

Zamawiający:

Urząd Miejski w Giżycku
Al. 1 Maja 14
11-500 Giżycko

**ANALIZA I OCENA SYSTEMU ODPROWADZANIA WÓD
OPADOWYCH NA TERENIE MIASTA GIŻYCKA WRAZ Z
OPRACOWANIEM KONCEPCJI UPORZĄDKOWANIA I
ROZBUDOWY TEGO SYSTEMU**

TOM I – OPIS TECHNICZNY

Stadium: KONCEPCJA PROGRAMOWA

Lokalizacja zadania: Miasto Giżycko

Egz. nr 1

	Imię i nazwisko	Nr uprawnień	Podpis
PROJEKTOWAŁ	mgr inż. Cezary Świst	WKP/0283/PWOS/04	
OPRACOWAŁ	mgr inż. Mariusz Cybulka		
OPRACOWAŁ	mgr Jacek Świst		
OPRACOWAŁ	mgr inż. Katarzyna Cieszyńska		
OPRACOWAŁ	mgr inż. Rafał Podgórski		
SPRAWDZIŁ	tech. Stefan Teszner	150/84/PW	
PREZES ZARZĄDU	mgr Alicja Bunikowska		

Poznań, 2011 r.

OŚWIADCZENIE WYKONAWCY

Oświadczam, że opracowanie „*Analiza i ocena systemu odprowadzania wód opadowych na terenie miasta Giżycka wraz z opracowaniem koncepcji uporządkowania i rozbudowy tego systemu*” jest wykonane zgodnie z umową nr 49/12/2010 oraz obowiązującymi normami i że jest kompletne z punktu widzenia celu, któremu ma służyć.

Prezes Zarządu

SPIS TREŚCI

1. WPROWADZENIE	6
1.1. Przedmiot opracowania	6
1.2. Podstawa opracowania	6
1.3. Zakres terytorialny opracowania	6
1.4. Zakres czasowy opracowania	6
1.5. Zakres rzeczowy opracowania	7
1.6. Wykorzystane dokumenty i materiały	9
2. CHARAKTERYSTYKA TERENU	11
2.1. Położenie fizyczno-geograficzne	11
2.2. Budowa geologiczna	12
2.3. Gleby	13
2.4. Warunki klimatyczne	13
2.5. Wody powierzchniowe	14
2.6. Wody podziemne	15
2.7. Melioracje	16
2.8. Mieszkalnictwo i ludność	16
3. STAN ISTNIEJĄCY SYSTEMU ODPROWADZANIA WÓD OPADOWYCH	17
3.1. Charakterystyka głównych odbiorników wód opadowych z terenu Miasta	17
3.2. Zestawienie elementów stanu istniejącego kanalizacji deszczowej	22
3.3. Struktura użytkowników kanalizacji deszczowej	23
4. KONSEPCJA PROGRAMOWA ROZBUDOWY ISTNIEJĄCEGO SYSTEMU ODPROWADZANIA WÓD OPADOWYCH	24
4.1. Podstawy wyliczeń i założenia bilansowe sieci kanalizacji deszczowej	24
4.1.1. Określenie powierzchni cząstkowych	24
4.1.2. Trasowanie kanałów	25
4.1.3. Materiały do budowy sieci kanalizacji deszczowej	25
4.1.4. Obliczenia hydrauliczne kanałów	26
4.1.5. Rozwiązania wysokościowe sieci kanalizacji deszczowej	26
4.1.6. Współczynnik spływu wód opadowych	26
4.1.7. Przepływy obliczeniowe	27
4.2. Charakterystyka poszczególnych zlewni sieci kanalizacji deszczowej	29
4.2.1. Zlewnia 1	30
4.2.2. Zlewnia 2	31
4.2.3. Zlewnia 3	33
4.2.4. Zlewnia 4	34
4.2.5. Zlewnia 5	35
4.2.6. Zlewnia 6	37
4.2.7. Zlewnia 7	38
4.2.8. Zlewnia 8	40
4.2.9. Zlewnia 9	42
4.2.10. Zlewnia 10	46
4.2.11. Zlewnia 11	48
4.2.12. Zlewnia 12	49
4.2.13. Zlewnia 13	51
4.2.14. Zlewnia 14	52

4.2.15. Zlewnia 15	54
4.2.16. Zlewnia 16	55
4.2.17. Zlewnia 17	58
4.2.18. Zlewnia 18	62
4.2.19. Zlewnia 19	65
4.2.20. Zlewnia 20	66
4.2.21. Zlewnia 21	69
4.2.22. Zlewnia 22	70
4.2.23. Zlewnia 23	72
4.2.24. Zlewnia 24	73
4.2.25. Zlewnia 25	74
4.2.26. Zlewnia 26	75
4.2.27. Zlewnia BOYEN	76
4.3. Bilans sieci kanalizacji deszczowej na analizowanych zlewniach	77
4.4. Szacunkowe koszty budowy proponowanych rozwiązań	83
4.4.1. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 1	84
4.4.2. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 2	85
4.4.3. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 3	86
4.4.4. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 4	86
4.4.5. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 5	87
4.4.6. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 6	88
4.4.7. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 7	89
4.4.8. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 8	90
4.4.9. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 9	92
4.4.10. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 10	94
4.4.11. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 11	95
4.4.12. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 12	96
4.4.13. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 13	96
4.4.14. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 14	97
4.4.15. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 15	98
4.4.16. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 16	99
4.4.17. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 17	100
4.4.18. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 18	101
4.4.19. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 19	102
4.4.20. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 20	103
4.4.21. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 21	104
4.4.22. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 22	105
4.4.23. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 23	106
4.4.24. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 24	107
4.4.25. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 25	108
4.4.26. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 26	109
5. ANALIZA STANU FORMALNO – PRAWNEGO ELEMENTÓW SYSTEMU ODPROWADZANIA WÓD OPADOWYCH ORAZ GRUNTÓW, PRZEZ KTÓRE PRZEBIEGAJĄ	111
6. ETAPOWANIE REALIZACJI INWESTYCJI	112
7. OMÓWIENIE WYBRANYCH ZAGADNIEŃ GOSPODAROWANIA WODAMI OPADOWYMI	113
7.1. Problemy legislacyjne i opomiarowania	115
7.1.1. Definicja ścieków deszczowych	115

7.1.1.1.	Aktualne wymogi prawne dotyczące wód opadowych	118
7.1.1.2.	Problemy interpretacyjne	119
7.1.1.3.	Jakość wód opadowych - warunki odprowadzania do odbiorników	121
7.1.2.	Różnorodność parametrów mierniczych	122
7.1.2.1.	Wskaźniki jakości wód opadowych	123
7.1.2.2.	Zasady bilansu wód opadowych	125
7.1.2.3.	Opad obliczeniowy	125
7.1.3.	Wsiąkliwość wód opadowych do gruntu	127
7.1.3.1.	Współczynnik spływu wód opadowych	128
7.1.4.	Problemy monitoringu opadów	129
7.2.	Problematyka związana z opłatami	130
7.2.1.	Kanalizacja deszczowa w rękach miasta (gminy)	130
7.2.2.	Różne koszty	131
7.2.3.	Deszczówka a ściek	132
7.2.4.	Taryfy za ścieki	133
7.2.5.	Opłaty za odprowadzanie wód opadowych do kanalizacji	133
7.2.6.	Instrumenty ekonomiczne	133
7.2.7.	Zwrot kosztów utrzymania komunalnej sieci kanalizacji deszczowej	134
7.3.	Problematyka związana z zarządzaniem	135
7.3.1.	Nowoczesne sposoby gospodarowania wodami opadowymi	135
7.3.2.	Retencja glebowa	136
7.3.3.	Zbiorniki jako element małej retencji wodnej	138
7.3.4.	Wykorzystanie retencji terenowej na przykładzie Gdańska	139
7.4.	Zagadnienia techniczne	140
7.4.1.	Systemy kanalizacji deszczowej a mała architektura	143
7.4.2.	Zmniejszenie spływu	146
7.4.3.	Wytoczne do projektowania	148
7.4.4.	Separatory – charakterystyka, dobór, warunki stosowania.	151
7.4.4.1.	Charakterystyka ogólna separatorów	151
7.4.4.2.	Separatory substancji olejowych	152
7.4.4.3.	Określenie przepustowości nominalnej	153
7.4.4.4.	Skuteczność działania separatorów	154
7.5.	Korzyści stosowania wód opadowych w gospodarstwie domowym	155
7.5.1.	Rozsączanie wody deszczowej w warunkach odosobnionego gospodarstwa	157
7.5.2.	Zalecany system indywidualnej gospodarki wodami opadowymi	159
8.	PODSUMOWANIE	159
9.	STRESZCZENIE W JĘZYKU NIESPECJALISTYCZNYM	161
10.	BIBLIOGRAFIA	162

1. WPROWADZENIE

1.1. Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest „Analiza i ocena systemu odprowadzania wód opadowych na terenie miasta Giżycka wraz z opracowaniem koncepcji uporządkowania i rozbudowy tego systemu”.

1.2. Podstawa opracowania

Formalną podstawą wykonania „Analizy i oceny systemu odprowadzania wód opadowych na terenie miasta Giżycka wraz z opracowaniem koncepcji uporządkowania i rozbudowy tego systemu” jest umowa Nr 49/12/2010 pomiędzy Gminą Miejską Giżycko a konsorcjum firm Spółką ABRYS Technika Sp. z o.o. i Przedsiębiorstwem Instalacyjno-Inwestycyjnym Cezary Świsł.

1.3. Zakres terytorialny opracowania

Zakres terytorialny koncepcji obejmuje obszar Miasta Giżycka z uwzględnieniem terenów przyległych.

1.4. Zakres czasowy opracowania

Koncepcja opracowana została dla okresu docelowego tj. osiągnięcia pełnej chłonności obszaru objętego opracowaniem, zwanego dalej perspektywą urbanistyczną. Koncepcja zawiera rozwiązania obejmujące potrzeby w zakresie obsługi zabudowy już istniejącej oraz terenów zadeklarowanych przez inwestorów do zainwestowania na dzień rozpoczęcia prac nad niniejszą koncepcją, przyjęto dane w oparciu o wydane decyzje o warunkach zabudowy, decyzje o ustaleniu inwestycji celu publicznego i decyzje o pozwoleniu na budowę, a ponadto terenów przewidzianych do zabudowy w związku ze wzrostem liczby mieszkańców wg danych demograficznych na koniec 2035 roku.

W koncepcji wskazano również rozwiązania o zasadniczym znaczeniu dla rozbudowy systemu odprowadzania wód opadowych i roztopowych, obejmującego cały obszar terytorialny przedmiotowej koncepcji.

1.5. Zakres rzeczowy opracowania

Zakres rzeczowy „Analizy i oceny systemu odprowadzania wód opadowych na terenie miasta Giżycka wraz z opracowaniem koncepcji uporządkowania i rozbudowy tego systemu” obejmuje następujące zagadnienia:

➤ Odnośnie stanu istniejącego

- Weryfikacja i uzupełnienie posiadanej inwentaryzacji technicznej systemu odprowadzania wód opadowych kanalizacji deszczowej;
- Ustalenie i sporządzenie wykazu ilości istniejących sieci kanalizacji deszczowej (wpustów ulicznych, odwodnień liniowych, wylotów i urządzeń podczyszczających, rowów odwadniających);
- Wydzielenie zlewni podstawowych oraz ustalenie bilansu powierzchni terenu w poszczególnych zlewniach;
- Sporządzenie bilansu wód opadowych dla poszczególnych zlewni z uwzględnieniem dopływów spoza granic Miasta;
- Analiza stanu istniejącego (w tym przekamerowanie problematycznych kanałów sieci z zapisem przeglądu na nośniku elektronicznym) wraz z opisem oraz z wykonaniem obliczeń pozwalających na wskazanie punktów lub odcinków wymagających odpowiednich zmian;
- Ustalenie struktury użytkowników kanalizacji deszczowej (indywidualni, zbiorowi, duże obiekty handlowe i przemysłowe, tereny wojskowe, tereny gminne, drogi itp.) wraz z ilością odprowadzanych wód opadowych;
- Analiza stanu formalno-prawnego elementów systemu odprowadzania wód opadowych oraz gruntów, przez które przebiegają ze wskazaniem elementów wymagających uregulowania, które są istotne dla skutecznego i efektywnego zarządzania systemem oraz właściwej eksploatacji;
- Sformułowanie wniosków oraz zaleceń dotyczących docelowych rozwiązań kanalizacji deszczowej na obszarach objętych aktualnymi dokumentami planistycznymi miasta, z uwzględnieniem okresu perspektywicznego – 25 lat.

➤ Odnośnie rozwoju i przebudowy systemu

- Sporządzenie bilansu wód opadowych w perspektywie, określenie potrzeb związanych z podczyszczaniem wód opadowych z poszczególnych obszarów miasta;

- Ustalenie maksymalnej obliczeniowej przepustowości poszczególnych głównych kolektorów sieci kanalizacji deszczowej w poszczególnych obszarach kanalizacyjnych;
- Ustalenie aktualnej maksymalnej obliczeniowej wydajności poszczególnych obszarów i zlewni podstawowych
- Określenie kierunkowych rozwiązań systemu kanalizacji deszczowej miasta w skali makro i mikro z uwzględnieniem istniejącej infrastruktury kanalizacyjnej ze wskazaniem rejonów dla których:
 - o możliwe jest zagospodarowanie wód opadowych poprzez wprowadzenie w grunt, wsiąkanie w zbiornikach, nieckach, studniach chłonnych retencjonowanie w zbiornikach retencyjno-filtracyjnych i retencyjno-przelewowych oraz wykorzystanie wód opadowych dla potrzeb komunalnych, przemysłowych nawadniania;
 - o konieczna jest przebudowa lub rozbudowa systemu kanalizacyjnego;
- Wykonanie obliczeń głównych kolektorów i zbiorników retencyjnych wraz z wykonaniem optymalizacji tras, średnic kolektorów - poparte zestawieniem szacunkowych kosztów;
- Dokonanie podziału zamierzeń inwestycyjnych na zadania i etapy dla każdej zlewni z określeniem priorytetów;
- Sporządzenie zestawienia rzeczowo-finansowego dla każdego zadania i etapu;
- Sporządzenie opisu przedmiotu zamówienia dla ustalonych zamierzeń inwestycyjnych;
- Omówienie warunków technicznych i instytucjonalnych realizacji zamierzeń inwestycyjnych;
- Wykonanie analizy ekonomicznej wybranych wariantów projektowych z określeniem najbardziej ekonomicznego wariantu przebudowy i rozwoju kanalizacji;
- Sporządzenie głównych założeń proponowanych zasad zarządzania i finansowania systemu odprowadzania wód opadowych na terenie Miasta;

Przy opracowywaniu przedmiotu zamówienia kierowano się następującymi priorytetami:

- ochroną zasobów wodnych Miasta;
- odbudową zasobów wodnych poprzez rozsączanie wody i jej wprowadzanie w grunt
- optymalnym wykorzystaniem obecnych możliwości odbiorowych istniejącego systemu kanalizacji deszczowej przy zachowaniu właściwej proporcji pomiędzy efektami ekonomicznymi eksploatacji a inwestycyjnymi.

1.6. Wykorzystane dokumenty i materiały

Niniejsze opracowanie wykonano w oparciu o niżej wyszczególnione materiały i dokumenty:

- Koncepcje i projekty układu drogowego na analizowanym obszarze,
- Materiały geodezyjne: mapy sytuacyjno-wysokościowe, mapy topograficzne, mapy hydrologiczne.
- Projekt Budowlany – Przebudowa kolektora zrzutowego wód opadowych przy ulicy Jasnej oraz budowa kanalizacji deszczowej odprowadzającej wody opadowe z posesji przy ulicy Konarskiego,
- Projekt Budowlany – Przebudowa końcowego odcinka kanalizacji deszczowej w ulicy 3 Maja w Giżycku,
- Projekt Budowlany – Uzbrojenie terenu zawartego między ulicami: Staszica, Suwalską, Obwodową i Jagiełły w Giżycku,
- Projekt Budowlany – Uzbrojenie terenu zawartego między ulicami: Staszica, Suwalską, Obwodową i Jagiełły w Giżycku P.T. Kanalizacji Deszczowej,
- Projekt Budowlany – Przebudowa kolektora zrzutowego wód opadowych przy ulicy Jasnej oraz budowa kanalizacji deszczowej odprowadzającej wody opadowe z posesji przy ul. Konarskiego,
- Operat wodno – prawny na przebudowę istniejącego wylotu, odprowadzającego wody deszczowe, z części terenu miasta Giżycko, do kanału Łuczańskiego,
- Projekt Zagospodarowania Terenu: Przebudowa kanalizacji deszczowej w mieście Giżycko polegająca na instalacji separatorów zanieczyszczeń ropopochodnych,
- Projekt Budowlany i Wykonawczy: Przebudowa kanalizacji deszczowej w mieście Giżycko polegająca na instalacji separatorów zanieczyszczeń ropopochodnych. Separator w zlewni nr 1,
- Projekt Budowlany i Wykonawczy: Przebudowa kanalizacji deszczowej w mieście Giżycko polegająca na instalacji separatorów zanieczyszczeń ropopochodnych. Separator w zlewni nr 2,
- Projekt Budowlany i Wykonawczy: Przebudowa kanalizacji deszczowej w mieście Giżycko polegająca na instalacji separatorów zanieczyszczeń ropopochodnych. Separator w zlewni nr 3,

- Projekt Budowlany i Wykonawczy: Przebudowa kanalizacji deszczowej w mieście Giżycko polegająca na instalacji separatorów zanieczyszczeń ropopochodnych. Separator w zlewni nr 4,
- Projekt Budowlany i Wykonawczy: Przebudowa kanalizacji deszczowej w mieście Giżycko polegająca na instalacji separatorów zanieczyszczeń ropopochodnych. Separator w zlewni nr 5,
- Projekt Budowlany i Wykonawczy: Przebudowa kanalizacji deszczowej w mieście Giżycko polegająca na instalacji separatorów zanieczyszczeń ropopochodnych. Separator w zlewni nr 6,
- Projekt Budowlany i Wykonawczy: Przebudowa kanalizacji deszczowej w mieście Giżycko polegająca na instalacji separatorów zanieczyszczeń ropopochodnych. Separator w zlewni nr 7,
- Projekt Budowlany i Wykonawczy: Przebudowa kanalizacji deszczowej w mieście Giżycko polegająca na instalacji separatorów zanieczyszczeń ropopochodnych. Separator w zlewni nr 10,
- Projekt Budowlany i Wykonawczy: Przebudowa kanalizacji deszczowej w mieście Giżycko polegająca na instalacji separatorów zanieczyszczeń ropopochodnych. Separator w zlewni nr 11,
- Projekt Budowlany i Wykonawczy: Przebudowa kanalizacji deszczowej w mieście Giżycko polegająca na instalacji separatorów zanieczyszczeń ropopochodnych. Separator w zlewni nr 16,
- Projekt Budowlany i Wykonawczy: Przebudowa kanalizacji deszczowej w mieście Giżycko polegająca na instalacji separatorów zanieczyszczeń ropopochodnych. Separator w zlewni nr 17,
- Projekt Budowlany i Wykonawczy: Przebudowa kanalizacji deszczowej w mieście Giżycko polegająca na instalacji separatorów zanieczyszczeń ropopochodnych. Separator w zlewni nr 18,
- Projekt Budowlany i Wykonawczy: Przebudowa kanalizacji deszczowej w mieście Giżycko polegająca na instalacji separatorów zanieczyszczeń ropopochodnych. Separator w zlewni nr 20,
- Projekt Budowlany i Wykonawczy: Przebudowa kanalizacji deszczowej w mieście Giżycko polegająca na instalacji separatorów zanieczyszczeń ropopochodnych. Separator w zlewni nr 21.

W trakcie sporządzania Koncepcji przeprowadzono szereg wizji lokalnych na terenie Miasta, jak również na bieżąco konsultowano problemy z wyznaczonymi przedstawicielami:

- Urzędu Miejskiego w Giżycku,
- Przedsiębiorstwa Wodociągów i Kanalizacji w Giżycku,
- Wodociągów i Kanalizacji Aglomeracji Giżycko;
- Zarządem Melioracji i Urządzeń Wodnych w Olsztynie,
- Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Warszawie – Zarząd Zlewni Pojezierza Mazurskiego, Biebrzy i Czarnej Hańczy w Giżycku,
- Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej.

Ponadto w trakcie realizacji niniejszego opracowania dokonano także analizy stanu istniejącej sieci deszczowej w oparciu o przeprowadzone konsultacje z podmiotami gospodarczymi prowadzącymi swoją działalność w obrębie analizowanego obszaru.

2. CHARAKTERYSTYKA TERENU

2.1. Położenie fizyczno-geograficzne

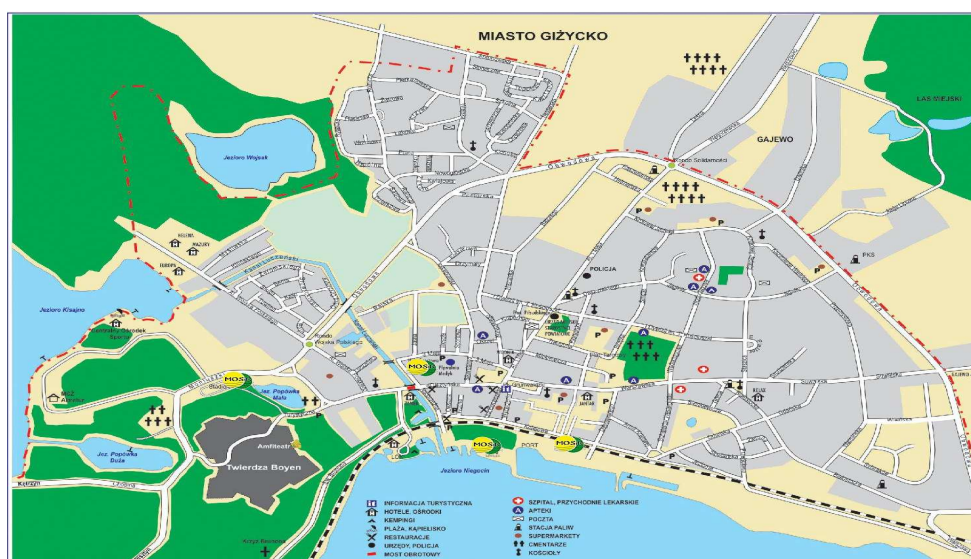
Miasto Giżycko położone jest na Pojezierzu Mazurskim i obejmuje centralną część Krainy Wielkich Jezior Mazurskich z jeziorami Niegocin i Kisajno.

Pod względem administracyjnym gmina należy do województwa warmińsko-mazurskiego, powiatu giżyckiego i sąsiaduje z gminami Ryn, Wydminy, Miłki i Kruklanki. Powierzchnia gminy wynosi 29 000 ha.

Pod względem zagospodarowania przestrzennego miasta, w obrębie Giżycka można wyróżnić dwa kompleksy: układ zabudowy miejskiej z przewagą zabudowy mieszkalno-usługowej oraz kompleks terenów leśnych (wraz z Twierdzą Boyen), terenów wojskowych, usług, turystyki i obszarów mieszkalno-usługowych, położonych w zachodniej części miasta, wzdłuż szlaku pomiędzy jeziorami Niegocin i Kisajno.

Przeważającą formą zagospodarowania terenu stanowią wszelkie formy związane z turystyką i rekreacją. Giżycko dzięki swoim szczególnym walorom przyrodniczo – krajobrazowym uznawane jest za jeden z głównych ośrodków turystyczno – wypoczynkowych Pojezierza Mazurskiego. Sytuacja taka sprzyja rozwojowi małych i średnich przedsiębiorstw z branży turystycznej.

Rysunek 1. Położenie miasta Giżycka



Źródło: www.gizycko.pl

2.2. Budowa geologiczna

Gmina położna jest w centralnej części Pojezierza Mazurskiego, w Krainie Wielkich Jezior Mazurskich. Razem z Pojezierzem Mazurskim wchodzi w skład okołobałtyckiej strefy pojeziernej. Na obszarze gminy dominuje krajobraz młodoglacjalny, pojezierny, z licznymi jeziorami. Najwyżej położone tereny – na wysokości 150-180m npm występują w południowo – zachodniej i północno – wschodniej części gminy. Tereny położone najniżej – około 120m npm znajdują się nad brzegami jezior.

Na powierzchni terenu występują osady czwartorzędowe. Są one związane z działalnością lądolodu z okresu zlodowacenia północnopolskiego i procesów erozyjno-akumulacyjnych zachodzących w holocenie. Przestrzennie dominuje falista i pagórkowata wysoczyzna moreny dennej zbudowana głównie z glin zwałowych. Dość duże powierzchnie zajmują równiny wypełnione osadami jeziornymi i organicznymi. Koncentrują się one w rejonie jezior Kisajno i Kruklin. Znaczącą rolę w krajobrazie odgrywają wzgórza moren akumulacyjnych. Występują one na niewielkich powierzchniach w różnych częściach gminy.

Miąższość utworów czwartorzędowych jest znaczna, wynosi przeważnie 200-240 m. Na większości obszaru gminy pod osadami z epoki lodowcowej zalegają utwory ery mezozoicznej (mułowce i margle kredy górnej). Tylko w części północno – wschodniej i południowo – zachodniej gminy pod czwartorzędem występują osady trzeciorzędu starszego

– głównie piaski paleogenu. Łączna miąższość skał osadowych, osadzonych w trzech erach geologicznych: paleozoicznej, mezozoicznej i kenozoicznej, wynosi około 1,5 km. Poniżej zalega podłoże krystaliczne, zbudowane głównie (według obecnego stanu wiedzy) ze skał granitowych.

2.3. Gleby

W powiecie giżyckim dominują gleby bielcowe wytworzone z gliny zwałowej (lekkie i średnie) oraz gleby bielcowe ciężkie wytworzone z gliny zwałowej lub iłu. Są to najczęściej gleby dobre lub średnie. Ponadto, występują także gleby brunatne wytworzone z glin zwałowych (lekkie i średnie). Znaczne obszary powiatu pokrywają również torfowiska niskie.

Gleby zlokalizowane na terenie Miasta Giżycko charakteryzują się typowym zróżnicowaniem dla obszarów zurbanizowanych, dzieląc się na dwie grupy:

- gleby wykształcone w wyniku procesów przyrodniczych i zmodyfikowane w czasie ich gospodarczego wykorzystania;
- gleby kulturoziemne i industroziemne (silnie przekształcone antropogeniczne).

Na terenie miasta Giżycka występują słabe gleby klas IV, V i Vib. Są to gleby słabej jakości. Największe wartości użytkowe posiadają gleby zlokalizowane we wschodniej części miasta, najniższe natomiast w części zachodniej.

2.4. Warunki klimatyczne

Pod względem klimatycznym miasto Giżycko znajduje się w mazurskiej dzielnicy klimatycznej, z silnymi wpływami kontynentalnymi. Jest to najchłodniejsza dzielnica klimatyczna Polski. Klimat warunkowany jest tu w dużej mierze sąsiedztwem Morza Bałtyckiego, a także położeniem Giżycka w Krainie Wielkich Jezior Mazurskich pomiędzy dwoma jeziorami Kisajno i Niegocin. Niewielkie deniwelacje terenu w okolicy nie mają kluczowego znaczenia. Średnia temperatura zimy wynosi -3°C , średnia temperatura lata $16,6^{\circ}\text{C}$, a średnia roczna $6,5^{\circ}\text{C}$. Natomiast średnie sumy opadów wahają się w granicach od 586 do 650 mm rocznie. Ilość dni z temperaturą poniżej 0°C wynosi tu około 140 (średnia dla Polski 110 dni). Charakterystyczną cechą klimatu jest także występowanie przymrozków późną wiosną (początek maja) i wczesną jesienią (koniec września). Najzimniejszym miesiącem jest styczeń, najcieplejszym lipiec. Amplitudy temperatur wahają się od 20 do 22°C . Na tym terenie przeważają wiatry zachodnie. Warunki klimatu lokalnego mogą być nieco odmienne od klimatu panującego w regionie, zależnie m.in. od: rzeźby terenu i pokrycia

terenu. W rejonie miasta Giżycka nie obserwuje się dużych różnic warunków klimatycznych, ze względu na małe urozmaicenie rzeźby terenu, niezbyt wysoki stopień pokrycia terenami leśnymi i niski stopień urbanizacji.

2.5. Wody powierzchniowe

Giżycko położone jest pomiędzy dwoma wielkimi jeziorami: Niegocin i Kisajno, na szlaku Wielkich Jezior Mazurskich od Węgorzewa w części północnej do miejscowości Ruciane Nida w części południowej (wraz z odnogami). Jeziora łączy system, na który składa się 9 kanałów oraz dwie śluzy. Główny szlak żeglugowy ma długość 86,8 km, natomiast ze szlakami bocznymi jego ogólna długość wynosi 106,2 km. System jezior ma ten sam poziom zwierciadła wody, który wynosi 116 m n.p.m. Poziom ten utrzymany jest przez urządzenia piętrzące na rzece Węgorapie i na Kanale Jeglińskim w Karwiku oraz jazie w miejscowości Kwik.

Na podstawie hydrografii można całą Krainę Wielkich jezior Mazurskich podzielić na 3 zespoły: okolice Jeziora Mamry z Węgorzewem i Pozezdrzem, zespół Jezior Śniardwy, Beldany i Tałty z Mikołajkami, Rynem i Orzyszem, a także strefę (w skład której wchodzi omawiany obszar) jezior i kanałów Niegocin – Tałtowisko z miastem Giżycko. Na obszarze Giżycka przebiega dział wodny pierwszego rzędu zlewni rzeki Wisły (dopływu Pisy) i Pregocy (dopływu Węgorapy). Biegnie on na północ od jeziora Niegocin, gdzie od Giżycka wznosi się ku północy. Wody z kompleksu jezior połączonych systemem kanałów a położonych na południe od działu wód powierzchniowych odprowadzane są przez rzekę Pisę i Narew do Wisły.

Przez zachodnie obszary miasta przebiegają dwa kanały: Kanał Giżycki (kanał prawy) ma długość 2 130 m, natomiast kanał Niegociński (kanał lewy) 1 200 m. Kanał Giżycki łączy jezioro Niegocin i Kisajno, kanał Niegociński zaś łączy jezioro Tajty i Niegocin.

W rejonie Giżycka na sieć hydrograficzną składa się także wiele cieków, małopowierzchniowych jezior i terenów podmokłych, nie występują jednak większe cieki powierzchniowe. W obrębie granic administracyjnych Giżycka znajdują się dwa małe jeziora: Popówka Duża (połączona hydraulicznie z jeziorem Kisajno) oraz Popówka Mała. Na terenie miasta wody zajmują jedynie 10 ha powierzchni ogólnej (0,7 % powierzchni ogólnej miasta). Na terenie gminy wiejskiej Giżycko stanowią one już 25 % powierzchni ogólnej gminy.

2.6. Wody podziemne

Warunki hydrologiczne województwa Warmińsko – Mazurskiego zaliczane są do dość skomplikowanych. Ich zróżnicowanie polega na dość specyficznym charakterze warunków geologicznych i geomorfologicznych. Dzięki zaawansowanym pracom nad opracowaniem Map Hydrogeologicznych w skali 1:50 000 (całe województwo ma być pokryte tymi mapami do końca 2004r.), a także związanym z tym wyznaczeniem Głównych Zbiorników Wód Podziemnych (GZWP), warunki hydrogeologiczne województwa są, w niektórych rejonach dobrze rozpoznane. Na terenie województwa (w całości lub częściowo) znajduje się 14 Głównych Zbiorników Wód Podziemnych. Są to przeważnie zbiorniki czwartorzędowe. Giżycko położone jest w sąsiedztwie zbiornika nr 206: „Kraina Wielkich Jezior Mazurskich”. Miasto graniczy z nim od trzech stron, od północy, zachodu i południa. Jest on w naturalny sposób izolowany od powierzchni terenu osadami o słabej przepuszczalności i grubości na ogół przekraczającej 20 m, o czasie przenikania do warstwy wodonośnej przeważnie dłuższym niż 20 – 25 lat. Jest to zbiornik pochodzenia czwartorzędowego, międzymorenowego. Jego zwierciadło występuje średnio na poziomie 60 m. Ogólnie jakość wód podziemnych na obszarze województwa uznaje się za dość dobrą, charakteryzuje się ona mineralizacją wodorowęglanowo – wapniową na poziomie 200 – 600 mg/dm³. Poza tym stwierdza się w tych wodach zwiększony udział substancji żelaza i manganu.

Głównym piętnem użytkowym na terenie miasta są wody czwartorzędowe. Piętro to reprezentowane jest przez trzy główne poziomy wodonośne. Na niedużych głębokościach w rejonie miasta zalegają piaski luźne, bądź słabogliniaste, które stanowią pierwszy poziom wodonośny. Ze względu na płytkie zaleganie, wody te mogą być zanieczyszczone. Są one eksploatowane przez studnie kopane. Główne źródło zaopatrzenia w wodę stanowi poziom międzymorenowy. Reprezentują go osady piaszczysto-wirowe, lokalnie rozdzielone seriami glin zwałowych. Utwory te są izolowane od powierzchni terenu gliną zwałową. Poziom ten posiada w rejonie Giżycka zwierciadło napięte. Ujmowany jest studniami o głębokości od 20 m do ok. 55 m. Ujmowana warstwa wodonośna występuje na głębokości ok. 20 m, a jej miąższość waha się od kilku do ponad 40 m. Wydajności studni wynoszą od 4,2 m³/h, przy depresji 5 m do 113 m³/h, przy depresji 10,9 m.

Poziom podglinowy rozdzielany jest na dwie warstwy. Pierwsza w rejonie Giżycka nawiercona została na głębokości od 102 do 147 m. Uzyskiwane wydajności wahają się w przedziale od 28 m³/h do 160 m³/h. Strop drugiej warstwy poziomu podglinowego znajduje się na głębokości 156- 201 m, a uzyskiwane wydajności mieszczą się w przedziale 25 do 50 m³/h. Zgodnie z regionalizacją hydrogeologiczną występowania wód podziemnych wg B. Paczyńskiego z 1995 r., obszar Giżycka położony jest w makroregionie północnowschodnim,

regionie mazursko-podlaskim II Przeważająca część miasta zaliczana jest do obszarów o niskim stopniu zagrożenia dla wód podziemnych. Średni stopień występuje we wschodniej części miasta (liczne ogniska zanieczyszczeń), wysoki w północno-zachodniej (niska odporność poziomu wodonośnego). Źródłem zaopatrzenia w wodę pitną mieszkańców Giżycka stanowi ujęcie Gajewo – warstwa czwartorzędowa - poziom podglinowy. Ujęcie to znajduje się na terenie gminy Giżycko. Aktualnie warstwa I ujmowana jest 8 studniami, a warstwa III jedną studnią. Poza ujęciem Gajewo wody podziemne ujmowane są przez studnie Zakładów Rybnych (obecnie nieeksploatowane), Okręgowej Spółdzielni Mleczarskiej, Szpitala Powiatowego, Nadleśnictwa w Giżycku oraz Gospodarstwa Pomocniczego RZGW Giżycko wchodzi w zakres Monitoringu Jakości Zwykłych Wód Podziemnych. W ramach tego prowadzona są badania parametrów fizyczno – chemicznych, a w rezultacie otrzymuje się informacje o jakości wód. Poza tym, tereny te są równie objęte Siecią Stacjonarnych Obserwacji Wód Podziemnych, (prowadzoną przez Państwowy Instytut Geologiczny) oraz Siecią Obserwacyjną Wód Gruntowych (prowadzoną przez Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej).

2.7. Melioracje

Osuszanie terenów wywołuje niekorzystne skutki w środowisku przyrodniczym. Powoduje obniżenie poziomu wód gruntowych (wysychanie studni). Pośrednim skutkiem jest także przyspieszenie spływu wód i zmniejszenie retencji wody. Naturalnym magazynem wody są zbiorniki wodne, mokradła i tereny podmokłe. Wiosną przyjmują nadmiar wody i umożliwiają przesączanie w głąb gleby i odnawianie zasobów wód gruntowych. Bardzo ważnym czynnikiem retencyjnym są także obszary leśne. Teren Giżycka, ze względu na swój miejski charakter, nie posiada rozbudowanego systemu melioracyjnego na potrzeby rolnictwa. Jednakże jeziora Niegocin i Kisajno są połączone kanałami: Niegocińskim i Giżyckim, które wchodzi w zakres ogólnomazurskiego układu kanałów żeglugi śródlądowej. Kanał Giżycki przecina miasto oddzielając centrum i Wyspę Giżycką z usytuowaną na niej Twierdzą Boyen.

