w ciągu 1 min.

Deszczomierze sieci MPWiK są poddawane okresowej kalibracji (tab. 3.4). W literaturze przedmiotu nie ma jednak wytycznych do przeprowadzenia weryfikacji poprawności działania deszczomierzy, głównie ze względu na brak sformalizowanej metodyki oraz brak wzorcowych urządzeń [45], [61], [96], [117], [118]. Ocena ilościowa deszczomierzy (kalibracja) jest jednak niezbędna do oceny błędów wskazań deszczomierzy, w tym zwłaszcza tych nowej generacji [6], [61], [119]. Testy polowe deszczomierzy przeprowadzono dwoma metodami zaproponowanymi przez prof. Licznara [62], [117] w dniach bez wiatru i opadów naturalnych:

- metodą wagową, tj. za pomocą odważników umieszczanych w zbiorniku deszczomierza w określonej sekwencji – odwzorowanie w czasie przebiegu opadu modelowego Eulera typu II (najczęściej używanego w modelowaniu kanalizacji);
- metodą objętościową, tj. za pomocą pompy (AT.MT firmy BWT) dozującej wodę do zbiornika deszczomierza.



Rys. 3.4. Lokalizacja deszczomierzy sieci MPWiK na terenie miasta Wrocławia [116];
X – deszczomierz, Δ – stacja meteorologiczna IMGW-PIB

Analiza wyników testów wykazała, że deszczomierze rejestrowały we właściwy sposób zarówno dynamikę, jak i całkowitą wysokość zadawanego opadu (nieznacznie ją zaniżając), z maksymalnym błędem do $-1,1\%$. Jest to wartość zgodna z wymogami wytycznej WMO oraz deklaracjami producenta deszczomierzy.

Rejestr opadów był prowadzony przez 2 lata (27.05.2013–19.07.2015 r.) zgodnie z przyjętymi kryteriami dotyczącymi (tab. 3.5):

- czasu trwania $t > 45$ min;
- wysokości $h \geq 10$ mm;
- ciągłości opadów (przerwy < 4 godz.).

Uwzględnione zostały różne typy genetyczne opadów (konwekcyjne – K, frontalne – F, niżowe – N). Strumienie ścieków deszczowych były rejestrowane jednocześnie z opadami na przepływomierzu P1 (obejmującym spływ z całej zlewni o $F = 103,98$ ha) i przepływomierzu P2 (obejmującym spływ z części zlewni o $F = 45,63$ ha). Rejestr parametrów 20 opadów z okresu 27.05.2013–19.07.2015 r. spełniających przyjęte kryteria zestawiono w tabeli 3.5.

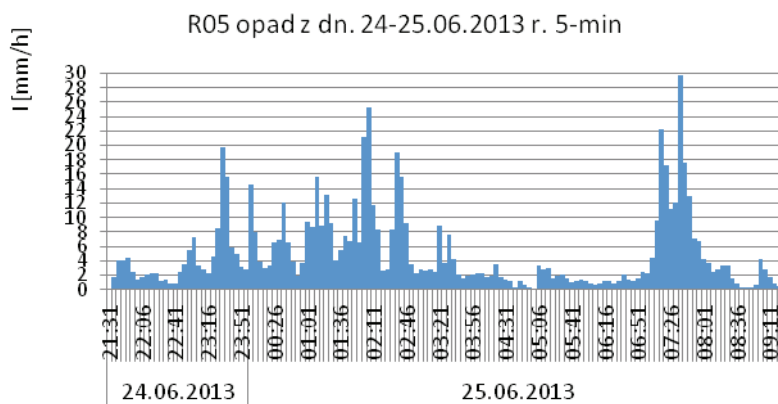
Przyjęto minimalny czas trwania opadów $t = 45$ min determinowany czasem przepływu ścieków w kolektorze KD1 do przekroju lokalizacji przepływomierza P1. Badanie ciągłości deszczu polegało na analizie przerw w zapisie histogramów opadów. Przyjęto, że przerwa w ciągłości zapisu powyżej 4 godz. [3] rozgranicza już dwa opady.

Zasadniczo do kalibracji i walidacji modelu nie nadają się takie opady, które nie posiadają ciągłego rejestru strumienia objętości ścieków w przekrojach dwóch przepływomierzy P1 i P2 (oznaczenie „brak” w tab. 3.5) lub takie, dla których wystąpiły tzw. błędy grube rejestru: h , v , Q (oznaczenie „błąd” w tab. 3.5). Za błędy grube uznano np. rejestr $Q = 0$ przy ciągłym zapisie opadu przez deszczomierz lub występujące szybkozmienne skoki wartości Q również przy ciągłym zapisie opadu, co na rysunku 3.5 zobrazowano za pomocą histogramu opadu i rysunku 3.6 za pomocą hydrogramu odpływu zarejestrowanego na P1 dla opadu niżowego w dniach 24–25.06.2013 r.

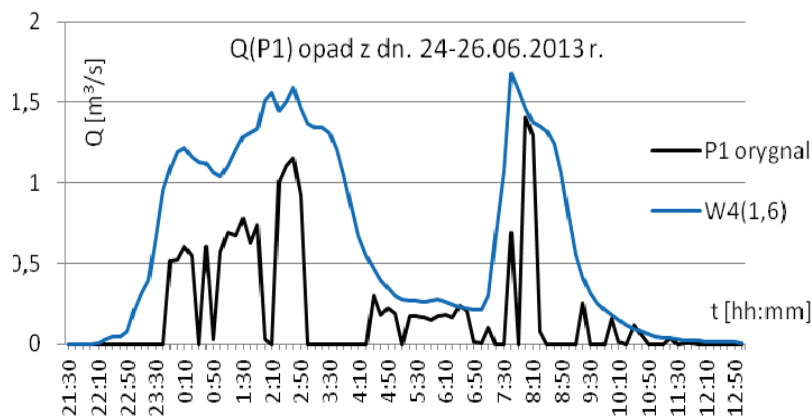
Tabela 3.5. Zestawienie opadów zarejestrowanych na deszczomierzu R05

Data i typ opadu	Godzina		t , min	Σh , mm	C , lata	Dane dla	
	od	do				P1	P2
29.07.2013 K	20:26	22:12	106	15,70	0,85	h, v, Q	brak
17.10.2014 K	18:37	20:12	95	9,67	0,52	h, v, Q	h, v, Q
19.07.2015 K	19:57	20:39	42	23,82	5,08	h, v, Q	błąd
27–28.05.2013 F	21:12	08:03	651	17,15	0,57	h, v, Q	brak
24–25.06.2013 F	21:31	09:26	716	60,09	12,54	błąd	brak
10–11.09.2013 F	19:35	00:47	313	13,09	0,52	h, v, Q	brak
23.03.2014 F	09:23	22:10	767	12,47	0,41	brak	h, v, Q
16.05.2014 F	07:44	18:43	659	10,81	0,37	błąd	h, v, Q
17.05.2014 F	09:45	17:09	444	15,08	0,55	h, v, Q	h, v, Q
30.07.2014 F	20:20	23:09	169	15,18	0,71	h, v, Q	brak
16.08.2014 F	01:26	10:53	567	10,21	0,36	brak	h, v, Q
31.08–01.09.2014 F	13:31	01:38	727	15,55	0,51	błąd	h, v, Q
13–14.09.2013 N	16:28	8:28	960	36,80	1,22	błąd	brak
16–17.09.2013 N	15:17	9:16	1079	14,97	0,45	h, v, Q	brak
22.04.2014 N	01:57	17:47	950	15,51	0,48	błąd	błąd
09–10.07.2014 N	12:10	07:14	1144	16,04	0,48	błąd	brak
23–24.07.2014 N	23:34	15:09	935	13,11	0,41	h, v, Q	h, v, Q
01–02.09.2014 N	15:27	13:47	1340	13,42	0,40	h, v, Q	h, v, Q
11.09.2014 N	08:01	22:54	894	11,69	0,38	h, v, Q	h, v, Q
22–23.10.2014 N	01:00	01:28	1468	28,39	0,75	h, v, Q	h, v, Q

Na rysunku 3.6 przedstawiono hydrogramy strumieni ścieków w KD1, w miejscu lokalizacji przepływomierza P1, odpowiednio pomiar Q oraz symulowany strumień przepływu w programie SWMM (uzyskany przy szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowych W4(1,6) – zob. rozdz. 4). Widoczne są tu znaczne przewyższenia symulowanych wartości Q względem zarejestrowanych przez P1, a także liczne i długie przerwy w rejestrze, tj. $Q = 0$, przy ciągłym opadzie (zob. rys. 3.5). Spowodowane to było prawdopodobnie osłabieniem sygnału wskutek wyładowania się baterii w rejestratorze P1 lub zanieczyszczeniem czujnika rumoszem wleczonym przy dnie kanału.



Rys. 3.5. Histogram ciągłego opadu zarejestrowanego na R05 w dniach 24–25.06.2013 r.



Rys. 3.6. Błędny rejestr strumienia przepływu wg P1 względem symulacji

W tabeli 3.5 wytłuszczonym drukiem podane są parametry opadów przyjęte ostatecznie do kalibracji (rozdz. 4) i walidacji modelu (rozdz. 5). Wybranym opadom przypisano następnie prawdopodobieństwo (częstość) ich wystąpienia we Wrocławiu. Jako kryterium do określenia częstości występowania dreszczów, o zarejestrowanej wysokości h w czasie trwania t , przyjęto model probabilistyczny maksymalnych wysokości (oparty na rozkładzie Fishera–Tippetta typu III) dla zakresu $t \in [5; 4320]$ min i $C \in [1; 100]$ lat o postaci [6], [11], [39], [120]:

$$h_{\max}(t, C) = -4,58 + 7,41t^{0,242} + (97,11t^{0,0222} - 98,68) \left(-\ln \frac{1}{C} \right)^{0,809} \quad (3.1)$$

gdzie:

h_{\max} – maksymalna wysokość opadu, mm,

t – czas trwania deszczu, min,

C – częstość występowania opadu (z przewyższeniem), lata.

Dla opadów występujących częściej niż raz w roku jako kryterium częstości przyjęto model fizyczny dla $t \in [5; 360]$ min i $C \in [0,1; 1]$ lat w postaci wzoru [6], [38]:

$$h_{\max}(t, C) = -4,58 + 7,41t^{0,242} + 1,47t^{0,330} \ln C \quad (3.2)$$

Parametry wybranych do kalibracji i walidacji 8 opadów (t , h , C , q , I) podano w tabeli 3.6. Opady te uszczegółowiono dodatkowo o epizody o czasie trwania równym:

- czasowi przepływu ścieków w kolektorze KD1 na długości 2712 m, tj. od jego początku do przekroju przepływomierza P1, czyli dla $t \approx 45$ min;
- czasowi przepływu ścieków w kolektorze KD1 na długości 1013 m, tj. od jego początku do przekroju przepływomierza P2, czyli dla $t \approx 15$ min.

Tabela 3.6. Parametry opadów do kalibracji i walidacji modelu hydrodynamicznego w programie SWMM

Data opadu, typ genetyczny opadu	Godz.		t , min	Σh , mm	C , lata	q , dm ³ / s·ha	Σh_{45} , mm	C_{45} , lata	q_{45} , dm ³ / s·ha	I_{45} , mm/h	Σh_{15} , mm	C_{15} , lata	q_{15} , dm ³ / s·ha	I_{15} , mm/h
	od	do												
Opady do kalibracji z epizodami: $I_{15} = 4,1 \div 2,0$ mm/h – od deszczów zwykłych do ulew														
17.05. 2014 r., F*	09:45	17:09	444	15,1	0,55	5,7	5,6	0,36	20,6	7,41	3,0	0,27	33,2	12,0
23–24.07. 2014 r., N**	23:34	15:09	935	13,1	0,41	2,3	3,4	0,19	12,5	4,51	1,7	0,13	18,9	6,8
01–02.09. 2014 r., N	15:27	13:47	1340	13,4	0,40	1,7	1,7	0,10	6,4	2,29	1,0	0,10	11,3	4,1
11.09. 2014 r., N	8:01	22:54	894	11,7	0,38	2,2	2,4	0,12	8,9	3,19	1,6	0,11	17,2	6,2
22–23.10. 2014 r., N	01:00	01:28	1468	28,4	0,75	3,2	2,2	0,11	8,3	2,97	1,5	0,11	16,4	5,9
Opady do walidacji z epizodami: $I_{15} = 24,5 \div 88,4$ mm/h – od ulew do deszczów nawalnych														
29.07. 2013 r., K***	20:26	22:12	106	15,7	0,85	24,7	14,6	1,1	54,0	19,44	13,4	2,4	149,0	53,6
17.10. 2014 r., K	18:37	20:12	95	9,7	0,52	17,0	8,6	0,6	31,9	11,48	6,1	0,61	68,0	24,5
19.07. 2015 r., K	19:57	20:39	42	23,8	5,1	94,5	23,8	4,7	88,2	31,76	22,1	18,4	245,6	88,4
* – opad frontalny.														
** – opad niżowy.														
*** – opad konwekcyjny.														

Do opisu charakteru opadów, w tym epizodów, zastosowano kryteria Chomicza:

- deszcze zwykłe $I < 5$ mm/h ($<0,08$ mm/min);
- deszcze silne $5 < I < 10$ mm/h ($0,08 \div 0,16$ mm/min);
- ulewy $10 < I < 45$ mm/h ($0,16 \div 0,75$ mm/min);
- deszcze nawalne $45 < I < 120$ mm/h ($0,75 \div 2,0$ mm/min).

3.2.2. Baza danych o strumieniach przepływu w kanałach

Do pomiarów strumienia objętości ścieków wykorzystane zostały dwa przepływomierze zlokalizowane na kolektorze KD1. Przepływomierz P1 typu Nivus PCM 4 zamontowany został w ulicy Gazowej, w studziencie nr 18, w kanale betonowym o średnicy 1,4 m. Jest to urządzenie przenośne (zasilane bateryjnie). Przepływomierz dostarcza danych o zarejestrowanych parametrach przepływu ścieków h , v , Q . Bazując na zasadzie działania echosondy, wysokość wypełnienia kanału mierzona jest ultradźwiękowo w medium i w powietrzu (czujnik dolny i czujnik górny). W obydwu przypadkach rozpoznawana jest granica woda/powietrze (zwierciadło ścieków) i mierzony jest czas przebiegu fali ultradźwiękowej pomiędzy czujnikiem i zwierciadłem cieczy. Poziom wypełnienia kanału jest proporcjonalny do wyznaczonego czasu. Pomiar prędkości przepływu odbywa się za pomocą dolnego czujnika ultradźwiękowego (przetwornika), który wysyła krótkie impulsy ultradźwiękowe do medium. Cząstki i pęcherzyki powietrza zawarte w medium odbijają impulsy, które następnie odbierane są przez czujnik jako charakterystyczny wzór obrazu echa. Zintegrowany z czujnikiem procesor sygnałowy DSP oblicza z jednostkowych prędkości w czasie, rzeczywisty profil prędkości przepływu w przekroju kanału. Dzięki tej technologii, zdaniem producenta urządzenia, jest możliwe dokonanie dokładnych pomiarów bez dodatkowej kalibracji.

a)



b)



Rys. 3.7. Przepływomierz P1 typu Nivus PCM 4 zamontowany w studziencie nr 18 na kolektorze KD1 o średnicy 1,4 m; a) czujnik dolny, b) czujnik górny

Tabela 3.7. Baza rejestru strumienia objętości ścieków dla przepływomierza P1

Data	Opis rejestracji	Okres rejestracji	Numer pliku, okres
27.05.2013	montaż urządzenia (P1)	–	–
29.05.2013	pobór danych (krok 10-minutowy)	27.05 (12:40)–29.05.2013 (12:10)	1, 27–29.05.2013
29.05–14.06.2013	awaria – przerwa w pomiarach	brak danych	–
14.06.2013	montaż nowego urządzenia	–	–
25.06.2013	pobór danych (krok 10-minutowy)	14.06 (13:10)–25.06.2013 (13:00)	2, 04–25.06.2013
04.07.2013	pobór danych (krok 10-minutowy)	25.06 (13:10)–04.07.2013 (16:30)	3, 25.06–04.07.2013
04–05.07.2013	zmiana kroku pomiarowego	brak danych	–
05.08.2013	pobór danych (krok 5-minutowy)	05.07 (12:05)–05.08.2013 (09:00)	4, 05.07–05.08.2013
28.08.2013	pobór danych (krok 5-minutowy)	05.08 (09:05)–28.08.2013 (12:45)	5, 05.08–28.08.2013
04.10.2013	pobór danych (krok 5-minutowy)	28.08 (12:50)–04.10.2013 (12:30)	6, 28.08–04.10.2013
08.11.2013	pobór danych (krok 5-minutowy)	04.10 (12:40)–08.11.2013 (11:30)	7, 04.10–08.11.2013
12.12.2013	pobór danych (krok 5-minutowy)	08.11 (11:35)–12.12.2013 (08:50)	8, 08.11–12.12.2013
12.12.2013–25.03.2014	awaria – przerwa w pomiarach	brak danych	–
05.05.2014	pobór danych (krok 5-minutowy)	25.03 (14:05)–5.05.2014 (11:55)	9, 25.03–05.05.2014
23.05.2014	pobór danych (krok 5-minutowy)	25.03 (14:05)–23.05.2014 (10:10)	10, 25.03– 23.05.2014
16.06.2014	pobór danych (krok 5-minutowy)	25.03 (14:05)–16.06.2014 (11:20)	11, 25.03– 16.06.2014
10.09.2014	pobór danych (krok 5-minutowy)	25.03 (14:05)–10.09.2014 (09:05)	12, 25.03– 10.09.2014
14.11.2014	pobór danych (krok 5-minutowy)	25.03 (14:05)–14.11.2014 (09:05)	13, 25.03– 14.11.2014
10.12.2014	pobór danych (krok 5-minutowy)	25.03 (14:05)–10.12.2014 (09:45)	14, 25.03– 10.12.2014
22.01.2015	pobór danych (krok 5-minutowy)	25.03.2014 (14:05)–22.01.2015 (08:40)	15, 25.03.2014– 22.01.2015
05.02.2015	pobór danych (krok 5-minutowy)	25.03.2014 (14:05)–05.02.2015 (08:50)	16, 25.03.2014– 05.02.2015
05.03.2015	pobór danych (krok 5-minutowy)	25.03.2014 (14:05)–05.03.2015 (11:05)	17, 25.03.2014– 05.03.2015
06.05.2015	pobór danych (krok 5-minutowy)	25.03.2014 (14:05)–06.05.2015 (10:00)	18, 25.03.2014– 06.05.2015
26.06.2015	pobór danych (krok 5-minutowy)	25.03.2014 (14:05)–26.06.2015 (11:50)	19, 25.03.2014– 26.06.2015
24.08.2015	pobór danych (krok 5-minutowy)	25.03.2014 (14:05)–24.08.2015 (11:00)	20, 25.03.2014– 28.08.2015

Na rysunku 3.7 przedstawiono przepływomierz P1 typu Nivus PCM 4 zamontowany w ulicy Gazowej, w studzience nr 18, na kolektorze KD1 o średnicy 1,4 m.

W tabeli 3.7 przedstawiono opis bazy rejestracji strumienia objętości ścieków przez przepływomierz P1 w okresie 27.05.2013–28.08.2015 r.

Drugi przepływomierz P2 typu Teledyne ISCO seria 2100 został zamontowany w ulicy Świeradowskiej, w studzience nr 239, w kanale betonowym KD1 o średnicy 1,2 m. Przepływomierz ten wyposażony jest w dwa czujniki (sensory) do pomiaru strumienia ścieków (w temperaturze od -20 do $+60^{\circ}\text{C}$). Dolny sensor oblicza przepływ na podstawie bezpośredniego pomiaru średniej prędkości przepływu (efekt Dopplera) oraz pomiaru napełnienia (ciśnienia hydrostatycznego). W kierunku przepływającego medium emitowana jest fala ultradźwiękowa o częstotliwości 500 kHz. Odbija się ona od cząstek oraz pęcherzyków powietrza zawartych w wodzie/ściekach. Zgodnie z efektem Dopplera częstotliwość powracającej fali jest wyższa lub niższa (w zależności od kierunku przepływu) od częstotliwości wyjściowej. Zmiany częstotliwości są proporcjonalne do zmian prędkości.



Rys. 3.8. Przepływomierz P2 typu Teledyne ISCO seria 2100 zamontowany w studzience nr 239 na kolektorze KD1 o średnicy 1,2 m (przenośny, zasilany bateryjnie)

Na rysunku 3.8 przedstawiono przepływomierz P2 typu Teledyne ISCO Seria 2100, zamontowany w ulicy Świeradowskiej, w studzience nr 239, na kolektorze KD1 o średnicy 1,2 m. Urządzenie jest przenośne i zasilane bateryjnie.

W tabeli 3.8 przedstawiono opis bazy rejestracji strumienia objętości ścieków przez przepływomierz P2 w okresie 30.10.2013–03.08.2015 r.

Tabela 3.8. Baza rejestru strumienia objętości ścieków dla przepływomierza P2 (pomiar UTC+1)

Data	Opis rejestracji	Okres rejestracji	Numer pliku, okres
30.10.2013	montaż urządzenia	–	–
12.12.2013	pobór danych (krok 5-minutowy)	30.10 (12:25)–13.11.2013 (20:45)	1, 30.10–12.12.2013
5.05.2014	pobór danych (krok 5-minutowy)	6.11 (00:00)–13.11.2013 (20:45), 12.12 (09:15)–29.12.2013 (13:55), 14.01 (13:55)–29.01.2014 (21:45), 6.02 (13:10)–23.02.2014 (12:40), 11.03 (12:45)–25.03.2014 (22:45), 7.04 (11:50)–30.04.2014 (18:40)	2, 06.11.2013– 30.04.2014
23.05.2014	pobór danych (krok 5-minutowy)	22.02 (12:00)–23.02.2014 (12:40), 11.03 (12:45)–25.03.2014 (22:45), 07.04 (11:50)–30.04.2014 (18:40), 05.05 (12:30)–20.05.2014 (06:10)	3, 22.02–20.05.2014
16.06.2014	pobór danych (krok 5-minutowy)	18.12 (00:00)–29.12.2013 (3:50), 14.01 (13:55)–29.01.2014 (21:45), 06.02 (13:10)–23.02.2014 (12:40), 11.03 (12:45)– 25.03.2014 (22:45), 7.04 (11:50)–30.04.2014 (18:40), 05.05 (12:30)–20.05.2014 (06:10), 23.05 (10:30)–05.06.2014 (09:10)	4, 18.12.2013– 05.06.2014
10.09.2014	pobór danych (krok 5-minutowy)	14.03 (12:00)–25.03.2014 (22:45), 07.04 (11:50)–30.04.2014 (18:40), 05.05 (12:30)–20.05.2014 (06:10), 23.05 (10:30)–05.06.2014 (09:10), 16.06 (11:45)– 02.07.2014 (00:50), 11.07 (11:50)–25.07.2014 (14:05), 07.08 (09:15)–20.08.2014 (21:05), 26.08 (10:45)–06.09.2014 (16:15)	5, 14.03–06.09.2014
14.11.2014	pobór danych (krok 5-minutowy)	23.05 (10:30)–05.06.2014 (09:10), 16.06 (11:45)–02.07.2014 (00:50), 11.07 (11:50)– 25.07.2014 (14:05), 7.08 (09:15)– 20.08.2014 (21:05), 26.08 (10:45)–06.09.2014 (16:15), 10.09 (10:25)– 25.09.2014 (11:05), 9.10 (12:40)–26.10.2014 (10:05)	6, 23.05–26.10.2014
10.12.2014	pobór danych (krok 5-minutowy)	16.06 (11:45)–02.07.2014 (0:50), 11.07 (11:50)–25.07.2014 (14:05), 7.08 (09:15)– 20.08.2014 (21:05), 26.08 (10:45)–06.09.2014 (16:15), 10.09 (10:25)–25.09.2014 (11:05), 9.10 (12:40)–26.10.2014(10:05), 14.11 (14:20)– 10.12.2014 (11:15)	7, 16.06–10.12.2014
22.01.2015	pobór danych (krok 5-minutowy)	24.07 (12:00)–25.07.2014 (14:05), 07.08 (09:15)–20.08.2014 (21:05), 26.08 (10:45)– 06.09.2014 (16:15), 10.09 (10:25)–25.09.2014 (11:05), 09.10 (12:40)–26.10.2014 (10:05), 14.11 (14:20)–19.01.2015 (9:45)	8, 24.07.2014– 19.01.2015

5.02.2015	pobór danych (krok 5-minutowy)	11.08 (12:00)–20.08.2014 (21:05), 26.08 (10:45)–06.09.2014 (16:15), 10.09 (10:25)–25.09.2014 (11:05), 09.10 (12:40)–26.10.2014 (10:05), 14.11 (14:20)–19.01.2015 (09:45), 22.01 (09:00)–05.02.2015 (9:00)	9, 11.08.2014–05.02.2015
6.03.2015	pobór danych (krok 5-minutowy)	10.09 (10:25)–25.09.2014 (11:05), 09.10 (12:40)–26.10.2014 (10:05), 14.11 (14:20)–19.01.2015 (09:45), 22.01 (09:00)–21.02.2015 (14:15)	10, 10.09.2014–21.02.2015
6.05.2015	pobór danych (krok 5-minutowy)	14.11.2014(14:20)–19.01.2015 (09:45), 22.01 (09:00)–21.02.2015 (14:15), 05.03 (11:35)–20.03.2015 (17:45), 23.03 (11:55)–23.03 (12:00), 24.03 (11:20)–07.04.2015 (00:05), 17.04 (11:35)–03.05.2015 (02:30)	11, 14.11.2014–03.05.2015
26.06.2015	pobór danych (krok 5-minutowy)	14.01 (00:00)–19.01.2015 (9:45) i 22.01 (09:00)–21.02.2015 (14:15) i 05.03 (11:35)–20.03.2015 (17:45) i 23.03 (11:55)–23.03.2015 (12:00) i 24.03 (11:20)–07.04.2015 (00:05) i 17.04 (11:35)–03.05.2015 (02:30) i 8.05 (10:40)–24.05.2015 (11:25) i 5.06 (10:20)–25.06.2015 (11:05)	12, 14.01–25.06.2015
2.09.2015	pobór danych (krok 5-minutowy)	12.03 (12:00)–20.03.2015 (17:45), 23.03 (11:55)–23.03. 2015 (12:00), 24.03 (11:20)–07.04.2015 (00:05), 17.04 (11:35)–03.05.2015 (02:30), 08.05 (10:40)–24.05.2015 (11:25), 05.06 (10:20)–25.06.2015 (11:05), 26.06 (13:05)–09.07.2015 (12:55), 13.07 (10:00)–03.08.2015 (15:00)	13, 12.03–03.08.2015

3.3. Identyfikacja parametrów hydrologicznych i hydraulicznych zlewni referencyjnej

3.3.1. Proponowana metodyka identyfikacji

Parametry modeli hydrodynamicznych zlewni kanalizacji deszczowej (w programie SWMM) można podzielić na 3 rodzaje [82], [89]:

1. Parametry empiryczne służące do obliczeń opadu efektywnego (tj. części opadu, która spływa ze zlewni do kanału), opisujące główne straty w zlewni zurbanizowanej, takie jak: wysokość retencji na uszczelnionej i nieuszczelnionej powierzchni zlewni oraz infiltrację do gruntu (do wzoru (2.5)), a także parametry empiryczne opisujące opory ruchu cieczy na powierzchni zlewni (do wzoru (2.4)) i wewnątrz kanałów, takie jak:

współczynnik szorstkości powierzchni uszczelnionych n_{pu} i nieuszczelnionych n_{pmu} oraz eksploatacyjny współczynnik szorstkości ścian kanałów n .

2. Parametry fizyczne służące do ścisłego opisu zjawisk przepływowych w kanałach (zgodnie z pełnym równaniem ruchu cieczy de Saint-Venanta (2.3)), takie jak: długość, średnica, spadek i zagłębienie dna kanałów, a także sam układ sieci kanalizacyjnej (graf połączeń kanałów w węzłach).

3. Parametry quasi-fizyczne służące do conceptualnego (uproszczonego ideowo) opisu spływu wód po powierzchni zlewni, takie jak: wielkość, rodzaj i zastępczy spadek powierzchni oraz szerokość hydrauliczna danej zlewni cząstkowej (do wzoru (2.4)).

Wartości liczbowe parametrów pierwszego rodzaju można ustalić jedynie w procesie kalibracji i walidacji modelu danej zlewni deszczowej wraz z systemem kanalizacyjnym, na podstawie symulacji dla zebranych danych z monitoringu opadów i przepływów w kanałach. Parametry fizyczne i quasi-fizyczne są zwykle ustalane (na wstępie) w procesie identyfikacji zlewni i kanałów na podstawie zebranych danych inwentaryzacyjnych, z wykorzystaniem map sytuacyjno-wysokościowych uzbrojenia i zagospodarowania terenu, modeli numerycznych terenu czy zdjęć lotniczych (ortofotomap).

Do budowy modelu należy wykorzystać dane dostępne w literaturze przedmiotu (zob. rozdz. 2.2) i na tej podstawie przyjąć zakresy możliwych zmian parametrów hydrologicznych i hydraulicznych modelu (zob. tab. 3.9), w tym wzorów na szerokość hydrauliczną podzlewni.

Tabela 3.9. Wartości parametrów modeli hydrodynamicznych systemów kanalizacyjnych podawane w literaturze przedmiotu

Opis parametru	Oznaczenie	Jednostka	Dane w literaturze przedmiotu [3], [6], [14], [84], [89], [90], [92], [121], [122], [123], [124]	Zawilski (Łódź) [76], [97], [105]	Szeląg (Kielce) [131]	Mrowiec (Częstochowa) [40], [66]	Skotnicki (Poznań) [99], [113], [125]
Powierzchnia zlewni	F	ha	–	360	62	69	670
Szerokość hydrauliczna zlewni cząstkowej	W	m	różne wzory	$1,5\sqrt{F}$	$1,1\sqrt{F}$	\sqrt{F}	\sqrt{F}
Współczynnik szorstkości – kanały deszczowe	n	$s/m^{1/3}$	0,013–0,020	0,015	0,015	0,013	0,018
Współczynnik szorstkości – powierzchnie uszczelnione	n_{pu}	$s/m^{1/3}$	0,011–0,050	0,013	0,015	0,015	0,015

Współczynnik szorstkości – powierzchni nieuszczelnione	n_{pnu}	$s/m^{1/3}$	0,1–0,8	0,1	0,15	0,2–0,4	0,2
Wysokość retencji – powierzchni uszczelnione	h_{pu}	mm	1,3–2,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Wysokość retencji – powierzchni nieuszczelnione	h_{pnu}	mm	2,5–7,5	5	6	6–7	brak danych
Początkowa intensywność infiltracji (model Hortona)	I_{in0}	mm/h	8–254	90	90	75	brak danych
Końcowa intensywność infiltracji (model Hortona)	$I_{in k}$	mm/h	0,2–12	5	15	15	brak danych
Stała recesji infiltracji (model Hortona)	r	l/h	2–7	4	3	b.d.	brak danych
Czas wysychania gruntu (model Hortona)	T_s	d	2–14	7	3	b.d.	brak danych

3.3.2. Parametry infiltracji do modelu Hortona

W modelu Hortona infiltracja w profilu glebowym jest opisana za pomocą równania (2.5) (zob. rozdz. 2.2.3). Parametrami, jakie należy wprowadzić do dynamicznego modelu Hortona, są dane o infiltracji dla nieuszczelnionych powierzchni.

