

Inwestor:

**WÓJT GMINY JAKTORÓW
96-313 Jaktorów
ul. Warszawska 33**

Zadanie:

**Przebudowa prawego rowu przy drodze gminnej
Nr 150304W (ul. Księdza Baranowskiego) usytuowanego
na działkach o numerach ewid: 338/1 ;338/2 i 338/3
w km 0+051.20 do km 0+083.27 drogi gminnej ,
w związku z budową dwóch zjazdów publicznych
z drogi gminnej Nr 150304W w km 0+058.54 i 0+077.59
na teren działek 338/1 ;338/2 i 338/3
Odwodnienie projektowanych miejsc postojowych usytuowanych
na działkach o numerach ewidencyjnych: 338/1, 338/2 i 338/3
z wprowadzeniem wód opadowych do przebudowywanego rowu
w miejscowości Jaktorów Kolonia, gmina Jaktorów
powiat grodziski woj. mazowieckie**

Branża:

DROGOWA

Stanowisko	Imię i Nazwisko	Uprawnienia	Podpis
Projektant	Aleksander Kurczyk	MAZ/0391/POOD/05	

Data:

11.10.2017

Stadium:

OPERAT WODNOPRAWNY

Nr egzemplarza:

2

Numerы ewidencyjne działek, na których obiekt jest usytuowany:

Jednostka ewidencyjna: 140505_2 Jaktorów, obręb 0011 Kolonia Jaktorów
Działki ewid. nr 374,338/1,338/2 i 338/3

Spis zawartości projektu budowlanego:

Spis zawartości operatu wodnoprawnego znajduje się na stronie 2

Inwestor:

**WÓJT GMINY JAKTORÓW
96-313 Jaktorów
ul. Warszawska 33**

Zadanie:

**Przebudowa prawego rowu przy drodze gminnej
Nr 150304W (ul. Księdza Baranowskiego) usytuowanego
na działkach o numerach ewid: 338/1 ;338/2 i 338/3
w km 0+051.20 do km 0+083.27 drogi gminnej ,
w związku z budową dwóch zjazdów publicznych
z drogi gminnej Nr 150304W w km 0+058.54 i 0+077.59
na teren działek 338/1 ;338/2 i 338/3
Odwodnienie projektowanych miejsc postojowych usytuowanych
na działkach o numerach ewidencyjnych: 338/1, 338/2 i 338/3
z wprowadzeniem wód opadowych do przebudowywanego rowu
w miejscowości Jaktorów Kolonia, gmina Jaktorów
powiat grodziski woj. mazowieckie**

Branża:

DROGOWA

Stanowisko	Imię i Nazwisko	Uprawnienia	Podpis
Projektant	Aleksander Kurczyk	MAZ/0391/POOD/05	

Data:

11.10.2017

Stadium:

OPERAT WODNOPRAWNY

Nr egzemplarza:

2

Numerы ewidencyjne działek, na których obiekt jest usytuowany:

Jednostka ewidencyjna: 140505_2 Jaktorów, obręb 0011 Kolonia Jaktorów
Działki ewid. nr 374,338/1,338/2 i 338/3

Spis zawartości projektu budowlanego:

Spis zawartości operatu wodnoprawnego znajduje się na stronie 2

A. CZĘŚĆ OPISOWA

1. Przedmiot opracowania
2. Cel i zakres opracowania
3. Zakład ubiegający się o wydanie pozwolenia wodnoprawnego
4. Podstawa opracowania
5. Wykaz uzgodnień
6. Lokalizacja inwestycji
7. Stan prawny nieruchomości usytuowanych w zasięgu oddziaływania inwestycji
8. Opis stanu istniejącego i zamierzenia inwestycyjnego
9. Wykorzystane materiały
10. Zastosowane rozwiązania techniczne
11. Określenie ilości, stanu i składu chemicznego lub minimalnego procentu redukcji zanieczyszczeń w odprowadzanych ściekach oraz sposób i efekt ich oczyszczania.
 - 11.1 Obliczenie ilości wód opadowych
 - 11.2 Prognozowane ilości odprowadzanych wód opadowych
 - 11.3 Obliczenie ładunku zanieczyszczeń
12. Odbiornik wód opadowych
13. Wpływ gospodarki wodnej na wody powierzchniowe i podziemne
14. Planowany okres rozruchu i sposób postępowania w przypadku wystąpienia awarii urządzeń istotnych dla realizacji pozwolenia,
15. Ustalenia wynikające z planu gospodarowania wodami na w obszarze dorzecza Wisły
16. Ustalenia wynikające z warunków korzystania z wód regionu wodnego środkowej Wisły
17. Ustalenia wynikające z planu zarządzania ryzykiem powodziowym
18. Ustalenia wynikające z planu przeciwdziałania skutkom suszy
19. Ustalenia wynikające z krajowego programu oczyszczania ścieków komunalnych
20. Obowiązki wobec osób trzecich
21. Charakterystyka wód opadowych
22. Wpływ ilościowy i jakościowy na odbiornik
23. Obszary podlegające ochronie na podstawie ustawy z dnia 16 kwietnia 2004r. o ochronie przyrody znajdującej się w zasięgu znaczącego oddziaływania przedsięwzięcia
24. Wytyczne eksploatacyjne
25. Informacja dotycząca bezpieczeństwa i ochrony zdrowia
26. Wnioski

B. UPRAWNIENIA I OŚWIADCZENIE

1. Uprawnienia Projektanta
2. Oświadczenie Projektanta

C. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

- Rysunek Nr 1. Orientacja ,skala 1:10 000,
Rysunek Nr 2. Plan sytuacyjno-wysokościowy, skala 1:500
Rysunek Nr 3. Plan sytuacyjny ze współrzędnymi geograficznymi, skala 1:500
Rysunek Nr 4. Przekroje normalne, skala 1:100
Rysunek Nr 5/1. Przekrój w osi przepustu ,skala 1:50
Rysunek Nr 5/2. Przekrój w osi przepustu ,skala 1:50
Rysunek Nr 6. Szczegóły konstrukcyjne ,skala 1:50

A. CZĘŚĆ OPISOWA

1. Przedmiot opracowania
2. Cel i zakres opracowania
3. Zakład ubiegający się o wydanie pozwolenia wodnoprawnego
4. Podstawa opracowania
5. Wykaz uzgodnień
6. Lokalizacja inwestycji
7. Stan prawny nieruchomości usytuowanych w zasięgu oddziaływania inwestycji
8. Opis stanu istniejącego i zamierzenia inwestycyjnego
9. Wykorzystane materiały
10. Zastosowane rozwiązania techniczne
11. Określenie ilości, stanu i składu chemicznego lub minimalnego procentu redukcji zanieczyszczeń w odprowadzanych ściekach oraz sposób i efekt ich oczyszczania.
 - 11.1 Obliczenie ilości wód opadowych
 - 11.2 Prognozowane ilości odprowadzanych wód opadowych
 - 11.3 Obliczenie ładunku zanieczyszczeń
12. Odbiornik wód opadowych
13. Wpływ gospodarki wodnej na wody powierzchniowe i podziemne
14. Planowany okres rozruchu i sposób postępowania w przypadku wystąpienia awarii urządzeń istotnych dla realizacji pozwolenia,
15. Ustalenia wynikające z planu gospodarowania wodami na w obszarze dorzecza Wisły
16. Ustalenia wynikające z warunków korzystania z wód regionu wodnego środkowej Wisły
17. Ustalenia wynikające z planu zarządzania ryzykiem powodziowym
18. Ustalenia wynikające z planu przeciwdziałania skutkom suszy
19. Ustalenia wynikające z krajowego programu oczyszczania ścieków komunalnych
20. Obowiązki wobec osób trzecich
21. Charakterystyka wód opadowych
22. Wpływ ilościowy i jakościowy na odbiornik
23. Obszary podlegające ochronie na podstawie ustawy z dnia 16 kwietnia 2004r. o ochronie przyrody znajdującej się w zasięgu znaczącego oddziaływania przedsięwzięcia
24. Wytyczne eksploatacyjne
25. Informacja dotycząca bezpieczeństwa i ochrony zdrowia
26. Wnioski

B. UPRAWNIENIA I OŚWIADCZENIE

1. Uprawnienia Projektanta
2. Oświadczenie Projektanta

C. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

- Rysunek Nr 1. Orientacja ,skala 1:10 000,
Rysunek Nr 2. Plan sytuacyjno-wysokościowy, skala 1:500
Rysunek Nr 3. Plan sytuacyjny ze współrzędnymi geograficznymi, skala 1:500
Rysunek Nr 4. Przekroje normalne, skala 1:100
Rysunek Nr 5/1. Przekrój w osi przepustu ,skala 1:50
Rysunek Nr 5/2. Przekrój w osi przepustu ,skala 1:50
Rysunek Nr 6. Szczegóły konstrukcyjne ,skala 1:50

A. CZĘŚĆ OPISOWA

A. CZĘŚĆ OPISOWA

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem niniejszego opracowania jest wykonanie: Operatu wodno prawnego na:

„Przebudowę prawego rowu przy drodze gminnej Nr 150304W (ul. Księdza Baranowskiego) usytuowanego na działkach o numerach ewid: 338/1 ;338/2 i 338/3 w km 0+051.75 do km 0+083.27 drogi gminnej , w związku z budową dwóch zjazdów publicznych z drogi gminnej Nr 150304W w km 0+058.54 i 0+077.59 na teren działek 338/1 ;338/2 i 338/3.

Odwodnienie projektowanych miejsc postojowych usytuowanych na działkach o numerach ewidencyjnych: 338/1, 338/2 i 338/3 z wprowadzeniem wód opadowych do przebudowywanego rowu w miejscowości Jaktorów Kolonia, gmina Jaktorów powiat grodziski woj. mazowieckie.”

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem niniejszego opracowania jest przygotowanie wniosku umożliwiającego udzielenie pozwolenia wodno prawnego na przebudowę prawego rowu przy drodze gminnej Nr 150304W (ul. Księdza Baranowskiego) usytuowanego na działkach o numerach ewid: 338/1 ;338/2 i 338/3 w km 0+051.75 do km 0+083.27 drogi gminnej w związku z budową dwóch zjazdów publicznych z drogi gminnej Nr 150304W w km 0+058.54 i 0+077.59 na teren działek 338/1, 338/2 i 338/3, oraz wprowadzenie wód opadowych do rowu przydrożnego w km 0+067.12 drogi gminnej z odwodnienia dróg wewnętrznych -(manewrowych) i miejsc postojowych usytuowanych na tych działkach w miejscowości Jaktorów Kolonia, gmina Jaktorów powiat grodziski woj. mazowieckie , jak to stanowi art. 131 Ustawie Prawo Wodne tekst jednolity w Obwieszczeniu Marszałka Sejmu Rzeczypospolitej Polskiej z dnia 18 listopada 2005 r. Dz. Ustaw Nr 239 z 7 grudnia póź. 2019 z późniejszymi zmianami w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu ustawy - Prawo Wodne Rozdział 4 Art.122, 131 i 132.

Niniejsze opracowanie stanowi podstawę formalno prawną do uzyskania pozwolenia wodnoprawnego w Starostwie Powiatu Grodzisk Maz.

Organem właściwym do wydania pozwolenia wodno prawnego jest

STAROSTA POWIATU GRODZISKIEGO.

Zakres opracowania obejmuje przebudowę prawego rowu przy drodze gminnej Nr 150304W na odcinku od km 0+051.20 do km 0+083,27.

Na tym odcinku w ramach przebudowy będzie wykonanie:

- pogłębienia rowu przydrożnego
 - ✓ od km 0+062.20 do km 0+073.27 –drogi gminnej
- przepustów
 - ✓ Ø 40 cm dł-11.0 m pod pierwszym zjazdem od km 0+051.20 do km 0+062.20,
 - ✓ Ø 40 cm dł-10.0 m pod drugim zjazdem od km 0+073.27 do km 0+083.27,
- wylotu do rowu w km 0+067.12 wód opadowych z odwodnienia dróg wewnętrznych - manewrowych i miejsc postojowych usytuowanych na działkach nr ewid: 338/1;338/2 i 338/3
- umocnienia dna rowu i skarp płytami betonowymi ażurowymi 50x40x8 cm na całej długości pomiędzy przepustami w km 0+062.20 do km 0+073.27 - (na dł. 11.07 m)

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem niniejszego opracowania jest wykonanie: Operatu wodno prawnego na:

„Przebudowę prawego rowu przy drodze gminnej Nr 150304W (ul. Księdza Baranowskiego) usytuowanego na działkach o numerach ewid: 338/1 ;338/2 i 338/3 w km 0+051.75 do km 0+083.27 drogi gminnej , w związku z budową dwóch zjazdów publicznych z drogi gminnej Nr 150304W w km 0+058.54 i 0+077.59 na teren działek 338/1 ;338/2 i 338/3.

Odwodnienie projektowanych miejsc postojowych usytuowanych na działkach o numerach ewidencyjnych: 338/1, 338/2 i 338/3 z wprowadzeniem wód opadowych do przebudowywanego rowu w miejscowości Jaktorów Kolonia, gmina Jaktorów powiat grodziski woj. mazowieckie.”

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem niniejszego opracowania jest przygotowanie wniosku umożliwiającego udzielenie pozwolenia wodno prawnego na przebudowę prawego rowu przy drodze gminnej Nr 150304W (ul. Księdza Baranowskiego) usytuowanego na działkach o numerach ewid: 338/1 ;338/2 i 338/3 w km 0+051.75 do km 0+083.27 drogi gminnej w związku z budową dwóch zjazdów publicznych z drogi gminnej Nr 150304W w km 0+058.54 i 0+077.59 na teren działek 338/1, 338/2 i 338/3, oraz wprowadzenie wód opadowych do rowu przydrożnego w km 0+067.12 drogi gminnej z odwodnienia dróg wewnętrznych -(manewrowych) i miejsc postojowych usytuowanych na tych działkach w miejscowości Jaktorów Kolonia, gmina Jaktorów powiat grodziski woj. mazowieckie , jak to stanowi art. 131 Ustawie Prawo Wodne tekst jednolity w Obwieszczeniu Marszałka Sejmu Rzeczypospolitej Polskiej z dnia 18 listopada 2005 r. Dz. Ustaw Nr 239 z 7 grudnia póź. 2019 z późniejszymi zmianami w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu ustawy - Prawo Wodne Rozdział 4 Art.122, 131 i 132.

Niniejsze opracowanie stanowi podstawę formalno prawną do uzyskania pozwolenia wodnoprawnego w Starostwie Powiatu Grodzisk Maz.

Organem właściwym do wydania pozwolenia wodno prawnego jest

STAROSTA POWIATU GRODZISKIEGO.

Zakres opracowania obejmuje przebudowę prawego rowu przy drodze gminnej Nr 150304W na odcinku od km 0+051.20 do km 0+083,27.

Na tym odcinku w ramach przebudowy będzie wykonanie:

- pogłębienia rowu przydrożnego
 - ✓ od km 0+062.20 do km 0+073.27 –drogi gminnej
- przepustów
 - ✓ Ø 40 cm dł-11.0 m pod pierwszym zjazdem od km 0+051.20 do km 0+062.20,
 - ✓ Ø 40 cm dł-10.0 m pod drugim zjazdem od km 0+073.27 do km 0+083.27,
- wylotu do rowu w km 0+067.12 wód opadowych z odwodnienia dróg wewnętrznych - manewrowych i miejsc postojowych usytuowanych na działkach nr ewid: 338/1;338/2 i 338/3
- umocnienia dna rowu i skarp płytami betonowymi ażurowymi 50x40x8 cm na całej długości pomiędzy przepustami w km 0+062.20 do km 0+073.27 - (na dł. 11.07 m)

- osadnika betonowego-(piaskownika), przed wlotem do pierwszego przepustu
- wylot z separatora do rowu przydrożnego w km 0+067.12 drogi gminnej

Wody opadowe z terenu miejsc postojowych ujęte będą poprzez projektowaną kanalizację deszczową w postaci studzienek ściekowych \varnothing 500 mm, przykanalików \varnothing 200 mm łączących studzienki ściekowe ze studnią rewizyjną \varnothing 1000 mm podłączona do separatora koalescencyjnego substancji ropopochodnych o przepustowości nominalnej 40 l/

Na pozostałych odcinkach istniejącego rowu przydrożnego, poza odcinkiem przebudowy, w ramach konserwacji rowów będzie wykonanie reprofiliacji dna rowu z nadaniem spadków umożliwiających swobodny spływ wody, oraz umocnienie rowu płytami betonowymi ażurowymi 50x40x8 cm na dł. 3.0 m przed i wylotem pierwszego przepustu i przed wlotem do drugiego przepustu

3. INWESTOR UBIEGAJĄCY SIĘ O POZWOLENIE WODNOPRAWNE

Inwestorem ubiegającym się o pozwolenie wodnoprawne jest Wójt Gminy Jaktorów

96-313 Jaktorów

ul. Warszawska 33

4. PODSTAWA OPRACOWANIA

- zlecenie – Inwestora,
- Opinia Starostwa Powiatu Grodziskiego Wydziału Komunikacji dot. lokalizacji zjazdów
- Decyzja Wójta Gminy Jaktorów zezwalająca na lokalizację zjazdów
- Umowa użyczenia zawarta w dn. 07.09.2017 pomiędzy Parafia Rzymsko-Katolicką pod wezwaniem świętej rodziny w Jaktorowie z siedzibą w jaktorowie przy ul. Warszawskiej 12 96-313 Jaktorów a Gminą Jaktorów ul. Warszawska 33 96-313 Jaktorów
- mapa do celów projektowych,
- pomiary własne w terenie.

5. WYKAZ UZGODNIEŃ

- Starostwo Powiatu Grodziskiego Wydziału Komunikacji -znak pisma WK.7126.2.44.2017 z dn. 27.09.2017
- Wójt gminy Jaktorów- znak pisma ID.7230.5.1.2017 z dn. 13.10 2017 Decyzja na lokalizację Zjazdów
- Umowa użyczenia zawarta w dn. 07.09.2017 pomiędzy Parafia Rzymsko-Katolicką pod wezwaniem Świętej Rodziny w Jaktorowie z siedzibą w Jaktorowie przy ul. Warszawskiej 12 96-313 Jaktorów a Gminą Jaktorów ul. Warszawska 33 96-313 Jaktorów użyczająca działki Nr ewid. 338/1,338/2 i 338/3 o powierzchni 0.35 ha w obrębie Kolonia Jaktorów pod drogi i parkingi –zgodnie z planem zagospodarowania przestrzennego Gminy Jaktorów.
- Uzgodnienie z WZMiUW w Warszawie Inspektorat w Grodzisku Maz. nr W/IGM-4105.u.1975.2429/17 z dn. 18.10.2017 dot. urządzeń melioracyjnych.

- osadnika betonowego-(piaskownika), przed wlotem do pierwszego przepustu
- wylot z separatora do rowu przydrożnego w km 0+067.12 drogi gminnej

Wody opadowe z terenu miejsc postojowych ujęte będą poprzez projektowaną kanalizację deszczową w postaci studzienek ściekowych \varnothing 500 mm, przykanalików \varnothing 200 mm łączących studzienki ściekowe ze studnią rewizyjną \varnothing 1000 mm podłączona do separatora koalescencyjnego substancji ropopochodnych o przepustowości nominalnej 40 l/

Na pozostałych odcinkach istniejącego rowu przydrożnego, poza odcinkiem przebudowy, w ramach konserwacji rowów będzie wykonanie reprofiliacji dna rowu z nadaniem spadków umożliwiających swobodny spływ wody, oraz umocnienie rowu płytami betonowymi ażurowymi 50x40x8 cm na dł. 3.0 m przed i wylotem pierwszego przepustu i przed wlotem do drugiego przepustu

3. INWESTOR UBIEGAJĄCY SIĘ O POZWOLENIE WODNOPRAWNE

Inwestorem ubiegającym się o pozwolenie wodnoprawne jest Wójt Gminy Jaktorów

96-313 Jaktorów

ul. Warszawska 33

4. PODSTAWA OPRACOWANIA

- zlecenie – Inwestora,
- Opinia Starostwa Powiatu Grodziskiego Wydziału Komunikacji dot. lokalizacji zjazdów
- Decyzja Wójta Gminy Jaktorów zezwalająca na lokalizację zjazdów
- Umowa użyczenia zawarta w dn. 07.09.2017 pomiędzy Parafia Rzymsko-Katolicką pod wezwaniem świętej rodziny w Jaktorowie z siedzibą w jaktorowie przy ul. Warszawskiej 12 96-313 Jaktorów a Gminą Jaktorów ul. Warszawska 33 96-313 Jaktorów
- mapa do celów projektowych,
- pomiary własne w terenie.

5. WYKAZ UZGODNIEŃ

- Starostwo Powiatu Grodziskiego Wydziału Komunikacji -znak pisma WK.7126.2.44.2017 z dn. 27.09.2017
- Wójt gminy Jaktorów- znak pisma ID.7230.5.1.2017 z dn. 13.10 2017 Decyzja na lokalizację Zjazdów
- Umowa użyczenia zawarta w dn. 07.09.2017 pomiędzy Parafia Rzymsko-Katolicką pod wezwaniem Świętej Rodziny w Jaktorowie z siedzibą w Jaktorowie przy ul. Warszawskiej 12 96-313 Jaktorów a Gminą Jaktorów ul. Warszawska 33 96-313 Jaktorów użyczająca działki Nr ewid. 338/1,338/2 i 338/3 o powierzchni 0.35 ha w obrębie Kolonia Jaktorów pod drogi i parkingi –zgodnie z planem zagospodarowania przestrzennego Gminy Jaktorów.
- Uzgodnienie z WZMiUW w Warszawie Inspektorat w Grodzisku Maz. nr W/IGM-4105.u.1975.2429/17 z dn. 18.10.2017 dot. urządzeń melioracyjnych.