2.8. Mieszkalnictwo i ludność

Ludność Miasta Giżycka wynosi 29 565 mieszkańców. O sytuacji demograficznej Miasta decydują wieloletnie tendencje rozwoju naturalnego i migracji. Ważnymi elementami tej sytuacji jest struktura ludności, poziom urodzeń i zgonów, kierunki i natężenie migracji. Najistotniejszym przesłankami przyszłego rozwoju Miasta Giżycka są:

- naturalne przekształcenie liczby i struktury ludności przewidywane w długoterminowej prognozie biologicznej;
- skala możliwych migracji;
- istniejący potencjał i możliwości rozwoju Miasta.

3. STAN ISTNIEJĄCY SYSTEMU ODPROWADZANIA WÓD OPADOWYCH

Obszar miasta Giżycko objęty jest systemem kanalizacji rozdzielczej. Wody opadowe odprowadzane są kanalizacją grawitacyjną do:

- Jeziora Niegocin z terenu: Osiedla Śródmieście, ul. Traugutta, ul. Mickiewicza, części ul. Warszawskiej, ul. Dąbrowskiego, Armii Krajowej, wschodniej części miasta, terenu „Jeziornej”, z terenu Przedsiębiorstwa Wodociągów i Kanalizacji,
- Kanału Łuczańskiego z terenu: Jednostki Wojskowej, Osiedla Kajki, ul. Wojska Polskiego, Osiedla Kilińskiego, Osiedla Kajki, ul. Obwodowej, ul. Wilanowskiej, ul. Drzymały, ul. Wesolej, ul. Sikorskiego, ul. Konarskiego, ul. Kopernika, ul. Daszyńskiego, części ul. Kościuszki, ul. 3-go maja, ul. Sikorskiego, ul. Moniuszki, ul. Wojska Polskiego, ul. Olsztyńskiej, ul. Owsianej, ul. Wodnej, części ul. Kolejowej, Twierdzy Boyen,
- Jeziora Wojsak z terenu: Osiedla Wilanów.

Inwentaryzację istniejącej sieci kanalizacji deszczowej przeprowadzono w oparciu o aktualne podkłady mapowe uzyskane z Ośrodka Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej w Giżycku oraz na podstawie dokumentacji zawartych w punkcie 1.6.

3.1. Charakterystyka głównych odbiorników wód opadowych z terenu Miasta

Na terenie miasta wody zajmują jedynie 10 ha powierzchni ogólnej (0,7 % powierzchni ogólnej miasta). Na terenie gminy wiejskiej Giżycko stanowią one już 25 % powierzchni ogólnej gminy. Na podstawie hydrografii można dokonać podziału Krainy Wielkich jezior Mazurskich na 3 zespoły: okolice Jeziora Mamry z Węgorzewem i Pozezdrzem, zespół Jezior Śniardwy, Beldany i Tały z Mikołajkami, Rynem i Orzyszem, a także strefą (w skład której wchodzi omawiany obszar) jezior i kanałów Niegocin – Tałowisko z miastem Giżycko. Na obszarze Giżycka przebiega dział wodny pierwszego

rzędu zlewni rzeki Wisły (dopływu Pisy) i Pregoty (dopływu Węgorapy). Biegnie on na północ od jeziora Niegocin, gdzie od Giżycka wznosi się ku północy. Wody z kompleksu jezior połączonych systemem kanałów a położonych na południe od działu wód powierzchniowych odprowadzane są przez rzekę Pisę i Narew do Wisły.

Miasto Giżycko położone jest pomiędzy dwoma wielkimi jeziorami: **Niegocin** i **Kisajno**, na szlaku Wielkich Jezior Mazurskich od Węgorzewa w części północnej do miejscowości Ruciane Nida w części południowej (wraz z odnogami). Jeziora łączy system, na który składa się 9 kanałów oraz dwie śluzy. Główny szlak żeglugowy ma długość 86,8 km, natomiast ze szlakami bocznymi jego ogólna długość wynosi 106,2 km. System jezior ma ten sam poziom zwierciadła wody, który wynosi 116 m n.p.m. Poziom ten utrzymany jest przez urządzenia piętrzące na rzece Węgorapie i na Kanale Jeglińskim w Karwiku oraz jazie w miejscowości Kwik.

Jezioro Niegocin to trzecie co do wielkości, położone na południe od Giżycka, jezioro w Krainie Wielkich Jezior Mazurskich. Jest ono zbiornikiem wodnym o łącznej powierzchni 2.688,28 ha i głębokości maksymalnej 39,7 m. Średnia głębokość jeziora wynosi 9,9 m. Jezioro Niegocin jest typu wytopiskowego o urozmaiconym dnie i rozwiniętej linii brzegowej o długości około 35 km. Na obszarze jeziora występuje wiele zagłębień i rozległych płycizn śródzieziornych. Jezioro stanowi południową granicę miasta Giżycko. W rejonie wschodnich jego brzegów leży największa wyspa jeziora, która nazywana jest Grajewską Kępą. Po przeciwnej stronie zbiornika wodnego, kilkaset metrów od brzegu, na wysokości Wilkas, widoczna jest zadrzewiona wysepka nazywana Wyspą Ptasią. Ostatnią z wysp jeziora jest Wyspa Sitówka. Jest to bardzo małą wysepką leżącą u południowych krańców akwenu. W części południowej znajdują się także dwie zatoki noszące nazwy odrębnych jezior. Zatoka zachodnia nosi nazwę Jezioro Boczne, wschodnia natomiast jeziora Niałk. Brzegi jeziora są przeważnie niskie i płaskie. Odcinki wyższych brzegów, miejscami stromych znajdują się po północno – zachodniej stronie. Otoczenie zbiornika wodnego jest mało urozmaicone. Przeważają tu pola i łąki, a także niewielka ilość lasów leżących przy północno – zachodnich brzegach. W północnej części jeziora leży Giżycko, a na północnym - zachodzie duże lotnisko Wilkasy. Jezioro Niegocin zakwalifikowano do II kategorii podatności na degradację. W latach 80 – i 90 – tych zbiornik ten był bardzo zanieczyszczany bezpośrednim dopływem ścieków z miasta Giżycka. Po 1995 roku, po uruchomieniu oczyszczalni ścieków, skierowano ścieki do jeziora Grajewko, które jest połączone z jeziorem Niegocin. Dzięki temu, wody w jeziorze Niegocin uległy znacznej poprawie. Poprawie stwierdzono m.in. w badaniach przezroczystości wody, która aktualnie w

sezonie letnim wynosi 1,9 – 3,0 m (wcześniej była niższa niż 0,5 m). Wzrosła także ilość okrzemek, będących wskaźnikiem czystości wód. Od 2004 roku ścieki oczyszczone są kierowane do jeziora Niegocin. Mapę topograficzno – turystyczną „Wielkie Jeziora Mazurskie. Część północna” skala 1:50 000, WZKart, Warszawa 2001, na której przedstawiono Jezioro Niegocin przedstawiono na rysunku 1.

Rysunek 2. Mapa topograficzno – turystyczna Jeziora Niegocin



Źródło: Wielkie Jeziora mazurskie. Część Północna skala 1:50 000, WZKart, Warszawa 2001

Jezioro Kisajno jest najbardziej na południe wysuniętym zbiornikiem z kompleksu Mamr i jednocześnie ostatnim jeziorem należącym do niego. Jezioro stanowi północną granicę miasta Giżycko. Jest zbiornikiem wodnym o całkowitej powierzchni wynoszącej 1.902,33 ha i głębokości średniej 8,4 m (głębokość maksymalna wynosi 25,0 m). Powierzchnia zwierciadła wody wynosi 1.896,0 ha, natomiast objętość 159.800,0 m³. Zlewnia całkowita jeziora zajmuje powierzchnię 61,7 km². Od północy łączy się z jeziorem Dargin. Z południowego brzegu jeziora wychodzą dwa kanały, które prowadzą na jezioro Niegocin. Kanał wschodni to tzw. Kanał Giżycki (Łuczański) i prowadzi przez centrum Giżycka. Zachodni kanał nosi nazwę Kanał Piękna Góra i prowadzi do jeziora Tajty i dalej Kanałem Niegocińskim do jeziora Niegocin. W południowej części znajduje się połączenie z jeziorem Popówka Wielka. Zbiornik jeziora wyraźnie podzielony jest na część południową płytszą, z wyspami i obficie zarośniętą oraz północną, głębszą o bardziej wyrównanym dnie i mniej

Rysunek 3. Mapę topograficzno – turystyczną Jeziora Kisajno

powierzchniowe. W obrębie granic administracyjnych Giżycka znajdują się dwa małe jeziora: Popówka Duża (połączona hydraulicznie z jeziorem Kisajno) oraz Popówka Mała.

Ponadto, na terenach przyległych do Giżycka znajduje się jezioro Tajty (w zachodniej części) i **jezioro Wojsak** (w północnej części). Jezioro Wojsak jest odbiornikiem wód opadowych i roztopowych z terenu osiedla Wilanów położonego na terenie Miasta Giżycka.

Przez zachodnie obszary miasta przebiegają dwa kanały: **Kanał Giżycki (Łuczański) (kanał prawy)** ma długość 2.130 m, natomiast kanał Niegociński (kanał lewy) 1.200 m. Kanał Giżycki łączy jezioro Niegocin i Kisajno, kanał Niegociński zaś łączy jezioro Tajty i Niegocin.

Kanał Giżycki, nazywany Kanałem Łuczańskim łączy jezioro Niegocin z jeziorem Kisajno. Całkowita długość kanału wynosi 2,13 km, a jego głębokość 1,9 m. Kanał przechodzi przez zachodnią część miasta Giżycka, najpierw pod mostem kolejowym, potem pod mostem obrotowym, a dalej pod kładką dla pieszych i jeszcze dwoma mostami drogowymi. Alternatywnym połączeniem jezior Niegocin i Kisajno, z którego mogą skorzystać jednostki mniejsze niż statki pasażerskie Żegluga Mazurskiej jest tzw. *Stary Kanał*, który tworzą kanał Niegociński na jezioro Tajty i dalej kanał Piękna Góra z jeziora Tajty na jezioro Kisajno.

Rysunek 4. Kanał Giżycki (Kanał Łuczański)



Źródło: www.mazury.pl

3.2. Zestawienie elementów stanu istniejącego kanalizacji deszczowej

Tabela 0. Inwentaryzacja kanalizacji deszczowej na terenie miasta

NAZWA	ILOŚĆ	JEDNOSTKA
studnie	1109	[szt]
separatory	7	[szt]
wpusty uliczne	864	[szt]
kolektory o średnicach		
Ø 1200	947,0	[m]
Ø 1000	347,0	[m]
Ø 800	1721,0	[m]
Ø 700	421,0	[m]
Ø 600	5804,5	[m]
Ø 500	1861,0	[m]
Ø 400	6965,0	[m]
Ø 350	623,5	[m]
Ø 315	162,0	[m]
Ø 300	9340,5	[m]
Ø 250	1957,0	[m]
Ø 200	4471,0	[m]
Ø 160	98,0	[m]
Ø 150	639,0	[m]
przykanaliki	3768,0	[m]
rowy melioracyjne	8413,6	[m]
odwodnienia liniowe	1226	[m]

Źródło: analiza własna

Szacunkowy wiek sieci kanalizacji deszczowej na terenie Miasta przedstawia się następująco:

- 40% kolektorów wybudowanych przed 1945r.,
- 20% kolektorów wybudowanych przed 1990r.,
- 20% kolektorów wybudowanych po 1990r.,

Przyczynami okresowej niewydolności sieci kanalizacji deszczowej są:

- niekorzystne ukształtowanie terenu (minimalne spadki kolektorów na ostatnich odcinkach, możliwość występowania cofnięcia wód),
- coraz większa ilość terenów utwardzonych oraz rozwijające się budownictwo mieszkalne i usługowe,
- brak terenów rozlewowych – wyloty kanalizacji deszczowej zlokalizowane w centrum Miasta,
- wysoki poziom wody w odbiornikach wód opadowych,

3.3. Struktura użytkowników kanalizacji deszczowej

NAZWA UŻYTKOWNIKA	POWIERZCHNIA [ha]	NAPŁYW [l/s]
Zabudowa jednorodzinna	180	1879,31
Zabudowa wielorodzinna	132	1867,88
Zieleń	536,5	864,94
Drogi	60	1706,57
Tereny jednostki wojskowej	43,5	891,17
Ogródki działkowe	58	98,14
Duże obiekty handlowe i przemysłowe	6	324,41
Tereny gminne przyległe do miasta (potencjalne miejsca zrzutów wód opadowych i roztopowych)	36,6	1558,3

Źródło: analiza własna

4. KONCEPCJA PROGRAMOWA ROZBUDOWY ISTNIEJĄCEGO SYSTEMU ODPROWADZANIA WÓD OPADOWYCH

4.1. Podstawy wyliczeń i założenia bilansowe sieci kanalizacji deszczowej

Metodyka obliczeń hydraulicznych sieci kanalizacji deszczowej obejmuje następujące fazy programowania :

- ustalenie powierzchni terenu poszczególnych elementów zagospodarowania, a w szczególności układu komunikacyjnego oraz powierzchni sumarycznej;
- określenie współczynnika spływu;
- ustalenie grafu sieci kanalizacyjnej;
- ustalenie powierzchni cząstkowych elementów zagospodarowania i powierzchni zredukowanych przypadających na odcinki obliczeniowe;
- obliczenie przepływów;
- obliczenia hydrauliczne sieci kanałów;
- sytuowanie wysokościowe kanałów;
- obliczenia sprawdzające zaprojektowanej sieci kanalizacyjnej.

Bilans wód opadowych i roztopowych zależy od wielu czynników i do końca nie jest przewidywalny. Jednym z czynników jest naturalna zdolność danego terenu do wchłaniania wód deszczowych w miejscu ich powstawania. Wskazywana możliwość małej retencji oraz miejscowe systemy rozsączania muszą być brane pod uwagę w pracach związanych z projektem wykonawczym. W niniejszym opracowaniu szczegółowo przedstawiono powierzchnie cząstkowe, od których wyliczono objętość wód opadowych i roztopowych.

Do projektowania przewodów kanalizacji deszczowej przyjęto wody roztopowe i opadowe w ilości wynikającej z istniejącego i projektowanego układu drogowego oraz ilości wód z terenów ciężących do ww. układu.

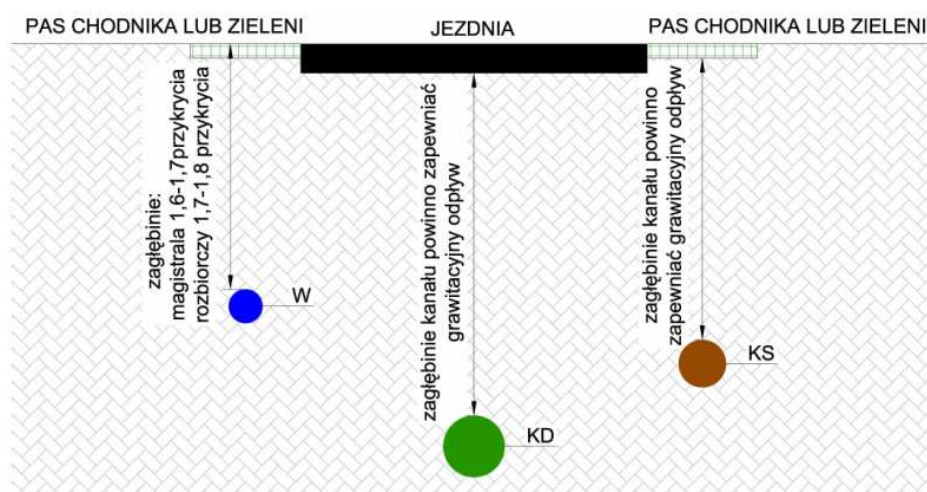
4.1.1. Określenie powierzchni cząstkowych

W celu wyznaczenia powierzchni cząstkowych, obszar jednostki osadniczej podzielono na mniejsze powierzchnie, ograniczone układem ulic i granicą opracowania. Uzyskane w ten sposób figury podzielono następnie, za pomocą dwusiecznych kątów oraz w oparciu o topografię terenu, na jeszcze mniejsze powierzchnie. W ten sposób otrzymano powierzchnie cząstkowe, przynależne do poszczególnych odcinków.

4.1.2. Trasowanie kanałów

Układ projektowanych kanałów deszczowych, zarówno kolektorów jak i kanałów bocznych, dostosowano do układu komunikacyjnego rozpatrywanej jednostki osadniczej. Podobnie jak w przypadku kanalizacji ściekowej, przy trasowaniu zwraca się uwagę na projektowanie kanałów możliwie zgodnie ze spadkiem terenu, w taki sposób aby grawitacyjnie odprowadzić ścieki. Układ kanałów deszczowych jest analogiczny jak układ kanałów ściekowych. Usytuowanie mediów w ciągach komunikacyjnych (przekrój poprzeczny) przedstawiono na rysunku 5.

Rysunek 5. Usytuowanie mediów w ciągach komunikacyjnych



Źródło: Opracowanie własne

4.1.3. Materiały do budowy sieci kanalizacji deszczowej

Do budowy kanałów deszczowych powinny być stosowane:

- rury kamionkowe,
- rury betonowe łączone na uszczelki,
- rury żelbetowe łączone na uszczelki,
- rury z polimerobetonu,
- rury z żywic poliestrowych,
- rury z PE łączone na kielichy z uszczelkami do Ø 0,80m,
- rury z PVC i PP łączone na kielichy z uszczelkami do Ø 0,50m

4.1.4. Obliczenia hydrauliczne kanałów

Obliczenia hydrauliczne kanałów, w których przepływ odbywa się w sposób grawitacyjny, polegały na wyznaczeniu, dla założonych wstępnie średnic oraz spadków, wysokości napełnienia i prędkości przepływu. Obliczenia zostały wykonane dla wszystkich odcinków sieci deszczowej. Do tego celu wykorzystano nomogramy oraz wykresy krzywych sprawności dla przekroju kołowego. Natężenie przepływu ścieków deszczowych ustalono metodą stałych natężeń (MSN).

4.1.5. Rozwiązania wysokościowe sieci kanalizacji deszczowej

Po wytrasowaniu kanałów oraz ustaleniu przepływów obliczeniowych określono wysokościowe rozwiązania projektowanej sieci, a więc wyznaczono spadki kanałów na odcinkach pomiędzy węzłami obliczeniowymi oraz określono rzędne dna kanału w tych węzłach. Rozwiązanie wysokościowe rozpoczyna się od węzłów położonych najdalej i najbardziej niekorzystnie w stosunku do odbiornika.

Odrębnie, dla każdej nowoprojektowanej zlewni ustalono kształt grafu. Następnie określono parametry węzłów i odcinków takie jak:

- węzły – numery porządkowe, rzędne terenu, rzędne dna;
- odcinki – długości, spadki, średnice.

4.1.6. Współczynnik spływu wód opadowych

Współczynnik spływu jest stosunkiem ilości odpływu do ilości opadu i jest zależny od rodzaju zabudowy, a także od spadku terenu, ulic, nachylenia dachów, częstotliwości i czasu trwania opadów. Upraszczając wszystkie szczegółowe obliczenia można przyjąć następujące wartości współczynników dla zlewni w następującej wysokości:

$\psi = 0,7$ do $0,9$ – dla zabudowy bardzo gęstej,

$\psi = 0,5$ do $0,7$ – dla zabudowy zwartej,

$\psi = 0,3$ do $0,5$ – dla zabudowy luźnej,

$\psi = 0,2$ do $0,3$ – dla zabudowy willowej,

$\psi = 0,1$ do $0,2$ – dla terenów niezabudowanych,

$\psi = 0,0$ do $0,1$ – dla parków i zieleńców.

Dla różnych pokryć powierzchni przyjmuje się wobec tego do obliczeń następujące współczynniki spływu:

- $\psi = 0,90$ do $0,95$ – dla dachów krytych blachą lub łupkiem,
- $\psi = 0,85$ do $0,90$ – dla nawierzchni asfaltowej lub betonowej,
- $\psi = 0,80$ do $0,90$ – dla dachów krytych dachówką ceramiczną,
- $\psi = 0,75$ do $0,85$ – dla nawierzchni brukowych,
- $\psi = 0,50$ do $0,70$ – dla dachów płaskich i elementów drewnianych,
- $\psi = 0,25$ do $0,60$ – dla parkingów trawiasto betonowych (kratki trawnikowe i luźne kostki rzędowe i kamienne, nawierzchnie tłuczniowe),
- $\psi = 0,80$ do $0,90$ – dla dachów krytych dachówką ceramiczną,
- $\psi = 0,15$ do $0,30$ – dla dróg i ścieżek żwirowych,
- $\psi = 0,10$ do $0,20$ – dla pielęgnowanych trawników,
- $\psi = 0,05$ do $0,10$ – dla parków, ogrodów i zieleńców.

4.1.7. Przepływy obliczeniowe

Przepływy obliczeniowe dla poszczególnych odcinków sieci ustalono wg stałych natężeń deszczów z uwzględnieniem współczynnika opóźnienia, redukującego spływ w zależności od rozmiaru zlewni. Wzór na odpływ ze zlewni (przepływ obliczeniowy) ma postać:

$$Q = q * \psi * \varphi * F \quad [l/s]$$

gdzie:

F – powierzchnia zredukowana zlewni cząstkowych, zlokalizowanych powyżej danego przekroju obliczeniowego;

ψ - współczynnik spływu,

φ - współczynnik opóźnienia,

q - miarodajne natężenie deszczu obliczono wg wzoru poniżej:

$$q = A/t^{0,067} \quad l/s \quad [ha]$$

gdzie:

t - czas trwania deszczu w minutach,

A – natężenie deszczu przy t=1 min (współczynnik zależny od średniej rocznej wysokości opadu i prawdopodobieństwa występowania deszczu),

Dla t: t – czas trwania deszczu:

$$t = t_r + 1,2 t_p$$

gdzie:

t_r – czas retencji terenowej,

t_p – czas przepływu w kanałach.

Natężenie deszczu miarodajnego przy opadzie rocznym do $H=800$ mm dla: prawdopodobieństwa $p=100\%$, $A=804$ oraz $t_r = 15$ min, wyniesie: **$q= 131$ l/s**

Wg. danych uzyskanych z Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej w Białymstoku średnia roczna suma opadów atmosferycznych z 10-lecia 2001-2010 ze stacji opadowej Siedliska wynosi 682mm.

Do dalszych obliczeń zgodnie z literaturą przyjęto następujące wartości liczbowe:

$H = 800$ mm, $q = 131$ l/s/ha, $c = 5/100$ %/ oraz $t_k = 15$ min.

Po dokonaniu obliczeń hydraulicznych kanałów przeprowadzono ich sytuowanie wysokościowe, przy zadanych rzędnych terenu w punktach węzłowych. Założono następujące warunki graniczne:

- maksymalne i minimalne spadki niwelety kanału – zgodnie z WTP miejskich sieci kanalizacyjnych;
- maksymalne zagłębienie kanałów – 5 m;
- minimalne przykrycie kanałów – 1,5 m, na końcówkach 1,2 m.

W wyniku przeprowadzonych obliczeń istniejących i nowoprojektowanych sieci określono wielkości średnic kanałów i spadków ich niwelety na poszczególnych odcinkach. Średnice kanałów zaprojektowano z uwzględnieniem możliwych do uzyskania w terenie spadków hydraulicznych. Zaprojektowane na danych odcinkach spadki należy traktować jako minimalne przyjęte dla danej średnicy. W przypadku zmiany (zmniejszenia) spadków kanałów na danych odcinkach na etapie projektu technicznego, należy sprawdzić ich przepustowość dla zmniejszonego spadku i ewentualnie skorygować (zwiększyć) średnicę.

Trasy projektowanych kanałów deszczowych ustalone zostaną szczegółowo w następnych etapach projektowania.

W przypadku sieci istniejącej, dokonano hydraulicznego sprawdzenia sieci w poszczególnych zlewniach. Na ich podstawie stwierdzono, że w zdecydowanej większości średnice kanałów są właściwe i zapewniają prawidłowe odprowadzenie wód deszczowych z terenów zlewni, nawet w przypadku dołączenia nowoprojektowanych kolektorów deszczowych.

W części przypadków stwierdzono natomiast zbyt małe bądź ponadnormatywne spadki kanałów, są one widoczne w zestawieniach tabelarycznych zawierających obliczenia hydrauliczne.

Z kolei kolektory, które wg obliczeń są nadmiernie obciążone zostały wyszczególnione graficznie na mapach poglądowych, oraz opisane w obszarach zlewni na których są zlokalizowane.

4.2. Charakterystyka poszczególnych zlewni sieci kanalizacji deszczowej

Na terenie Miasta Giżycka niniejsza koncepcja przewiduje budowę sieci deszczowej, w skład której wchodzić będą następujące zlewnie:

- | | | |
|-------------|--------------|-----------------|
| • Zlewnia 1 | • Zlewnia 10 | • Zlewnia 19 |
| • Zlewnia 2 | • Zlewnia 11 | • Zlewnia 20 |
| • Zlewnia 3 | • Zlewnia 12 | • Zlewnia 21 |
| • Zlewnia 4 | • Zlewnia 13 | • Zlewnia 22 |
| • Zlewnia 5 | • Zlewnia 14 | • Zlewnia 23 |
| • Zlewnia 6 | • Zlewnia 15 | • Zlewnia 24 |
| • Zlewnia 7 | • Zlewnia 16 | • Zlewnia 25 |
| • Zlewnia 8 | • Zlewnia 17 | • Zlewnia 26 |
| • Zlewnia 9 | • Zlewnia 18 | • Zlewnia Boyen |

4.2.1. Zlewnia 1

Zlewnia położona jest w północno-zachodniej części miasta i obejmuje zabudowę jednorodzinna, a także usługi o swobodnej lokalizacji. Składa się z kolektorów istniejących. Wody opadowe z terenu zlewni 1 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Kanał Łuczański oraz jezioro Kisajno. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.1. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 1. Bilans zlewni 1

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	1,88	169,57	Ø 300 – 26,0 m	Studnie - 1 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	6,20	243,09		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 1,88 ha
- dachy – 4,34 ha
- tereny zielone – 1,86 ha

Z wizji lokalnej oraz uzgodnień z inwestorem ustalono, że teren zlewni ulega lokalnym podtopieniom spowodowanym przez wysoki poziom wód w Jeziorze Wojsak. Poziom ten spowodowany jest utrudnionym odpływem w kierunku Jeziora Kisajno - zasiedlenie bobrów. Dlatego też proponuje się połączenie Jeziora Wojsak rowem z Kanałem Łuczańskim w celu wyrównania poziomów i ułatwienia łączności hydraulicznej. Z przeprowadzonej inwentaryzacji wynika, że taki rów kiedyś istniał i dlatego można dokonać jego odtworzenia.

Proponuje się dwa warianty odtworzenia rowu (dł. rowu ok. 770 m):

- Wariant I – odbudowa i pogłębienie dna rowu średnio od 0,2-0,5 m, bez rozbudowy skarp, skarpy umocnione kiszka faszynową
- Wariant II – renowacja poprzez odmulenie dna rowu (warstwa 20 cm), płotek faszynowy o wysokości 30 cm.

Poza tym proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 1-4) sprawdzono parametry sieci istniejącej oraz dobrano parametry sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 1. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.2. Zlewnia 2

Zlewnia położona jest w północno-zachodniej części miasta i obejmuje istniejącą zabudowę jednorodzinną, usługi przemysłowe oraz usługi o swobodnej lokalizacji. Składa się z kolektorów istniejących. Wody opadowe z terenu zlewni 2 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest projektowany rów trapezowy połączony z Kanałem Łuczańskim. Wylot do odbiornika poprzedzony będzie urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.2. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 2. Bilans zlewni 2

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	1,48	144,92		Studnie - [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	4,22	188,24		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 1,48 ha
- dachy – 2,954 ha
- tereny zielone – 1,266 ha

Należy przebudować odcinek 7-6 długości 20,5 m Ø 200 na Ø 300 w ulicy Tuwima, który umożliwi odwodnienie ulicy.

Poza tym proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 5-8) sprawdzono parametry sieci istniejącej oraz dobrano parametry sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Po uwzględnienie warunków rozbudowy zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 2. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.3. Zlewnia 3

Zlewnia położona jest w północno-zachodniej części miasta i obejmuje zabudowę jednorodzinną. Składa się z kolektorów wyłącznie istniejących. Teren zlewni 3 nie wymaga rozbudowy gdyż sieć istniejąca pozwala na całkowite odwodnienie omawianego obszaru. Wody opadowe z terenu zlewni 3 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Kanał Łuczański. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.3. Natomiast układ perspektywiczny przedstawia się następująco:

Tabela 3. Bilans zlewni 3

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW
Odwodnienie dróg	0,43	47,50	-
Odwodnienie terenowe	2,04	116,07	

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 0,43 ha
- dachy – 1,428 ha
- tereny zielone – 0,612 ha

Na terenie Zlewni 3 proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 9-10) sprawdzono parametry sieci istniejącej dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 3. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.4. Zlewnia 4

Zlewnia położona jest w północno-zachodniej części miasta i obejmuje w przeważającej większości istniejącą zabudowę jednorodzinna, a także usługi o swobodnej lokalizacji. Składa się z kolektorów istniejących oraz nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 4 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Kanał Łuczański. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.4. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 4. Bilans zlewni 4

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	0,52	57,75	Ø 300 – 305,0 m	Studnie - 6 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	1,61	98,78		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 0,52 ha
- dachy – 1,127 ha
- tereny zielone – 0,483 ha

W zlewni tej przewiduje się niedużą rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicach:

- Struga
- Bema

Poza tym proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 11-12) sprawdzono parametry sieci istniejącej oraz dobrano parametry sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 4. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.5. Zlewnia 5

Zlewnia położona jest w północno-zachodniej części miasta i obejmuje w przeważającej większości istniejącą zabudowę jednorodzinną, a także usługi o swobodnej lokalizacji. Składa się z kolektorów istniejących oraz nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 5 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Kanał Łuczański. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.5. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 5. Bilans zlewni 5

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	0,4	44,41	Ø 300 – 387,0 m	Studnie - 8 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	2,04	147,23		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 0,4 ha
- dachy – 1,428 ha
- tereny zielone – 0,612 ha

W zlewni tej przewiduje się rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicach:

- Struga
- Słowackiego
- Reja

Poza tym proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 13-14) sprawdzono parametry sieci istniejącej oraz dobrano parametry sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 5. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach.

Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.6. Zlewnia 6

Zlewnia położona jest w zachodniej części miasta i obejmuje istniejącą zabudowę przemysłową, a także usługi o swobodnej lokalizacji. Składa się z kolektorów istniejących oraz nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 6 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Kanał Łuczański. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.6. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 6. Bilans zlewni 6

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	1,48	164,70	Ø 300 – 622,0 m	Studnie - 13 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	5,59	290,63		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 1,48 ha
- dachy – 3,913 ha
- tereny zielone – 1,677 ha

W zlewni tej przewiduje się rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicach:

- Moniuszki
- Jezdnia asfaltowa bez nazwy na wschód od ulicy Świętego Brunona

Uwagę należy zwrócić na kolektor 3-2 w ulicy Aleje Wojska Polskiego którego napętnienie po rozbudowie zlewni sięga około 94%. Taka sytuacja zmusza do podjęcia działań mających na celu zwiększenie przepustowości istniejącego kanału. Proponuje się rozwiązania:

- przebudowę średnicy Ø300 na Ø400 na długości 65,0 m,
- czyszczenie mające na celu zwiększenie światła kanału.

Należy również zwrócić uwagę na istniejący kolektor Ø300 w ulicy Moniuszki. Inspekcja video wykazała pęknięcia podłużne w górnej części kanału. Zaleca się naprawę liniową kanału. Na odcinku 2-1 inspekcja wykazała na części kanału poziom zamulenia ok. 10 cm i korzenie. Zaleca się czyszczenie kanału.

Poza tym na terenie zlewni 6 proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 15-18) sprawdzono parametry sieci istniejącej oraz dobrano parametry sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 6. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.7. Zlewnia 7

Zlewnia położona jest w północnej części miasta i obejmuje zabudowę jednorodzinna, a także usługi o swobodnej lokalizacji. Składa się z kolektorów istniejących oraz nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 7 transportowane są układem

grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Jezioro Wojsak. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.7. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 7. Bilans zlewni 7

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	3,64	263,41	Ø 300 – 672,5 m	Studnie - 14 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	12,27	383,32		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 3,64 ha
- dachy – 8,589 ha
- tereny zielone – 3,681 ha

W zlewni tej przewiduje się rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicach:

- Rolnicza
- Wiejska

Należy zwrócić uwagę na kolektor 25-27 w ulicy Nowogródzkiej. Inspekcja video wykazała ubytki rury na złączu, zamulenie ok. 10-15 cm i infiltrację. Zaleca się naprawę i wyczyszczenie kolektora.

Poza tym proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 19-28) sprawdzono parametry sieci istniejącej oraz dobrano parametry sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 7. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.8. Zlewnia 8

Zlewnia położona jest w centralnej części miasta i obejmuje istniejącą zabudowę wielorodzinną, usługi przemysłowe, usługi o swobodnej lokalizacji oraz tereny działkowe. Składa się z kolektorów istniejących. Wody opadowe z terenu zlewni 8 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Kanał Łuczański. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.8. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 8. Bilans zlewni 8

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	1,96	174,24		Studnie - [szt]
Odwodnienie terenu	4,35	191,94		Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenu z uwzględnieniem ogródków działkowych	13,6	410,48		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 1,96 ha
- dachy – 3,045 ha
- tereny zielone – 1,305 ha
- ogródki działkowe – 13,6 ha

W przypadku uwzględnienia odwodnienia terenów ogródków działkowych sugeruje się budowę zbiornika retencyjnego (zbiornik retencyjny uwzględnia wówczas odbiór wód opadowych również z terenu zlewni 9) ze wskazaniem lokalizacji na etapie projektu budowlanego.

Dane do projektowania zbiornika:

- wielkość spływu wód deszczowych z powierzchni zlewni zredukowanej wynosi 36,65 ha.
- obliczeń dokonano dla sieci kanalizacyjnej metodą stałych natężeń deszczu $q=131\text{l/s/ha}$.
- maksymalny spływ wód deszczowych wynosi: $Q_{\max}=1,04\text{ m}^3/\text{s}$,
- zakłada się, że 50% przepływu zostanie zretencjonowana w zbiorniku z uwagi na dalszy odpływ skierowany do istniejącego rurociągu,
- przyjęto 7% zwiększenie wymiarów dna zbiornika i pojemności retencyjnej.

Zgodnie z ww. założeniami obliczono objętość maksymalna projektowanego zbiornika retencyjnego:

$$V_{\max}=1,04 - 0,5 = 0,502 \times 3600 = 1.807,2\text{m}^3$$

Konstrukcja projektowanego zbiornika retencyjnego przedstawiono w poniższej tabeli.