Na terenie badanych osiedli mieszkaniowych poziom wody podziemnej waha się w granicach 2,5–3,5 m p.p.t. w zależności od pory roku, co dowodzi, że są to gleby suche. Przypowierzchniowe warstwy gruntu zbudowane są głównie z utworów piaszczysto-gliniastych, częściowo pochodzenia antropogenicznego, o współczynniku infiltracji rzędu kilku metrów na dobę (średnio 2,0 m/d).

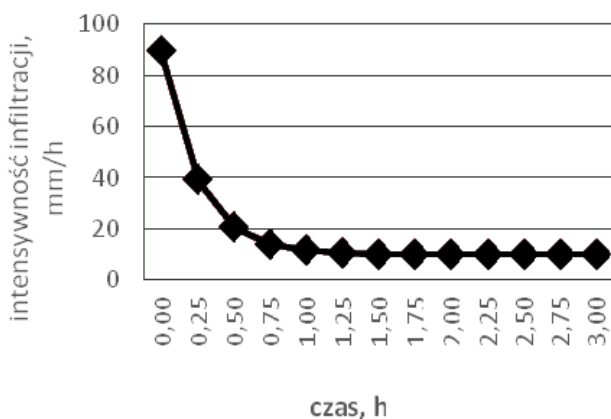
Opierając się na dostępnych profilach glebowych nieuszczelnionych terenów badanej zlewni, uśredniono warunki hydrogeologiczne w dostosowaniu do danych literaturowych, w związku z czym:

- początkowa wartość intensywności infiltracji $I_{in0} = 90$ mm/h;
- końcowa intensywność infiltracji $I_{in k} = 10$ mm/h;
- stała recesji $r = 4$ h⁻¹ (0,0667 min⁻¹).

Ponadto założono, że całkowity czas schnięcia w pełni nasyconego gruntu wynosi 7 dni. Zmiany w czasie intensywności infiltracji (na podstawie modelu Hortona) podano w tabeli 3.14 oraz zobrazowano na rysunku 3.10.

Tabela 3.10. Intensywność infiltracji wyznaczona z modelu Hortona

Czas, h, min	Intensywność infiltracji, mm/h	Czas, h, min	Intensywność infiltracji, mm/h
0'00	90	1'30	10,20
0'10	51,07	1'40	10,10
0'20	31,09	1'50	10,05
0'30	20,83	2'00	10,03
0'40	15,56	2'10	10,01
0'50	12,85	2'20	10,01
1'00	11,47	2'30	10
1'10	10,75	2'40	10
1'20	10,39	3'00	10



Rys. 3.9. Krzywa infiltracji Hortona dla terenów nieuszczelnionych badanej zlewni

Z rysunku 3.9 wynika, że po ok. godzinie trwania intensywnego opadu osiągnięta jest minimalna intensywność infiltracji wody opadowej do gruntu.

3.3.3. Szerokość hydrauliczna podzlewni cząstkowych

Przeprowadzona w rozdziale 2.3 analiza danych literaturowych dotycząca wzorów na hydrauliczną szerokość zlewni W pozwoliła na wyselekcjonowanie kilku ich najczęściej stosowanych postaci, które na potrzeby budowy modelu (w programie SWMM) dla pilotowej zlewni deszczowej we Wrocławiu zostały następnie poszerzone o wzory zaproponowane przez autorów niniejszej monografii.

Jako metodę 1 zastosowano wzór (2.19) odwzorowujący najdokładniej nieregularność, tj. niesymetryczność poszczególnych powierzchni podzlewni cząstkowych

(oznaczenia F_1 i F_2 na rys. 2.3b, rozdz. 2.3.1) względem położenia kanału deszczowego:

$$W1 = (2 - S_K)L_K \quad (3.3)$$

gdzie:

L_K – długości kanału, m,

S_K – współczynnik skośności obliczany z wzoru (2.18).

Wzór (3.3) opisuje również podzlewnie symetryczne względem kanału deszczowego. Jeżeli wzór jest wykorzystywany do opisu podzlewni symetrycznej, wówczas współczynnik skośności $S_K = 0$, natomiast szerokość hydrauliczna $W1$ obliczana jest z uproszczonej postaci wzoru (2.16) (rozdz. 2.3.1).

Zestawienie parametrów analizowanych 75 zlewni cząstkowych wraz z wynikami obliczeń $W1$ (3.3) podano w tabeli 3.11.

Tabela 3.11. Zestawienie parametrów zlewni cząstkowych do obliczania $W1$

Lp.	Nr wężla	Nr powierzchni	Powierzchnia zlewni, F_z , ha	Spadek powierzchni, i_p , %	Metoda 1: $W1 = (2 - S_K) \cdot L_K$						
					Długość, L_K , m	Szerokość, b , m	Powierzchnia mniejsza, F_1 , m ²	Powierzchnia większa, F_2 , m ²	Współczynnik skośności, S_K	$W1 = (2 - S_K)L_K$, m	$L_{ob1} = F/W_1$, m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	18	P1	0,9019	1,20	67,0	134,6	2706,0	6312,9	0,40	107,2	84,1
2	23	P2	0,7137	1,35	48,0	148,7	603,4	6533,6	0,83	56,1	127,2
3	25	P3	0,4134	1,28	74,0	55,9	1113,6	3020,4	0,46	113,9	36,3
4	45	P4	1,3590	1,18	88,9	152,9	5070,8	8519,5	0,25	155,2	87,5
5	30	P5	2,6172	1,36	103,0	254,1	11978,2	14193,3	0,08	197,3	132,7
6	43	P6	1,2960	1,12	70,9	182,8	2151,0	10809,1	0,67	94,4	137,2
7	43	P7	2,5678	1,16	96,0	267,5	8559,4	17118,7	0,33	160,0	160,5
8	28	P8	1,6312	0,99	96,3	169,4	1594,2	14717,8	0,80	115,1	141,7
9	65	P9	0,2985	1,11	101,8	29,3	1112,0	1873,0	0,25	177,6	16,8
10	65	P9.1	0,9759	1,24	106,6	91,5	1777,1	7981,9	0,64	145,4	67,1
11	70	P10	1,0538	1,09	111,0	94,9	3037,4	7500,6	0,42	175,0	60,2
12	73	P11	2,4492	1,21	104,5	234,4	4452,7	20039,1	0,64	142,5	171,9
13	78	P12	2,8358	1,06	150,0	189,1	10782,7	17575,3	0,24	264,1	107,4
14	94	P13	0,3094	0,83	51,1	60,5	844,9	2249,1	0,45	79,0	39,2
15	113	P14	1,2941	1,21	108,8	118,9	5752,9	7188,1	0,11	205,5	63,0
16	119	P14.1	0,2220	1,12	85,7	25,9	776,8	1443,2	0,30	145,7	15,2
17	122	P15	0,8671	1,09	128,0	67,7	2284,5	6386,5	0,47	195,4	44,4
18	128	P15.1	0,4978	1,33	52,0	95,7	1190,6	3787,4	0,52	76,9	64,8
19	80	P16	2,3105	1,27	84,0	275,1	3964,3	19140,7	0,66	112,8	204,8
20	99	P16.1	3,4074	1,10	109,0	312,6	3881,9	30192,1	0,77	133,8	254,6
21	121	P17	0,5730	0,17	113,0	50,7	578,4	5151,6	0,80	135,8	42,2
22	143	P18	0,7008	0,56	43,8	160,0	1600,9	5407,1	0,54	63,8	109,8
23	144	P19	1,0889	1,30	58,8	185,2	1953,5	8935,5	0,64	79,9	136,3

24	149	P19.1	0,3600	0,49	41,4	87,0	1780,3	1819,7	0,01	82,3	43,7
25	153	P19.2	0,5705	0,51	63,7	89,6	2233,1	3471,9	0,22	113,6	50,2
26	153	P19.3	0,5316	0,31	76,5	69,5	2054,1	3261,9	0,23	135,6	39,2
27	161	P20	0,8478	0,79	66,5	127,5	2276,6	6201,4	0,46	102,2	82,9
28	164	P20.1	0,5898	0,79	44,7	131,9	2173,2	3724,8	0,26	77,6	76,0
29	168	P20.2	0,5542	0,79	66,3	83,6	2674,1	2867,9	0,03	130,3	42,5
30	133	P21	1,8741	0,25	125,0	149,9	6665,1	12075,9	0,29	213,9	87,6
31	142	P21.1	1,0254	0,33	99,6	103,0	2257,1	7996,9	0,56	143,4	71,5
32	170	P22	2,2621	0,22	129,7	174,4	2592,2	20028,8	0,77	159,4	141,9
33	170	P23	1,8855	0,68	112,0	168,3	5965,0	12890,0	0,37	182,9	103,1
34	182	P24	3,4543	0,18	134,3	257,2	13910,1	20632,9	0,19	242,5	142,5
35	206	P24.1	2,1320	0,30	125,0	170,6	4204,7	17115,3	0,61	174,3	122,3
36	237	P25	1,8738	1,00	103,0	181,9	1739,2	16998,8	0,81	122,1	153,4
37	242	P26	0,6718	1,01	156,7	42,9	2717,7	4000,3	0,19	283,5	23,7
38	246	P26.1	3,2296	0,22	115,0	280,8	12918,4	19377,6	0,20	207,0	156,0
39	237	P27	1,1965	0,91	73,0	163,9	4786,0	7179,0	0,20	131,4	91,1
40	237e	P27.1	1,4433	0,80	73,5	196,4	5773,2	8659,8	0,20	132,3	109,1
41	238	P28	1,4275	0,70	63,7	224,1	5709,9	8564,8	0,20	114,7	124,5
42	238j	P28.1	1,3525	0,72	66,0	204,9	5409,9	8114,8	0,20	118,8	113,8
43	238o	P28.2	1,3525	0,72	64,0	211,3	5409,9	8114,8	0,20	115,2	117,4
44	242	P29	1,0803	0,97	59,0	183,1	1543,3	9259,7	0,71	75,9	142,4
45	271	P30	2,8480	0,79	120,0	237,3	11392,0	17088,0	0,20	216,0	131,9
46	294	P31	1,4126	1,15	98,0	144,1	1569,6	12556,4	0,78	119,8	117,9
47	322	P32	1,9381	1,24	111,0	174,6	1937,8	17443,2	0,80	133,2	145,5
48	303	P33	1,8034	0,74	118,0	152,8	606,5	17427,5	0,93	125,9	143,2
49	310	P34	0,6811	1,25	58,0	117,4	838,6	5972,4	0,75	72,3	94,2
50	313	P34.1	1,1225	1,72	56,7	198,0	3741,7	7483,3	0,33	94,5	118,8
51	445	P35	1,3915	1,40	136,0	102,3	139,2	13775,9	0,98	138,7	100,3
52	441	P36	1,1130	1,19	102,0	109,1	806,6	10323,4	0,86	116,8	95,3
53	423	P37	1,0688	1,34	59,5	179,6	2137,6	8550,4	0,60	83,3	128,3
54	427	P37.1	1,6611	1,68	88,3	188,1	5537,0	11074,0	0,33	147,2	112,9
55	430	P37.2	1,9202	1,68	79,0	243,1	6400,7	12801,3	0,33	131,7	145,8
56	322	P38	0,7092	1,81	59,0	120,2	3169,0	3923,0	0,11	111,7	63,5
57	454	P39	0,8307	1,32	67,3	123,4	2467,2	5839,8	0,41	107,3	77,4
58	472	P40	1,2163	0,55	92,3	131,8	5212,7	6950,3	0,14	171,4	71,0
59	477	P40.1	1,1973	0,55	106,0	113,0	5131,3	6841,7	0,14	196,9	60,8
60	481	P41	1,0682	0,99	82,5	129,5	1526,0	9156,0	0,71	106,1	100,7
61	493	P42	1,1805	0,59	119,6	98,7	4722,0	7083,0	0,20	215,3	54,8
62	498	P42.1	1,1768	0,99	82,5	142,6	5884,0	5884,0	0,00	165,0	71,3
63	271	P43	1,2862	0,67	71,2	180,6	1837,4	11024,6	0,71	91,5	140,5
64	342	P43.1	0,8608	0,46	75,0	114,8	1076,0	7532,0	0,75	93,8	91,8
65	359	P44	1,6821	0,88	134,5	125,1	3516,3	13304,7	0,58	190,7	88,2
66	369	P44.1	0,8713	0,75	116,1	75,0	3576,5	5136,5	0,18	211,4	41,2
67	361	P45	2,6804	0,88	106,5	251,7	10309,2	16494,8	0,23	188,4	142,3
68	382	P46	5,3379	0,55	192,0	278,0	17793,0	35586,0	0,33	320,0	166,8
69	342	P47	1,3893	0,50	145,5	95,5	4631,0	9262,0	0,33	242,5	57,3
70	350	P47.1	0,7220	0,50	133,0	54,3	2204,4	5015,6	0,39	214,2	33,7
71	454	P48	0,5189	0,92	74,0	70,1	2075,6	3113,4	0,20	133,2	39,0
72	457	P49	2,1285	0,70	119,6	178,0	7577,4	13707,6	0,29	204,8	104,0
73	356	P49.1	0,7632	1,27	49,0	155,8	3052,8	4579,2	0,20	88,2	86,5

74	472	P50	0,2716	1,42	102,2	26,6	922,7	1793,3	0,32	171,6	15,8
75	505	P51	1,0265	1,20	136,9	75,0	2963,0	7302,0	0,42	215,9	47,5
76	Suma		103,98	–	–	–	297315,0	742459,0	–	–	–
77	Średnia arytmetyczna		1,39	0,93	93,4	147,3	–	–	0,42	146,8	96,4
78	Wartość min		5,34	1,81	192,0	312,6	17793,0	35586,0	0,98	320,0	254,6
79	Wartość max		0,22	0,17	41,4	25,9	139,2	1443,2	0,00	56,1	15,2
80	Mediana		1,20	1,0	96,0	144,1	2706,0	8114,8	0,3	133,8	94,2

Jako metodę 2 zastosowano, często wykorzystywany w obliczeniach w literaturze przedmiotu (rozdz. 2.3.2), wzór na szerokość hydrauliczną:

$$W2 = \sqrt{F_i} \quad (3.4)$$

Jako metodę 3 zaproponowano własną, uproszczoną zależność:

$$W3 = 1,5L_K \quad (3.5)$$

Mnożnik 1,5 w (3.5) wynika ze stosunku średniej arytmetycznej szerokości hydraulicznej zlewni z metody 1: $W1_{sr} = 146,8$ m (tab. 3.11, kol. 11, wiersz 77), a także z mediany: $W1_m = 133,8$ m (tab. 3.11, kol. 11, wiersz 80) do średniej arytmetycznej długości kanałów (poszczególnych zlewni cząstkowych): $L_{K_{sr}} = 93,4$ m (tab. 3.11, kol. 6, wiersz 77), a także z mediany: $L_{K_m} = 96,0$ m (tab. 3.11, kol. 6, wiersz 80). W pierwszym przypadku mnożnik ma wartość 1,57, w drugim 1,39, a więc średnio 1,48 – przyjęta wartość to 1,5. Jak już wspomniano, metoda 1 wprawdzie najdokładniej odwzorowuje nieregularność powierzchni badanych, tj. ich niesymetryczność względem kanałów deszczowych, jest jednak wysoce pracochłonna. Właściwe więc będzie sprawdzenie przydatności uproszczonego zapisu $W3$ (3.5) w praktyce, tj. do kalibracji i walidacji modelu.

Zestawienie parametrów zlewni cząstkowych wraz z wynikami obliczeń $W2$ (3.4) oraz $W3$ (3.5) podano w tabeli 3.12.

Tabela 3.12. Parametry zlewni cząstkowych i wyniki obliczania $W2$ oraz $W3$

Lp.	Nr węzła	Nr powierzchni	Pow. zlewni, F_i , ha	Spadek powierzchni, i_p , %	Długość, L_K , m	Pow. uszczelniona, F_u , m ²	Metoda 2	Metoda 3
							$W2 = \sqrt{F}$, m	$W3 = 1,5 \cdot L_K$, m
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	18	P1	0,9019	1,20	67,0	6415,9	95,0	100,5
2	23	P2	0,7137	1,35	48,0	5154,0	84,5	72,0
3	25	P3	0,4134	1,28	74,0	3914,6	64,3	111,0
4	45	P4	1,3590	1,18	88,9	13590,3	116,6	133,4
5	30	P5	2,6172	1,36	103,0	17393,6	161,8	154,5
6	43	P6	1,2960	1,12	70,9	12842,3	113,8	106,4
7	43	P7	2,5678	1,16	96,0	22573,2	160,2	144,0
8	28	P8	1,6312	0,99	96,3	9755,8	127,7	144,5

9	65	P9	0,2985	1,11	101,8	1585,0	54,6	152,7
10	65	P9.1	0,9759	1,24	106,6	5849,0	98,8	159,9
11	70	P10	1,0538	1,09	111,0	5467,5	102,7	166,5
12	73	P11	2,4492	1,21	104,5	20974,4	156,5	156,8
13	78	P12	2,8358	1,06	150,0	21043,4	168,4	225,0
14	94	P13	0,3094	0,83	51,1	2397,4	55,6	76,7
15	113	P14	1,2941	1,21	108,8	11082,6	113,8	163,2
16	119	P14.1	0,2220	1,12	85,7	1189,1	47,1	128,6
17	122	P15	0,8671	1,09	128,0	4523,6	93,1	192,0
18	128	P15.1	0,4978	1,33	52,0	4480,2	70,6	78,0
19	80	P16	2,3105	1,27	84,0	19746,2	152,0	126,0
20	99	P16.1	3,4074	1,10	109,0	30150,2	184,6	163,5
21	121	P17	0,5730	0,17	113,0	3786,9	75,7	169,5
22	143	P18	0,7008	0,56	43,8	5726,1	83,7	65,7
23	144	P19	1,0889	1,30	58,8	9800,1	104,4	88,2
24	149	P19.1	0,3600	0,49	41,4	3240,0	60,0	62,1
25	153	P19.2	0,5705	0,51	63,7	5134,5	75,5	95,6
26	153	P19.3	0,5316	0,31	76,5	4784,4	72,9	114,8
27	161	P20	0,8478	0,79	66,5	6976,2	92,1	99,8
28	164	P20.1	0,5898	0,79	44,7	5721,4	76,8	67,1
29	168	P20.2	0,5542	0,79	66,3	4521,0	74,4	99,5
30	133	P21	1,8741	0,25	125,0	10388,7	136,9	187,5
31	142	P21.1	1,0254	0,33	99,6	9433,7	101,3	149,4
32	170	P22	2,2621	0,22	129,7	3329,7	150,4	194,6
33	170	P23	1,8855	0,68	112,0	5775,0	137,3	168,0
34	182	P24	3,4543	0,18	134,3	5602,0	185,9	201,5
35	206	P24.1	2,1320	0,30	125,0	6159,5	146,0	187,5
36	237	P25	1,8738	1,00	103,0	10968,0	136,9	154,5
37	242	P26	0,6718	1,01	156,7	3208,3	82,0	235,1
38	246	P26.1	3,2296	0,22	115,0	6239,6	179,7	172,5
39	237	P27	1,1965	0,91	73,0	5125,0	109,4	109,5
40	237e	P27.1	1,4433	0,80	73,5	5321,0	120,1	110,3
41	238	P28	1,4275	0,70	63,7	4512,7	119,5	95,6
42	238j	P28.1	1,3525	0,72	66,0	4414,0	116,3	99,0
43	238o	P28.2	1,3525	0,72	64,0	4405,0	116,3	96,0
44	242	P29	1,0803	0,97	59,0	4923,6	103,9	88,5
45	271	P30	2,8480	0,79	120,0	15838,8	168,8	180,0
46	294	P31	1,4126	1,15	98,0	12713,4	118,9	147,0
47	322	P32	1,9381	1,24	111,0	16519,6	139,2	166,5
48	303	P33	1,8034	0,74	118,0	11808,8	134,3	177,0
49	310	P34	0,6811	1,25	58,0	4117,9	82,5	87,0
50	313	P34.1	1,1225	1,72	56,7	9541,3	105,9	85,1
51	445	P35	1,3915	1,40	136,0	9508,4	118,0	204,0
52	441	P36	1,1130	1,19	102,0	6384,9	105,5	153,0
53	423	P37	1,0688	1,34	59,5	6973,9	103,4	89,3
54	427	P37.1	1,6611	1,68	88,3	13828,7	128,9	132,5
55	430	P37.2	1,9202	1,68	79,0	15985,7	138,6	118,5
56	322	P38	0,7092	1,81	59,0	6645,8	84,2	88,5
57	454	P39	0,8307	1,32	67,3	5340,4	91,1	101,0
58	472	P40	1,2163	0,55	92,3	4999,0	110,3	138,5
59	477	P40.1	1,1973	0,55	106,0	4920,9	109,4	159,0

60	481	P41	1,0682	0,99	82,5	5019,5	103,4	123,8
61	493	P42	1,1805	0,59	119,6	5547,2	108,7	179,4
62	498	P42.1	1,1768	0,99	82,5	5529,8	108,5	123,8
63	271	P43	1,2862	0,67	71,2	3833,5	113,4	106,8
64	342	P43.1	0,8608	0,46	75,0	2170,8	92,8	112,5
65	359	P44	1,6821	0,88	134,5	9391,3	129,7	201,8
66	369	P44.1	0,8713	0,75	116,1	5488,6	93,3	174,2
67	361	P45	2,6804	0,88	106,5	11009,6	163,7	159,8
68	382	P46	5,3379	0,55	192,0	25943,5	231,0	288,0
69	342	P47	1,3893	0,50	145,5	7545,8	117,9	218,3
70	350	P47.1	0,7220	0,50	133,0	3921,4	85,0	199,5
71	454	P48	0,5189	0,92	74,0	2246,8	72,0	111,0
72	457	P49	2,1285	0,70	119,6	10105,3	145,9	179,4
73	356	P49.1	0,7632	1,27	49,0	4710,5	87,4	73,5
74	472	P50	0,2716	1,42	102,2	1881,2	52,1	153,3
75	505	P51	1,0265	1,20	136,9	5940,2	101,3	205,4
76	Suma		103,98	–	–	615037,1	–	–
77	Średnia arytmetyczna		1,39	0,93	93,4	8200,5	112,3	140,0
78	Wartość max		5,34	1,81	192,0	30150,2	231,0	288,0
79	Wartość min		0,22	0,17	41,4	1189,1	47,1	62,1
80	Mediana		1,20	1,0	96,0	5726,1	108,7	144,0

Jako metodę 4 zastosowano wzór (2.24) z rozdziału 2.3.2 zalecany przez prof. Zawilskiego:

$$W4 = 1,5\sqrt{F_i} \quad (3.6)$$

Do weryfikacji przydatności literaturowego zapisu (3.6) w warunkach wrocławskich zaproponowano do kalibracji i walidacji modelu trzy postacie zapisu $W4$ z mnożnikami: 1,4, 1,5 i 1,6:

$$W4(1,4) = 1,4\sqrt{F_i} \quad (3.6a)$$

$$W4(1,5) = 1,5\sqrt{F_i} \quad (3.6b)$$

$$W4(1,6) = 1,6\sqrt{F_i} \quad (3.6c)$$

Ze względu na fakt, że w zlewniach miejskich największy wpływ na wielkość spływu wód deszczowych do kanalizacji mają uszczelnione powierzchnie F_u , w kolejności – jako metodę 5 – do obliczenia szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowych zaproponowano własną wersję wzoru o ogólnej postaci:

$$W5 = x\sqrt{F_u} \quad (3.7)$$

Do weryfikacji przydatności zapisu (3.7) w warunkach wrocławskich zaproponowano do kalibracji i walidacji modelu trzy postacie zapisu na $W5$ z mnożnikami: $x = 1,6, 1,8$ i $2,0$ ustalone w testach wstępnych:

$$W5(1,6) = 1,6\sqrt{F_u} \quad (3.7a)$$

$$W5(1,8) = 1,8\sqrt{F_u} \quad (3.7b)$$

$$W5(2,0) = 2,0\sqrt{F_u} \quad (3.7c)$$

Średnia wartość mnożnika $x = 1,8$ (3.7b) wynika z proporcji wartości średniej arytmetycznej szerokości hydraulicznej zlewni z metody 1: $W1_{sr} = 146,8$ m (tab. 3.11, kol. 11, wiersz 77), a także mediany tej wielkości: $W1_m = 133,8$ m (tab. 3.11, kol. 11, wiersz 80) do pierwiastka ze średniej arytmetycznej wartości powierzchni uszczelnionej ($F_{usr} = 8200,5$ m²), czyli $90,6$ m, (tab. 3.12, kol. 7, wiersz 77), a także z mediany ($F_{um} = 5726,1$ m²), czyli $75,7$ (tab. 3.12, kol. 7, wiersz 80). W pierwszym przypadku otrzymamy $W5(1,8)_{sr} = 163$ m, w drugim $W5(1,8)_m = 136$ m, a więc średnio $149,5$ m. Jest to wartość zbliżona do $W1_{sr} = 146,8$ m. Jak już wspomniano w pracy, metoda 1 jest wprawdzie bardzo pracochłonna, ale najdokładniej odwzorowuje nieregularność powierzchni badanych zlewni cząstkowych, tj. ich niesymetryczność względem kanałów deszczowych. Właściwe więc będzie sprawdzenie przydatności uproszczonych zapisów $W5$ w praktyce, tj. w kalibracji i walidacji modelu.

W tabeli 3.13 zestawiono parametry zlewni cząstkowych wraz z wynikami obliczeń $W4$ (kol. 6–8) oraz $W5$ (kol. 9–11).