6. LOKALIZACJA INWESTYCJI

Przebudowa rowu zlokalizowana jest na działkach nr ewid. 338/1,338/2 i 338/3 w miejscowości Jaktorów-Kolonia gmina Jaktorów ,powiat grodziski , województwo mazowieckie.

Celem inwestycji jest obsługa komunikacyjna działek Nr ewid. 338/1,338/2 i 338/3 obręb 0011 Kolonia Jaktorów dla planowanej budowy dróg wewnętrznych- manewrowych wraz z miejscami postojowymi i infrastrukturą towarzyszącą .

7. STAN PRAWNY NIERUCHOMOŚCI USYTUOWANYCH W ZASIĘGU ODDZIAŁYWANIA INWESTYCJI

Projektowana budowa zjazdów z drogi gminnej Nr 150304W znajduje się na działce nr ewidencyjny 374 jest własnością gminy Jaktorów ,a przebudowa rowu oraz budowa miejsc postojowych wraz z infrastruktura towarzyszącą obejmująca działki nr ewid. 338/1,338/2 i 338/3 stanowi zgodnie z umową użyczenia iż dysponentem terenu jest Gmina Jaktorów.

8. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO I ZAMIERZENIA INWESTYCYJNEGO

Projektowana inwestycja znajduje się na terenie zabudowanym.

Droga gminna Nr 150304W jest drogą dwupasową klasy L

Na odcinku budowy zjazdów publicznych droga posiada następujące parametry techniczne:

Przekrój geometryczny drogi:

- droga jednojezdniowa - dwupasowa, klasa L,
- przekrój szlakowy –szer. nawierzchni bitumicznej –4.50 m
- szerokość pasów ruchu 2x2.25
- obustronne pobocza - szer. 1.5 mb w tym 1,0 m wzmocnione kruszywem łamanym
- spadek jezdni daszkowy 1-1.5 % w kierunku rowów przydrożnych
- odwodnienie poprzez obustronne trapezowe rowy przydrożne nachylenie skarp 1:1
- zjazdy indywidualne i publiczne szer. 3.50 –5.0 m z przepustami z rur PCV

Droga gminna na omawianym odcinku ma prosty przebieg w planie. Bezpośredni dostęp do drogi gminnej jest zapewniony tylko poprzez zjazdy publiczne i indywidualne.

W skład zamierzenia inwestycyjnego wchodzi wykonanie:

- przebudowy prawego rowu przydrożnego na odcinku drogi gminnej od km 0+062.20 do km 0+073.27 o parametrach:
 - ✓ szerokość dna 0,4 m
 - ✓ nachylenie skarp 1 : 1
 - ✓ głębokość dna rowu od 0.9-1.0 m
 - ✓ spadek podłużny w rowie –0.5%
- przepustów
 - ✓ Ø 40 cm dł-11.0 m pod pierwszym zjazdem od km 0+051.20 do km 0+062.20, i- 0.5%
 - ✓ Ø 40 cm dł-10.0 m pod drugim zjazdem od km 0+073.27 do km 0+083.27, i- 1.5%

6. LOKALIZACJA INWESTYCJI

Przebudowa rowu zlokalizowana jest na działkach nr ewid. 338/1,338/2 i 338/3 w miejscowości Jaktorów-Kolonia gmina Jaktorów ,powiat grodziski , województwo mazowieckie.

Celem inwestycji jest obsługa komunikacyjna działek Nr ewid. 338/1,338/2 i 338/3 obręb 0011 Kolonia Jaktorów dla planowanej budowy dróg wewnętrznych- manewrowych wraz z miejscami postojowymi i infrastrukturą towarzyszącą .

7. STAN PRAWNY NIERUCHOMOŚCI USYTUOWANYCH W ZASIĘGU ODDZIAŁYWANIA INWESTYCJI

Projektowana budowa zjazdów z drogi gminnej Nr 150304W znajduje się na działce nr ewidencyjny 374 jest własnością gminy Jaktorów ,a przebudowa rowu oraz budowa miejsc postojowych wraz z infrastruktura towarzyszącą obejmująca działki nr ewid. 338/1,338/2 i 338/3 stanowi zgodnie z umową użyczenia iż dysponentem terenu jest Gmina Jaktorów.

8. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO I ZAMIERZENIA INWESTYCYJNEGO

Projektowana inwestycja znajduje się na terenie zabudowanym.

Droga gminna Nr 150304W jest drogą dwupasową klasy L

Na odcinku budowy zjazdów publicznych droga posiada następujące parametry techniczne:

Przekrój geometryczny drogi:

- droga jednojezdniowa - dwupasowa, klasa L,
- przekrój szlakowy –szer. nawierzchni bitumicznej –4.50 m
- szerokość pasów ruchu 2x2.25
- obustronne pobocza - szer. 1.5 mb w tym 1,0 m wzmocnione kruszywem łamanym
- spadek jezdni daszkowy 1-1.5 % w kierunku rowów przydrożnych
- odwodnienie poprzez obustronne trapezowe rowy przydrożne nachylenie skarp 1:1
- zjazdy indywidualne i publiczne szer. 3.50 –5.0 m z przepustami z rur PCV

Droga gminna na omawianym odcinku ma prosty przebieg w planie. Bezpośredni dostęp do drogi gminnej jest zapewniony tylko poprzez zjazdy publiczne i indywidualne.

W skład zamierzenia inwestycyjnego wchodzi wykonanie:

- przebudowy prawego rowu przydrożnego na odcinku drogi gminnej od km 0+062.20 do km 0+073.27 o parametrach:
 - ✓ szerokość dna 0,4 m
 - ✓ nachylenie skarp 1 : 1
 - ✓ głębokość dna rowu od 0.9-1.0 m
 - ✓ spadek podłużny w rowie –0.5%
- przepustów
 - ✓ Ø 40 cm dł-11.0 m pod pierwszym zjazdem od km 0+051.20 do km 0+062.20, i- 0.5%
 - ✓ Ø 40 cm dł-10.0 m pod drugim zjazdem od km 0+073.27 do km 0+083.27, i- 1.5%

- wylotu do rowu w km 0+067.12 wód opadowych z odwodnienia dróg wewnętrznych – manewrowych i miejsc postojowych usytuowanych na działkach nr ewid: 338/1;338/2 i 338/3.
- umocnienia dna rowu i skarp płytami betonowymi ażurowymi 50x40x8 cm na całej długości pomiędzy przepustami w km 0+062.20 do km 0+073.27 - (na dł. 11.07 m)
- osadnika (piaskownika), przed wlotem do przepustu w km 0+062.20.
- dróg wewnętrznych – manewrowych,
- stanowisk postojowych,
- chodników dla pieszych,
- kanalizacji deszczowej w postaci studzienek ściekowych \varnothing 500 mm,
- korytek ściekowych płytkich z elementów betonowych 3x30x10 cm pomiędzy jezdnią dróg wewnętrznych a miejscami do parkowania
- przykanalików \varnothing 200 mm łączących studzienki ściekowe ze studnią rewizyjną,
- studni rewizyjnej \varnothing 1000 mm,
- podłączenia studni rewizyjnej z separatorem koalescencyjnym substancji ropopochodnych rurociągiem \varnothing 315 mm z rur PCV typu ciężkiego- SN 8
- separatora koalescencyjnego substancji ropopochodnych o przepustowości 40 l/s.

Ponadto na pozostałych odcinkach istniejącego rowu przydrożnego, poza odcinkiem przebudowy, w ramach konserwacji rowu będzie wykonanie reprofilacji dna rowu z nadaniem spadków umożliwiających swobodny spływ wody, oraz umocnienie rowu płytami betonowymi ażurowymi 50x40x8 cm na dł. 3.0 m przed i wylotem pierwszego przepustu i przed wlotem do drugiego przepustu.

9.WYKORZYSTANE MATERIAŁY

Opracowanie sporządzono na podstawie następujących materiałów:

- Mapa do celów projektowych
- Ustalenia dokonane z przedstawicielami Zamawiającego,
- Inwentaryzacja w terenie wraz z pomiarami uzupełniającymi.
- Katalog szczegółów drogowych
- Ustalenia zawarte w warunkach technicznych dla dróg publicznych
- Specyfikacje techniczne
- Zakres opracowania dostosowany został do wymogów zawartych niżej wymienionych aktach prawnych:
 - ✓ Ustawa z dnia 18 lipca 2001 r. Prawo wodne (Dz. U. z 2012 r.,poz. 145 z późn. zmianami.),
 - ✓ Ustawa z dnia 16 kwietnia 2004 r. Prawo o ochronie przyrody (Dz. U. z 2013 r. poz.627 z późn. zmianami)
 - ✓ Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r, o odpadach (Dz. U. Nr 62, poz. 628 ze zm.),
 - ✓ Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 24 lipca 2006 r, w sprawie warunków,

- wylotu do rowu w km 0+067.12 wód opadowych z odwodnienia dróg wewnętrznych – manewrowych i miejsc postojowych usytuowanych na działkach nr ewid: 338/1;338/2 i 338/3.
- umocnienia dna rowu i skarp płytami betonowymi ażurowymi 50x40x8 cm na całej długości pomiędzy przepustami w km 0+062.20 do km 0+073.27 - (na dł. 11.07 m)
- osadnika (piaskownika), przed wlotem do przepustu w km 0+062.20.
- dróg wewnętrznych – manewrowych,
- stanowisk postojowych,
- chodników dla pieszych,
- kanalizacji deszczowej w postaci studzienek ściekowych \varnothing 500 mm,
- korytek ściekowych płytkich z elementów betonowych 3x30x10 cm pomiędzy jezdnią dróg wewnętrznych a miejscami do parkowania
- przykanalików \varnothing 200 mm łączących studzienki ściekowe ze studnią rewizyjną,
- studni rewizyjnej \varnothing 1000 mm,
- podłączenia studni rewizyjnej z separatorem koalescencyjnym substancji ropopochodnych rurociągiem \varnothing 315 mm z rur PCV typu ciężkiego- SN 8
- separatora koalescencyjnego substancji ropopochodnych o przepustowości 40 l/s.

Ponadto na pozostałych odcinkach istniejącego rowu przydrożnego, poza odcinkiem przebudowy, w ramach konserwacji rowu będzie wykonanie reprofilacji dna rowu z nadaniem spadków umożliwiających swobodny spływ wody, oraz umocnienie rowu płytami betonowymi ażurowymi 50x40x8 cm na dł. 3.0 m przed i wylotem pierwszego przepustu i przed wlotem do drugiego przepustu.

9.WYKORZYSTANE MATERIAŁY

Opracowanie sporządzono na podstawie następujących materiałów:

- Mapa do celów projektowych
- Ustalenia dokonane z przedstawicielami Zamawiającego,
- Inwentaryzacja w terenie wraz z pomiarami uzupełniającymi.
- Katalog szczegółów drogowych
- Ustalenia zawarte w warunkach technicznych dla dróg publicznych
- Specyfikacje techniczne
- Zakres opracowania dostosowany został do wymogów zawartych niżej wymienionych aktach prawnych:
 - ✓ Ustawa z dnia 18 lipca 2001 r. Prawo wodne (Dz. U. z 2012 r.,poz. 145 z późn. zmianami.),
 - ✓ Ustawa z dnia 16 kwietnia 2004 r. Prawo o ochronie przyrody (Dz. U. z 2013 r. poz.627 z późn. zmianami)
 - ✓ Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r, o odpadach (Dz. U. Nr 62, poz. 628 ze zm.),
 - ✓ 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 (Dz. U. Nr 137, poz. 984 ze zm.),

- ✓ Ustawa z dnia 3 października 2008 r. o udostępnieniu informacji o środowisku i jego ochronie, udziale społeczeństwa w ochronie środowiska oraz oceny oddziaływania na środowisko (Dz. U. z 2008 r. Nr 199, poz. 1227 z póź. zm),
- ✓ Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 23 czerwca 2003 roku w sprawie informacji dotyczącej bezpieczeństwa i ochrony zdrowia oraz planu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia.

Ponadto do opracowania wykorzystano:

- Roczniki opadów atmosferycznych IMGW Warszawa,
- Polska Norma PN-S-02204/1 997 Drogi samochodowe - Odwodnienie dróg.
- Ograniczanie zanieczyszczeń w spływach powierzchniowych z dróg –Instytut Ochrony Środowiska – Halina Sawicka Siarkiewicz
- Literaturę branżową oraz pomiary własne i wizje w terenie.

Zakres szczególnego korzystania z wód obejmuje odprowadzanie wód opadowo – roztopowych z powierzchni zlewni drogi krajowej nr 92 do rowu przydrożnego

Szczególne korzystanie z wód wymaga uzyskania pozwolenia wodnoprawnego, zgodnie z art. 122 ust.1 pkt 1 cytowanej wcześniej ustawy - Prawo wodne.

10. ZASTOSOWANE ROZWIĄZANIA TECHNICZNE OPIS URZĄDZEŃ WODNYCH, WSPÓŁRZĘDNE GEOGRAFICZNE POŁOŻENIA

Na projektowanym odcinku budowy zjazdów publicznych w ramach przebudowy rowu będzie wykonana:

- przebudowa rowu na odcinku od km 0+062.20 do km 0+073.27 o parametrach
 - ✓ szerokość dna 0,4 m
 - ✓ nachylenie skarp 1 : 1
 - ✓ głębokość dna rowu h_{sr}-0.85 m
 - ✓ spadek podłużny w rowie od 0.5%
- początek przebudowywanego rowu-włot do przepustu km 0+062.20 Rz. dna -109.54
- współrzędne geograficzne- N -52° 04' 53,18", E-20° 32' 44,53"
- koniec odc. przebudowywanego rowu- wylot z przepustu- km 0+073.27 Rz. dna -109.60
- współrzędne geograficzne- N -52° 04' 52,83", E-20° 32' 44,39"

Powierzchnia zlewni zredukowana -0.33 ha

Prognozowana ilość dopływu wód opadowych do rowu i przepustu

$Q_{\max/h}$ - **20.20 m³/h**

$Q_{\text{śr.d}}$ - **165.90 m³**

$Q_{\max.r}$ - **1881 m³**

jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz. U. Nr 137, poz. 984 ze zm.),

- ✓ Ustawa z dnia 3 października 2008 r. o udostępnieniu informacji o środowisku i jego ochronie, udziale społeczeństwa w ochronie środowiska oraz oceny oddziaływania na środowisko (Dz. U. z 2008 r. Nr 199, poz. 1227 z póź. zm),
- ✓ Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 23 czerwca 2003 roku w sprawie informacji dotyczącej bezpieczeństwa i ochrony zdrowia oraz planu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia.

Ponadto do opracowania wykorzystano:

- Roczniki opadów atmosferycznych IMGW Warszawa,
- Polska Norma PN-S-02204/1 997 Drogi samochodowe - Odwodnienie dróg.
- Ograniczanie zanieczyszczeń w spływach powierzchniowych z dróg –Instytut Ochrony Środowiska – Halina Sawicka Siarkiewicz
- Literaturę branżową oraz pomiary własne i wizje w terenie.

Zakres szczególnego korzystania z wód obejmuje odprowadzanie wód opadowo – roztopowych z powierzchni zlewni drogi krajowej nr 92 do rowu przydrożnego

Szczególne korzystanie z wód wymaga uzyskania pozwolenia wodnoprawnego, zgodnie z art. 122 ust.1 pkt 1 cytowanej wcześniej ustawy - Prawo wodne.

10. ZASTOSOWANE ROZWIĄZANIA TECHNICZNE OPIS URZĄDZEŃ WODNYCH, WSPÓŁRZĘDNE GEOGRAFICZNE POŁOŻENIA

Na projektowanym odcinku budowy zjazdów publicznych w ramach przebudowy rowu będzie wykonana:

- przebudowa rowu na odcinku od km 0+062.20 do km 0+073.27 o parametrach
 - ✓ szerokość dna 0,4 m
 - ✓ nachylenie skarp 1 : 1
 - ✓ głębokość dna rowu h_{sr}-0.85 m
 - ✓ spadek podłużny w rowie od 0.5%
- początek przebudowywanego rowu-włot do przepustu km 0+062.20 Rz. dna -109.54
- współrzędne geograficzne- N -52° 04' 53,18", E-20° 32' 44,53"
- koniec odc. przebudowywanego rowu- wylot z przepustu- km 0+073.27 Rz. dna -109.60
- współrzędne geograficzne- N -52° 04' 52,83", E-20° 32' 44,39"

Powierzchnia zlewni zredukowana -0.33 ha

Prognozowana ilość dopływu wód opadowych do rowu i przepustu

$Q_{\max/h}$ - **20.20 m³/h**

$Q_{\text{śr.d}}$ - **165.90 m³**

$Q_{\max.r}$ - **1881 m³**

Istniejący rów przydrożny odcinek od km 0+083.27 -wlot do przepustu do wododziału km 0+578

i-1.9 % hśr-0.95 m, n-1:1

- początek odc. przebudowywanego rowu –wlot do proj. przepustu km 0+083.27 Rz. dna -109.75
współrzędne geograficzne- N -52° 04' 52,52", E-20° 32' 44,21"

Powierzchnia zlewni zredukowana -0.126 ha

Prognozowana ilość dopływu wód opadowych dopływająca z rowu do przepustu

$Q_{\max/h}$ - **6.12 m3/h**

$Q_{\text{śr.d}}$ - **63.54 m3**

$Q_{\max.r}$ - **718.2 m3**

- budowa przepustów pod zjazdami
 - ✓ Parametry techniczne przepustów:
 - Przepust -1 z rur HDPEp Ø 400 mm spiralnie karbowanych L-11.0 m i- 0.5%
 - Przepust -2 z rur HDPEp Ø 400 mm spiralnie karbowanych L-10.0 m i- 1.5%
 - Podłoże przepustów gr. 20 cm z tłucznia kamiennego 0/31.5
 - ✓ Ø 40 cm dł-11.0 m od km 0+051.20 do km 0+062.20,
 - wylot-km 0+051.20 –rzędna dna -109.48
 - współrzędne geograficzne- N -52° 04' 53,52", E-20° 32' 44,69"
 - wlot-km 0+062.20 –rzędna dna -109.54
 - współrzędne geograficzne- N -52° 04' 53,18", E-20° 32' 44,53"
 - spadek dna przepustu 0.5%
 - ✓ Ø 40 cm dł-10.0 m od km 0+073.27 do km 0+083.27,
 - wylot km 0+073.27 –rzędna dna -109.60
 - współrzędne geograficzne- N -52° 04' 52,83", E-20° 32' 44,39"
 - wlot-km 0+083.27 –rzędna dna -109.75
 - współrzędne geograficzne- N -52° 04' 52,52", E-20° 32' 44,21"
 - spadek dna przepustu 1.5%
- budowa wlotu kanału Ø 315 mm do rowu w km 0+067.12
 - ✓ rzędna wylotu kanału -109.60
 - ✓ współrzędne geograficzne- N -52° 04' 53,05", E-20° 32' 44,44"
 - ✓ wylot kanału –umocniony- brukiem kamiennym,

Wielkość dopływu do rowu poprzez separator z zagospodarowanego terenu działek

nr ewid. 338/1,338/2 i 338/3 – 0.027 m3/s Powierzchnia zredukowana zlewni 0.196 ha

Prognozowana ilość dopływu do rowu z dróg dojazdowych, miejsc postojowych i chodników

$Q_{\max/h}$ - **9.72 m3/h**

$Q_{\text{śr.d}}$ - **98.50 m3**

$Q_{\max.r}$ - **1117 m3**

Istniejący rów przydrożny odcinek od km 0+083.27 -wlot do przepustu do wododziału km 0+578

i-1.9 % hśr-0.95 m, n-1:1

- początek odc. przebudowywanego rowu –wlot do proj. przepustu km 0+083.27 Rz. dna -109.75
współrzędne geograficzne- N -52° 04' 52,52", E-20° 32' 44,21"

Powierzchnia zlewni zredukowana -0.126 ha

Prognozowana ilość dopływu wód opadowych dopływająca z rowu do przepustu

$Q_{\max/h}$ - **6.12 m3/h**

$Q_{\text{śr.d}}$ - **63.54 m3**

$Q_{\max.r}$ - **718.2 m3**

- budowa przepustów pod zjazdami

- ✓ Parametry techniczne przepustów:

Przepust -1 z rur HDPEp Ø 400 mm spiralnie karbowanych L-11.0 m i- 0.5%

Przepust -2 z rur HDPEp Ø 400 mm spiralnie karbowanych L-10.0 m i- 1.5%

Podłoże przepustów gr. 20 cm z tłucznia kamiennego 0/31.5

- ✓ Ø 40 cm dł-11.0 m od km 0+051.20 do km 0+062.20,
wylot-km 0+051.20 –rzędna dna -109.48
współrzędne geograficzne- N -52° 04' 53,52", E-20° 32' 44,69"
wlot-km 0+062.20 –rzędna dna -109.54
współrzędne geograficzne- N -52° 04' 53,18", E-20° 32' 44,53"
spadek dna przepustu 0.5%
- ✓ Ø 40 cm dł-10.0 m od km 0+073.27 do km 0+083.27,
wylot km 0+073.27 –rzędna dna -109.60
współrzędne geograficzne- N -52° 04' 52,83", E-20° 32' 44,39"
wlot-km 0+083.27 –rzędna dna -109.75
współrzędne geograficzne- N -52° 04' 52,52", E-20° 32' 44,21"
spadek dna przepustu 1.5%