Tabela 9. Parametry konstrukcyjne zbiornika retencyjnego

Uszczelnienie	Folia PEHD o grubości 2mm i płytami zbrojonymi 90x60 cm na podsypce
Wymiary zbiornika	długość 28,0 m,
	szerokość= 28,0 m,
	głębokość retencyjna H=2,0 m,
	głębokość zbiornika H= 4,0 m
	powierzchnia dna zbiornika wynosi $F_d=784,0\text{ m}^2$,
	powierzchnia czynna zbiornika wyniesie $F_{cz}=1156\text{ m}^2$,
	Objętość czynna zbiornika wyniesie: $V_{cz}=F_d + F_{cz}/2 \times h_{cz}=784 + 1156/2 \times 2 = 1940\text{ m}^3$
Nachylenie skarpy	1 : 1,5

Powierzchnia zredukowana	36,65 ha
Natężenie deszczu	131 l/s ha
Szacunkowy koszt budowy	595.700,00 zł (netto)

Źródło: Opracowanie własne

Poza tym proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe z uwzględnieniem odwodnienia ogródków działkowych - WARIANT III OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 29-34) sprawdzono parametry sieci istniejącej dla trzech wariantów - odwodnienie drogowe, odwodnienie terenowe oraz odwodnienie terenowe z uwzględnieniem odwodnienia ogródków działkowych. Po uwzględnienie warunków rozbudowy zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 8. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.9. Zlewnia 9

Zlewnia położona jest w centralnej części miasta i obejmuje zabudowę wielorodzinną, usługi przemysłowe, usługi o swobodnej lokalizacji oraz teren jednostki wojskowej. Składa się z kolektorów istniejących oraz nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 9 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Kanał Łuczański. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.9. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 10. Bilans zlewni 9

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	5,05	382,63	Ø 250 – 291,0 m Ø 300 – 1648,0 m Ø 400 – 839,0 m	Studnie - 56 [szt]
				Piaskownik 2 [szt.]
Odwodnienie terenowe	23,05	628,73		Separator 2 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 5,05 ha
- dachy – 16,135 ha
- tereny zielone – 6,915 ha

W zlewni tej przewiduje się rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicy:

- Rajska
- Jasna
- Sikorskiego
- I Dywizji Im. Tadeusza Kościuszki
- Nowowiejska
- 1-go Maja
- Pionierska
- Smętka

W celu prawidłowego funkcjonowania systemu przewiduje się rozbudowę systemu istniejącego w 2 wariantach:

WARIANT I

- przebudowa kolektora 14-20 długości 228,0m - Ø 600 na Ø 800
- przebudowa kolektora 12-2 długości 156,0m - Ø 600 na Ø 800
- przebudowa kolektora 2-1 długości 144,0m - Ø 600 na Ø 800

WARIANT II

Budowa zbiornika retencyjnego (zbiornik retencyjny uwzględnia wówczas odbiór wód opadowych również z terenu zlewni 8) ze wskazaniem lokalizacji na etapie projektu budowlanego.

Dane do projektowania zbiornika:

- wielkość spływu wód deszczowych z powierzchni zlewni zredukowanej wynosi 36,65 ha.
- obliczeń dokonano dla sieci kanalizacyjnej metodą stałych natężeń deszczu $q=131\text{l/s/ha}$.
- maksymalny spływ wód deszczowych wynosi: $Q_{\max}=1,04\text{ m}^3/\text{s}$,
- zakłada się, że 50% przepływu zostanie zretencjonowana w zbiorniku z uwagi na dalszy odpływ skierowany do istniejącego rurociągu,
- przyjęto 7% zwiększenie wymiarów dna zbiornika i pojemności retencyjnej.

Zgodnie z ww. założeniami obliczono objętość maksymalna projektowanego zbiornika retencyjnego:

$$V_{\max}=1,04 - 0,5 = 0,502 \times 3600 = 1.807,2\text{m}^3$$

Konstrukcję projektowanego zbiornika retencyjnego przedstawiono w poniższej tabeli.

Tabela 11. Parametry konstrukcyjne zbiornika retencyjnego

Uszczelnienie	Folia PEHD o grubości 2mm i płytami zbrojonymi 90x60 cm na podsypce
Wymiary zbiornika	długość 28,0 m,
	szerokość= 28,0 m,
	głębokość retencyjna H=2,0 m,
	głębokość zbiornika H= 4,0 m
	powierzchnia dna zbiornika wynosi $F_d=784,0\text{ m}^2$,
	powierzchnia czynna zbiornika wyniesie $F_{cz}=1156\text{ m}^2$,
	Objętość czynna zbiornika wyniesie: $V_{cz}=F_d + F_{cz}/2 \times h_{cz}=784 + 1156/2 \times 2 = 1940\text{ m}^3$
Nachylenie skarpy	1 : 1,5
Powierzchnia zredukowana	36,65 ha
Natężenie deszczu	131 l/s ha
Szacunkowy koszt budowy	595.700,00 zł (netto)

Źródło: Opracowanie własne

W celu prawidłowego odwodnienia terenu jednostki wojskowej przewiduje się rozbudowę systemu istniejącego o zbiornik retencyjny, o następujących parametrach:

- powierzchnia zlewni zredukowanej wynosi 10,02ha.
- obliczeń dokonano metodą stałych natężeń deszczu $q=131\text{l/s/ha}$.
- maksymalny spływ wód deszczowych wynosi: $Q_{\max}=0,32\text{ m}^3/\text{s}$,
- zakłada się, że 50% przepływu zostanie zretencjonowane w zbiorniku z uwagi na dalszy odpływ skierowany do istniejącego rurociągu,
- przyjęto 20% zwiększenie wymiarów dna zbiornika.

Zgodnie z ww. założeniami obliczono objętość maksymalna projektowanego zbiornika retencyjnego:

$$V_{\max}=0,32 - 0,5 = 0,16 \times 3600 = 576 \text{ m}^3$$

Konstrukcję projektowanego zbiornika retencyjnego przedstawiono w poniższej tabeli.

Tabela 19. Parametry konstrukcyjne zbiornika retencyjnego

Uszczelnienie	Folia PEHD o grubości 2mm i płytami zbrojonymi 90x60 cm na podsypce
Wymiary zbiornika	długość 17,0 m,
	szerokość= 17,0 m,
	głębokość retencyjna H=2,0 m,
	głębokość zbiornika H= 4,0 m
	powierzchnia dna zbiornika wynosi $F_d=289,0\text{ m}^2$,
	powierzchnia czynna zbiornika wyniesie $F_{cz}=529,0\text{ m}^2$,
	Objętość czynna zbiornika wyniesie: $V_{cz}=F_d + F_{cz}/2 \times h_{cz}=289 + 529 / 2 \times 2=818\text{ m}^3$
Nachylenie skarpy	1 : 1,5
Powierzchnia zredukowana	10,02 ha
Natężenie deszczu	131 l/s ha
Szacunkowy koszt budowy	251.176,00 zł (netto)

Źródło: Opracowanie własne

Proponuje się zlokalizować zbiornik na placu im. Marszałka Józefa Piłsudskiego. W miejscu tym kiedyś znajdował się staw.

Należy zwrócić uwagę na kolektor 28-30 w ulicy Kościuszki. Inspekcja video wykazała ubytek rury na połączeniu i zanieczyszczenie piachem i elementami betonowymi. Zaleca się naprawę i czyszczenie kanału. Należy również zwrócić uwagę na kolektor 17-18 w ulicy

Nowowiejskiej. Inspekcja video wykazała zamulenie ok. 10 cm. Zaleca się czyszczenie kanału.

Poza tym proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 35-44) sprawdzono parametry sieci istniejącej oraz dobrano parametry sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Po uwzględnieniu warunków rozbudowy zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 9. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.10. Zlewnia 10

Zlewnia położona jest w centralnej części miasta i obejmuje w zabudowę jednorodziną, tereny przemysłowe, a także usługi o swobodnej lokalizacji. Składa się z kolektorów istniejących oraz nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 10 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Kanał Łuczański. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.10. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 12. Bilans zlewni 10

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	1,30	132,61	Ø 300 – 203,5 m	Studnie - 4 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	6,87	260,49		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 1,30 ha
- dachy – 4,809 ha
- tereny zielone – 2,061 ha

W zlewni tej przewiduje się niedużą rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicach:

- Jasna
- Sikorskiego

Należy zwrócić uwagę na kolektor betonowy 4-2 w ulicy 3-go Maja. Przeprowadzona inspekcja video wykazała że występują wycieki wód gruntowych, infiltracja na połączeniu i pęknięcie pajęcze w górnej części. Na odcinku 10-14 występują pęknięcia podłużne z lewej i prawej strony kanału oraz w jego górnej części (na odcinku ok. 45 m). Zaleca się naprawę kolektorów. W kolektorze 14-15 w ulicy Konarskiego, inspekcja video wykazała zamulenie na poziomie ok. 30-50%. Zaleca się czyszczenie kanału.

Poza tym proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 45-48) sprawdzono parametry sieci istniejącej oraz dobrano parametry

sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 1. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.11. Zlewnia 11

Zlewnia położona jest w południowej części miasta i obejmuje w zabudowę wielorodzinną, a także usługi przemysłowe. Składa się z kolektora istniejącego oraz nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 11 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Kanał Łuczański. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.11. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 13. Bilans zlewni 11

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	0,47	52,87	Ø 300 – 277,5 m Ø 400 – 207,0 m	Studnie - 10 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	1,62	90,29		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 0,47 ha
- dachy – 1,134 ha
- tereny zielone – 0,486 ha

W zlewni tej przewiduje się rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicach:

- Olsztyńska

W celu prawidłowego funkcjonowania systemu przewiduje się przebudowę kolektora 2-1 długości 54,0m - Ø 300 na Ø 400

Poza tym proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 49-50) sprawdzono parametry sieci istniejącej oraz dobrano parametry sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Po uwzględnieniu warunków rozbudowy zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 11. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.12. Zlewnia 12

Zlewnia położona jest w południowej części miasta i obejmuje zabudowę wielorodzinną oraz usługi o swobodnej lokalizacji. Składa się z kolektorów wyłącznie istniejących. Teren zlewni 12 nie wymaga rozbudowy gdyż sieć istniejąca pozwala na całkowite odwodnienie omawianego obszaru. Wody opadowe z terenu zlewni 12 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Kanał Łuczański. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.12. Natomiast układ perspektywiczny przedstawia się następująco:

Tabela 14. Bilans zlewni 12

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW
Odwodnienie dróg	0,52	57,40	-
Odwodnienie terenowe	2,81	130,49	

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 0,52 ha
- dachy – 1,967 ha
- tereny zielone – 0,843 ha

W zlewni szczególną uwagę należy zwrócić na kolektory: 4-2, 2-1 w ulicy Kolejowej którego napełnienie po rozbudowie systemu sięga około 95%. Inspekcja video wykazała pojawienie się korzeni na odcinku 4-2. Taka sytuacja zmusza do podjęcia działań mających na celu zwiększenie przepustowości istniejącego kanału. Proponuje się rozwiązania:

- czyszczenie mające na celu zwiększenie światła kanału.

Ponadto proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 51-52) sprawdzono parametry sieci istniejącej dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 12. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.13. Zlewnia 13

Zlewnia położona jest w południowej części miasta i obejmuje zabudowę wielorodzinną, usługi przemysłowe, zielen parkową i zabudowę usługową obsługi turystyki. Składa się z kolektorów istniejących oraz nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 13 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest basen portowy na Jeziorze Niegocin i Kanał Łuczański. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.13. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 15. Bilans zlewni 13

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	4,51	385,62	Ø 200 – 112 m Ø 250 – 302 m Ø 300 – 738,5 m Ø 400 – 162 m	Studnie - 27 [szt]
				Piaskownik - 1 [szt]
Odwodnienie terenowe	15,54	550,68		Separator - 1 [szt]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 4,51 ha
- dachy – 10,878 ha
- tereny zielone – 4,662 ha

W zlewni tej przewiduje się rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicach:

- Traugutta
- Konarskiego

Należy szczególną uwagę zwrócić na kolektor 19-15 w ulicy 1-go Maja, którego napelnienie sięga około 90%, kolektor 8-7 (pod torami, zamulenie 10%) oraz kolektor Ø 250

(osiedle za delikatesami, poziom zamulenia ok. 40%). Taka sytuacja zmusza do podjęcia działań mających na celu zwiększenie przepustowości istniejących kanałów. Proponuje się czyszczenie mające na celu zwiększenie światła kanałów.

Ze względu na przeciążenie należy przebudować następujące kolektory (brak miejsca na zb. retencyjny):

- kolektor G-E długości 51m - Ø 200 na Ø 300
- kolektor E-C długości 36m - Ø 300 na Ø 400
- kolektor C-B długości 15m - Ø 300 na Ø 400
- kolektor B-A długości 15m - Ø 300 na Ø 400

Ponadto proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 55-58) sprawdzono parametry sieci istniejącej dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Po uwzględnieniu warunków rozbudowy zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 13. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.14. Zlewnia 14

Zlewnia położona jest w południowej części miasta i obejmuje usługi o swobodnej lokalizacji. Składa się z kolektorów istniejących oraz nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 14 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest basen portowy na Jeziorze Niegocin. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.14. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 16. Bilans zlewni 14

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	1,44	142,14	Ø 300 – 92,5 m	Studnie - 2 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	4,73	203,04		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 1,44 ha
- dachy – 3,311 ha
- tereny zielone – 1,419 ha

W zlewni tej przewiduje się rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektor w ulicy przy Pasażu Portowym.

Na terenie zlewni 14 proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 59-62) sprawdzono parametry sieci istniejącej dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Po uwzględnieniu warunków rozbudowy zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 14. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.15. Zlewnia 15

Zlewnia położona jest w południowej części miasta i obejmuje tereny przemysłowe. Składa się z kolektorów istniejących oraz nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 15 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest rów połączony z Jeziorem Niegocin. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.15. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 17. Bilans zlewni 15

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	2,42	240,58	Ø 200 – 86,0 m Ø 300 – 248,0 m	Studnie - 7 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	8,10	330,72		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 2,42 ha
- dachy – 5,67 ha
- tereny zielone – 2,43 ha

W zlewni tej przewiduje się rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicach:

- Dąbrowskiego
- Armii Krajowej

Uwagę należy zwrócić na kolektor 11B-10B w ulicy Dąbrowskiego, którego napełnienie sięga około 90%. Taka sytuacja zmusza do podjęcia działań mających na celu zwiększenie przepustowości istniejącego kanału. Proponuje się czyszczenie mające na celu zwiększenie światła kanału. Uwagę trzeba zwrócić także na kolektor 9B-10B w ulicy Armii Krajowej. Inspekcja video wykazała pęknięcia podłużne, ubytki i infiltrację. Zaleca się naprawę kanału.

Ponadto na terenie zlewni 15 proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 63-68) sprawdzono parametry sieci istniejącej dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Po uwzględnieniu warunków rozbudowy zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 15. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.16. Zlewnia 16

Zlewnia położona jest w południowo-wschodniej części miasta i obejmuje zabudowę jednorodziną oraz usługi o swobodnej lokalizacji. Składa się z kolektorów istniejących oraz nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 16 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest jezioro Niegocin. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.16. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 18. Bilans zlewni 16

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	3,65	272,93	Ø 200 – 263,0 m Ø 250 – 289,0 m	Studnie - 11 [szt.]
				Piaskownik 2 [szt.]
Odwodnienie terenowe	12,31	380,31		Separator 2 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 3,65 ha
- dachy – 8,211 ha
- tereny zielone – 3,519 ha

W zlewni tej przewiduje się rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicy:

- Gdańska
- Sienkiewicza

W celu prawidłowego funkcjonowania systemu przewiduje się rozbudowę systemu istniejącego poprzez zbiornik retencyjny.

Dane do projektowania zbiornika:

- wielkość spływu wód deszczowych z powierzchni zlewni zredukowanej wynosi 11,73ha.
- obliczeń dokonano dla sieci kanalizacyjnej metodą stałych natężeń deszczu $q=131\text{l/s/ha}$.
- maksymalny spływ wód deszczowych wynosi: $Q_{\max}=0,414\text{ m}^3/\text{s}$,
- zakłada się, że 50% przepływu zostanie zretencjonowana w zbiorniku z uwagi na dalszy odpływ skierowany do istniejącego rurociągu,
- przyjęto 20% zwiększenie wymiarów dna zbiornika.

Zgodnie z ww. założeniami obliczono objętość maksymalna projektowanego zbiornika retencyjnego:

$$V_{\max}=0,414 \cdot 0,5 \cdot 3600 = 745,2 \text{ m}^3$$

Konstrukcja projektowanego zbiornika retencyjnego przedstawiono w poniższej tabeli.

Tabela 19. Parametry konstrukcyjne zbiornika retencyjnego

Uszczelnienie	Folia PEHD o grubości 2mm i płytami zbrojonymi 90x60 cm na podsypce
Wymiary zbiornika	długość 17,0 m,
	szerokość= 17,0 m,
	głębokość retencyjna H=2,0 m,
	głębokość zbiornika H= 4,0 m
	powierzchnia dna zbiornika wynosi $F_d = 289,0 \text{ m}^2$,
	powierzchnia czynna zbiornika wyniesie $F_{cz} = 529,0 \text{ m}^2$,
	Objętość czynna zbiornika wyniesie: $V_{cz} = F_d + F_{cz}/2 \times h_{cz} = 289 + 529 / 2 \times 2 = 818 \text{ m}^3$
Nachylenie skarpy	1 : 1,5
Powierzchnia zredukowana	36,65 ha
Natężenie deszczu	131 l/s ha
Szacunkowy koszt budowy	251.176,00 zł (netto)

Źródło: Opracowanie własne

Ze względu na przeciążenie należy przebudować następujące odcinki sieci:

- kolektor 19-18 w okolicy ul. Sienkiewicza długości 88,5m - Ø 200 na Ø 300
- kolektor 3-2 w ul. Przejściowej długości 133,5 m - Ø 300 na Ø 400
- kolektor 30-26 w ul. Wodociągowej długości 141 m - Ø 300 na Ø 400
- kolektor 26-25 w ul. Bohaterów Westerplatte długości 235 m - Ø 350 na Ø 500

Na kolektorze 26-25 w ulicy Bohaterów Westerplatte, inspekcja video wykazała pojawienie się korzeni. Trzeba zwrócić uwagę na kolektory 16-13 i 10-2 gdzie nie są zachowane spadki minimalne. Zaleca się regularne czyszczenie w/w kolektorów.

Poza tym proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 69-76) sprawdzono parametry sieci istniejącej oraz dobrano parametry

sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Po uwzględnienie warunków rozbudowy poprzez budowę zbiornika retencyjnego, zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 16. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.17. Zlewnia 17

Zlewnia położona jest we wschodniej części miasta i obejmuje zabudowę jednorodziną, wielorodziną, tereny przemysłowe oraz usługi o swobodnej lokalizacji. Składa się z kolektorów istniejących oraz nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 17 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest rów połączony z jeziorem Niegocin. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator). Należy wykorzystać (po uprzedniej przebudowie) istniejący zbiornik retencyjny.

Na potrzeby koncepcji zlewnię 17 podzielono na mniejsze podzlewnie. Wszystkie podzlewnie spływają do rowu otwartego bądź do głównego kolektora Ø 1200 .

Podział na mniejsze podzlewnie wykazał, iż kolektory poboczne spełniają swoją funkcję natomiast kolektor główny jest przeciążony.

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.17. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 20. Bilans zlewni 17

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	12,54	601,01	Ø 250 – 185,0 m Ø 300 – 1774,0 m Ø 400 – 1122,5 m Ø 500 – 695,0 m	Studnie - 73 [szt.]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	85,88	1402,42		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 12,54 ha
- dachy – 60,116 ha
- tereny zielone – 25,764 ha

W zlewni tej przewiduje się rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicy:

- 1-go Maja
- Grodzieńska
- Przemysłowa
- Staszica
- Suwalska
- Białostocka
- Gdańska

W celu prawidłowego funkcjonowania zlewni 17.1 przewiduje się budowę zbiornika retencyjnego.

Dane do projektowania zbiornika:

- powierzchnia zlewni zredukowanej wynosi 1,44 ha,
- obliczeń dokonano dla sieci kanalizacyjnej metodą stałych natężeń deszczu $q=131\text{l/s/ha}$,
- maksymalny spływ wód deszczowych wynosi: $Q_{\max}=0,1\text{ m}^3/\text{s}$,
- zakłada się, że 50% przepływu zostanie zretencjonowane w zbiorniku z uwagi na dalszy odpływ skierowany do istniejącego rurociągu,
- przyjęto 10% zwiększenie wymiarów dna zbiornika.

Zgodnie z ww. założeniami obliczono objętość maksymalna projektowanego zbiornika retencyjnego:

$$V_{\max} = 0,1 \times 0,5 = 0,05 \times 3600 = 180,0 \text{ m}^3$$

Konstrukcję projektowanego zbiornika retencyjnego przedstawiono w poniższej tabeli.

Tabela 21. Parametry konstrukcyjne zbiornika retencyjnego

Uszczelnienie	Folia PEHD o grubości 2mm i płytami zbrojonymi 90x60 cm na podsypce
Wymiary zbiornika	długość 10,0 m,
	szerokość= 10,0 m,
	głębokość retencyjna H=2,0 m,
	głębokość zbiornika H= 4,0 m
	powierzchnia dna zbiornika wynosi $F_d = 100,0 \text{ m}^2$,
	powierzchnia czynna zbiornika wyniesie $F_{cz} = 256 \text{ m}^2$,
	Objętość czynna zbiornika wyniesie: $V_{cz} = F_d + F_{cz}/2 \times h_{cz} = 100 + 256/2 \times 2 = 356 \text{ m}^3$
Nachylenie skarpy	1 : 1,5
Powierzchnia zredukowana	1,44 ha
Natężenie deszczu	131 l/s ha
Szacunkowy koszt budowy	109.513 zł (netto)

Źródło: Opracowanie własne

W celu prawidłowego funkcjonowania zlewni 17.4 przewiduje się budowę zbiornika retencyjnego.

Dane do projektowania zbiornika:

- powierzchnia zlewni zredukowanej wynosi 7,59 ha,
- obliczeń dokonano dla sieci kanalizacyjnej metodą stałych natężeń deszczu $q=131\text{l/s/ha}$,
- maksymalny spływ wód deszczowych wynosi: $Q_{\max}= 0,51 \text{ m}^3/\text{s}$,
- zakłada się, że 50% przepływu zostanie zretencjonowane w zbiorniku z uwagi na dalszy odpływ skierowany do istniejącego rurociągu,
- przyjęto 10% zwiększenie wymiarów dna zbiornika.

Budowa zbiornika pozwoli na odciążenie ul. Kościuszki.

Zgodnie z ww. założeniami obliczono objętość maksymalna projektowanego zbiornika retencyjnego:

$$V_{\max} = 0,51 \times 0,5 = 0,255 \times 3600 = 918,0 \text{ m}^3$$

Konstrukcję projektowanego zbiornika retencyjnego przedstawiono w poniższej tabeli.

Tabela 21. Parametry konstrukcyjne zbiornika retencyjnego

Uszczelnienie	Folia PEHD o grubości 2mm i płytami zbrojonymi 90x60 cm na podsypce
Wymiary zbiornika	długość 20,0 m,
	szerokość= 20,0 m,
	głębokość retencyjna H=2,0 m,
	głębokość zbiornika H= 4,0 m
	powierzchnia dna zbiornika wynosi $F_d = 200,0 \text{ m}^2$,
	powierzchnia czynna zbiornika wyniesie $F_{cz} = 676,0 \text{ m}^2$,
	Objętość czynna zbiornika wyniesie: $V_{cz} = F_d + F_{cz}/2 \times h_{cz} = 400 + 676/2 \times 2 = 1076 \text{ m}^3$
Nachylenie skarpy	1 : 1,5
Powierzchnia zredukowana	7,59 ha
Natężenie deszczu	131 l/s ha
Szacunkowy koszt budowy	281.882 zł (netto)

Źródło: Opracowanie własne

Uwagę należy zwrócić na kolektor 7-8 w zlewni 17.3 przy ulicy Suwalskiej, którego napelnienie sięga około 90%. Na odcinku 1-2 inspekcja video wykazała zamulenie ok. 10 cm z powodu kolizji z siecią, złogi infiltracyjne w połączeniach i wycieki. Zaleca się usunięcie kolizji oraz naprawę i czyszczenie kanału.

Uwagę należy również zwrócić na kolektor 8-9 w zlewni 17.4 przy ulicy Staszica. Inspekcja video kanału wykazała nieszczelne połączenia i wycieki. Zaleca się naprawę kanału. Na odcinku 23a-24 w ulicy Kościuszki inspekcja video wykazała poziom zamulenia ok. 10-15 cm. Zaleca się czyszczenie kanału.

W zlewni 17.4, na odcinku 33-34, inspekcja video wykazała zapiaszczenie kanału ok. 10 cm. Zaleca się czyszczenie kanału na długości ok. 30 m.

W zlewni 17.7, na odcinku 1-komora inspekcja video wykazała zanieczyszczenie kanału (gałęzie), poziom mułu ok. 10-15 cm. Zaleca się czyszczenie kanału.

Z uwagi na przeciążenie zaleca się przebudowę następujących kolektorów:

- kolektor B-A długości 31m - Ø 200 na Ø 300 (zlewnia 17.4)
- kolektor I-F długości 70m - Ø 200 na Ø 300 (zlewnia 17.4)
- kolektor F-E długości 30,5m - Ø 200 na Ø 300 (zlewnia 17.4)
- kolektor B-E długości 295,5m - Ø 400 na Ø 500 (zlewnia 17.3)

Należy zwrócić uwagę na kolektor C-D w zlewni 17.3, który ułożony jest bez spadku.

Poza tym proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 77-110) sprawdzono parametry sieci istniejącej oraz dobrano parametry sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Po uwzględnienie warunków rozbudowy poprzez budowę zbiornika retencyjnego, zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 17. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.18. Zlewnia 18

Zlewnia położona jest we wschodniej części miasta i obejmuje tereny przemysłowe. Składa się z kolektorów istniejących oraz nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 18 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest rów połączony z jeziorem Niegocin. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.18.

Natomiast układ perspektywiczny przedstawia się następująco:

Tabela 22. Bilans zlewni 18

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	4,48	396,33	Ø 300 – 139,0 m Ø 400 – 511,0 m Ø 500 – 83,0 m	Studnie - 15 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	12,60	513,16		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 4,48 ha
- dachy – 8,82 ha
- tereny zielone – 3,78 ha

W zlewni tej przewiduje się rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicy:

- Białostocka
- Obwodowa

W celu prawidłowego funkcjonowania systemu przewiduje się budowę zbiornika retencyjnego.

Dane do projektowania zbiornika:

- powierzchnia zlewni zredukowanej wynosi 4,05 ha,
- obliczeń dokonano dla sieci kanalizacyjnej metodą stałych natężeń deszczu $q=131\text{l/s/ha}$,
- maksymalny spływ wód deszczowych wynosi: $Q_{\max}= 0,22\text{ m}^3/\text{s}$,
- zakłada się, że 50% przepływu zostanie zretencjonowane w zbiorniku z uwagi na dalszy odpływ skierowany do istniejącego rurociągu,
- przyjęto 10% zwiększenie wymiarów dna zbiornika.

Zgodnie z ww. założeniami obliczono objętość maksymalna projektowanego zbiornika retencyjnego:

$$V_{\max} = 0,22 \times 0,5 = 0,11 \times 3600 = 396,0 \text{ m}^3$$

Konstrukcja projektowanego zbiornika retencyjnego przedstawiono w poniższej tabeli.

Tabela 21. Parametry konstrukcyjne zbiornika retencyjnego

Uszczelnienie	Folia PEHD o grubości 2mm i płytami zbrojonymi 90x60 cm na podsypce
Wymiary zbiornika	Długość=12,0 m,
	szerokość=12,0 m,
	głębokość retencyjna H=2,0 m,
	głębokość zbiornika H= 4,0 m
	powierzchnia dna zbiornika wynosi $F_d = 144,0 \text{ m}^2$,
	powierzchnia czynna zbiornika wyniesie $F_{cz} = 324 \text{ m}^2$,
	Objętość czynna zbiornika wyniesie: $V_{cz} = F_d + F_{cz}/2 \times h_{cz} = 144 + 324/2 \times 2 = 468 \text{ m}^3$
Nachylenie skarpy	1 : 1,5
Powierzchnia zredukowana	1,44 ha
Natężenie deszczu	131 l/s ha
Szacunkowy koszt budowy	143.704,00 zł (netto)

Źródło: Opracowanie własne

Poza tym proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 111-118) sprawdzono parametry sieci istniejącej oraz dobrano parametry sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Po uwzględnienie warunków rozbudowy poprzez podłączenie do zbiornika retencyjnego, zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu

zlewni 18. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.19. Zlewnia 19

Zlewnia położona jest w północno-zachodniej części miasta i obejmuje zabudowę jednorodzinną. Składa się z kolektorów istniejących oraz nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 19 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Jezioro Wojsak. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.19. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 23. Bilans zlewni 19

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	0,26	28,76	Ø 300 – 113,0 m	Studnie - 2 [szt.]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	1,16	79,47		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 0,26 ha
- dachy – 0,812 ha
- tereny zielone – 0,348 ha

W zlewni tej przewiduje się rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicy:

- Rybacka

Należy również przebudować kolektor 6-2 w ulicy Rybackiej długości 16,0m - Ø 150 na Ø 300

Poza tym proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 119-120) sprawdzono parametry sieci istniejącej oraz dobrano parametry sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Po uwzględnienie warunków rozbudowy zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 18. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.20. Zlewnia 20

Zlewnia położona jest w północno-zachodniej miasta i obejmuje zabudowę wielorodzinną, usługi o swobodnej lokalizacji oraz zrzuty z terenów pomiędzy ul. Miłą w Antonowie a jeziorem Wojsak. Składa się z kolektorów istniejących oraz nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 20 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest zbiornik otwarty w kształcie rowu trapezowego o powiększonej objętości. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.20. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 24. Bilans zlewni 20

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	3,23	243,42	Ø 300 – 502,0 m	Studnie - 11 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	13,03	398,93		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 3,23 ha
- dachy – 9,121 ha
- tereny zielone – 3,909 ha

W zlewni tej przewiduje się rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicy:

- Wiejska
- Polna
- Rolnicza

Należy przebudować kolektor 34-33 w ulicy Słonecznej długości 76,5m - Ø 300 na Ø 400. Należy zwrócić uwagę na kolektor 13-16 w ulicy Łąkowej. Inspekcja video wykazała zanieczyszczenie kanału i wystąpienie spiętrzenia 50%. Zaleca się naprawę kanału.

W celu prawidłowego funkcjonowania systemu przewiduje się poszerzenie i pogłębienie rowu (na długości około 200 m) biegnącego równolegle do ulicy Krzywej oraz budowę zbiornika retencyjnego przy ul. Słonecznej.

Dane do projektowania zbiornika:

- powierzchnia zlewni zredukowanej wynosi 4,01 ha,
- obliczeń dokonano dla sieci kanalizacyjnej metodą stałych natężeń deszczu $q=131\text{l/s/ha}$,
- maksymalny spływ wód deszczowych wynosi: $Q_{\max}= 0,285\text{ m}^3/\text{s}$,
- zakłada się, że 50% przepływu zostanie zretencjonowane w zbiorniku z uwagi na dalszy odpływ skierowany do istniejącego rurociągu,
- przyjęto 10% zwiększenie wymiarów dna zbiornika.

Zgodnie z ww. założeniami obliczono objętość maksymalna projektowanego zbiornika retencyjnego:

$$V_{\max} = 0,285 \times 0,5 = 0,142 \times 3600 = 513,0 \text{ m}^3$$

Konstrukcja projektowanego zbiornika retencyjnego przedstawiono w poniższej tabeli.

Tabela 21. Parametry konstrukcyjne zbiornika retencyjnego

Uszczelnienie	Folia PEHD o grubości 2mm i płytami zbrojonymi 90x60 cm na podsypce
Wymiary zbiornika	Długość=14,0 m,
	szerokość=14,0 m,
	głębokość retencyjna H=2,0 m,
	głębokość zbiornika H= 4,0 m
	powierzchnia dna zbiornika wynosi $F_d = 196,0 \text{ m}^2$,
	powierzchnia czynna zbiornika wyniesie $F_{cz} = 324 \text{ m}^2$,
	Objętość czynna zbiornika wyniesie: $V_{cz} = F_d + F_{cz}/2 \times h_{cz} = 196 + 400/2 \times 2 = 596 \text{ m}^3$
Nachylenie skarpy	1 : 1,5
Powierzchnia zredukowana	1,44 ha
Natężenie deszczu	131 l/s ha
Szacunkowy koszt budowy	148.704,00 zł (netto)

Źródło: Opracowanie własne

Poza tym proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 121-130) sprawdzono parametry sieci istniejącej oraz dobrano parametry sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Po uwzględnienie warunków rozbudowy zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 20. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.21. Zlewnia 21

Zlewnia położona jest w północno-zachodniej części miasta i obejmuje zabudowę jednorodzinną, a także usługi o swobodnej lokalizacji. Składa się z kolektorów istniejących oraz nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 21 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Jezioro Wojsak. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Istniejący układ sieci kanalizacji deszczowej na terenie zlewni zawarto w punkcie 3.21. Natomiast układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 26. Bilans zlewni 21

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	1,35	135,92	Ø 200 – 100,0 m Ø 300 – 234,5 m	Studnie - 7 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	3,93	179,29		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 1,35 ha
- dachy – 2,751 ha
- tereny zielone – 1,179 ha

W zlewni tej przewiduje się rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicach:

- Miła
- Rolnicza

W zlewni po rozbudowie szczególną uwagę należy zwrócić na kolektory:

- 9-3 w ulicy Rolniczej
- 3-2 w ulicy Rybackiej

Napełnienie w ww. odcinkach sięga około 90%. Inspekcja video na odcinku 3-2 w ulicy Rybackiej wykazała poziom zamulenia ok. 10 cm. Taka sytuacja zmusza do podjęcia działań mających na celu zwiększenie przepustowości istniejących kanałów. Proponuje się rozwiązania polegające na czyszczeniu kanałów. Nie proponuje się ich przebudowy w związku z występowaniem na terenie zlewni rowu, który w razie opadów ponadnormatywnych może przejąć część wód opadowych.

Poza tym na terenie zlewni 21 proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 131-134) sprawdzono parametry sieci istniejącej oraz dobrano parametry sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 6. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.22. Zlewnia 22

Zlewnia położona jest w północno-zachodniej części miasta i obejmuje zabudowę jednorodzinną. Składa się z kolektorów wyłącznie nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 22 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Jezioro Wojsak. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Układ perspektywiczny przedstawia się następująco:

Tabela 27. Bilans zlewni 22

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	0,28	31,52	Ø 300 – 325,0 m Ø 400 – 86,5 m	Studnie - 7 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	1,75	104,68		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 0,28 ha
- dachy – 1,225 ha
- tereny zielone – 0,525 ha

W zlewni tej przewiduje się budowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicach:

- Rybacka
- Piaskowa

Poza tym na terenie zlewni 22 proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 135-136) dobrano parametry sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 22. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.23. Zlewnia 23

Zlewnia położona jest w północno-zachodniej części miasta i obejmuje zabudowę jednorodzinną. Składa się z kolektorów wyłącznie nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 23 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Jezioro Wojsak. Wylot do odbiornika poprzedzony powinien być urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Układ perspektywiczny przedstawia się następująco:

Tabela 28. Bilans zlewni 23

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	0,13	14,41	Ø 300 – 174,5 m	Studnie - 3 [szt.]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	0,62	44,87		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 0,13 ha
- dachy – 0,434 ha
- tereny zielone – 0,186 ha

W zlewni tej przewiduje się budowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektory w ulicach:

- Rybacka

Poza tym na terenie zlewni 23 proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Układ kanalizacji deszczowej obejmuje:

- Odwodnienie drogowe - WARIANT I OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH
- Odwodnienie terenowe - WARIANT II OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne, Tabele 137-138) dobrano parametry sieci projektowanej, dla dwóch wariantów - odwodnienie drogowe oraz odwodnienie terenowe. Zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 23. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.24. Zlewnia 24

Zlewnia położona jest w północno-zachodniej części miasta i obejmuje teren jednostki wojskowej. Składa się z kolektorów nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 24 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Kanał Łuczański. Wylot do odbiornika poprzedzony będzie urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 29. Bilans zlewni 24

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg (powierzchnia utwardzona)	12,25	626,52	Ø 1000 – 523,0 m	Studnie - 11 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	5,25	39,57		Separator 1 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi/powierzchnia utwardzona – 12,25 ha
- dachy – 3,675 ha
- tereny zielone – 1,575 ha

W zlewni tej przewiduje się rozbudowę układu sieci kanalizacji deszczowej o kolektor wzdłuż ulicy Aleja Wojska Polskiego.

Proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne) dobrano parametry sieci projektowanej. Po uwzględnienie warunków rozbudowy zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 24. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych i istniejących kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.25. Zlewnia 25

Zlewnia położona jest w południowo-zachodniej części miasta i obejmuje teren zabudowy usługowej i mieszkaniowej wielorodzinnej. Składa się z kolektorów nowoprojektowanych. Wody opadowe z terenu zlewni 25 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest jezioro Niegocin. Wylot do odbiornika poprzedzony będzie urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 29. Bilans zlewni 25

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	7,32	528,91	Ø 400 – 353,0 m Ø 500 – 2389,0 m Ø 1200 – 466,0 m	Studnie - 62 [szt.]
				Piaskownik 2 [szt.]
Odwodnienie terenowe	14,56	638,34		Separator 2 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 7,32 ha
- dachy – 10,192 ha
- tereny zielone – 4,368 ha

Proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne) dobrano parametry sieci projektowanej. Po uwzględnienie warunków rozbudowy zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 24. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.26. Zlewnia 26

Zlewnia obejmuje tereny jednostki wojskowej oraz tereny przylegające do granic miasta, które są miejscami zrzutów wód opadowych ciężących do miejskiej sieci deszczowej. Do w/w terenów należą: tereny PKS, targowicy, dawnego „POM”-u, obszary w rejonie ul. Suwalskiej w Gajewie, tereny między ul. Dębową a dawnym „POM”-em, tereny między bazą PKS a ul. Węgorzewską, tereny między ul. Jałowcową a ul. Świderską. Zlewnia składa się z kolektorów nowoprojektowanych w ulicy Obwodowej. Wody opadowe z terenu zlewni 26 transportowane są układem grawitacyjnym do odbiornika, którym jest Kanał Łuczański i Jezioro Niegocin. Zapewni to odcięcie dopływów z terenów gminy do sieci miejskiej. Wylot do odbiornika poprzedzony będzie urządzeniami podczyszczającymi (piaskownik i separator).

Układ perspektywiczny uwzględniający rozbudowę zlewni przedstawia się następująco:

Tabela 29. Bilans zlewni 26

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
Odwodnienie dróg	9,20	373,86	Ø 1000 – 2885,0 m Ø 1200 – 2004,0 m	Studnie - 98 [szt]
				Piaskownik 2 [szt.]
Odwodnienie terenowe	40,57	1591,11		Separator 2 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

Bilans powierzchni terenu w zlewni wygląda następująco:

- drogi – 9,20 ha
- tereny niezagospodarowane i niezmeliorowane tereny rolne – 36,6 ha
- tereny zielone – 3,97 ha

Proponuje się propagowanie zasad neutralizacji wód opadowych w miejscu powstawania opadów, a tym samym systematycznego zmniejszania ogólnych ilości wód opadowych odprowadzanych zamkniętym systemem kanałów.

Na podstawie obliczeń hydraulicznych (Tom II niniejszego opracowania, Obliczenia Hydrauliczne) dobrano parametry sieci projektowanej. Po uwzględnienie warunków rozbudowy zapewnią one prawidłowe odprowadzenie wód opadowych z terenu zlewni 26. W obliczeniach uwzględniono również temat retencjonowania wód opadowych w kanałach. Obciążenie kolektorów na poziomie 50-75% pozwala na dodatkową retencję wód deszczowych.

Przebieg projektowanych kolektorów grawitacyjnych przedstawiono na załącznikach graficznych.

4.2.27. Zlewnia BOYEN

Na terenie miasta Giżycka znajduje się wiele zabytków, jednym z nich jest **Twierdza Boyen**, która została wzniesiona w latach 1844-1856 i jest doskonale zachowanym przykładem pruskiej szkoły fortyfikacyjnej. Twierdza położona jest na zachód od Giżycka, na wąskim przesmyku pomiędzy dużymi jeziorami Niegocin i Kisajno, stanowiła ona kiedyś główne ogniwo w łańcuchu umocnień zamykających od wschodu dostęp na teren państwa pruskiego. Zbudowana została na obszarze liczącym ok.100ha i stanowiła bardzo ważny obiekt strategiczny Prus Wschodnich. Do twierdzy prowadzą dwie drogi od strony

Giżycka i Kętrzyna oraz cztery bramy wjazdowe: dwie główne (Giżycka i Kętrzyńska) oraz pomocnicze specjalnego przeznaczenia (wodna- wyposażona w podnoszony most zwodzony; prochowa - obok dzisiejszego amfiteatru).

Twierdza otoczona jest kamienno-ceglanym murem o długości 2303m z wewnętrzną powierzchnią 100 ha. Narożniki muru skazamatowano tworząc małe przykryte ziemią schrony dla żołnierzy. Fosa otaczająca twierdzę była sucha i od strony przeciwskarpy opatrzona kratą forteczną. Doskonale zachowane formy ziemne - wały, skarpy, pochylnie i place ćwiczeń czynią całość doskonale broniącą przed nieprzyjacielem. Stan zachowania substancji zabytkowej twierdzy, schrony i budynki, ocenia się na poziomie dobrym. Potwierdza to, że Twierdza Boyen należy do najlepiej zachowanych XIX-wiecznych założeń obronnych w Polsce.

Obecnie teren twierdzy poprzecinany jest licznymi oznakowanymi ścieżkami spacerowymi. Znajduje się tu schronisko młodzieżowe dla ok.200 osób, jak również działa tu Towarzystwo Miłośników Twierdzy Boyen. Co roku, w okresie letnim, na terenie amfiteatru znajdującego się obok bramy Prochowej, odbywają się liczne imprezy połączone z koncertami, takie jak „Szanty w Giżycku” i szereg innych.

Na etapie koncepcji nie przewiduje się rozwiązań technicznych na ww. terenie. Ukształtowanie i położenie terenu zlewni Boyen powodują iż odwodnienie obszarów nie jest konieczne w najbliższych latach

4.3. Bilans sieci kanalizacji deszczowej na analizowanych zlewniach

Tabela 29. Bilans sieci kanalizacji deszczowej na terenie Miasta

WARIANT	ZLEWNIA RZECZYWISTA [ha]	NAPŁYW [l/s]	DŁUGOŚĆ PROJEKTOWANYCH KOLEKTORÓW	PROJEKTOWANE URZĄDZENIA
ZLEWNIA 1				
Odwodnienie dróg	1,88	169,57	Ø 300 – 26,0 m	Studnie - 1 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	6,20	243,09		Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 2				
Odwodnienie dróg	1,48	144,92		Studnie - [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]

Odwodnienie terenowe	4,22	188,24		Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 3				
Odwodnienie dróg	0,43	47,50	-	
Odwodnienie terenowe	2,04	116,07		
ZLEWNIA 4				
Odwodnienie dróg	0,52	57,75	Ø 300 – 305,0 m	Studnie - 6 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	1,61	98,78		Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 5				
Odwodnienie dróg	0,4	44,41	Ø 300 – 387,0 m	Studnie - 8 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	2,04	147,23		Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 6				
Odwodnienie dróg	1,48	164,70	Ø 300 – 622 m	Studnie - 13 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	5,59	290,63		Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 7				
Odwodnienie dróg	3,64	263,41	Ø 300 – 672,5 m	Studnie - 14 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie	12,27	383,32		

terenowe				Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 8				
Odwodnienie dróg	1,96	174,24	Ø 300 – 76,0 m Połączenie kolektora 2-1 do istniejącego rowu biegnącego do Kanału Łuczańskiego	Studnie - 2 [szt.]
Odwodnienie terenu	4,35	191,94		Piaskownik 2 [szt.]
Odwodnienie terenu z uwzględnieniem ogródków działkowych	13,6	410,48		Separator 2 [szt.]
ZLEWNIA 9				
Odwodnienie dróg	5,05	382,63	Ø 250 – 291,0 m Ø 300 – 1648,0 m Ø 400 – 839,0 m	Studnie - 56 [szt.]
				Piaskownik 2 [szt.]
Odwodnienie terenowe	23,05	628,73		Separator 2 [szt.]
ZLEWNIA 10				
Odwodnienie dróg	1,30	132,61	Ø 300 – 203,5 m	Studnie - 4 [szt.]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	6,87	260,49		Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 11				
Odwodnienie dróg	0,47	52,87	Ø 300 – 277,5 m Ø 400 – 207,0 m	Studnie - 10 [szt.]
				Piaskownik 1 [szt.]

Odwodnienie terenowe	1,62	90,29		Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 12				
Odwodnienie dróg	0,52	57,40	-	
Odwodnienie terenowe	2,81	130,49		
ZLEWNIA 13				
Odwodnienie dróg	4,51	385,62	Ø 200 – 112 m Ø 250 – 302 m Ø 300 – 738,5 m Ø 400 – 162 m	Studnie - 27 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	15,54	550,68		Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 14				
Odwodnienie dróg	1,44	142,14	Ø 300 – 92,5 m	Studnie - 2 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	4,73	203,04		Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 15				
Odwodnienie dróg	2,42	240,58	Ø 200 – 86,0 m Ø 300 – 248,0 m	Studnie - 7 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	8,10	330,72		Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 16				
Odwodnienie dróg	3,65	272,93	Ø 200 – 263,0 m	Studnie - 11 [szt]
				Piaskownik 2 [szt.]

			Ø 250 – 289,0 m	
Odwodnienie terenowe	11,73	413,74		Separator 2 [szt.]
ZLEWNIA 17				
Odwodnienie dróg	12,54	601,01	Ø 250 – 185,0 m	Studnie - 73 [szt]
			Ø 300 – 1608,0 m	Piaskownik 1 [szt.]
			Ø 400 – 1122,5 m	
Odwodnienie terenowe	85,88	1402,42	Ø 500 – 695,0 m	Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 18				
Odwodnienie dróg	4,48	396,33	Ø 300 – 139,0 m	Studnie - 15 [szt]
			Ø 400 – 511,0 m	Piaskownik 1 [szt.]
			Ø 500 – 83,0 m	
Odwodnienie terenowe	12,60	513,16		Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 19				
Odwodnienie dróg	0,26	28,76		Studnie - 2 [szt]
			Ø 300 – 113,0 m	Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	1,16	79,47		Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 20				
Odwodnienie dróg	3,23	243,42		Studnie - 11 [szt]
			Ø 300 – 502,0 m	Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	13,03	398,93		Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 21				
Odwodnienie dróg	1,35	135,92	Ø 200 – 100,0 m	Studnie - 7 [szt]
			Ø 300 – 234,5 m	Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnieni	3,93	179,29		

terenowe				Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 22				
Odwodnienie dróg	0,28	31,52	Ø 300 – 325,0 m Ø 400 – 86,5 m	Studnie - 7 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	1,75	104,68		Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 23				
Odwodnienie dróg	0,13	14,41	Ø 300 – 174,5 m	Studnie - 3 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	0,62	44,87		Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 24				
Odwodnienie dróg/powierzchnia utwardzona	12,25	626,52	Ø 1000 – 523 m	Studnie - 11 [szt]
				Piaskownik 1 [szt.]
Odwodnienie terenowe	5,25	39,57		Separator 1 [szt.]
ZLEWNIA 25				
Odwodnienie dróg	7,32	528,91	Ø 400 – 353 m Ø 500 – 2389 m Ø 1200 – 466 m	Studnie - 62 [szt]
				Piaskownik 2 [szt.]
Odwodnienie terenowe	14,56	638,34		Separator 2 [szt.]
ZLEWNIA 26				
Odwodnienie dróg	9,2	373,86	Ø 1000 – 2885,0 m Ø 1200 – 2004,0 m	Studnie - 98 [szt]
				Piaskownik 2 [szt.]
Odwodnienie terenowe	40,57	1591,11		Separator 2 [szt.]

Źródło: Obliczenia własne

4.4. Szacunkowe koszty budowy proponowanych rozwiązań

W niniejszym rozdziale określono szacunkowe koszty rozbudowy sieci kanalizacji deszczowej dla etapu docelowego realizacji inwestycji. Koszty oszacowano w oparciu o Biuletyny SEKOCENBUD – Biuletyn cen robót ziemnych i inżynierskich, Biuletyn cen robót instalacyjnych. Podane kwoty są wartościami netto bez podatku VAT.

4.4.1. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 1

Tabela 30. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 1

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	3391	10,95	37.134
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	848	47,31	40.109
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	26	260,0	6.760
4	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	848	130,30	110.468
5	Montaż studni rewizyjnych	szt,	11	3870	42.570
6	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	3391	1,83	6.206
7	Zagęszczenie gruntu	m ³	3391	5,92	20.076
8	Odtworzenie rowu – wariant I				98.560
9	Odtworzenie rowu – wariant II				43.120
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 1					361.883

Źródło: Obliczenia własne

4.4.2. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 2

Tabela 31. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 2

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	3618	10,95	39.617
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	905	47,31	42.792
3	Wykonanie rowu	m	263,0	135,7	35.681
4	Przebudowa odcinka 7-6	m	20,5	260,0	5.330
5	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	905	130,30	117.856
6	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	3618	1,83	6.621
7	Zagęszczenie gruntu	m ³	3618	5,92	21.419
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 2					269.316

Źródło: Obliczenia własne

4.4.3. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 3

Zlewnia 3 nie wymaga rozbudowy.

4.4.4. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 4

Tabela 32. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 4

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	2196	10,95	24.046
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	549	47,31	25.973
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	305,0	260,0	79.300
4	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	549	130,30	71.535
5	Montaż studni rewizyjnych	szt,	6	3870	23.220
6	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	2196	1,83	4.019
7	Zagęszczenie gruntu	m ³	2196	5,92	13.000
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 4					241.093,00

Źródło: Obliczenia własne

4.4.5. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 5

Tabela 33. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 5

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	2045	10,95	22.391
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	511	47,31	24.185
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	284,0	260,0	73.840
4	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	511	130,30	66.609
5	Montaż studni rewizyjnych	szt,	6	3870	23.220
6	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	2045	1,83	3.742
7	Zagęszczenie gruntu	m ³	2045	5,92	12.105
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 5					226.092,00

Źródło: Obliczenia własne

4.4.6. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 6

Tabela 33. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 6

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	6167	10,95	67.526
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	1542	47,31	72.938
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	622	260,0	161.720
4	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	1542	130,30	200.884
5	Montaż studni rewizyjnych	szt,	13	3870	50.310
6	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	6167	1,83	11.285
7	Zagęszczenie gruntu	m ³	6167	5,92	36.507
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 6					601.170

Źródło: Obliczenia własne

4.4.7. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 7

Tabela 34. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 7

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	7114	10,95	77.894
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	1778	47,31	84.136
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	672,5	260,0	174.850
4	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	1778	130,30	231.726
5	Montaż studni rewizyjnych	szt,	14	3870	54.180
6	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	7114	1,83	13.018
7	Zagęszczenie gruntu	m ³	7114	5,92	42.113
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 7					677.917

Źródło: Obliczenia własne

4.4.8. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 8

Tabela 35. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 8 – **WARIANT I**

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	547	10,95	5.992
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	137	47,31	6.472
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	76,0	260,0	19.760
4	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	137	130,30	17.825
5	Montaż studni rewizyjnych	szt,	2	3870	7.740
6	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	547	1,83	1.001
7	Zagęszczenie gruntu	m ³	547	5,92	3.239
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 8					62.030,00

Źródło: Obliczenia własne

Tabela 36. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 8 – **WARIANT II**

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	547	10,95	5.992
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	137	47,31	6.472
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	76,0	260,0	19.760
4	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	137	130,30	17.825
5	Montaż studni rewizyjnych	szt,	2	3870	7.740
6	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	547	1,83	1.001
7	Zagęszczenie gruntu	m ³	547	5,92	3.239
8	Budowa zbiornika retencyjnego				595.700,00
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 8					657.730,00

Źródło: Obliczenia własne

4.4.9. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 9

Tabela 37. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 9 – **WARIANT I**

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	23803	10,95	26.0645
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	5951	47,31	281.532
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 250 mm	m	291,0	216,0	62.856
4	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	1648,0	260,0	428.480
5	Układanie rurociągów z rur średnicy 400 mm	m	839,0	309,0	259.251
6	Odcinki do przebudowy	m	528	490,0	258.720
7	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	5951	130,30	775.389
8	Montaż studni rewizyjnych	szt	56	3870	216.720
9	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	23803	1,83	43.560
10	Zagęszczenie gruntu	m ³	23803	5,92	140.15
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 9					2.728.068,00

Źródło: Obliczenia własne

Tabela 38. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 9 – **WARIANT II**

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m³	20002	10,95	219.018
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m³	5000	47,31	236.569
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 250 mm	m	291,0	216,0	62.856
4	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	1648,0	260,0	428.480
5	Układanie rurociągów z rur średnicy 400 mm	m	839,0	309,0	259.251
6	Wykonanie podsypki i zasypki	m³	5000	130,30	651.552
7	Montaż studni rewizyjnych	szt,	56	3870	216.720
8	Zasypywanie wykopów spycharkami	m³	20002	1,83	36.603
9	Zagęszczenie gruntu	m³	20002	5,92	118.409
10	Budowa zbiornika retencyjnego				595.700,00
10	Budowa zbiornika retencyjnego (dla terenu jednostki wojskowej)				251.176,00
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 9					3.076.334,00

4.4.10. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 10

Tabela 39. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 10

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	1465	10,95	16.044
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	366	47,31	17.330
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	203,5	260,0	52.910
4	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	366	130,30	47.729
5	Montaż studni rewizyjnych	szt,	4	3870	15.480
6	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	1465	1,83	2.681
7	Zagęszczenie gruntu	m ³	1465	5,92	8.674
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 10					160.848,00

Źródło: Obliczenia własne

4.4.11. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 11

Tabela 40. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 11

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	3877	10,95	42.455
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	969	47,31	45.858
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	277,5	260,0	72.150
4	Układanie rurociągów z rur średnicy 400 mm	m	207,0	309,0	63.963
5	Przebudowa odcinka	m	54,0	309,0	16.686
6	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	969	130,30	126.300
7	Montaż studni rewizyjnych	szt,	10	3870	38.700
8	Zasypywanie wykopów sypcharkami	m ³	3877	1,83	7.095
9	Zagęszczenie gruntu	m ³	3877	5,92	22.953
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 11					436.160,00

Źródło: Obliczenia własne

4.4.12. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 12

Zlewnia 12 nie wymaga rozbudowy.

4.4.13. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 13

Tabela 41. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 13

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	10429,2	10,95	114199
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	2592,81	47,31	122665
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 200 mm	m	112	189	21168
4	Układanie rurociągów z rur średnicy 250 mm	m	302	216	65232
5	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	738,5	260	192.010
6	Układanie rurociągów z rur średnicy 400 mm	m	162	309	50058
7	Przebudowa odcinka G-E	m	51	260	13.260
8	Przebudowa odcinka E-C, C-B, B-A	m	66	309	20.394
9	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	2592,81	130,30	337843
10	Montaż studni rewizyjnych	szt,	29	3870	112230
11	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	10429,2	1,83	19085
12	Zagęszczenie gruntu	m ³	10429,2	5,92	61739
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 13					1.129.883

4.4.14. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 14

Tabela 42. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 14

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	666	10,95	7.293
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	167	47,31	7.877
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	92,5	260,0	24.050
4	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	167	130,30	21.695
5	Montaż studni rewizyjnych	szt,	2	3870	7.740
6	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	666	1,83	1.219
7	Zagęszczenie gruntu	m ³	666	5,92	3.943
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 14					73.816,00

Źródło: Obliczenia własne

4.4.15. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 15

Tabela 43. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 15

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	2405	10,95	26.333
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	601	47,31	28.43
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 200 mm	m	86,0	189,0	16.254
4	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	248,0	260,0	64.480
5	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	601	130,30	78.336
6	Montaż studni rewizyjnych	szt,	7	3870	27.090
7	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	2405	1,83	4.401
8	Zagęszczenie gruntu	m ³	2405	5,92	14.236
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 15					259.573,00

Źródło: Obliczenia własne

4.4.16. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 16

Tabela 44. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 16

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m³	3676	10,95	40.248
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m³	919	47,31	43.473
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 200 mm	m	263,0	189,0	34.398
4	Układanie rurociągów z rur średnicy 250 mm	m	289,0	216,0	23.004
5	Przebudowa odcinka 19-18	m	88,5	260,0	23.010
6	Przebudowa odcinka 3-2 i 30-26	m	274,5	309,0	84.820
7	Przebudowa odcinka 26-25	m	235	387	90.945
8	Wykonanie podsypki i zasypki	m³	919	130,30	119.733
9	Montaż studni rewizyjnych	szt,	6	3870	23.220
10	Zasypywanie wykopów spycharkami	m³	3676	1,83	6.726
11	Zagęszczenie gruntu	m³	3676	5,92	21.760
12	Budowa zbiornika retencyjnego				251.176,00
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 16					762.513,00

4.4.17. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 17

Tabela 45. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 17

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	27191	10,95	297.739
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	6798	47,31	321.599
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 250 mm	m	185,0	216,0	39.960
4	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	1608,0	260,0	418.080
5	Układanie rurociągów z rur średnicy 400 mm	m	1122,5	309,0	346.853
6	Układanie rurociągów z rur średnicy 500 mm	m	695,0	387,0	268.965
6	Przebudowa odcinka B-A, I-F, F-E	m	131,5	260,0	34.190
6	Przebudowa odcinka B-E	m	295,5	387,0	114.358
7	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	6798	130,30	885.740
8	Montaż studni rewizyjnych	szt,	73	3870	282.510
9	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	27191	1,83	49.759
10	Zagęszczenie gruntu	m ³	27191	5,92	160.970
11	Budowa zbiornika retencyjnego (zlewnia 17.1)				109.513
12	Budowa zbiornika retencyjnego (zlewnia 17.4)				281.882
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 17					3.612.118

4.4.18. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 18

Tabela 46. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 18

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	5278	10,95	57.790
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	1319	47,31	62.421
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	139,0	260,0	36.140
4	Układanie rurociągów z rur średnicy 400 mm	m	511,0	309,0	157.899
5	Układanie rurociągów z rur średnicy 500 mm	m	83,0	387,0	32.121
6	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	1319	130,30	171.918
7	Montaż studni rewizyjnych	szt,	15	3870	58.050
8	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	5278	1,83	9.658
9	Zagęszczenie gruntu	m ³	5278	5,92	31.243
10	Budowa zbiornika retencyjnego				143.704
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 18					760.944

Źródło: Obliczenia własne

4.4.19. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 19

Tabela 47. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 19

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	929	10,95	10.170
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	232	47,31	10.985
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	113,0	260,0	29.380
4	Przebudowa odcinka 6-2	m	16,0	260,0	4.160
5	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	232	130,30	30.256
6	Montaż studni rewizyjnych	szt,	2	3870	7.740
7	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	929	1,83	1.700
8	Zagęszczenie gruntu	m ³	929	5,92	5.498
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 19					99.890,00

Źródło: Obliczenia własne

4.4.20. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 20

Tabela 48. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 20

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m³	5395	10,95	59.075
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m³	1385	47,31	65.524
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	502,0	260,0	130.520
4	Przebudowa odcinka 34-33	m	76,5	309,0	23.639
5	Wykonanie podsypki i zasypki	m³	1385	130,30	18.046
6	Montaż studni rewizyjnych	szt	11	3870	42.570
7	Zasypywanie wykopów spycharkami	m³	5395	1,83	9873
8	Zagęszczenie gruntu	m³	5395	5,92	31.938
9	Pogłębienie rowu	m³	1440	10,95	15.768
10	Zbiornik retencyjny				148.704
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 20					545.657

Źródło: Obliczenia własne

4.4.21. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 21

Tabela 50. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 21

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	3481	10,95	38.119
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	870	47,31	41.174
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 200 mm	m	100,0	189,0	18.900
4	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	234,5	260,0	60.970
5	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	870	130,30	113.400
6	Montaż studni rewizyjnych	szt,	7	3870	27.090
7	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	3481	1,83	6.371
8	Zagęszczenie gruntu	m ³	3481	5,92	20.609
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 21					356.633

Źródło: Obliczenia własne

4.4.22. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 22

Tabela 51. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 22

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	2963	10,95	32.443
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	741	47,31	35.043
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	325,0	260,0	84.500
4	Układanie rurociągów z rur średnicy 400 mm	m	86,5	309,0	26.729
5	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	741	130,30	96.513
6	Montaż studni rewizyjnych	szt,	7	3870	27.090
7	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	2963	1,83	5.422
8	Zagęszczenie gruntu	m ³	2963	5,92	17.540
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 22					325.279,00

Źródło: Obliczenia własne

4.4.23. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 23

Tabela 52. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 23

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	1256	10,95	13.758
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	314	47,31	14.60
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 300 mm	m	174,5	260,0	45.370
6	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	314	130,30	40.927
7	Montaż studni rewizyjnych	szt,	3	3870	11.610
9	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	1256	1,83	2.299
10	Zagęszczenie gruntu	m ³	1256	5,92	7.438
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 23					136.262,00

Źródło: Obliczenia własne

4.4.24. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 24

Tabela 53. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 24

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	3766	10,95	41238
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	1473	47,31	69688
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 1000 mm	m	523	500,0	261500
6	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	1473	130,30	191932
7	Montaż studni rewizyjnych	szt,	11	3870	42570
9	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	3766	1,83	6892
10	Zagęszczenie gruntu	m ³	3766	5,92	22295
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 24					636.115,00

Źródło: Obliczenia własne

4.4.25. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 25

Tabela 54. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 25

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	22320	10,95	244404
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	5549	47,31	262523,19
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 400 mm	m	353,0	309,0	109077
4	Układanie rurociągów z rur średnicy 500 mm	m	2389,0	387,0	928026
5	Układanie rurociągów z rur średnicy 1200 mm	m	466,0	550,0	196900
6	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	5549	130,30	723034,7
7	Montaż studni rewizyjnych	Szt.	62	3870	239940
8	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	22320	1,83	40845,6
9	Zagęszczenie gruntu	m ³	22320	5,92	132134,4
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 25					2.869.145

Źródło: Obliczenia własne

4.4.26. Szacunkowe koszty rozbudowy sieci – Zlewnia 26

Tabela 55. Koszty budowy sieci kanalizacji deszczowej – Zlewnia 26

Lp.	Opis robót	Jednostka miary	Ilość robót	Cena jednostkowa roboty w zł	Wartość robót w zł
1	Wykopy pod kanały wykonywane koparkami przedsiębiornymi na odkład	m ³	27965,08	10,95	306.217,62
2	Roboty ziemne wykonywane koparkami przedsiębiornymi z transportem na odległość 1 km	m ³	17209,28	47,31	814.171,03
3	Układanie rurociągów z rur średnicy 1000 mm	m	2885	500,0	1.442.500
4	Układanie rurociągów z rur średnicy 1200 mm	m	2004	550,0	1.102.200
5	Wykonanie podsypki i zasypki	m ³	17209,28	130,30	2.242.369,18
6	Montaż studni rewizyjnych	szt,	98	3870	379.260
7	Zasypywanie wykopów spycharkami	m ³	27965,08	1,83	51.176,09
8	Zagęszczenie gruntu	m ³	27965,08	5,92	165.553,27
ŁĄCZNY KOSZT DLA ZLEWNI 26					6.503.446

Źródło: Obliczenia własne

Tabela 53. Łączny koszt budowy sieci kanalizacji deszczowej

ZLEWNIA	ŁĄCZNY KOSZT BUDOWY [zł]
ZLEWNIA 1	361.883
ZLEWNIA 2	269.316
ZLEWNIA 4	241.093,00
ZLEWNIA 5	226.092,00
ZLEWNIA 6	601.170
ZLEWNIA 7	677.917
ZLEWNIA 8 – WARIANT I	62.030,00
ZLEWNIA 8 – WARIANT II	657.730,00
ZLEWNIA 9 – WARIANT I	2.728.068,00
ZLEWNIA 9 – WARIANT II	3.076.334,00
ZLEWNIA 10	160.848,00
ZLEWNIA 11	436.160,00
ZLEWNIA 13	1.129.883
ZLEWNIA 14	73.816,00
ZLEWNIA 15	259.573,00
ZLEWNIA 16	762.513,00
ZLEWNIA 17	3.612.118
ZLEWNIA 18	760.944
ZLEWNIA 19	99.890,00
ZLEWNIA 20	545.657
ZLEWNIA 21	356.633
ZLEWNIA 22	325.279,00
ZLEWNIA 23	136.262,00
ZLEWNIA 24	636.115,00
ZLEWNIA 25	2.869.145,00
ZLEWNIA 26	6.503.446,00
RAZEM – WARIANT I	23.835.851
RAZEM – WARIANT II	24.779.817

Źródło: Opracowanie własne

5. ANALIZA STANU FORMALNO – PRAWNEGO ELEMENTÓW SYSTEMU ODPROWADZANIA WÓD OPADOWYCH ORAZ GRUNTÓW, PRZEZ KTÓRE PRZEBIEGAJĄ

Wykonanie inwestycji celu publicznego o charakterze liniowym jaką jest wybudowanie kolektorów deszczowych nakłada na inwestora obowiązek pozyskania gruntów na ten cel. Niniejsze opracowanie preferuje realizację inwestycji na obszarach działek znajdujących się na terenie dróg publicznych.

Rozwiązanie w przypadku dróg publicznych jest optymalne nie tylko z uwagi na ograniczanie wykupu gruntu, ale także dla zapewnienia dobrego dostępu do urządzenia po jego wybudowaniu (w celu wykonywania konserwacji lub usuwania awarii).

Przed uzyskaniem pozwolenia na budowę inwestor musi uzyskać tytuł prawny do gruntu na którym ma zamiar wybudować kolektor. W zależności od rodzaju własności i władania należy uzyskać:

- w przypadku gruntów prywatnych lub będących w użytkowaniu wieczystym – tytuł własności,
- dla gruntów Komunalnych, Skarbu Państwa – zgodę zarządcy terenu (drogi) na usytuowanie obiektu.

Wykup lub wywłaszczenie wykonuje się tylko dla obszaru niezbędnego do realizacji inwestycji. Obszar inwestycji jest określany na drodze wydania decyzji lokalizacyjnej inwestycji celu publicznego. Podstawą wydania decyzji lokalizacyjnej jest operat geodezyjno-prawny zawierający mapę podziału nieruchomości.

Z uwagi na uwarunkowania prawne związane z realizacją inwestycji celu publicznego jaką jest budowa kolektorów kanalizacyjnych pozyskanie gruntów do tego celu nie powinno stwarzać większych problemów. Inwestycja ta ma niewątpliwie duże przyzwolenia społeczne mieszkańców miasta Giżycka.

Dla analizowanego terenu nie ma potrzeby wykupu gruntów gdyż stanowią one lub będą stanowić teren dróg publicznych lub własność skarbu państwa czy jednostki samorządu terytorialnego. Kanały deszczowe lokalizowane są w ciągach pieszo-jezdnym. Projektowane pompownie ścieków i zbiorniki retencyjne zostały zlokalizowane na działkach będących własnością Skarbu Państwa lub będących własnością Urzędu Miasta Giżycko.

6. ETAPOWANIE REALIZACJI INWESTYCJI

I ETAP

Czyszczenie wszystkich istniejących rowów melioracyjnych będących odbiornikiem wód opadowych na terenie Miasta. W szczególności rów otwarty zlokalizowany na terenie zlewni

17. Prace powinny obejmować przede wszystkim:

- odmulanie rowów melioracyjnych;
- wykasaniu skarp rowów melioracyjnych;
- naprawie uszkodzonych przepustów pod nasypem kolejowym;
- naprawie uszkodzonych rowów melioracyjnych.

II ETAP

W pierwszej kolejności winny zostać zrealizowane inwestycje związane z:

- rozbudową zlewni 26
- rozbudową zlewni nr 17
- rozbudową zlewni nr 18
- rozbudową zlewni nr 16
- rozbudową zlewni nr 20

Wszystkie prace związane z rozbudową oraz kosztami proponowanych rozwiązań zawarte zostały w punkcie 4.

III ETAP

Należy podjąć decyzję dotyczącą ogródków działkowych tj:

- rozbudowa zlewni nr 8
- rozbudowa zlewni nr 9

IV ETAP

Ustabilizowanie stosunków wodnych dwóch jezior. Poprzez odtworzenie śladu kanału który połączy Jezioro Kisajno z Jeziorem Wojsak.

V ETAP

Rozbudowa pozostałych zlewni w zależności od tempa rozwoju społecznego i przemysłowego.

7. OMÓWIENIE WYBRANYCH ZAGADNIEŃ GOSPODAROWANIA WODAMI OPADOWYMI

Przy podejmowaniu decyzji o budowie lub rozbudowie elementów infrastruktury technicznej zawsze należy brać pod uwagę fakt, że powinna ona być wykorzystywana przez wiele lat. Drogi, wodociągi czy kanalizacje nie budujemy dla jednego pokolenia. Od wyobraźni projektantów i inwestorów zależy, czy inwestycje te są prowadzone w sposób racjonalny.

Ważnym elementem infrastruktury technicznej są odwodnienia terenów zurbanizowanych i kanalizacja deszczowa. Ale do neutralizacji wód należy dodać rozsączanie miejscowe. Należy brać oba systemy równolegle. Przewagę na terenach odwodnionych winno uzyskać właśnie rozsączanie, żeby wzmocnić poziom wód gruntowych. Obecnie przy budowie systemów kanalizacyjnych nie zwraca się uwagi na prognozy zmian klimatu, wywołane efektem cieplarnianym, mimo iż są liczne dowody potwierdzające to zjawisko. „Stuletnie” opady i powodzie miały miejsce w ostatnich 15 latach aż trzykrotnie w skali kraju i kilkanaście przypadków lokalnych jeżeli za takowy uznać katastrofalny opad w 2002 roku w Gdańsku. Obserwacje meteorologiczne wykazują, że w ostatnich 140 latach nastąpiło znaczne globalne podwyższenie temperatury powietrza atmosferycznego. W ostatnim stuleciu średnia temperatura atmosfery ziemskiej wzrosła o $0,6^{\circ}\text{C}$, podczas gdy nad Europą o ok. $1,2^{\circ}\text{C}$. Według prognoz w latach 1990-2100 w Europie średnia temperatura roczna ma wzrosnąć o $1,4-5,8^{\circ}\text{C}$. Największy wzrost temperatur będzie obserwowany w południowej części Europy, najmniejszy w Europie Środkowej. Pomimo, że Giżycko leży prawie w środku Europy, sprawa zmian klimatycznych będzie miała dla miasta olbrzymie znaczenie. Nawet przyjmując, że ewentualne zmiany nie będą miały tak dużego znaczenia, pytaniem zasadnym jest, co zrobić aby odprowadzić nadmiar wód opadowych do odbiornika. Obniżenie lustra wód podpowierzchniowych będzie miało ekonomiczne przełożenie na coraz wyższe koszty utrzymania zieleni parkowej i skwerowej w mieście, kondycji ogródków działkowych i przydomowych oraz działań rekreacyjnych. Obniżenie powierzchni zielonych w mieście będzie miało z kolei proste przełożenie na kondycję zdrowotną mieszkańców miasta.

Tak więc koncepcja gospodarowania wodami opadowymi musi odpowiedzieć na wiele pytań pozornie nie związanych z przebiegiem sieci kanalizacyjnej (otwartej lub zamkniętej) i systemu melioracji głównej i szczegółowej.

Jednym z elementów, ale tylko jednym z elementów jest program ogólny kanalizacji deszczowej pojmowanej jako układ kolektorów zamkniętych.

Przesuszanie gleby spowoduje postrzeganie jako katastrofalnego, nawet znacznie mniejszego deszczu nawalnego, niż aktualnie się przyjmuje literaturowo. Bez wyprzedzających działań przygotowujących obszar miasta do przejęcia jak największej ilości wody we wszystkich możliwych i wytypowanych miejscach, należy spodziewać się wręcz katastrofy ekologicznej. Następstwem pogłębiania się efektu cieplarnianego będzie wzrost liczby ekstremalnych zjawisk meteorologicznych. Częściej będą obserwowane deszcze nawalne o długim czasie trwania, długie okresy suszy i wiatry huraganowe. Powstające w następstwie tornada nawet o małej skali niosły będą olbrzymie ilości pyłów. Te zjawiska występują już w Polsce od kilkunastu lat.