Tabela 3.13. Parametry zlewni cząstkowych i wyniki obliczania $W4$ oraz $W5$

Lp.	Nr węzła	Nr powierzchni	Powierzchnia zlewni, F_s , ha	Powierzchnia uszczelniona, F_{us} , m ²	Metoda 4			Metoda 5		
					$W4(1,4) = 1,4\sqrt{F_s}$, m	$W4(1,5) = 1,5\sqrt{F_s}$, m	$W4(1,6) = 1,6\sqrt{F_s}$, m	$W5(1,6) = 1,6\sqrt{F_{us}}$, m	$W5(1,8) = 1,8\sqrt{F_{us}}$, m	$W5(2,0) = 2\sqrt{F_{us}}$, m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	18	P1	0,9019	6415,9	133,0	142,5	151,9	128,2	144,2	160,2
2	23	P2	0,7137	5154,0	118,3	126,7	135,2	114,9	129,2	143,6
3	25	P3	0,4134	3914,6	90,0	96,4	102,9	100,1	112,6	125,1
4	45	P4	1,3590	13590,3	163,2	174,9	186,5	186,5	209,8	233,2
5	30	P5	2,6172	17393,6	226,5	242,7	258,8	211,0	237,4	263,8
6	43	P6	1,2960	12842,3	159,4	170,8	182,1	181,3	204,0	226,6
7	43	P7	2,5678	22573,2	224,3	240,4	256,4	240,4	270,4	300,5
8	28	P8	1,6312	9755,8	178,8	191,6	204,3	158,0	177,8	197,5
9	65	P9	0,2985	1585,0	76,5	82,0	87,4	63,7	71,7	79,6
10	65	P9.1	0,9759	5849,0	138,3	148,2	158,1	122,4	137,7	153,0
11	70	P10	1,0538	5467,5	143,7	154,0	164,2	118,3	133,1	147,9

12	73	P11	2,4492	20974,4	219,1	234,7	250,4	231,7	260,7	289,7
13	78	P12	2,8358	21043,4	235,8	252,6	269,4	232,1	261,1	290,1
14	94	P13	0,3094	2397,4	77,9	83,4	89,0	78,3	88,1	97,9
15	113	P14	1,2941	11082,6	159,3	170,6	182,0	168,4	189,5	210,5
16	119	P14.1	0,2220	1189,1	66,0	70,7	75,4	55,2	62,1	69,0
17	122	P15	0,8671	4523,6	130,4	139,7	149,0	107,6	121,1	134,5
18	128	P15.1	0,4978	4480,2	98,8	105,8	112,9	107,1	120,5	133,9
19	80	P16	2,3105	19746,2	212,8	228,0	243,2	224,8	252,9	281,0
20	99	P16.1	3,4074	30150,2	258,4	276,9	295,3	277,8	312,5	347,3
21	121	P17	0,5730	3786,9	106,0	113,5	121,1	98,5	110,8	123,1
22	143	P18	0,7008	5726,1	117,2	125,6	133,9	121,1	136,2	151,3
23	144	P19	1,0889	9800,1	146,1	156,5	167,0	158,4	178,2	198,0
24	149	P19.1	0,3600	3240,0	84,0	90,0	96,0	91,1	102,5	113,8
25	153	P19.2	0,5705	5134,5	105,7	113,3	120,9	114,6	129,0	143,3
26	153	P19.3	0,5316	4784,4	102,1	109,4	116,7	110,7	124,5	138,3
27	161	P20	0,8478	6976,2	128,9	138,1	147,3	133,6	150,3	167,0
28	164	P20.1	0,5898	5721,4	107,5	115,2	122,9	121,0	136,2	151,3
29	168	P20.2	0,5542	4521,0	104,2	111,7	119,1	107,6	121,0	134,5
30	133	P21	1,8741	10388,7	191,7	205,3	219,0	163,1	183,5	203,8
31	142	P21.1	1,0254	9433,7	141,8	151,9	162,0	155,4	174,8	194,3
32	170	P22	2,2621	3329,7	210,6	225,6	240,6	92,3	103,9	115,4
33	170	P23	1,8855	5775,0	192,2	206,0	219,7	121,6	136,8	152,0
34	182	P24	3,4543	5602,0	260,2	278,8	297,4	119,8	134,7	149,7
35	206	P24.1	2,1320	6159,5	204,4	219,0	233,6	125,6	141,3	157,0
36	237	P25	1,8738	10968,0	191,6	205,3	219,0	167,6	188,5	209,5
37	242	P26	0,6718	3208,3	114,7	122,9	131,1	90,6	102,0	113,3
38	246	P26.1	3,2296	6239,6	251,6	269,6	287,5	126,4	142,2	158,0
39	237	P27	1,1965	5125,0	153,1	164,1	175,0	114,5	128,9	143,2
40	237e	P27.1	1,4433	5321,0	168,2	180,2	192,2	116,7	131,3	145,9
41	238	P28	1,4275	4512,7	167,3	179,2	191,2	107,5	120,9	134,4
42	238j	P28.1	1,3525	4414,0	162,8	174,4	186,1	106,3	119,6	132,9
43	238o	P28.2	1,3525	4405,0	162,8	174,4	186,1	106,2	119,5	132,7
44	242	P29	1,0803	4923,6	145,5	155,9	166,3	112,3	126,3	140,3
45	271	P30	2,8480	15838,8	236,3	253,1	270,0	201,4	226,5	251,7
46	294	P31	1,4126	12713,4	166,4	178,3	190,2	180,4	203,0	225,5
47	322	P32	1,9381	16519,6	194,9	208,8	222,7	205,6	231,4	257,1
48	303	P33	1,8034	11808,8	188,0	201,4	214,9	173,9	195,6	217,3
49	310	P34	0,6811	4117,9	115,5	123,8	132,0	102,7	115,5	128,3
50	313	P34.1	1,1225	9541,3	148,3	158,9	169,5	156,3	175,8	195,4
51	445	P35	1,3915	9508,4	165,1	176,9	188,7	156,0	175,5	195,0
52	441	P36	1,1130	6384,9	147,7	158,2	168,8	127,8	143,8	159,8
53	423	P37	1,0688	6973,9	144,7	155,1	165,4	133,6	150,3	167,0
54	427	P37.1	1,6611	13828,7	180,4	193,3	206,2	188,2	211,7	235,2
55	430	P37.2	1,9202	15985,7	194,0	207,9	221,7	202,3	227,6	252,9
56	322	P38	0,7092	6645,8	117,9	126,3	134,7	130,4	146,7	163,0
57	454	P39	0,8307	5340,4	127,6	136,7	145,8	116,9	131,5	146,2
58	472	P40	1,2163	4999,0	154,4	165,4	176,5	113,1	127,3	141,4
59	477	P40.1	1,1973	4920,9	153,2	164,1	175,1	112,2	126,3	140,3
60	481	P41	1,0682	5019,5	144,7	155,0	165,4	113,4	127,5	141,7
61	493	P42	1,1805	5547,2	152,1	163,0	173,8	119,2	134,1	149,0

62	498	P42.1	1,1768	5529,8	151,9	162,7	173,6	119,0	133,9	148,7
63	271	P43	1,2862	3833,5	158,8	170,1	181,5	99,1	111,4	123,8
64	342	P43.1	0,8608	2170,8	129,9	139,2	148,4	74,5	83,9	93,2
65	359	P44	1,6821	9391,3	181,6	194,5	207,5	155,1	174,4	193,8
66	369	P44.1	0,8713	5488,6	130,7	140,0	149,3	118,5	133,4	148,2
67	361	P45	2,6804	11009,6	229,2	245,6	262,0	167,9	188,9	209,9
68	382	P46	5,3379	25943,5	323,5	346,6	369,7	257,7	289,9	322,1
69	342	P47	1,3893	7545,8	165,0	176,8	188,6	139,0	156,4	173,7
70	350	P47.1	0,7220	3921,4	119,0	127,5	136,0	100,2	112,7	125,2
71	454	P48	0,5189	2246,8	100,8	108,1	115,3	75,8	85,3	94,8
72	457	P49	2,1285	10105,3	204,3	218,8	233,4	160,8	180,9	201,0
73	356	P49.1	0,7632	4710,5	122,3	131,0	139,8	109,8	123,5	137,3
74	472	P50	0,2716	1881,2	73,0	78,2	83,4	69,4	78,1	86,7
75	505	P51	1,0265	5940,2	141,8	152,0	162,1	123,3	138,7	154,1
76	Suma		103,98	615037,1	-	-	-	-	-	-
77	Średnia arytmetyczna		1,3864	8200,5	157,2	168,5	179,7	137,3	154,4	171,6
78	Wartość max		5,34	30150,2	323,5	346,6	369,7	277,8	312,5	347,3
79	Wartość min		0,22	1189,1	66,0	70,7	75,4	55,2	62,1	69,0
80	Mediana		1,20	5726,1	152,1	163,0	173,8	121,1	136,2	151,3

W monografii zostanie sprawdzona przydatność metody 6 zalecanej przez prof. Sowińskiego [104]. Podstawą tej metody jest odległość między wpustami ulicznymi, a zastosowano w niej dyskretnie zmienianą długość drogi spływu z uszczelnionych powierzchni: $L_{obl} = 50$ m, 75 m i 100 m do ogólnej postaci wzoru (2.22) z rozdziału 2.3.1:

$$W6 = \frac{F_u}{L_{obl}} \quad (3.8)$$

po uszczegółowieniu:

$$W6(50) = \frac{F_u}{50} \quad (3.8a)$$

$$W6(75) = \frac{F_u}{75} \quad (3.8b)$$

$$W6(100) = \frac{F_u}{100} \quad (3.8c)$$

Zestawienie parametrów zlewni cząstkowych wraz z wynikami obliczeń $W6$ podano w tabeli 3.14.

Tabela 3.14. Parametry zlewni cząstkowych i wyniki obliczania W_6

Nr węzła	Nr powierzchni	Powierzchnia zlewni, F_i , ha	Powierzchnia uszczelniona, F_{us} , m ²	Metoda 6		
				$W_6(50)$ = $F_{i1}/50$, m	$W_6(75)$ = $F_{i1}/75$, m	$W_6(100)$ = $F_{i1}/100$, m
18	P1	0,9019	6415,9	128,3	85,5	64,2
23	P2	0,7137	5154,0	103,1	68,7	51,5
25	P3	0,4134	3914,6	78,3	52,2	39,1
45	P4	1,3590	13590,3	271,8	181,2	135,9
30	P5	2,6172	17393,6	347,9	231,9	173,9
43	P6	1,2960	12842,3	256,8	171,2	128,4
43	P7	2,5678	22573,2	451,5	301,0	225,7
28	P8	1,6312	9755,8	195,1	130,1	97,6
65	P9	0,2985	1585,0	31,7	21,1	15,9
65	P9.1	0,9759	5849,0	117,0	78,0	58,5
70	P10	1,0538	5467,5	109,4	72,9	54,7
73	P11	2,4492	20974,4	419,5	279,7	209,7
78	P12	2,8358	21043,4	420,9	280,6	210,4
94	P13	0,3094	2397,4	47,9	32,0	24,0
113	P14	1,2941	11082,6	221,7	147,8	110,8
119	P14.1	0,2220	1189,1	23,8	15,9	11,9
122	P15	0,8671	4523,6	90,5	60,3	45,2
128	P15.1	0,4978	4480,2	89,6	59,7	44,8
80	P16	2,3105	19746,2	394,9	263,3	197,5
99	P16.1	3,4074	30150,2	603,0	402,0	301,5
121	P17	0,5730	3786,9	75,7	50,5	37,9
143	P18	0,7008	5726,1	114,5	76,3	57,3
144	P19	1,0889	9800,1	196,0	130,7	98,0
149	P19.1	0,3600	3240,0	64,8	43,2	32,4
153	P19.2	0,5705	5134,5	102,7	68,5	51,3
153	P19.3	0,5316	4784,4	95,7	63,8	47,8
161	P20	0,8478	6976,2	139,5	93,0	69,8
164	P20.1	0,5898	5721,4	114,4	76,3	57,2
168	P20.2	0,5542	4521,0	90,4	60,3	45,2
133	P21	1,8741	10388,7	207,8	138,5	103,9
142	P21.1	1,0254	9433,7	188,7	125,8	94,3
170	P22	2,2621	3329,7	66,6	44,4	33,3
170	P23	1,8855	5775,0	115,5	77,0	57,8
182	P24	3,4543	5602,0	112,0	74,7	56,0
206	P24.1	2,1320	6159,5	123,2	82,1	61,6
237	P25	1,8738	10968,0	219,4	146,2	109,7
242	P26	0,6718	3208,3	64,2	42,8	32,1
246	P26.1	3,2296	6239,6	124,8	83,2	62,4
237	P27	1,1965	5125,0	102,5	68,3	51,3
237e	P27.1	1,4433	5321,0	106,4	70,9	53,2
238	P28	1,4275	4512,7	90,3	60,2	45,1
238j	P28.1	1,3525	4414,0	88,3	58,9	44,1
238o	P28.2	1,3525	4405,0	88,1	58,7	44,1
242	P29	1,0803	4923,6	98,5	65,6	49,2

271	P30	2,8480	15838,8	316,8	211,2	158,4
294	P31	1,4126	12713,4	254,3	169,5	127,1
322	P32	1,9381	16519,6	330,4	220,3	165,2
303	P33	1,8034	11808,8	236,2	157,5	118,1
310	P34	0,6811	4117,9	82,4	54,9	41,2
313	P34.1	1,1225	9541,3	190,8	127,2	95,4
445	P35	1,3915	9508,4	190,2	126,8	95,1
441	P36	1,1130	6384,9	127,7	85,1	63,8
423	P37	1,0688	6973,9	139,5	93,0	69,7
427	P37.1	1,6611	13828,7	276,6	184,4	138,3
430	P37.2	1,9202	15985,7	319,7	213,1	159,9
322	P38	0,7092	6645,8	132,9	88,6	66,5
454	P39	0,8307	5340,4	106,8	71,2	53,4
472	P40	1,2163	4999,0	100,0	66,7	50,0
477	P40.1	1,1973	4920,9	98,4	65,6	49,2
481	P41	1,0682	5019,5	100,4	66,9	50,2
493	P42	1,1805	5547,2	110,9	74,0	55,5
498	P42.1	1,1768	5529,8	110,6	73,7	55,3
271	P43	1,2862	3833,5	76,7	51,1	38,3
342	P43.1	0,8608	2170,8	43,4	28,9	21,7
359	P44	1,6821	9391,3	187,8	125,2	93,9
369	P44.1	0,8713	5488,6	109,8	73,2	54,9
361	P45	2,6804	11009,6	220,2	146,8	110,1
382	P46	5,3379	25943,5	518,9	345,9	259,4
342	P47	1,3893	7545,8	150,9	100,6	75,5
350	P47.1	0,7220	3921,4	78,4	52,3	39,2
454	P48	0,5189	2246,8	44,9	30,0	22,5
457	P49	2,1285	10105,3	202,1	134,7	101,1
356	P49.1	0,7632	4710,5	94,2	62,8	47,1
472	P50	0,2716	1881,2	37,6	25,1	18,8
505	P51	1,0265	5940,2	118,8	79,2	59,4
Suma		103,98	615037,1	-	-	-
Średnia arytmetyczna		1,3864	8200,5	164,0	109,3	82,0
Wartość max		5,34	30150,2	603,0	402,0	301,5
Wartość min		0,22	1189,1	23,8	15,9	11,9
Mediana		1,20	5726,1	114,5	76,3	57,3

4. Kalibracja modelu hydrodynamicznego skanalizowanej zlewni miejskiej

4.1. Proponowana metodyka kalibracji

W rozdziale 2.2.4 wspomniano o ograniczeniach w wykorzystaniu symulacji jako narzędzia wspomagającego projektowanie i eksploatację systemów odwodnieniowych. Konieczny jest bowiem właściwy dobór wartości parametrów modelu w programie SWMM zapewniających wiarygodne rezultaty obliczeń. Wartości parametrów określa się w procesie kalibracji, który bazuje na porównaniu wyników obliczeń z pomiarami. Kalibracja modelu może być przeprowadzona według różnych założeń. Można stosować jednakowe wartości parametrów dla całej zlewni lub różne dla poszczególnych podzlewni cząstkowych. Mieści się to zwykle w klasie dokładności opisu zjawiska opad-odpływ. Najczęściej stosowana jest tzw. kalibracja ekspercka, polegająca na iteracyjnym doborze wartości współczynników, które w sposób najbardziej zbliżony do rzeczywistości, opisują charakter badanych zjawisk.

Kalibracja modelu w programie SWMM powinna obejmować następujące parametry lub ich grupy:

- współczynnik szorstkości ścian kanałów n (do wzoru Manninga);
- współczynnik szorstkości powierzchni spływu n_p (do wzoru (2.4)) – powierzchni uszczelnionych n_{pu} i nieuszczelnionych n_{pnu} ;
- wysokość retencji terenowej h_p (do wzoru (2.4)) – na powierzchniach uszczelnionych h_{pu} i na nieuszczelnionych h_{pnu} ;
- hydrauliczną szerokość zlewni cząstkowej W (do wzoru (2.4)).

Pierwsze trzy grupy parametrów, zależne od stanu kanałów i rodzaju powierzchni zlewni, w celu odwzorowania stanu rzeczywistego można ustalać, a następnie weryfikować w iteracyjnym procesie kalibracji modelu. Natomiast czwarty parametr, tj. hydrauliczną szerokość podzlewni cząstkowych W_i przyjmowaną wstępnie w procesie identyfikacji (rozd. 3.2.2), można zweryfikować jedynie w procesie kalibracji. Kalibracja modelu hydrodynamicznego badanego systemu kanalizacyjnego będzie więc polegać na ustaleniu wartości parametru hydraulicznego kanałów n , parametrów hy-

draulicznych n_{pu} i n_{pnu} oraz hydrologicznych h_{pu} i h_{pnu} zlewni wraz z wyborem najlepszego wzoru do określania szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowych.

Do obliczeń kalibracyjnych (symulacji w programie SWMM) wybrano dane opadów z dwuletniego okresu obserwacji, tj. pięć długotrwałych deszczów o parametrach podanych w tabeli 3.6 (rozdz. 3.1.2). Długotrwałe opady cechują się na ogół stosunkowo małą zmiennością czasoprzestrzenną, ale są preferowane do przeprowadzania kalibracji modeli hydrodynamicznych, ze względu m.in. na występowanie wielu tzw. pików wysokości opadów h_{max} i w efekcie wielu pików strumienia odpływu ścieków Q_{max} w kanałach deszczowych. Do kalibracji modelu wybrane zostały opady o parametrach:

- 1 opad frontalny (F) o czasie trwania 7,4 godz. i częstotliwości występowania we Wrocławiu 0,55 lat;
- 4 opady niżowe (N) o czasach trwania 14,9–24,5 godz. i częstotliwościach występowania 0,38–0,75 lat.

Hietogramy wybranych opadów zarejestrowane na deszczomierzu R05 (położonym w odległości około 620 m od środka ciężkości badanej zlewni deszczowej) miały ciągłą postać. Opady te uznano za reprezentatywne do badań kalibracyjnych.

Na etapie kalibracji modelu wybór najlepszego wzoru do określania szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowych W powinien wynikać z oceny jakościowej modelu dla wybranych klasycznych miar statystycznych, spośród wskaźników podanych w tabeli 2.8 (rozdz. 2.2.4) i zaproponowanych do porównywania wyników pomiarów i obliczeń Q , V . Do oceny jakościowej skalibrowanego już modelu skanalizowanej zlewni deszczowej wybrano i zalecono do stosowania dwie metody analityczne: (1) analizę skupień (przeprowadzaną metodą Warda) oraz (2) metodę tzw. wykresów pudełkowych.

Tabela 4.1. Wyjściowe i wynikowe wartości parametrów modelu w programie SWMM

Opis parametru	Oznaczenie	Jednostka	Zakres do kalibracji	Wartość po kalibracji
Szerokość hydrauliczna zlewni cząstkowej	W	m	różne wzory	$1,6\sqrt{F}$
Współczynnik szorstkości – kanały deszczowe	n	$s/m^{1/3}$	0,013–0,022	0,020
Współczynnik szorstkości – powierzchnie uszczelnione	n_{pu}	$s/m^{1/3}$	0,020	0,020
Współczynnik szorstkości – powierzchnie nieuszczelnione	n_{pnu}	$s/m^{1/3}$	0,3	0,3
Wysokość retencji – powierzchnie uszczelnione	h_{pu}	mm	1,0–2,5	2,0
Wysokość retencji – powierzchnie nieuszczelnione	h_{pnu}	mm	2,5–8	5,0
Początkowa intensywność infiltracji (model Hortona)	$I_{in\ 0}$	mm/h	90	90
Końcowa intensywność infiltracji (model Hortona)	$I_{in\ k}$	mm/h	10	10
Stała recesji infiltracji (model Hortona)	r	l/h	4	4
Czas wysychania gruntu (model Hortona)	T_s	d	7	7

W tabeli 4.1 podano wyjściowe zakresy zmian i wynikowe wartości parametrów modelu w programie SWMM badanego systemu kanalizacyjnego.

Ustalane w toku kalibracji parametry modelu hydrodynamicznego (tab. 4.1) powinny spełniać przyjęte kryteria ilościowe oceny dokładności modelu pod względem zgodności (do $\pm 10\%$):

- bilansu objętości spływu V ;
- wartości współczynnika spływu powierzchniowego ψ .

4.2. Wyniki kalibracji modelu

4.2.1. Parametry hydrauliczne kanałów

Zgodnie z obowiązującymi zaleceniami obliczanie przepływów cieczy w kanałach częściowo wypełnionych powinno być opierane na uniwersalnym wzorze Colebrooka-White'a przy przyjęciu chropowatości eksploatacyjnej k_e kanałów [4], [6], [126]. PN-EN 752:2008 dopuszcza nadal stosowanie wzoru Manninga z szorstkością eksploatacyjną n_e :

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} i^{1/2} \quad (4.1)$$

gdzie:

- v – średnia prędkość przepływu w przekroju poprzecznym kanału, m/s,
- n ($= n_e$) – współczynnik (eksploatacyjnej) szorstkości kanału, $\text{s/m}^{1/3}$,
- R_h – promień hydrauliczny, m,
- i ($= J$) – spadek dna kanału (równy spadkowi linii energii), –.

W PN-EN 752:2008 współczynnik Manninga definiowany jest jako $K = 1/n$, a jego wartość (w strefie kwadratowego prawa oporu) można uzależnić od współczynnika chropowatości k za pomocą wzoru:

$$K = 4\sqrt{g} \left(\frac{32}{D} \right)^{1/6} \log \frac{3,7D}{k} \quad (4.2)$$

gdzie:

- g – przyspieszenie ziemskie, m/s^2 ,
- D – wewnętrzna średnica kanału/kolektora, m.

Eksploatacyjna (zastępcza) wartość współczynników k i n ujmuje łącznie straty liniowe na długości kanałów oraz straty miejscowe powstające w kinetach studzienek połączeniowych i rewizyjnych, a także te wywołane tzw. klawiszowaniem łączy od-cinków kanałów, odłożonymi (scementowanymi) osadami dennymi.

W przypadku stosowania metodologii opartej na wzorze Manninga, wzór na strumień objętości przepływu Q w kanale o przekroju kołowym D niecałkowicie wypełnionym, w którym $h = h_n < D$, w ruchu równomiernym ustalonym ma analityczną postać [6]:

$$Q_n = \frac{1}{16n} D^2 \sqrt{i} \left(\pi - \arccos \left(-1 + \frac{2h}{D} \right) + \frac{1}{2} \sin \left(2 \arccos \left(-1 + \frac{2h}{D} \right) \right) \right) \times$$

$$\times_3 \sqrt[3]{ \left(\frac{D \left(2\pi - 2 \arccos \left(-1 + 2 \frac{h}{D} \right) + \sin \left(2 \arccos \left(-1 + 2 \frac{h}{D} \right) \right) \right)}{\pi - \arccos \left(-1 + 2 \frac{h}{D} \right)} \right)^2 } \quad (4.3)$$

gdzie:

$h = h_n$ – wypełnienie normalne, m.

Odcinki kanałów ściekowych cechuje na ogół stały przekrój poprzeczny i spadek podłużny dna oraz chropowatość/szorstkość ścian. Przy obliczaniu hydraulicznym kanałów przepływu ścieków są traktowane zwykle jako ustalone i równomierne (chwilowo niezmiennie). Zakłada się tym samym, że rozwiązanie równania ruchu cieczy dla $i = J$ mieści się w klasie dokładności danych wyjściowych, tj. strumienia ścieków. W celu ułatwienia obliczeń hydraulicznych kanałów niecałkowicie wypełnionych opracowano charakterystyki sprawności hydraulicznej różnych przekroi, tj. zależności od wskaźników: względnych prędkości przepływu η_v oraz względnych strumieni objętości η_Q . Dla kanałów o przekroju kołowym według Franke [4], [6], [81]:

$$\eta_v = \frac{v}{v_0} = \left(\frac{R_{hn}}{R_h} \right)^{5/8} \quad (4.4)$$

oraz

$$\eta_Q = \frac{Q}{Q_0} = \frac{A_n}{A} \left(\frac{R_{hn}}{R_h} \right)^{5/8} \quad (4.5)$$

gdzie:

η_v – stosunek prędkości v przy częściowym wypełnieniu kanału $h = h_n$ do prędkości v_0 przy całkowitym wypełnieniu $h = D$,

R_h – promień hydrauliczny przy całkowitym wypełnieniu kanału $R_h = D/4$, m,

R_{hn} – promień hydrauliczny przy częściowym wypełnieniu – wypełnienie normalne h_n , m,

η_Q – stosunek strumienia Q przy częściowym wypełnieniu kanału $h = h_n$ do strumienia Q_0 przy całkowitym wypełnieniu $h = D$,

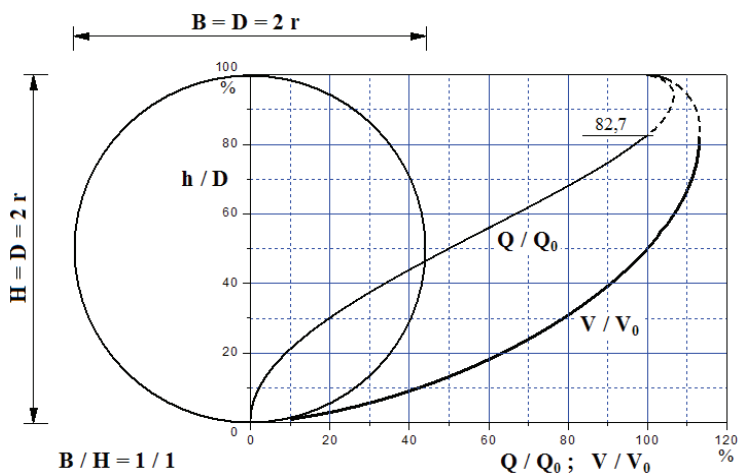
Q_0 – strumień objętości przy całkowitym wypełnieniu kanału, m³/s,

Q – strumień objętości przy częściowym wypełnieniu kanału, m³/s,

A – powierzchnia przekroju poprzecznego kanału przy całkowitym wypełnieniu, m²,

A_n – powierzchni przekroju poprzecznego kanału przy częściowym wypełnieniu, m^2 .

W kanałach o przekroju kołowym całkowita przepustowość kanału 100% Q przy całkowitym wypełnieniu przekroju $h = D = 100\%$, osiągana jest już przy względnym wypełnieniu $h/D = 0,827$. Na rysunku 4.1 przedstawiono krzywe sprawności hydraulicznej η_v i η_Q od h/D (%) dla kanału o przekroju kołowym.



Rys. 4.1. Krzywe sprawności hydraulicznej kanału o przekroju kołowym [6]

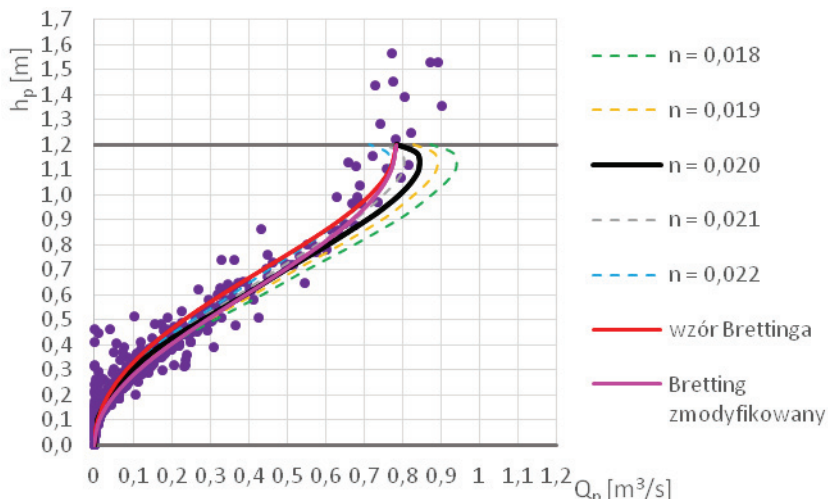
Jak wynika z badań Thormanna i Brettinga, krzywe sprawności η_Q są rosnące w całym przedziale wypełnień kanałów kołowych (m.in. wskutek oporów tarcia na styku ciecz–powietrze). Zdaniem Brettinga w takiej sytuacji $h = h_n$ [6]:

$$\eta_Q = \frac{Q}{Q_0} = 0,46 - 0,50 \cos\left(\pi \frac{h}{D}\right) + 0,04 \cos\left(2\pi \frac{h}{D}\right) \quad (4.6)$$

Na podstawie pomiarów strumieni objętości w kolektorze KD1 w przekrojach lokalizacyjnych przepływomierzy P1 i P2 wzór Brettinga (4.6) zmodyfikowano do postaci:

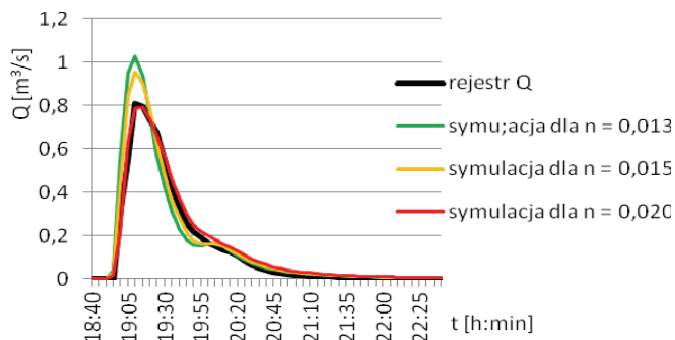
$$\eta_Q = \frac{Q}{Q_0} = 0,50 - 0,52 \cos\left(\pi \frac{h}{D}\right) + 0,02 \cos\left(\pi \frac{h}{D}\right) \quad (4.7)$$

Na rysunku 4.2 przedstawiono, dla przykładu, wyniki pomiarów strumieni objętości Q_p uśrednianych w przedziałach 5-minutowych, zarejestrowane w kolektorze KD1 o średnicy 1,2 m, w przekroju przepływomierza P2 ($i = 0,96\text{‰}$, $Q_0 = 0,785 \text{ m}^3/\text{s}$ przy $n = 0,020 \text{ s/m}^{1/3}$).



Rys. 4.2. Charakterystyka przepływu kolektora KD1 w przekroju przepływomierza P2

Z rysunku 4.2 wynika, że sprawność hydrauliczna (η_Q) badanego kanału jest w przybliżeniu opisywana za pomocą wartości n z przedziału od $n = 0,018 \text{ s/m}^{1/3}$ do $n = 0,022 \text{ s/m}^{1/3}$, czyli średnio na poziomie $n = 0,020 \text{ s/m}^{1/3}$. Oszacowaną wartość n uznano zarazem za wartość miarodajną (eksploatacyjną) dla wszystkich średnic kanałów (betonowych) badanej kanalizacji deszczowej. Z rysunku 4.2 wynika ponadto, że do opisu sprawności przepływu (η_Q) najwłaściwszy hydraulicznie jest zmodyfikowany wzór Brettinga (4.7) jako najlepiej mieszczący się w klasie dokładności (uśrednionych) wyników pomiarów Q .



Rys. 4.3. Symulacje strumienia ścieków w kolektorze KD1 (P2) przy zmianach wartości współczynnika szorstkości (n) dla opadu konwekcyjnego z dnia 17.10.2014 r.

Znaczenie poprawnie oszacowanej, eksploatacyjnej wartości współczynnika szorstkości kanałów (n do wzoru Manninga) dla dokładności symulacji strumienia Q w mode-

lu zilustrowano dla przykładu na rysunku 4.3. Wraz ze zwiększaniem się przyjmowanych w modelu wartości n od 0,013 do 0,020 s/m^{1/3}, maleje symulowana, maksymalna wartość Q , zbliżając się do tej zarejestrowanej przez przepływomierz.

W ruchu nierównomiernym i niestalonym nie jest możliwe ustalenie dokładnych krzywych sprawności hydraulicznej kanałów η_v i η_Q , bowiem wypełnienia, spadki zwierciadła ścieków i linii energii oraz rozkłady prędkości na długości kanałów (histereza) są zmienne w czasie. W rzeczywistości niestalony i nierównomierny (zmienny) przepływ w kanałach deszczowych podczas tzw. mokrej pogody sprawia, że wartość tego współczynnika jest zmienna wskutek lokalnych (często szybkozmiennych) zaburzeń spadków zwierciadła wody lub linii ciśnienia (przy przepływie pełnym przekrojem). Niemożliwe było zbadanie np. histerezy pomiaru Q_p dla wznoszącego i opadającego zwierciadła ścieków w kanale (lub wysokości naporu) ze względu na małą dokładność pomiarów Q_p uśrednianych w przedziałach 5-minutowych.

4.2.2. Parametry hydrauliczne i hydrologiczne zlewni

Opad efektywny stanowi istotną część opadu atmosferycznego (deszczu), która spływa po powierzchni zlewni w kierunku odbiornika, tj. kanału deszczowego. Pozostała część opadu, określana jako straty, podlega intercepcji roślin, retencji, ewapotranspiracji i infiltracji. Intercepcja roślin występuje na nieuszczelnionych („zielonych”) powierzchniach zlewni. Retencja powierzchni dotyczy zagłębień bezodpływowych. Intercepcja roślin i ewaporacja z powierzchni zlewni podczas trwania opadu jest znikomo mała i zwykle pomijana w modelowaniu spływu. Najistotniejsze są wysokość retencji powierzchniowej h_{pu} i h_{pnu} oraz intensywność infiltracji wody do gruntu na powierzchniach nieuszczelnionych (według modelu Hortona).