- budowa wlotu kanału Ø 315 mm do rowu w km 0+067.12

- ✓ rzędna wylotu kanału -109.60
- ✓ współrzędne geograficzne- N -52° 04' 53,05", E-20° 32' 44,44"
- ✓ wylot kanału –umocniony- brukiem kamiennym,

Wielkość dopływu do rowu poprzez separator z zagospodarowanego terenu działek

nr ewid. 338/1,338/2 i 338/3 – 0.027 m3/s Powierzchnia zredukowana zlewni 0.196 ha

Prognozowana ilość dopływu do rowu z dróg dojazdowych, miejsc postojowych i chodników

$Q_{\max/h}$ - **9.72 m3/h**

$Q_{\text{śr.d}}$ - **98.50 m3**

$Q_{\max.r}$ - **1117 m3**

Odprowadzenie wód opadowych do przebudowywanego rowu przydrożnego z terenu działek

Nr ewid. 338/1,338/2 i 338/3 będzie odbywać się poprzez:

- proj. kanalizację deszczową w postaci studzienek ściekowych \varnothing 500 mm,
- przykanaliki \varnothing 200 mm łączące studzienki ściekowe ze studnią rewizyjną
- studnię rewizyjną \varnothing 1000 mm podłączoną do separatora kanałem \varnothing 315 mm z rur PCV typu ciężkiego- SN 8
- separator koalescencyjny substancji ropopochodnych o przepustowości 40l/s
- wylotu kanału z separatora rurociągiem \varnothing 315 mm do rowu przydrożnego w km 0+067.09

Parametry techniczne kanalizacji na drogach wewnętrznych i miejscach postojowych:

- Studnia ściekowa \varnothing 500 mm km 0+022.36 –drogi wewnętrznej
 - ✓ rzędna kratki ściekowej– 110.41
 - ✓ rzędna dna studni –109.41
 - ✓ rzędna dna osadnika –108.91
 - ✓ rzędna dna wylotu przykanalika \varnothing 200 mm– 109.74
 - ✓ współrzędne geograficzne - N -52° 04' 53,12", E-20° 32' 43,59"
- Studnia ściekowa \varnothing 500 mm km 0+228.02 –drogi wewnętrznej
 - ✓ rzędna kratki ściekowej– 110.41
 - ✓ rzędna dna studni –109.41
 - ✓ rzędna dna osadnika –108.91
 - ✓ rzędna dna wylotu przykanalika \varnothing 200 mm– 109.74
 - ✓ współrzędne geograficzne - N -52° 04' 52,75", E-20° 32' 43,7"
- Studnia rewizyjna osadnikowa- włączowa \varnothing 1000 mm
 - ✓ rzędna pokrywy studni– 110.76
 - ✓ rzędna dna studni – 109.56
 - ✓ rzędna dna osadnika –109.06
 - ✓ rzędna wlotu przykanalików –109.70
 - ✓ rzędna wylotu kolektora \varnothing 315 mm - 109.70
 - ✓ współrzędne geograficzne -N -52° 04' 52,98", E-20° 32' 43,99"
- Separator koalescencyjny o przepustowości 40 l/s
 - ✓ rzędna pokrywy separator–111.20
 - ✓ rzędna dna separatora – 108.89
 - ✓ rzędna wlotu ze studni rewizyjnej osadnikowej –109.67
 - ✓ rzędna wylotu z separatora –109.62
 - ✓ współrzędne geograficzne - N -52° 04' 53,05", E-20° 32' 44,34"
- Kanał \varnothing 315 mm z wylotem do rowu w km 0+067.12 drogi gminnej
 - ✓ Rzędna wlotu kanału –109.62
 - ✓ rzędna wylotu do rowu- 109,60
 - ✓ współrzędne geograficzne wylotu kanału do rowu- N -52° 04' 53,05", E-20° 32' 44,44"

Odprowadzenie wód opadowych do przebudowywanego rowu przydrożnego z terenu działek

Nr ewid. 338/1,338/2 i 338/3 będzie odbywać się poprzez:

- proj. kanalizację deszczową w postaci studzienek ściekowych \varnothing 500 mm,
- przykanaliki \varnothing 200 mm łączące studzienki ściekowe ze studnią rewizyjną
- studnię rewizyjną \varnothing 1000 mm podłączoną do separatora kanałem \varnothing 315 mm z rur PCV typu ciężkiego- SN 8
- separator koalescencyjny substancji ropopochodnych o przepustowości 40l/s
- wylotu kanału z separatora rurociągiem \varnothing 315 mm do rowu przydrożnego w km 0+067.09

Parametry techniczne kanalizacji na drogach wewnętrznych i miejscach postojowych:

- Studnia ściekowa \varnothing 500 mm km 0+022.36 –drogi wewnętrznej
 - ✓ rzędna kratki ściekowej– 110.41
 - ✓ rzędna dna studni –109.41
 - ✓ rzędna dna osadnika –108.91
 - ✓ rzędna dna wylotu przykanalika \varnothing 200 mm– 109.74
 - ✓ współrzędne geograficzne - N -52° 04' 53,12", E-20° 32' 43,59"
- Studnia ściekowa \varnothing 500 mm km 0+228.02 –drogi wewnętrznej
 - ✓ rzędna kratki ściekowej– 110.41
 - ✓ rzędna dna studni –109.41
 - ✓ rzędna dna osadnika –108.91
 - ✓ rzędna dna wylotu przykanalika \varnothing 200 mm– 109.74
 - ✓ współrzędne geograficzne - N -52° 04' 52,75", E-20° 32' 43,7"
- Studnia rewizyjna osadnikowa- włączowa \varnothing 1000 mm
 - ✓ rzędna pokrywy studni– 110.76
 - ✓ rzędna dna studni – 109.56
 - ✓ rzędna dna osadnika –109.06
 - ✓ rzędna wlotu przykanalików –109.70
 - ✓ rzędna wylotu kolektora \varnothing 315 mm - 109.70
 - ✓ współrzędne geograficzne -N -52° 04' 52,98", E-20° 32' 43,99"
- Separator koalescencyjny o przepustowości 40 l/s
 - ✓ rzędna pokrywy separator–111.20
 - ✓ rzędna dna separatora – 108.89
 - ✓ rzędna wlotu ze studni rewizyjnej osadnikowej –109.67
 - ✓ rzędna wylotu z separatora –109.62
 - ✓ współrzędne geograficzne - N -52° 04' 53,05", E-20° 32' 44,34"
- Kanał \varnothing 315 mm z wylotem do rowu w km 0+067.12 drogi gminnej
 - ✓ Rzędna wlotu kanału –109.62
 - ✓ rzędna wylotu do rowu- 109,60
 - ✓ współrzędne geograficzne wylotu kanału do rowu- N -52° 04' 53,05", E-20° 32' 44,44"

11. OKREŚLENIE ILOŚCI, STANU I SKŁADU CHEMICZNEGO LUB MINIMALNEGO PROCENTU REDUKCJI ZANIECZYSZCZEŃ W ODPROWADZANYCH ŚCIEKACH ORAZ SPOSÓB I EFEKT ICH OCZYSZCZANIA.

Definicja wód opadowych i roztopowych jako ścieków została jednoznacznie zdefiniowana w art. 9 ust. 1 pkt.14 litera „c” ustawy - Prawo wodne, który stanowi „Ilekoć w ustawie jest mowa o ściekach - rozumie się przez to 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 tym z terenów przemysłowych i składowych, baz transportowych oraz dróg i parkingów. Specyfika ścieków opadowych polega głównie na występowaniu okresowych, krótkotrwałych zrzutów wód wraz z ładunkiem zanieczyszczeń, przy ich dużej zmienności w czasie. W celu kompleksowego i wszechstronnego przeanalizowania zagadnień techniczno ekonomicznych związanych z oczyszczaniem i odprowadzaniem ścieków opadowych, niezbędne jest:

- ustalenie miarodajnej ilości ścieków opadowych,
- ustalenie metody prognozowania jakości ścieków opadowych,
- ustalenie warunków odprowadzania ścieków opadowych i wyznaczenie wymaganego stopnia ich oczyszczenia.

Wielkość spływu wód opadowych charakteryzuje się dużą zmiennością w ciągu roku, miesiąca czy doby, a także w czasie trwania opadu. Związane to jest ze specyfiką występowania opadów atmosferycznych, których wielkość zależy od położenia geograficznego, kierunków wiejących wiatrów, rozmieszczenia lądów i oceanów. Zmienność wysokości opadów obserwuje się w przekrojach wieloletnich, rocznych i miesięcznych. Sumy z poszczególnych lat, a nawet wartości średnie z kilku lat obserwacji mogą być różne. Istnieją pewne ciągi lat, w których opady atmosferyczne są skąpe i serie lat, w których opady są obfite. Są to lata obfite i mokre. Jednakże lata te nie następują po sobie w żadnej określonej prawidłowości. Podział rocznej sumy opadów między poszczególne miesiące w każdym roku inny, jednak dla dłuższego okresu jest dość stały i zależy głównie od położenia geograficznego i miejscowego klimatu. Wysokość dobowego opadu charakteryzuje się największą nieregularnością i zmiennością. Duże opady dobowe mogą być wynikiem jednego lub kilku deszczy krótkotrwałych o dużym natężeniu.

Każdy deszcz charakteryzuje się czasem trwania, wysokością opadu, natężeniem i zasięgiem. Parametry te są zależne od siebie i wpływają w zasadniczy sposób na wielkość spływu ścieków opadowych. Oprócz parametrów charakteryzujących opad, na wielkość spływu ma wpływ szereg elementów charakteryzujących zlewnię, takich jak:

- wielkość powierzchni terenu, z którego spływają ścieki opadowe,
- zagospodarowanie zlewni (szczelność nawierzchni).
- stan początkowy wilgotności zlewni,
- spadek terenu.

Wyznaczenie jednoznacznych wartości tych parametrów i ustalenie ich wpływu na wielkość spływu

11. OKREŚLENIE ILOŚCI, STANU I SKŁADU CHEMICZNEGO LUB MINIMALNEGO PROCENTU REDUKCJI ZANIECZYSZCZEŃ W ODPROWADZANYCH ŚCIEKACH ORAZ SPOSÓB I EFEKT ICH OCZYSZCZANIA.

Definicja wód opadowych i roztopowych jako ścieków została jednoznacznie zdefiniowana w art. 9 ust. 1 pkt.14 litera „c” ustawy - Prawo wodne, który stanowi „Ilekoć w ustawie jest mowa o ściekach - rozumie się przez to 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 tym z terenów przemysłowych i składowych, baz transportowych oraz dróg i parkingów. Specyfika ścieków opadowych polega głównie na występowaniu okresowych, krótkotrwałych zrzutów wód wraz z ładunkiem zanieczyszczeń, przy ich dużej zmienności w czasie. W celu kompleksowego i wszechstronnego przeanalizowania zagadnień techniczno ekonomicznych związanych z oczyszczaniem i odprowadzaniem ścieków opadowych, niezbędne jest:

- ustalenie miarodajnej ilości ścieków opadowych,
- ustalenie metody prognozowania jakości ścieków opadowych,
- ustalenie warunków odprowadzania ścieków opadowych i wyznaczenie wymaganego stopnia ich oczyszczenia.

Wielkość spływu wód opadowych charakteryzuje się dużą zmiennością w ciągu roku, miesiąca czy doby, a także w czasie trwania opadu. Związane to jest ze specyfiką występowania opadów atmosferycznych, których wielkość zależy od położenia geograficznego, kierunków wiejących wiatrów, rozmieszczenia lądów i oceanów. Zmienność wysokości opadów obserwuje się w przekrojach wieloletnich, rocznych i miesięcznych. Sumy z poszczególnych lat, a nawet wartości średnie z kilku lat obserwacji mogą być różne. Istnieją pewne ciągi lat, w których opady atmosferyczne są skąpe i serie lat, w których opady są obfite. Są to lata obfite i mokre. Jednakże lata te nie następują po sobie w żadnej określonej prawidłowości. Podział rocznej sumy opadów między poszczególne miesiące w każdym roku inny, jednak dla dłuższego okresu jest dość stały i zależy głównie od położenia geograficznego i miejscowego klimatu. Wysokość dobowego opadu charakteryzuje się największą nieregularnością i zmiennością. Duże opady dobowe mogą być wynikiem jednego lub kilku deszczy krótkotrwałych o dużym natężeniu.

Każdy deszcz charakteryzuje się czasem trwania, wysokością opadu, natężeniem i zasięgiem. Parametry te są zależne od siebie i wpływają w zasadniczy sposób na wielkość spływu ścieków opadowych. Oprócz parametrów charakteryzujących opad, na wielkość spływu ma wpływ szereg elementów charakteryzujących zlewnię, takich jak:

- wielkość powierzchni terenu, z którego spływają ścieki opadowe,
- zagospodarowanie zlewni (szczelność nawierzchni).
- stan początkowy wilgotności zlewni,
- spadek terenu.

Wyznaczenie jednoznacznych wartości tych parametrów i ustalenie ich wpływu na wielkość spływu

ścieków opadowych jest stosunkowo skomplikowane. Należy również uwzględnić fakt, że na powierzchni terenu część wody ulega odparowaniu, część wsiąka w grunt oraz pozostaje w istniejących zagłębieniach. Wynika stąd konieczność ustalenia miarodajnych wielkości opadu i spływu.

11.1. Obliczenie ilości wód opadowych

Do obliczeń natężenia deszczu miarodajnego określającego ilość opadu przypadającą na powierzchnię odwodnioną przyjęto opad o częstotliwości występowania $c = 5$ i przeciętnie co 5 lat o prawdopodobieństwie wystąpienia $p = 20$.

Natężenie deszczu miarodajnego (nawalnego) „ q ” obliczono wg wzoru Błaszczyka dla obszarów o rocznej wysokości opadu $h < 800$ mm:

$$q = \frac{470 \sqrt[3]{C}}{t^{0.667}}$$

gdzie:

C - częstotliwość wystąpienia deszczu o prawdopodobieństwie wystąpienia $p = 20\%$, raz na 5 lat $c=5$

t czas trwania deszczu miarodajnego w minutach t 15 minut, stąd:

$$q = \frac{470 \sqrt[3]{5}}{15^{0.667}} = 132,01 \text{ l/s/h}$$

Przyjęto do obliczeń

$$\mathbf{q = 135 \text{ l/s*ha}}$$

Ilość wód opadowych obliczona została na podstawie wybranego, miarodajnego natężenia opadu o danej częstotliwości występowania wg wzoru:

$$\mathbf{Q = \varphi \times \psi \times F_c \times q \text{ l/s/ha}}$$

gdzie;

φ - współczynnik opóźnienia spływu w zależności od wielkości zlewni

ψ - współczynnik spływu określający jaka część opadu spływa do rowu

F_c - powierzchnia zlewni całkowitej w hektarach

q - natężenie deszczu miarodajnego określającego ilość opadu przypadającą na powierzchnię odwodnioną l/s/ha

Współczynnik opóźnienia spływu „ φ ” pominięto w obliczeniach, ponieważ powierzchnie spływu są mniejsze od 50 ha.

Do obliczeń przyjęto współczynnik spływu ψ :

Roman Edel „Odwodnienie dróg” tablica 3.3

- 0,85 dla powierzchni asfaltowych
- 0,75 dla nawierzchni z bet. kostki brukowej (jezdnie i chodniki)
- 0,30 dla poboczy wzmocnionych kruszywem,
- 0,10 dla terenów zielonych -biologicznie czynnych

ścieków opadowych jest stosunkowo skomplikowane. Należy również uwzględnić fakt, że na powierzchni terenu część wody ulega odparowaniu, część wsiąka w grunt oraz pozostaje w istniejących zagłębieniach. Wynika stąd konieczność ustalenia miarodajnych wielkości opadu i spływu.

11.1. Obliczenie ilości wód opadowych

Do obliczeń natężenia deszczu miarodajnego określającego ilość opadu przypadającą na powierzchnię odwodnioną przyjęto opad o częstotliwości występowania $c = 5$ i przeciętnie co 5 lat o prawdopodobieństwie wystąpienia $p = 20$.

Natężenie deszczu miarodajnego (nawalnego) „ q ” obliczono wg wzoru Błaszczyka dla obszarów o rocznej wysokości opadu $h < 800$ mm:

$$q = \frac{470 \sqrt[3]{C}}{t^{0.667}}$$

gdzie:

C - częstotliwość wystąpienia deszczu o prawdopodobieństwie wystąpienia $p = 20\%$, raz na 5 lat $c=5$

t czas trwania deszczu miarodajnego w minutach t 15 minut, stąd:

$$q = \frac{470 \sqrt[3]{5}}{15^{0.667}} = 132,01 \text{ l/s/h}$$

Przyjęto do obliczeń

$$\mathbf{q = 135 \text{ l/s*ha}}$$

Ilość wód opadowych obliczona została na podstawie wybranego, miarodajnego natężenia opadu o danej częstotliwości występowania wg wzoru:

$$\mathbf{Q = \varphi \times \psi \times F_c \times q \text{ l/s/ha}}$$

gdzie;

φ - współczynnik opóźnienia spływu w zależności od wielkości zlewni

ψ - współczynnik spływu określający jaka część opadu spływa do rowu

F_c - powierzchnia zlewni całkowitej w hektarach

q - natężenie deszczu miarodajnego określającego ilość opadu przypadającą na powierzchnię odwodnioną l/s/ha

Współczynnik opóźnienia spływu „ φ ” pominięto w obliczeniach, ponieważ powierzchnie spływu są mniejsze od 50 ha.

Do obliczeń przyjęto współczynnik spływu ψ :

Roman Edel „Odwodnienie dróg” tablica 3.3

- 0,85 dla powierzchni asfaltowych
- 0,75 dla nawierzchni z bet. kostki brukowej (jezdnie i chodniki)
- 0,30 dla poboczy wzmocnionych kruszywem,
- 0,10 dla terenów zielonych -biologicznie czynnych

OBLICZENIA HYDROLOGICZNE

ZLEWNIA I

Zgodnie z tabelą zestawienia zlewni –Rys nr. 3

Powierzchnia zredukowana zlewni odc. od wododziału km 0+578 do wlotu przepustu w km 0+083.27

$$F_{zr} = \mathbf{0.126 \text{ ha}}$$

Dla wymiarowania urządzeń wodnych przyjęto spływ jednostkowy $q=135 \text{ l/s*ha}$

Powierzchnia zredukowana:

$$Q = F_{zr} \times q$$

$$Q_I = 0.126 \times 135 = 17.01 \text{ l/s} = \mathbf{0.017 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Wymiarowanie istn. rowu przydrożnego przed wlotem do przepustu

Parametry rowu

-szer. dna - **0.4 m**

-nachylenie skarp **1:1**

- głębokość max napełnienia- 0.8 m

$$Q = F \times v$$

dla prędkości ze wzoru Manninga –Stricklera

$$v = k_{st} R_h^{\frac{2}{3}} I_E^{\frac{1}{2}}$$

i promienia hydraulicznego R_h

$$R_h = \frac{F}{L_u}$$

gdzie:

Q – przepływ [m^3/s]

F – pole powierzchni czynnego przekroju [m^2]

v – średnia prędkość przepływu w ścieku [m/s]

k_{st} - współczynnik chropowatości ścieku zależny od umocnienia jego dna i ścian

przyjęto z tabeli 5.1. Roman Edel –odwodnienie dróg **35** dla kanałów w warunkach przeciętnych

R_h - promień hydrauliczny [m]

L_u -obwód zwilżony [m]

I_E - średni spadek podłużny rowu – **1.9 %**

Do obliczeń przyjęto napełnienie rowu w 50% h_{\max}

h_n -rowu - **0.4 m.**

$$F = h(b + nh)$$

gdzie:

F- powierzchnia czynna przekroju rowu

h- głębokość napełnienia rowu

OBLICZENIA HYDROLOGICZNE

ZLEWNIA I

Zgodnie z tabelą zestawienia zlewni –Rys nr. 3

Powierzchnia zredukowana zlewni odc. od wododziału km 0+578 do wlotu przepustu w km 0+083.27

$$F_{zr} = \mathbf{0.126 \text{ ha}}$$

Dla wymiarowania urządzeń wodnych przyjęto spływ jednostkowy $q=135 \text{ l/s*ha}$

Powierzchnia zredukowana:

$$Q = F_{zr} \times q$$

$$Q_I = 0.126 \times 135 = 17.01 \text{ l/s} = \mathbf{0.017 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Wymiarowanie istn. rowu przydrożnego przed wlotem do przepustu

Parametry rowu

-szer. dna - **0.4 m**

-nachylenie skarp **1:1**

- głębokość max napełnienia- 0.8 m

$$Q = F \times v$$

dla prędkości ze wzoru Manninga –Stricklera

$$v = k_{st} R_h^{\frac{2}{3}} I_E^{\frac{1}{2}}$$

i promienia hydraulicznego R_h

$$R_h = \frac{F}{L_u}$$

gdzie:

Q – przepływ [m^3/s]

F – pole powierzchni czynnego przekroju [m^2]

v – średnia prędkość przepływu w ścieku [m/s]

k_{st} - współczynnik chropowatości ścieku zależny od umocnienia jego dna i ścian

przyjęto z tabeli 5.1. Roman Edel –odwodnienie dróg **35** dla kanałów w warunkach przeciętnych

R_h - promień hydrauliczny [m]

L_u -obwód zwilżony [m]

I_E - średni spadek podłużny rowu – **1.9 %**

Do obliczeń przyjęto napełnienie rowu w 50% h_{\max}

h_n -rowu - **0.4 m.**

$$F = h(b + nh)$$

gdzie:

F- powierzchnia czynna przekroju rowu

h- głębokość napełnienia rowu

b- szer. dna rowu

n- nachylenie skarp

$$F = 0.4(0.4 + 1 \times 0.4) = \mathbf{0.32 \text{ m}^2}$$

$$L_u = b + 2h\sqrt{1 + n^2}$$

$$L_u = 0.4 + 2 \times 0.4\sqrt{1 + 1^2} = \mathbf{1.53 \text{ m}}$$

$$R_h = \frac{F}{L_u}$$

$$R_h = \frac{0.32}{1.53} = \mathbf{0.21 \text{ m}}$$

$$v = 35 \times 0.21^{\frac{2}{3}} \times 0.019^{\frac{1}{2}} = 1.7 \text{ m/s}$$

miarodajny przepływ Q_m w istniejącym rowie przydrożnym przy założonym napełnieniu 0.4 m wynosi- $Q_m = F \times v$

$$Q_f = 0.32 \times 1.7 = 0.54 \text{ m}^3/\text{s} = 540 \text{ l/s}$$

Istniejący lewostronny rów w pełni spełni potrzeby odwodnienia lewej części pasa drogowego na odcinku od granicy wododziału do wlotu do przepustu

$$0.54 \text{ m}^3/\text{s} > 0.017 \text{ m}^3/\text{s}$$

Zapas dla tego rowu przy średnim napełnieniu 0.5 m wynosi $-0.54 - 0.017 = \mathbf{0.523 \text{ m}^3/\text{s}}$

- 523 l/s

Wymiarowanie projektowanego przepustu

Warunki przepływu ścieków w kanałach zamkniętych ze swobodnym zwierciadłem są zróżnicowane, w zależności od stopnia napełnienia. W zakresie zmienności napełnienia od 0.0 m do poziomu $h_R = \mathbf{0.813D}$, przy którym promień hydrauliczny $R_h = \mathbf{0.304 D}$ osiąga maksimum.