Systemy kanalizacji deszczowej muszą być dostosowane do odprowadzania deszczy nawalnych, spowalniania spływu powierzchniowego oraz wprowadzania wód opadowych do gruntu w celu magazynowania wody w warstwach wodonośnych na okres susz. Systemy te muszą jednak być ostatnim zabezpieczeniem przed wystąpieniem podtopień bądź nawet powodzi lokalnych. Pierwsze uderzenia winny przyjąć na siebie miejscowe systemy wprowadzania wód opadowych do ziemi w miejscach powstawania, drugą linią winien być cały system małych i średnich zbiorników retencyjnych i układ rozsączający związany z samymi zbiornikami jak i rowami łączącymi. Należy odstąpić od uszczelniania rowów w miejscach możliwych do rozsączania. Należy systematycznie rekultywować rowy eliminując osady i zawiesiny. Na skutek wzrostu temperatury powietrza i spadku jego wilgotności latem prognozuje się wzrost ewapotranspiracji¹, co uwidoczni się obniżeniem wielkości odpływu powierzchniowego. W porównaniu z obecnym rocznym odpływem powierzchniowym, szacowanym na poziomie 150 mm słupa wody przy średniorocznym opadzie atmosferycznym na obszarze Polski 600 mm, odpływ powierzchniowy ma zmniejszyć się o 15-50 mm. Spowoduje to okresowe duże deficyty wód powierzchniowych. Istnieje pilna potrzeba zmiany myślenia projektantów i inwestorów o kanalizacjach deszczowych. Stąd konieczność wyznaczania w koncepcjach kierunków i możliwych metod innego, nowatorskiego dla Giżycka podejścia do problematyki gospodarowania wodami opadowymi. Przyjęcie na tym etapie ostatecznych rozwiązań nie jest zasadne z uwagi na szybkie zmiany techniczno -technologiczne w tym zakresie.

W perspektywie jednego pokolenia w Polsce, kraju już dziś ubogim w wodę, może dojść do dalszego zmniejszenia się dyspozycyjnych zasobów wód powierzchniowych i podziemnych, jeżeli nieracjonalnie będziemy odprowadzać wody opadowe. W tym też

¹ Ewapotranspiracja - ubytek wody z powierzchni [ziemi](#) drogą bezpośredniego [parowania](#) z gruntu oraz *transpiracji wody*;

zakresie należy zwiększyć świadomość społeczną oraz przygotować odpowiednie procedury i struktury zarządzania.

7.1. Problemy legislacyjne i opomiarowania

Najpoważniejszym problemem określenia spodziewanych zagrożeń dla miasta Giżycka jest brak stanowisk badawczych na terenie miasta.

Również sprawy definicyjne sprawiają wiele problemów. Należy wprowadzić uszczegółowienia w miejscowych aktach prawnych oraz w sposób zwyczajowy zapoznać z nimi lokalne społeczności. W zgodzie ze środowiskiem naturalnym oraz zrównoważonym rozwojem należy zapomnieć o administracyjnych granicach miasta, które mogą być wyłącznie cezurą orientacyjną. Granicą taką jest układ zlewni. Uszczegółowienia głównie powinny dotyczyć:

1. Programu ochrony środowiska powiatu, pojmowanego jako otoczenie terenowe miasta.
2. Programu ochrony środowiska miasta.
3. Projektu obszaru i granic aglomeracji w rozumieniu KPOŚK.
4. Programu usuwania azbestu.
5. Uchwały o utrzymaniu porządku i czystości w mieście.
6. Regulaminu działania Urzędu Miasta.
7. Statutu działania podmiotów obsługujących sieci kanalizacyjne.
8. Wytycznych dla podmiotów utrzymujących zieleń miejską.
9. Zasad planowania przestrzennego, urbanistyki i zapisów dot. pozwoleń budowlanych.

7.1.1. Definicja ścieków deszczowych

Ustawa Prawo wodne² tak formułuje w Rozdziale 1 „Przepisy ogólne” podstawowe zadania w zarządzaniu zasobami wodnymi. Wody deszczowe są zasobami wodnymi zapewniającymi odnawialność zarówno wód powierzchniowych jak i podziemnych, którymi należy zarządzać zgodnie z powyższymi zasadami.

Stosownie do art. 3 pkt. 38c Ustawy z 21 kwietnia 2001 r. Prawo ochrony środowiska³ do ścieków zalicza się m.in. wprowadzane do wód lub do ziemi wody opadowe lub roztopowe, ujęte w otwarte lub zamknięte systemy kanalizacyjne, pochodzące z powierzchni zanieczyszczonych o trwałej nawierzchni, w szczególności

² Dz.U. z 2001 r. Nr 115, poz. 1229, test jednolity Dz.U. z 2005 r. Nr 239, poz. 2019;

³ Dz.U. z 2006 r. Nr 129, poz. 902;

z miast, portów, lotnisk, terenów przemysłowych, handlowych, usługowych i składowych, baz transportowych oraz dróg i parkingów.

Można wobec tego przyjąć, iż elementami systemu kanalizacyjnego są:

- ⇒ Odrębne sieci kanalizacyjne wraz z elementami towarzyszącymi;
- ⇒ Rowy otwarte wraz z przepustami, przelewami, wylotami i innymi elementami inżynierskimi rowów;
- ⇒ Rynny zamknięte (systemy tzw. odwodnień zamkniętych);
- ⇒ Rynsztoki (rynny drogowe) przyuliczne i parkingowe, muldy oraz inne elementy architektury wodnej wód opadowych;
- ⇒ Przelewy burzowe;
- ⇒ Systemy infiltracji wód opadowych do ziemi (np. typu AZURA, D- AINTANK tj. komory infiltracyjne lub innych urządzeń chłonnych).

Każdy podmiot korzystający ze środowiska, wprowadzający do wód lub do ziemi ścieki w rozumieniu przytoczonym powyżej, jest zobowiązany do ponoszenia z tego tytułu stosownych opłat ekologicznych. O takim obowiązku rozstrzyga przepis art. 273 ust. 1 pkt. 2, stanowiący, że opłata za korzystanie ze środowiska jest ponoszona za wprowadzanie ścieków do wód lub do ziemi. Jeżeli rozpatrywana w konkretnym przypadku powierzchnia mieści się w którejkolwiek z wymienionych kategorii, to należy przyjąć, że jest ona powierzchnią zanieczyszczoną, a wody opadowe pochodzące z tego terenu są ściekami. Opłatę ponosi się wyłącznie za ścieki opadowe odprowadzone do systemu kanalizacji deszczowej. Jednocześnie wysokość tej opłaty jest uzależniona od wielkości i rodzaju powierzchni zanieczyszczonej. Mówi o tym art. 274 ust. 4 pkt 1 ustawy, zgodnie, z którym wysokość opłaty za wprowadzanie ścieków zależy od wielkości, rodzaju i sposobu zagospodarowania terenu, z którego te ścieki są odprowadzane, w odniesieniu do ścieków, o których mowa w art. 3 pkt. 38c Ustawy.

Powierzchnie wymienione w tym przepisie są określone na podstawie ewidencji gruntów i budynków oraz innych danych wchodzących w skład państwowego zasobu geodezyjnego i kartograficznego. Wymaga przy tym podkreślenia, że pod pojęciem powierzchni o trwałej nawierzchni należy rozumieć zarówno nawierzchnię szczelną, jak nieszczelną. Pojawia się tutaj problem określenia wielkości zlewni cząstkowej obliczanej wg osobnych wytycznych. Powierzchnią szczelną jest nawierzchnia wykonana z materiałów i w sposób zabezpieczający przed przenikaniem i wsiąkaniem wód opadowych w grunt.

Ciekawostką jest fakt, że przy naliczaniu opłat za wody opadowe lub roztopowe nie należy uwzględniać powierzchni dachów, gdyż nie są one (w rozumieniu tak ujętej definicji) nawierzchniami (nie znajdują się na powierzchni ziemi), w związku, z czym nie podlegają opłatom za odprowadzanie wód opadowych i roztopowych. Należy jednak zauważyć, że wody z powierzchni dachowych wcale nie są „wodami opadowymi czystymi” a z kolei wody z powierzchni trawiastych wyczerpują taką definicję. Jest to jeden z rozlicznych problemów koniecznych do uszczegółowienia na etapie Programu Ochrony Środowiska, jako lokalnego prawa.

Należy zatem spojrzeć na zagadnienie neutralizacji (tu: gospodarowania) wód deszczowych w trochę inny sposób.

Zgodnie z definicją zawartą także w ustawie Prawo wodne – art. 9 ust. 1 pkt 14c – wody opadowe lub roztopowe stają się ściekami dopiero wtedy, gdy są ujęte w otwarte lub zamknięte systemy kanalizacyjne i pochodzą z powierzchni zanieczyszczonych o trwałej nawierzchni, w szczególności z miast, portów, terenów przemysłowych, handlowych, usługowych i składowych, baz transportowych oraz dróg i parkingów. Jest to zapis powtórzony z Prawa Ochrony Środowiska. Zgodnie z zasadami Polityki ekologicznej państwa, zapobieganie i przeciwdziałanie zanieczyszczeniu środowiska, a tym samym przeciwdziałanie powstawaniu „ścieków opadowych”, powinno być prowadzone u źródła powstawania zanieczyszczeń, a koszty związane z zanieczyszczeniem środowiska powinien ponosić ten, który to zanieczyszczenie powoduje.

W gospodarowaniu wodą powinno się przede wszystkim nie dopuszczać, aby wody deszczowe przerodziły się w ścieki odprowadzane wszystkimi systemami kanalizacyjnymi i wymagające oczyszczania.

Wody deszczowe powinny być zagospodarowywane na terenie działek bądź obszaru padania deszczu. Wszelkie tereny zabudowy jednorodzinnej i rezydencjonalnej w zasadzie powinny być pozbawione zbiorczych systemów odprowadzania wód deszczowych. Na takich terenach z reguły samorządy „zapominają” w nowych planach zagospodarowania przestrzennego wyznaczyć tereny zielone, parkowe i rekreacyjne. Takie tereny stanowią wyśmienite miejsce do lokalizowania miejscowego rozsączania w glebie wód opadowych. Z reguły mogą bowiem być wyznaczone na terenach najniższych, nieużytkach itp. Z kolei tereny zabudowy wielorodzinnej cechują się na ogół posiadaniem terenów niskiej i średniej zieleni parkowej. Wystarczy wprowadzenie elementów architektury wodnej i wiele problemów zostanie rozwiązanych. Są bardzo dobre przykłady takich rozwiązań z obszaru Warszawy, Gdańska, Poznania, gdzie prócz osiedli jednorodzinnych są osiedla zabudowy wielorodzinnej, gdzie funkcjonują zaprojektowane i wybudowane w myśl ww. zasad systemy

infiltracji wód deszczowych do gruntu oraz układy kanalizacyjne dla zasilenia zbiorników wodnych, utworzonych dla potrzeb krajobrazowych.

Rozwiązania rozsączania miejscowego powinny być preferowane dla wszystkich terenów miast o powierzchniach szczelnych, lecz niezanieczyszczonych, takich jak dachy, wewnętrzne ciągi komunikacyjne, tereny zabudowy jednorodzinnej, z których wody opadowe nie powinny trafiać do sieci kanalizacyjnej deszczowej, lecz być odprowadzane do gruntu po zretencjonowaniu na powierzchni lub w gruncie. Stosowane w tym celu rozwiązania zależą od warunków gruntowo-wodnych na danym terenie.

Oczywiście należy zastanowić się tutaj nad rzeczywistymi zawartościami zanieczyszczeń w wodach opadowych

7.1.1.1. Aktualne wymogi prawne dotyczące wód opadowych

Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 24 lipca 2006 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego⁴ w § 19 ust. 1 bardziej szczegółowo określiło wymogi.

Otóż wody opadowe i roztopowe ujęte w szczelne, otwarte lub zamknięte systemy kanalizacyjne pochodzące:

- 1) z zanieczyszczonej powierzchni szczelnej terenów przemysłowych, składowych, baz transportowych, portów, lotnisk, miast, budowli kolejowych, dróg zaliczanych do kategorii dróg krajowych, wojewódzkich i powiatowych klasy G, a także parkingów o powierzchni powyżej 0,1 ha, w ilości, jaka powstaje z opadów o natężeniu co najmniej 15 l na sekundę na 1 ha;
 - 2) z zanieczyszczonej powierzchni szczelnej obiektów magazynowania i dystrybucji paliw, w ilości, jaka powstaje z opadów o częstości występowania jeden raz w roku i czasie trwania 15 minut, lecz w ilości nie mniejszej niż powstająca z opadów o natężeniu 77 l na sekundę na 1 ha
- wprowadzane do wód lub do ziemi nie powinny zawierać substancji zanieczyszczających w ilościach przekraczających 100 mg/l zawiesin ogólnych oraz 15 mg/l węglowodorów ropopochodnych.

Z powyższego zapisu jasno wynika, z jakich powierzchni należy oczyszczać ścieki opadowe. Żadna droga gminna nie wymaga takiego podejścia. Ważne jest jednak tutaj określenie spodziewanych zanieczyszczeń na danym obszarze. Trudno bowiem określić, że parking jest gorszy niż ulica o tej samej powierzchni. W rozporządzeniu zapisano bowiem, że

⁴ Dz. U. Nr 137 poz. 984 z dnia 31 lipca 2006 r

wody opadowe lub roztopowe pochodzące z powierzchni innych niż powierzchnie, o których mowa w ust. 1, mogą być wprowadzane do wód lub do ziemi bez oczyszczania.

7.1.1.2. Problemy interpretacyjne

Wątpliwości natury interpretacyjnej muszą być jasno określone w prawie miejscowym. Dotyczy to Programu Ochrony Środowiska w formie wymagalnego uaktualnienia oraz miejscowym regulaminie utrzymania porządku i czystości w gminie oraz pochodnych aktach. Przypominamy, że miejscowy Program Ochrony Środowiska jest aktem nadrzędnym dla wszelkich dokumentów w inżynierii środowiska. Ewentualne zmiany wynikające ze zmian w prawodawstwie winny znaleźć swoje odzwierciedlenie w wymagalnych prawem aktualizacjach. Przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjne, chcące wprowadzić opłaty za usługę odprowadzania ścieków opadowych i roztopowych na podstawie powyższego rozporządzenia, napotykają bowiem na dwa podstawowe problemy interpretacyjne.

Po pierwsze, jak definiować pojęcie „kanalizacja deszczowa”, a po drugie, jak definiować pojęcie „powierzchnia o trwałej nawierzchni”?

Można założyć, że odbiorcy, z których powierzchni ścieki opadowe spływają pośrednio do kanalizacji ogólnospławnej, nie powinni płacić za usługę odprowadzania ścieków opadowych i roztopowych. Teoretycznie w Giżycku taka sytuacja jest wykluczona z uwagi na rozdzielność obu sieci. W takiej hipotetycznej sytuacji (głównie dla podmiotów prawnych nie poddanych analizie), po pierwsze, powstanie konieczność wprowadzenia opłat tylko dla części odbiorców z danej miejscowości. Spowoduje to nieporozumienia już na etapie identyfikowania odbiorców należących do takiej grupy oraz trudny problem wyjaśniania, dlaczego np. jedni mieszkańcy przy tej samej ulicy mają płacić, a inni nie.

Po drugie, powstanie wśród odbiorców wątpliwość, dlaczego ci odprowadzający ścieki opadowe wyłącznie kanałami deszczowymi i nie korzystający w tym zakresie z kanalizacji ogólnospławnej mają (zgodnie z rozporządzeniem) partycypować w kosztach odprowadzania ścieków opadowych i roztopowych kanalizacją ogólnospławną, a odbiorcy odprowadzający ścieki opadowe kanalizacją ogólnospławną nie mają partycypować w utrzymaniu kanalizacji deszczowej. Byłoby to bowiem subsydiowanie skrośne⁵ tych odbiorców, którzy nie korzystają z kanałów deszczowych. W zasadzie w Giżycku nastąpiła już rozdzielność sieci kanalizacyjnej.

Dodatkowo w grupie odbiorców odprowadzających ścieki opadowe pośrednio do kanalizacji ogólnospławnej również pojawiłoby się zjawisko subsydiowania skrośnego,

⁵ pokrywanie kosztów dotyczących jednego rodzaju prowadzonej przez przedsiębiorstwo działalności gospodarczej lub jednej z grup taryfowych odbiorców usług, przychodami pochodzącymi z innego rodzaju prowadzonej działalności gospodarczej lub od innej taryfowej grupy odbiorców

ponieważ np. odbiorcy posiadający niewielkie powierzchnie o trwałej nawierzchni płaciliby m.in. za tych, którzy posiadają duże powierzchnie o trwałej nawierzchni, np. centra handlowe i parkingi, gdyż podstawą partycypowania byłaby ilość ścieków sanitarnych, a nie powierzchnia, z której są odprowadzane ścieki opadowe i roztopowe.

Wydaje się, że większym problemem jest gospodarka wodami opadowymi prowadzona przez podmioty prawne. Można bowiem domniemywać, że problematyka właściwej gospodarki wodami opadowymi z przyczyn kosztowych nie jest przedmiotem uwagi tych podmiotów. Co więcej, mogą oni korzystać z aktualnej sytuacji w tej materii, wprowadzając bezkarnie ścieki bytowo - przemysłowe do systemu kanalizacji ścieków deszczowych a ścieków deszczowych do kanalizacji ścieków komunalnych.

Pojęcie „kanalizacji deszczowej” nie zostało zdefiniowane w przepisach i w związku z tym wydaje się uzasadnione rozważenie możliwości przyjęcia założenia, że dla uniknięcia powyższego subsydiowania skrośnego należy uznać, iż przewód, którym płyną wody opadowe i roztopowe do kanału ogólnospławnego, jest elementem kanalizacji deszczowej (sieci kanalizacji deszczowej). Pozwalałoby to rozłożyć koszty świadczenia usług odprowadzania wód opadowych na wszystkich, korzystających z tych usług i uniknąć poważnych problemów z nierównym traktowaniem mieszkańców w danej miejscowości. Jest to zagadnienie, które proponuje się poddać konsultacji wśród przedsiębiorstw wodociągowo-kanalizacyjnych oraz w Ministerstwie Budownictwa.

Sieć kanalizacji deszczowej to bowiem rodzaj sieci służącej odprowadzaniu wód opadowych i roztopowych, na który składają się kanały deszczowe i inne urządzenia odprowadzające wody opadowe. Można więc przyjąć, że fakt ewentualnego włączenia elementów kanalizacji deszczowej do kanalizacji ogólnospławnej nie stanowi o utracie przez odcinek przed kanalizacją ogólnospławną statusu elementu kanalizacji deszczowej. Jest to istotne z przyczyn wyliczania opłat.

Drugim zagadnieniem, istotnym dla kalkulowania cen za odprowadzanie ścieków opadowych i roztopowych, jest interpretacja pojęcia „powierzchnia o trwałej nawierzchni”. Szczególnie istotne jest tu ustosunkowanie się do powierzchni dachów. Interpretacja, która wykluczałaby dachy z omawianych powierzchni objętych opłatami, powodowałaby, że np. odbiorcy z centrów miast, gdzie większość ścieków opadowych i roztopowych spływa do kanalizacji z dachów przez rynny, byłiby subsydiowani przez pozostałych mieszkańców miast. Proponuje się więc, rozważenie uznania dachów również za „powierzchnie o trwałej nawierzchni”. W kontekście zamieszczonych dalej badań IOŚ nad jakością ścieków opadowych w zależności od nawierzchni, jest to bardzo zasadne.

Kolejnym praktycznym problemem występującym w procesie wdrażania opłat za usługę odprowadzania ścieków opadowych i roztopowych jest częsty brak danych

o zlewniach wód opadowych. W opracowaniu wyznaczono wprowadzić zlewnie cząstkowe, ale dla wielu obszarów nie ma w programach przestrzennego zagospodarowania miejsc z zielenią niską i średnią jako potencjalnych miejsc odbioru wód opadowych do ziemi. Na etapie pierwszej kalkulacji cen za odprowadzanie ścieków opadowych mogą wystąpić problemy z określeniem wielkości powierzchni, od których naliczane będą opłaty oraz z określeniem powierzchni różnego rodzaju z punktu widzenia ich wskaźnika przepuszczalności, dla których mogą zostać obliczone różne ceny, stąd należy najpierw wyznaczyć obszary do miejscowej neutralizacji a dopiero potem zacząć obliczać zlewnie, z których wody będą odprowadzane.

Pokonać te trudności można na dwa sposoby. Można odpowiednio wcześniej przed opracowaniem wniosku taryfowego, zawierającego ceny za odprowadzanie ścieków opadowych i roztopowych, zebrać od odbiorców usług deklaracje dotyczące wielkości powierzchni o trwałej nawierzchni, z których są odprowadzane ścieki opadowe. Innym sposobem jest oparcie się na szacunkowych danych o powierzchniach zlewni z dostępnych źródeł (pozwolenia wodnoprawne, operaty wodnoprawne, projekty koncepcyjne, dane Wydziałów Geodezji w Urzędzie Miasta itp.).

7.1.1.3. Jakość wód opadowych - warunki odprowadzania do odbiorników

Poniższy tekst powstał w oparciu o badania Zakładu Systemów Ochrony Wód, Instytutu Ochrony Środowiska w Warszawie. Aby stworzyć podstawę do podejmowania właściwych decyzji w zakresie odprowadzania i oczyszczania spływów wód opadowych i roztopowych, należy przede wszystkim znać ich charakterystykę jakościową oraz standardy zanieczyszczeń.

Znajomość wskaźników zanieczyszczenia wód opadowych odprowadzanych z powierzchni szczelnych (o ile określimy, co to jest powierzchnia szczelna) jest konieczna przy wykonywaniu projektów odwadniania terenów zurbanizowanych i oczyszczalni wód opadowych, przy sporządzaniu raportów o oddziaływaniu na środowisko oraz przy podejmowaniu decyzji odnośnie warunków odprowadzania do odbiorników. Tak więc do czasu rozpoczęcia prac projektowych należy rozstrzygnąć wszelkie wątpliwości definicyjne i strukturalne. Ze względu na ciągły wzrost uszczelnienia powierzchni oraz preferowanie i zalecane oczyszczania wód opadowych „u źródła”, tj. w miejscu ich powstawania, istotne jest poznanie składu i stężenia zanieczyszczeń w spływach opadowych i roztopowych odprowadzanych ze zlewni elementarnych. Wówczas będzie jasne, czy system wyposażać w odpowiednie urządzenia oczyszczające ścieki. W przypadku istniejącego systemu odprowadzania wód opadowych jakość spływów opadowych należy określać na podstawie

badzeń. Istotne jest tutaj Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 24 lipca 2006 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego⁶. Natomiast w przypadku realizacji nowego systemu odwodnienia – zalecamy wykorzystanie wyników badań z podobnych zlewni.

Gospodarowanie wodą (w rozumieniu wody podziemnej, powierzchniowej stojącej i płynącej oraz opadowej) powinno być prowadzone zgodnie z zasadą zrównoważonego rozwoju oraz racjonalnego i całościowego traktowania zasobów wód podziemnych, z uwzględnieniem ich ilości i jakości. Zarządzanie zasobami wodnymi służy zaspokojeniu potrzeb ludności, gospodarki, ochrony wód i środowiska związanego z tymi zasobami m.in. w zakresie ochrony zasobów wodnych przed zanieczyszczeniem, ochrony przed powodzią i suszą.

7.1.2. Różnorodność parametrów mierniczych

Opracowanie charakterystyki jakościowej wód opadowych napotyka na poważne trudności ze względu na losową zmienność zjawisk opadowych oraz różnorodność parametrów, od których zależy skład i zanieczyszczenie tych wód. Nie ma również pewności prawnej, co do czasu obowiązywania kolejnego rozporządzenia o jakości ścieków oczyszczonych. Koncepcje wykonuje się na minimum 50 lat i ciężko przewidzieć, jakiego rodzaju urządzenia oczyszczające ścieki będą potrzebne.

Eksplotacja poszczególnych urządzeń będzie rzeczą wtórną. Te parametry zanieczyszczeń wód, to rodzaj i stan zagospodarowania terenu (w tym jego podatność na erozję spowodowaną spływami powierzchniowymi), zanieczyszczenie opadu atmosferycznego, rodzaj nawierzchni, rodzaj i natężenie ruchu pojazdów, częstotliwość i sposób czyszczenia zlewni, sposób zwalczania gołoledzi, roboty budowlane na obszarze zlewni, charakterystyka opadu (intensywność, czas trwania, długość przerwy pomiędzy opadami) oraz pora roku. Zasadnicza część zanieczyszczeń dostaje się do wód opadowych podczas spłukiwania powierzchni zlewni.

Na jakość wód opadowych odprowadzanych do odbiorników ma wpływ także transport spływów powierzchniowych siecią kanalizacyjną. Wówczas do wód opadowych mogą dostawać się osady zgromadzone w osadnikach wpustów ulicznych i w kanałach. Na terenach silnie uprzemysłowionych oraz na terenach sąsiadujących z terenami rolniczymi zanieczyszczenie wód opadowych może wynikać również z przechwytywania

⁶ Dz.U. Nr 137 poz. 984 z dnia 31 lipca 2006 r;

zanieczyszczeń z powietrza. Z tego powodu, w przypadku Giżycka trudno mówić, że wody opadowe z dachów są bez zanieczyszczeń.

7.1.2.1. Wskaźniki jakości wód opadowych

Podstawę określenia wskaźników jakości spływów opadowych stanowiły badania własne Instytutu Ochrony Środowiska (IOŚ) oraz publikowane wyniki badań przeprowadzonych w kraju i za granicą przez panią Halinę Sawicką-Siarkiewicz.

Analiza wyników obejmowała spływy deszczowe i roztopowe ze zlewni elementarnych (dachów, parkingów, stacji paliw, ulic osiedlowych, tras szybkiego ruchu) oraz odpływy kanalizacją deszczową z terenów miejskich⁷.

Głównymi wskaźnikami zanieczyszczenia spływów opadowych i roztopowych są: zawiesiny, substancje ropopochodne, substancje ekstrahujące się eterem naftowym, ChZT, metale ciężkie oraz chlorki. Wskaźniki te wykraczają znacznie poza wymagalne w Polsce, ale są brane pod uwagę w różnych krajach. Nie można wykluczyć konieczności ich oznaczania w przyszłości na terenach Polski. Wartości średnie wskaźników zanieczyszczenia, charakteryzujących spływy opadowe z różnych rodzajów zlewni, zestawiono w poniższej tabeli.

Tabela 54. Zawartość zanieczyszczeń w zależności od miejsca powstawania

Rodzaj zlewni	ChZT	Zawiesiny ogólne	Substancje ekstrahujące się eterem naftowym	Substancje ropopochodne
	mg O ₂ /l	mg/l		
Kanalizacja	240,0	460,0	33,0	1,4
Trasy szybkiego ruchu	157,0	200,0	13,0	-
Ulice	270,0	320,0	30,0	1,2
Stacje paliw	657,0	240,0	30,0	20,3
Parkingi	192,0	120,0	2,3	1,7
Dachy	53,0	40,0	1,2	0,9

Źródło: Danies Słyś – Retencja i infiltracja wód deszczowych

Normowanymi wskaźnikami zanieczyszczeń wód opadowych odprowadzanych z powierzchni szczelnych terenów wymienionych w rozporządzeniu Ministra Środowiska⁸ są

⁷ 1. Sawicka-Siarkiewicz H. i in.: *Jakość ścieków opadowych z terenów miast i zakładów przemysłowych*. (maszynopis) IOŚ. Warszawa 1997-1999. 2. Sawicka-Siarkiewicz H.: *Ograniczanie zanieczyszczeń w spływach powierzchniowych z dróg. Ocena technologii i zasady wyboru*. IOŚ. Warszawa 2004;

⁸ Dz.U. Nr 137, poz. 984;

zawiesiny ogólne i węglowodory ropopochodne. Uwaga ta jest jednak zasadna w przypadku braku wprowadzania do układu kanalizacyjnego wód z powierzchni określonych w Rozporządzeniu. Przy odprowadzaniu wód z wszelkich powierzchni należy jednak brać pod uwagę te badania i dane zestawione w tabeli. Alternatywą będą rzeczywiste zanieczyszczenia w wodach opadowych w Giżycku. Wymaga to jednak przeprowadzenia permanentnych badań. Na tej podstawie można będzie wówczas określić wielkość opłat dla poszczególnych użytkowników kanalizacji ścieków deszczowych.

Dominującą częścią zanieczyszczenia wód opadowych są zawiesiny ogólne, których stężenia przekraczają wartość dopuszczalną wynoszącą do 100 mg/l³. Z zawiesinami, wskutek rozwiniętej ich powierzchni adsorpcji, związane są inne rodzaje zanieczyszczeń, głównie metale ciężkie i substancje olejowe. Wartości ChZT przekraczają standardy dla oczyszczonych ścieków komunalnych (wskaźnik ten nie jest w Polsce normowany dla wód opadowych). Warto jednak brać go pod uwagę przy wyliczeniach ogólnych zanieczyszczeń w przypadku wprowadzania do kanalizacji ogólnospławnej i wyliczalnych efektach ekologicznych zastosowania oczyszczalni ścieków. Średnie wartości stężeń ołowiu (kolejny wskaźnik nienormowany w Polsce) wynosiły od 0,15 mg Pb/l (w spływach z dachów) do 0,35 mg Pb/l (w spływach z ulic).

Średnie wartości stężeń substancji ekstrahujących się eterem naftowym w spływach deszczowych z tras szybkiego ruchu były poniżej 15 mg/l, co oznacza, że w danym wypadku stężenia substancji ropopochodnych nie będą przekraczać wartości stężeń dopuszczalnych, które wynoszą do 15 mg/l, podobnie jak w spływach deszczowych z dróg i parkingów. Największe wartości stężeń substancji ropopochodnych zaobserwowano w spływach opadowych i roztopowych z terenów stacji paliw. Były to jednak nawierzchnie wykonane z dobrych, mało przepuszczalnych materiałów.

Stężenia normowanych wskaźników zanieczyszczeń w spływach z dachów nie przekraczały wartości dopuszczalnych. Występują w nich natomiast niekiedy znaczne ilości miedzi i cynku, co jest związane z rodzajem pokryć dachowych. Średnie stężenie cynku w spływach z dachów wynosiło 4,5 mgZn/l, maksymalne - do kilkudziesięciu mgZn/l, a stężenie miedzi - do 1,6 mgCu/l. Zaleca się wobec tego unikanie stosowania w pokryciach dachowych blachy ocynkowanej i miedzi. Zwraca się jednak uwagę, że badania te udowodniły, iż wody spływowe z dachów niosą zanieczyszczenia i nie można ich pomijać w ogólnym bilansie zanieczyszczeń.

Badania IOŚ oraz innych ośrodków w czasie spływów roztopowych wykazały, że są one znacznie zanieczyszczone, zwłaszcza wody z topniejącego śniegu po dłuższym jego zaleganiu na poboczach dróg, w którym następuje akumulacja zanieczyszczeń, w tym zawiesin, ołowiu, cynku, substancji ropopochodnych i chlorków.

Zaobserwowano zmniejszanie się w kolejnych latach maksymalnych wartości stężeń zanieczyszczeń, co jest wynikiem poprawy stanu technicznego pojazdów, dróg i warunków utrzymania powierzchni zlewni. Zanieczyszczenie wód opadowych na terenach zakładów przemysłowych jest bardzo zróżnicowane, uzależnione od profilu produkcji. W danym przypadku jakość wód opadowych powinna być określona na podstawie badań spływów powierzchniowych z terenu danego zakładu lub na podstawie badań przeprowadzonych dla analogicznego zakładu.

7.1.2.2. Zasady bilansu wód opadowych

Przed rozpatrywaniem rodzaju i wielkości urządzeń służących do zagospodarowania i neutralizacji wód deszczowych (opadowych) należy wnikliwie rozpatrzyć bilans tych wód. Zależy on od wielu czynników i do końca nie jest przewidywalny, tak jak nie może być przewidywalna pogoda. Jednym z czynników jest naturalna zdolność danego terenu do wchłaniania wód deszczowych w miejscu ich powstawania. Wskazywana możliwość małej retencji oraz miejscowe systemy rozsączania muszą być brane pod uwagę w pracach związanych z projektem wykonawczym.

W niniejszym opracowaniu podjęto próbę zestawienia szczegółowego powierzchni cząstkowych od których wyliczono objętość wód deszczowych. Stanowi to dopiero podstawę do dalszych rozważań. Sporządzenie właściwego bilansu wód opadowych jest trudne i wymaga określenia kilku koniecznych parametrów. Należą do nich:

- wyznaczenie opadu obliczeniowego;
- określenie wsiąkliwości wód opadowych do gruntu;
- określenie współczynnika spływu wód opadowych.

7.1.2.3. Opad obliczeniowy

Przy wykonywaniu projektów należy z zasady zakładać deszcz obliczeniowy występujący raz na 1 do 5 lat. Doświadczenia ostatnich lat potwierdzają zasadność przyjmowania występowania deszczu obliczeniowego maksymalnie raz na trzy lata. Należy również z dużą ostrożnością przyjmować tzw. średni opad z wielolecia np. 30 lat. Obecnie jest to obdarzone sporym błędem. Zauważalne zmiany klimatyczne odczuwalne są również w Polsce. Ostatnie 10 lat przyniosło wielokrotnie opady przekraczające obliczone już deszcze nawalne. Na podkreślenie zasługuje fakt, że w fazie projektowej, obliczenia należy wykonać dla sieci kanalizacyjnej, która ma za zadanie odprowadzić nadmiar wód deszczowych oraz zdolność retencyjną zbiorników po uwzględnieniu objętości systemu małych zbiorników. W zasadzie byłoby można przyjąć obniżenie ogólnej objętości ścieków

deszczowych liczonych od powierzchni pomniejszonej o 40 % ale wyłącznie dla okresu perspektywicznego (w którym będzie wykonany cały system rozsączania miejscowego).

Przy wybranym deszczu obliczeniowym nie mogą występować żadne przeciążenia projektowanych urządzeń.

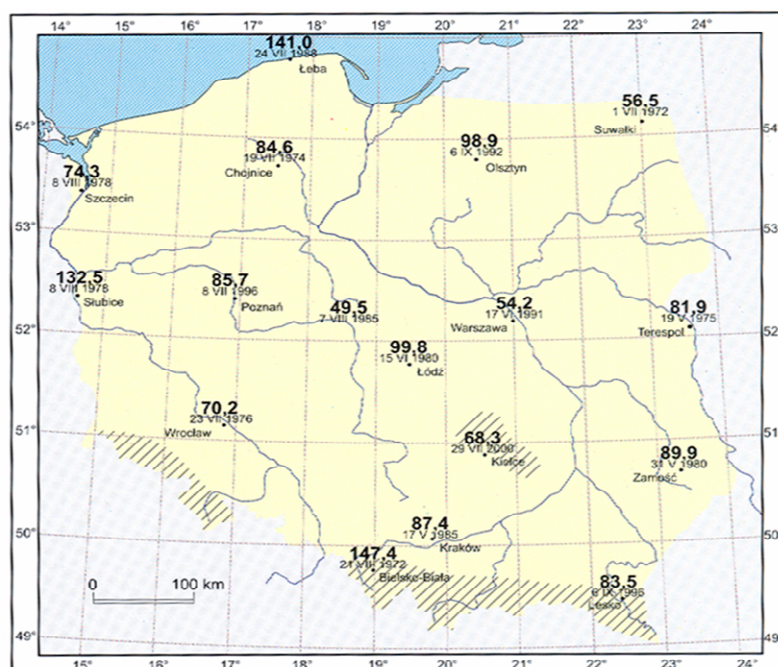
Tabela 55. Częstotliwość obliczeniowa dla różnych rodzajów zabudowy

Rodzaj terenu	Częstotliwość deszczu obliczeniowego	Częstotliwość podtopień
Tereny wiejskie	1 raz na 1 rok	1raz na 10 lat
Osiedla jednorodzinne	1 raz na 2 lata	1 raz na 20 lat
Tereny zurbanizowane		
a) przy sprawdzeniu podtopienia	1 raz na 2 lata	1 raz na 30 lat
b) bez sprawdzenia podtopienia	1 raz na 5 lat	1 raz na 30 lat

Źródło: Roman Edel – Odwodnienie dróg

Oczywiście opad obliczeniowy jest zasadny dla wszystkich obliczeń, jednak częstotliwość deszczu obliczeniowego nie ma najmniejszego wpływu na dobór sieci kanalizacyjnych.

Rysunek 7. Zestawienie opadów atmosferycznych



Wszelkie obliczenia i wskazania dotyczą wyłącznie opadów przypuszczalnych. Nawet dane IMGW dotyczą obszarów, a nie konkretnego miejsca.