Jak już wspomniano w rozdziale 4.1, proces kalibracji parametrów hydraulicznych i hydrologicznych badanej zlewni deszczowej (w programie SWMM) polega na ustaleniu wartości empirycznych parametrów hydraulicznych n_p oraz hydrologicznych h_p różnych rodzajów terenów zlewni wraz z oceną metod określania szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowych W na pięciu wybranych długotrwałych opadach, przy kryteriach zgodności bilansu objętości spływu V i wartości współczynnika spływu powierzchniowego ψ . Ten rozdział obejmuje więc dobór wartości zastępczych współczynników szorstkości powierzchni uszczelnionych n_{pu} i nieuszczelnionych n_{pnu} zlewni oraz wysokości retencji terenowej na uszczelnionych h_{pu} i nieuszczelnionych h_{pnu} powierzchniach zlewni, a także dobór wzoru na szerokość hydrauliczną podzlewni cząstkowych W spośród wzorów zaproponowanych wstępnie do identyfikacji zlewni (w rozdz. 3.2.2).

Parametry pięciu wybranych do kalibracji modelu długotrwałych opadów: jednego frontalnego F i 4 niżowych N (o czasie trwania 444–1468 min i wysokości 11,7–28,4 mm oraz częstości występowania we Wrocławiu 0,38–0,75 lat), zamieszczono w tabeli 3.6 (rozdz. 3.1.2). W pierwszej kolejności metodą ekspercką oszacowano

wartości parametrów hydraulicznych powierzchni zlewni na $n_{pu} = 0,02 \text{ s/m}^{1/3}$ oraz $n_{pnu} = 0,30 \text{ s/m}^{1/3}$ i przyjęto je jako uśrednione wartości, reprezentatywne dla całej zlewni. Następnie ustalono wartości kalibrowanych parametrów hydrologicznych modelu h_{pu} i h_{pnu} , zmieniając dyskretnie ich wartości w pewnym zakresie, począwszy od najniższych zalecanych w literaturze przedmiotu (tab. 4.1). Zastosowano więc metodę przeglądu zupełnego. Są co prawda w literaturze przedmiotu metody szybszego dochodzenia do „optymalnych” wartości parametrów modeli, np. metoda Monte-Carlo, ale zastosowanie tej metody byłoby właściwe, gdyby dysponowano wynikami pomiarów Q z wyższą dokładnością (a nie $\pm 10\%$).

W wyniku kalibracji ustalono wartości parametrów hydrologicznych modelu badanej zlewni na $h_{pu} = 2,0 \text{ mm}$ oraz $h_{pnu} = 5,0 \text{ mm}$. Wartości tych parametrów przyjęto jako uśrednione dla całej zlewni, tj. dla wszystkich podzlewni cząstkowych. O „optymalnych” wartościach dobranych parametrów świadczyły osiągnięte najwyższe wartości wskaźników: RS , $RMSE$, WBR , SWS , ΔQ_{\max} przyjętych jako kryteria statystyczne. Najważniejsze przy tym było osiągnięcie zgodności wartości symulowanych z wartościami pomierzonymi odnośnie do bilansu objętości spływu V oraz dodatkowo wartości współczynnika spływu powierzchniowego ψ , co zostanie wykazane w dalszej części monografii.

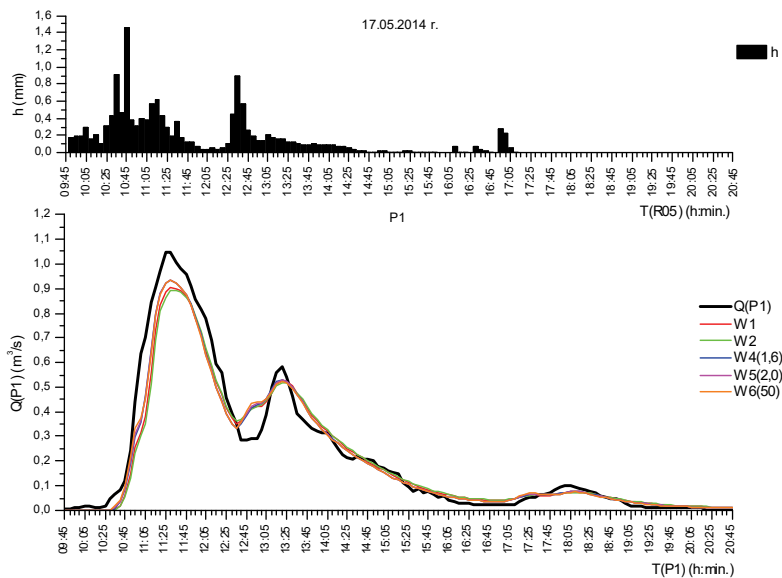
4.2.3. Wzory na szerokość hydrauliczną zlewni cząstkowych

W procesie kalibracji modelu należy ocenić praktyczną przydatność wzorów z literatury przedmiotu i własnych propozycji do określenia szerokości hydraulicznej W zlewni cząstkowych dla przyjętego poziomu integracji powierzchni podzlewni o średniej powierzchni $F_i \text{ sr} = 1,39 \text{ ha}$ (przy $F_i \text{ min} = 0,22 \text{ ha}$ i $F_i \text{ max} = 5,34 \text{ ha}$) w warunkach hydrologicznych miasta Wrocławia. Przeanalizowano przydatność 12 postaci wzorów na parametr W podanych w rozdziale 3.2.2. W tabeli 4.2 przedstawiono zbiorcze zestawienie wyników obliczeń kalibracyjnych modelu ze względu na W dla 5 opadów kalibracyjnych.

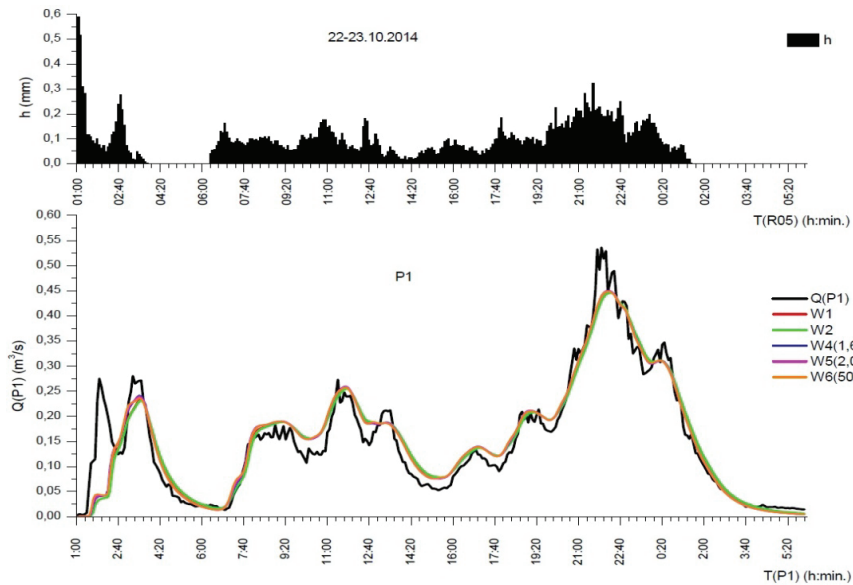
Tabela 4.2. Zestawienie wyników obliczeń kalibracyjnych modelu ze względu na W

Seria	Wzór	Nr opadu	1		2		3		4		5	
		Data/ Wskaźnik	17.05.2014/F		23-24.07.2014/N		1-2.09.2014/N		11.09.2014/N		22-23.10.2014/N	
			P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2
1	$W1 = (2-S_k) \cdot L_k$	RS [-]	0,980	0,940	0,979	0,971	0,969	0,975	0,961	0,948	0,980	0,976
		$RMSE$ [-]	0,070	0,054	0,037	0,019	0,026	0,011	0,034	0,018	0,038	0,018
		WBR [%]	3,7	6,7	5,6	7,1	5,9	5,6	6,6	9,0	4,3	5,2
		SWS [-]	0,940	1,030	0,990	1,115	0,995	1,013	1,058	1,149	1,018	1,100
		ΔQ_{\max} [%]	13,9	18,1	0,9	-8,7	8,4	-3,3	16,7	10,1	16,5	12,3
2	$W2 = \sqrt{F}$	RS [-]	0,977	0,930	0,977	0,970	0,967	0,973	0,958	0,938	0,980	0,976
		$RMSE$ [-]	0,075	0,058	0,039	0,020	0,027	0,012	0,036	0,020	0,038	0,018
		WBR [%]	4,0	7,3	5,9	7,2	6,0	5,9	6,8	9,8	4,7	5,2
		SWS [-]	0,940	1,030	0,989	1,113	0,993	1,011	1,057	1,147	1,018	1,100
		ΔQ_{\max} [%]	14,9	20,8	0,9	-6,4	9,8	0,9	18,2	13,7	16,5	12,3

3	$W3 = 1,5 \cdot L_k$	RS [-]	0,980	0,939	0,979	0,971	0,968	0,975	0,961	0,947	0,980	0,976
		RMSE [-]	0,070	0,054	0,037	0,019	0,026	0,011	0,034	0,019	0,038	0,018
		WBR [%]	3,7	6,8	5,6	7,1	5,9	5,6	6,6	9,1	4,7	5,3
		SWS [-]	0,940	1,030	0,990	1,115	0,995	1,013	1,058	1,149	1,018	1,098
		ΔQ_{\max} [%]	13,9	18,0	0,9	-8,6	8,4	-2,9	16,6	10,3	16,5	12,4
4	$W4(1,40) = 1,4\sqrt{F}$	RS [-]	0,984	0,946	0,982	0,971	0,971	0,976	0,967	0,952	0,981	0,977
		RMSE [-]	0,063	0,051	0,034	0,019	0,025	0,011	0,032	0,018	0,037	0,018
		WBR [%]	3,3	6,4	5,2	7,2	5,7	5,5	6,1	8,7	4,5	5,1
		SWS [-]	0,942	1,032	0,993	1,116	0,996	1,014	1,060	1,150	1,019	1,099
		ΔQ_{\max} [%]	12,0	15,6	-0,2	-9,9	7,3	-5,2	15,1	8,1	16,2	12,0
5	$W4(1,50) = 1,5\sqrt{F}$	RS [-]	0,985	0,949	0,983	0,970	0,971	0,976	0,968	0,954	0,982	0,978
		RMSE [-]	0,061	0,050	0,033	0,020	0,025	0,011	0,031	0,017	0,036	0,017
		WBR [%]	3,2	6,2	5,1	7,2	5,6	5,4	6,0	8,5	4,5	5,0
		SWS [-]	0,943	1,032	0,993	1,117	0,997	1,014	1,061	1,150	1,019	1,099
		ΔQ_{\max} [%]	11,5	14,5	-0,4	-10,6	6,9	-6,3	14,5	7,1	16,1	11,8
6	$W4(1,60) = 1,6\sqrt{F}$	RS [-]	0,986	0,951	0,983	0,970	0,972	0,977	0,969	0,956	0,982	0,979
		RMSE [-]	0,059	0,049	0,033	0,020	0,025	0,011	0,030	0,017	0,036	0,017
		WBR [%]	3,1	6,1	5,0	7,3	5,6	5,4	5,9	8,3	4,4	5,0
		SWS [-]	0,943	1,033	0,994	1,117	0,997	1,014	1,061	1,151	1,020	1,099
		ΔQ_{\max} [%]	11,0	13,6	-0,6	-11,2	6,5	-7,4	14,0	6,3	16,0	11,7
7	$W5(1,60) = 1,6\sqrt{F_u}$	RS [-]	0,983	0,940	0,980	0,971	0,969	0,975	0,964	0,947	0,981	0,976
		RMSE [-]	0,066	0,054	0,036	0,019	0,026	0,011	0,033	0,019	0,037	0,018
		WBR [%]	3,5	6,7	5,4	7,1	5,8	5,6	6,3	9,1	4,6	5,3
		SWS [-]	0,941	1,030	0,992	1,115	0,996	1,013	1,059	1,149	1,019	1,098
		ΔQ_{\max} [%]	12,7	17,4	-0,3	-8,6	8,6	-3,0	16,9	10,0	16,5	12,3
8	$W5(1,8) = 1,8\sqrt{F_u}$	RS [-]	0,985	0,945	0,982	0,971	0,970	0,976	0,967	0,952	0,982	0,977
		RMSE [-]	0,062	0,051	0,034	0,019	0,025	0,011	0,032	0,018	0,037	0,018
		WBR [%]	3,3	6,4	5,2	7,2	5,7	5,5	6,1	8,7	4,5	5,1
		SWS [-]	0,943	1,031	0,993	1,116	0,997	1,014	1,060	1,150	1,019	1,099
		ΔQ_{\max} [%]	11,7	15,5	-0,7	-9,8	7,9	-5,0	15,9	8,2	16,3	12,0
9	$W5(2,0) = 2\sqrt{F_u}$	RS [-]	0,986	0,949	0,983	0,970	0,971	0,977	0,968	0,955	0,982	0,978
		RMSE [-]	0,059	0,049	0,335	0,020	0,025	0,011	0,031	0,017	0,036	0,017
		WBR [%]	3,1	6,2	5,1	7,2	5,6	5,4	5,9	8,4	4,4	5,0
		SWS [-]	0,944	1,032	0,994	1,117	0,997	1,014	1,061	1,151	1,020	1,099
		ΔQ_{\max} [%]	11,0	13,9	-1,0	-10,9	7,2	-6,8	15,1	6,7	16,1	11,8
10	$W6(50) = F_u/50$	RS [-]	0,986	0,948	0,982	0,970	0,971	0,976	0,967	0,955	0,982	0,978
		RMSE [-]	0,060	0,050	0,034	0,020	0,025	0,011	0,031	0,017	0,036	0,017
		WBR [%]	3,2	6,3	5,2	7,3	5,7	5,4	6,0	8,4	4,4	5,1
		SWS [-]	0,944	1,032	0,994	1,117	0,997	1,014	1,062	1,151	1,020	1,099
		ΔQ_{\max} [%]	10,9	14,1	-1,8	-11,0	8,3	-7,1	16,6	6,4	16,3	11,7
11	$W6(75) = F_u/75$	RS [-]	0,979	0,929	0,977	0,970	0,967	0,973	0,960	0,938	0,980	0,974
		RMSE [-]	0,073	0,058	0,038	0,020	0,027	0,012	0,035	0,020	0,038	0,019
		WBR [%]	3,8	7,3	5,8	7,3	6,0	5,9	6,7	9,8	4,7	5,5
		SWS [-]	0,940	1,029	0,990	1,113	0,994	1,012	1,058	1,147	1,018	1,098
		ΔQ_{\max} [%]	14,3	20,4	-0,4	-6,8	11,0	0,2	19,9	12,9	16,9	12,7
12	$W6(100) = F_u/100$	RS [-]	0,970	0,911	0,971	0,966	0,964	0,968	0,952	0,921	0,977	0,970
		RMSE [-]	0,086	0,062	0,043	0,021	0,028	0,013	0,038	0,023	0,040	0,020
		WBR [%]	4,5	8,2	6,5	7,7	6,3	6,3	7,3	11,0	5,0	5,9
		SWS [-]	0,936	1,026	0,987	1,110	0,991	1,009	1,054	1,144	1,017	1,097
		ΔQ_{\max} [%]	17,0	24,9	1,1	-4,7	12,9	4,8	22,2	18,6	17,6	13,8



Rys. 4.4. Histogram opadu i hydrogramy odpływu w kolektorze KD1 (P1) dla opadu frontalnego w dniu 17.05.2014 r.



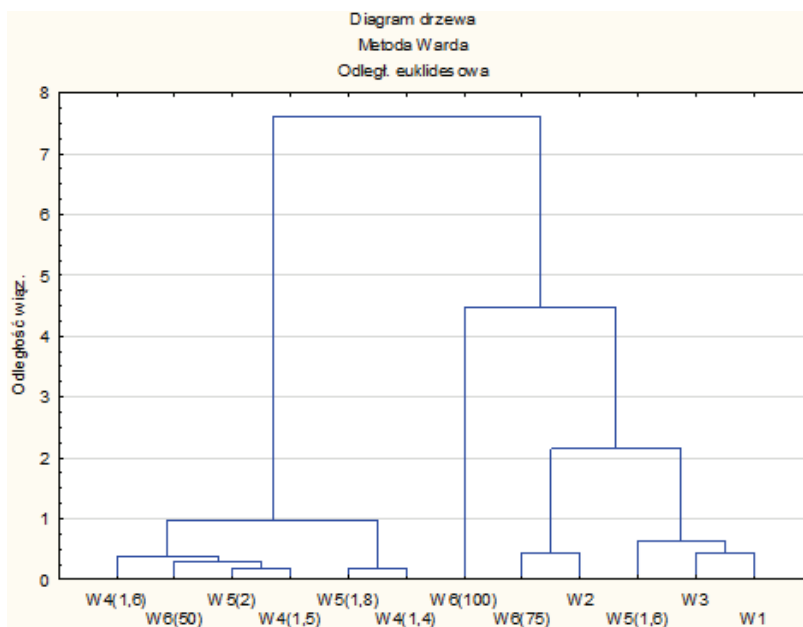
Rys. 4.5. Histogram opadu i hydrogramy odpływu w kolektorze KD1 (P1) dla opadu niżowego w dniach 22–23.10.2014 r.

Na rysunkach 4.4 i 4.5 przedstawiono dla przykładu histogramy opadów oraz symulowane w skalibrowanym modelu i zmierzone hydrogramy (strumieni ścieków) w kolektorze KD1 (w przekroju P1) dla dwóch opadów: (1) frontalnego z dnia 17.05.2014 r. oraz (2) niżowego w dniach 22–23.10.2014 r., dla wybranych wzorów na W .

4.3. Ocena skalibrowanego modelu hydrodynamicznego

4.3.1. Ocena jakościowa skalibrowanego modelu

Do oceny jakościowej kalibrowanych modeli skanalizowanych zlewni deszczowych wybrano i zalecono do stosowania: (1) analizę skupień (przeprowadzoną metodą Warda) oraz (2) tzw. wykresy pudełkowe. W obu metodach zalecono wykorzystanie fakultatywnie dwóch wskaźników statystycznych jakości dopasowania, mianowicie: specjalnego współczynnika korelacji RS (2.7) bądź względnego błędu resztowego WBR (2.8) dla kategorii klasyfikacji jakości modeli według standaryzowanych wartości RS i WBR (tab. 2.8, rozdz. 2.2.4).



Rys. 4.6. Hierarchiczna analiza skupień wartości W dla wskaźnika RS

W celu oceny jakościowej modelu skanalizowanej zlewni deszczowej osiedli Gaj i Tarnogaj zbudowanego w programie SWMM wykorzystano wartości wskaźników RS

i *WBR* dla przyjętych w kalibracji parametrów modelu i analizowanych 12 wzorów na szerokość hydrauliczną zlewni cząstkowych *W* (tab. 4.2, rozdz. 4.2.3). Do wstępnej oceny jakościowej modelu zastosowano analizę skupień dla wartości wskaźnika *RS* polegającą na hierarchicznym wyodrębnianiu zasadniczych cech badanych obiektów za pomocą odpowiedniego algorytmu. Problemem jest w tym przypadku określenie odległości wiązań pomiędzy tworzonymi skupieniami powstającymi z połączeń obiektów o podobnych cechach. Zastosowana analiza skupień metodą Warda służy właśnie do oszacowania odległości między skupieniami z wykorzystaniem analizy wariancji i ma na celu minimalizację sumy kwadratów odchyłeń wewnątrz tworzonych skupień. W wyniku jej zastosowania uzyskano dendrogram, który ilustruje hierarchiczną strukturę zbioru obiektów ze względu na zmniejszające się podobieństwo cech między nimi (rys. 4.6).

Na podstawie hierarchicznej analizy skupień (przeprowadzonej metodą Warda) dla wyników obliczeń parametru *W*, dla danych kalibracyjnych modelu przy kryterium wartości wskaźnika statystycznego *RS* (rys. 4.6) dla badanych 12 wzorów na szerokość hydrauliczną podzlewni cząstkowych można wyróżnić dwie podstawowe grupy:

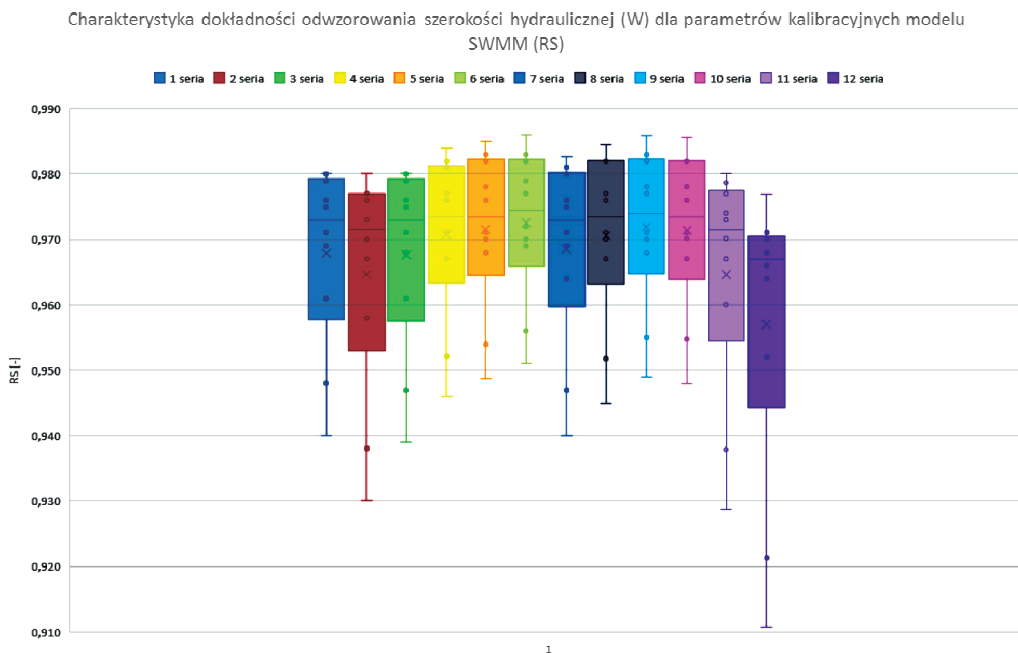
- grupę I – 6 wzorów silnie powiązanych: *W4*(1,4), *W4*(1,5), *W4*(1,6), *W5*(1,8), *W5*(2,0) i *W6*(50) (po lewej stronie wykresu na rysunku 4.6);
- grupę II – 6 wzorów słabo powiązanych: *W1*, *W2*, *W3*, *W5*(1,6), *W6*(75) i *W6*(100) (po prawej stronie wykresu na rysunku 4.6).

W grupie I można wydzielić dodatkowo dwie podgrupy:

- podgrupę Ia – 4 wzory najsilniej powiązane, czyli najdokładniej odzwierciedlające obliczone wartości *W*, takie jak: *W4*(1,6), *W4*(1,5), *W5*(2,0) i *W6*(50);
- podgrupę Ib – 2 wzory nieco luźniej powiązane, ale względnie dokładnie opisujące obliczone wartości *W*, takie jak: *W4*(1,4) i *W5*(1,8).

Grupa II obejmuje 6 pozostałych wzorów o bardzo małej sile powiązań, a wyniki otrzymane za ich pomocą są najmniej dokładne. W tej grupie znalazł się m.in. wzór na *W1* wymagający pracochłonnych danych i obliczeń. Zostanie to potwierdzone w kolejnej analizie jakościowej modelu.

Ocena jakościowa modelu metodą tzw. wykresów pudełkowych dla ustalonych w kalibracji parametrów i obliczonych wartości wskaźników *RS* i *WBR* (zob. tab. 4.2) pozwala na ujęcie (na piktogramie) informacji dotyczących położenia, rozproszenia i kształtu rozkładu empirycznego badanej wielkości *W*. O położeniu pudełka, jego rozstępie świadczy kształt wykresu obejmującego cały zakres danych, tj. od wartości najniższej do najwyższej. Im dłuższy jest wykres, tym bardziej rozproszone są dane, tzn. mogą przyjmować bardziej różniące się wartości, wraz z tzw. wąsami (rys. 4.7). Długość pudełka jest równa rozstępowi ćwiartkowemu (kwartylnemu), czyli różnicy między pierwszym i trzecim kwartylem. Pierwszy kwartył (dolna krawędź pudełka) zawiera 25% danych obserwacji, drugi dzieli zbiór obserwacji na połowę, która odpowiada medianie, natomiast trzeci (górną krawędź pudełka) dzieli zbiór danych obserwacji odpowiednio na dwie części: 75% położonych poniżej tego kwartyła i 25% położonych powyżej.

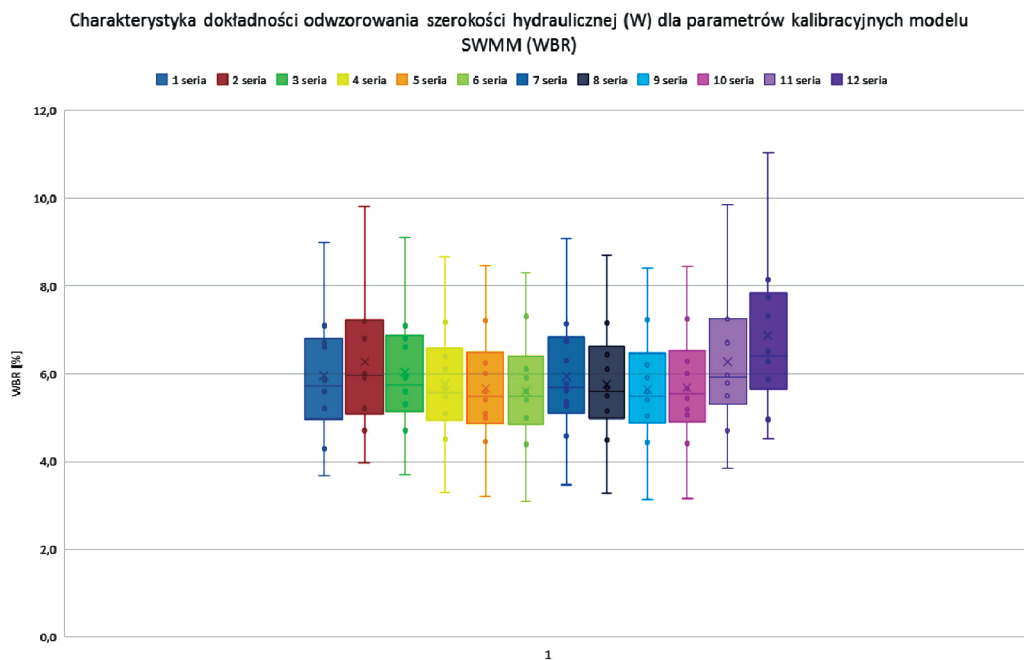


Rys. 4.7. Charakterystyka dokładności skalibrowanego modelu dla parametru W przy kryterium wartości wskaźnika RS

Na rysunku 4.7 zilustrowano charakterystykę dokładności skalibrowanego modelu przy kryterium wartości wskaźnika RS , dla wszystkich 12 serii zastosowanych wzorów na szerokość hydrauliczną W podzlewni cząstkowych. Wartość $RS = 1,0$ oznacza idealną zgodność wyników symulowanych przez model z pomierzonymi. Najlepszy rezultat dokładności modelu zapewnia $W4(1,6)$ (seria 6), a w dalszej kolejności: $W4(1,5)$ (seria 5), $W5(2,0)$ (seria 9) i $W6(50)$ (seria 10). Położenie pudełek i wąsów jest stosunkowo najbliższe wartości 1,0, a rozstęp ćwiartkowy pudełek jest najmniejszy. Ogólnie dla tych 4 wzorów na W i wartości wskaźnika RS skalibrowany model – na podstawie wartości kryterium RS podanych w tabeli 2.8 (rozdz. 2.2.4) – można ocenić jako bardzo dobry (5,0). Nieco gorsze pod względem rozpiętości i wielkości samych pudełek są wykresy dla $W4(1,4)$ (seria 4) i $W5(1,8)$ (seria 8). Pudełka pozostałych 6 wzorów, tzn. $W1$, $W2$, $W3$, $W5(1,6)$, $W6(75)$ i $W6(100)$, mają już dużą rozpiętość i są najbardziej oddalone od $RS = 1,0$. Oznacza to praktycznie, że stanowią one grupę najmniej dokładnych wzorów.

Analogicznie przeprowadzona analiza dokładności modelu przy kryterium wartości wskaźnika WBR (rys. 4.8) potwierdziła wyniki uzyskane przy kryterium wartości RS . W tym przypadku wartość wskaźnika $WBR = 0$ oznacza idealną dokładność modelu, tj. zgodność wartości symulowanych z pomierzonymi. Tu również wyróżniają się pu-

dełka w kolejności: $W4(1,6)$ (seria 6), a następnie $W4(1,5)$ (seria 5), $W5(2,0)$ (seria 9) oraz $W6(50)$ (seria 10). Ogólnie dla tych 4 wzorów na W , uwzględniając osiągnięte wartości wskaźnika WBR , skalibrowany model można ocenić na podstawie tabeli 2.8 na granicy dobry i bardzo dobry (4,5).



Rys. 4.8. Charakterystyka dokładności skalibrowanego modelu dla parametru W przy kryterium wartości wskaźnika WBR

Kryterium wartości wskaźnika WBR okazuje się więc ostrzejsze w ocenie jakości skalibrowanego modelu ze względu na parametr W (ocena 4,5) w porównaniu z kryterium oceny na podstawie wartości wskaźnika RS (ocena 5).