W przypadku przekroju kołowego wg krzywych sprawności obliczonych metodą Prandtla-Colebrooka rys. Nr 6.4 odwodnienie dróg Roman Edel pokazują iż dla $h/D = \mathbf{95\%}$ przepływ jest większy i osiąga wartość 107.29% niż przy napełnieniu całkowitym.

Obliczenie maksymalnej przepustowości dla projektowanego przepustu

Predkość przepływu

dla przekroju kanału zamkniętego wyznacza się zgodnie z metodą Prandtla-Colebrooka ze wzoru:

$$V = -2 \lg \left(\frac{0.63v}{R_h \times \sqrt{8gR_h I}} + \frac{k}{14.84R_h} \right) \sqrt{8gR_h I}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

R_h -Promień hydrauliczny

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k- współczynnik chropowatości zastępczej kanału

v - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

b- szer. dna rowu

n- nachylenie skarp

$$F = 0.4(0.4 + 1 \times 0.4) = \mathbf{0.32 \text{ m}^2}$$

$$L_u = b + 2h\sqrt{1 + n^2}$$

$$L_u = 0.4 + 2 \times 0.4\sqrt{1 + 1^2} = \mathbf{1.53 \text{ m}}$$

$$R_h = \frac{F}{L_u}$$

$$R_h = \frac{0.32}{1.53} = \mathbf{0.21 \text{ m}}$$

$$v = 35 \times 0.21^{\frac{2}{3}} \times 0.019^{\frac{1}{2}} = 1.7 \text{ m/s}$$

miarodajny przepływ Q_m w istniejącym rowie przydrożnym przy założonym napełnieniu 0.4 m wynosi- $Q_m = F \times v$

$$Q_f = 0.32 \times 1.7 = 0.54 \text{ m}^3/\text{s} = 540 \text{ l/s}$$

Istniejący lewostronny rów w pełni spełni potrzeby odwodnienia lewej części pasa drogowego na odcinku od granicy wododziału do wlotu do przepustu

$$0.54 \text{ m}^3/\text{s} > 0.017 \text{ m}^3/\text{s}$$

Zapas dla tego rowu przy średnim napełnieniu 0.5 m wynosi $-0.54 - 0.017 = \mathbf{0.523 \text{ m}^3/\text{s}}$

- 523 l/s

Wymiarowanie projektowanego przepustu

Warunki przepływu ścieków w kanałach zamkniętych ze swobodnym zwierciadłem są zróżnicowane, w zależności od stopnia napełnienia. W zakresie zmienności napełnienia od 0.0 m do poziomu $h_R = \mathbf{0.813D}$, przy którym promień hydrauliczny $R_h = \mathbf{0.304 D}$ osiąga maksimum.

W przypadku przekroju kołowego wg krzywych sprawności obliczonych metodą Prandtla-Colebrooka rys. Nr 6.4 odwodnienie dróg Roman Edel pokazują iż dla $h/D = \mathbf{95\%}$ przepływ jest większy i osiąga wartość 107.29% niż przy napełnieniu całkowitym.

Obliczenie maksymalnej przepustowości dla projektowanego przepustu

Predkość przepływu

dla przekroju kanału zamkniętego wyznacza się zgodnie z metodą Prandtla-Colebrooka ze wzoru:

$$V = -2 \lg \left(\frac{0.63v}{R_h \times \sqrt{8gR_h I}} + \frac{k}{14.84R_h} \right) \sqrt{8gR_h I}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

R_h -Promień hydrauliczny

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k- współczynnik chropowatości zastępczej kanału

v - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Maksymalna przepustowość proj. przepustu

dla przekroju kanału zamkniętego przy napełnieniu całkowitym lub częściowym wyznacza się ze wzoru:

$$Q = vF = \text{const}$$

$$Q_{\max} = -2F \lg \left(\frac{0.63\nu}{R_h x \sqrt{8gR_h I}} + \frac{k}{14.84R_h} \right) \sqrt{8gR_h I}$$

gdzie:

F- pole powierzchni czynnego przekroju [m²]

Dla przekroju kołowego o średnicy wewnętrznej D w w/w wzorze tym można zastąpić wartość promienia hydraulicznego przez $R_h = D/4$ oraz pole powierzchni kanału przez $F = 1/4 \pi D^2$ wówczas otrzymamy:

Predkość przepływu

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51\nu}{D \sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k- współczynnik chropowatości zastępczej kanału [m]

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Maksymalna przepustowość proj. kanału

$$Q_{\max} = - \frac{\pi D^2}{2} \lg \left(\frac{2.51\nu}{D \sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

Q- max przepływ w kanale -[m³/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Przyjęto do obliczeń:

D-średnica wewnętrzna kanału- **0.40 m**

I-spadek dna kanału - **0.015**

g- przyspieszenie ziemskie - **9.81 m/s²**

Maksymalna przepustowość proj. przepustu

dla przekroju kanału zamkniętego przy napełnieniu całkowitym lub częściowym wyznacza się ze wzoru:

$$Q = vF = \text{const}$$

$$Q_{\max} = -2F \lg \left(\frac{0.63\nu}{R_h x \sqrt{8gR_h I}} + \frac{k}{14.84R_h} \right) \sqrt{8gR_h I}$$

gdzie:

F- pole powierzchni czynnego przekroju [m²]

Dla przekroju kołowego o średnicy wewnętrznej D w w/w wzorze tym można zastąpić wartość promienia hydraulicznego przez $R_h = D/4$ oraz pole powierzchni kanału przez $F = 1/4 \pi D^2$ wówczas otrzymamy:

Predkość przepływu

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51\nu}{D \sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k- współczynnik chropowatości zastępczej kanału [m]

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Maksymalna przepustowość proj. kanału

$$Q_{\max} = - \frac{\pi D^2}{2} \lg \left(\frac{2.51\nu}{D \sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

Q- max przepływ w kanale -[m³/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Przyjęto do obliczeń:

D-średnica wewnętrzna kanału- **0.40 m**

I-spadek dna kanału - **0.015**

g- przyspieszenie ziemskie - **9.81 m/s²**

k- współczynnik chropowatości-**0.00025** [m] dla kanałów z PVC

ν - współczynnik lepkości kinematycznej **0.0000013**

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51 \times 0.0000013}{0.40 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.40 \times 0.015}} + \frac{0.00025}{3.71 \times 0.40} \right) \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.40 \times 0.015} = \underline{\underline{2.55 \text{ m/s}}}$$

$$Q_{\max} = \frac{3.14 \times 0.4^2}{2} \times 2.55 = \underline{\underline{0.64 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

Możliwość przepustowa zaprojektowanego przepustu w ilości Q_{\max} - 0.64 m³/s przy

prędkości przepływu V - 2.55 m/ w pełni zapewni przejęcie spływu ze zlewni I

Spływ ze zlewni do przepustu wynosi w ilości Q_c - 0.017 m³/s

Spełniony jest zatem warunek zapewnienia hydraulicznej przepustowości dla rurociągów zamkniętych o kołowym przekroju poprzecznym co pozwala stwierdzić, że dobrana średnica przykanalika dla potrzeb odprowadzania wód opadowych i roztopowych jest prawidłowa.

Ze względu na znaczną prędkość wody wypływającej z przepustu rów za przepustem zostanie umocniony płytami ażurowymi

Wymiarowanie rowu przydrożnego za przepustem

Parametry rowu

-szer. dna - **0.4 m**

-nachylenie skarp **1:1**

- głębokość max napełnienia- 1.0 m

$$Q = F \times v$$

dla prędkości ze wzoru Manninga –Stricklera

$$v = k_{st} R_h^{\frac{2}{3}} I_E^{\frac{1}{2}}$$

i promienia hydraulicznego R_h

$$R_h = \frac{F}{L_u}$$

gdzie:

Q – przepływ [m³/s]

F – pole powierzchni czynnego przekroju [m²]

v – średnia prędkość przepływu w ścieku [m/s]

k_{st} - współczynnik chropowatości ścieku zależny od umocnienia jego dna i ścian

przyjęto z tabeli 5.1. Roman Edel –odwodnienie dróg **35** dla kanałów w warunkach przeciętnych

R_h - promień hydrauliczny [m]

L_u -obwód zwilżony [m]

I_E - średni spadek podłużny rowu – **0.5 %**

Do obliczeń przyjęto napełnienie rowu w 40% h_{\max}

k- współczynnik chropowatości-**0.00025** [m] dla kanałów z PVC

ν - współczynnik lepkości kinematycznej **0.0000013**

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51 \times 0.0000013}{0.40 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.40 \times 0.015}} + \frac{0.00025}{3.71 \times 0.40} \right) \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.40 \times 0.015} = \underline{\underline{2.55 \text{ m/s}}}$$

$$Q_{\max} = \frac{3.14 \times 0.4^2}{2} \times 2.55 = \underline{\underline{0.64 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

Możliwość przepustowa zaprojektowanego przepustu w ilości Q_{\max} - 0.64 m³/s przy

prędkości przepływu V-2.55 m/ w pełni zapewni przejęcie spływu ze zlewni I

Spływ ze zlewni do przepustu wynosi w ilości Q_c -0.017 m³/s

Spełniony jest zatem warunek zapewnienia hydraulicznej przepustowości dla rurociągów zamkniętych o kołowym przekroju poprzecznym co pozwala stwierdzić, że dobrana średnica przykanalika dla potrzeb odprowadzania wód opadowych i roztopowych jest prawidłowa.

Ze względu na znaczną prędkość wody wypływającej z przepustu rów za przepustem zostanie umocniony płytami ażurowymi

Wymiarowanie rowu przydrożnego za przepustem

Parametry rowu

-szer. dna - **0.4 m**

-nachylenie skarp **1:1**

- głębokość max napełnienia- 1.0 m

$$Q = F \times v$$

dla prędkości ze wzoru Manninga –Stricklera

$$v = k_{st} R_h^{\frac{2}{3}} I_E^{\frac{1}{2}}$$

i promienia hydraulicznego R_h

$$R_h = \frac{F}{L_u}$$

gdzie:

Q – przepływ [m³/s]

F – pole powierzchni czynnego przekroju [m²]

v – średnia prędkość przepływu w ścieku [m/s]

k_{st} - współczynnik chropowatości ścieku zależny od umocnienia jego dna i ścian

przyjęto z tabeli 5.1. Roman Edel –odwodnienie dróg **35** dla kanałów w warunkach przeciętnych

R_h - promień hydrauliczny [m]

L_u -obwód zwilżony [m]

I_E - średni spadek podłużny rowu – **0.5 %**

Do obliczeń przyjęto napełnienie rowu w 40% h_{\max}

h_n -rowu - **0.4 m.**

$$F=h(b+nh)$$

gdzie:

F- powierzchnia czynna przekroju rowu

h- głębokość napełnienia rowu

b- szer. dna rowu

n- nachylenie skarp

$$F = 0.4(0.4+1 \times 0.4) = \mathbf{0.32 \text{ m}^2}$$

$$L_u = b + 2h \sqrt{1 + n^2}$$

$$L_u = 0.4 + 2 \times 0.4 \sqrt{1 + 1^2} = \mathbf{1.53 \text{ m}}$$

$$R_h = \frac{F}{L_u}$$

$$R_h = \frac{0.32}{1.53} = \mathbf{0.21 \text{ m}}$$

$$v = 35 \times 0.21^{\frac{2}{3}} \times 0.005^{\frac{1}{2}} = 0.87 \text{ m/s}$$

miarodajny przepływ Q_m w istniejącym rowie przydrożnym przy założonym napełnieniu 0.4 m wynosi

$$Q_m = F \times v$$

$$Q_m = 0.32 \times 0.87 = 0.28 \text{ m}^3/\text{s} - 280 \text{ l/s}$$

Istniejący lewostronny rów w pełni spełni potrzeby odwodnienia lewej części pasa drogowego na odcinku od granicy wododziału do wlotu do przepustu

$$0.28 \text{ m}^3/\text{s} > 0.017 \text{ m}^3/\text{s}$$

Zapas dla tego rowu przy średnim napełnieniu 0.5 m wynosi $-0.28 - 0.017 = \mathbf{0.263 \text{ m}^3/\text{s}}$
– 263 l/s

ZLEWNIA III i IV

Zgodnie z tabelą zestawienia zlewni –rys nr. 3

Powierzchnia zredukowana zlewni – droga wewnętrzna wraz z miejscami do parkowania chodnikami i powierzchnia biologicznie czynną.

Zlewnia III

- ✓ odcinek od km 0+228.02 –wpust do studzienki ściekowej do km 0+239.75 - krawędzi drogi wewnętrznej w osi przepustu.
- ✓ odcinek łącznika drogi wewnętrznej -od wododziału do studzienki ściekowej w km 0+228.02

Powierzchnia zredukowana –**0.009 ha**

Zlewnia IV

- ✓ odcinek wewnętrznej drogi dojazdowej od wododziału - km 0+125.65 do km 0+228.02 – wpust do studzienki ściekowej.

Powierzchnia zredukowana –**0.084 ha**

h_n -rowu - **0.4 m.**

$$F=h(b+nh)$$

gdzie:

F- powierzchnia czynna przekroju rowu

h- głębokość napełnienia rowu

b- szer. dna rowu

n- nachylenie skarp

$$F = 0.4(0.4+1 \times 0.4) = \mathbf{0.32 \text{ m}^2}$$

$$L_u = b + 2h \sqrt{1 + n^2}$$

$$L_u = 0.4 + 2 \times 0.4 \sqrt{1 + 1^2} = \mathbf{1.53 \text{ m}}$$

$$R_h = \frac{F}{L_u}$$

$$R_h = \frac{0.32}{1.53} = \mathbf{0.21 \text{ m}}$$

$$v = 35 \times 0.21^{\frac{2}{3}} \times 0.005^{\frac{1}{2}} = 0.87 \text{ m/s}$$

miarodajny przepływ Q_m w istniejącym rowie przydrożnym przy założonym napełnieniu 0.4 m wynosi

$$Q_m = F \times v$$

$$Q_m = 0.32 \times 0.87 = 0.28 \text{ m}^3/\text{s} - 280 \text{ l/s}$$

Istniejący lewostronny rów w pełni spełni potrzeby odwodnienia lewej części pasa drogowego na odcinku od granicy wododziału do wlotu do przepustu

$$0.28 \text{ m}^3/\text{s} > 0.017 \text{ m}^3/\text{s}$$

Zapas dla tego rowu przy średnim napełnieniu 0.5 m wynosi $-0.28 - 0.017 = \mathbf{0.263 \text{ m}^3/\text{s}}$
– 263 l/s

ZLEWNIA III i IV

Zgodnie z tabelą zestawienia zlewni –rys nr. 3

Powierzchnia zredukowana zlewni – droga wewnętrzna wraz z miejscami do parkowania chodnikami i powierzchnia biologicznie czynną.

Zlewnia III

- ✓ odcinek od km 0+228.02 –wpust do studzienki ściekowej do km 0+239.75 - krawędzi drogi wewnętrznej w osi przepustu.
- ✓ odcinek łącznika drogi wewnętrznej -od wododziału do studzienki ściekowej w km 0+228.02

Powierzchnia zredukowana –**0.009 ha**

Zlewnia IV

- ✓ odcinek wewnętrznej drogi dojazdowej od wododziału - km 0+125.65 do km 0+228.02 – wpust do studzienki ściekowej.

Powierzchnia zredukowana –**0.084 ha**

Łączna powierzchnia zredukowana $-0.009+0.084=\underline{\underline{0.093 \text{ ha}}}$

Dla wymiarowania urządzeń wodnych przyjęto spływ jednostkowy $q=135 \text{ l/s*ha}$

Powierzchnia zredukowana:

$$Q = F_{zr} \times q$$

$$Q_{II} = 135 \times 0.093 = 12.55 \text{ l/s} = \underline{\underline{0.013 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

Wymiarowanie projektowanego przykanalika

Warunki przepływu ścieków w kanałach zamkniętych ze swobodnym zwierciadłem są zróżnicowane, w zależności od stopnia napełnienia. W zakresie zmienności napełnienia od 0.0 m do poziomu $h_R = 0.813D$, przy którym promień hydrauliczny $R_h = 0.304 D$ osiąga maksimum.

W przypadku przekroju kołowego wg krzywych sprawności obliczonych metodą Prandtla-Colebrooka rys. Nr 6.4 odwodnienie dróg Roman Edel pokazują iż dla $h/D = 95\%$ przepływ jest większy i osiąga wartość 107.29% niż przy napełnieniu całkowitym.

Obliczenie maksymalnej przepustowości dla projektowanego przykanalika

Prędkość przepływu

dla przekroju kanału zamkniętego wyznacza się zgodnie z metodą Prandtla-Colebrooka ze wzoru:

$$V = -2 \lg \left(\frac{0.63\nu}{R_h \times \sqrt{8gR_h I}} + \frac{k}{14.84R_h} \right) \sqrt{8gR_h I}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

R_h -Promień hydrauliczny

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie $[\text{m/s}^2]$

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków $[\text{m}^2/\text{s}]$

Maksymalna przepustowość proj. przykanalika

dla przekroju kanału zamkniętego przy napełnieniu całkowitym lub częściowym wyznacza się ze wzoru:

$$Q = VF = \text{const}$$

$$Q_{\max} = -2F \lg \left(\frac{0.63\nu}{R_h \times \sqrt{8gR_h I}} + \frac{k}{14.84R_h} \right) \sqrt{8gR_h I}$$

gdzie:

F- pole powierzchni czynnego przekroju $[\text{m}^2]$

Dla przekroju kołowego o średnicy wewnętrznej D w w/w wzorze tym można zastąpić

Łączna powierzchnia zredukowana $-0.009+0.084=\underline{\underline{0.093 \text{ ha}}}$

Dla wymiarowania urządzeń wodnych przyjęto spływ jednostkowy $q=135 \text{ l/s*ha}$

Powierzchnia zredukowana:

$$Q = F_{zr} \times q$$

$$Q_{II} = 135 \times 0.093 = 12.55 \text{ l/s} = \underline{\underline{0.013 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

Wymiarowanie projektowanego przykanalika

Warunki przepływu ścieków w kanałach zamkniętych ze swobodnym zwierciadłem są zróżnicowane, w zależności od stopnia napełnienia. W zakresie zmienności napełnienia od 0.0 m do poziomu $h_R = 0.813D$, przy którym promień hydrauliczny $R_h = 0.304 D$ osiąga maksimum.

W przypadku przekroju kołowego wg krzywych sprawności obliczonych metodą Prandtla-Colebrooka rys. Nr 6.4 odwodnienie dróg Roman Edel pokazują iż dla $h/D = 95\%$ przepływ jest większy i osiąga wartość 107.29% niż przy napełnieniu całkowitym.