Źródło: Danies Słyś – Retencja i infiltracja wód deszczowych

7.1.3. Wsiąkliwość wód opadowych do gruntu

W rozważaniach o zasadności wyliczania całkowitego bilansu dla terenu miasta, musimy przyjąć modelowy (średni) grunt ze średnią szatą roślinną. Dopiero wówczas można dzielić na tereny utwardzone, dachy i pozostałe tereny. Zasadność takiego podziału wynika z możliwości dosyć precyzyjnego określenia powierzchni szczelnych w poszczególnych zlewniach. Należy przy tym zauważyć, że im większe powierzchnie trawiaste i roślinności dzikiej w tzw. powierzchni pozostałej, tym ilość pochłanianej wody deszczowej będzie większa w miejscu opadów. Dla ochrony zbiornika wód podziemnych ma to duże znaczenie. Na podstawie wielu badań można przyjąć dla różnego typu zagospodarowania terenu następujące prawidłowości:

1. Na terenach przemysłowych i o zwartej zabudowie wielkomiejskiej aż 95 % wód opadowych spływa bezpośrednio i pośrednio do wód powierzchniowych. To jest główna przyczyna kłopotów powodziowych czy podtopieniowych w miastach.
2. Tereny miejskie - willowe o niskiej zabudowie (bez przygotowania do gromadzenia deszczówki i jej zagospodarowywania) odbierają ok. 20 % opadów do gleby i 80 % wody odprowadzają do odbiorników. Stąd zalecenie przystosowania nowych osiedli do odprowadzania wód do gruntu. Należy wprowadzić nakaz zachowania stosunku wodnego w obrębie działki budowlanej.
3. Na terenach zabudowy siedliskowej rozproszonej 30 % wsiąka do gleby i aż 70 % spływa do zbiorników. Również należy zakazać odprowadzania deszczówki poza działki.
4. Na terenach mieszkaniowych zabudowy siedliskowej rozproszonej, przygotowanych do zagospodarowania wód opadowych można zatrzymać i rozprowadzić na miejscu od 40 do 60 % deszczówki. Dużą partię można zatrzymać w niewielkich zbiornikach retencyjnych wykorzystując wody deszczowe do celów agralnych. Przypadek ten jest zasadny dla nowoprojektowanych osiedli.
5. Na terenach upraw rolnych 70 % wsiąka w glebę a 30% uchodzi do wód powierzchniowych. Zatrzymanie reszty wód jest możliwe w przypadku wykonania zieleni śródpolnej oraz właściwych zabiegów eksploatacyjnych systemu drenów nawodnieniowych.
6. Na terenach „niezagospodarowanych” (lasy, nieużytki z dużą ilością roślinności, trawniki) 95% wód wsiąka w glebę a tylko 5% spływa do cieków wodnych.

Uwaga:

Z uwagi na specyfikę klimatyczną Polski, badania na wielu uczelniach potwierdzają przyjęcie dla większości terenu naszego kraju natężenia obliczeniowego deszczu [i] w wysokości 130 dm³/s/ha. Wielkość taka odpowiada tzw. opadowi 20% (1 raz na 5 lat) i czasie trwania ok. 15 min.

Przy obliczeniach dotyczących obszarów ponad 1 ha należy przyjmować w obliczeniach współczynnik opóźnienia spływu. Drugą metodą może być obliczanie czasu trwania deszczu miarodajnego i odpowiadającemu mu natężeniu obliczeniowemu.

Obliczeniowy przepływ ścieków deszczowych wykonuje się wg. następującego wzoru:

$$Q_r = \psi \cdot q \cdot F$$

gdzie: ψ - współczynnik spływu;

q - natężenie obliczeniowe deszczu w dm³/s/ha;

F - powierzchnia terenu.

Z powyższego wynika, że do wykonania szczegółowych obliczeń na etapie projektu budowlanego należy określić „współczynnik spływu- ψ ”.

7.1.3.1. Współczynnik spływu wód opadowych

Współczynnik spływu jest stosunkiem ilości odpływu do ilości opadu i jest zależny od rodzaju zabudowy. Również jest on zależny od spadku terenu, ulic, nachylenia dachów, częstotliwości i czasu trwania opadów.

Należy jednak wyraźnie określić typologię obszarów zabudowywanych i podjąć próbę zdefiniowania „rodzaju zabudowy”. W opracowywanych planach przestrzennego zagospodarowania dla miasta Giżycka nie określa się typu zabudowań w zależności od gęstości zabudowy i dopuszczalnych powierzchni utwardzonych.

Tabela 56. Zestawienie danych charakterystycznych typologii obszarów

Kat. zlewni	Rodzaj zabudowy	Mk/ha	Odpływ w czasie pogody bezdeszczowej		Odpływ ścieków deszczowych		
			Ścieki dm ³ /ha	Wody powierzchniowe dm ³ /ha	Wsp. spływu ψ	Z kanałów deszczowych dm ³ /ha	Z rowów otwartych dm ³ /ha
I	Bardzo gęsta	350	1,4	od 0,05 do 0,15 (wartości średnie)	0,80	80	160
II	Gęsta	250	1,0		0,60	60	120
III	Zwarta	150	0,6		0,40	40	80
IV	Luźna	100	0,4		0,25	25	50
V	Nie zabudowana	0	0,0		0,05	5	10

Źródło: Wacław Błaszczuk – Wodociągi i Kanalizacja

Upraszczając wszelkie szczegółowe obliczenia można przyjąć następujące wartości współczynników dla zlewni w następującej wysokości:

$\psi = 0,7$ do $0,9$ – dla zabudowy bardzo gęstej;

$\psi = 0,5$ do $0,7$ – dla zabudowy zwartej;

$\psi = 0,3$ do $0,5$ – dla zabudowy luźnej;

$\psi = 0,2$ do $0,3$ – dla zabudowy willowej;

$\psi = 0,1$ do $0,2$ – dla terenów niezabudowanych;

$\psi = 0,0$ do $0,1$ – dla parków i zieleńców.

Podobne cząstkowe współczynniki spływu będą miały istotny wpływ dla obliczeń indywidualnych systemów neutralizacji wód opadowych.

W niektórych pracach można spotkać się z ψ (współczynnikiem spływu) o wielkości = 1 stosowanym dla małych powierzchni o jednolitej szczelnej powierzchni. Wielkość ta nie bierze jednak pod uwagę zamiany części opadu w unoszonych do atmosfery mikrokroplach.

Dla różnych pokryć powierzchni przyjmuje się wobec tego do obliczeń następujące współczynniki spływu:

$\psi = 0,90$ do $0,95$ – dla dachów krytych blachą lub łupkiem;

$\psi = 0,85$ do $0,90$ – dla nawierzchni asfaltowej lub betonowej;

$\psi = 0,80$ do $0,90$ – dla dachów krytych dachówką ceramiczną;

$\psi = 0,75$ do $0,85$ – dla nawierzchni brukowych;

$\psi = 0,50$ do $0,70$ – dla dachów płaskich i elementów drewnianych;

$\psi = 0,25$ do $0,60$ – dla parkingów trawiasto betonowych (kratki trawnikowe i luźne kostki rzędowe i kamienne, nawierzchnie tłuczniowe);

$\psi = 0,80$ do $0,90$ – dla dachów krytych dachówką ceramiczną;

$\psi = 0,15$ do $0,30$ – dla dróg i ścieżek żwirowych;

$\psi = 0,10$ do $0,20$ – dla pielęgnowanych trawników;

$\psi = 0,05$ do $0,10$ – dla parków, ogrodów i zieleńców.

Dla powierzchni cząstkowych o różnym współczynniku spływu można obliczać zastępczy współczynnik spływu.

7.1.4. Problemy monitoringu opadów

Wszelkie rozważania o opadach deszczu, spływach, opóźnieniach spływu, retencji itd. są pozbawione sensu w przypadku braku opomiarowania i monitoringu opadów deszczu jak i sprawności układu kanalizacji zarówno otwartej jak i zamkniętej.

Z uwagi na swoją rozległość terenową i zróżnicowanie funkcji poszczególnych obszarów miasta nie wystarczy pojedynczy postereunek obserwacyjny, który na dodatek nie

przekazuje danych do najbardziej zainteresowanych tj. do Urzędu Miasta. Sprawa służebności wobec miasta winna być uregulowana w umowie.

Prócz posterunków mierzących wielkość opadów i umożliwiających dokonanie pomiaru zawartości zanieczyszczeń w opadach z uwagi na charakter miasta, winny zostać wyznaczone miejsca pomiarów stanu wód w głównych zbiornikach i ciekach wodno-melioracyjnych. To z kolei pozwoli na określenie rzeczywistych możliwości retencyjnych istniejących zbiorników oraz przepływów w głównych rowach melioracyjnych. Powinny tam zostać zamontowane wodowskazy a odczyty winny być dokonywane po każdym określonej wielkości opadzie.

Zebranie takich danych pozwoli dopiero na właściwą a nie przypuszczalną analitykę istniejącego układu kanalizacji. Proponujemy lokalizację deszczomierzy głównie w placówkach podległych Urzędowi Miasta oraz wyznaczenie osoby odpowiedzialnej za gromadzenie i analizowanie danych w ramach struktury reagowania kryzysowego Burmistrza Miasta. Należy też nawiązać właściwą, korzystną dla miasta współpracę z IMGW.

Podstawowym przyrządem mierniczym winien być deszczomierz (pluviometr). Jest to najprostszy przyrząd do pomiaru opadów.

- *PLUWIOMETR* - przyrząd do mierzenia opadów zarówno ciekłych jak i stałych (tzn. śnieg, krupy);

- *OMBROMETR* - przyrząd do mierzenia opadów ciekłych. W Polsce używany jest deszczomierz Hellmanna (tzw. "duży Hellmann") o powierzchni chwytnej 200 cm² (tj. o średnicy pierścienia 159,6 mm). Opady zbierające się w naczyniu dostają się do zbiornika przez lejek. W określonych terminach zbiornik zostaje wyjęty, a nagromadzona woda zostaje przelana do menzurki (wykalibrowanej odpowiednio do wielkości powierzchni chwytnej pluwiometru); odczyty są dokonywane z dokładnością do 0,01 mm. Standardowo deszczomierz umieszcza się na wysokości 1 m nad ziemią; odległość od otaczających zabudowań i drzew powinna być dwukrotnie większa od ich wysokości. Obecnie dodatkowo stosuje się DESZCZOMIERZ REJESTRUJACY (cyfrowy) - "SEBA".

7.2. Problematyka związana z opłatami

7.2.1. Kanalizacja deszczowa w rękach miasta (gminy)

W sytuacji, gdy właścicielem kanalizacji deszczowej pozostaje gmina, jest ona podmiotem korzystającym ze środowiska, a zatem zobligowanym do ponoszenia stosownych opłat ekologicznych. Wymaga wyraźnego zaznaczenia, iż odrębnym zagadnieniem jest wprowadzanie do tej kanalizacji ścieków opadowych pochodzących z powierzchni

zanieczyszczonych o trwałej nawierzchni, będących własnością innych podmiotów. Z uwagi na konieczność ponoszenia opłat ekologicznych, należałoby dokonać gruntownej analizy sposobu neutralizacji wód opadowych przez poszczególne podmioty prawne.

Jeżeli jednak zbiorowym odprowadzaniem tak rozumianych ścieków opadowych zajmuje się bezpośrednio gmina, to nie posiada ona instrumentów formalnych pozwalających jej chociażby na odzyskanie kosztów ponoszonych z tytułu opłat za korzystanie ze środowiska, a spowodowane jest to brakiem w obowiązujących przepisach stosownej podstawy prawnej dla taryfikacji usług. Natomiast, gdy taką działalność realizuje (w imieniu i na rzecz gminy) przedsiębiorstwo wodociągowo-kanalizacyjne, to obowiązujące przepisy Ustawy z 7 czerwca 2001 r.⁹ o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzaniu ścieków znajdują zastosowanie dla potrzeb określenia ceny za usługę.

Artykuł. 1 tej ustawy reguluje m.in. zasady i warunki zbiorowego odprowadzania ścieków, w tym podstawy funkcjonowania przedsiębiorstw wodociągowo-kanalizacyjnych oraz niezawodne odprowadzanie i oczyszczanie ścieków. Z kolei według art. 2 pkt. 20 tej ustawy zbiorowe odprowadzanie ścieków oznacza przedmiotowo działalność polegającą na odprowadzaniu i oczyszczaniu ścieków, prowadzoną przez przedsiębiorstwo wodociągowo-kanalizacyjne. Zatem, jeżeli przedsiębiorstwo wodociągowo-kanalizacyjne prowadzi na obszarze danej gminy działalność polegającą na odprowadzaniu i oczyszczaniu ścieków, to w ten sposób realizuje zbiorowe odprowadzanie ścieków. W art. 2 pkt. 8 ustawy (Dz.U. Nr 123, poz. 858) określono taką samą definicję ścieków jak w art. 3 pkt. 38c Prawa ochrony środowiska. Warto zwrócić uwagę, że zarówno w odniesieniu do kanalizacji sanitarnej, jak i kanalizacji deszczowej ustawodawca **nie konstytuuje żadnego zakazu wprowadzania wód opadowych pochodzących z powierzchni dachów**. Brak takiego zakazu uzasadnia charakter tego rodzaju wód. Należy jednak zwrócić uwagę, że we wcześniejszych, różnych opracowaniach, wskazano na fakt występowania zanieczyszczeń w tego rodzaju ściekach. Skoro mogą być one wprowadzane do wód lub do ziemi bez oczyszczania, mogą być także wprowadzane do urządzeń kanalizacyjnych. Korzystanie z urządzeń nie jest jednak bezpłatne.

7.2.2. Różne koszty

Problem sprowadza się jednak do tego, czy w ogóle za tego rodzaju czynności przedsiębiorstwo może pobierać różne opłaty, pomimo że wydaje się to już na wstępie uzasadnione, a to wobec różnych kosztów takiej działalności.

⁹ Dz.U. z 2006 r. Nr 123, poz. 858;

W przypadku ścieków opadowych przedsiębiorstwo ponosi koszty odprowadzenia tych ścieków, obejmujące opłaty za korzystanie ze środowiska. Natomiast, gdy chodzi o wody opadowe pochodzące z powierzchni dachów, koszty wynikające z opłat za korzystanie ze środowiska nie obciążają kosztów utrzymania urządzeń kanalizacji deszczowej.

W literaturze prezentowany jest słuszny pogląd, że obowiązek opłatowy z ustawy o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzaniu ścieków ma zdecydowanie inny charakter niż w ustawie Prawo ochrony środowiska. Z tym drugim związane są opłaty publicznoprawne, podczas gdy opłaty pobierane przez przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjne są rodzajem należności za świadczone usługi, polegające na udostępnieniu urządzeń¹⁰. W świetle ustawy dopuszczalna jest opłata pobierana od podmiotu, któremu świadczy się usługi odbioru ścieków zarówno za zwykłą deszczówkę (np. z dachów i posesji), jaki i za kwalifikowaną deszczówkę z terenów zanieczyszczonych, która w świetle Prawa wodnego jest ściekiem.

7.2.3. Deszczówka a ściek

Według Prawa Wodnego deszczówka dzieli się na tę część, którą przepisy każą traktować jak ściek, i tę, która nie ma takiej kwalifikacji. Rzutuje to na wysokość opłat ponoszonych przez podmiot wprowadzający je do wód lub do ziemi. Za pierwszą ich część jest opłata (ponieważ są ściekiem), za inne nie ma opłaty (bo nie są ściekiem). Okoliczność ta wpływać musi na ustalanie stawek opłat za korzystanie z urządzeń kanalizacyjnych w ramach taryfy (które pobierane są na podstawie umowy zawartej przez właściciela nieruchomości z przedsiębiorstwem wodociągowo-kanalizacyjnym). W przypadku deszczówki będącej ściekiem koszty ponoszone przez przedsiębiorstwo będą większe, gdyż obejmą zasadniczo koszty eksploatacji sieci oraz dodatkowe koszty, wynikające z ponoszenia opłat za korzystanie ze środowiska. W przypadku zwykłej deszczówki koszty będą mniejsze, gdyż odpadnie obciążenie opłatami za korzystanie ze środowiska. Wymaga przy tym podkreślenia faktu, że zmieszanie wód opadowych ze ściekami bytowymi powoduje powstanie mieszaniny ściekowej o ilości obejmującej łącznie ścieki i wody opadowe. Po ich oczyszczaniu są one wprowadzane z oczyszczalni do wód lub do ziemi. Giżycko wprowadziło słuszną zasadę rozdziału ścieków bytowych od ścieków opadowych i roztopowych. Przypadki łączenia są sporadyczne w świetle dokonanej analizy. Nie można jednak wykluczyć, iż na terenach zakładów ścieki te wprowadzane są do jednej sieci kanalizacyjnej a następnie włączone do ogólnego systemu kanalizacji w mieście.

¹⁰ Rotko J. [w:] Komentarze do ustawy Prawo ochrony środowiska. Wrocław 2002.

7.2.4. Taryfy za ścieki

Skład ścieków należy też brać pod uwagę przy ustaleniu opłat. Obecnie zagadnienia taryfikacji opłat za ścieki opadowe regulują przepisy Rozporządzenia Ministra Budownictwa z 28 czerwca 2006 r. w sprawie określania taryf, wzoru wniosku o zatwierdzenie taryf oraz warunków rozliczeń za zbiorowe zaopatrzenie w wodę zbiorowe odprowadzanie ścieków^{które} w przypadku kanalizacji deszczowej wprowadzają dla przedsiębiorstw wodociągowo-kanalizacyjnych możliwość stosowania ceny odniesionej do jednostki miary powierzchni zanieczyszczonej o trwałej nawierzchni, jej rodzaju i sposobu zagospodarowania, z której ścieki opadowe i roztopowe odprowadzane są kanalizacją deszczową. Natomiast koszty odprowadzania ścieków opadowych lub roztopowych kanalizacją ogólnospławną stanowią wspólne dla wszystkich taryfowych grup odbiorców usług kanalizacyjnych koszty związane z odprowadzaniem ścieków.

7.2.5. Opłaty za odprowadzanie wód opadowych do kanalizacji

16 sierpnia 2006 r. weszło w życie cytowane wyżej Rozporządzenie Ministra Budownictwa w sprawie określania taryf, etc. W kwestii opłat ważny jest § 5.1.

Paragraf ten stwierdza, że taryfy mogą zawierać cenę za jednostkę miary powierzchni zanieczyszczonej o trwałej nawierzchni, z której odprowadzane są ścieki opadowe i roztopowe kanalizacją deszczową, uwzględniającą rodzaj i sposób zagospodarowania tej powierzchni. Przepis ten stanowi także, iż koszty odprowadzania ścieków opadowych lub roztopowych kanalizacją ogólnospławną stanowią wspólne dla wszystkich taryfowych grup odbiorców usług kanalizacyjnych koszty związane z odprowadzaniem ścieków.

7.2.6. Instrumenty ekonomiczne

Instrumentami ekonomicznymi w myśl zasad „kontrola zanieczyszczeń u źródła ich powstawania” i „zanieczyszczający płaci” są opłaty za korzystanie ze środowiska, wprowadzone ustawą Prawo ochrony środowiska¹¹. Opłaty za odprowadzanie wód deszczowych są pobierane w zależności od wielkości zanieczyszczonej powierzchni szczelnej, z której wody opadowe są odprowadzane do otwartych lub zamkniętych systemów kanalizacyjnych. Zgodnie z przepisami wykonawczymi do tej ustawy, opłaty pobierane są od **wszystkich** powierzchni szczelnych na terenie miast, z których „ścieki opadowe” odprowadzane są do kanalizacji deszczowej. Opłaty są wnoszone do Urzędów Marszałkowskich przez jednostki eksploatujące sieci kanalizacji deszczowej lub przez gminy, dla których zadaniem własnym jest odprowadzanie wód deszczowych. Opłaty te nie są

¹¹ tekst jednolity: Dz.U. z 2006 r. Nr 129, poz. 902;

redystrybuowane na rzeczywistych zanieczyszczających – właścicieli działek budowlanych, z których odprowadzane są do środowiska zanieczyszczone wody opadowe. Niestety, jak dotychczas polskie przepisy prawne nie wprowadziły opłat taryfowych za usługi odprowadzania wód deszczowych, świadczone na rzecz właścicieli nieruchomości przez jednostki eksploatujące systemy kanalizacji deszczowych. **Wprowadzenie tych opłat, a także redystrybucja opłat środowiskowych powinna zasadniczo wpłynąć na ograniczenie ilości wód deszczowych odprowadzanych sieciami kanalizacyjnymi, a tym samym na zrównoważone ich zagospodarowanie i przeciwdziałanie zjawiskom powodziowym, tak jak urynkowienie opłat za usługi wod-kan wpłynęło na ograniczenie zużycia wody.** Obecnie w wielu miastach podejmowane są starania w celu wprowadzenia opłat za te usługi na podstawie przepisów prawa lokalnego, często zakończone powodzeniem, np. w Bielsku-Białej, Tarnowie czy Ostrowie Wlkp.

7.2.7. Zwrot kosztów utrzymania komunalnej sieci kanalizacji deszczowej¹²

Ustawa z dnia 7 czerwca 2001 r. o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzaniu ścieków jest pierwszym aktem prawnym w randze ustawy, który tak szczegółowo i systemowo reguluje zasady funkcjonowania sektora usług wodociągowych i kanalizacyjnych.

Zgodnie z art. 2 pkt. 8c ustawy, pod pojęciem „ścieki” rozumie się także wody opadowe lub roztopowe, ujęte w otwarte lub zamknięte systemy kanalizacyjne, pochodzące z powierzchni zanieczyszczonych o trwałej nawierzchni, w szczególności z miast, portów, lotnisk, terenów przemysłowych, handlowych, usługowych i składowych, baz transportowych oraz dróg i parkingów. W ustawie o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzaniu ścieków brak jest definicji ww. powierzchni. Sprawy te już były omawiane. Uniemożliwia to jednak precyzyjne określenie, kto w przypadku odprowadzania wód opadowych i roztopowych jest odbiorcą usług przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjnego. Przedsiębiorstwa a nie Urzędu Miasta. Można tutaj jednak pomocniczo zastosować definicje zawarte w przepisach ustawy Prawo ochrony środowiska, związane z zasadami ponoszenia opłat za korzystanie ze środowiska.

Katalog kosztów, które mogą czy powinny być przedmiotem kalkulacji opłat za odprowadzanie wód opadowych i roztopowych, jest determinowany rodzajem opłat z tego tytułu, które dopuszczają obowiązujące przepisy. Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Budownictwa z dnia 28 czerwca 2006 r. w sprawie określania taryf, wzoru wniosku o zatwierdzenie taryf oraz warunków rozliczeń za zbiorowe zaopatrzenie w wodę i zbiorowe

¹² Tekst wykonany na podstawie stanowiska prof. Ziemowita Suligowskiego [Katedra Inżynierii Środowiska UWM](#) i [Katedra Inżynierii Sanitarnej PG](#) i materiałów Konferencji w Gdańsku w październiku 2006 roku;

odprowadzanie ścieków¹³ taryfa może zawierać cenę za jednostkę miary powierzchni zanieczyszczonej o trwałej nawierzchni, z której odprowadzane są ścieki opadowe i roztopowe kanalizacją deszczową, uwzględniającą rodzaj i sposób zagospodarowania powierzchni.

Warto zwrócić uwagę, że taki sposób ustalenia opłaty za odprowadzanie wód opadowych i roztopowych jest zbliżony do sposobu ustalenia opłaty za korzystanie ze środowiska. Jest to o tyle istotne, że opłaty środowiskowe stanowią jedną z ważniejszych pozycji w katalogu kosztów eksploatacji i utrzymania kanalizacji deszczowej. Obowiązek wnoszenia opłat za korzystanie ze środowiska ustanowiony jest przepisami ustawy Prawo ochrony środowiska, a także Rozporządzenia Rady Ministrów z dnia 20 grudnia 2005 r. w sprawie opłat za korzystanie ze środowiska¹⁴. Zgodnie z tymi jeszcze przepisami, opłaty za korzystanie ze środowiska naliczane są tylko przy odprowadzaniu wód pochodzących z powierzchni o trwałej nawierzchni, ujętych w systemy kanalizacyjne (z wyjątkiem kanalizacji ogólnospławnej).

7.3. Problematyka związana z zarządzaniem

Problematyka związana z zarządzaniem wodami opadowymi jest ściśle powiązana z obowiązującym prawem, rozwiązaniami technicznymi oraz nowoczesnymi sposobami gospodarowania wodami opadowymi. Te sprawy się zazębiają i determinują wzajemnie. Mądre i przewidujące gospodarowanie pozwoli na obniżenie taryf i kosztów utrzymania, co będzie determinowało większą akceptowalność społeczną dla trudnych i raczej niepopularnych decyzji władz samorządowych.

7.3.1. Nowoczesne sposoby gospodarowania wodami opadowymi

Należy spodziewać się, że szczególnie istotne jest obecnie określenie w ramach opracowywanego programu wodno-środowiskowego kraju i planów gospodarowania wodą w dorzeczach (Rozdział 3 Ustawy Prawo wodne) celów środowiskowych dla silnie zmienionych części wód będących odbiornikami wód opadowych z kanalizacji deszczowych i zrzutów burzowych z kanalizacji ogólnospławnych. Cieki te powinny być traktowane jako silnie zmienione części wód, w których osiągnięcie dobrego potencjału ekologicznego nie będzie ani zasadne, ani możliwe, ze względu na ich wykorzystywanie dla zaspokojenia potrzeb ludności, możliwości techniczne i nieproporcjonalne koszty.

¹³ Dz.U. Nr 127, poz. 886;

¹⁴ Dz.U. Nr 260, poz. 2176;

7.3.2. Retencja glebowa

Retencja glebowa występuje w strefie nienasyconej profilu glebowego i ma działanie najbardziej przestrzenne. Wielkość tej retencji uzależniona jest od rodzaju, składu mechanicznego i struktury gleby. Praktycznie ta użyteczna dla roślin retencja kształtuje się na poziomie od ok. 15-25 mm na glebach przepuszczalnych do ok. 50-65 mm na glebach zwięzłych. Utwory piaszczyste (przepuszczalne) charakteryzują się małą zdolnością retencyjną, ponieważ mają dużą odciekalność. Podobnie małą zdolnością retencyjną odznaczają się gleby bardzo zwięzłe (gлина ciężka, il), o zbitej strukturze i wadliwym profilu. Duża część wody zawarta w tych glebach jest trudno dostępna dla roślin, a wody opadowe z dużą trudnością przenikają w głąb profilu glebowego. Uszczelnianie powierzchni wokół drzew i krzewów oraz zmniejszanie powierzchni trawiastych jest niekorzystne. Poprawa struktury gleb ciężkich może zwiększyć zdolność magazynowania w nich wody. Dlatego też gleby bardzo zwięzłe wymagają zabiegów agromelioracyjnych, do których można zaliczyć orkę z pogłębiaczem (do głębokości 30 + 20 cm), realizowaną co 2-4 lata, orkę płytką (35-45 cm) – co 4-5 lat, średnią (45-60 cm) – co 5-6 lat i głęboką (60-80 cm) – co 6-7 lat, spulchnianie podglebia (30-60 cm) – co 3-4 lata i spulchnianie podłoża (60-80 cm) – co 4-5 lat oraz kretowanie podglebia (60-70 cm) – co 4-5 lat i kretowanie podłoża (70-80 cm) – co 4-5 lat.

Orkę z pogłębiaczem należy stosować w celu rozkruszenia zbitej podeszwy płużnej, tworzącej się bezpośrednio pod warstwą orną. Podeszwa płużna utrudnia przenikanie w głąb wody i korzeni roślin. Sprzyja to wystąpieniu erozji wodnej gleb. Uszczelnienie powierzchni np. kostką czy brukiem nie jest wskazane. Orki melioracyjne są niezbędne na obszarach o wadliwej budowie profilu glebowego, jednak z dużą miąższością warstwy próchnicznej. Spulchnianie stosuje się w warunkach małej miąższości warstwy próchnicznej w celu rozkruszenia zbitego, mało przepuszczalnego podłoża utrudniającego wsiąkanie wody do głębszych warstw profilu glebowego. Kretowanie, podobnie jak spulchnianie, ma na celu rozkruszenie zbitego podglebia z równoczesnym wytworzeniem na odpowiedniej głębokości kanalików krecich ułatwiających dopływ wody do drenów. Zabieg ten można stosować na zwięzłych, jednorodnych glebach nie posiadających kamieni.

Na zakwaszonych glebach ciężkich dla poprawy ich właściwości fizycznych i zwiększenia zdolności retencjonowania wody stosuje się wapnowanie. Poprawa struktury gleb zwięzłych może zwiększyć zdolność magazynowania w nich wody. Ocenia się, że w sprzyjających warunkach zastosowanie odpowiednich zabiegów agromelioracyjnych może spowodować wzrost ich retencyjności dodatkowo o ok. 20-50 mm. Dobór właściwych zabiegów winien być konsultowany z meliorantami i rolnikami.

Na wielkość retencji glebowej duży wpływ ma zarówno typ i gatunek gleby, zawartość w niej próchnicy, części pylastych i ilastych, jak i kultura użytkowania gleb. Powiększanie aktywnej warstwy profilu glebowego sprzyjającej pogłębianiu się systemu korzeniowego roślin zwiększa efektywną retencję glebową. Na glebach lekkich sprzyjają temu nawożenie organiczne i wprowadzanie roślin głęboko korzeniących się. Na glebach zwięzłych – drenowanie oraz zabiegi agromelioracyjne. Zwiększają one przewiewność gleb zwięzłych oraz stwarzają lepsze warunki do głębszego ukorzeniania się roślin, powiększają więc pojemność retencji użytecznej dla roślin. Drenowanie gleb, a także wprowadzanie zabiegów agromelioracyjnych powoduje pogłębianie się systemu korzeniowego roślin i zwiększanie aktywnej warstwy profilu glebowego, w której gromadzi się woda kapilarna, tworząc odpowiednio dużą retencję glebową. Głębokość głównej masy korzeniowej roślin, zależnie od warunków siedliskowych, wg badań czeskich wynosi przykładowo dla trawy i warzyw – 30-40 cm, dla roślin zbożowych 40-60 cm, dla motylkowych 30-70 cm, dla buraków cukrowych i pastewnych, kukurydzy i czerwonej koniczyny 40-80 cm oraz dla ziemniaków 40-60 cm. Z kolei dla sadów głębokość głównej masy korzeniowej wynosi 30-100 cm, a dla plantacji chmielu 50-70 cm.

Przy ocenie retencji glebowej należy wziąć pod uwagę sposób zasilania terenu w wodę, rodzaj gleby i stan jej nasycenia wodą oraz położenie na obszarze zlewni rzecznej. Granicznymi stanami nasycenia gleby wodą, tworzącymi efektywną retencję użyteczną gleb (ERU), są połowa pojemność wodna (PPW) – czyli stan maksymalnego wypełnienia kapilar glebowych i pojemność okresu suszy (POS) – określana jako dolna granica uwilgotnienia gleb (zapewniająca jeszcze prawidłowy rozwój roślin). Efektywna retencja użyteczna stanowi więc: $ERU = PPW - POS$

Kształtowanie się efektywnej retencji glebowej dla warstw profilu glebowego 0-25 cm, 0-50 cm i 0-100 cm przedstawiono w tabeli.

Tabela 57. Efektywna retencja glebowa

Rodzaj gleby	Zawartość próchnicy [%]	ERU [mm] dla warstwy		
		0-25 cm	0-50 cm	0-100 cm
piasek luźny	1,2	13	23	38
piasek słabo-gliniasty	1,1	16	29	56
piasek gliniasty lekki	0,9	20	36	72
piasek gliniasty mocny	1,4	24	46	80
glina lekka	1,6	28	53	100
glina średnia	1,8	32	62	122
glina ciężka	2,8	30	59	115
ił	-	26	51	105
pył	1,3	30	56	105
less	2,5	32	59	110

Źródło: Danies Słyś – Retencja i infiltracja wód deszczowych

Ocenia się, że zastosowanie zabiegów agromelioracyjnych na glebach zwięzłych z głębokim poziomem wód gruntowych może spowodować wzrost retencji wodnej o 20-30%. W warunkach płytkiego zalegania zwierciadła wody gruntowej, niezależnie od zasobów wody kapilarnej, efektywną retencję użyteczną gleb wzbogacają wody gruntowe. Do ich wykorzystania służą systemy melioracyjne umożliwiające piętrzenie wody i rozprowadzenie jej w profilu glebowym (różne formy nawodnień podsiąkowych). W tworzeniu retencji gruntowej bierze więc udział woda kapilarna i gruntowa. Zasoby efektywnej retencji gruntowej, jakie powstały w wyniku spiętrzenia w cieku (o Δh) i zahamowania odpływu, można określić jako:

$$ERU = \alpha \cdot \Delta h \text{ (mm)}$$

gdzie: α – empiryczny współczynnik retencionowania wody.

Współczynnik ten, wg badań prowadzonych w AR Wrocław,

- 0,33 na glebie wytworzonej z piasku luźnego wynosi:

- 0,28 na glebie z piasku słabogliniastego;

- 0,26 a na utworach murszowych podścielonych piaskiem luźnym;

Po spiętrzeniu wody w cieku na wysokość $h = 500 \text{ mm}$ i zahamowaniu jej odpływu na obszarze oddziaływania urządzeń melioracyjnych na glebie wytworzonej z piasku słabogliniastego wystąpi efektywna retencja użyteczna w wysokości:

$$ERU = 500 \text{ mm} \cdot 0,28 = 140 \text{ mm, czyli } 1400 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Jest to wystarczająca ilość wody do wyeliminowania niedoboru wodnego w okresie wegetacyjnym lat przeciętnych.

7.3.3. Zbiorniki jako element małej retencji wodnej

Małe zbiorniki wodne budowane dla różnych celów stanowią korzystny element krajobrazu, kształtują poziomy wód gruntowych i stosunki wilgotnościowe terenów przyległych oraz poprawiają mikroklimat. Ich otoczenie często obfituje w bogate w faunę zadrzewienia i zakrzaczenia. O roli tych urządzeń w kształtowaniu zasobów małej retencji i jej znaczeniu dla środowiska przyrodniczego przekonał się w okresie powojennym i nadal odczuwamy tego skutki (ogólnego przesuszenia krajobrazu). Problem ten wielokrotnie był podnoszony w prasie. Te słuszne stwierdzenia dowodzą m.in., jaką rolę odgrywały małe zbiorniki wodne i liczne piętrzenia na rzekach w gospodarce wodnej gleb nawet dużego regionu. I dalej brak właściwej gospodarki melioracjami stan niekorzystny pogłębia.

Biorąc pod uwagę sposób budowy zbiorników i ich oddziaływanie na środowisko przyrodnicze, a także uwzględniając wysokość piętrzenia (H) i pojemność całkowitą (V) zbiorniki retencyjne można podzielić na trzy grupy:

- najmniejsze ($H < 1,5 \text{ m}$, $V < 1 \text{ mln m}^3$),
- małe ($H = 1,5\text{-}5 \text{ m}$, $V < 5 \text{ mln m}^3$)
- oraz średnie ($H = 5\text{-}10 \text{ m}$, $V < 10 \text{ mln m}^3$).

7.3.4. Wykorzystanie retencji terenowej na przykładzie Gdańska

Rozwój zabudowy powoduje zmiany w sposobie odprowadzania części wód opadowych, które poprzez system kanalizacji deszczowej i burzowej trafiają bezpośrednio do odbiornika. Skraca się w ten sposób cykl obiegu wód i ogranicza tę jego część, która w warunkach naturalnych zasila warstwę glebową oraz strefy aeracji i saturacji. Oznacza to, że w miarę wzrostu gęstości zabudowy zmniejszają się opady biorące udział w obiegu naturalnym. Sytuacja taka jest niekorzystna i niewskazana z uwagi na stepowanie terenu.