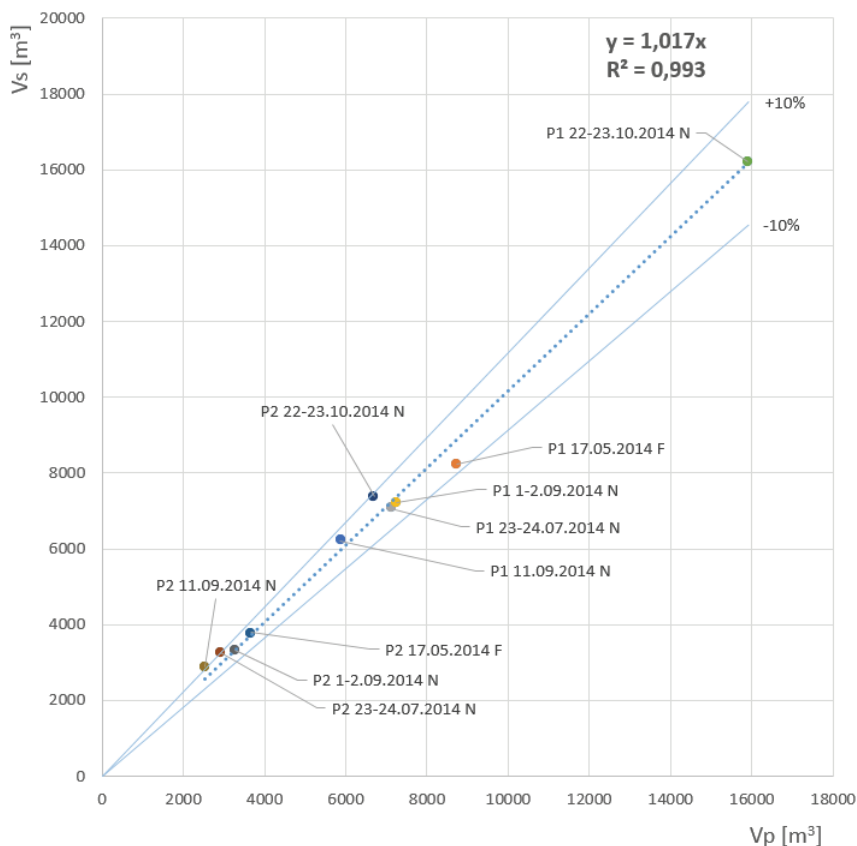
Podsumowując, dla opadów kalibracyjnych najlepszy rezultat dokładności modelu zapewnia wzór $W4(1,6)$, a w dalszej kolejności wzory: $W4(1,5)$, $W5(2,0)$ i $W6(50)$. Cztery wzory najdokładniejsze pod względem opisu szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowych zostaną poddane ostatecznej weryfikacji na etapie walidacji modelu celem potwierdzenia wyboru tego najlepszego dla warunków hydrologicznych badanej zlewni we Wrocławiu, tj.:

$$W = 1,6\sqrt{F} \quad (4.8)$$

4.3.2. Ocena ilościowa – dokładności skalibrowanego modelu

Kalibracja modelu hydrodynamicznego badanego systemu kanalizacyjnego polegała na ustaleniu m.in. wartości parametru n kanałów, parametrów zlewni n_{pu} i n_{pmu} oraz h_{pu} i h_{pmu} w wyniku obliczeń symulacyjnych w programie SWMM, przy zaproponowanych kryteriach zgodności symulowanych i zmierzonych objętości spływu V oraz wartości współczynnika spływu ψ .

Na rysunku 4.9 przedstawiono wyniki ilościowej oceny dokładności skalibrowanego modelu (symulacje dla $W4(1,6)$ z wykorzystaniem wzoru (4.8)) dla kryterium zgodności bilansu objętości spływu V .



Rys. 4.9. Bilans objętości spływu V dla skalibrowanego modelu

Z rysunku 4.9 wynika, że objętości spływu (z symulacji V_s i z pomiarów V_p) opisuje równanie $V_s = 1,017V_p$ przy $R^2 = 0,993$, co oznacza stosunkowo wysoką zgodność: dla 5 opadów kalibracyjnych, 10 wyników objętości V w przekrojach P1 i P2 kolektora KD1, znajduje się w przedziale dokładności opisu $\pm 10\%$.

W tabeli 4.3 zamieszczono szczegółowe wyniki oceny dokładności skalibrowanego modelu przeprowadzonej zgodnie z kryteriami zgodności bilansu objętości spływu V oraz wartościami współczynnika spływu powierzchniowego ψ w przekrojach przepływomierzy P1 i P2 dla 5 opadów kalibracyjnych. Symulacje były również prowadzone dla W4(1,6). W przekroju przepływomierza P1 (dla całej zlewni) uzyskano identyczną uśrednioną wartość (z pomiarów i symulacji) współczynnika spływu powierzchniowego $\psi = 0,52$, natomiast dla przekroju przepływomierza P2 (dla ok. 44% powierzchni zlewni) wartość ta wynosi 0,525 przy $\psi_{\max s} = 0,55$ i $\psi_{\min p} = 0,51$. Spełnia to tym samym drugie kryterium oceny dokładności kalibrowanego modelu odnośnie do symulowanych i zmierzonych wartości współczynnika spływu ($\pm 10\%$).

Tabela 4.3. Wyniki obliczeń bilansu objętości V i współczynnika spływu powierzchniowego ψ

Przekrój/data opadu /typ genetyczny	Wysokość opadu h , mm	Objętość opadu/spływu, m ³			Współczynnik spływu		Średni	
		V_{op}	V_p	V_s	ψ_p	ψ_s	$\psi_{\text{sr } p}$	$\psi_{\text{sr } s}$
Powierzchnia podzlewni $F_{P1} = 103,98 \text{ km}^2$		Przekrój przepływomierza P1						
P1/17.05.2014/F	15,08	15680,2	8736,0	8239,6	0,56	0,53	0,52	0,52
P1/23–24.07.2014/N	13,11	13631,8	7110,2	7067,2	0,52	0,52		
P1/01–02.09.2014/N	13,42	13954,1	7241,3	7222,0	0,52	0,52		
P1/11.09.2014/N	11,69	12155,3	5864,3	6224,0	0,48	0,51		
P1/22–23.10.2014/N	28,39	29519,9	15903,9	16216,0	0,54	0,55		
Powierzchnia podzlewni $F_{P2} = 45,63 \text{ km}^2$		Przekrój przepływomierza P2						
P2/17.05.2014/ F	15,08	6881,0	3668,0	3787,7	0,53	0,55	0,51	0,55
P2/23–24.07.2014/N	13,11	5982,1	2913,5	3255,7	0,49	0,54		
P2/01–02.09.2014/N	13,42	6123,5	3279,3	3326,8	0,54	0,54		
P2/11.09.2014/N	11,69	5334,1	2532,2	2871,1	0,47	0,54		
P2/22–23.10.2014/N	28,39	12954,4	6707,0	7372,2	0,52	0,57		

Według obliczeń teoretycznych stosowanych przy wymiarowaniu kanałów deszczowych otrzymano by podobną średnią wartość współczynnika spływu powierzchniowego dla całej zlewni, tj. w przekroju przepływomierza P1:

$$\bar{\psi} = \frac{F_{\text{dach}}\psi_{\text{dach}} + F_{\text{asf}}\psi_{\text{asf}} + F_{\text{k,bet}}\psi_{\text{k,bet}} + F_{\text{traw}}\psi_{\text{traw}}}{F_{\text{zlew}}}$$

$$= \frac{23,66 \cdot 0,95 + 15,41 \cdot 0,90 + 22,44 \cdot 0,75 + 42,47 \cdot 0,05}{103,98} = 0,53$$

przy przyjęciu do obliczeń wartości współczynników spływu: $\psi_{\text{dach}} = 0,95$ – dla dachów, $\psi_{\text{asf}} = 0,90$ – dla jezdni i chodników asfaltowych, $\psi_{\text{k,bet}} = 0,75$ – dla jezdni i chodników z kostki betonowej oraz $\psi_{\text{traw}} = 0,05$ – dla trawników i powierzchni nieuszczelnionych.

5. Walidacja modelu hydrodynamicznego skanalizowanej zlewni miejskiej

5.1. Proponowana metodyka walidacji

Walidacja modeli hydrodynamicznych, z założenia, powinna być przeprowadzona na opadach niewykorzystywanych uprzednio do kalibracji modeli. Niezbędny jest więc materiał badawczy niezależny i odmienny od opadów kalibracyjnych. Intensywne krótkotrwałe opady w przeciwieństwie do długotrwałych (wykorzystywanych do kalibracji) cechują się na ogół większą zmiennością czasoprzestrzenną i powinny być stosowane zwłaszcza do walidacji modeli hydrodynamicznych ze względu na występowanie znacznej kulminacji strumienia i objętości odpływu, tj. Q_{\max} i V_{\max} . Do analiz walidacyjnych należy jednak brać pod uwagę histogramy opadów skorygowane względem środka ciężkości badanej zlewni deszczowej.

Walidacja modelu hydrodynamicznego (w programie SWMM) badanego systemu kanalizacyjnego będzie polegać na sprawdzeniu dokładności modelu już skalibrowanego na 3 krótkotrwałych, intensywnych opadach (29.07.2013 r., 17.10.2014 r., 19.07.2015 r.) kryterialnych do projektowania kanalizacji z uwzględnieniem czasoprzestrzennych zmian wysokości opadów. W celu uwzględnienia niestacjonarności czasoprzestrzennej wybranych opadów należy dokonać projekcji zastępczych histogramów deszczów dla środka ciężkości badanej zlewni osiedli Gaj i Tarnogaj, z pomiarów w sieci 6 deszczomierzy MPWiK we Wrocławiu. Do tego celu nadaje się program użytkowy o nazwie Surfer®13 preferowany zwłaszcza do tworzenia map czy trójwymiarowego modelowania powierzchni terenu. Wyposażony jest w zestaw metod interpolacyjnych do generowania regularnej siatki wartości, pozwalających m.in. na wybór optymalnego algorytmu do opisu charakteru badanego zjawiska, tj. niestacjonarności (dynamiki) czasoprzestrzennej opadów w zlewni.

Do oceny jakościowej walidowanego modelu z jednoczesną weryfikacją wybranych wzorów na szerokość hydrauliczną zlewni cząstkowych (ustalonych na etapie kalibracji modelu) zastosowano metodę wykresów pudełkowych i znormalizowane wskaźniki jakości dopasowania (wykorzystane na etapie kalibracji modelu) przy kryteriach wartości RS (specjalny współczynnik korelacji) i WBR (względny błąd resztowy).

Ostateczną ocenę dokładności, tj. walidację skalibrowanego modelu skanalizowanej zlewni deszczowej osiedli mieszkaniowych Gaj i Tarnogaj, należy wykonać łącznie dla 8 opadów, tj.:

- 5 z kalibracji modelu, o histogramach zarejestrowanych na deszczomierzu R05,
- 3 z walidacji modelu, o histogramach skorygowanych w programie Surfer®13 dla środka ciężkości badanej zlewni deszczowej,

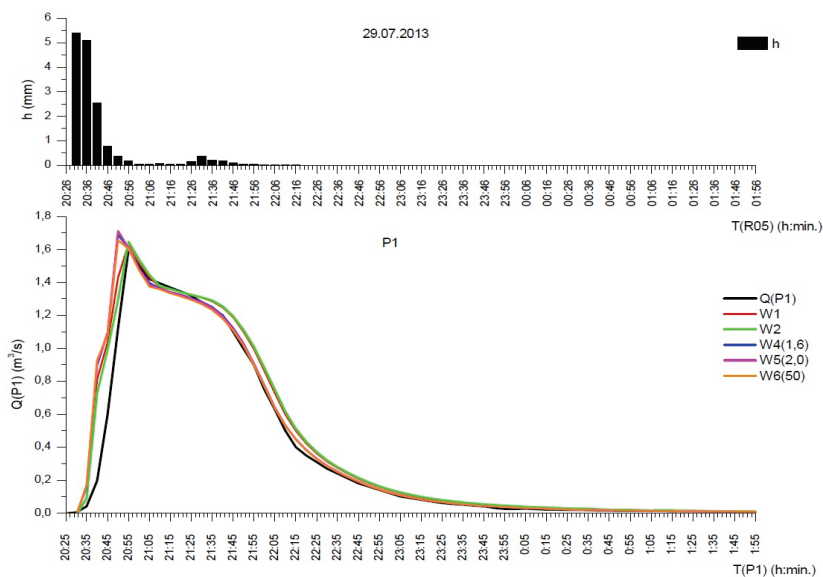
przy zaproponowanych kryteriach ilościowych odnośnie zgodności:

- bilansu objętości spływu V ,
- wartości strumieni maksymalnych, tj. pików Q_{\max} .

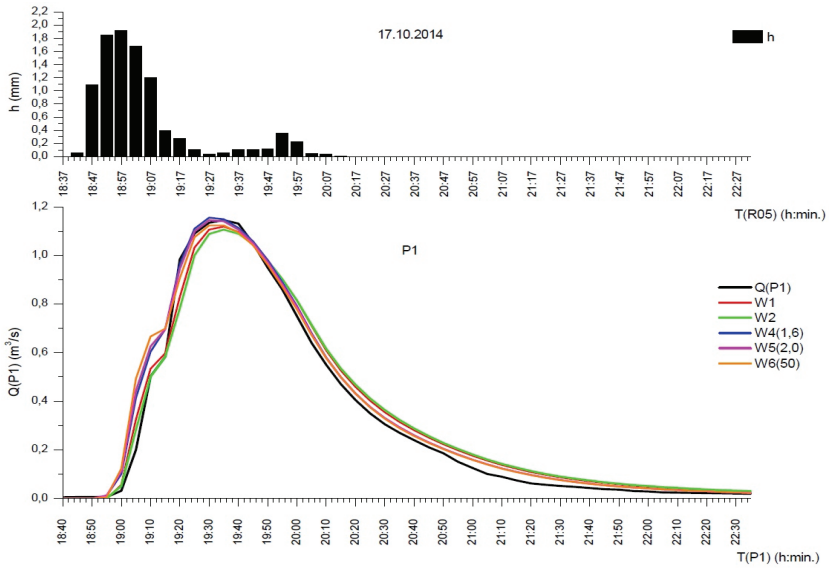
5.2. Wyniki walidacji modelu

5.2.1. Analiza niestacjonarności opadów do walidacji modelu

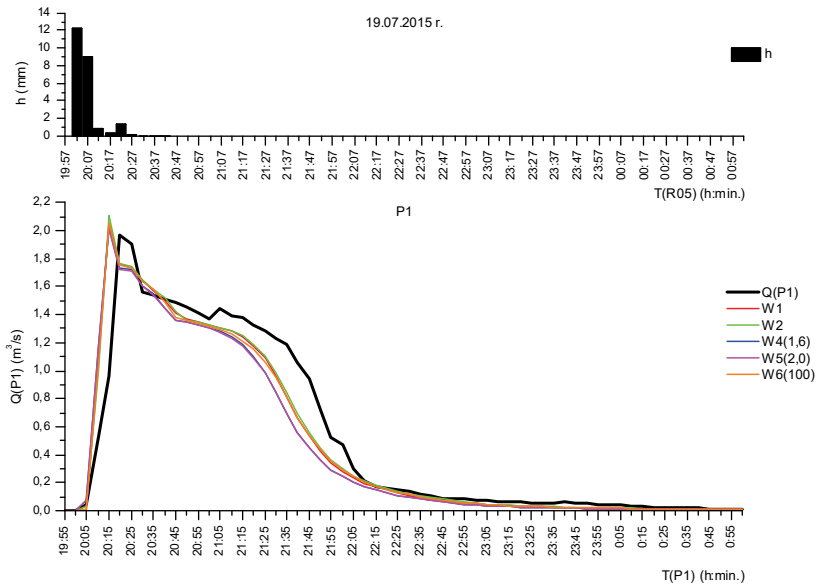
Parametrami wybranych do walidacji 3 intensywnych opadów konwekcyjnych (na podstawie bazy danych opadowych – zob. tab. 3.6, rozdz. 3.1.2), zarejestrowanych na deszczomierzu R05 (położonym najbliżej środka ciężkości badanej zlewni) i wstępnie uznanych za reprezentatywne, są: czas trwania t wynoszący 42–106 min, wysokość h



Rys. 5.1. Histogram opadu i hydrogramy odpływu w kolektorze KD1 (P1) dla opadu konwekcyjnego w dniu 29.07.2013 r.



Rys. 5.2. Histogram opadu i hydrogramy odpływu w kolektorze KD1 (P1) dla opadu konwekcyjnego w dniu 17.10.2014 r.



Rys. 5.3. Histogram opadu i hydrogramy odpływu w kolektorze KD1 (P1) dla opadu konwekcyjnego w dniu 19.07.2015 r.

wynosząca 9,7–23,8 mm, częstość występowania we Wrocławiu C mieszcząca się w przedziale 0,52–5,1 lat, z epizodami wewnętrznymi: C_{45} wynoszącym 0,6–4,7 lat oraz C_{15} wynoszącym 0,61–18,4 lat. Na rysunkach 5.1–5.3 przedstawiono histogramy opadów i hydrogramy (strumieni ścieków) zmierzone i symulowane w skalibrowanym modelu w kolektorze KD1 (w przekroju P1), dla 3 opadów walidacyjnych (29.07.2013 r., 17.10.2014 r., 19.07.2015 r.) zarejestrowanych na deszczomierzu R05.

W celu zbadania niestacjonarności czasoprzestrzennej 3 opadów konwekcyjnych (29.07.2013 r., 17.10.2014 r., 19.07.2015 r.) wybranych do walidacji modelu należy dokonać projekcji histogramów dla środka ciężkości badanej zlewni w programie Surfer®13 na podstawie pomiarów w sieci 6 deszczomierzy MPWiK. Do przeprowadzenia przedmiotowych analiz zastosowano algorytm metody odwrotnych odległości (*inverse distance to a power* – IDP). W algorytmie IDP wartości analizowanej zmiennej w dowolnym węźle siatki j , czyli Z_j , są obliczane z zależności:

$$Z_j = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{z_i}{d_{i,j}^\beta}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{d_{i,j}^\beta}} \quad (5.1)$$

gdzie:

z_i – wartość zmiennej w kolejnym punkcie pomiarowym i ,

d_{ij} – odległość węzła j od punktu i ,

β – wykładnik potęgowy: $\beta \in [1; 3]$.

W metodzie IDP każdemu z posterunków pomiarowych przypisywana jest waga, która jest odwrotnie proporcjonalna do odległości pomiędzy danym posterunkiem a analizowanym punktem. Dlatego metoda ta jest też nazywana metodą wagową [78]. Jej algorytm pozwala jedynie interpolować wartości, a nie je ekstrapolować. Nigdy więc wartości interpolowane nie będą większe od największej wartości spośród zmierzonych, ani nie będą mniejsze od najmniejszej zmierzonej wartości.

Najczęściej do analiz niestacjonarności czasoprzestrzennej opadów przyjmowano wartość wykładnika $\beta = 2$ [127]. Jednakże w przypadku konkretnej zlewni wartość tego parametru może być ustalona eksperymentalnie, poprzez kolejne wyłączenie punktów pomiarowych i szacowanie z pozostałych deszczomierzy wysokości opadów w tym punkcie. Minimalizacja błędów względnych wskaże wartość wykładnika β . Niezbędne jest jednak posiadanie sieci pomiarowej liczącej co najmniej 10 deszczomierzy. W przypadku Wrocławia sieć pomiarowa opadów liczy 6 deszczomierzy, w związku z czym nie było możliwości ustalenia wartości tego parametru. Przyjęto więc na podstawie literatury przedmiotu $\beta = 2$.

W tabeli 5.1 przedstawiono wzajemne odległości pomiędzy deszczomierzami sieci MPWiK we Wrocławiu, a także ich odległości względem środka ciężkości badanej zlewni deszczowej (ŚCZ).

Tabela 5.1. Odległości, km, pomiędzy deszczomierzami sieci MPWiK

Nr	Stanowisko pomiarowe	R05	R01	R04	R06	R07	R08	ŚCZ
R05	Terenowa	0	2,608	6,023	8,349	12,029	6,396	0,618
R01	Na Grobli		0	3,891	5,834	12,160	6,546	1,990
R04	Poświętne (Milicka)			0	5,373	10,362	5,688	5,488
R06	Dobra (Przedwiośnie)				0	15,724	10,896	7,744
R07	Jagniątkowska					0	5,686	12,023
R08	Bystrzycka (Na Ostatnim Groszu)						0	6,350
-	Środek ciężkości zlewni (ŚCZ)							0

Jak wynika z badań Zawilskiego [127], brak pomiaru dla jednego stanowiska w bardzo małym stopniu zmienia wartości interpolowane (metodą IDP) w węzłach siatki, niepołożonych w jego bezpośrednim otoczeniu. Na potrzeby analiz niestacjonarności czasoprzestrzennej opadów dla dużych obszarów zlewni można ograniczyć liczbę posterunków pomiarowych poprzez zdefiniowanie maksymalnego zasięgu oddziaływania deszczomierza (np. do 3,3 km dla rozdzielczości opadów 5 min ze wzoru (2.1) w rozdz. 2.1). W przypadku zlewni deszczowej osiedli Gaj i Tarnogaj istotne będą wskazania 3 deszczomierzy: R05, R01 i R08 położonych w trójkącie (rys. 3.4, rozdz. 3.1.2) zawierającym środek ciężkości zlewni, tj. w odległości odpowiednio: 0,62 km (R05), 1,99 km (R01), 6,35 km (R08).

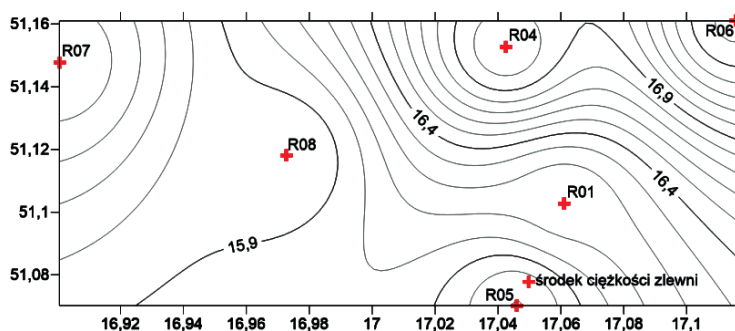
Analiza dynamiki opadu w dniu 29.07.2013 r.

W tabeli 5.2 przedstawiono zapisy w interwałach 5-minutowych wysokości opadu konwekcyjnego w dniu 29.07.2013 r. zarejestrowane na poszczególnych deszczomierzach sieci MPWiK: R01, R04, R05, R06, R07 i R08 oraz ustalone przy pomocy programu Surfer®13 dla ŚCZ.

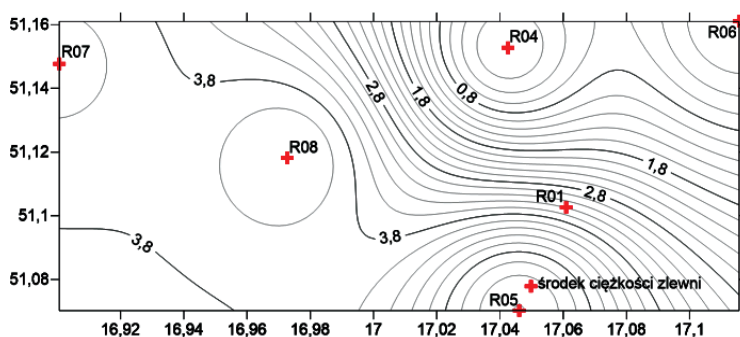
Tabela 5.2. Zapisy 5-minutowe rejestru wysokości opadu, mm, w dniu 29.07.2013 r.

R01	16,125	R04	17,074	R05	15,697	R06	17,528	R07	15,427	R08	15,812	ŚCZ	15,950
20:31	3,665	20:31	0,029	20:31	5,407	20:31	0	20:31	4,054	20:31	4,187	20:31	5,22
20:36	4,795	20:36	7,244	20:36	5,105	20:36	0,932	20:36	6,615	20:36	5,517	20:36	5,1
20:41	3,813	20:41	5,353	20:41	2,536	20:41	8,808	20:41	2,922	20:41	3,725	20:41	2,8
20:46	1,49	20:46	1,575	20:46	0,777	20:46	3,1	20:46	0,595	20:46	0,903	20:46	0,88
20:51	0,69	20:51	1,307	20:51	0,377	20:51	1,804	20:51	0,217	20:51	0,305	20:51	0,43
20:56	0,268	20:56	0,369	20:56	0,182	20:56	0,706	20:56	0,09	20:56	0,117	20:56	0,195
21:01	0,079	21:01	0,177	21:01	0,056	21:01	0,29	21:01	0,076	21:01	0,071	21:01	0,061
21:06	0,019	21:06	0,058	21:06	0,051	21:06	0,088	21:06	0,021	21:06	0,024	21:06	0,0475

21:11	0,105	21:11	0,012	21:11	0,071	21:11	0,032	21:11	0,029	21:11	0,004	21:11	0,074
21:16	0,065	21:16	0,014	21:16	0,034	21:16	0,132	21:16	0,021	21:16	0,013	21:16	0,035
21:21	0,04	21:21	0,015	21:21	0,032	21:21	0,33	21:21	0,018	21:21	0,041	21:21	0,034
21:26	0,045	21:26	0,066	21:26	0,137	21:26	0,047	21:26	0,029	21:26	0,112	21:26	0,132
21:31	0,251	21:31	0,094	21:31	0,367	21:31	0,025	21:31	0,049	21:31	0,181	21:31	0,348
21:36	0,351	21:36	0,262	21:36	0,192	21:36	0,285	21:36	0,177	21:36	0,199	21:36	0,207
21:41	0,178	21:41	0,174	21:41	0,17	21:41	0,473	21:41	0,16	21:41	0,14	21:41	0,174
21:46	0,143	21:46	0,086	21:46	0,093	21:46	0,239	21:46	0,049	21:46	0,1	21:46	0,098
21:51	0,063	21:51	0,121	21:51	0,046	21:51	0,113	21:51	0,035	21:51	0,067	21:51	0,049
21:56	0,036	21:56	0,037	21:56	0,031	21:56	0,045	21:56	0,022	21:56	0,049	21:56	0,0319
22:01	0,009	22:01	0,047	22:01	0,009	22:01	0,053	22:01	0,006	22:01	0,02	22:01	0,0099
22:06	0,02	22:06	0,024	22:06	0,01	22:06	0,025	22:06	0,016	22:06	0,001	22:06	0,011
22:11	0	22:11	0,01	22:11	0,013	22:11	0,001	22:11	0,012	22:11	0,036	22:11	0,012
22:16	0	22:16	0	22:16	0,001	22:16	0	22:16	0,005	22:16	0	22:16	0,0008

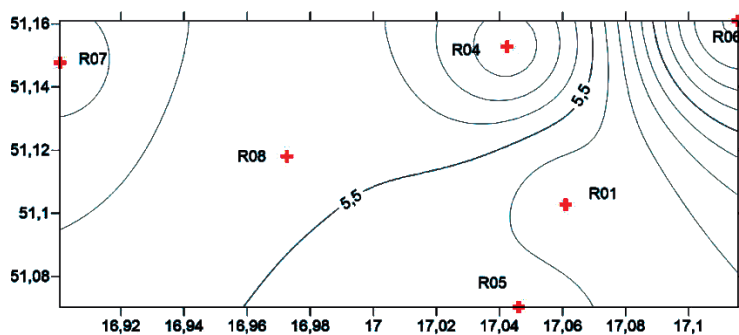


Rys. 5.4. Izolinie całkowitej wysokości opadu w dniu 29.07.2013 r. ($h_{\text{szcz}} = 15,95$ mm)

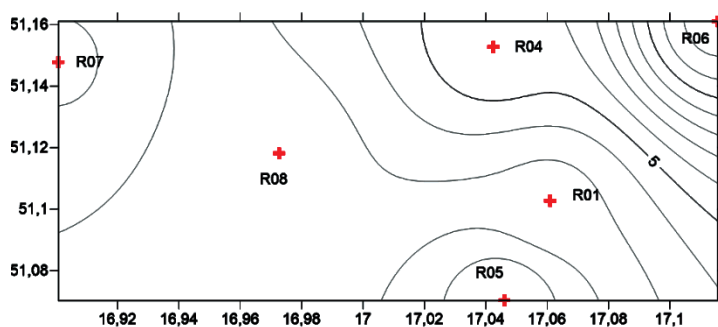


Rys. 5.5. Wysokości opadu w dniu 29.07.2013 r., w godz. 20:26÷20:31 ($h_{\text{szcz}} = 5,22$ mm)

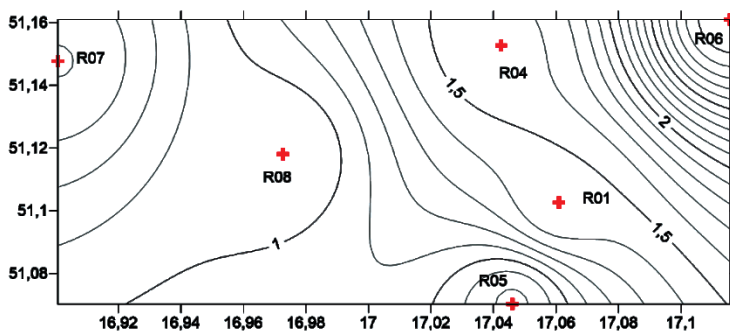
Na rysunku 5.4 zobrazowano natomiast izolinie całkowitej wysokości opadu zarejestrowanego w dniu 29.07.2013 r. na poszczególnych deszczomierzach sieci MPWiK (tab. 5.2) interpolowane metodą odwrotnych odległości (IDP) w programie



Rys. 5.6. Wysokości opadu w dniu 29.07.2013 r., w godz. 20:31÷20:36 ($h_{\text{szcz}} = 5,10$ mm)



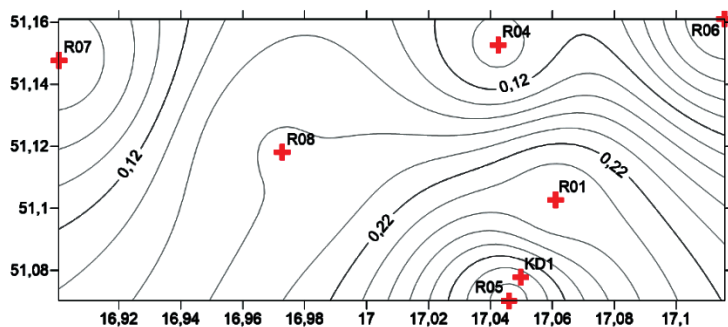
Rys. 5.7. Wysokości opadu w dniu 29.07.2013 r., w godz. 20:36÷20:41 ($h_{\text{szcz}} = 2,80$ mm)



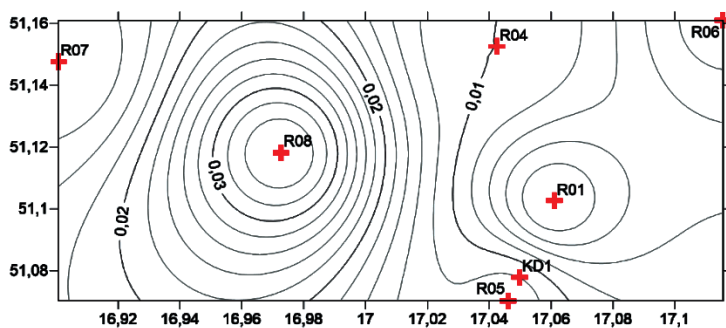
Rys. 5.8. Wysokości opadu w dniu 29.07.2013 r. w godz. 20:41÷20:46 ($h_{\text{szcz}} = 0,88$ mm)

Surfer®13. Opad rozpoczął się prawie równocześnie ok. godz. 20:26, z wyjątkiem deszczomierza R06, gdzie wystąpił z kilkuminutowym opóźnieniem. Zakończył się praktycznie o godz. 22:11, z wyjątkiem R01 (ok. godz. 22:06) oraz R07 (ok. godz. 22:16). Na rysunkach 5.5–5.10 przedstawiono dla przykładu izolinie wysokości opadu

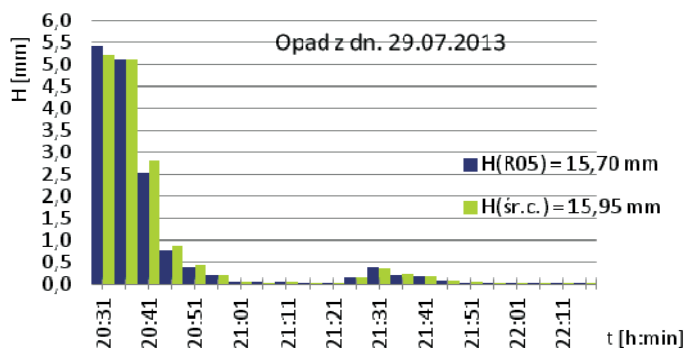
w dniu 29.07.2013 r., w siatce 6 deszczomierzy i w ŚCZ, w interwałach 5-minutowych: w 1 (początek opadu), 2, 3, 4 i 13 oraz 21 (prawie koniec).