Obliczenie maksymalnej przepustowości dla projektowanego przykanalika

Prędkość przepływu

dla przekroju kanału zamkniętego wyznacza się zgodnie z metodą Prandtla-Colebrooka ze wzoru:

$$V = -2 \lg \left(\frac{0.63\nu}{R_h \times \sqrt{8gR_h I}} + \frac{k}{14.84R_h} \right) \sqrt{8gR_h I}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

R_h -Promień hydrauliczny

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie $[\text{m/s}^2]$

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków $[\text{m}^2/\text{s}]$

Maksymalna przepustowość proj. przykanalika

dla przekroju kanału zamkniętego przy napełnieniu całkowitym lub częściowym wyznacza się ze wzoru:

$$Q = VF = \text{const}$$

$$Q_{\max} = -2F \lg \left(\frac{0.63\nu}{R_h \times \sqrt{8gR_h I}} + \frac{k}{14.84R_h} \right) \sqrt{8gR_h I}$$

gdzie:

F- pole powierzchni czynnego przekroju $[\text{m}^2]$

Dla przekroju kołowego o średnicy wewnętrznej D w w/w wzorze tym można zastąpić

wartość promienia hydraulicznego przez $R_h = D/4$ oraz pole powierzchni kanału przez $F = 1/4 \pi D^2$ wówczas otrzymamy:

Predkość przepływu

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51 \nu}{D \sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału [m]

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Maksymalna przepustowość proj. kanału

$$Q_{\max} = - \frac{\pi D^2}{2} \lg \left(\frac{2.51 \nu}{D \sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

Q- max przepływ w kanale -[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Przyjęto do obliczeń:

D-średnica wewnętrzna kanału- **0.20 m**

I-spadek dna kanału - **0.005**

g-przyspieszenie ziemskie - **9.81 m/s²**

k- współczynnik chropowatości-**0.00025** [m] dla kanałów z PVC

ν - współczynnik lepkości kinematycznej **0.0000013**

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51 \times 0.0000013}{0.20 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.20 \times 0.005}} + \frac{0.00025}{3.71 \times 0.20} \right) \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.20 \times 0.005} = \underline{\underline{0.94 \text{ m/s}}}$$

$$Q_{\max} = \frac{3.14 \times 0.2^2}{2} \times 0.94 = \underline{\underline{0.06 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

Możliwość przepustowa zaprojektowanego przykanalika w ilości Q_{\max} - 0.06 m³/s przy

wartość promienia hydraulicznego przez $R_h = D/4$ oraz pole powierzchni kanału przez $F = 1/4 \pi D^2$ wówczas otrzymamy:

Predkość przepływu

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51 \nu}{D \sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału [m]

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Maksymalna przepustowość proj. kanału

$$Q_{\max} = - \frac{\pi D^2}{2} \lg \left(\frac{2.51 \nu}{D \sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

Q- max przepływ w kanale -[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Przyjęto do obliczeń:

D-średnica wewnętrzna kanału- **0.20 m**

I-spadek dna kanału - **0.005**

g-przyspieszenie ziemskie - **9.81 m/s²**

k- współczynnik chropowatości-**0.00025** [m] dla kanałów z PVC

ν - współczynnik lepkości kinematycznej **0.0000013**

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51 \times 0.0000013}{0.20 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.20 \times 0.005}} + \frac{0.00025}{3.71 \times 0.20} \right) \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.20 \times 0.005} = \underline{\underline{0.94 \text{ m/s}}}$$

$$Q_{\max} = \frac{3.14 \times 0.2^2}{2} \times 0.94 = \underline{\underline{0.06 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

Możliwość przepustowa zaprojektowanego przykanalika w ilości Q_{\max} - 0.06 m³/s przy

prędkości przepływu $V=0.94$ m/ w pełni zapewni przejęcie spływu ze zlewni III i IV

Wielkość spływu z obydwu zlewni wynosi - Q_c -0.013 m³/s

Spełniony jest zatem warunek zapewnienia hydraulicznej przepustowości dla rurociągów zamkniętych o kołowym przekroju poprzecznym co pozwala stwierdzić, że dobrana średnica przykanalika dla potrzeb odprowadzania wód opadowych i roztopowych jest prawidłowa.

ZLEWNIA V i VI

Zgodnie z tabelą zestawienia zlewni –rys nr. 3

Powierzchnia zredukowana zlewni – droga wewnętrzna wraz z miejscami do parkowania chodnikami i powierzchnia biologicznie czynną.

Zlewnia V

- ✓ odcinek wewnętrznej drogi dojazdowej od wpust do studzienki ściekowej km 0+022.36 do km 0+125.65 wododział

Powierzchnia zredukowana –**0.09 ha**

Zlewnia VI

- ✓ odcinek od krawędzi drogi wewnętrznej w osi przepustu km 0+003.03 do km 0+022.36 – wpust do studzienki ściekowej
- ✓ odcinek łącznika drogi wewnętrznej -od wododziału do studzienki ściekowej w km 0+022.36

Powierzchnia zredukowana –**0.013 ha**

Łączna powierzchnia zredukowana $-0.09+0.013=$ **0.103 ha**

Dla wymiarowania urządzeń wodnych przyjęto spływ jednostkowy $q=135$ l/s*ha

$$Q = F_{zr} \times q$$

$$Q_{III} = 135 \times 0.103 = 13.90 \text{ l/s} = \underline{\underline{\mathbf{0.014 \text{ m}^3/\text{s}}}}$$

Wymiarowanie projektowanego przykanalika

Warunki przepływu ścieków w kanałach zamkniętych ze swobodnym zwierciadłem są zróżnicowane, w zależności od stopnia napełnienia. W zakresie zmienności napełnienia od 0.0 m do poziomu $h_R = 0.813D$, przy którym promień hydrauliczny $R_h = 0.304 D$ osiąga maksimum.

W przypadku przekroju kołowego wg krzywych sprawności obliczonych metodą Prandtla-Colebrooka rys. Nr 6.4 odwodnienie dróg Roman Edel pokazują iż dla $h/D = 95\%$ przepływ jest większy i osiąga wartość 107.29% niż przy napełnieniu całkowitym.

Obliczenie maksymalnej przepustowości dla projektowanego przykanalika

Prędkość przepływu

dla przekroju kanału zamkniętego wyznacza się zgodnie z metodą Prandtla-Colebrooka ze wzoru:

prędkości przepływu $V=0.94$ m/ w pełni zapewni przejęcie spływu ze zlewni III i IV

Wielkość spływu z obydwu zlewni wynosi - Q_c -0.013 m³/s

Spełniony jest zatem warunek zapewnienia hydraulicznej przepustowości dla rurociągów zamkniętych o kołowym przekroju poprzecznym co pozwala stwierdzić, że dobrana średnica przykanalika dla potrzeb odprowadzania wód opadowych i roztopowych jest prawidłowa.

ZLEWNIA V i VI

Zgodnie z tabelą zestawienia zlewni –rys nr. 3

Powierzchnia zredukowana zlewni – droga wewnętrzna wraz z miejscami do parkowania chodnikami i powierzchnia biologicznie czynną.

Zlewnia V

- ✓ odcinek wewnętrznej drogi dojazdowej od wpust do studzienki ściekowej km 0+022.36 do km 0+125.65 wododział

Powierzchnia zredukowana –**0.09 ha**

Zlewnia VI

- ✓ odcinek od krawędzi drogi wewnętrznej w osi przepustu km 0+003.03 do km 0+022.36 – wpust do studzienki ściekowej
- ✓ odcinek łącznika drogi wewnętrznej -od wododziału do studzienki ściekowej w km 0+022.36

Powierzchnia zredukowana –**0.013 ha**

Łączna powierzchnia zredukowana $-0.09+0.013=$ **0.103 ha**

Dla wymiarowania urządzeń wodnych przyjęto spływ jednostkowy $q=135$ l/s*ha

$$Q = F_{zr} \times q$$

$$Q_{III} = 135 \times 0.103 = 13.90 \text{ l/s} = \underline{\underline{\mathbf{0.014 \text{ m}^3/\text{s}}}}$$

Wymiarowanie projektowanego przykanalika

Warunki przepływu ścieków w kanałach zamkniętych ze swobodnym zwierciadłem są zróżnicowane, w zależności od stopnia napełnienia. W zakresie zmienności napełnienia od 0.0 m do poziomu $h_R = 0.813D$, przy którym promień hydrauliczny $R_h = 0.304 D$ osiąga maksimum.

W przypadku przekroju kołowego wg krzywych sprawności obliczonych metodą Prandtla-Colebrooka rys. Nr 6.4 odwodnienie dróg Roman Edel pokazują iż dla $h/D = 95\%$ przepływ jest większy i osiąga wartość 107.29% niż przy napełnieniu całkowitym.

Obliczenie maksymalnej przepustowości dla projektowanego przykanalika

Prędkość przepływu

dla przekroju kanału zamkniętego wyznacza się zgodnie z metodą Prandtla-Colebrooka ze wzoru:

$$V = -2 \lg \left(\frac{0.63\nu}{R_h x \sqrt{8gR_h I}} + \frac{k}{14.84R_h} \right) \sqrt{8gR_h I}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

R_h -Promień hydrauliczny

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k- współczynnik chropowatości zastępczej kanału

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Maksymalna przepustowość proj. przykanalika

dla przekroju kanału zamkniętego przy napełnieniu całkowitym lub częściowym wyznacza się ze wzoru:

$$Q = vF = \text{const}$$

$$Q_{\max} = -2F \lg \left(\frac{0.63\nu}{R_h x \sqrt{8gR_h I}} + \frac{k}{14.84R_h} \right) \sqrt{8gR_h I}$$

gdzie:

F- pole powierzchni czynnego przekroju [m²]

Dla przekroju kołowego o średnicy wewnętrznej D w w/w wzorze tym można zastąpić wartość promienia hydraulicznego przez $R_h = D/4$ oraz pole powierzchni kanału przez

$F = 1/4 \pi D^2$ wówczas otrzymamy:

Prędkość przepływu

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51\nu}{D \sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału [m]

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Maksymalna przepustowość proj. kanału

$$Q_{\max} = - \frac{\pi D^2}{2} \lg \left(\frac{2.51\nu}{D \sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

$$V = -2 \lg \left(\frac{0.63\nu}{R_h x \sqrt{8gR_h I}} + \frac{k}{14.84R_h} \right) \sqrt{8gR_h I}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

R_h -Promień hydrauliczny

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k- współczynnik chropowatości zastępczej kanału

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Maksymalna przepustowość proj. przykanalika

dla przekroju kanału zamkniętego przy napełnieniu całkowitym lub częściowym wyznacza się ze wzoru:

$$Q = vF = \text{const}$$

$$Q_{\max} = -2F \lg \left(\frac{0.63\nu}{R_h x \sqrt{8gR_h I}} + \frac{k}{14.84R_h} \right) \sqrt{8gR_h I}$$

gdzie:

F- pole powierzchni czynnego przekroju [m²]

Dla przekroju kołowego o średnicy wewnętrznej D w w/w wzorze tym można zastąpić wartość promienia hydraulicznego przez $R_h = D/4$ oraz pole powierzchni kanału przez

$F = 1/4 \pi D^2$ wówczas otrzymamy:

Prędkość przepływu

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51\nu}{D \sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału [m]

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Maksymalna przepustowość proj. kanału

$$Q_{\max} = - \frac{\pi D^2}{2} \lg \left(\frac{2.51\nu}{D \sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

Q- max przepływ w kanale -[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Przyjęto do obliczeń:

D-średnica wewnętrzna kanału- **0.20 m**

I-spadek dna kanału - **0.005**

g-przyspieszenie ziemskie - **9.81 m/s²**

k- współczynnik chropowatości-**0.00025** [m] dla kanałów z PVC

ν - współczynnik lepkości kinematycznej **0.0000013**

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51 \times 0.0000013}{0.20 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.20 \times 0.005}} + \frac{0.00025}{3.71 \times 0.20} \right) \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.20 \times 0.005} = \underline{\underline{0.94 \text{ m/s}}}$$

$$Q_{\max} = \frac{3.14 \times 0.2^2}{2} \times 0.94 = \underline{\underline{0.06 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

Możliwość przepustowa zaprojektowanego przykanalika w ilości Q_{\max} - 0.06 m³/s przy

prędkości przepływu V-0.94 m/ w pełni zapewni przejęcie spływu ze zlewni V i VI

Wielkość spływu z obydwu zlewni wynosi - Q_{III} -0.014 m³/s

Spełniony jest zatem warunek zapewnienia hydraulicznej przepustowości dla rurociągów zamkniętych o kołowym przekroju poprzecznym co pozwala stwierdzić, że dobrana średnica przykanalika dla potrzeb odprowadzania wód opadowych i roztopowych jest prawidłowa.

ZLEWNIA III, IV , V, VI

Zgodnie z tabelą zestawienia zlewni –rys nr. 3

Wlot do kanału łączącego z studnią rewizyjną z separatorem

Powierzchnia zredukowanych zlewni – drogi wewnętrzne wraz z miejscami do parkowania chodnikami i powierzchnie biologicznie czynne.

Zlewnia III

Powierzchnia zredukowana –**0.009 ha**

Zlewnia IV

Powierzchnia zredukowana –**0.084 ha**

Zlewnia V

Powierzchnia zredukowana –**0.09 ha**

Q- max przepływ w kanale -[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Przyjęto do obliczeń:

D-średnica wewnętrzna kanału- **0.20 m**

I-spadek dna kanału - **0.005**

g-przyspieszenie ziemskie - **9.81 m/s²**

k- współczynnik chropowatości-**0.00025** [m] dla kanałów z PVC

ν - współczynnik lepkości kinematycznej **0.0000013**

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51 \times 0.0000013}{0.20 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.20 \times 0.005}} + \frac{0.00025}{3.71 \times 0.20} \right) \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.20 \times 0.005} = \underline{\underline{0.94 \text{ m/s}}}$$

$$Q_{\max} = \frac{3.14 \times 0.2^2}{2} \times 0.94 = \underline{\underline{0.06 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

Możliwość przepustowa zaprojektowanego przykanalika w ilości Q_{\max} - 0.06 m³/s przy

prędkości przepływu V-0.94 m/ w pełni zapewni przejęcie spływu ze zlewni V i VI

Wielkość spływu z obydwu zlewni wynosi - Q_{III} -0.014 m³/s

Spełniony jest zatem warunek zapewnienia hydraulicznej przepustowości dla rurociągów zamkniętych o kołowym przekroju poprzecznym co pozwala stwierdzić, że dobrana średnica przykanalika dla potrzeb odprowadzania wód opadowych i roztopowych jest prawidłowa.

ZLEWNIA III, IV , V, VI

Zgodnie z tabelą zestawienia zlewni –rys nr. 3

Wlot do kanału łączącego z studnią rewizyjną z separatorem

Powierzchnia zredukowanych zlewni – drogi wewnętrzne wraz z miejscami do parkowania chodnikami i powierzchnie biologicznie czynne.

Zlewnia III

Powierzchnia zredukowana –**0.009 ha**

Zlewnia IV

Powierzchnia zredukowana –**0.084 ha**

Zlewnia V

Powierzchnia zredukowana –**0.09 ha**

Zlewnia VI

Powierzchnia zredukowana –**0.013 ha**

Łączna powierzchnia zredukowana – $0.009+0.084+0.09+0.013$ –**0.196 ha**

Dla wymiarowania urządzeń wodnych przyjęto spływ jednostkowy q -135 l/s*ha

Kanał łączący studnię rewizyjną osadnikową z separatorem.

$$Q = F_{zr} \times q$$

$$Q_{IV} = 135 \times 0.196 = 26.46 \text{ l/s} = \mathbf{0.027 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Wymiarowanie projektowanego kanału Ø 315 mm

Obliczenie maksymalnej przepustowości dla projektowanego kanału

Prędkość przepływu

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51\nu}{D\sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału [m]

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Maksymalna przepustowość proj. kanału

$$Q_{\max} = - \frac{\pi D^2}{2} \lg \left(\frac{2.51\nu}{D\sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

Q- max przepływ w kanale -[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Przyjęto do obliczeń:

D-średnica wewnętrzna kanału- **0.315 m**

I-spadek dna kanału - **0.005**

g-przyspieszenie ziemskie - **9.81 m/s²**

k- współczynnik chropowatości-**0.00025** [m] dla kanałów z PVC

ν - współczynnik lepkości kinematycznej **0.0000013**

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51 \times 0.0000013}{0.315 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.315 \times 0.005}} + \frac{0.00025}{3.71 \times 0.315} \right) \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.315 \times 0.005} = \mathbf{1.25 \text{ m/s}}$$

Zlewnia VI

Powierzchnia zredukowana –**0.013 ha**

Łączna powierzchnia zredukowana – $0.009+0.084+0.09+0.013=$ **0.196 ha**

Dla wymiarowania urządzeń wodnych przyjęto spływ jednostkowy $q=135 \text{ l/s*ha}$

Kanał łączący studnię rewizyjną osadnikową z separatorem.

$$Q = F_{zr} \times q$$

$$Q_{IV} = 135 \times 0.196 = 26.46 \text{ l/s} = \textbf{0.027 m}^3/\text{s}$$

Wymiarowanie projektowanego kanału Ø 315 mm

Obliczenie maksymalnej przepustowości dla projektowanego kanału

Prędkość przepływu

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51\nu}{D\sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s^2]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału [m]

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m^2/s]

Maksymalna przepustowość proj. kanału

$$Q_{\max} = - \frac{\pi D^2}{2} \lg \left(\frac{2.51\nu}{D\sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

Q- max przepływ w kanale -[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s^2]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m^2/s]

Przyjęto do obliczeń:

D-średnica wewnętrzna kanału- **0.315 m**

I-spadek dna kanału - **0.005**

g-przyspieszenie ziemskie - **9.81 m/s^2**

k- współczynnik chropowatości-**0.00025** [m] dla kanałów z PVC

ν - współczynnik lepkości kinematycznej **0.0000013**

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51 \times 0.0000013}{0.315 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.315 \times 0.005}} + \frac{0.00025}{3.71 \times 0.315} \right) \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.315 \times 0.005} = \textbf{1.25 m/s}$$

$$Q_{\max} = \frac{3.14 \times 0.315^2}{2} \times 1.25 = \mathbf{0.194 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Możliwość przepustowa zaprojektowanego kanału w ilości Q_{\max} - 0.194 m³/s przy

prędkości przepływu $V=1.25 \text{ m/s}$ w pełni zapewni przejęcie spływu ze zlewni III, IV, V i VI w ilości $0.027 \text{ m}^3/\text{s}$ do kanału $\varnothing 315 \text{ mm}$

Spełniony jest zatem warunek zapewnienia hydraulicznej przepustowości dla rurociągów zamkniętych o kołowym przekroju poprzecznym co pozwala stwierdzić, że dobrana średnica przykanalika dla potrzeb odprowadzania wód opadowych i roztopowych jest prawidłowa.

ZLEWNIA III, IV, V, VI

Zgodnie z tabelą zestawienia zlewni –rys nr. 3

WYMIAROWANIE SEPARATORA

Powierzchnia zredukowanych zlewni – drogi wewnętrzne wraz z miejscami do parkowania chodnikami i powierzchnie biologicznie czynne.

Zlewnia III

Powierzchnia zredukowana – **0.009 ha**

Zlewnia IV

Powierzchnia zredukowana – **0.084 ha**

Zlewnia V

Powierzchnia zredukowana – **0.09 ha**

Zlewnia VI

Powierzchnia zredukowana – **0.013 ha**

Łączna powierzchnia zredukowana $-0.009+0.084+0.09+0.013=\mathbf{0.196 \text{ ha}}$

Dla wymiarowania separatora przyjęto spływ jednostkowy **q-170 l/s*ha**

Kanał łączący studnię rewizyjną z separatorem.

$$Q = F_{zr} \times q$$

$$Q_{IV} = 170 \times 0.196 = 33.32 \text{ l/s} = \mathbf{0.033 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Wymiarowanie separatora koalescencyjnego

Wielkość nominalna separata

$$NG = Q_d \times f_d$$

NG- wielkość nominalna separatora

D- średnica przekroju kołowego [m]

Q_d -ilość ścieków opadowych [dm³/s]

f_d -współczynnik zależny od ciężaru właściwego lekkiej cieczy do odseparowania

$$Q_{\max} = \frac{3.14 \times 0.315^2}{2} \times 1.25 = \mathbf{0.194 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Możliwość przepustowa zaprojektowanego kanału w ilości Q_{\max} - 0.194 m³/s przy

prędkości przepływu $V=1.25 \text{ m/s}$ w pełni zapewni przejęcie spływu ze zlewni III, IV, V i VI w ilości $0.027 \text{ m}^3/\text{s}$ do kanału $\varnothing 315 \text{ mm}$

Spełniony jest zatem warunek zapewnienia hydraulicznej przepustowości dla rurociągów zamkniętych o kołowym przekroju poprzecznym co pozwala stwierdzić, że dobrana średnica przykanalika dla potrzeb odprowadzania wód opadowych i roztopowych jest prawidłowa.

ZLEWNIA III, IV, V, VI

Zgodnie z tabelą zestawienia zlewni –rys nr. 3

WYMIAROWANIE SEPARATORA

Powierzchnia zredukowanych zlewni – drogi wewnętrzne wraz z miejscami do parkowania chodnikami i powierzchnie biologicznie czynne.