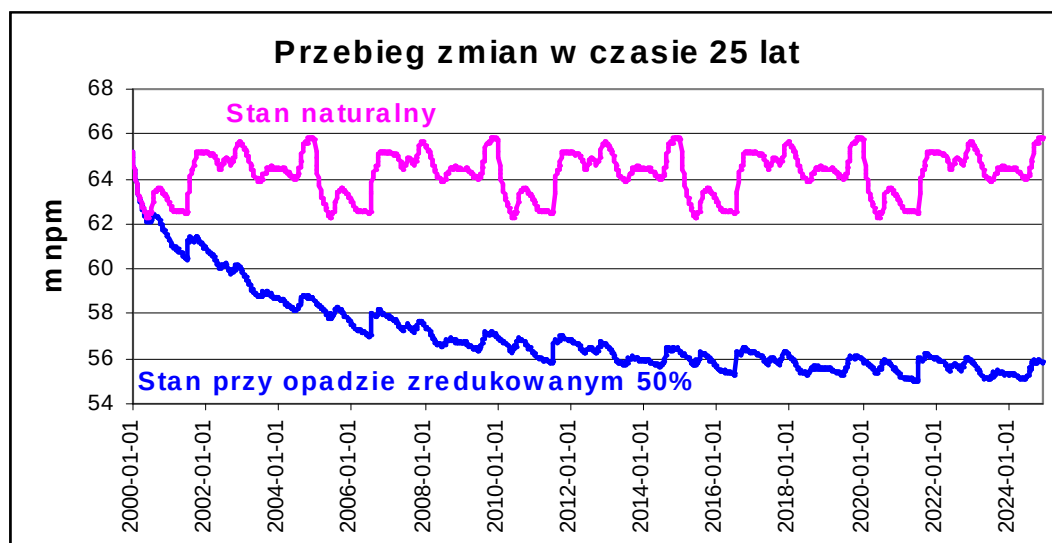
Dobrym przykładem jest założenie przyjęte dla Gdańska. W tamtych obliczeniach przyjęto następujące założenia:

- docelowa zabudowa na terenie zlewni nie przekroczy 45% jej obszaru (powierzchnia obecnej zabudowy, określona z map topograficznych, wynosi ok. 66 km^2),
- sieć kanalizacji deszczowej przejmie poniżej 50% opadów, a pozostały opad nadal będzie brał udział w naturalnym obiegu wód,
- obecnie istniejące obszary leśne oraz tereny rekreacyjne na obszarze tarasu nadmorskiego nie będą objęte zabudową. Na tych obszarach założono naturalny obieg wód, na który nie wpływa zabudowa terenu,
- wzrost gęstości zabudowy i wynikający z tego wzrost ilości wód odbieranych przez sieć kanalizacji deszczowej zasymulowano poprzez zmniejszanie opadów o kolejno 10%, 20%, 30%, 40% i 50%.

Można przyjąć analogie dla terenów przeznaczonych pod zabudowę w Giżycku. Należy przeznaczyć więcej terenów zielonych i rekreacyjnych pod miejscowe rozsączanie. Na osiedlach domków należy wyznaczać „zielone place”. Osiedla wielorodzinne wyposażone muszą być w odpowiednie systemy rozsączeniowe.

Przy takich założeniach osiągnięcie odprowadzania tylko 50 % wód jest możliwe. Dodatkową korzyścią będzie też brak konieczności powiększania istniejących kolektorów i urządzeń oczyszczających.

Rysunek 8. Przebieg zmian



Źródło: Danies Słyś – Retencja i infiltracja wód deszczowych

Powyższe badania wykonano dla kilku osiedli o różnej zabudowie. Zmiany położenia zwierciadła wód gruntowych będą zasadniczą konsekwencją redukcji ilości opadów biorących udział w obiegu wód. Na rysunku pokazano skutki, w okresie 25 lat takiej zabudowy zlewni, odbierana przez kanalizację deszczową 50% opadu. Jak widać, proces obniżania się zwierciadła wody trwa ponad 20 lat, a wielkość obniżenia zwierciadła wody sięga 10 m. W stanie naturalnym amplituda wahań zwierciadła wody sięga 4 m. Natomiast w miarę rozwoju procesu obniżania się zwierciadła wody zmniejsza się do ok. 2 m.

7.4. Zagadnienia techniczne

Zagadnienia techniczne neutralizacji wód opadowych należy podzielić na „wszelkie urządzenia” stosowane do rozsączania w ziemi wraz z całą infrastrukturą, niezależnie od przeznaczenia (działka indywidualna bądź układ zbiorowy) oraz na układ sieci kanalizacyjnych wraz z urządzeniami wszelkiego typu do oczyszczania ścieków deszczowych i wprowadzenie ich do odbiorników.

Oczyszczanie wód opadowych odbywa się w osadnikach oraz w odbenzyniaczach i odolejaczach. Ze względu na okresowy charakter pracy tych urządzeń oraz duże chwilowe przeciążenia hydrauliczne, powstają trudności zarówno na etapie ich projektowania, jak i eksploatacji. Najczęściej osadniki wód opadowych projektuje się wg wytycznych projektowania piaskowników, zakładając, że w urządzeniach tych zachodzić będzie sedymentacja zawiesiny ziarnistej. Przepływ obliczeniowy ustala się na podstawie powierzchni spływu oraz przyjętego do obliczeń natężenia odpływu, zwykle 15 l/s/ha.

Najczęstszym błędem, na etapie projektowania tych urządzeń, jest pomijanie aspektów, związanych z usuwaniem wytrąconych zawieszin oraz sposobu ich odwodnienia przed usunięciem.

Separatory substancji ropopochodnych dzielimy na odbenzyniacze i odolejacze. Odbenzyniacze służą do wydzielania ze ścieków lekkich substancji ropopochodnych, będących najczęściej składnikami benzyn i olejów napędowych. Odolejacze zaś to urządzenia, służące wydzielaniu substancji o gęstości większej od $0,90 \text{ g/cm}^3$.

Wśród odbenzyniaczy najbardziej rozpowszechnione są separatory koalescencyjne i lamelowe.

Separatory substancji ropopochodnych przeznaczone są do oczyszczania wód deszczowych, roztopowych i poprocesowych z terenów, które w sposób permanentny zagrożone są skażeniem substancjami ropopochodnymi. Są to urządzenia przepływowe tzn. w urządzeniach tych w sposób mechaniczny następuje oddzielenie (separacja) olei wolnych i emulsji semistabilnych od reszty ścieków podczas ich przepływu przez instalację. W przypadku właściwego doboru wielkości nominalnej NS, przy wystąpieniu przepływu nominalnego, zapewniony jest laminarny przepływ zaolejonych wód deszczowych. Dlatego przy tym przepływie nie występują turbulencje przepływu, a powierzchnia aktywna separatora jest wystarczająca na to, aby większe krople ropopochodnych oraz emulsje wyflutowały ku powierzchni i połączyły się w homogeniczną warstwę. Zjawisko to jest przyspieszane i wspomagane przez pakiety koalescencyjne w separatorach klasy I, zwanych separatorami koalescencyjnymi.

Norma PN-EN 858:2005 : 2000 dzieli separatory standardowe na dwie grupy:

Klasa I - separatory koalescencyjne, dla których stężenie ropopochodnych na odpływie musi być poniżej 5 mg/l ;

Klasa II - separatory grawitacyjne, dla których stężenie ropopochodnych na odpływie musi kształtować się poniżej 100 mg/l .

Zasady projektowania i opis konstrukcji tych urządzeń znajdują się również w normach PN-S-02204: 1997. Odwodnienie dróg, DIN 1999, pr. EN 858: 2000 oraz w pracy Edela „Odwodnienie dróg”. **Stężenie substancji ropopochodnych** na odpływie badane jest według warunków testu laboratoryjnego opisanego w normie PN-EN 858 : 2005. Wyników testu przeprowadzonego wg tej normy, a także wg innych norm narodowych np. DIN 1999 nie należy w żadnym wypadku utożsamiać ze stężeniami substancji ropopochodnych uzyskiwanymi w warunkach rzeczywistych. Redukcje substancji ropopochodnych, substancji ekstrahujących się eterem naftowym i zawiesziny muszą być precyzyjnie określone w warunkach gwarancji producenta.

Wewnątrz separatorów koalescencyjnych znajdują się wkłady lub filtry koalescencyjne, np. w formie mat, w których zachodzi proces łączenia się drobno zdyspergowanych w wodzie substancji ropopochodnych w duże krople, łatwe do wydzielenia pod wpływem sił wyporu. Filtry koalescencyjne wykonywane są z hydrofobowej tkaniny technicznej. Separatory koalescencyjne charakteryzują się stałym wysokim stopniem oczyszczania. Na urządzeniach tych można osiągnąć usunięcie substancji ropopochodnych poniżej 5 mg/l. Wydajność tych urządzeń, ze względów konstrukcyjnych, jest jednak ograniczona. Każdy separator musi posiadać urządzenia zabezpieczające, które w sposób automatyczny, bez ingerencji człowieka zamykają odpływ ścieków z separatora, po uzyskaniu maksymalnej pojemności przetrzymania. Pojemność ta jest różna dla różnych typów separatorów.

Zamknięcie automatyczne jest bardzo istotne, ponieważ wymusza konserwację separatora a w przypadku nagłego wycieku oleju (awarii) pływak natychmiast zamyka odpływ, co całkowicie zapobiega skażeniu odbiornika.

Istotne jest także, aby zawór pływakowy znajdował się na odpływie z separatora, ponieważ po osiągnięciu maksymalnej pojemności przetrzymania możliwe jest dalsze spiętrzanie ropopochodnych w kominie separatora, aż po właz rewizyjny. Gdy odcinany jest dopływ, ścieki zaolejone mogą zbierać się tylko w przewodach kanalizacyjnych i wpustach, co jest bardzo niekorzystne pod względem ochrony przeciwpożarowej.

Wewnątrz separatorów lamelowych umieszczone są pakiety skośnie pochyłonych płyt, zwanych lamelami. Wkłady lamelowe wykonane są z, odpornych chemicznie i wytrzymałych mechanicznie, tworzyw, charakteryzujących się dobrą zwilżalnością przez substancje ropopochodne. Lamle są nachylone pod kątem 45-60°. Odległość pomiędzy płytami przyjmuje się w zakresie 20-100 mm.

Dla większej przepustowości stosowane są separatory z przelewem zewnętrznym lub wewnętrznym, zwane separatorami z systemem by-pass. Podczas deszczu pierwsza fala wód opadowych, która spłukuje największą ilość zanieczyszczeń, jest oczyszczana, po przekroczeniu przepustowości obliczeniowej, część wód opadowych kierowana jest bez oczyszczenia do odbiornika. Dla zapewnienia prawidłowej pracy separatora z zewnętrznym systemem by-passem, konieczne jest zainstalowanie przed separatorem komory z przelewem burzowym. Stosowane są również rozwiązania, w których przelew umieszczony jest wewnątrz separatora.

Odbenzyniacze (odolejające) najczęściej mają konstrukcję żelbetową lub stalową i kształt cylindryczny lub prostopadłościenny. Przy małych natężeniach przepływu ścieków, separatory ropopochodne są zintegrowane z osadnikiem. Na dopływie ścieków do separatora stosuje się deflektor, mający na celu zmniejszenie energii kinetycznej strumienia

dopływających ścieków. Separatory posiadają automatyczne zamknięcia pływakowe, które zabezpieczają przed wypłynięciem gromadzonych w separatorze substancji ropopochodnych.

Separatory substancji ropopochodnych mogą być wyposażone w urządzenia do pobierania próbek i odsysania substancji ropopochodnych oraz w system monitorowania stanu wypełnienia komory, gromadzącej substancje ropopochodne. Urządzenia te usprawniają eksploatację separatorów i podwyższają niezawodność ich działania.

System odprowadzania wód opadowych rzadko rozpatrywany jest przez inżynierów jako ważny czynnik, wpływający na mikroklimat, kształtujący zasoby wód podziemnych i powierzchniowych. Rzadko też pamięta się o tym, że zastosowane rozwiązanie techniczne odprowadzania wód opadowych, może być istotnym elementem kształtującym krajobraz. Opady atmosferyczne na terenach zurbanizowanych wymywają zanieczyszczenia gazowe i pyłowe obecne w atmosferze, a także z powierzchni uszczelnionych. Wpływają również na wilgotność powietrza i przyczyniają się do powstawania prądów gęstościowych, zwiększających przewietrzanie obszarów zabudowanych.

W ostatnim dziesięcioleciu zmieniło się podejście do systemów kanalizacji deszczowej. Obecnie przyjmuje się, że oczyszczanie wód opadowych powinno dotyczyć tylko obszarów narażonych na dużą emisję zanieczyszczeń. Na pozostałych obszarach wody opadowe należy maksymalnie zatrzymywać w miejscu ich powstawania, przez zwiększenie retencji powierzchniowej, co prowadzi do ograniczenia ilości opadów odprowadzanych do sieci kanalizacyjnej. Retencja, czyli magazynowanie wód opadowych i oddawanie zapasów z pewnym opóźnieniem, przyczynia się do spłaszczenia przepływów szczytowych, a przez to pośrednio do ochrony przed powodzią. W celu podwyższenia zwierciadła wód gruntowych powinno się dążyć do infiltracji wód deszczowych do gruntu, zwłaszcza na terenach miejskich. Zwiększenie infiltracji można osiągnąć przez stosowanie zabudowy terenu o mniejszym współczynniku spływu powierzchniowego, np. chodników i dróg lokalnych o konstrukcji ażurowej, zbiorników małej retencji wodnej, infiltracyjnych urządzeń do odprowadzania wód z dachów, rowów odbierających wody opadowe, a w okresie pomiędzy opadami, spełniających rolę basenów infiltracyjnych.

7.4.1. Systemy kanalizacji deszczowej a mała architektura

Na powierzchniach nieprzepuszczalnych spływ wody w czasie opadów negatywnie oddziałuje na właściwości nawierzchni drogowych. Umiejętne kształtowanie poprzeczne i podłużne jezdni, wykorzystujące naturalne spadki terenu, umożliwia szybkie i bezpieczne odprowadzenie wód opadowych.

Rynsztoki przyuliczne
(fot. Ewa Kozłowska)



Kształtowanie systemów kanalizacji deszczowej powinno mieć na uwadze przede wszystkim funkcjonalność i ekonomiczność, ale także estetykę, która jest ważnym elementem planowania terenów zurbanizowanych. Tak jak w przypadku ścieków bytowo-gospodarczych, spływ musi odbywać się w kanałach zamkniętych, tak wody deszczowej można odprowadzać kanałami otwartymi, a trasy spływu i urządzenia do gromadzenia kształtować niekonwencjonalnie.

Projektując ulice czy osiedla, należy dążyć do utrzymania naturalnych kierunków odpływu, a także do zachowania istniejących już odbiorników. Powinno się zwrócić uwagę na duże spadki, aby odprowadzanie wody nie było zbyt szybkie, co może powodować zbyt przesuszenie gruntu latem i erozję wodną w okresie deszczy nawalnych. Ważna jest także kontrola zanieczyszczeń płynących z wodami opadowymi, gdyż może to mieć szkodliwy wpływ na rośliny z terenów, na które trafia odpływ. Podstawą systemu kanalizacji deszczowej w terenach zurbanizowanych są urządzenia do odbioru wody i jej odprowadzania, takie jak rynsztoki (rynny drogowe), muldy i rowy przydrożne. Czasami zachodzi potrzeba przecięcia ciągu komunikacyjnego elementem liniowym. Stosuje się wtedy rynny zamknięte od góry kratką lub z minimalną szczeliną wpustową, niewyczuwalną przy użytkowaniu nawierzchni przez pojazdy czy ludzi.



Urządzeniami liniowymi odpływu są również muldy przydrożne, sytuowane bezpośrednio u podnóża skarp wykopu lub nasypu, tworzące zazwyczaj płynne przejście pomiędzy drogą a poboczem. Muldy mogą być wypełnione trawą lub utwardzone materiałem nieprzepuszczalnym (kostką, tłuczniem, kamieniem). Służą przede wszystkim do odbioru wody z powierzchni komunikacyjnych. Na podobnej zasadzie działają rowy przydrożne, z tą

różnicą, że ich wydajność hydrauliczna jest lepsza. Dno rowów mogą być uszczelnione lub obsiane trawą. W drugim przypadku część wody infiltruje wprost do gruntu, a rów spełnia wtedy funkcję przyulicznego terenu zieleni. Ta część wody opadowej, której nie udało się odprowadzić na powierzchnię nie uszczelnioną, może być gromadzona w zbiornikach powierzchniowych. W zależności od



dalszego jej przeznaczenia, możemy wyróżnić urządzenia do gromadzenia i powolnej infiltracji. Do urządzeń infiltracyjnych zalicza się studnie i rowy chłonne. Dno i ściany studni są przepuszczalne, dzięki czemu woda przedostaje się do gruntu. System kanalizacji deszczowej można wkomponować w krajobraz w taki sposób, że podwyższy on wartości przyrodnicze i estetyczne. Należy o tym pamiętać, projektując nowe osiedla lub planując rozbudowę infrastruktury.

W celu umożliwienia ciągłej i bezawaryjnej pracy sieci kanalizacyjnej potrzebne są obiekty budowlane tzw. uzbrojenie sieci.

Do najczęściej spotykanego uzbrojenia należą:

- studzienki rewizyjne;
- studzienki i komory połączeniowe;
- studzienki i komory spadowe;
- przelewy burzowe;
- syfony, płuczki kanałowe;
- wpusty;

Studzienki rewizyjne umożliwiają dostęp do kanałów. Stosowane są przy zmianie kierunku przepływu, zmianie przekroju i zmianie spadku. Poza tym spełniają rolę przewietrzników sieci. Studnie rewizyjne na kanałach powinno się stosować co 50 m. W pewnych sytuacjach odległość tę można zmniejszyć np. na łukach. Minimalna średnica wewnętrzna studni wynosi 1,0 m. Należy stosować włazy okrągłe, DN600, klasy D400, z wentylacją (w ciągach pieszych bez wentylacji). W terenie o nawierzchni nieutwardzonej, włazy trzeba obetonować pierścieniem betonowym (beton klasy min. C16/20).

Połączenia dwóch lub więcej kanałów dopływowych z jednym kanałem odpływowym dokonuje się w studniach połączeniowych, z odpowiednio uformowaną kinetą.

Studzienki i komory spadowe stosuje się w przypadku łączenia kanałów o różnicy poziomów den do 4,0 m. W przypadku kanalizacji deszczowej nie wymaga się stosowania tzw. fajek.

Głównym zadaniem przelewów burzowych jest umożliwienie zmniejszenia przekroju poprzecznego kanału poniżej przelewu oraz zmniejszenie i zabezpieczenie urządzeń oczyszczalni ścieków.

Syfony stosuje się przy przejściach kanałów pod przeszkodami np. rzekami, kanałami, torami kolejowymi itp.

Do urządzeń, które umożliwiają płukanie kanałów należą:

- płuczki kanałowe;
- zamknięcia kanałów (klapy, zastawki, zasuw);

Z praktyki wynika, że wraz z wodami deszczowymi wpływać będą do wpustów ulicznych zanieczyszczenia z terenu w postaci np. liści, papieru, szkła, odpadów drewnianych, puszek itp. Należy wyposażyć wpusty w osadniki ażurowe o głębokości 1,0 m, do zatrzymywania powyższych zanieczyszczeń.

Projektując uzbrojenie sieci należy mieć na uwadze wyeliminowanie zagniwania ścieków (ograniczanie czasu retencji w przewodach, zachowanie prędkości samooczyszczania)

W dobie ekologii i ochrony środowiska, przy kształtowaniu terenów zurbanizowanych, należy racjonalnie wykorzystywać dary natury, z możliwością oddania przyrodzie jak największej jej części, aby móc utrzymać względną równowagę w biotopach. W tym kontekście, umiejętne gospodarowanie wodami opadowymi powinno stać się wymogiem współczesnego planowania urbanistycznego. Odejście od tradycyjnego odprowadzania wód opadowych zamkniętymi kanałami nie tylko korzystnie oddziałuje na bilans wodny danego terenu, ale także może wnieść nowe elementy estetyczne w krajobrazie miasta lub wsi.

Zagadnieniami technicznymi omówionymi wyżej zajmuje się na co dzień między innymi Instytut Budownictwa i Architektury Krajobrazu Akademii Rolniczej we Wrocławiu pod kierownictwem prof. nadzw. dr hab. inż. Janusza Łomotowskiego.

7.4.2. Zmniejszenie spływu

Pierwszoplanowym zagadnieniem zatrzymania wód jest zmniejszenie spływu z danej powierzchni. Najczęściej stosowanym rozwiązaniem dla zmniejszenia współczynnika odpływu wód deszczowych na obszarach zurbanizowanych są ażurowe kraty trawnikowe.



Są one stosowane na powierzchniach parkingów, szkolnych podwórek, placów zabaw, dróg dojazdowych itp. Początkowo zakładano, że ten sposób zabudowy powierzchni pozwoli zwiększyć infiltrację wód opadowych do gruntu. Nadzieje okazały się jednak płonne. Doświadczenia niemieckie wykazały, że stosowanie tego typu nawierzchni nie wpływa w istotny sposób na odpływ wód opadowych do kanalizacji deszczowej. Przyczyną tego jest proces zagęszczania się gruntu i powierzchniowe uszczelnienie wskutek zjawiska kolmatacji.

Rozwiązania te wpływają pozytywnie na estetykę utwardzonej powierzchni, ale nie zmniejszają spływu powierzchniowego. Zwiększenie infiltracji wód opadowych do gruntu można uzyskać przez zastosowanie ścieżek żwirowych. Można je stosować na powierzchniach, na których nie przewiduje się ruchu pojazdów mechanicznych. Często stosowane są one na prywatnych posesjach wokół budynków lub jako element małej architektury ogrodów. Przykładem może być Wersal, gdzie wszystkie alejki są wykonane w ten sposób. Dobór tłucznia o różnych barwach pozwala modelować różne kompozycje plastyczne kontrastujące z otaczającą ścieżki zielenią.



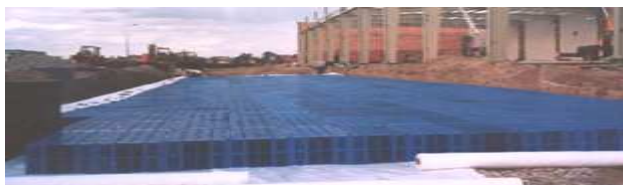
Rozwiązaniem pozwalającym zmniejszyć ilość wód opadowych odprowadzanych rynnami są zielone dachy. Warstwa wegetacyjna na dachu o grubości 20 cm pozwala zakumulować 50-70 mm opadu, co odpowiada w przybliżeniu miesięcznemu opadowi deszczu w warunkach polskich. Zwiększenie infiltracji wpływa korzystnie na mikroklimat otoczenia, a także ogranicza wielkość strat ciepła zimą i chroni przed zyskami ciepła latem przez połacie dachowe, poprawia

akustykę pomieszczeń i zwiększa odporność ogniową budynku. Polskim przykładem zielonego dachu jest dach Biblioteki Uniwersytetu Warszawskiego.

Przy projektowaniu odwodnienia dróg i innych powierzchni utwardzonych powinno się w większym stopniu stosować rozwiązania umożliwiające wsiąkanie wód opadowych.

Nie należy pochopnie rezygnować z nieutwardzonych poboczy, rowów i muld. Rozwiązania te spłaszczają falę spływu powierzchniowego, gdyż pozwalają zwiększyć retencję powierzchniową wody. Przy właściwym zaprojektowaniu powierzchniowego odprowadzania wody do rowu lub muldy można uzyskać dekoracyjny element małej architektury.

Bardzo użyteczne są infiltracyjne zbiorniki podziemne wykonane z ażurowych samonośnych prefabrykatów w kształcie skrzyń. Wykonanie skrzyń z tworzywa sztucznego pozwala uzyskać mały ciężar, co ułatwia ich montaż i transport.



Dla ograniczenia kolmatacji gruntu zewnętrzne powierzchnie zbiorników są owijane geowłókniną. Zbiorniki tego typu są montowane pod chodnikami, ulicami i parkingami, a także na terenach

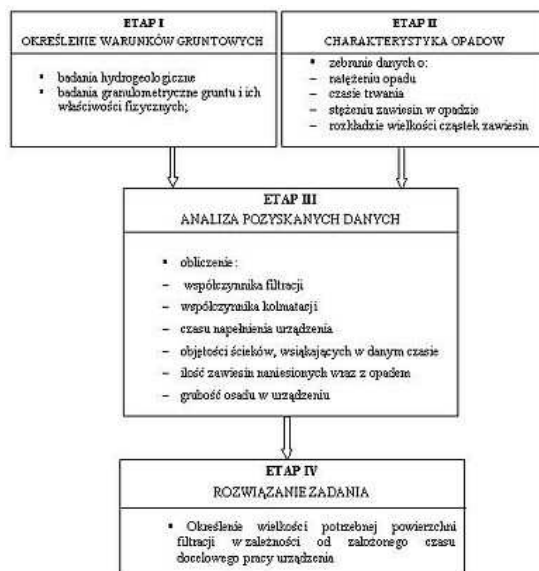
zielonych. Mogą stanowić element przydomowego systemu odprowadzania wód opadowych przedstawiono fazę wykonywania zbiornika do infiltracji wód opadowych pod powierzchnią parkingu w jednej z miejscowości na Dolnym Śląsku. Rozwiązanie to bardzo często jest stosowane do infiltracji wód deszczowych z dachów hal magazynowych i produkcyjnych oraz hipermarketów.

7.4.3. Wytyczne do projektowania

Na wstępie należy jasno oddzielić co jest projektem budowlanym, co jest Koncepcją programowo – przestrzenną, a co jest Pracą przedprojektową. Każda z tych części jest inna. Prawo budowlane w art. 34 podaje ogólny zakres i treść projektu budowlanego. Zakres szczegółowy określony został w Środowiskowych zasadach wycen prac projektowych IPB RKBP. Niniejsze opracowanie jest faktycznie próbą połączenia części tych zakresów.

Zakładamy jednak, że właściwe PB jako projekty podstawowe i wykonawcze będą już wykonywane zgodnie z wytycznymi. Nie można bowiem na etapie koncepcyjnym przewidzieć rzeczywistych przyszłych tendencji w rozwiązywaniu opisywanych problemów. Poza tym w przypadku Giżycka, opracowanie to pokazuje rzeczywisty a niezbędny do wykonania (przed rozpoczęciem projektów) zakres prac przedprojektowych. Są to olbrzymie zadania wymagające poniesienia dużych nakładów (sieć posterunków obserwacyjnych,

sprawy zarządzania i kontroli, wprowadzenie ewidencji, sytuacja podmiotów prawnych) finansowych. Wykonanie PB bez wykonania prac przedprojektowych będzie nieporozumieniem powielającym dotychczasowe błędy.

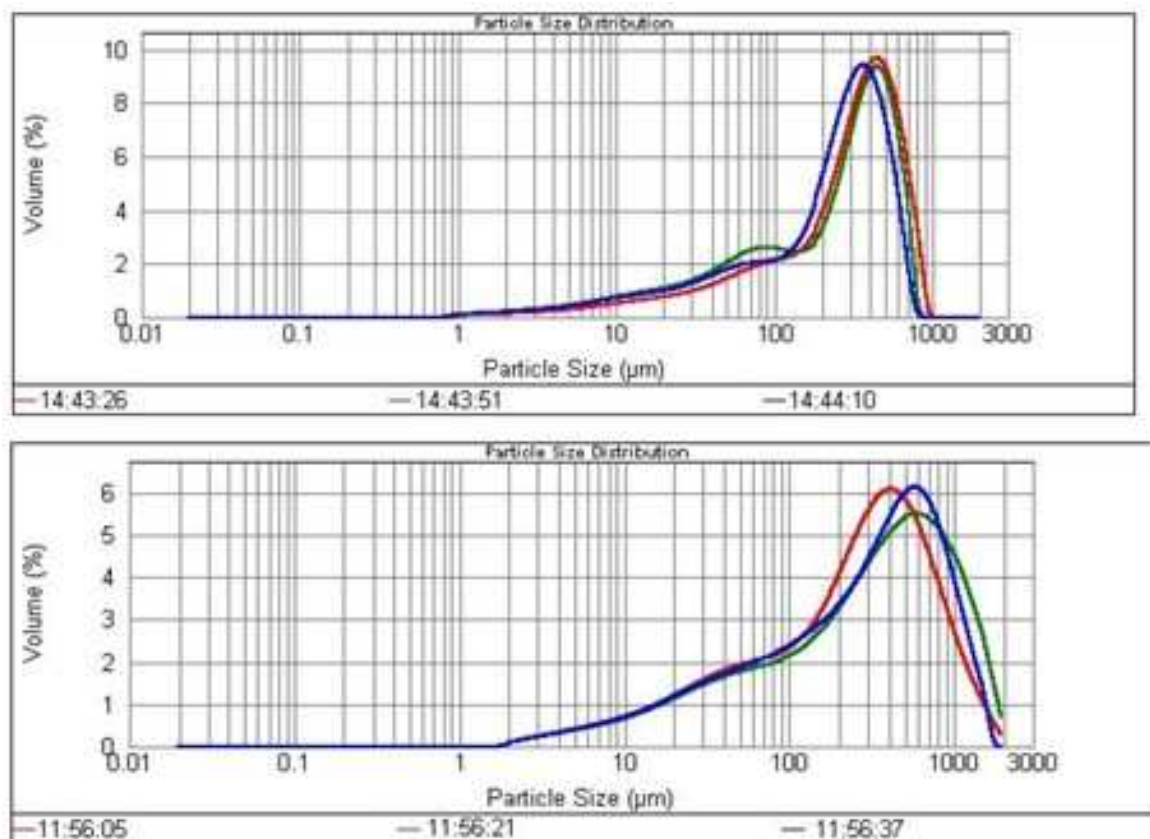


Zwracamy też uwagę, że brakuje polskich wytycznych do projektowania urządzeń do infiltracji wód opadowych, dlatego też pomocne są tutaj wytyczne ATV-A138 „Budowa i wymiarowanie urządzeń do scentralizowanego wsiąkania w grunt wód opadowych bez szkodliwych zanieczyszczeń” (na diagramie przedstawiono etapy prac projektowych, a w tabeli parametry, które należy określić przy projektowaniu poszczególnych urządzeń do infiltracji wód opadowych do gruntu).

Przy wymiarowaniu urządzeń najczęściej przyjmuje się natężenie deszczu o czasie trwania 15 minut i prawdopodobieństwie 20%. Stopień zanieczyszczenia wód deszczowych zależy od stanu czystości powietrza atmosferycznego oraz ilości zanieczyszczeń zgromadzonych na powierzchni terenu lub dachu, na której formuje się spływ powierzchniowy.

Opady atmosferyczne wymywają zanieczyszczenia gazowe i pyłowe obecne w atmosferze, pochodzące m.in. z przemysłu, rolnictwa, kotłowni, palenisk oraz spalin motoryzacyjnych, a także spłukują cząstki materii organicznej i nieorganicznej z powierzchni terenu 2-4 (na poniższym rysunku przedstawiono przykładowe rozkłady częstości występowania cząstek o różnej wielkości obecnych w spływach z dachu budynków mieszkalnych).

Wykres 1. Przykładowe rozkłady występowania cząstek w odpływach z rynien



Źródło: Internet

Wielkość najczęściej występujących cząstek wynosi 170-600 μm). Przy projektowaniu podziemnych urządzeń chłonnych należy uwzględnić efekt kolmatacji (zjawisko to można pominąć w przypadku infiltracji wód opadowych z rowów lub muld). Roślinność porastająca powierzchnię tych urządzeń eliminuje zjawisko uszczelnienia wierzchniej warstwy zawieszoną pochodzącą z opadów.

Rysunek 9. Zestawienie parametrów projektowych

Zestawienie parametrów potrzebnych do projektowania urządzeń do infiltracji wód opadowych

Parametr	Powierzchnia spływu	Współczynnik filtracji	Natężenie opadu	Czas trwania opadu	Współczynnik spływu	Dotępna powierzchnia wiązania	Średnica urządzenia	Powierzchnia infiltracji	Wysokość całkowita i spływu wody	Prędkość infiltracji wody do gruntu
Wiązanie powierzchniowe	+	+	+	+	+	+		+		+
Wiązanie z nadmiernym gromadzeniem wody – miedzi, rowy lub stawy infiltracyjne	+	+	+	+		+		+	+	+
Wiązanie z gromadzeniem podziemnym	Studnie chłonne	+	+	+			+	+	+	+
	Systemy drenarskie	+	+	+			+	+	+	
	Zbiorniki ampurowe elementów prefabrykowanych	+	+	+	+			+	+	+

Źródło: Internet

7.4.4. Separatory – charakterystyka, dobór, warunki stosowania.

Standard emisji zanieczyszczeń, zawartych w ściekach opadowych odprowadzanych z dróg krajowych, wojewódzkich oraz powiatowych klasy G, parkingów o powierzchni powyżej 0,1 ha oraz obiektów dystrybucji paliw, określa wielokrotnie powoływane Rozporządzenia Ministra Środowiska z lipca 2006 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, etc.

Podane w nim wartości odnoszą się do takiej ilości ścieków opadowych oczyszczanych, jaka powstaje z opadu o natężeniu co najmniej 15 l/s z 1 ha powierzchni szczelnej wymienionych dróg i parkingów oraz do ścieków opadowych o natężeniu odpływu spowodowanego opadem o częstotliwości występowania raz w roku ($C = 1$) i czasie trwania 15 minut, odprowadzanych z obiektów magazynowania i dystrybucji paliw.

Odpływ wód opadowych w ilościach przekraczających powyższe wartości może być wprowadzany do odbiornika bez oczyszczania, a urządzenie oczyszczające powinno być zabezpieczone przed dopływem o natężeniu większym niż jego przepustowość nominalna.

Jakość ścieków przemysłowych (np. z myjni samochodowych) wprowadzanych do urządzeń kanalizacyjnych powinna spełniać wymagania Rozporządzenie Ministra Budownictwa z dnia 14 lipca 2006 r.¹⁵ **w sprawie sposobu realizacji obowiązków dostawców ścieków przemysłowych oraz warunków wprowadzania ścieków do urządzeń kanalizacyjnych.** Podobne wymagania odnoszą się do ścieków opadowych zawierających substancje szczególnie szkodliwe dla środowiska wodnego, wprowadzanych do sieci kanalizacji miejskiej, co reguluje § 45a ustawy – Prawo wodne.

7.4.4.1. Charakterystyka ogólna separatorów

Do oddzielenia zawieszin oraz substancji olejowych pochodzenia mineralnego (ropopochodnych) zawartych w ściekach opadowych oraz przemysłowych stosowane są oczyszczalnie mechaniczne o działaniu sedymentacyjno-flotacyjnym. Wykorzystywane tam urządzenia to separator substancji olejowych (substancji ropopochodnych), dalej zwany separatorem, którego podstawową funkcją jest oddzielenie substancji olejowych w wyniku flotacji, oraz separator zawieszin (piasku), zwany dalej osadnikiem lub piaskownikiem, w którym w wyniku sedymentacji są oddzielane zawiesiny.

Układy separatorów przeznaczone są do podczyszczania ścieków opadowych odprowadzanych z terenów zanieczyszczonych substancjami ropopochodnymi oraz do oczyszczania ścieków przemysłowych. Separator substancji olejowych współpracuje

¹⁵ Dz.U. z dnia 28 lipca 2006 r.;

z osadnikiem, z którym tworzy jeden zbiornik (mogą też stanowić dwa oddzielne zbiorniki). Osadnik może pracować również jako samodzielne urządzenie. Separatory i osadniki są to zbiorniki żelbetowe, betonowe, stalowe, z polietylenu lub z laminatu poliestrowego (utwardzonej żywicy poliestrowej wzmocnionej włóknem szklanym – GRP), przeważnie cylindryczne, pionowe, poziome albo w kształcie prostopadłościanu. Urządzenia te są produkowane również z polimerobetonu i ze stali nierdzewnej.

7.4.4.2. Separatory substancji olejowych

Separatory substancji olejowych dzielą się na grawitacyjne oraz koalescencyjne. Separatory grawitacyjne działają na zasadzie rozdziału substancji o różnych gęstościach w wyniku wyłącznie sił grawitacji – krople cieczy lekkiej (olej, benzyna) wypływają i gromadzą się na powierzchni ścieków.

W separatorach koalescencyjnych flotacja grawitacyjna wspomagana jest procesem koalescencji. Elementy koalescencyjne ułatwiają łączenie się mikrocząsteczek oleju w większe krople, które od ścieków może już oddzielić siła grawitacji.

Spotyka się wiele typów separatorów koalescencyjnych. Główna różnica w ich budowie i działaniu polega na zastosowaniu różnych wkładów koalescencyjnych, którymi mogą być maty lub gąbki filtracyjne oraz pakiety lamelowe (separatory lamelowe).