Rys. 5.9. Wysokości opadu w dniu 29.07.2013 r., w godz. 21:26÷21:31 ($h_{\text{ŚCZ}} = 0,348$ mm)



Rys. 5.10. Wysokości opadu w dniu 29.07.2013 r., w godz. 22:06÷22:11 ($h_{\text{ŚCZ}} = 0,012$ mm)



Rys. 5.11. Histogramy opadu w dniu 29.07.2013 r. zmierzono na R05 (słupki ciemne) i obliczono dla ŚCZ (słupki jasne)

Symulacje przeprowadzone dla 22 interwałów 5-minutowych (tab. 5.2) umożliwiły stworzenie zastępczego histogramu opadu dla środka ciężkości badanej zlewni deszczowej. Na rysunku 5.11 przedstawiono 2 histogramy opadu w dniu 29.07.2013 r., tj. zmierzony na R05 i obliczony dla ŚCZ w programie Surfer®13 metodą odwrotnych odległości (IDP).

Sumaryczna wysokość opadu zmierzonego na R05 wynosi 15,697 mm, a obliczona dla ŚCZ wynosi 15,950 mm (tab. 5.2). Względna różnica tych wysokości wynosi +1,6% i wskazuje na quasi-stacjonarny charakter badanego opadu – w zasięgu małej odległości R05 względem ŚCZ – 618 m. Potwierdzeniem tego wniosku są także pomiary opadów na deszczomierzu R01 w odległości 1,99 km od ŚCZ, a nawet na R08 w odległości 6,35 km od ŚCZ. Na deszczomierzu R01 odnotowano wysokość opadu $h = 16,125$ mm, a na R08 $h = 15,812$ mm. Różnice tych wysokości opadów względem obliczonej dla ŚCZ są bardzo małe i wynoszą odpowiednio: +1,1% i -0,9%.

Analizę dynamiczną pozostałych 2 opadów walidacyjnych (17.10.2014 r., 19.07.2015 r.) wykonano według powyższej metodyki (jak dla opadu w dniu 29.07.2013 r.) celem ustalenia zastępczych histogramów tych opadów na potrzeby walidacji modelu hydrodynamicznego z uwzględnieniem niestacjonarności czasoprzestrzennej deszczów.

Analiza dynamiki opadu w dniu 17.10.2014 r.

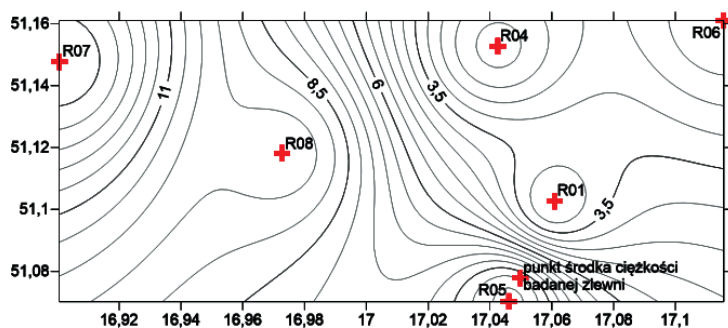
W tabeli 5.3 przedstawiono zapisy wysokości opadu konwekcyjnego w dniu 17.10.2014 r. w interwałach 5-minutowych, zarejestrowane w sieci 6 deszczomierzy i obliczone dla ŚCZ.

Tabela 5.3. Zapisy 5-minutowe rejestru wysokości opadu (w mm) w dniu 17.10.2014 r.

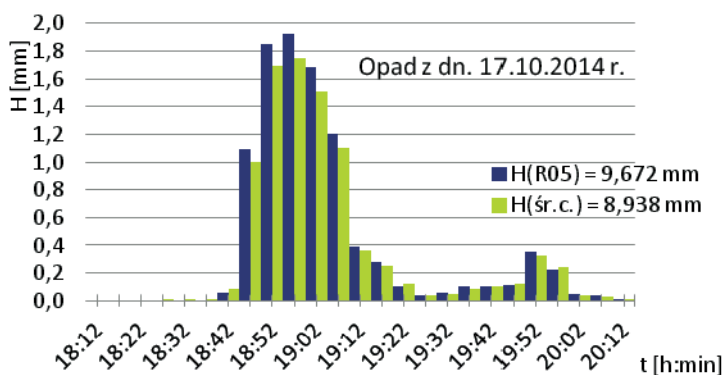
R01	2,59	R04	1,309	R05	9,672	R06	1,569	R07	13,927	R08	9,842	ŚCZ	8,938
18:12	0	18:12	0	18:12	0	18:12	0,261	18:12	0	18:12	0	18:12	0
18:17	0	18:17	0	18:17	0	18:17	0,384	18:17	0,053	18:17	0	18:17	0
18:22	0	18:22	0	18:22	0	18:22	0,168	18:22	0,018	18:22	0	18:22	0
18:27	0,048	18:27	0,03	18:27	0	18:27	0,228	18:27	0,055	18:27	0	18:27	0,008
18:32	0,146	18:32	0,078	18:32	0	18:32	0,091	18:32	0,032	18:32	0	18:32	0,015
18:37	0,015	18:37	0,032	18:37	0	18:37	0,038	18:37	0,438	18:37	0,076	18:37	0,005
18:42	0,086	18:42	0,833	18:42	0,059	18:42	0,092	18:42	2,152	18:42	1,585	18:42	0,09
18:47	0,136	18:47	0,233	18:47	1,095	18:47	0,209	18:47	3,616	18:47	1,848	18:47	1
18:52	0,266	18:52	0,101	18:52	1,85	18:52	0,072	18:52	1,804	18:52	1,531	18:52	1,69
18:57	0,582	18:57	0,002	18:57	1,922	18:57	0,018	18:57	1,219	18:57	1,048	18:57	1,75
19:02	0,232	19:02	0	19:02	1,683	19:02	0,008	19:02	0,74	19:02	0,865	19:02	1,51
19:07	0,352	19:07	0	19:07	1,204	19:07	0	19:07	0,104	19:07	0,651	19:07	1,1
19:12	0,146	19:12	0	19:12	0,395	19:12	0	19:12	0,018	19:12	0,52	19:12	0,362
19:17	0,053	19:17	0	19:17	0,279	19:17	0	19:17	0,349	19:17	0,017	19:17	0,25
19:22	0	19:22	0	19:22	0,108	19:22	0	19:22	0,584	19:22	0,029	19:22	0,119

19:27	0	19:27	0	19:27	0,036	19:27	0	19:27	0,6	19:27	0,252	19:27	0,035
19:32	0	19:32	0	19:32	0,057	19:32	0	19:32	0,783	19:32	0,227	19:32	0,052
19:37	0	19:37	0	19:37	0,105	19:37	0	19:37	0,785	19:37	0,194	19:37	0,09
19:42	0,04	19:42	0	19:42	0,104	19:42	0	19:42	0,398	19:42	0,43	19:42	0,1
19:47	0,161	19:47	0	19:47	0,112	19:47	0	19:47	0,113	19:47	0,422	19:47	0,118
19:52	0,273	19:52	0	19:52	0,352	19:52	0	19:52	0,029	19:52	0,061	19:52	0,327
19:57	0,032	19:57	0	19:57	0,225	19:57	0	19:57	0,02	19:57	0,067	19:57	0,24
20:02	0,021	20:02	0	20:02	0,046	20:02	0	20:02	0,01	20:02	0,012	20:02	0,0423
20:07	0,001	20:07	0	20:07	0,037	20:07	0	20:07	0,006	20:07	0,002	20:07	0,0325
20:12	0	20:12	0	20:12	0,003	20:12	0	20:12	0,001	20:12	0,005	20:12	0,0027

Na rysunku 5.12 zobrazowano izolinie całkowitej wysokości opadu konwekcyjnego w dniu 17.10.2014 r. w siatce 6 deszczomierzy i w ŚCZ uzyskane za pomocą programu Surfer®13.



Rys. 5.12. Izolinie całkowitej wysokości opadu w dniu 17.10.2014 r. ($h_{\text{ŚCZ}} = 8,938$ mm)



Rys. 5.13. Histogramy opadu w dniu 17.10.2014 r. zmierzzonego na R05 (słupki ciemne) i obliczonego dla ŚCZ (słupki jasne)

Analogicznie przeprowadzone symulacje w programie Surfer®13 dla konwekcyjnego deszczu w dniu 17.10.2014 r. w 25 interwałach 5-minutowych (tab. 5.3) umożliwiły stworzenie zastępczego histogramu opadu dla ŚCZ. Na rysunku 5.13 przedstawiono 2 histogramy: zmierzony na R05 i obliczony dla ŚCZ.

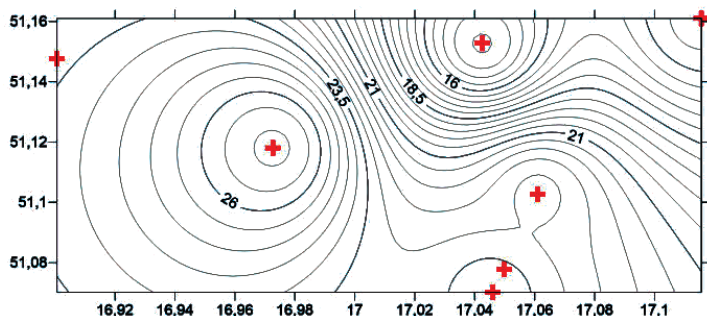
Sumaryczna wysokość opadu h według R05 wynosi 9,672 mm, a obliczona dla ŚCZ 8,938 mm. Względna różnica wysokości wynosi $-8,2\%$ i wskazuje na niestacjonarny charakter tego opadu już w małej odległości R05 względem ŚCZ. Ponadto zastępczy opad ma 2 niższe 5-minutowe maksymalne piki wysokości opadu względem R05 (rys. 5.13). Potwierdzają ten wniosek pomiary wysokości opadów na deszczomierzu R01, tj. tylko 2,590 mm (w odległości 1,99 km od ŚCZ), a także na R08 $h = 9,842$ mm (w odległości 6,35 km od ŚCZ). Różnice tych wysokości względem obliczonej dla ŚCZ wynoszą odpowiednio: $-70,1\%$ i $+10,1\%$.

Analiza dynamiki opadu w dniu 19.07.2015 r.

W tabeli 5.4 przedstawiono zapisy wysokości opadu konwekcyjnego w dniu 19.07.2015 r., w 11 interwałach 5-minutowych, zarejestrowane na poszczególnych deszczomierzach sieci MPWiK i dla ŚCZ.

Tabela 5.4. Zapisy 5-minutowe rejestru wysokości opadu, mm, w dniu 19.07.2015 r.

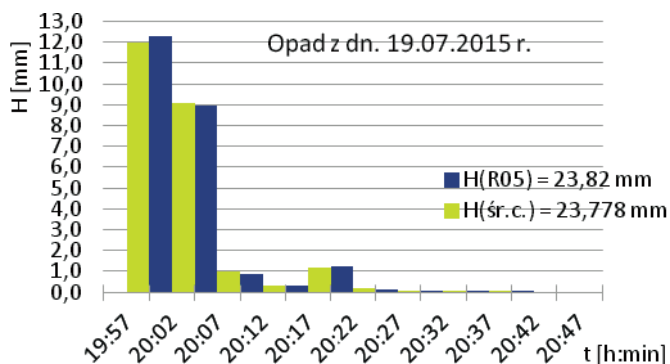
R01	23,187	R04	13,924	R05	23,82	R06	15,236	R07	brak	R08	27,129	ŚCZ	23,778
19:57	0	19:57	0	19:57	0	19:57	0	19:57	–	19:57	10,358	19:57	0
20:02	10,328	20:02	10,328	20:02	12,259	20:02	0	20:02	–	20:02	12,806	20:02	12
20:07	10,448	20:07	10,448	20:07	8,971	20:07	2,785	20:07	–	20:07	2,206	20:07	9,1
20:12	1,338	20:12	1,338	20:12	0,874	20:12	6,315	20:12	–	20:12	0,77	20:12	0,98
20:17	0,422	20:17	0,422	20:17	0,29	20:17	1,72	20:17	–	20:17	0,533	20:17	0,32
20:22	0,284	20:22	0,284	20:22	1,249	20:22	2,287	20:22	–	20:22	0,308	20:22	1,15
20:27	0,32	20:27	0,32	20:27	0,12	20:27	1,764	20:27	–	20:27	0,038	20:27	0,17
20:32	0,023	20:32	0,023	20:32	0,041	20:32	0,318	20:32	–	20:32	0,031	20:32	0,0402
20:37	0,018	20:37	0,018	20:37	0,012	20:37	0,036	20:37	–	20:37	0,028	20:37	0,013
20:42	0,005	20:42	0,005	20:42	0,004	20:42	0,011	20:42	–	20:42	0,012	20:42	0,0043
20:47	0,001	20:47	0,001	20:47	0	20:47	0	20:47	–	20:47	0,021	20:47	0



Rys. 5.14. Izolinie całkowitej wysokości opadu w dniu 19.07.2015 r. ($h_{\text{ŚCZ}} = 23,778$ mm)

Na rysunku 5.14 zobrazowano za pomocą programu Surfer®13 izolację całkowitej wysokości opadu konwekcyjnego w dniu 19.07.2015 r. w siatce 6 deszczomierzy i w ŚCZ.

Analogicznie jak w dwóch poprzednich przypadkach, przeprowadzone symulacje dla opadu w dniu 19.07.2015 r. umożliwiły stworzenie zastępczego histogramu opadu w ŚCZ. Na rysunku 5.15 przedstawiono histogramy wysokości opadów zmierzonych na R05 i obliczonych dla ŚCZ.



Rys. 5.15. Histogramy opadu w dniu 19.07.2015 r. zmierzony na R05 (słupki ciemne) i obliczony dla ŚCZ (słupki jasne)

Sumaryczna wysokość opadu na R05 wynosi 23,820 mm, a obliczona dla ŚCZ 23,778 mm. Względna różnica tych wysokości jest zanedbywalnie mała (-0,2%), co świadczy o stacjonarnym charakterze tego opadu w bliskiej odległości R05 ŚCZ (618 m). Zastępczy histogram opadu ma jednak nieco niższy maksymalny pik 5-minutowy (rys. 5.15). Wniosek o stacjonarnym charakterze badanego opadu potwierdzają pomiary na deszczomierzu R01: $h = 23,187$ mm w odległości 1,99 km od ŚCZ, a więc względna różnica wysokości wynosi -2,5%. Na deszczomierzu R08, w znacznej odległości 6,35 km od ŚCZ, zanotowano opad o wysokości 27,129 mm, co daje względną różnicę wysokości +14,1%.

5.2.2. Weryfikacja wzorów na szerokość hydrauliczną zlewni cząstkowych

Na etapie walidacji modelu należy ponownie zweryfikować praktyczną przydatność propozycji własnych i podanych w literaturze przedmiotu wzorów do określenia szerokości hydraulicznej W zlewni cząstkowych w warunkach hydrologicznych miasta Wrocławia. Na etapie kalibracji modelu (rozdz. 4.2.3 i 4.3) przeanalizowano

przydatność 12 wzorów na parametr W i wybrano 4, które umożliwiały osiągnięcie najlepszej jakości i dokładności modelu. Dla opadów kalibracyjnych najlepszą dokładność modelu osiągnięto dzięki zastosowaniu wzoru $W4(1,6)$, a w dalszej kolejności wzorów: $W4(1,5)$, $W5(2,0)$ i $W6(50)$. Wzory te zostaną poddane ostatecznej weryfikacji na etapie walidacji modelu w celu potwierdzenia wyboru tego najlepszego w warunkach hydrologicznych badanej zlewni we Wrocławiu.

W tabeli 5.5 zestawiono wyniki obliczeń walidacyjnych modelu dla 3 opadów konwekcyjnych (29.07.2013 r., 17.10.2014 r., 19.07.2015 r.) o skorygowanych histogramach dla środka ciężkości zlewni ($\acute{S}CZ$) oraz dla 4 postaci wzorów na W .

Tabela 5.5. Wyniki obliczeń walidacyjnych modelu ze względu na W

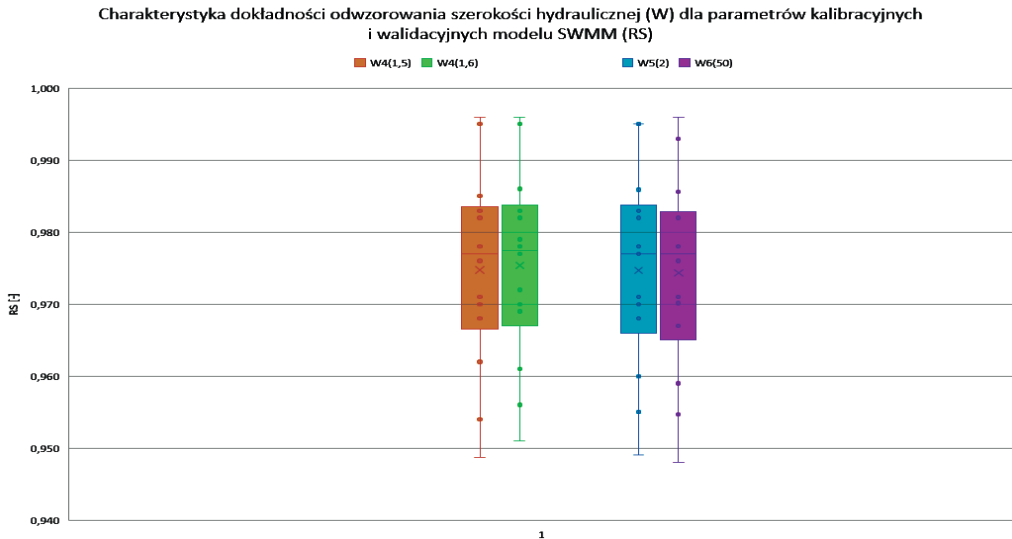
Seria	Wzór	Nr opadu	1	2		3
		Przekrój	P1	P1	P2	P1
		Data Wskaźniki	29.07.2013 K	17.10.2014 K		19.07.2015 K
5	$W4(1,50) = 1,5\sqrt{F}$	RS [-]	0,977	0,996	0,995	0,963
		$RMSE$ [-]	0,128	0,045	0,027	0,217
		WBR [%]	3,0	1,0	1,3	3,3
		SWS [-]	1,099	1,091	1,109	0,883
		ΔQ_{\max} [%]	-7,5	-1,0	-1,3	-3,0
6	$W4(1,60) = 1,6\sqrt{F}$	RS [-]	0,977	0,996	0,995	0,962
		$RMSE$ [-]	0,127	0,047	0,026	0,221
		WBR [%]	3,0	1,0	1,2	3,4
		SWS [-]	1,091	1,085	1,103	0,876
		ΔQ_{\max} [%]	-5,3	1,1	2,0	-2,6
9	$W5(2,0) = 2\sqrt{F_u}$	RS [-]	0,976	0,994	0,995	0,961
		$RMSE$ [-]	0,131	0,052	0,027	0,223
		WBR [%]	3,0	1,1	1,3	3,4
		SWS [-]	1,090	1,090	1,110	0,875
		ΔQ_{\max} [%]	-6,8	-0,7	-2,1	-2,5
10	$W6(50) = F_w/50$	RS [-]	0,977	0,993	0,995	0,960
		$RMSE$ [-]	0,127	0,060	0,026	0,225
		WBR [%]	3,0	1,3	1,3	3,4
		SWS [-]	1,083	1,084	1,109	0,870
		ΔQ_{\max} [%]	-3,4	1,3	-1,7	-3,2

Wykonana w tym rozdziale ponowna weryfikacja wzorów na szerokość hydrauliczną zlewni cząstkowych (tab. 5.5) potwierdziła wynik kalibracji, iż na podstawie wartości statystyk: RS , $RMSE$ (błąd średniokwadratowy), WBR , SWS (błąd wartości średnich) i ΔQ_{\max} (błąd względny wartości maksymalnych) za najlepszy wzór na parametr W dla warunków hydrologicznych badanej zlewni we Wrocławiu należy uznać $W4(1,6)$.

5.3. Weryfikacja ocen skalibrowanego i zwalidowanego modelu hydrodynamicznego

5.3.1. Weryfikacja jakościowa modelu

W celu potwierdzenia wyników jakościowej oceny obliczeń parametru W dla ustalonych w wyniku kalibracji parametrów modelu i przyjętych wskaźników ocen RS i WBR (dla których istnieją sformalizowane klasy dokładności modeli – tab. 2.8), wykorzystano wykresy pudełkowe. Na rysunku 5.16 przedstawiono wyniki obliczeń dla 4 analizowanych ponownie wzorów na szerokość hydrauliczną zlewni cząstkowych, łącznie dla 8 opadów (5 kalibracyjnych i 3 walidacyjnych skorygowanych dla ŚCZ), ocenionych z zastosowaniem RS .

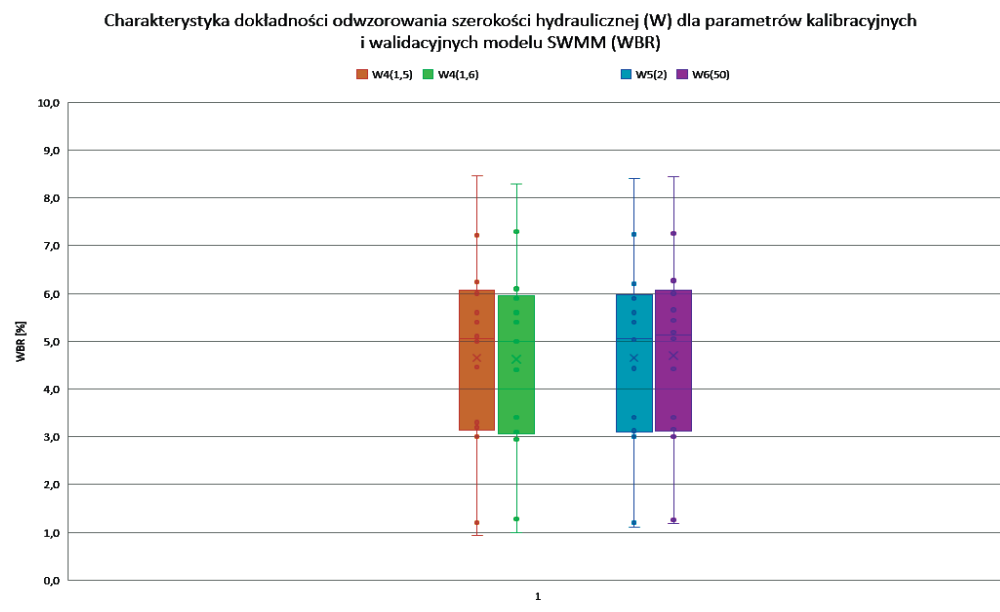


Rys. 5.16. Charakterystyka dokładności zwalidowanego modelu dla parametru W z uwzględnieniem kryterium wartości RS

Po uwzględnieniu opadów walidacyjnych najlepszy spośród porównywanych 4 wzorów na W okazał się ponownie (jak w kalibracji) wzór $W4(1,6)$ (seria 6), którego wykres pudełkowy, tj. położenie wraz z wąsami, znajduje się najbliżej wartości $RS = 1,0$, a rozpiętość pudełka ma najmniejszy zakres. Wartość mediany oraz trzeciego kwartyła jest najwyższa spośród analizowanych wzorów. Ćwiartkowy kwartył (samo pudełko) zawiera zakres większości wyników, tj. 8 punktów. Nieco gorsze wyniki dokładności modelu (rys. 5.16) zapewnia $W4(1,5)$ (seria 5) i $W5(2,0)$ (seria 9) oraz $W6(50)$ (seria 10).

Położenie ich pudełek (wraz z wąsami) jest równie bliskie wartości $RS = 1,0$, lecz rozpiętość ma większy zakres od pudełka dla $W4(1,6)$. Wartości mediany oraz trzeciego kwartyla są podobnie wysokie jak dla $W4(1,6)$, jednak kwartył ćwiartkowy (samo pudełko) zawiera 7 punktów wynikowych.

Zgodnie z kryterium wartości RS (tab. 2.8) dla najdokładniejszego wzoru $W4(1,6)$, tj. $W = 1,6\sqrt{F}$, skalibrowany i zwalidowany model można ocenić jako bardzo dobry (5).



Rys. 5.17. Charakterystyka dokładności zwalidowanego modelu dla parametru W z uwzględnieniem kryterium wartości WBR

Analogiczna analiza dokładności modelu wykonana za pomocą wykresów pudełkowych, ale z uwzględnieniem kryterium wartości WBR potwierdziła wyniki uzyskane przy kryterium RS (rys. 5.17). Dla wzoru $W4(1,6)$ (seria 6) rozpiętość pudełka jest najmniejsza spośród analizowanych wzorów na W , a wyniki obliczeń najbardziej zbliżone do $WBR = 0$. Następne wzory w kolejności dokładności to: $W4(1,5)$ (seria 5), $W5(2,0)$ (seria 9) i $W6(50)$ (seria 10). Ich rozpiętość pudełek jest podobnie mała co $W4(1,6)$, ale wartości dotyczące median nieco wyższe.

Zgodnie z kryterium wartości WBR (tab. 2.8) skalibrowany i zwalidowany model dla najdokładniejszego wzoru $W4(1,6)$ – postaci: $W = 1,6\sqrt{F}$ – można ocenić na granicy bardzo dobry i dobry (4,5).

Podobnie więc jak w kalibracji kryterium wartości WBR okazuje się ostrzejsze w ocenie jakości skalibrowanego i zwalidowanego już modelu ze względu na parametr W (ocena 4,5) w porównaniu z kryterium oceny na podstawie wartości RS (ocena 5).

Jak wspomniano w rozdziale 2.2.4, kalibrację modeli hydrodynamicznych zjawiska opad–odpływ należy prowadzić w oparciu o przyjęte kryteria dokładności, tj. wskaźniki jakości dopasowania. W literaturze przedmiotu do jakościowej oceny modeli stosowanych jest aż 8 wskaźników statystycznych służących do porównywania wyników symulacji strumieni odpływu z wynikami pomiarów Q . W polskich publikacjach [76], [102], [104], [105], [113] najczęściej stosowano: R (2.6), RS (2.7) i WBR (2.8) o standaryzowanych wartościach ocen modeli (tab. 2.8, rozdz. 2.2.4). W zależności od wartości danego wskaźnika model kwalifikowano do określonej kategorii (jak w niniejszej monografii). Dla $RMSE$ (2.9), R^2 (2.10), SWS (2.12) i ΔQ_{\max} (2.13) nie zostały dotychczas określone zakresy ich wartości dla odpowiednich kategorii modeli. Znane są jedynie wartości graniczne odpowiadające sytuacji, gdy model idealnie odwzorowuje rzeczywistość, tj. gdy R^2 i $SWS = 1,0$ oraz $RMSE$ i $\Delta Q_{\max} = 0$.

Na podstawie literatury przedmiotu [6], [14], [60], [89], [101], [102], [103], [104], [106], [107], [113], a także własnych doświadczeń zdobytych przy modelowaniu hydrodynamicznym przedmiotowej zlewni deszczowej zalecono do stosowania fakultatywnie 6 wskaźników do oceny jakościowej modeli zjawiska opad–odpływ: RS , WBR , $RMSE$, NSE (współczynnik efektywności modelu Nasha i Sutcliffe), SWS i ΔQ_{\max} , z uzupełnieniem kryterialnych wskaźników: $RMSE$ (2.9), NSE (2.11), SWS (2.12) i ΔQ_{\max} (2.13) o standaryzowane wartości podane w tabeli 5.6.