Zlewnia III

Powierzchnia zredukowana – **0.009 ha**

Zlewnia IV

Powierzchnia zredukowana – **0.084 ha**

Zlewnia V

Powierzchnia zredukowana – **0.09 ha**

Zlewnia VI

Powierzchnia zredukowana – **0.013 ha**

Łączna powierzchnia zredukowana $-0.009+0.084+0.09+0.013=\mathbf{0.196 \text{ ha}}$

Dla wymiarowania separatora przyjęto spływ jednostkowy **q-170 l/s*ha**

Kanał łączący studnię rewizyjną z separatorem.

$$Q = F_{zr} \times q$$

$$Q_{IV} = 170 \times 0.196 = 33.32 \text{ l/s} = \mathbf{0.033 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Wymiarowanie separatora koalescencyjnego

Wielkość nominalna separata

$$NG = Q_d \times f_d$$

NG- wielkość nominalna separatora

D- średnica przekroju kołowego [m]

Q_d -ilość ścieków opadowych [dm³/s]

f_d -współczynnik zależny od ciężaru właściwego lekkiej cieczy do odseparowania

wg. Tabeli -11.2 Odwodnienie dróg -Roman Edel –przyjęto $f_d = 1.0$

$$NG=33 \times 1.0 = \underline{\underline{33 \text{ l/s}}}$$

Przyjęto separator koalescencyjny o nominalnym przepływie –40 l/s

ZLEWNIA I, II, III, IV, V, VI

Zgodnie z tabelą zestawienia zlewni –rys nr. 3

Wlot do projektowanego przepustu w km 0+ 062.20

Powierzchnia zredukowanych zlewni – jezdnia, pobocza tereny biologicznie czynne drogi gminnej oraz drogi wewnętrzne wraz z miejscami do parkowania chodnikami i powierzchniami biologicznie czynnymi.

Zlewnia I

Powierzchnia zredukowana –**0.126 ha**

Zlewnia II

Powierzchnia zredukowana –**0.008 ha**

Zlewnia III

Powierzchnia zredukowana –**0.009 ha**

Zlewnia IV

Powierzchnia zredukowana –**0.084 ha**

Zlewnia V

Powierzchnia zredukowana –**0.09 ha**

Zlewnia VI

Powierzchnia zredukowana –**0.013 ha**

Łączna powierzchnia zredukowana $-0.126+0.008+0.009+0.084+0.09+0.013=\underline{\underline{0.33 \text{ ha}}}$

Dla wymiarowania urządzeń wodnych przyjęto spływ jednostkowy $q=135 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$

$$Q = F_{zr} \cdot xq$$

$$Q_c = 135 \times 0.33 = 44.55 \text{ l/s} = \underline{\underline{0.045 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

Wymiarowanie projektowanego przepustu

Warunki przepływu ścieków w kanałach zamkniętych ze swobodnym zwierciadłem są zróżnicowane, w zależności od stopnia napełnienia. W zakresie zmienności napełnienia od 0.0 m do poziomu $h_R = 0.813D$, przy którym promień hydrauliczny $R_h = 0.304 D$ osiąga maksimum.

W przypadku przekroju kołowego wg krzywych sprawności obliczonych metodą Prandtla-Colebrooka rys. Nr 6.4 odwodnienie dróg Roman Edel pokazują iż dla $h/D = 95\%$ przepływ jest większy i osiąga wartość 107.29% niż przy napełnieniu całkowitym.

Obliczenie maksymalnej przepustowości dla projektowanego przepustu

Prędkość przepływu

wg. Tabeli -11.2 Odwodnienie dróg -Roman Edel –przyjęto $f_d = 1.0$

$$NG=33 \times 1.0 = \underline{\underline{33 \text{ l/s}}}$$

Przyjęto separator koalescencyjny o nominalnym przepływie –40 l/s

ZLEWNIA I, II, III, IV, V, VI

Zgodnie z tabelą zestawienia zlewni –rys nr. 3

Wlot do projektowanego przepustu w km 0+ 062.20

Powierzchnia zredukowanych zlewni – jezdnia, pobocza tereny biologicznie czynne drogi gminnej oraz drogi wewnętrzne wraz z miejscami do parkowania chodnikami i powierzchniami biologicznie czynnymi.

Zlewnia I

Powierzchnia zredukowana –**0.126 ha**

Zlewnia II

Powierzchnia zredukowana –**0.008 ha**

Zlewnia III

Powierzchnia zredukowana –**0.009 ha**

Zlewnia IV

Powierzchnia zredukowana –**0.084 ha**

Zlewnia V

Powierzchnia zredukowana –**0.09 ha**

Zlewnia VI

Powierzchnia zredukowana –**0.013 ha**

Łączna powierzchnia zredukowana – $0.126+0.008+0.009+0.084+0.09+0.013=\underline{\underline{0.33 \text{ ha}}}$

Dla wymiarowania urządzeń wodnych przyjęto spływ jednostkowy $q=135 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$

$$Q = F_{zr} \cdot xq$$

$$Q_c = 135 \times 0.33 = 44.55 \text{ l/s} = \underline{\underline{0.045 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

Wymiarowanie projektowanego przepustu

Warunki przepływu ścieków w kanałach zamkniętych ze swobodnym zwierciadłem są zróżnicowane, w zależności od stopnia napełnienia. W zakresie zmienności napełnienia od 0.0 m do poziomu $h_r = 0.813D$, przy którym promień hydrauliczny $R_h = 0.304 D$ osiąga maksimum.

W przypadku przekroju kołowego wg krzywych sprawności obliczonych metodą Prandtla-Colebrooka rys. Nr 6.4 odwodnienie dróg Roman Edel pokazują iż dla $h/D = 95\%$ przepływ jest większy i osiąga wartość 107.29% niż przy napełnieniu całkowitym.

Obliczenie maksymalnej przepustowości dla projektowanego przepustu

Prędkość przepływu

dla przekroju kanału zamkniętego wyznacza się zgodnie z metodą Prandtla-Colebrooka ze wzoru:

$$V = -2 \lg \left(\frac{0.63\nu}{R_h \sqrt{8gR_h I}} + \frac{k}{14.84R_h} \right) \sqrt{8gR_h I}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

R_h -Promień hydrauliczny

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Maksymalna przepustowość proj. przepustu

dla przekroju kanału zamkniętego przy napełnieniu całkowitym lub częściowym wyznacza się ze wzoru:

$$Q = vF = \text{const}$$

$$Q_{\max} = -2F \lg \left(\frac{0.63\nu}{R_h \sqrt{8gR_h I}} + \frac{k}{14.84R_h} \right) \sqrt{8gR_h I}$$

gdzie:

F- pole powierzchni czynnego przekroju [m²]

Dla przekroju kołowego o średnicy wewnętrznej D w w/w wzorze tym można zastąpić wartość promienia hydraulicznego przez $R_h = D/4$ oraz pole powierzchni kanału przez

$F = 1/4 \pi D^2$ wówczas otrzymamy:

Prędkość przepływu

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51\nu}{D \sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k- współczynnik chropowatości zastępczej kanału [m]

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Maksymalna przepustowość proj. kanału

$$Q_{\max} = - \frac{\pi D^2}{2} \lg \left(\frac{2.51\nu}{D \sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

dla przekroju kanału zamkniętego wyznacza się zgodnie z metodą Prandtla-Colebrooka ze wzoru:

$$V = -2 \lg \left(\frac{0.63\nu}{R_h \sqrt{8gR_h I}} + \frac{k}{14.84R_h} \right) \sqrt{8gR_h I}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

R_h -Promień hydrauliczny

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Maksymalna przepustowość proj. przepustu

dla przekroju kanału zamkniętego przy napełnieniu całkowitym lub częściowym wyznacza się ze wzoru:

$$Q = vF = \text{const}$$

$$Q_{\max} = -2F \lg \left(\frac{0.63\nu}{R_h \sqrt{8gR_h I}} + \frac{k}{14.84R_h} \right) \sqrt{8gR_h I}$$

gdzie:

F- pole powierzchni czynnego przekroju [m²]

Dla przekroju kołowego o średnicy wewnętrznej D w w/w wzorze tym można zastąpić wartość promienia hydraulicznego przez $R_h = D/4$ oraz pole powierzchni kanału przez

$F = 1/4 \pi D^2$ wówczas otrzymamy:

Prędkość przepływu

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51\nu}{D \sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

V-średnia prędkość przepływu w obliczeniowym przekroju kanału-[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k- współczynnik chropowatości zastępczej kanału [m]

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Maksymalna przepustowość proj. kanału

$$Q_{\max} = - \frac{\pi D^2}{2} \lg \left(\frac{2.51\nu}{D \sqrt{2gDI}} + \frac{k}{3.71D} \right) \sqrt{2gDI}$$

gdzie:

Q- max przepływ w kanale -[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Przyjęto do obliczeń:

D-średnica wewnętrzna kanału- **0.40 m**

I-spadek dna kanału - **0.005**

g- przyspieszenie ziemskie - **9.81 m/s²**

k- współczynnik chropowatości-**0.00025** [m] dla kanałów z PVC

ν - współczynnik lepkości kinematycznej **0.0000013**

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51 \times 0.0000013}{0.40 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.40 \times 0.005}} + \frac{0.00025}{3.71 \times 0.40} \right) \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.40 \times 0.005} = \underline{\underline{1.46 \text{ m/s}}}$$

$$Q_{\max} = \frac{3.14 \times 0.4^2}{2} \times 1.46 = \underline{\underline{0.37 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

Możliwość przepustowa zaprojektowanego przepustu w ilości Q_{\max} - 0.37 m³/s przy

prędkości przepływu V-1.46 m/ w pełni zapewni przejęcie spływu ze całej zlewni.

Spływ ze zlewni do przepustu wynosi w ilości Q_c -0.045 m³/s

Spełniony jest zatem warunek zapewnienia hydraulicznej przepustowości dla rurociągów zamkniętych o kołowym przekroju poprzecznym co pozwala stwierdzić, że dobrana średnica przykanalika dla potrzeb odprowadzania wód opadowych i roztopowych jest prawidłowa.

11.2. Prognozowane ilości odprowadzanych wód opadowych

Stosownie do wymagań Prawa Wodnego określono ilości wprowadzanych wód opadowych w m³/h ; średnio godzinowe, średnie dobowe i maksymalne roczne.

Jako maksymalny godzinowy odpływ przyjęto wielkość spływu z terenu objętego opracowaniem.

W ciągu 1 godziny z opadu o prawdopodobieństwie pojawienia się 10% i czasie trwania 15 min (tab 3.02 Waław Błaszczuk -Projektowanie Sieci Kanalizacyjnych)

Do obliczeń spływu godzinowego przyjęto prawdopodobieństwie pojawienia się 10% deszczu

$$q = \frac{470 \sqrt[3]{C}}{t^{0.667}}$$

gdzie:

C - częstotliwość wystąpienia deszczu o prawdopodobieństwie wystąpienia p = 10%, raz na 10 lat C=10

gdzie:

Q- max przepływ w kanale -[m/s]

D- średnica przekroju kołowego [m]

I-straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia równe spadkowi dna kanału

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

k-współczynnik chropowatości zastępczej kanału

ν - współczynnik lepkości kinematycznej przepływających ścieków [m²/s]

Przyjęto do obliczeń:

D-średnica wewnętrzna kanału- **0.40 m**

I-spadek dna kanału - **0.005**

g- przyspieszenie ziemskie - **9.81 m/s²**

k- współczynnik chropowatości-**0.00025** [m] dla kanałów z PVC

ν - współczynnik lepkości kinematycznej **0.0000013**

$$V = -2 \lg \left(\frac{2.51 \times 0.0000013}{0.40 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.40 \times 0.005}} + \frac{0.00025}{3.71 \times 0.40} \right) \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.40 \times 0.005} = \underline{\underline{1.46 \text{ m/s}}}$$

$$Q_{\max} = \frac{3.14 \times 0.4^2}{2} \times 1.46 = \underline{\underline{0.37 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

Możliwość przepustowa zaprojektowanego przepustu w ilości Q_{\max} - 0.37 m³/s przy

prędkości przepływu V-1.46 m/ w pełni zapewni przejęcie spływu ze całej zlewni.

Spływ ze zlewni do przepustu wynosi w ilości Q_c -0.045 m³/s

Spełniony jest zatem warunek zapewnienia hydraulicznej przepustowości dla rurociągów zamkniętych o kołowym przekroju poprzecznym co pozwala stwierdzić, że dobrana średnica przykanalika dla potrzeb odprowadzania wód opadowych i roztopowych jest prawidłowa.

11.2. Prognozowane ilości odprowadzanych wód opadowych

Stosownie do wymagań Prawa Wodnego określono ilości wprowadzanych wód opadowych w m³/h ; średnio godzinowe, średnie dobowe i maksymalne roczne.

Jako maksymalny godzinowy odpływ przyjęto wielkość spływu z terenu objętego opracowaniem.

W ciągu 1 godziny z opadu o prawdopodobieństwie pojawienia się 10% i czasie trwania 15 min (tab 3.02 Waław Błaszczuk -Projektowanie Sieci Kanalizacyjnych)

Do obliczeń spływu godzinowego przyjęto prawdopodobieństwie pojawienia się 10% deszczu

$$q = \frac{470 \sqrt[3]{C}}{t^{0.667}}$$

gdzie:

C - częstotliwość wystąpienia deszczu o prawdopodobieństwie wystąpienia p = 10%, raz na 10 lat C=10

t czas trwania deszczu miarodajnego w minutach t 15 minut, stąd:

$$q = \frac{470 \sqrt[3]{10}}{15^{0.667}} = 166.33 \text{ l/s/h}$$

Przyjęto natężenie deszczu miarodajnego 170 l/s*ha

$$Q = \Phi \times q \times F_{\text{zred.}}$$

Φ - pominięto –mała powierzchnia zlewni

Powierzchnia zredukowana całej zlewni

F_C - **0.33ha**

$$Q = 170 \times 0.33 = \mathbf{56.1 \text{ l/s}}$$

Wielkość spływu z opadu o prawdopodobieństwie pojawienia się $p=10\%$ i czasie trwania 15 min

$$Q_{15 \text{ min}} = 56.1 \times 15 \times 60 = 50490 \text{ l} - \mathbf{50.49 \text{ m}^3}$$

Współczynnik redukcyjny wynikający z retencji terenowej (tabl. 4.3 str 44 Waław Błaszczyk -

Projektowanie Sieci Kanalizacyjnych) - $65/165 = N_{\text{red}} - \mathbf{0.40}$

$$Q_h = 0.4 \times 50.49 = \mathbf{20.20 \text{ m}^3}$$

Wielkość spływu średnio dobowego przyjęto jako spływ z deszczu burzowego

o prawdopodobieństwie pojawiania się $p=50\%$ (tabl. 3-02 kol 8 poz 1)

Waław Błaszczyk -Projektowanie Sieci Kanalizacyjnych) ze współczynnikiem

$$q = \frac{470 \sqrt[3]{C}}{t^{0.667}}$$

gdzie:

C - częstotliwość wystąpienia deszczu o prawdopodobieństwie wystąpienia $p = 50\%$, raz na.

2 lat $C=2$

t czas trwania deszczu miarodajnego w minutach t 15 minut, stąd:

$$q = \frac{470 \sqrt[3]{2}}{15^{0.667}} = 97.27 \text{ l/s/h}$$

Do obliczeń przyjęto natężenie deszczu miarodajnego 97 l/s*ha

Wielkość spływu z opadu o prawdopodobieństwie pojawienia się $p=50\%$ i czasie trwania 15 min

$$Q = q \times F_{\text{zred.}}$$

$$Q = 97 \times 0.33 = \mathbf{32.0 \text{ l/s}}$$

$$Q_{15 \text{ min}} = 32 \times 15 \times 60 = 28800 \text{ l} - \mathbf{28.80 \text{ m}^3}$$

Współczynnik redukcyjny wynikający z retencji terenowej (tabl. 4.3 str 44 Waław Błaszczyk -

Projektowanie Sieci Kanalizacyjnych) - $38/96 = N_{\text{red}} - \mathbf{0.4}$

$$Q_h = Q_{15 \text{ min}} \times 4 \times N_{\text{red}}$$

$$Q_h = 28.80 \times 4 \times 0.4 = 46.08 \text{ m}^3$$

t czas trwania deszczu miarodajnego w minutach t 15 minut, stąd:

$$q = \frac{470 \sqrt[3]{10}}{15^{0.667}} = 166.33 \text{ l/s/h}$$

Przyjęto natężenie deszczu miarodajnego 170 l/s*ha

$$Q = \Phi \times q \times F_{\text{zred.}}$$

Φ - pominięto –mała powierzchnia zlewni

Powierzchnia zredukowana całej zlewni

$$F_c = \underline{\underline{0.33 \text{ ha}}}$$

$$Q = 170 \times 0.33 = \underline{\underline{56.1 \text{ l/s}}}$$

Wielkość spływu z opadu o prawdopodobieństwie pojawienia się p=10% i czasie trwania 15 min

$$Q_{15 \text{ min}} = 56.1 \times 15 \times 60 = 50490 \text{ l} = \underline{\underline{50.49 \text{ m}^3}}$$

Współczynnik redukcyjny wynikający z retencji terenowej (tabl. 4.3 str 44 Waław Błaszczuk -

$$\text{Projektowanie Sieci Kanalizacyjnych}) - 65/165 = N_{\text{red}} = \underline{\underline{0.40}}$$

$$Q_h = 0.4 \times 50.49 = \underline{\underline{20.20 \text{ m}^3}}$$

Wielkość spływu średnio dobowego przyjęto jako spływ z deszczu burzowego

o prawdopodobieństwie pojawiania się p=50% (tabl. 3-02 kol 8 poz 1)

Waław Błaszczuk -Projektowanie Sieci Kanalizacyjnych) ze współczynnikiem

$$q = \frac{470 \sqrt[3]{C}}{t^{0.667}}$$

gdzie:

C - częstotliwość wystąpienia deszczu o prawdopodobieństwie wystąpienia p = 50%, raz na.

2 lat C=2

t czas trwania deszczu miarodajnego w minutach t 15 minut, stąd:

$$q = \frac{470 \sqrt[3]{2}}{15^{0.667}} = 97.27 \text{ l/s/h}$$

Do obliczeń przyjęto natężenie deszczu miarodajnego 97 l/s*ha

Wielkość spływu z opadu o prawdopodobieństwie pojawienia się p=50% i czasie trwania 15 min

$$Q = q \times F_{\text{zred.}}$$

$$Q = 97 \times 0.33 = \underline{\underline{32.0 \text{ l/s}}}$$

$$Q_{15 \text{ min}} = 32 \times 15 \times 60 = 28800 \text{ l} = \underline{\underline{28.80 \text{ m}^3}}$$

Współczynnik redukcyjny wynikający z retencji terenowej (tabl. 4.3 str 44 Waław Błaszczuk -

$$\text{Projektowanie Sieci Kanalizacyjnych}) - 38/96 = N_{\text{red}} = \underline{\underline{0.4}}$$

$$Q_h = Q_{15 \text{ min}} \times 4 \times N_{\text{red}}$$

$$Q_h = 28.80 \times 4 \times 0.4 = 46.08 \text{ m}^3$$

N_{dob} **0.15** – współczynnik rozkładu opadów w ciągu doby

$$Q_{dob} = Q_h \times 24 \times N_{dob}$$

$$Q_{dob} = 46.08 \times 24 \times 0.15 = \mathbf{165.90 \text{ m}^3}$$

Maksymalny roczny spływ ustalono na podstawie formuły

$$Q_{\max \text{ rocz}} = H \times \alpha \times F_{zred.} \times 10$$

Gdzie:

$F_{zred.}$ - 0.33 zredukowana powierzchnia odwadniana (ha)

α – współczynnik zmniejszający wielkość H o wysokość opadu nie dającego odpływu – 0.95

H – 600 mm – wielkość opadów – średnia z wielolecia (mm) w woj. mazowieckim

$$Q_{\max \text{ rocz}} = 600 \times 0.95 \times 0.33 \times 10 = \mathbf{1881 \text{ m}^3}$$

11.3. Obliczenie ładunku zanieczyszczeń

Obliczeń dokonano na powierzchni jezdni, pasów wyłączeń i zatoki wprowadzające wody opadowe po stronie lewej drogi powiatowej 3111W

Sprawdzenie ilości zanieczyszczeń w wodach opadowych z odcinka objętego opracowaniem wg. wzoru Szigorina

Obliczenie ogólnej ilości śmieci wg wzoru Szigorina:

$$C = 10000 \cdot F_u \cdot a \cdot T \cdot (1 - 0.01 \cdot n)$$

gdzie:

$F_u = 3705.84 \text{ m}^2$ - przyjęto do obliczeń 0.37 [ha] - powierzchnia utwardzona

$a = 2 \text{ [g/m}^2\text{/d]}$ - średnia ilość gromadzących się śmieci na powierzchni utwardzonej

$T = 279 \text{ [d]}$ - okres z dodatnimi temperaturami powietrza

$n = 60\%$ - procent zmiatanych śmieci

$$C = 10000 \times 0.37 \times 2 \times 279 \times (1 - 0.01 \times 60) = 825840 \text{ g} = 825.84 \text{ kg}$$

Obliczenie przeciętnej koncentracji zawiesin wg wzoru Szigorina:

$$Z = \frac{C}{10 \cdot F_z \cdot H_T \cdot \psi_{sr}}$$

gdzie:

$F_z = 0.37 = [\text{ha}]$ – powierzchnia zlewni pow. Utwardzona

$H_T = 600 \text{ [mm]}$ – wysokość opadów w okresie z dodatnimi temperaturami powietrza

$\psi = 0.90$ – średni współczynnik spływu

$$Z = \frac{825.84}{10 \times 0.37 \times 600 \times 0.9} = 0.41 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 41 \frac{\text{mg}}{\text{l}} < 100 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

Zanieczyszczenia ropopochodne

Stężenie substancji ekstrahujących się eterem naftowym można w sposób przybliżony policzyć z poniższego wzoru:

N_{dob} **0.15** – współczynnik rozkładu opadów w ciągu doby

$$Q_{dob} = Q_h \times 24 \times N_{dob}$$

$$Q_{dob} = 46.08 \times 24 \times 0.15 = \mathbf{165.90 \text{ m}^3}$$

Maksymalny roczny spływ ustalono na podstawie formuły

$$Q_{\max \text{ rocz}} = H \times \alpha \times F_{zred.} \times 10$$

Gdzie:

$F_{zred.}$ - 0.33 zredukowana powierzchnia odwadniana (ha)

α – współczynnik zmniejszający wielkość H o wysokość opadu nie dającego odpływu – 0.95

H – 600 mm – wielkość opadów – średnia z wielolecia (mm) w woj. mazowieckim

$$Q_{\max \text{ rocz}} = 600 \times 0.95 \times 0.33 \times 10 = \mathbf{1881 \text{ m}^3}$$

11.3. Obliczenie ładunku zanieczyszczeń

Obliczeń dokonano na powierzchni jezdni, pasów wyłączeń i zatoki wprowadzające wody opadowe po stronie lewej drogi powiatowej 3111W

Sprawdzenie ilości zanieczyszczeń w wodach opadowych z odcinka objętego opracowaniem wg. wzoru Szigorina

Obliczenie ogólnej ilości śmieci wg wzoru Szigorina:

$$C = 10000 \cdot F_u \cdot a \cdot T \cdot (1 - 0.01 \cdot n)$$

gdzie:

$F_u = 3705.84 \text{ m}^2$ - przyjęto do obliczeń 0.37 [ha] - powierzchnia utwardzona

$a = 2 \text{ [g/m}^2/\text{d]}$ - średnia ilość gromadzących się śmieci na powierzchni utwardzonej

$T = 279 \text{ [d]}$ - okres z dodatnimi temperaturami powietrza

$n = 60\%$ - procent zmiatanych śmieci

$$C = 10000 \times 0.37 \times 2 \times 279 \times (1 - 0.01 \times 60) = 825840 \text{ g} = 825.84 \text{ kg}$$

Obliczenie przeciętnej koncentracji zawiesin wg wzoru Szigorina:

$$Z = \frac{C}{10 \cdot F_z \cdot H_T \cdot \psi_{sr}}$$

gdzie:

$F_z = 0.37 = [\text{ha}]$ – powierzchnia zlewni pow. Utwardzona

$H_T = 600 \text{ [mm]}$ – wysokość opadów w okresie z dodatnimi temperaturami powietrza

$\psi = 0.90$ – średni współczynnik spływu

$$Z = \frac{825.84}{10 \times 0.37 \times 600 \times 0.9} = 0.41 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 41 \frac{\text{mg}}{\text{l}} < 100 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

Zanieczyszczenia ropopochodne

Stężenie substancji ekstrahujących się eterem naftowym można w sposób przybliżony policzyć z poniższego wzoru:

$$Ropopochodne = Z \cdot 0,08$$

$$Z \cdot 0,08 = 41 \times 0,08 = 3,28 \frac{g}{m^3} = 3,28 \frac{mg}{l} < 15 \frac{mg}{l}$$

Maksymalna dopuszczalna ilość zawiesin ogólnych i substancji ropopochodnych określona w Rozporządzeniu Ministra Ochrony Środowiska z dnia 24 lipca 2006r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi wynosi 100mg/l dla zawiesin ogólnych i 15mg/l dla substancji ropopochodnych. Obliczone ilości zawiesin i ropopochodnych są mniejsze niż dopuszczalne.