Oba rodzaje separatorów są najczęściej wyposażone w automatyczne zamknięcia dopływu lub odpływu oraz mogą posiadać urządzenie sygnalizacyjne, które uruchamia się w momencie przekroczenia pojemności magazynowej cieczy lekkich. Separatory mogą być wyposażone w oddzielny zbiornik do gromadzenia odseparowanych substancji olejowych.

W separatorach do oczyszczania spływów opadowych mogą być instalowane przelewy burzowe z obejściem hydraulicznym.

Z uwagi na miejsce wykonania urządzeń, norma PN-EN 858-1:2002 (U) wprowadza separatory prefabrykowane, które w całości lub w postaci gotowych części są wykonane w zakładach producenta, oraz separatory wykonane w miejscu ich posadowienia, co zgodnie z cytowaną normą dotyczy wielkości nominalnych równych lub większych niż 150 l/s.

Cechami każdego separatora są przepustowość nominalna, oznaczona jako Q_n (l/s), lub jej odpowiednik, wg normy EN – wielkość nominalna NS (niemianowana), podstawowe parametry techniczne (materiały, parametry konstrukcyjne zbiornika i elementów wyposażenia, rodzaj i wielkość wkładu koalescencyjnego), pojemność magazynowania cieczy lekkich, dopuszczalna grubość warstwy oleju oraz pojemność osadnika i dopuszczalne grubości warstwy osadu (jeżeli osadnik jest zintegrowany z separatorem).

Wymienione informacje dotyczące separatorów prefabrykowanych produkowanych seryjnie są zawarte w aprobatkach technicznych (AT) Instytutu Ochrony Środowiska.

W aprobatkach tych podany jest również zakres oraz warunki stosowania, montażu i eksploatacji separatorów, które należy uwzględniać przy wyborze urządzenia, a także wytyczne doboru urządzeń.

Wymiary separatorów grawitacyjnych budowanych na miejscu posadowienia można określić wg wytycznych zamieszczonych w normie PN-EN 858-1:2002 (U), zgodnie z którymi:

- stosunek szerokości do długości separatora powinien wynosić od 1:1,5 do 1:5,
- minimalna głębokość czynna (napełnienie ściekami) to 2,5 m (w tym 0,15 m na magazynowanie cieczy lekkiej i 0,35 m na gromadzenie osadów),
- minimalna powierzchnia czynna $A_{\min} = 0,2 Q_n [m^2]$,
- minimalna objętość całkowita $V_{\min} = 0,5 Q_n [m^3]$,
- minimalna objętość magazynowania cieczy lekkich $Vol_{\min} = 0,03 Q_n [m^3]$, przy czym Q_n jest wyrażone w l/s.

7.4.4.3. Określenie przepustowości nominalnej

Przepustowość separatorów dla dopływu ścieków opadowych oznacza tzw. przepustowość (wielkość) nominalna Q_n , mierzona w l/s, która powinna wynosić:

$$Q_n \geq Q_{op} \cdot f_d \quad [l/s]$$

$$Q_n \geq F \cdot q \cdot \psi \cdot f_d \quad [l/s]$$

gdzie:

Q_{op} – natężenie dopływu ścieków opadowych (miarodajne dla projektu separatora),

F – powierzchnia zlewni [ha],

q – natężenie opadu miarodajnego [$l/(s \cdot ha)$] (wartość, zgodnie z PN-EN 858-2:2004 (U), dostosowana do przepisów lokalnych),

ψ – współczynnik szczelności zlewni [–],

f_d – współczynnik gęstości zależny od rodzaju węglowodorów.

Niekiedy uwzględniany jest też współczynnik opóźnienia ϕ , obliczany ze wzoru Bürkli-
Zeiglera. Przepustowość nominalna separatorów przeznaczonych do oczyszczania ścieków przemysłowych (z myjni, z warsztatów) powinna być dostosowana do natężenia dopływu ścieków oraz stopnia ich zanieczyszczenia.

Należy ją obliczać ze wzoru:

$$Q_n \geq Q_s \cdot f_s \cdot f_d$$

gdzie:

Q_s – natężenie odpływu ścieków przemysłowych [l/s],

f_s – współczynnik utrudnienia separacji, np. obecność detergentów (do oczyszczania ścieków procesowych z mycia pojazdów przyjmuje się

$$f_s = 2)^3,$$

f_d – jw.

7.4.4.4. Skuteczność działania separatorów

Odpływ z separatora powinien spełniać wymagania określone w decyzji administracyjnej (pozwoleniu wodnoprawnym) oraz warunki wymagane przez eksploatatora sieci kanalizacyjnej, jeżeli oczyszczone ścieki są wprowadzane do urządzeń kanalizacji komunalnej. W charakterystykach separatorów często zawarta jest informacja, że stężenie substancji olejowych w ściekach oczyszczanych w separatorach koalescencyjnych nie przekracza 5 mg/l. Cytowana wartość stężenia w ściekach odprowadzanych z separatorów uzyskiwana jest podczas badań testowych prowadzonych w warunkach laboratoryjnych zgodnie z normą PN-EN-1:2002 (U).

Na skuteczność działania separatora, tj. na stopień redukcji substancji olejowych, wpływa wskaźnik powierzchni użytkowej wyrażony w $m^2/(l/s)$, na który składa się powierzchnia zwierciadła wody w urządzeniu i powierzchnia użytkowa wkładu koalescencyjnego przypadająca na 1 l/s przepływających ścieków oraz warunki montażu i eksploatacji separatora.

Wskaźnik powierzchni użytkowej urządzenia, zależny od gęstości oleju, podają dane literaturowe. Wskaźnik powierzchni użytkowej wkładu koalescencyjnego (wskaźnik separacji) wyznacza się doświadczalnie.

Stosowanie właściwej gospodarki wodami opadowymi w przypadku gospodarstw indywidualnych przynosi wymierne korzyści ekonomiczne. Podstawową wiedzę na ten temat należy rozpropagować wśród społeczeństwa. Szczególnie jest ona istotna dla osób, które dopiero zamierzają się budować. Wówczas koszty inwestycyjne są znacznie niższe. W literaturze funkcjonuje już wiele sposobów wykorzystywania wody deszczowej w gospodarstwie domowym.

Jako podstawę przyjmujemy tutaj następujące założenia:

1. Cena 1m^3 wody = 2,53 zł (z VAT wg stanu na dzień 31.10.2006);
2. Cena 1m^3 ścieków = 4,96 zł (z VAT wg stanu na dzień 31.10.2006);
3. Zużycie wody w spłuczce starego typu = 32 l / osobę / dzień;
4. Zużycie wody w spłuczce nowego typu (dwupoziomowe) = 20 l/os/d;
5. dla 200m^2 ogródka, działki $2,5\text{dm}^3/1\text{m}^2$ przeciętnie podlewanie upraw odbywa się w ciągu: 15 dni/m-c w okresie 15.04-15.09 = 150dm^3 przeliczeniowe dziennie.

Wariant I Oszczędne (podstawowe) wykorzystanie opadówki.

Obejmuje podlewanie ogródka i splukiwanie ustępu. Razem ok. $170 - 182\text{dm}^3$ średniodobowego zużycia wody na jedną osobę w okresie wegetacyjnym i $20 - 32\text{dm}^3$ średniodobowego zużycia wody na jedną osobę w okresie pozawegetacyjnym. Dla 365-cio dniowego roku oznacza to pobór **dla czteroosobowej rodziny** od $56,575\text{m}^3$ do $74,10\text{m}^3 \times 2,53\text{zł}$ za wodę = od 143,13 zł do 187,47 zł oraz od 280,61 zł do 367,54 zł za ścieki. Oznacza to oszczędności roczne na poziomie od 423,73 zł do 555,01 zł.

Przy normalnym użytkowaniu wody (działki siedliskowe i rezydencjonalne) oszczędności w poborze wody tylko na podlewanie powierzchni ok. 200m^2 będą na poziomie ok. 28m^3 rocznie przy 6-cio miesięcznym okresie wegetacyjnym.

Wariant II Pełne wykorzystanie wód opadowych.

Prócz wymienionych w wariantcie I dochodzi jeszcze pranie i sprzątanie. Jest to kolejne $25\text{dm}^3/\text{osobę}/\text{dzień}$. W stosunku rocznym stanowi to kolejne $36,5\text{m}^3$ i 273,39 zł. Czyli np. dla zabudowy jednorodzinnej oszczędności roczne tylko z tytułu opłat za wodę i ścieki wyniosą 687,12 zł, a dla zabudowy rezydencjalnej (na cztery osoby i 500m^2 powierzchni do podlewania) oszczędności te będą wynosić ok. 135-150 m^3 wody pitnej. Całkowite minimalne koszty poboru tej ilości wody wraz z opłatami za ścieki wyniosą 1016,39 zł.

7.5.1. Rozsądzanie wody deszczowej w warunkach odosobnionego gospodarstwa

Zdajemy sobie sprawę, że wiele osób zniechęci koszt wykonywania osobnych instalacji do wykorzystywania wód deszczowych, szczególnie w przypadku starej substancji mieszkaniowej. Bez mechanizmów pomocowych, promujących takie podejście do wody będzie to bardzo trudne. Jeżeli można dotować wykonywanie oczyszczalni przydomowych na terenach obsługiwanych siecią kanalizacyjną, to tym bardziej należy pomagać tym, którzy chcą oszczędzać wodę pitną. Problem wymaga uzgodnień na szczeblu powiatu. Sprawą niezależną od oszczędzania wody z sieci wodociągowej jest zagospodarowywanie jej na miejscu.

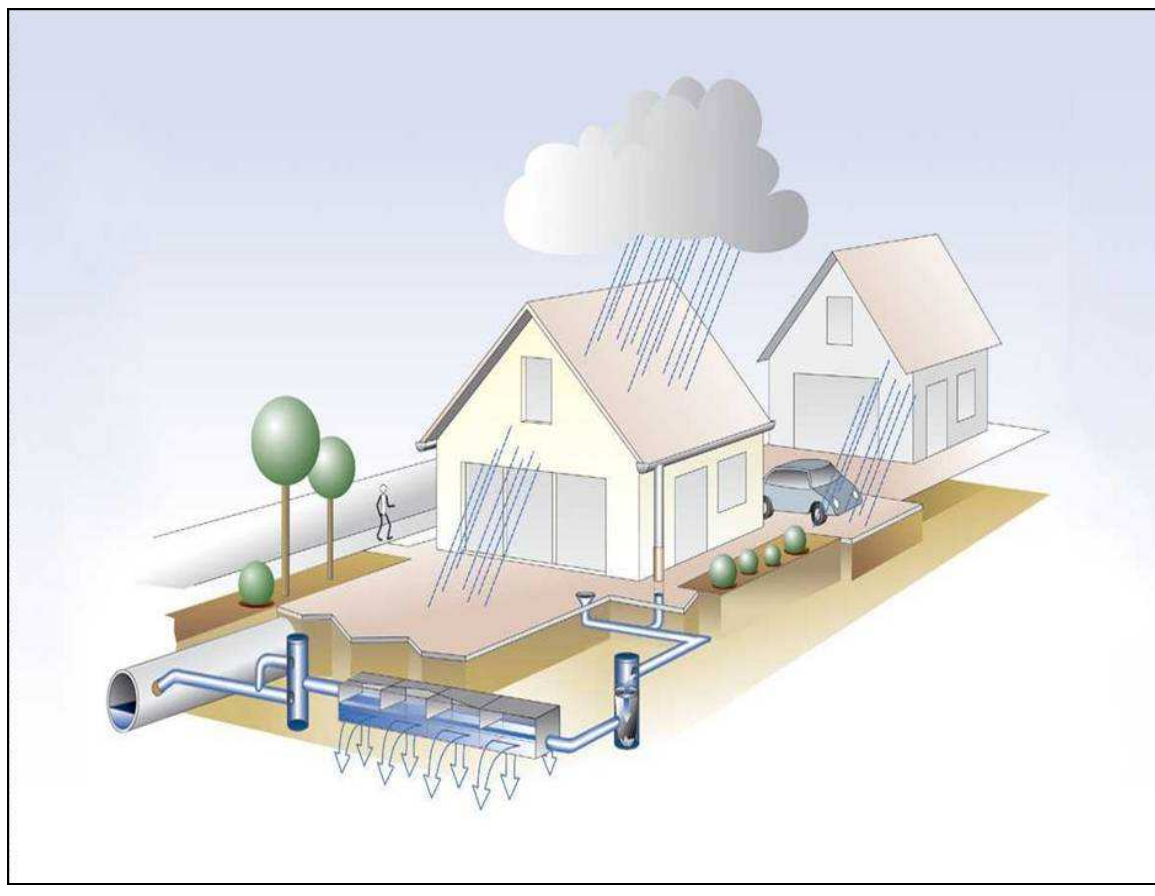
Systemem zdobywającym coraz więcej zwolenników jest tzw. system AZURA. Jest to system „skrzynek” połączonych ze sobą. W Polsce jest aktualnie trzech producentów. Dzięki temu można wykonać zagłębiony „magazyn”, z którego woda deszczowa stopniowo wsiąka w grunt. Podłączenie „magazynu” z systemem odprowadzania wody deszczowej z dachu i odwodnień liniowych małych powierzchni parkingowych może być wykonane każdym rodzajem dostępnych rur kanalizacyjnych. Zbiornik magazynowy winien od budynku być oddalony 5 m.

Zalecane jest wykonanie przelewu. Minimalne przykrycie ziemią takiego magazynu winno wynosić dla terenów zielonych (np. pod trawnikiem) 40 cm. Magazyn winien być izolowany od ziemi rodzimej i przykrycia geowłókniną.

Do pokazanego układu warto dodać pomiędzy studzienkę osadnikową a układ skrzynek dodać dodatkowy zbiornik retencyjny. To głównie z niego będzie można pobierać wodę deszczową do wykorzystania gospodarczego.

Wymiary skrzynek, z których budowany jest „magazyn” może być różny. Trzech producentów (dystrybutorów) polskich przyjęło wymiary podobne – 500 x 1000 x 400 mm, czyli $Q = 0,2 \text{ m}^3$. Każdy z producentów oferuje również wszystkie elementy uzupełniające; łączniki, geowłókninę, rury, króćce, studzienki itp.

Rysunek 12. System rozsączający z przelewem burzowym



Źródło: Internet

Przykładowe zestawienie kpl. magazynu dla gruntów przepuszczalnych ($k=1 \times 10^{-3}$), natężenie deszczu $100 \text{ dm}^3/\text{s} \times \text{ha}$, powierzchnia dachu 100 m^2 wymaga $0,8 \text{ m}^3$ czyli 4 przykładowych skrzynek. Cena zestawu wynosi ok. 1 000 zł. Dla gruntów przepuszczalnych ($k=1 \times 10^{-3}$), natężenie deszczu $150 \text{ dm}^3/\text{s} \times \text{ha}$, powierzchnia dachu 150 m^2 wymaga $1,6 \text{ m}^3$ czyli 8 przykładowych skrzynek.

Cena zestawu wynosi ok. 1 700 zł. Cena jednej skrzynki wynosi ok. 170 zł brutto. Należy przypuszczać, iż z chwilą rozpowszechnienia tego systemu, a więc zaistnienia większej ilości producentów ceny jednostkowe ulegną obniżeniu.

Dla większych parkingów i w miejscach, w których można spodziewać się większych zanieczyszczeń, warto wyposażyć układ w odpowiednie separatory. Oferta separatorów jest bardzo duża i nie ma problemu z ich doбором.

7.5.2. Zalecany system indywidualnej gospodarki wodami opadowymi

Biorąc pod uwagę wszystkie uwarunkowania omówione wcześniej, system taki winien składać się z następujących części:

1. System rynnowy i system zbierający deszczówkę z powierzchni szczelnych.
2. Osadnik części stałych.
3. Zbiornik retencyjny wyliczony dla 30 dni przetrzymywania deszczówki wraz ze wskaźnikiem napełnienia.
4. Lokalny układ rozsączający.
5. Przelew burzowy.

8. PODSUMOWANIE

Celem opracowania było wskazanie kierunków rozwoju zagospodarowania wód opadowych i roztopowych na terenie rozbudowującego się obszaru Miasta Giżycka. Uzyskane informacje zawarte w przedmiotowej koncepcji programowej winny być pomocne w podejmowaniu decyzji dotyczących rozbudowy obecnie istniejącego na tym obszarze systemu kanalizacji deszczowej. Zakres opracowania obejmował:

➤ **Oдноśnie stanu istniejącego**

- Weryfikacja i uzupełnienie posiadanej inwentaryzacji technicznej systemu odprowadzania wód opadowych kanalizacji deszczowej;
- Ustalenie i sporządzenie wykazu ilości istniejących sieci kanalizacji deszczowej (wpustów ulicznych, odwodnień liniowych, wylotów i urządzeń podczyszczających, rowów odwadniających);
- Wydzielenie zlewni podstawowych oraz ustalenie bilansu powierzchni terenu w poszczególnych zlewniach;
- Sporządzenie bilansu wód opadowych dla poszczególnych zlewni z uwzględnieniem dopływów spoza granic Miasta;
- Analiza stanu istniejącego (w tym przekamerowanie problematycznych kanałów sieci z zapisem przeglądu na nośniku elektronicznym) wraz z opisem oraz z wykonaniem obliczeń pozwalających na wskazanie punktów lub odcinków wymagających odpowiednich zmian;

- Ustalenie struktury użytkowników kanalizacji deszczowej (indywidualni, zbiorowi, duże obiekty handlowe i przemysłowe, tereny wojskowe, tereny gminne, drogi itp.) wraz z ilością odprowadzanych wód opadowych;
- Analiza stanu formalno-prawnego elementów systemu odprowadzania wód opadowych oraz gruntów, przez które przebiegają ze wskazaniem elementów wymagających uregulowania, które są istotne dla skutecznego i efektywnego zarządzania systemem oraz właściwej eksploatacji;
- Sformułowanie wniosków oraz zaleceń dotyczących docelowych rozwiązań kanalizacji deszczowej na obszarach objętych aktualnymi dokumentami planistycznymi miasta, z uwzględnieniem okresu perspektywicznego – 25 lat.

➤ ***Oдноśnie rozwoju i przebudowy systemu***

- Sporządzenie bilansu wód opadowych w perspektywie, określenie potrzeb związanych z podczyszczaniem wód opadowych z poszczególnych obszarów miasta;
- Ustalenie maksymalnej obliczeniowej przepustowości poszczególnych głównych kolektorów sieci kanalizacji deszczowej w poszczególnych obszarach kanalizacyjnych;
- Ustalenie aktualnej maksymalnej obliczeniowej wydajności poszczególnych obszarów i zlewni podstawowych
- Określenie kierunkowych rozwiązań systemu kanalizacji deszczowej miasta w skali makro i mikro z uwzględnieniem istniejącej infrastruktury kanalizacyjnej ze wskazaniem rejonów dla których:
 - o możliwe jest zagospodarowanie wód opadowych poprzez wprowadzenie w grunt, wsiąkanie w zbiornikach, nieckach, studniach chłonnych retencjonowanie w zbiornikach retencyjno-filtracyjnych i retencyjno-przelewowych oraz wykorzystanie wód opadowych dla potrzeb komunalnych, przemysłowych nawadniania;
 - o konieczna jest przebudowa lub rozbudowa systemu kanalizacyjnego;
- Wykonanie obliczeń głównych kolektorów i zbiorników retencyjnych wraz z wykonaniem optymalizacji tras, średnic kolektorów - poparte zestawieniem szacunkowych kosztów;
- Dokonanie podziału zamierzeń inwestycyjnych na zadania i etapy dla każdej zlewni z określeniem priorytetów;
- Sporządzenie zestawienia rzeczowo-finansowego dla każdego zadania i etapu;
- Sporządzenie opisu przedmiotu zamówienia dla ustalonych zamierzeń inwestycyjnych;

- Omówienie warunków technicznych i instytucjonalnych realizacji zamierzeń inwestycyjnych;
- Wykonanie analizy ekonomicznej wybranych wariantów projektowych z określeniem najbardziej ekonomicznego wariantu przebudowy i rozwoju kanalizacji;
- Sporządzenie głównych założeń proponowanych zasad zarządzania i finansowania systemu odprowadzania wód opadowych na terenie Miasta;

9. STRESZCZENIE W JĘZYKU NIESPECJALISTYCZNYM

Przed przystąpieniem do prac, Wykonawca koncepcji pozyskał materiały i dane z:

- Biura Geodezji (w postaci aktualnej mapy wektorowej miasta Giżycka),
- Aglomeracji Giżycko Sp. z o.o. (w postaci projektów technicznych i dokumentacji powykonawczej),
- Urzędu Miejskiego w Giżycku,
- Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej (w postaci danych o wysokości opadów),
- Przedsiębiorstwa Wodociągów i Kanalizacji Sp. z o.o. w Giżycku,
- Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Olsztynie,
- Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Warszawie.

Na podstawie zebranych materiałów i danych wykonawca przeprowadził analizę i ocenę stanu istniejącego. Stwierdzono, że konieczne jest uporządkowanie, przebudowa i rozbudowa systemu odprowadzania wód opadowych na terenie miasta Giżycka.

W opracowaniu zaproponowano budowę nowych kanałów w ulicach, które nie są uzbrojone w system kanalizacji deszczowej. Po przeprowadzonych obliczeniach hydraulicznych, na odcinkach, które są przeciążone zaproponowano przebudowę na większe średnice, poprawiając tym samym ich przepustowość i retencję.

W celu optymalnego wykorzystania istniejącego systemu kanalizacji, zaproponowano budowę zbiorników retencyjnych, których zadaniem jest opóźnienie odpływu w czasie z zachowaniem istniejących średnic rurociągów.

Koncepcja zakłada wykorzystanie istniejących kanałów otwartych, pod warunkiem utrzymania ich dobrego stanu technicznego (odmulanie, wykaszanie skarp, naprawa uszkodzonych przepustów itp)

Z uwagi na częste podtopienia terenów zlewni nr 1, zaproponowano połączenie Jeziora Wojsak z Kanałem Giżyckim. Pozwoli to na wyrównanie poziomów hydraulicznych w jeziorach Wojsak i Kisajno. Połączenie polegać ma na odtworzeniu rowu po jego starej trasie.

Koncepcja zakłada odcięcie napływających wód opadowych i roztopowych z terenu gminy, poprzez skierowanie ich do nowoprojektowanych kolektorów w ulicy Obwodowej. Pozwoli to na odciążenie kanalizacji deszczowej na terenie miasta.

W celu odciążenia istniejącej kanalizacji deszczowej na terenie miasta, koncepcja proponuje zatrzymywanie wód opadowych w miejscu ich powstawania (mała retencja, rozsączenie).

10. BIBLIOGRAFIA

WYKAZ LITERATURY

1. Błaszczyk W., Roman M., Stamatello H.: Kanalizacja. T. Arkady, Warszawa 1974;
2. Błaszczyk W., Stamatello H., Błaszczyk P.: Kanalizacja. Tom I. Sieci i pompownie. Warszawa 1983;
3. Błażejowski R.: Kanalizacja wsi. Polski Związek Inżynierów i Techników Sanitarnych. Poznań 2003;
4. Bogdanowicz E., Stachy J.: Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe Materiały Badawcze, Seria: Hydrologia i Oceanologia. Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Warszawa 1998;
5. Dąbrowski W.: Metodyka wymiarowania odwodnień dróg w USA i Wielkiej Brytanii. W (materiały) Seminarium „Odwodnienia drogowe ze szczególnym uwzględnieniem autostrad i dróg szybkiego ruchu”. Alias, Poznań 2000;
6. „Wytyczne techniczne projektowania miejskich sieci kanalizacyjnych”. Dz. Bud. nr 15 z 7 grudnia 1965;
7. Dziakiewicz W.: Roboty wodne. Cz. II. Kanalizacja miast systemu spławnego. Warszawa 1920;
8. Eagleson P.S.: Hydrologia dynamiczna. PWN. Warszawa 1978;
9. Edel R.: Odwodnienie dróg. WKiŁ Warszawa 2002;
10. Edel R.: Wpływ parametrów wpustów deszczowych na sprawność odwodnienia powierzchniowego dróg i ulic. Rozprawa doktorska. Politechnika Gdańska 2003;
11. Edel R., Suligowski Z.: Zalecenia w zakresie rozmieszczania wpustów deszczowych. Cz. 1 i Cz. 2. „Wiadomości Izby Projektowania Budowlanego” 10/2004 i 11/2004;
12. Geiger W., Dreiseitl H.: Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych -Poradnik retencjonowania i infiltracji wód deszczowych do gruntu na terenach zabudowanych. Bydgoszcz 1999;

13. „Stan i wykorzystanie zasobów wód powierzchniowych Polski”. Materiały badawcze nr 20. Seria Gospodarka Wodna i Ochrona Wód. IMGW Warszawa – Kraków 1996;
14. Imhoff K., Imhoff K.-R.: Kanalizacja miast i oczyszczanie ścieków. Poradnik. Arkady, Warszawa 1982;
15. Kowalczak P.: Hierarchia potrzeb obszarowych małej retencji w dorzeczu Warty. IMGW. Warszawa 2001;
16. Lorenc H.: Atlas klimatu Polski. IMGW. Warszawa 2005;
17. Łomotowski J., Burszta-Adamiak E., Kozłowska E., Licznar P.: Wybrane zagadnienia projektowania kanalizacji deszczowej. Materiały V Zjazdu Kanalizatorów Polskich, Polkan'03. Łódź, 20-21 listopada 2003;
18. Majewski W. i in.: Zagrożenia powodziowe Gdańska oraz proponowane zabezpieczenia w świetle powodzi w lipcu 2001 r. „Gospodarka Wodna” 7/2006;
19. Materiały Seminarium „Gospodarka wodami opadowymi na terenach zurbanizowanych”. Gdańska Fundacja Wody. Gdańsk 2004;
20. Mioduszeński W.: Formy małej retencji i warunki jej realizacji. „Informacje Naukowe i Techniczne. SITWM nr 1, Warszawa. 1997;
21. Nowakowska-Błaszczuk A.: Możliwości wprowadzania wód deszczowych do gruntu. „Ochrona Środowiska” nr 3-4 (36-37) 1988;
22. Nyc K.: Sterowanie zasobami retencji gruntowej w dolinach rzek nizinnych. „Zeszyty Naukowe Akademii Rolniczej we Wrocławiu”. Rozprawy, nr 53, Wrocław 1985;
23. Nyc K., Kamionka S., Pokładek R.: Techniczne możliwości wzbogacania zasobów retencji gruntowej. Zeszyty Naukowe Akademii Rolniczej we Wrocławiu nr 248, Wrocław 1994.

USTAWY I ROZPORZĄDZENIA

Opracowanie wykonane zostało zgodnie z aktualnym stanem prawnym. Podstawowe akty prawne obowiązujące w gospodarce wodno-ściekowej wymienione zostały poniżej:

1. Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. Prawo ochrony
2. Ustawa z dnia 18 lipca 2001 r. Prawo wodne
3. Ustawa z dnia 7 czerwca 2001 r. o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzaniu ścieków
4. Ustawa z dnia 14 marca 1985 r. o Państwowej Inspekcji Sanitarnej
5. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane
6. Ustawa z dnia 27 marca 2003 r. o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym
7. Ustawa z dnia 4 lutego 1994 r. Prawo geologiczne i górnicze

8. Ustawa z dnia 8 marca 1990 r. o samorządzie gminnym
9. Ustawa z dnia 13 września 1996 r. o utrzymaniu czystości i porządku w gminach
10. Ustawa z dnia 29 stycznia 2004 r. Prawo zamówień publicznych
11. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 2 września 2004 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy dokumentacji projektowej, specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych oraz programu funkcjonalno-użytkowego
12. Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 22 grudnia 2004 r. w sprawie sposobu wyznaczania obszaru i granic aglomeracji
13. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 24 lipca 2006 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego
14. Rozporządzenie Ministra Budownictwa z dnia 14 lipca 2006 r. w sprawie sposobu realizacji obowiązków dostawców ścieków przemysłowych oraz warunków wprowadzania ścieków do urządzeń
15. Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 16 października 2002 r. w sprawie wymagań, jakim powinna odpowiadać woda w kąpieliskach
16. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 14 stycznia 2002 r. w sprawie określenia przeciętnych norm zużycia wody
17. Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 9 listopada 2004 r. w sprawie określenia rodzajów przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko oraz szczegółowych uwarunkowań związanych z kwalifikowaniem przedsięwzięcia do sporządzenia raportu o oddziaływaniu na środowisko
18. Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 20 grudnia 2005 r. w sprawie opłat za korzystanie ze środowiska
19. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 15 grudnia 2005r. w sprawie wzorów wykazów zawierających informacje i dane o zakresie korzystania ze środowiska oraz o wysokości należnych opłat i sposobu przedstawiania tych informacji i danych
20. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 1 sierpnia 2002 r. w sprawie komunalnych osadów ściekowych
21. Obwieszczenie Ministra Środowiska w sprawie stawek kar za przekroczenie warunków wprowadzania ścieków do wód lub do ziemi oraz za przekroczenie dopuszczalnego poziomu hałasu.

DYREKTYWY UNII EUROPEJSKIEJ

1. Dyrektywa 75/440/EWG z dnia 16 czerwca 1975 r. dotycząca wymaganej jakości wód powierzchniowych przeznaczonych do poboru wody pitnej w państwach członkowskich (Dz.Urz. WE L 194 z 25.07.1975).
2. Dyrektywa 76/160/EWG z dnia 8 grudnia 1975 r. dotycząca jakości wody w kąpieliskach (Dz.Urz. WE L 31 z 05.02.1976).
3. Dyrektywa 76/464/EWG z dnia 4 maja 1976 r. w sprawie zanieczyszczenia spowodowanego przez niektóre substancje niebezpieczne odprowadzane do środowiska wodnego Wspólnoty (Dz.Urz. WE L 129 z 18.05.1976).
4. Dyrektywa 78/659/EWG z dnia 18 lipca 1978 r. w sprawie jakości słodkich wód wymagających ochrony lub poprawy w celu zachowania życia ryb (Dz.Urz. WE L 222 z 14.08.1978).
5. Dyrektywa 79/869/EWG z dnia 9 października 1979 r. dotycząca metod pomiaru i częstotliwości pobierania próbek oraz analiz wód powierzchniowych przeznaczonych do poboru wody pitnej w państwach członkowskich (Dz.Urz. WE L 271 z 29.10.1979).
6. Dyrektywa 79/923/EWG z dnia 30 października 1979 r. w sprawie wymaganej jakości wód, w których żyją skorupiaki (Dz.Urz. WE L 281 z 10.11.1979).
7. Dyrektywa 80/68/EWG z dnia 17 grudnia 1979 r. w sprawie ochrony wód podziemnych przed zanieczyszczeniem spowodowanym przez niektóre substancje niebezpieczne (Dz.Urz. WE L 20 z 26.01.1980).
8. Dyrektywa 91/271/EWG z dnia 21 maja 1991 r. dotycząca oczyszczania ścieków komunalnych (Dz.Urz. WE L 135 z 30.05.1991).
9. Dyrektywa 91/676/EWG z dnia 12 grudnia 1991 r. dotycząca ochrony wód przed zanieczyszczeniami powodowanymi przez azotany pochodzenia rolniczego (Dz.Urz. WE L 375 z 31.12.1991).
10.
Dyrektywa 2000/60/WE z dnia 23 października 2000 r. ustanawiająca ramy wspólnotowego działania w dziedzinie polityki wodnej (Dz.Urz. WE 327 z 22.12.2000).

NORMY

- | | |
|------------------|--|
| PN-EN 752-2:2000 | Zewnętrzne systemy kanalizacyjne -- Wymagania |
| PN-EN 752-3:2000 | Zewnętrzne systemy kanalizacyjne -- Planowanie |
| PN-EN 752-5:2001 | Zewnętrzne systemy kanalizacyjne -- Modernizacja |
| PN-B-01700:1999 | Wodociągi i kanalizacja -- Urządzenia i sieć zewnętrzna -- |

	Oznaczenia graficzne
PN-90/B-02711	Kanalizacja -- Pomiar ciągły natężenia przepływu objętościowego ścieków w przewodach kanalizacyjnych bezciśnieniowych -- Wytyczne projektowania
PN/B-10710	Kanalizacja -- Obliczenia hydrauliczne kanałów ściekowych
PN-EN 12255-1:2005	Oczyszczalnie ścieków -- Część 1: Ogólne zasady budowy
PN-EN 12255-3:2004	Oczyszczalnie ścieków -- Część 3: Oczyszczanie wstępne
PN-EN 12255-4:2005	Oczyszczalnie ścieków -- Część 4: Sedymentacja wstępna
PN-EN 12255-10:2004	Oczyszczalnie ścieków -- Część 10: Zasady bezpieczeństwa
PN-EN 12255-11:2004	Oczyszczalnie ścieków -- Część 11: Wymagane informacje ogólne
PN-EN 12255-12:2005	Oczyszczalnie ścieków -- Część 12: Sterowanie i automatyzacja
PN – EN 752 – 1	Zewnętrzne systemy kanalizacyjne. Pojęcia ogólne i definicje
PN – EN 752 – 4	Zewnętrzne systemy kanalizacyjne. Obliczenia hydrauliczne i oddziaływanie na środowisko.
PN – 92 / B - 01707	Instalacje kanalizacyjne. Wymagania w projektowaniu
PN – 92 / B - 0729	Kanalizacja. Studzienki kanalizacyjne
PN – 92 / B - 10735	Kanalizacja. Przewody kanalizacyjne. Wymagania i badania przy odbiorze.
PN – H 74051-1 : 1994	Włazy kanałowe. Klasa A 15
PN – H - 74051 : 1994	Włazy kanałowe. Klasy B 125, C 250.
PN – 93 / B - 74124	Zwieńczenie studzienek i wpustów kanalizacyjnych montowane w nawierzchniach użytkowanych przez pojazdy i pieszych
PN – 81 / B - 03020	Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
PN – 84 / B - 03264	Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

NORMY DIN

DIN 488 Część 1	Betonstahl; Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen. <i>Stal zbrojeniowa; rodzaje, właściwości, oznaczanie.</i>
DIN 488 Część 6	Betonstahl; Überwachung (Güteüberwachung). <i>Stal zbrojeniowa; kontrola (kontrola jakości).</i>
DIN 1045	Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung. <i>Beton i żelbet; wymiarowanie i wykonanie.</i>
DIN 1048 Część 1	Prüfverfahren für Beton; Frischbeton. <i>Metody badania betonu; beton świeży</i>
DIN 1048 Część 2	Überwachung (Güteüberwachung) im Beton- und Stahlbetonbau; Fertigteile. <i>Kontrola (kontrola jakości) jakości w konstrukcjach betonowych i żelbetowych; prefabrykaty.</i>
DIN 4030 Część 1	Beurteilung betonangreifender Wasser, Böden und Gase, Grundlagen und Grenzwerte. <i>Ocena agresywności wód, gruntów i gazów wobec betonu. Podstawa oceny i wartości graniczne.</i>
DIN 4034 Część 1	Schachte aus Beton- und Stahlbetonfertigteilen. Schachte für erdverlegte Abwasserkanäle und -leitungen. Maße, Technische Lieferbedingungen. <i>Studzienki z prefabrykatów betonowych i żelbetowych. Studzienki dla kanałów i przewodów kanalizacyjnych ułożonych w ziemi. Wymiary, warunki techniczne dostawy.</i>
DIN 4034 Część 2	Schachte aus Beton- und Stahlbetonfertigteilen. Schachte für Brunnen- und Sickeranlagen; Maße, Technische Lieferbedingungen. <i>Studzienki z prefabrykatów betonowych i żelbetowych. Elementy studzienek kanalizacyjnych i drenażowych. Wymiary, warunki techniczne dostawy.</i>
DIN 4281	Beton für Entwässerungsgegenstände; Herstellung, Anforderungen und Prüfungen. <i>Beton w obiektach budownictwa wodnego; wytwarzanie, wymagania i badania.</i>
DIN 18200	Überwachung(Güteüberwachung) von Baustoffen, Bauteilen und Bauarten; Allgemeine Grundsätze. <i>Kontrola (kontrola jakości) materiałów budowlanych, elementów budowlanych; podstawy ogólne.</i>
DIN 1212 Część 2	Steigeisen für zweilaufige Steigeisengänge; Steigeisen mit Aufkantung zum Einbauen in Betonfertigteile. <i>Stopnie z prętów</i>

stalowych dla studzienek; stopnie z prętów stalowych mocowanych w prefabrykatakach betonowych.