Tabela 5.6. Proponowane kryteria do kategoryzacji i oceny jakości modeli

Kategoria modelu	Ocena punktowa	Wskaźniki					
		zakresy wartości [102], [103], [104]		proponowane zakresy wartości			
		RS [-]	WBR [%]	$RMSE$ [-]	NSE [-]	SWS [-]	ΔQ_{\max} [%]
Znakomity	5,5	1,00–0,99	0–3	0–0,03	1,00–0,97	0,95–1,05	0–5
Bardzo dobry	5,0	0,99–0,95	3–6	0,03–0,06	0,97–0,94	0,90–1,10	5–10
Dobry	4,0	0,95–0,90	6–10	0,06–0,10	0,94–0,90	0,85–1,15	10–15
Przeciętny	3,0	0,90–0,85	10–25	0,10–0,25	0,90–0,75	0,75–1,25	15–25
Niezadowolający	2,0	<0,85	>25	>0,25	<0,75	<0,75 lub >1,25	>25

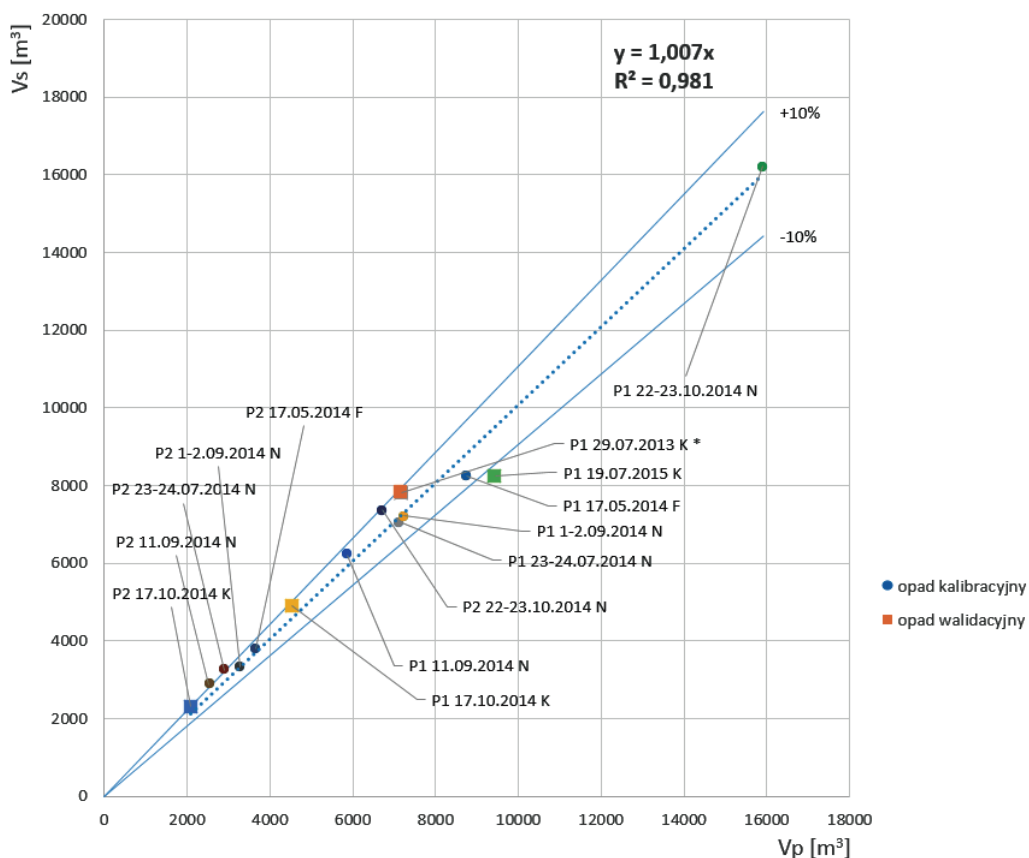
Dla $RMSE$ proponuje się wartości kryterialne będące odpowiednikiem procentowych wartości literaturowych dla WBR . Dla NSE proponuje się zaostrenie wartości progowych dla poszczególnych kategorii modeli (por. tab. 2.8 z tab. 5.6). Dla SWS oraz ΔQ_{\max} odnośnie strumieni ścieków w kanałach deszczowych proponuje się wartości kryterialne będące ich wzajemnym dopełnieniem (tab. 5.6).

5.3.2. Weryfikacja ilościowa – dokładności modelu

Ostateczną weryfikację dokładności – walidację skalibrowanego modelu skanalizowanej zlewni deszczowej osiedli mieszkaniowych Gaj i Tarnogaj – wykonano łącznie dla

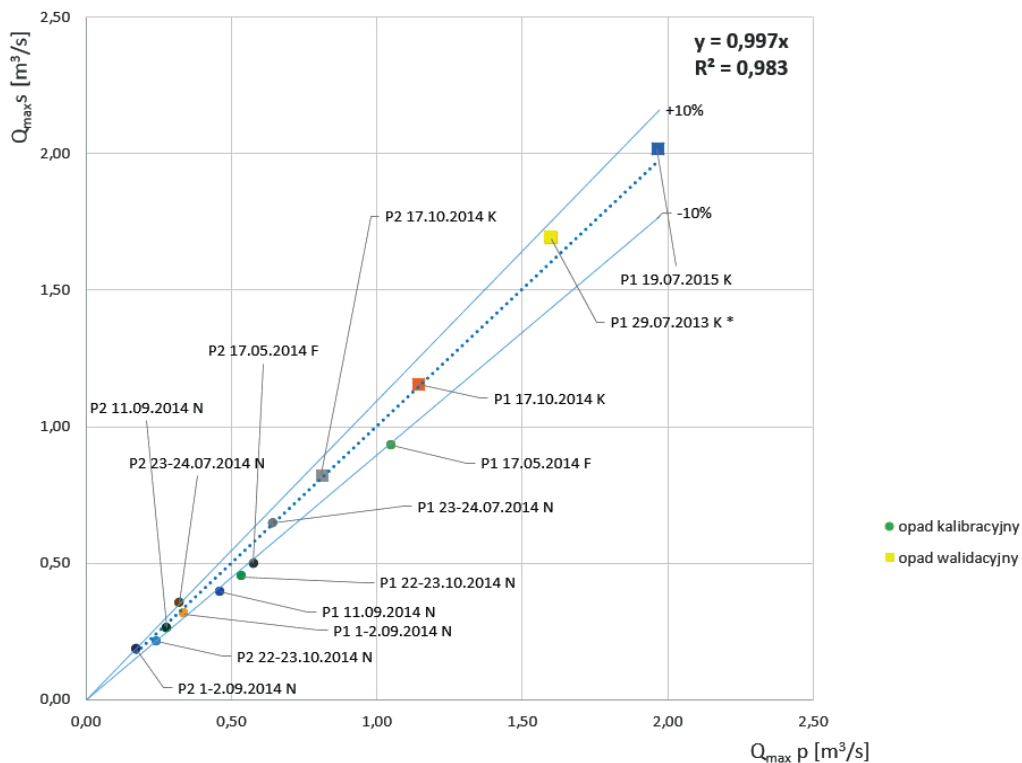
8 opadów: 5 z kalibracji modelu o histogramach zarejestrowanych na deszczomierzu R05 oraz 3 z walidacji modelu o skorygowanych histogramach w programie Surfer®13, dla środka ciężkości badanej zlewni deszczowej, z zastosowaniem procedury IDP, przy zaproponowanych kryteriach ilościowej oceny, odnośnie do zgodności:

- bilansu objętości spływu V ;
- wartości strumieni maksymalnych – pików Q_{\max} .



Rys. 5.18. Bilans objętości spływu V dla 8 opadów z kalibracji i walidacji modelu

Na rysunkach 5.18 i 5.19 przedstawiono ostateczne wyniki badań dokładności modelu: zgodność bilansu objętości spływu V i zgodność wartości strumieni maksymalnych Q_{\max} , łącznie dla 8 opadów (5 z kalibracji i 3 z walidacji modelu z uwzględnieniem niestacjonarności czasoprzestrzennej). Z rysunków tych wynika, że dla 8 opadów zarówno objętość spływu V , jak i szczytowy strumień przepływu Q_{\max} dla skalibrowanych i zwalidowanych parametrów modelu opisują równania prostych: $V_s \approx V_p$ przy $R^2 = 0,981$ oraz $Q_{\max,s} \approx Q_{\max,p}$ przy $R^2 = 0,983$. Znakomita większość z 14 wyni-



Rys. 5.19. Szczytowy strumień przepływu Q_{max} dla 8 opadów z kalibracji i walidacji modelu

ków (dla P1 i P2) pomiarów i symulacji (V i Q_{max}) zawiera się praktycznie w przedziałach dokładności $\pm 10\%$. Oznacza to wysoką dokładność modelu odnośnie do zgodności symulowanych i mierzonych wielkości V i Q_{max} .

6. Podsumowanie wyników badań i wnioski końcowe

Znaczna część wybudowanych w Polsce systemów kanalizacji deszczowej została zwymiarowana uproszczonymi metodami, co powoduje, że mogą one nie spełniać wymagań odnośnie do dopuszczalnych częstości wylewów z kanałów, w tym zwłaszcza w przyszłości. Wynika stąd konieczność weryfikacji przepustowości hydraulicznej tak zwymiarowanych systemów w modelowaniu hydrodynamicznym i podjęcia odpowiednich działań zaradczych. Modelowanie niezawodności działania systemów kanalizacyjnych jest jednak w Polsce rzadko stosowane, głównie z powodu braku odpowiednich baz danych wyjściowych dotyczących monitoringu opadów i przepływów w sieci oraz dostatecznych podstaw metodycznych modelowania. Na podstawie analizy literatury przedmiotu stwierdzono istnienie kilku problemów wymagających pilnego rozwiązania, w tym uściślenia zasad prowadzenia badań symulacyjnych w programie SWMM. Celowe więc było podjęcie badań nad doskonaleniem metodyki i zasad modelowania matematycznego systemów odwodnień terenów na podstawie stworzonych lokalnych baz danych z monitoringu opadów i przepływów ścieków deszczowych na przykładzie skanalizowanej zlewni deszczowej Wrocławia, w zakresie:

- kryteriów wyboru referencyjnych zlewni deszczowych do badań symulacyjnych;
- tworzenia miarodajnych baz danych o opadach i strumieniach ścieków;
- identyfikacji parametrów hydrologicznych i hydraulicznych skanalizowanych zlewni miejskich;
- kalibracji modeli hydrodynamicznych wraz weryfikacją metod określania szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowych;
- metodyki analizy niestacjonarności czasoprzestrzennej opadów;
- walidacji modeli hydrodynamicznych z uwzględnieniem czasoprzestrzennych zmian intensywności opadów;
- wyboru metod i wskaźników statystycznych do oceny jakościowej modeli;
- ustalenia kryteriów do oceny ilościowej (dokładności) modeli dla mierzonych i symulowanych wielkości Q oraz V .

Do badań terenowych wybrano skanalizowaną zlewnię deszczową osiedli Gaj i Tarnogaj jako reprezentatywną dla zabudowy mieszkaniowej miasta Wrocławia

i położoną w pobliżu deszczomierza R05 sieci pomiarowej MPWiK. Referencyjna zlewnia spełniała ponadto wymagane kryteria: powierzchnia czynna min. 1 km², średnica głównego kolektora deszczowego min. 1,0 m i długość kolektora min. 2 km. Na podstawie ortofotomapy i map sytuacyjno-wysokościowych całkowitą powierzchnię zlewni kolektora KD1 wynoszącą 273 ha zredukowano do powierzchni czynnej 104 ha dającej spływ do kanalizacji deszczowej. Średnice głównego kolektora KD1 o długości 2712 m wynosiły 0,3–1,4 m. Łączna długość zinwentaryzowanych kanałów wynosiła 17 731 m a liczba studzienek 509. Daje to przeciętny rozstaw 34,8 m, co jest wartością reprezentatywną dla miast. Do opomiarowania strumieni ścieków deszczowych w głównym kolektorze KD1 zastosowano dwa przepływomierze ultradźwiękowe.

W pierwszym etapie prac identyfikacyjnych wydzielono 75 podzlewni cząstkowych (przy uwzględnianiu kanałów o średnicy $d_{\min} \geq 0,3$ m), co daje średnią powierzchnię 1,39 ha. W podzlewniach wyróżniono powierzchnie uszczelnione nie posiadające retencji (dachy) oraz powierzchnie nieuszczelnione (trawniki) i uszczelnione z retencją (jezdnie o nawierzchni asfaltowej i z kostki betonowej lub brukowej).

Do przeprowadzania obliczeń symulacyjnych w programie SWMM utworzono bazy niezbędnych danych obejmujące opady deszczowe w zlewni i pomiary strumieni ścieków w kanałach. Rejestr opadów w sieci 6 deszczomierzy MPWiK był prowadzony przez 2 lata, tj. w okresie 27.05.2013–19.07.2015 r., według przyjętych kryteriów dotyczących: czasu trwania $t > 45$ min, wysokości $h \geq 10$ mm i ciągłości opadów (przerwy < 4 godz.), z uwzględnieniem różnych typów genetycznych opadów, tj. opadów konwekcyjnych (K), frontalnych (F) i niżowych (N), z jednoczesnym rejestrem strumieni ścieków deszczowych na przepływomierzu P1 (obejmującym spływ z całej zlewni) i przepływomierzu P2 (obejmującym spływ z części zlewni, tj. ok. 44%). Przyjęty minimalny czas trwania opadów ($t > 45$ min) był determinowany czasem przepływu ścieków w kolektorze KD1 do przekroju lokalizacji przepływomierza P1.

Wartości parametrów modelu dobrano na etapach identyfikacji oraz kalibracji eksperckiej polegającej na iteracyjnym doborze wartości współczynników, które w sposób najbardziej zbliżony do rzeczywistości opisywały charakter badanych zjawisk opad–odpływ. Stosowano zarówno jednakowe wartości niektórych parametrów modelu dla całej zlewni, jak i różne dla poszczególnych podzlewni cząstkowych. Na etapie identyfikacji ustalono m.in. wartości parametrów infiltracji do modelu Hortona: $I_{in\ 0} = 0$ mm/h, $I_{in\ k} = 10$ mm/h, $r = 4$ h⁻¹, $T_s = 7$ d oraz średnie ważone spadki powierzchni w podzlewniach cząstkowych. Kalibracja modelu obejmowała natomiast:

- współczynnik szorstkości ścian kanałów n (stosowany we wzorze Manninga);
- współczynnik szorstkości powierzchni uszczelnionych n_{pu} i nieuszczelnionych n_{pmu} ;
- wysokość retencji na powierzchniach uszczelnionych h_{pu} i nieuszczelnionych h_{pmu} ;
- hydrauliczną szerokość zlewni cząstkowej W .

Kalibracja modelu hydrodynamicznego badanego systemu kanalizacyjnego osiedli Gaj i Tarnogaj polegała więc na ustaleniu wartości parametrów hydraulicznych kana-

łów $n = 0,020 \text{ s/m}^{1/3}$ i podzlewni $n_{pu} = 0,02 \text{ s/m}^{1/3}$ oraz $n_{pnu} = 0,30 \text{ s/m}^{1/3}$, a także parametrów hydrologicznych podzlewni $h_{pu} = 2,0 \text{ mm}$ oraz $h_{pnu} = 5,0 \text{ mm}$ wraz z weryfikacją metod określania szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowych. Wykonano ją w wyniku obliczeń symulacyjnych w programie SWMM dla wybranych 5 długotrwałych opadów: 1 frontalnego i 4 niżowych (histogramy o wielu pikach, tj. zmianach wysokości opadów w czasie).

Do oceny jakościowej skalibrowanego modelu pod względem szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowych W zastosowano analizę skupień (przeprowadzoną metodą Warda) oraz tzw. wykresy pudełkowe. Wykorzystano klasyczne miary statystyczne RS i WBR do porównywania wyników pomiarów i obliczeń odpływu Q . Przeanalizowano 12 postaci wzorów na parametr W . Ogólnie dla 4 wzorów skalibrowany model oceniono na granicy dobry i bardzo dobry (4,5). Ocenę ilościową, tj. ocenę dokładności skalibrowanego modelu, wykonano dla przyjętych kryteriów pod względem zgodności: bilansu objętości spływu V oraz wartości współczynnika spływu powierzchniowego ψ . Objętość spływu opisano równaniem prostej $V_s \approx V_p$ w przedziale dokładności $\pm 10\%$, przy $R^2 = 0,993$. Oznacza to stosunkowo wysoką zgodność wyników symulacji V_s i pomiarów V_p . Odnośnie do zgodności współczynnika spływu powierzchniowego ψ w przekroju przepływomierza P1 uzyskano identyczną uśrednioną wartość (z pomiarów i symulacji) $\psi = 0,52$, natomiast dla przekroju przepływomierza P2 wartość ta wynosi $0,525$ przy $\psi_{\max} = 0,55$ i $\psi_{\min} = 0,51$. Spełniło to również przyjęte kryterium dokładności kalibracji modelu $\pm 10\%$.

Walidację skalibrowanego już modelu przeprowadzono na 3 krótkotrwałych, intensywnych opadach konwekcyjnych z uwzględnieniem czasoprzestrzennych zmian ich wysokości. Korekty histogramów opadów dla środka ciężkości badanej zlewni na podstawie pomiarów w sieci 6 deszczomierzy MPWiK wykonano w programie Surfer®13 z zastosowaniem metody odwrotnych odległości IDP. Przeprowadzone symulacje dla 5-minutowych interwałów umożliwiły stworzenie zastępczych histogramów opadów dla środka ciężkości badanej zlewni deszczowej.

Ocenę jakościową walidowanego modelu wykonano dla 4 wariantów obliczeń parametru W (najlepszych na etapie kalibracji modelu). Zastosowano wykresy pudełkowe i znormalizowane wskaźniki jakości dopasowania RS i WBR łącznie dla 8 opadów: 5 z kalibracji i 3 z walidacji. Dla najlepszego wzoru $W = 1,6\sqrt{F}$ zwalidowany model oceniono na granicy bardzo dobry i dobry (4,5). Ostateczną ocenę ilościową, tj. dokładności zwalidowanego modelu, wykonano dla przyjętych kryteriów pod względem zgodności: bilansu objętości spływu V oraz wartości strumieni maksymalnych, tj. pików Q_{\max} . Zarówno objętości spływu dla ustalonych parametrów modelu, jak i szczytowe strumienie przepływu w kanałach opisują praktycznie równania prostych z dokładnością $\pm 10\%$, co oznacza wysoką zgodność symulowanych i zmierzonych zarówno objętości spływu V , jak i strumieni Q_{\max} .

Na podstawie literatury przedmiotu, a także własnych doświadczeń zdobytych przy modelowaniu hydrodynamicznym przedmiotowej zlewni deszczowej zalecono

fakultatywnie stosowanie 6 wskaźników do oceny jakościowej modeli zjawisk opad–odpływ: RS , WBR , $RMSE$, NSE , SWS i ΔQ_{\max} z uzupełnieniem kryterialnych wskaźników: $RMSE$, NSE , SWS i ΔQ_{\max} o zaproponowane, standaryzowane wartości (tab. 5.6, rozdz. 5.3.1).

Prezentowane wyniki badań mają w części metodycznej uniwersalny charakter i mogą służyć jako wytyczne do identyfikacji, kalibracji i walidacji modeli hydrodynamicznych zjawisk opad–odpływ w programach SWMM i Surfer®13. W odniesieniu do zakresu podjętych badań sformułowano następujące wnioski końcowe:

1. Odnośnie kryteriów wyboru referencyjnych zlewni deszczowych do badań symulacyjnych: zaproponowane kryteria wyboru pilotowych zlewni do badań terenowych, takie jak: położenie środka ciężkości zlewni wewnątrz sieci (w pobliżu) deszczomierzy, reprezentatywność dla zabudowy miejskiej, powierzchnia czynna zlewni min. 1 km², średnica kolektora min. 1,0 m, czas przepływu ścieków powyżej 30 min (długość kolektora min. 2 km) czy łatwość wykonania opomiarowania strumieni ścieków w kanałach (mało wylotów do odbiorników), mogą być zastosowane w innych zlewniach miejskich.

2. Odnośnie tworzenia miarodajnych baz danych o opadach i strumieniach ścieków: bazy danych o opadach w zlewniach referencyjnych (i w ich otoczeniu), a także bazy danych o strumieniach przepływu ścieków w kanałach deszczowych (czy ogólnospławnych), powinny obejmować minimum dwuletni okres pomiarów. Opadom należy przyporządkować częstość ich występowania C , w tym dla epizodów 15-minutowych C_{15} . Wybrane opady do kalibracji i walidacji modeli powinny być różnorodne genetycznie i obejmować opady konwekcyjne (trwające do 2 godz.), frontalne (trwające do 13 godz.) i niżowe (trwające ponad 13 godz.). Rejestrację opadów w zlewniach i w ich otoczeniu oraz strumieni ścieków w kanałach należy prowadzić (i uśredniać wyniki) w interwałach 5-minutowych. Wyjątkowo, do identyfikacji (w procesie kalibracji modelu) wartości współczynnika eksploatacyjnej szorstkości kanałów n (wykorzystywany we wzorze Manninga) zaleca się zmniejszenie interwału rejestracji strumienia ścieków Q do 1 min ze względu na dokładność uśrednianych przedziałowo wartości Q .

3. Odnośnie identyfikacji parametrów hydrologicznych i hydraulicznych skanalizowanych zlewni miejskich: w procesie identyfikacji należy ustalić wartości parametrów quasi-fizycznych modeli hydrodynamicznych, takich jak: wielkość i rodzaj powierzchni cząstkowych podzlewni o średniej powierzchni do 1,5 ha przy uwzględnianiu kanałów o średnicy $\geq 0,3$ m, zastępczy spadek powierzchni i_{obl} jako średni ważony w danej podzlewni oraz szerokość hydrauliczną W podzlewni (z kilku wzorów), a także parametry infiltracji, np. wykorzystywane w modelu Hortona I_{in0} , $I_{in k}$, r , T_s , wyznaczone m.in. na podstawie dostępnych profili glebowych.

4. Odnośnie kalibracji modeli hydrodynamicznych wraz weryfikacją metod określania szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowych: w procesie kalibracji należy ustalić wartości parametrów empirycznych (hydraulicznych i hydrologicznych) modeli,

takich jak: współczynnik eksploatacyjnej szorstkości kanałów n , współczynniki szorstkości powierzchni uszczelnionych n_{pu} i nieuszczelnionych n_{pnu} oraz wysokości retencji terenowej na powierzchniach uszczelnionych h_{pu} i nieuszczelnionych h_{pnu} wraz z weryfikacją przydatności wzorów na szerokość hydrauliczną zlewni cząstkowych W . Do kalibracji modeli zaleca się zwłaszcza długotrwałe opady frontalne (F) i niżowe (N) cechujące się na ogół małą zmiennością czasoprzestrzenną, lecz wieloma tzw. pikami zmian wysokości opadów w czasie i w efekcie wieloma pikami strumieni Q na hydrogramach odpływu. Pożądane częstotliwości opadów kalibracyjnych: $C > 0,5$ roku z epizodami (15-minutowymi) o $C_{15} > 1$ rok.

5. Odnośnie metodyki analizy niestacjonarności czasoprzestrzennej opadów: uwzględnianie dynamiki czasoprzestrzennej deszczów wymaga korekty histogramów opadów (w interwałach 5-minutowych) dla środka ciężkości badanych zlewni, na podstawie pomiarów w sieci co najmniej kilku deszczomierzy. Do tego celu nadaje się oprogramowanie Surfer®13 z zastosowaniem metody odwrotnych odległości IDP jako wagowej procedury interpolacyjnej. Uwzględnianie niestacjonarności czasoprzestrzennej opadów zaleca się fakultatywnie na etapie kalibracji modeli, a obligatoryjnie na etapie walidacji modeli hydrodynamicznych.

6. Odnośnie walidacji modeli hydrodynamicznych z uwzględnieniem czasoprzestrzennych zmian intensywności opadów – walidacja modeli hydrodynamicznych powinna być przeprowadzona na opadach niewykorzystywanych uprzednio do kalibracji modeli. Do walidacji modeli zaleca się zwłaszcza krótkotrwałe, intensywne opady konwekcyjne (K), cechujące się na ogół dużą zmiennością czasoprzestrzenną i powodujące znaczną kulminację strumieni i objętości odpływu Q_{\max} oraz V_{\max} . W analizach walidacyjnych należy brać pod uwagę histogramy opadów skorygowane względem środka ciężkości badanych zlewni deszczowych. Pożądane częstotliwości opadów walidacyjnych: $C > 1$ rok z epizodami (15-minutowymi) o $C_{15} > 2$ lata.

7. Odnośnie wyboru metod i wskaźników statystycznych do oceny jakościowej modeli: zalecono do stosowania fakultatywnie dwie metody: analizę skupień (przeprowadzaną metodą Warda) lub tzw. wykresy pudełkowe. W obu metodach można wykorzystać 6 wskaźników statystycznych jakości dopasowania: RS , WBR , NSE , $RMSE$, SWS i ΔQ_{\max} , przy czym wartości kryterialne ocen dla 3 pierwszych są podane w literaturze przedmiotu (w niniejszej publikacji dokonano jednak korekty wskaźnika NSE), a dla 3 pozostałych zaproponowano standaryzowane wartości ocen kategorii modeli (tab. 5.6). Zaleca się jednak do obligatoryjnego stosowania, jako minimum, trzech wskaźników, np.: RS , WBR , ΔQ_{\max} .

8. Odnośnie ustalenia kryteriów oceny ilościowej modeli – dla mierzonych i symulowanych wielkości Q i V jako kryteria oceny ilościowej, tj. dokładności modeli, zaproponowano:

- na etapie kalibracji modelu: zgodność bilansu objętości spływu V oraz wartości współczynników spływu powierzchniowego ψ ;

- na etapie walidacji modelu: zgodność bilansu objętości spływu V oraz wartości strumieni maksymalnych Q_{\max} .

Pożądana dokładność modeli wynosi do $\pm 10\%$ dla wyników pomiarów i symulacji.

Dalsze badania powinny dotyczyć uściślenia metodyki analiz niestacjonarności czasoprzestrzennej opadów odnośnie określania wartości wykładnika β w algorytmie metody wagowej IDP w programie Surfer®13. W przypadku konkretnej zlewni wartość tego parametru powinna być bowiem ustalana indywidualnie, tj. poprzez kolejne wyłączanie punktów pomiarowych i szacowanie wysokości opadów, w danym punkcie, z pozostałych deszczomierzy. Wartość β powinna wynikać z minimalizacji błędów względnych interpolacji. Do wykonania takich analiz niezbędna jest jednak sieć pomiarowa licząca co najmniej 10 deszczomierzy (w przypadku Wrocławia sieć pomiarowa opadów liczyła 6 deszczomierzy, w związku z czym nie było możliwości ustalenia dokładnej wartości tego parametru i na podstawie literatury przedmiotu przyjęto $\beta = 2$). Podobnie potwierdzenia, tj. weryfikacji, na innych zlewniach miejskich wymagają zaproponowane w monografii standaryzowane wartości wskaźników kryterialnych: $RMSE$, NSE , SWS i ΔQ_{\max} do oceny jakości modeli hydrodynamicznych zjawisk opad–odpływ.

Literatura

- [1] PN-EN 752:2008 *Drain and sewer systems outside buildings*.
- [2] *Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 18 listopada 2014 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego*. Dz. U. RP z dnia 16 grudnia 2014 r. poz. 1800.
- [3] DWA: *Arbeitsblatt ATV-A118. Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen*. Hennef 2006.
- [4] BŁASZCZYK W., ROMAN M., STAMATELLO H.: *Kanalizacja*. Arkady, Warszawa 1974.
- [5] EDEL R.: *Odwadnianie dróg*. WKŁ, Warszawa 2006.
- [6] KOTOWSKI A.: *Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów*. Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa 2011 (wyd. I), 2015 (wyd. II).
- [7] KOTOWSKI A.: *Wybrane aspekty wymiarowania i sprawdzania przepustowości kanałów deszczowych i ogólnospławnych*. „Forum Eksploatatora” 2006, nr 1, s. 18–25.
- [8] SCHMITT T.G: *Kommentar zum Arbeitsblatt A 118 „Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen”*. Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa 2007.
- [9] KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B.: *Ocena przydatności dotychczasowych wzorów na natężenie opadów deszczowych do projektowania odwodnień terenów w Polsce*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2009, nr 11, s. 11–17.
- [10] KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B., DANCEWICZ A.: *Czasowo-przestrzenne zróżnicowanie opadów atmosferycznych we Wrocławiu*. „Ochrona Środowiska” 2010, nr 4, s. 37–46.
- [11] KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B., DANCEWICZ A.: *Modelowanie opadów do wymiarowania kanalizacji*. Studia z Zakresu Inżynierii nr 68. KILiW PAN, Warszawa 2010.
- [12] DZIOPAK J., HYPIAK J.: *Analiza metodologii wymiarowania kanalizacji ogólnospławnej*. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska 2011, nr 2, s. 21–34.
- [13] KAŻMIERCZAK B.: *Metoda granicznych natężeń a wymagania europejskiej normy PN-EN 752*. „Forum Eksploatatora” 2012, nr 2, s. 64–67.
- [14] KAŻMIERCZAK B., KOTOWSKI A.: *Weryfikacja przepustowości kanalizacji deszczowej w modelowaniu hydrodynamicznym*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2012.
- [15] KAŻMIERCZAK B., KOTOWSKI A., NOWAKOWSKA M.: *Kanalizacja ogólnospławna w modelowaniu SWMM*. „Inżynieria Morska i Geotechnika” 2012, nr 4, s. 533–541.
- [16] KOTOWSKI A.: *Dyskusja nad zaleceniami normy PN-EN 752 odnośnie zasad wymiarowania odwodnień terenów w Polsce*. POLKAN '07. KIŚ PAN, Lublin 2007, s. 27–37.
- [17] 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.
- [18] KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B., NOWAKOWSKA M.: *Analiza przeciążeń kanalizacji deszczowej na osiedlu Rakowiec we Wrocławiu wywołanych zmianami klimatu*. „Annual Set The Environment Protection” 2014, nr 1, s. 608–626.