12. ODBIORNIK WÓD OPADOWYCH

Odbiornikiem wód opadowych jest rów przydrożny.

Ze względu na nieznaczne zanieczyszczenie wód opadowych 41 mg/l zawiesin ogólnych a substancji ropopochodnych 3,28 mg/l oraz zastosowanie separatora koalescencyjnego odprowadzenie wód powierzchniowych po zrealizowaniu inwestycji nie spowoduje pogorszenia warunków wodnych.

13. WPŁYW GOSPODARKI WODNEJ NA WODY POWIERZCHNIOWE I PODZIEMNE

Planowana inwestycja nie ma żadnego wpływu na wody powierzchniowe i bardzo mały wpływ na wody podziemne. Rów przydrożny pełni funkcję odwodnienia drogi gminnej nr 150304W.

Projektowane zjazdy wraz z przepustami oraz dopływ wód opadowych po oczyszczeniu z nie ograniczy przepływu wody w rowie nie spowoduje podpiętrzeń , ani podniesienia się poziomu wody w rowie podczas intensywnych opadów i roztopów. Poprawienie przepustowości rowu przydrożnego poprzez jego pogłębienie i reprofilację dna rowu w pełni zabezpieczą spływ wody z omawianej zlewni. Planowana inwestycja nie powoduje również zwiększenia dopływu wód opadowych do rowu i dalej do zlewni rzeki Pisia Tuczna.

W związku z powyższym planowana inwestycja nie będzie miała negatywnego wpływu na wody powierzchniowe. Ilość ścieków która będzie przenikała do wód podziemnych przy wprowadzeniu oczyszczenia przez separator koalescencyjny zanieczyszczeń stałych i ropopochodnych będzie znikoma i nie wpłynie na stosunki wodne na terenach sąsiednich, które nie ulegną zmianie.

14. PLANOWANY OKRES ROZRUCHU I SPOSÓB POSTĘPOWANIA W PRZYPADKU WYSTĄPIENIA AWARII URZĄDZEŃ ISTOTNYCH DLA REALIZACJI POZWOLENIA

Rozruch nastąpi w momencie wykonania wszystkich urządzeń i prac objętych projektem budowlanym. Zaprojektowane i opisane w niniejszym operacie urządzenia wejdą w zakres bieżącego utrzymania, konserwacji i usuwania awarii.

Do wykonania całego systemu odwodnienia przyjęto materiały dopuszczone do stosowania w budownictwie i posiadające niezbędne atesty i aprobaty techniczne. Na skutek nieodpowiedniej eksploatacji systemu odwodnienia może dojść do awarii, którą należy bezzwłocznie usunąć. W przypadku wystąpienia awarii poprzez zawężenie przekroju spowodowane przepływającymi

$$Ropopochodne = Z \cdot 0,08$$

$$Z \cdot 0,08 = 41 \times 0,08 = 3,28 \frac{g}{m^3} = 3,28 \frac{mg}{l} < 15 \frac{mg}{l}$$

Maksymalna dopuszczalna ilość zawiesin ogólnych i substancji ropopochodnych określona w Rozporządzeniu Ministra Ochrony Środowiska z dnia 24 lipca 2006r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi wynosi 100mg/l dla zawiesin ogólnych i 15mg/l dla substancji ropopochodnych. Obliczone ilości zawiesin i ropopochodnych są mniejsze niż dopuszczalne.

12. ODBIORNIK WÓD OPADOWYCH

Odbiornikiem wód opadowych jest rów przydrożny.

Ze względu na nieznaczne zanieczyszczenie wód opadowych 41 mg/l zawiesin ogólnych a substancji ropopochodnych 3.28 mg/l oraz zastosowanie separatora koalescencyjnego odprowadzenie wód powierzchniowych po zrealizowaniu inwestycji nie spowoduje pogorszenia warunków wodnych.

13. WPŁYW GOSPODARKI WODNEJ NA WODY POWIERZCHNIOWE I PODZIEMNE

Planowana inwestycja nie ma żadnego wpływu na wody powierzchniowe i bardzo mały wpływ na wody podziemne. Rów przydrożny pełni funkcję odwodnienia drogi gminnej nr 150304W.

Projektowane zjazdy wraz z przepustami oraz dopływ wód opadowych po oczyszczeniu z nie ograniczy przepływu wody w rowie nie spowoduje podpiętrzeń , ani podniesienia się poziomu wody w rowie podczas intensywnych opadów i roztopów. Poprawienie przepustowości rowu przydrożnego poprzez jego pogłębienie i reprofilację dna rowu w pełni zabezpieczą spływ wody z omawianej zlewni. Planowana inwestycja nie powoduje również zwiększenia dopływu wód opadowych do rowu i dalej do zlewni rzeki Pisia Tuczna.

W związku z powyższym planowana inwestycja nie będzie miała negatywnego wpływu na wody powierzchniowe. Ilość ścieków która będzie przenikała do wód podziemnych przy wprowadzeniu oczyszczenia przez separator koalescencyjny zanieczyszczeń stałych i ropopochodnych będzie znikoma i nie wpłynie na stosunki wodne na terenach sąsiednich, które nie ulegną zmianie.

14. PLANOWANY OKRES ROZRUCHU I SPOSÓB POSTĘPOWANIA W PRZYPADKU WYSTĄPIENIA AWARII URZĄDZEŃ ISTOTNYCH DLA REALIZACJI POZWOLENIA

Rozruch nastąpi w momencie wykonania wszystkich urządzeń i prac objętych projektem budowlanym. Zaprojektowane i opisane w niniejszym operacie urządzenia wejdą w zakres bieżącego utrzymania, konserwacji i usuwania awarii.

Do wykonania całego systemu odwodnienia przyjęto materiały dopuszczone do stosowania w budownictwie i posiadające niezbędne atesty i aprobaty techniczne. Na skutek nieodpowiedniej eksploatacji systemu odwodnienia może dojść do awarii, którą należy bezzwłocznie usunąć. W przypadku wystąpienia awarii poprzez zawężenie przekroju spowodowane przepływającymi

przedmiotami (gałęzie, liście, i inne zanieczyszczenia) lub zamuleniem dna należy bezzwłocznie oczyścić przepusty wraz z jego wlotami i wylotami.

Prace naprawcze powinny prowadzić wyspecjalizowane służby przeszkolone w tym zakresie, a w szczególności w zakresie BHP.

W przypadku zatrzymania działalności inwestor, bądź każdy inny następca prawny lub ma obowiązek utrzymywania urządzeń wodnych w odpowiednim stanie technicznym zapewniającym ich prawidłowe funkcjonowanie.

15. USTALENIA WYNIKAJĄCE Z PLANU GOSPODAROWANIA WODAMI NA W OBSZARZE DORZECZA WISŁY

Planowana inwestycja znajduje się na obszarze dorzecza Wisły.

Zgodnie z art. 4 Ramowej Dyrektywy Wodnej przewidziane zostały dla wód podziemnych następujące główne cele środowiskowe:

- * zapobieganie dopływowi lub ograniczenia dopływu zanieczyszczeń do wód podziemnych,
- * zapobieganie pogarszaniu się stanu wszystkich części wód podziemnych (z zastrzeżeniami wymienionymi w RDW),
- * zapewnienie równowagi pomiędzy poborem a zasilaniem wód podziemnych,

Plan gospodarowania wodami na obszarze dorzecza Wisły nakazuje wdrażanie działań niezbędnych dla odwrócenia znaczącego i utrzymującego się rosnącego trendu stężania każdego zanieczyszczenia powstałego wskutek działalności człowieka.

Jednym z głównych wymogów jest niepogarszanie stanu części wód. Dla części wód będących w co najmniej dobrym stanie chemicznym i ilościowym, celem środowiskowym będzie utrzymanie tego stanu.

Wahania poziomu wód podziemnych nie mogą doprowadzić do:

- * niespełnienia celów środowiskowych przez wody powierzchniowe,
- * wystąpienia znacznych obniżeń zwierciadła wód gruntowych,
- * wystąpienia szkód w ekosystemach lądowych zależnych od wód podziemnych,
- * zmian kierunków krążenia wód podziemnych powodujących intruzję wód słonych.

Ustalenia planu dotyczące stanu ilościowego dla jednolitych części wód podziemnych regulują wartości poboru wód podziemnych z ujęć przy długoterminowej, średniorocznej eksploatacji i nie dotyczą odwodnień o niewielkim oddziaływaniu. Ścieki opadowe i roztopowe nie są wymienione w planie jako czynniki mające znaczące oddziaływanie na stan wód powierzchniowych i podziemnych.

Rów poza funkcją odwadniającą

(w okresach intensywnych opadów) zasila również zasoby wód podziemnych poprzez gromadzenie nadmiaru wód opadowych i infiltrację do gruntu. Planowana przebudowa rowu wraz z budowa kanału deszczowego nie ma negatywnego wpływu na wody powierzchniowe i podziemne. Nie pogarsza ich jakości jak i również nie wpływa na zwiększenie maksymalnych przepływów wód w rowie oraz nie zmienia warunków gruntowo-wodnych. W związku z czym nie narusza ustaleń planu gospodarowania wodami w obszarze dorzecza Wisły i spełnia określone w nim cele środowiskowe.

przedmiotami (gałęzie, liście, i inne zanieczyszczenia) lub zamuleniem dna należy bezzwłocznie oczyścić przepusty wraz z jego wlotami i wylotami.

Prace naprawcze powinny prowadzić wyspecjalizowane służby przeszkolone w tym zakresie, a w szczególności w zakresie BHP.

W przypadku zatrzymania działalności inwestor, bądź każdy inny następca prawny lub ma obowiązek utrzymywania urządzeń wodnych w odpowiednim stanie technicznym zapewniającym ich prawidłowe funkcjonowanie.

15. USTALENIA WYNIKAJĄCE Z PLANU GOSPODAROWANIA WODAMI NA W OBSZARZE DORZECZA WISŁY

Planowana inwestycja znajduje się na obszarze dorzecza Wisły.

Zgodnie z art. 4 Ramowej Dyrektywy Wodnej przewidziane zostały dla wód podziemnych następujące główne cele środowiskowe:

- * zapobieganie dopływowi lub ograniczenia dopływu zanieczyszczeń do wód podziemnych,
- * zapobieganie pogarszaniu się stanu wszystkich części wód podziemnych (z zastrzeżeniami wymienionymi w RDW),
- * zapewnienie równowagi pomiędzy poborem a zasilaniem wód podziemnych,

Plan gospodarowania wodami na obszarze dorzecza Wisły nakazuje wdrażanie działań niezbędnych dla odwrócenia znaczącego i utrzymującego się rosnącego trendu stężania każdego zanieczyszczenia powstałego wskutek działalności człowieka.

Jednym z głównych wymogów jest niepogarszanie stanu części wód. Dla części wód będących w co najmniej dobrym stanie chemicznym i ilościowym, celem środowiskowym będzie utrzymanie tego stanu.

Wahania poziomu wód podziemnych nie mogą doprowadzić do:

- * niespełnienia celów środowiskowych przez wody powierzchniowe,
- * wystąpienia znacznych obniżeń zwierciadła wód gruntowych,
- * wystąpienia szkód w ekosystemach lądowych zależnych od wód podziemnych,
- * zmian kierunków krążenia wód podziemnych powodujących intruzję wód słonych.

Ustalenia planu dotyczące stanu ilościowego dla jednolitych części wód podziemnych regulują wartości poboru wód podziemnych z ujęć przy długoterminowej, średniorocznej eksploatacji i nie dotyczą odwodnień o niewielkim oddziaływaniu. Ścieki opadowe i roztopowe nie są wymienione w planie jako czynniki mające znaczące oddziaływanie na stan wód powierzchniowych i podziemnych.

Rów poza funkcją odwadniającą

(w okresach intensywnych opadów) zasila również zasoby wód podziemnych poprzez gromadzenie nadmiaru wód opadowych i infiltrację do gruntu. Planowana przebudowa rowu wraz z budowa kanału deszczowego nie ma negatywnego wpływu na wody powierzchniowe i podziemne. Nie pogarsza ich jakości jak i również nie wpływa na zwiększenie maksymalnych przepływów wód w rowie oraz nie zmienia warunków gruntowo-wodnych. W związku z czym nie narusza ustaleń planu gospodarowania wodami w obszarze dorzecza Wisły i spełnia określone w nim cele środowiskowe.

16. USTALENIA WYNIKAJĄCE Z WARUNKÓW KORZYSTANIA Z WÓD REGIONU WODNEGO ŚRODKOWEJ WISŁY

Warunki korzystania z wód regionu wodnego Środkowej Wisły określa Rozporządzenie Dyrektora Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Warszawie (nr 5/2015 z dnia 3 kwietnia 2015 r., z późn. zmianami). Warunki te związane są z realizacją zapisów Planu gospodarowania wodami na obszarze dorzecza Wisły.

Zgodnie z podziałem terytorium Polski na regiony wodne planowana inwestycja położona jest w Regionie Środkowej Wisły.

Przedmiotowy teren znajduje się w dorzeczu Środkowej Wisły, w scalonych części wód powierzchniowych. (Pisia Tuczna od dopł. z Kalenia do dopł. spod Kol. Jaktorów)

Wykaz jednolitych części wód płynących (JCW)

- Europejski kod JCW- RW2000172727689

Nazwa JCW Dorzecze- Pisia Tuczna

- Typ – potok nizinny piaszczysty
- Status – naturalna część wód
- Ocena stanu - dobry
- Ocena ryzyka nieosiągnięcia celów środowiskowych - niezagrożona
- Uzasadnienie derogacji: brak

Dopływające wody opadowe do rowu przydrożnego bezodpływowego stanowią fragment regionu wodnego, jakim jest niewielki fragment zbiornika wód podziemnych.

Przebudowa rowu i budowa kolektora nie naruszy stosunków wodnych, gdyż spływy powierzchniowe

z tego terenu będą miały ten sam kierunek jak przed przebudową rowu i budowa kolektora. Także ilość przepływających wód nie zmieni się w stosunku do spływów powierzchniowych jakie miały miejsce przed przebudową przepustu.

Jednolita część wód podziemnych PLGW200065 charakteryzuje się zarówno dobrym stanem ilościowym jak

i jakościowym. W związku z tym nie została uznana za zagrożoną nie osiągnięciem celów środowiskowych.

Rozporządzenie ustala wymagania w celu osiągnięcia dobrego stanu wód, ograniczenia w zakresie korzystania z wód oraz priorytety w zaspokajaniu potrzeb wodnych.

Planowana przebudowa rowu budowa przepustów wraz z odprowadzeniem wód z terenu inwestycji nie narusza ustaleń warunków korzystania z wód regionu wodnego i spełnia wyznaczone w nich cele środowiskowe.

16. USTALENIA WYNIKAJĄCE Z WARUNKÓW KORZYSTANIA Z WÓD REGIONU WODNEGO ŚRODKOWEJ WISŁY

Warunki korzystania z wód regionu wodnego Środkowej Wisły określa Rozporządzenie Dyrektora Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Warszawie (nr 5/2015 z dnia 3 kwietnia 2015 r., z późn. zmianami). Warunki te związane są z realizacją zapisów Planu gospodarowania wodami na obszarze dorzecza Wisły.

Zgodnie z podziałem terytorium Polski na regiony wodne planowana inwestycja położona jest w Regionie Środkowej Wisły.

Przedmiotowy teren znajduje się w dorzeczu Środkowej Wisły, w scalonych części wód powierzchniowych. (Pisia Tuczna od dopł. z Kalenia do dopł. spod Kol. Jaktorów)

Wykaz jednolitych części wód płynących (JCW)

- Europejski kod JCW- RW2000172727689

Nazwa JCW Dorzecze- Pisia Tuczna

- Typ – potok nizinny piaszczysty
- Status – naturalna część wód
- Ocena stanu - dobry
- Ocena ryzyka nieosiągnięcia celów środowiskowych - niezagrożona
- Uzasadnienie derogacji: brak

Dopływające wody opadowe do rowu przydrożnego bezodpływowego stanowią fragment regionu wodnego, jakim jest niewielki fragment zbiornika wód podziemnych.

Przebudowa rowu i budowa kolektora nie naruszy stosunków wodnych, gdyż spływy powierzchniowe

z tego terenu będą miały ten sam kierunek jak przed przebudową rowu i budowa kolektora. Także ilość przepływających wód nie zmieni się w stosunku do spływów powierzchniowych jakie miały miejsce przed przebudową przepustu.

Jednolita część wód podziemnych PLGW200065 charakteryzuje się zarówno dobrym stanem ilościowym jak

i jakościowym. W związku z tym nie została uznana za zagrożoną nie osiągnięciem celów środowiskowych.

Rozporządzenie ustala wymagania w celu osiągnięcia dobrego stanu wód, ograniczenia w zakresie korzystania z wód oraz priorytety w zaspokajaniu potrzeb wodnych.

Planowana przebudowa rowu budowa przepustów wraz z odprowadzeniem wód z terenu inwestycji nie narusza ustaleń warunków korzystania z wód regionu wodnego i spełnia wyznaczone w nich cele środowiskowe.

17. USTALENIA WYNIKAJĄCE Z PLANU ZARZĄDZANIA RYZYKIEM POWODZIOWYM

Plan zarządzania ryzykiem powodziowym jest końcowym dokumentem planistycznym wymagany przez Dyrektywę 2007/60/WE z dnia 23 października 2007 roku w sprawie oceny ryzyka powodziowego i zarządzania nim. Zgodnie z w/w Dyrektywą państwa UE muszą sporządzić: wstępną ocenę ryzyka powodziowego (WORP), mapy zagrożenia powodziowego oraz mapy ryzyka powodziowego, a także plany zarządzania ryzykiem powodziowym. Zgodnie z art. 88h. ust. 1 za przygotowanie planów zarządzania ryzykiem powodziowym dla obszarów dorzeczy odpowiedzialny jest Prezes Krajowego Zarządu Gospodarki Wodnej. Plany zostaną również sporządzone dla poszczególnych regionów wodnych, za co odpowiedzialni są dyrektorzy regionalnych zarządów gospodarki wodnej (art. 88h. ust. 2).

Planowana inwestycja znajduje się w Regionie Wodnym Środkowej Wisły. Dla tego regionu wyznaczono 56 obszarów narażonych na niebezpieczeństwo powodzi. Zgodnie z planem zarządzania ryzykiem powodziowym najczęściej występującymi powodziąmi są: powódzie rzeczne, opadowe oraz roztopowe. Projektowana inwestycja zlokalizowana jest na terenach, które nie są narażone na niebezpieczeństwo wystąpienia powodzi.