- [19] KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B., WARTALSKI A., CIEŚLIK W.: *Modelowanie hydrodynamiczne kanalizacji deszczowej na osiedlu Rakowiec we Wrocławiu*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2013, nr 3, s. 113–119.
- [20] KULICZKOWSKI A., JAKUBOWSKI J.: *Ocena porównawcza wybranych metod obliczania miarodajnych przepływów w kanalizacji deszczowej*. „Instal” 2002, nr 11, s. 28–32.
- [21] LICZNAR P.: *Obliczenia częstotliwości nadpiętrzenia sieci kanalizacji deszczowej*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2008, nr 7–8, s. 16–21.
- [22] SKOTNICKI M., SOWIŃSKI M.: *Analiza wpływu parametrów deszczu syntetycznego na maksymalny przepływ w kanałach deszczowych*. III Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna INFRAEKO 2012 „Infrastruktura Komunalna i Gospodarka Wodna”. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej 2012, s. 259–268.
- [23] SULIGOWSKI Z.: *Zagospodarowanie wód opadowych. Szczególne problemy*. „Forum Eksploatatora” 2004, nr 3–4, s. 24–27.
- [24] DĄBROWSKI W.: *Oddziaływanie sieci kanalizacyjnych na środowisko*. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2004.
- [25] DĄBROWSKI W.: *Przewidywanie, obliczanie i pomiar krotkości działania przelewów burzowych*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2007, nr 11, s. 19–22.
- [26] DZIOPAK J.: *Modelowanie wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004.
- [27] DZIOPAK J., SŁYŚ D.: *Modelowanie zbiorników klasycznych i grawitacyjno-pompowych w kanalizacji*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2007.
- [28] FIDALA-SZOPE M., SAWICKA-SIARKIEWICZ H., KOCZYK A.: *Ochrona wód powierzchniowych przed zrzutami z kanalizacji deszczowej i półrozdzielczej*. Poradnik. Instytut Ochrony Środowiska, Warszawa 1997.
- [29] KAŻMIERCZAK B.: *Badania symulacyjne działania przelewów burzowych i separatorów ścieków deszczowych w warunkach ruchu nieustalonego do wspomagania projektowania sieci odwodnieniowych*. Praca doktorska. Instytut Inżynierii Ochrony Środowiska PWr, Wrocław 2011.
- [30] KOTOWSKI A.: *Podstawy wymiarowania bocznych przelewów burzowych z rurą dławiącą*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1998.
- [31] KAŻMIERCZAK B., KOTOWSKI A.: *Wpływ czasu trwania opadów modelowych Eulera typu II na objętość wylewów z kanałów deszczowych*. „Forum Eksploatatora” 2012, nr 3, s. 84–90.
- [32] KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B., NOWAKOWSKA M.: *Analiza obciążenia systemu odwodnienia terenu w przypadku prognozowanego zwiększenia częstości i intensywności deszczów z powodu zmian klimatycznych*. „Ochrona Środowiska” 2013, nr 1, s. 25–32.
- [33] LICZNAR P.: *Analiza częstotliwości nadpiętrzenia sieci kanalizacji deszczowej*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2008, nr 7–8, s. 16–21.
- [34] LICZNAR P.: *Generatory syntetycznych szeregów opadowych do modelowania sieci kanalizacji deszczowych i ogólnospławnych*. Wydawnictwo Uniwersytetu Przyrodniczego, Wrocław 2009.
- [35] LICZNAR P.: *Potrzeba wykorzystania syntetycznych danych opadowych dla modelowania sieci kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2009, nr 6, s. 19–24.
- [36] LICZNAR P.: *Wymiarowanie zbiorników retencyjnych ścieków deszczowych na podstawie syntetycznych szeregów czasowych opadów deszczu*. „Ochrona Środowiska” 2013, nr 2, s. 27–32.
- [37] LICZNAR P., ŁOMOTOWSKI J., RUPP D.E.: *Random cascade driven rainfall disaggregation for urban hydrology: An evaluation of six models and a new generator*. „Atmospheric Research” 2011, Iss. 3–4, s. 563–578.
- [38] KAŻMIERCZAK B., KOTOWSKI A.: *Depth-duration-frequency rainfall model for dimensioning and modelling of Wrocław drainage systems*. „Environment Protection Engineering” 2012, no. 4, s. 127–138.

- [39] KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B.: *Probabilistic models of maximum precipitation for designing sewerage*. „Journal of Hydrometeorology” 2013, nr 6, s. 1958–1965.
- [40] MROWIEC M.: *Efektywne wymiarowanie i dynamiczna regulacja kanalizacyjnych zbiorników retencyjnych*. Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 2009.
- [41] NOWAKOWSKA M., KOTOWSKI A., KAŻMIERCZAK B.: *Problemy badawcze w modelowaniu hydrodynamicznym odwodnień terenów*. „Forum Eksploatatora” 2012, nr 4, s. 88–95.
- [42] SULIGOWSKI R.: *Struktura czasowa i przestrzenna opadów atmosferycznych w Polsce. Próba regionalizacji*. Prace Instytutu Geografii Akademii Świętokrzyskiej Nr 12, Kielce 2004.
- [43] ARNBJERG-NIELSEN K.: *Quantification of climate change impacts on extreme precipitation used for design of sewer systems*. 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh 2008.
- [44] DĄBROWSKI W., DĄBROWSKA B.: *Przewidywany wpływ zmian klimatu na dysfunkcję systemów odprowadzania ścieków*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2012, nr 1, s. 17–20.
- [45] ExUS: *Extremwertstatistische Untersuchung von Starkniederschlägen in NRW – Veränderung in Dauer, Intensität und Raum auf Basis beobachteter Ereignisse und Auswirkungen auf Eintretenswahrscheinlichkeit*. Landesamt für Natur, Umwelt und Verbraucherschutz Nordrhein-Westfalen, Essen 2010.
- [46] GERSTENGARBE F.: *Klimawandel in Ballungsräumen: Das Beispiel Ruhrgebiet*. Potsdam-Institut für Klimafolgenforschung, Vortrag im Bildungszentrum für die Entsorgungs- und Wasserwirtschaft GmbH, Essen 2009.
- [47] NGUYEN V.T.V., DESRAMAUT N., NGUYEN T.D.: *Estimation of urban design storms in consideration of GCM-based climate change scenarios*. International Conference, Leuven 2008. CRC Press, Boca Raton, s. 347–356.
- [48] ONOF C., ARNBJERG-NIELSEN K.: *Quantification of anticipated future changes in high resolution design rainfall for urban areas*. „Atmospheric Research” 2009, Iss. 3, s. 350–363.
- [49] SCHMITT T.G.: *Risikomanagement statt Sicherheitsversprechen*. „KA Wasserwirtschaft Abwasser, Abfall” 2011, Nr. 1, s. 40–49.
- [50] SIEKMANN M., PINNEKAMP J.: *Indicator based strategy to adapt urban drainage systems in regard to the consequences caused by climate change*. 12th International Conference on Urban Drainage, Porto Alegre 2011.
- [51] SOLOMON S., QIN D., MANNING M., CHEN Z., MARQUIS M., AVERYT K. B., TIGNOR M., MILLER H.L. (Eds.): *IPCC. Summary for Policymakers. [W:] Climate Change 2007: The Physical Science Basis*. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge University Press, Cambridge and New York 2007.
- [52] STAUFER P., LECKEBUSCH G., PINNEKAMP J.: *Die Ermittlung der relevanten Niederschlagscharakteristik für die Siedlungsentwässerung im Klimawandel*. „KA Korrespondenz Abwasser, Abfall” 2010, Nr. 12.
- [53] SUNYER M.A., MADSEN H.: *A comparison of three weather generators for extreme rainfall simulation in climate change impact studies*. 8th International Workshop on Precipitation in Urban Areas, St. Moritz 2009, s. 109–113.
- [54] WILLEMS P.: *Revision of urban drainage design rules based on extrapolation of design rainfall statistics*. 12th International Conference on Urban Drainage, Porto Alegre 2011.
- [55] GEIGER W., DREISEITL H.: *Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych*. Wydawnictwo Projprzem-EKO, Bydgoszcz 1999.
- [56] MIELCARZEWICZ E.: *Odwadnianie terenów zurbanizowanych i przemysłowych. Systemy odwadniania*. PWN, Warszawa 1990.
- [57] TWARDOSZ R.: *Dobowy przebieg opadów atmosferycznych w ujęciu synoptycznym na przykładzie Krakowa (1886–2002)*. Instytut Geografii i Gospodarki Przestrzennej Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków 2005.

- [58] BOGDANOWICZ E., STACHY J.: *Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe*. Materiały Badawcze – Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej. Hydrologia i Oceanologia, nr 23, Warszawa 1998.
- [59] SZYMANOWSKI M.: *Miejska wyspa ciepła we Wrocławiu*. „Studia Geograficzne” 2004, nr 77, Wrocław 2004.
- [60] JAMES W.: *Rules for responsible modeling*. CHI Publications Guelph, Ontario 2003.
- [61] KOTOWSKI A., DANCEWICZ A., KAŻMIERCZAK B.: *The Accuracy of measurements of precipitation amount using standard and tipping bucket pluviographs in comparison to Hellmann rain gauges*. „Environment Protection Engineering” 2011, Iss. 2, s. 23–34.
- [62] LICZNAR P., ŁOMOTOWSKI J., ROJEK M.: *Pomiary i przetwarzanie danych opadowych dla potrzeb projektowania i eksploatacji systemów odwodnieniowych*. Wydawnictwo FUTURA, Poznań 2005.
- [63] BERNE A., DELRIEU G., CREUTIN J.D., OBLED C.: *Temporal and spatial resolution of rainfall measurements required for urban hydrology*. „Journal of Hydrology” 2004, Iss. 3–4, s. 166–179.
- [64] MAHEEPALA U.K., TAKYI A.K., PERERA B.J.C.: *Hydrological data monitoring for urban stormwater drainage systems*. „Journal of Hydrology” 2001, Iss. 1–4, s. 32–47.
- [65] SCHILLING W.: *Rainfall data for urban hydrology: what do we need?* „Atmospheric Research” 1991, Iss. 1–3, s. 5–21.
- [66] MROWIEC M.: *Ocena wpływu przestrzennej zmienności opadu na działanie kanalizacji deszczowej. Modelowanie systemów kanalizacyjnych*. Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej 2009, z. 57, s. 67–78.
- [67] MROWIEC M., MALMUR R.: *Wpływ przestrzennej zmienności opadów na niezawodność systemów kanalizacyjnych*. „Czasopismo Techniczne” 2011, nr 1, s. 137–146.
- [68] SKOTNICKI M., SOWIŃSKI M.: *Przestrzenna zmienność opadów w modelowaniu odpływu ze zlewni miejskiej. Modelowanie procesów hydrologicznych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2008, s. 75–93.
- [69] SINGH V.P.: *Effect of spatial and temporal variability in rainfall and watershed characteristics on stream flow hydrograph*. „Hydrological Processes” 1997, Iss. 12, s. 1649–1669.
- [70] SINGH V.P.: *Effect of the duration and direction of storm movement on planar flow with full and partial areal coverage*. „Hydrological Processes” 2002, Iss. 17, s. 3437–3466.
- [71] CAMBEZ M.J., PINHO J., DAVID L.M.: *Using SWMM 5 in the continuous modelling of Stormwater hydraulics and quality*. 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh 2008.
- [72] NOWAKOWSKA M., KAŻMIERCZAK B., KOTOWSKI A.: *Metodyka analizy przestrzennej zmienności opadów na przykładzie Wrocławia*. Interdyscyplinarne zagadnienia w inżynierii i ochronie środowiska. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2013, s. 465–472.
- [73] NOWAKOWSKA M., KOTOWSKI A.: *Analiza przemieszczania się opadów deszczowych nad Wrocławiem*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2015, nr 5, s. 179–184.
- [74] SEGOND M.L.: *Stochastic Modeling of Space-Time Rainfall and the Significance of Spatial Data for Flood Runoff Generation*. Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College, London 2006.
- [75] WHEATER H.S., ISHAM V.S., COX D.R., CHANDLER R.E., KAKAU A., NORTHROP P.J., OH L., ONOF C, RODRIGUEZ-ITURBE I.: *Spatial-temporal rainfall fields, modeling and statistical aspects*. „Hydrology and Earth System Sciences” 2000, Iss. 4, s. 581–601.
- [76] ZAWILSKI M., SAKSON G.: *Modelowanie sphywu ścieków opadowych ze zlewni miejskiej przy wykorzystaniu programu SWMM. Cz. I. Kalibracja modelu*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2010, nr 11, s. 32–36.

- [77] WILLEMS P., BERLAMONT J.: *Accounting for the spatial rainfall variability in urban modeling applications*. „Water Science and Technology” 2002, Iss. 2, s. 105–112.
- [78] MAGNUSZEWSKI A.: *GIS w geografii fizycznej*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1999.
- [79] ZAWILSKI M., BRZEZIŃSKA A.: *Areal rainfall intensity distribution over an urban area and its effect on a combined sewerage system*. „Urban Water Journal” 2014, Iss. 7, s. 1–11.
- [80] KUNDZIEWICZ Z.: *Modele hydrologiczne ruchu fal powodziowych*. Komitet Gospodarki Wodnej, Warszawa 1985.
- [81] WHITE F.M.: *Fluid Mechanics*. McGraw-Hill, Boston 2005.
- [82] LEŚNIEWSKI M.: *Modelowanie sieci kanalizacyjnych za pomocą programu SWMM*. Konferencja GIS „Modelowanie i monitoring w zarządzaniu systemami wodociagowymi i kanalizacyjnymi”. PZiTS, Warszawa 2005, s. 185–197.
- [83] ROSSMAN L.A.: *Storm Water Management Model. Quality assurance report: Dynamic Wave Flow Routing*. United States Environmental Protection Agency, Washington 2006.
- [84] ROSSMAN L.A.: *Storm Water Management Model. User's Manual. Version 5.0*. United States Environmental Protection Agency, Washington 2010.
- [85] SKOTNICKI M.: *Przegląd programów do obliczeń sieci kanalizacyjnych*. „Przegląd Komunalny” 2005, nr 7, s. 28.
- [86] HUBER W.C., DOCKINSON R.E.: *Storm Water Management Model, version 4: User's Manual*. US EPA, Athens 1992.
- [87] ZAWILSKI M.: *Problemy monitoringu i modelowania systemów odwadniania*. VIII konferencja: „Wody Opadowe – Aspekty Prawne, Ekonomiczne i Techniczne”. Wydawnictwo ABRYŚ, Warszawa 2013, s. 30–37.
- [88] ASCE: *Task Committee on Hydrology, Handbook*. New York 1996.
- [89] NOWAKOWSKA M.: *Identyfikacja parametrów hydrologicznych i hydraulicznych zlewni miejskiej w modelowaniu hydrodynamicznym SWMM*. Praca doktorska. Wydział Inżynierii Środowiska PWr, Wrocław 2016.
- [90] ASCE: *Design & Construction of Urban Stormwater Management Systems*. ASCE Publications, New York 1992.
- [91] SAWICKI J.: *Przepływy ze swobodną powierzchnią*. PWN, Warszawa 1998.
- [92] MCCUEN R., JOHNSON P., RAGAN R.: *Hydrology*. Federal Highway Administration, Washington 1996.
- [93] PIT R.: *Infiltration Through Disturbed Urban Soils and Compost – Amended Soil Effects on Runoff Quality and Quantity*. United States Environmental Protection Agency, Washington 1999.
- [94] SKOTNICKI M.: *Komputerowe modele sieci kanalizacyjnych – program SWMM 5.0*. „Przegląd Komunalny” 2005, nr 5, s. 76.
- [95] SŁYŚ D., STEC A.: *Hydrodynamic modeling of the combined sewage system for the city of Przemyśl*. „Environment Protection Engineering” 2012, Iss. 4, s. 99–112.
- [96] CHOI K., BALL J.E.: *Parameter estimation for urban runoff modeling*. „Urban Water” 2002, Iss. 4, s. 31–41.
- [97] ZAWILSKI M.: *Integracja zlewni zurbanizowanej w symulacji sphywu ścieków opadowych*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2010, nr 6, s. 28–32.
- [98] TEMPRANO J., ARANGO Ó., CAGIAO J., SUÁREZ J., TEJERO I.: *Stormwater quality calibration by SWMM. A case study in Northern Spain*. „Water SA” 2006, nr 1. Dostępny w internecie: <http://www.ajol.info/index.php/wsa/article/view/5240> [dostęp: 2006].
- [99] SKOTNICKI M., SOWIŃSKI M.: *Dokładność odwzorowania stopnia uszczelnienia zlewni cząstkowych w modelowaniu odpływu ze zlewni miejskiej*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2011, nr 7–8, s. 276–279.

- [100] ZAWILSKI M., SAKSON G.: *Wykorzystanie programu SWMM w modelowaniu systemów kanalizacyjnych*. I Ogólnopolska Konferencja Naukowo-Techniczna „Problemy zagospodarowania wód opadowych”. Wydawnictwo Seidel-Przywecki 2008, s. 155–169.
- [101] GREEN I.R.A., STEPHENSON D.: *Criteria of comparison of single event models*. „Hydrological Sciences Journal” 1986, Iss. 3, s. 395–411.
- [102] OZGA-ZIELIŃSKA M., BRZEZIŃSKI J.: *Hydrologia stosowana*. PWN, Warszawa 1997.
- [103] SARMA P. B. S., DELLEUR J. W., RAO A. R.: *Comparison of rainfall – runoff models for urban areas*. „Journal of Hydrology” 1973, Iss. 3–4, s. 329–347.
- [104] SKOTNICKI M., SOWIŃSKI M.: *Weryfikacja metody wyznaczania szerokości hydraulicznej zlewni cząstkowej na przykładzie wybranej zlewni miejskiej*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2009.
- [105] ZAWILSKI M., SAKSON G.: *Modelowanie sphywu ścieków opadowych ze zlewni miejskiej przy wykorzystaniu programu SWMM*. Cz. II. *Weryfikacja modelu*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2011, nr 9, s. 321–323.
- [106] SKOTNICKI M., SOWIŃSKI M.: *Wykorzystanie programu SWMM5 do symulacji odpływu wód deszczowych ze zlewni miejskich w warunkach przeciążenia hydraulicznego kolektorów*. „Gospodarka Wodna” 2012, nr 8, s. 332–336.
- [107] NASH J.E., SUTCLIFFE J.V.: *River flow forecasting through conceptual models*. Cz. I. *A discussion of principles*. „Journal of Hydrology” 1970, Iss. 10, s. 282–290.
- [108] SIEKER F.: *Die Berechnung des Oberflächenabflusses in Kanalnetz Modellen*. „Korrespondenz Abwasser” 1987, Nr. 3, s. 263–269.
- [109] ZAGHLOUL N.A.: *SWMM Model and Level of Discretization*. „ASCE Journal of the Hydraulics Division” 1981, Iss. 11.
- [110] BOYLE D.P., GUPTA H.V., SOROOSHIAN S.: *Toward improved calibration of hydrologic models: Combining the strengths of manual and automatic methods*. „Water Resources Research” 2000, nr 12, s. 3663–3674.
- [111] JAMES W.: *A Guide to the Rain, Temperature and Runoff Modules of the USEPA SWMM4*. CHI Publications Guelph, Ontario 2000.
- [112] EDEL R., SULIGOWSKI Z.: *Wpływ parametrów wpustów deszczowych na sprawność odwodnienia powierzchniowego dróg i ulic*. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2004.
- [113] SKOTNICKI M.: *Porównawcza analiza wrażliwości wybranych modeli odpływu ze zlewni miejskich*. II seminarium „Hydraulika tranzytowych systemów inżynierii sanitarnej”. Politechnika Gdańska 2005, s. 43–51.
- [114] DELETIC A., DOTTO C.B.S., MCCARTHY D.T., KLEIDORFER M., FRENI G., MANNINA G., UHL M., FLETCHER T.D., RAUCH W., BERTRAND-KRAJEWSKI J.L., TAIT S.: *Defining Uncertainties in Modelling of Urban Drainage Systems*. 8 UDM & 2 RWHM Conference, Tokio 2009.
- [115] SKOTNICKI M., SOWIŃSKI M.: *Wpływ wielkości zlewni cząstkowych na charakterystyki odpływu w modelu opad-odpływ*. V międzynarodowa konferencja naukowo-techniczna INFRAEKO 2016 „Nowoczesne miasta. Infrastruktura i środowisko”. Rzeszów 2016, s. 295–304.
- [116] MPWiK: *Dokumentacja Centrum Nowych Technologii i Rozwoju MPWiK S.A. dotycząca sieci deszczowierzy we Wrocławiu*, Wrocław 2012.
- [117] LICZJAR P., DŻUGAJ D., NIESOBSKA M.: *Ekspertyza techniczna polegająca na weryfikacji poprawności działania deszczowierzy wchodzących w skład sieci monitoringu opadów atmosferycznych należących do MPWiK S. A. we Wrocławiu*. Raport PWR, seria SPR Nr 19, Wrocław 2013.
- [118] SOWIŃSKI M.: *Relacja z testów porównawczych deszczowierzy przeprowadzonych z inicjatywą WMO w latach 2007–2009*. *Wody opadowe a zjawiska ekstremalne*. Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa 2011, s. 23–29.

- [119] LICZNAR P.: *Wstępne wyniki porównawczych testów polowych elektronicznego deszczomierza wagowego OTT Pluvio² i disdrometru laserowego Parsivel*. „Instal” 2009, nr 7–8, s. 43–50.
- [120] KOTOWSKI A., KAŹMIERCZAK B.: *Probabilistyczne modele opadów miarodajnych do projektowania i weryfikacji częstości wylewów z kanalizacji we Wrocławiu*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2010, nr 6, s. 13–19.
- [121] NOWOGOŃSKI I., WIRA J.: *Kalibracja hydrauliczna modelu SWMM przy wykorzystaniu danych z badań na terenie miasta Głogów*. „Instal” 2006, nr 9, s. 81–84.
- [122] SAWICKI J., KONDZIELA A.: *Aktualizacja hydraulicznych parametrów sieci deszczowych*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2002, nr 6, s. 208–210.
- [123] SCHMITT T., THOMAS M., ETTRICH N.: *Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems*. „Journal of Hydrology” 2004, Iss. 3–4, s. 300–311.
- [124] VILLARINI G., SMITH J. A., BAECK M. L., STURDEVANT-REES P., KRAJEWSKI W. F.: *Radar analyses of extreme rainfall and flooding in urban drainage basins*. „Journal of Hydrology” 2010, Iss. 3–4, s. 266–286.
- [125] SKOTNICKI M., SOWIŃSKI M.: *The sensitivity analysis of runoff from urban catchment based on the nonlinear reservoir rainfall-runoff model*. „Publications of the Institute of Geophysics Polish Academy of Sciences” 2006, E-6 (390), s. 129–137.
- [126] SCHMITT T.G., THOMAS M.: *Rechnerischer Nachweis der Überstauhäufigkeit auf der Basis von Modellregen und Starkregenserien*. „KA Wasserwirtschaft Abwasser, Abfall” 2000, Nr. 1, s. 63–69.
- [127] ZAWILSKI M.: *Wstępne rezultaty monitoringu przestrzennego rozkładu opadów w Łodzi w 2010 roku*. Wydawnictwo ABRYŚ, Warszawa 2011, s. 31–39.
- [128] SOCZYŃSKA U.: *Hydrologia dynamiczna*. PWN, Warszawa 1997.
- [129] CIEPIEŁOWSKI A., DĄBKOWSKI S.L.: *Metody obliczeń przepływów maksymalnych w małych zlewniach rzecznych (z przykładami)*. Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, Bydgoszcz 2006.
- [130] WIĘZIK B.: *Hydrologia w inżynierii i gospodarce wodnej*. T. 1. Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska Polskiej Akademii Nauk Nr 68. Wydawnictwo Perfekta Info, Lublin 2010.
- [131] SZELĄG B., BAŃ Ł., GÓRSKI J.: *Wpływ charakterystyk opadowych na parametry hydrogramu odpływu ze zlewni zurbanizowanej*. „Woda–Środowisko–Obszary Wiejskie” 2014, nr 2, s. 103–114.
- [132] ZAWILSKI M.: *Analiza obciążenia hydraulicznego systemu kanalizacyjnego w skali dużej zlewni miejskiej*. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Nr 283. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej 2012, s. 311–320.
- [133] DĄBROWSKI W.: *Rola retencji terenowej w ograniczaniu spływów powierzchniowych na przykładzie pola golfowego*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2007, nr 12, s. 17–20.
- [134] DE MIHELE C., KOTTEGODA N.T., ROSSO R.: *IDAF (intensity-duration-area-frequency) curves of extreme rainfall, a scaling approach*. „Water Science and Technology” 2002, Iss. 2, s. 83–90.
- [135] FAURES J.-M., GOODRICH D.C., WOOLHISER D.A., SOROOSHIAN S.: *Impact of small-scale spatial rainfall variability on runoff modeling*. „Journal of Hydrology” 1995, Iss. 1–4, s. 309–326.
- [136] FRANCES F., VELEZ I.J., VELEZ J.J.: *Split-parameter structure for the automatic calibration of distributed hydrological models*. „Journal of Hydrology” 2007, Iss. 1–2, s. 226–240.
- [137] KAŹMIERCZAK B., NOWAKOWSKA M.: *Hydrodynamiczny model odprowadzania wód opadowych SWMM*. [W:] *Interdyscyplinarne zagadnienia w inżynierii i ochronie środowiska*. Praca zbiorowa pod red. T.M. Traczeńskiej. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2012, s. 263–272.
- [138] KAŹMIERCZAK B., NOWAKOWSKA M., KOTOWSKI A.: *Kanalizacja ogólnospławna w modelowaniu SWMM*. „Inżynieria Morska i Geotechnika” 2012, nr 4, s. 534–542.
- [139] KAŹMIERCZAK B., WDOVIKOWSKI M., NOWAKOWSKA M.: *Retencjonowanie wód opadowych na terenach silnie uprzemysłowionych*. „Inżynieria Ekologiczna” 2016, nr 48, s. 107–112.

- [140] DWD. *Starkniederschlagshöhen für Deutschland*. KOSTRA. Selbstverlag des Deutschen Wetterdienstes, Offenbach am Main 1997.
- [141] KWIETNIEWSKI M., GĘBSKI M., WRONOWSKI N.: *Monitorowanie sieci wodociągowych i kanalizacyjnych*. Wydawnictwo Zarządu Głównego PZiTS, Warszawa 2005.
- [142] KWIETNIEWSKI M., RAK J.: *Niezawodność infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej w Polsce*. Studia z Zakresu Inżynierii Nr 67. KILiW PAN. Warszawa 2010.
- [143] LEŚNIEWSKI M.: *Doświadczenia z budowy modelu matematycznego kanalizacji deszczowej w Abu Zabi*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2013, nr 10, s. 404–407.
- [144] ŁOMOTOWSKI J.: *Problemy zagospodarowania wód opadowych*. Materiały konferencyjne. Wydawnictwo Seidel–Przywecki, Warszawa 2008.
- [145] ŁOMOTOWSKI J. (red.): *Wody opadowe a zjawiska ekstremalne*. Materiały konferencyjne. Wydawnictwo Seidel–Przywecki, Warszawa 2011.
- [146] NIEMCZYNOWICZ J., BENGSTON L.: *What practitioners need from theoreticians?* „Atmospheric Research” 1996, Iss. 42, s. 5–17.
- [147] NOWOGOŃSKI I.: *Odprowadzanie wód opadowych – komputerowe modelowanie*. „Wodociągi–Kanalizacja” 2007, nr 6, s. 36.
- [148] CHAUBEY I., HAAN C.T., GRUNWALD S., SALISBURY J.M.: *Uncertainty in the model parameters due to spatial variability of rainfall*. „Journal of Hydrology” 1999, Iss. 1–2, s. 48–61.
- [149] KOTOWSKI A.: *Grundlagen der hydraulischen Dimensionierung der Regenüberläufe mit gedrosseltem Ablauf aus der beruhigten Kammer hinter dem seitlichen Streichwehr*. „gwf Wasser/Abwasser” 2000, Nr. 8, s. 516–526.
- [150] LICZNAR P.: *Praktyczna realizacja modelu hydrodynamicznego sieci kanalizacyjnej w pakiecie SewerPac*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” 2008, nr 9, s. 11–19.
- [151] NOWAKOWSKA M., KAŻMIERCZAK B.: *O zagospodarowaniu i infiltracji wód opadowych*. [W:] *Interdyscyplinarne zagadnienia w inżynierii i ochronie środowiska*. Praca zbiorowa pod red. T.M. Traczewskiej. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2012, s. 359–367.
- [152] NOWAKOWSKA M., KOTOWSKI A.: *Badania niestacjonarności czasoprzestrzennej opadów na potrzeby modelowania kanalizacji*. [W:] *Interdyscyplinarne zagadnienia w inżynierii i ochronie środowiska*. Proca zbiorowa pod red. A. Kotowskiego, K. Piekarskiej, B. Kaźmierczaka. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2015, s. 281–295.
- [153] NOWAKOWSKA M., WARTALSKA K., KAŻMIERCZAK B.: *Urban catchment pilot study criteria selection for hydrology and hydraulic parameters research*. 8th Eastern European Young Water Professionals Conference, Gdańsk 2016, s. 743–750.

Methodology and rules for modelling drainage of urban areas

A significant part of the drainage systems built in Poland were dimensioned using inappropriate methods, which means that they may not meet the requirements of standard PN-EN 752:2008 for maximum incidence of effusion from drains, especially in the future. It is therefore necessary to verify their hydraulic capacity in hydrodynamic modelling and on this basis take adequate remedial actions.

Modelling reliability of sewage systems, however, is rarely used in Poland due to the lack of appropriate databases for monitoring precipitation and flows in the sewer networks, but also inadequate methodical basis of modelling. Namely, on the basis of analysis of the current state of knowledge, the existence of several methodological problems requiring urgent solutions was found. Hence it was intentional to undertake studies on the improvement of the methodology and principles of mathematical modelling of area drainage systems, based on reliable, local monitoring data of rainfall and flow in the channels, on the example of research of canalised rain catchment area in Wrocław.

The results presented in methodical part have a universal character and can be used as a guideline to create databases, and later on identification, calibration and validation of the hydrodynamic models of precipitate-runoff phenomena in the SWMM software and Surfer. A number of specific conclusions-proposals were formulated in this paper resulting from the scope of the studies undertaken with regard to:

- the selection criteria of reference rain catchment area for simulation research;
- creating reliable databases about precipitation and waste water streams;
- identification of hydrological and hydraulic parameters of canalised urban catchment;
- the calibration of hydrodynamic models and verification of methods for determining hydraulic width of sub-catchment areas;
- methodology of analysis of the lack of spatiotemporal stationarity of precipitation;
- the validation of hydrodynamic models in compliance with the dynamics of changes in the intensity of rainfall;

- the choice of methods and statistical indicators for qualitative assessment of the models;
- determination of criteria for quantitative (accuracy) evaluation of the models for the measured and simulated sizes (Q, V).

Obserwowane zmiany klimatu wymuszają konieczność badania niezawodności działania systemów kanalizacyjnych, zwłaszcza w przyszłości. Podstawy metodyczne i zasady modelowania hydrodynamicznego zjawisk opad–odpływ w zlewniach miejskich są wciąż doskonałe. Sformułowane w monografii wytyczne dotyczą m.in.: kryteriów wyboru referencyjnych zlewni deszczowych do badań symulacyjnych, tworzenia miarodajnych baz danych o opadach i strumieniach ścieków, identyfikacji parametrów hydrologicznych i hydraulicznych skanalizowanych zlewni miejskich, kalibracji i walidacji modeli hydrodynamicznych z uwzględnieniem zmian intensywności opadów w czasie, kryteriów i wskaźników statystycznych do oceny jakościowej i ilościowej modeli.



Dr inż. Monika Nowakowska i prof. dr hab. inż. Andrzej Kotowski z Katedry Wodociągów i Kanalizacji na Wydziale Inżynierii Środowiska PWr są autorami licznych publikacji z zakresu podstaw projektowania sieci oraz obiektów odwodnień terenów.



**Wydawnictwa Politechniki Wrocławskiej są do nabycia w księgarni,
plac Grunwaldzki 13, 50-377 Wrocław, budynek D-1 PWr., tel. 71 320 29 35
Prowadzimy sprzedaż wysyłkową: zamawianie.ksiazek@pwr.edu.pl**

ISBN 978-83-7493-971-3