Planowana inwestycja nie narusza ustaleń planu zarządzania ryzykiem powodziowym.

18. USTALENIA WYNIKAJĄCE Z PLANU PRZECIWDZIAŁANIA SKUTKOM SUSZY

Plan przeciwdziałania skutkom suszy jest głównym dokumentem planistycznym w zakresie zarządzania ryzykiem suszy. Zgodnie z art. 88s ust. 1 plany przeciwdziałania skutkom suszy na obszarze dorzeczy przygotowuje Prezes Krajowego Zarządu Gospodarki Wodnej, natomiast w regionach wodnych przygotowują je dyrektorzy regionalnych zarządów gospodarki wodnej.

Dla regionu w którym znajduje się planowana inwestycja w/w plan nie powstał. Planowana przebudowa rowu i rozbudowa przepustu nie będzie naruszać ustaleń planu przeciwdziałania skutkom suszy.

19. USTALENIA WYNIKAJĄCE Z KRAJOWEGO PROGRAMU OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW KOMUNALNYCH

Krajowy program oczyszczania ścieków komunalnych jest dokumentem uporządkowującym realizację wymogów Dyrektywy Rady 91/271/EWG z dnia 21 maja 1991 roku dotyczącej oczyszczania ścieków komunalnych. Program ten zawiera wykaz niezbędnych przedsięwzięć w zakresie budowy, rozbudowy, modernizacji oczyszczalni ścieków komunalnych, a także modernizacji zbiorczych systemów kanalizacyjnych.

Planowana inwestycja nie narusza ustaleń krajowego programu oczyszczania ścieków komunalnych.

17. USTALENIA WYNIKAJĄCE Z PLANU ZARZĄDZANIA RYZYKIEM POWODZIOWYM

Plan zarządzania ryzykiem powodziowym jest końcowym dokumentem planistycznym wymagany przez Dyrektywę 2007/60/WE z dnia 23 października 2007 roku w sprawie oceny ryzyka powodziowego i zarządzania nim. Zgodnie z w/w Dyrektywą państwa UE muszą sporządzić: wstępną ocenę ryzyka powodziowego (WORP), mapy zagrożenia powodziowego oraz mapy ryzyka powodziowego, a także plany zarządzania ryzykiem powodziowym. Zgodnie z art. 88h. ust. 1 za przygotowanie planów zarządzania ryzykiem powodziowym dla obszarów dorzeczy odpowiedzialny jest Prezes Krajowego Zarządu Gospodarki Wodnej. Plany zostaną również sporządzone dla poszczególnych regionów wodnych, za co odpowiedzialni są dyrektorzy regionalnych zarządów gospodarki wodnej (art. 88h. ust. 2).

Planowana inwestycja znajduje się w Regionie Wodnym Środkowej Wisły. Dla tego regionu wyznaczono 56 obszarów narażonych na niebezpieczeństwo powodzi. Zgodnie z planem zarządzania ryzykiem powodziowym najczęściej występującymi powodziąmi są: powódzie rzeczne, opadowe oraz roztopowe. Projektowana inwestycja zlokalizowana jest na terenach, które nie są narażone na niebezpieczeństwo wystąpienia powodzi.

Planowana inwestycja nie narusza ustaleń planu zarządzania ryzykiem powodziowym.

18. USTALENIA WYNIKAJĄCE Z PLANU PRZECIWDZIAŁANIA SKUTKOM SUSZY

Plan przeciwdziałania skutkom suszy jest głównym dokumentem planistycznym w zakresie zarządzania ryzykiem suszy. Zgodnie z art. 88s ust. 1 plany przeciwdziałania skutkom suszy na obszarze dorzeczy przygotowuje Prezes Krajowego Zarządu Gospodarki Wodnej, natomiast w regionach wodnych przygotowują je dyrektorzy regionalnych zarządów gospodarki wodnej.

Dla regionu w którym znajduje się planowana inwestycja w/w plan nie powstał. Planowana przebudowa rowu i rozbudowa przepustu nie będzie naruszać ustaleń planu przeciwdziałania skutkom suszy.

19. USTALENIA WYNIKAJĄCE Z KRAJOWEGO PROGRAMU OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW KOMUNALNYCH

Krajowy program oczyszczania ścieków komunalnych jest dokumentem uporządkowującym realizację wymogów Dyrektywy Rady 91/271/EWG z dnia 21 maja 1991 roku dotyczącej oczyszczania ścieków komunalnych. Program ten zawiera wykaz niezbędnych przedsięwzięć w zakresie budowy, rozbudowy, modernizacji oczyszczalni ścieków komunalnych, a także modernizacji zbiorczych systemów kanalizacyjnych.

Planowana inwestycja nie narusza ustaleń krajowego programu oczyszczania ścieków komunalnych.

20. OBOWIĄZKI WOBEC OSÓB TRZECICH

Inwestycja nie będzie naruszać interesów osób trzecich

Obowiązkami Inwestora wobec osób trzecich w myśl ustawy Prawo Wodne jest:

- wypełnienie wszystkich warunków określonych w pozwoleniu wodnoprawnym,
- wypełnienie warunków określonych w uzyskanych uzgodnieniach, opiniach i decyzjach,
- usuwanie awarii oraz konserwacji i eksploatacji urządzeń wodnych.
- Inwestor ma obowiązek utrzymywania urządzenia wodnego w należyтым stanie technicznym zapewniającym jego drożność.

21. CHARAKTERYSTYKA WÓD OPADOWYCH

Wody opadowe powstają ze spływów wód deszczowych, topnienia śniegu i lodu.

Charakterystyczną cechą wód opadowych jest ich nieregularne występowanie w różnych ilościach i różnych okresach czasu. Ilość ścieków opadowych zależy od intensywności i czasu trwania opadu, temperatury powietrza, ukształtowania terenu objętego kanalizacją oraz rodzaju i wielkości powierzchni.

Źródłami zanieczyszczeń wód opadowych mogą być:

- aerozole znajdujące się w powietrzu, wchłaniane bezpośrednio z atmosfery i obejmujące dymy i gazy przemysłowe, kurze i pyły unoszone z powierzchni ziemi, lotne nasiona drzew i kwiatów oraz gazy wydzielane z powierzchni ziemi,
- aerozole osiadłe spłukiwane z powierzchni ziemi,
- śmieci miejskie oraz opadłe liście drzew spłukiwane z powierzchni ziemi,
- węglowodory ropopochodne ze środków transportu,
- osady unoszone z kanałów kanalizacji ogólnospławnej.

Ilość zanieczyszczeń dostających się do ścieków opadowych z odprowadzanego terenu zależy głównie od zanieczyszczenia atmosfery w obrębie strefy przemysłowej, rodzaju nawierzchni dróg i placów, intensywności ruchu kołowego i pieszego, sposobu walki z gołoledzią, ilości terenów zielonych oraz intensywności i czasu trwania opadu, jak również długości okresu jaki upłynął od opadu poprzedniego.

22. WPŁYW ILOŚCIOWY I JAKOŚCIOWY NA ODBIORNIK

Wpływ ilościowy i jakościowy na odbiornik odprowadzania wód deszczowych z terenu projektowanej inwestycji do prawego rowu przydrożnego jest niewielki a przebudowa rowu i rozbudowa przepustu nie wpłynie na pogorszenie odpływu wód jak również na ich zanieczyszczenie i nie spowoduje pogorszenia warunków wodnych.

20. OBOWIĄZKI WOBEC OSÓB TRZECICH

Inwestycja nie będzie naruszać interesów osób trzecich

Obowiązkami Inwestora wobec osób trzecich w myśl ustawy Prawo Wodne jest:

- wypełnienie wszystkich warunków określonych w pozwoleniu wodnoprawnym,
- wypełnienie warunków określonych w uzyskanych uzgodnieniach, opiniach i decyzjach,
- usuwanie awarii oraz konserwacji i eksploatacji urządzeń wodnych.
- Inwestor ma obowiązek utrzymywania urządzenia wodnego w należyтым stanie technicznym zapewniającym jego drożność.

21. CHARAKTERYSTYKA WÓD OPADOWYCH

Wody opadowe powstają ze spływów wód deszczowych, topnienia śniegu i lodu.

Charakterystyczną cechą wód opadowych jest ich nieregularne występowanie w różnych ilościach i różnych okresach czasu. Ilość ścieków opadowych zależy od intensywności i czasu trwania opadu, temperatury powietrza, ukształtowania terenu objętego kanalizacją oraz rodzaju i wielkości powierzchni.

Źródłami zanieczyszczeń wód opadowych mogą być:

- aerozole znajdujące się w powietrzu, wchłaniane bezpośrednio z atmosfery i obejmujące dymy i gazy przemysłowe, kurze i pyły unoszone z powierzchni ziemi, lotne nasiona drzew i kwiatów oraz gazy wydzielane z powierzchni ziemi,
- aerozole osiadłe spłukiwane z powierzchni ziemi,
- śmieci miejskie oraz opadłe liście drzew spłukiwane z powierzchni ziemi,
- węglowodory ropopochodne ze środków transportu,
- osady unoszone z kanałów kanalizacji ogólnospławnej.

Ilość zanieczyszczeń dostających się do ścieków opadowych z odprowadzanego terenu zależy głównie od zanieczyszczenia atmosfery w obrębie strefy przemysłowej, rodzaju nawierzchni dróg i placów, intensywności ruchu kołowego i pieszego, sposobu walki z gołoledzią, ilości terenów zielonych oraz intensywności i czasu trwania opadu, jak również długości okresu jaki upłynął od opadu poprzedniego.

22. WPŁYW ILOŚCIOWY I JAKOŚCIOWY NA ODBIORNIK

Wpływ ilościowy i jakościowy na odbiornik odprowadzania wód deszczowych z terenu projektowanej inwestycji do prawego rowu przydrożnego jest niewielki a przebudowa rowu i rozbudowa przepustu nie wpłynie na pogorszenie odpływu wód jak również na ich zanieczyszczenie i nie spowoduje pogorszenia warunków wodnych.

23. OBSZARY PODLEGAJĄCE OCHRONIE NA PODSTAWIE USTAWY Z DNIA 16 KWIETNIA 2004r. O OCHRONIE PRZYRODY ZNAJDUJĄCEJ SIĘ W ZASIĘGU ZNACZĄCEGO ODDZIAŁYWANIA PRZEDSIĘWZIĘCIA

W zasięgu znaczącego oddziaływania planowanego przedsięwzięcia nie występują obszary podlegające ochronie na podstawie ustawy z dnia 16 kwietnia 2004 roku o ochronie przyrody.

24. WYTYCZNE EKSPLOATACYJNE

W celu zapewnienia prawidłowego funkcjonowania systemu odwodnienia należy regularnie dokonywać przeglądów, kontrolować i usuwać szlam z rowów przydrożnych oraz min. raz w roku należy czyścić przepusty pod omawianym odcinkiem drogi oraz separator.

25. INFORMACJA DOTYCZĄCA BEZPIECZEŃSTWA I OCHRONY ZDROWIA.

Zakres robót dla całego zamierzenia budowlanego obejmuje:

- ✓ rozebranie istn. przepustu Ø 315 mm pod istniejącym zjazdem
- ✓ wykonanie wykopów -usunięcie ziemi urodzajnej oraz ziemi z prawego rowu przydrożnego oraz z terenu pod drogi wewnętrzne, parkingi i chodniki
- ✓ wykonanie nasypów z ziemi z wykopów-przerzut poprzeczny,
- ✓ wykonanie nasypów z piasku dowożonego samochodami,
- ✓ wykonanie przepustów Ø 40 cm pod projektowanymi zjazdami publicznymi
- ✓ wykonanie jezdni na zjazdach ,drogach wewnętrznych ,parkingach i chodnikach wraz z poszczególnymi warstwami konstrukcyjnymi nawierzchni,
- ✓ wykonanie reprofilacji dna rowu przydrożnego z umocnieniem dna rowu i skarp płytami ażurowymi 60x40x8 na wysokości 0.6 m,
- ✓ przebudowa rowu na odc. za I zjazdem wraz z umocnieniem dna rowu i skarp płytami ażurowymi 60x40x8 na wysokości 0.6 m,

Roboty ziemne należy tak zorganizować aby samochody ciężarowe wyjeżdżające z placu budowy nie zanieczyszczały jezdni drogi krajowej Nr 7. Należy zabezpieczyć wykopy w czasie prac jak i po pracy w sposób uniemożliwiający dostęp osobom nie uprawnionym. Materiały należy składować w sposób bezpieczny, zapobiegający niekontrolowanemu przesunięciu w szczególności dotyczy to rur przepustowych i ciężkich elementów betonowych.

Sprzęt i inne urządzenia do wykonywania robót winny być sprawne technicznie, a w szczególności nie zanieczyszczać środowiska poprzez wycieki olejów lub paliw.

Ponieważ roboty mogą stwarzać zagrożenie bezpieczeństwa i zdrowia ludzi (należy oznakować miejsce robót drogowych zgodnie z projektem organizacji ruchu i zabezpieczenia robót

Przed rozpoczęciem robót należy udzielić instruktażu bhp oraz określić skalę i rodzaj zagrożeń w zakresie realizacji obiektu pod ruchem drogowym;

Zakres robót wymaga szczególnej uwagi i należy zwrócić na realizację

23. OBSZARY PODLEGAJĄCE OCHRONIE NA PODSTAWIE USTAWY Z DNIA 16 KWIETNIA 2004r. O OCHRONIE PRZYRODY ZNAJDUJĄCEJ SIĘ W ZASIĘGU ZNACZĄCEGO ODDZIAŁYWANIA PRZEDSIĘWZIĘCIA

W zasięgu znaczącego oddziaływania planowanego przedsięwzięcia nie występują obszary podlegające ochronie na podstawie ustawy z dnia 16 kwietnia 2004 roku o ochronie przyrody.

24. WYTYCZNE EKSPLOATACYJNE

W celu zapewnienia prawidłowego funkcjonowania systemu odwodnienia należy regularnie dokonywać przeglądów, kontrolować i usuwać szlam z rowów przydrożnych oraz min. raz w roku należy czyścić przepusty pod omawianym odcinkiem drogi oraz separator.

25. INFORMACJA DOTYCZĄCA BEZPIECZEŃSTWA I OCHRONY ZDROWIA.

Zakres robót dla całego zamierzenia budowlanego obejmuje:

- ✓ rozebranie istn. przepustu Ø 315 mm pod istniejącym zjazdem
- ✓ wykonanie wykopów -usunięcie ziemi urodzajnej oraz ziemi z prawego rowu przydrożnego oraz z terenu pod drogi wewnętrzne, parkingi i chodniki
- ✓ wykonanie nasypów z ziemi z wykopów-przerzut poprzeczny,
- ✓ wykonanie nasypów z piasku dowożonego samochodami,
- ✓ wykonanie przepustów Ø 40 cm pod projektowanymi zjazdami publicznymi
- ✓ wykonanie jezdni na zjazdach ,drogach wewnętrznych ,parkingach i chodnikach wraz z poszczególnymi warstwami konstrukcyjnymi nawierzchni,
- ✓ wykonanie reprofiliacji dna rowu przydrożnego z umocnieniem dna rowu i skarp płytami ażurowymi 60x40x8 na wysokości 0.6 m,
- ✓ przebudowa rowu na odc. za I zjazdem wraz z umocnieniem dna rowu i skarp płytami ażurowymi 60x40x8 na wysokości 0.6 m,

Roboty ziemne należy tak zorganizować aby samochody ciężarowe wyjeżdżające z placu budowy nie zanieczyszczały jezdni drogi krajowej Nr 7. Należy zabezpieczyć wykopy w czasie prac jak i po pracy w sposób uniemożliwiający dostęp osobom nie uprawnionym. Materiały należy składować w sposób bezpieczny, zapobiegający niekontrolowanemu przesunięciu w szczególności dotyczy to rur przepustowych i ciężkich elementów betonowych.

Sprzęt i inne urządzenia do wykonywania robót winny być sprawne technicznie, a w szczególności nie zanieczyszczać środowiska poprzez wycieki olejów lub paliw.

Ponieważ roboty mogą stwarzać zagrożenie bezpieczeństwa i zdrowia ludzi (należy oznakować miejsce robót drogowych zgodnie z projektem organizacji ruchu i zabezpieczenia robót

Przed rozpoczęciem robót należy udzielić instruktażu bhp oraz określić skalę i rodzaj zagrożeń w zakresie realizacji obiektu pod ruchem drogowym;

Zakres robót wymaga szczególnej uwagi i należy zwrócić na realizację

obiekty w strefie bezpośredniego zagrożenia ruchem tj. jezdnie i tak aby roboty wykonywane były w okresie dobrej widoczności i z odpowiednim zabezpieczeniem robót;

26. WNIOSKI

Na podstawie Ustawy Prawo Wodne z 18 lipca 2001 roku Dz. Ustaw Nr 115 z 2001 roku poz. 1229 i zgodnie z Art. 122 pkt. 1 ustęp 1 oraz zebranych materiałów wnioskuję o udzielenie pozwolenia wodnoprawnego dla: Gminy Jaktorów na: „Przebudowę prawego rowu przy drodze gminnej Nr 150304W (ul. Księdza Baranowskiego) usytuowanego na działkach o numerach ewid: 338/1 ;338/2 i 338/3 w km 0+051.75 do km 0+083.27 drogi gminnej , w związku z budową dwóch zjazdów publicznych z drogi gminnej Nr 150304W w km 0+058.54 i 0+077.59 na teren działek 338/1 ;338/2 i 338/3. Odwodnienie projektowanych miejsc postojowych usytuowanych na działkach o numerach ewidencyjnych: 338/1, 338/2 i 338/3 z wprowadzeniem wód opadowych do przebudowywanego rowu w miejscowości Jaktorów Kolonia, gmina Jaktorów powiat grodziski woj. mazowieckie.”, przy spełnieniu warunków w „Rozporządzeniu Ministra Ochrony Środowiska z dnia 24 lipca 2006 roku w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi” (maksymalne stężenie zawiesin ogólnych wynosi 100mg/l a substancji ropopochodnych 15mg/l).

Opracował:

Aleksander Kurczych

obiekty w strefie bezpośredniego zagrożenia ruchem tj. jezdnie i tak aby roboty wykonywane były w okresie dobrej widoczności i z odpowiednim zabezpieczeniem robót;

26. WNIOSKI

Na podstawie Ustawy Prawo Wodne z 18 lipca 2001 roku Dz. Ustaw Nr 115 z 2001 roku poz. 1229 i zgodnie z Art. 122 pkt. 1 ustęp 1 oraz zebranych materiałów wnioskuję o udzielenie pozwolenia wodnoprawnego dla: Gminy Jaktorów na: „Przebudowę prawego rowu przy drodze gminnej Nr 150304W (ul. Księdza Baranowskiego) usytuowanego na działkach o numerach ewid: 338/1 ;338/2 i 338/3 w km 0+051.75 do km 0+083.27 drogi gminnej , w związku z budową dwóch zjazdów publicznych z drogi gminnej Nr 150304W w km 0+058.54 i 0+077.59 na teren działek 338/1 ;338/2 i 338/3. Odwodnienie projektowanych miejsc postojowych usytuowanych na działkach o numerach ewidencyjnych: 338/1, 338/2 i 338/3 z wprowadzeniem wód opadowych do przebudowywanego rowu w miejscowości Jaktorów Kolonia, gmina Jaktorów powiat grodziski woj. mazowieckie.”, przy spełnieniu warunków w „Rozporządzeniu Ministra Ochrony Środowiska z dnia 24 lipca 2006 roku w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi” (maksymalne stężenie zawiesin ogólnych wynosi 100mg/l a substancji ropopochodnych 15mg/l).

Opracował:

Aleksander Kurczych

B. UPRAWNIENIA I OŚWIADCZENIE

B. UPRAWNIENIA I OŚWIADCZENIE



sygn. akt. MAZ/7131/ 348 /05/D

Warszawa, dnia 30 grudnia 2005 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 11 ust. 1 i art. 24 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz. U. z 2001 r. nr 5 poz. 42, z późn. zm.), art. 12 ust. 1 pkt. 1-5, art. 12 ust. 3, art. 13 ust. 1 pkt.1, ust. 4, art. 14 ust. 1 pkt 2a ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2003 r., Nr 207, poz. 2016 z późn. zm.) oraz § 3 ust.1 § 12 pkt.1, § 18 ust.1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2005 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 96 poz. 817.), Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa stwierdza, że:

Pan Aleksander Jan Kurczyk
magister inżynier budownictwa drogowego
urodzony 30 października 1947 roku w Miechowie , syn Mieczysława

uzyskał

UPRAWNIENIA BUDOWLANE **nr MAZ/0391/POOD/05**

do projektowania bez ograniczeń
w specjalności drogowej

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 Kodeksu postępowania administracyjnego odstępuje się od uzasadniania decyzji.

Szczegółowy zakres nadanych uprawnień został opisany na odwrocie niniejszej decyzji.

POUCZENIE

1.Zgodnie z art. 12 ust. 7 ustawy – Prawo budowlane, podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru, prowadzonego przez Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.

2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

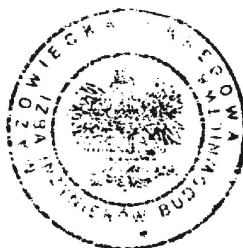
Skład Orzekający

1/ mgr inż. Ryszard Chaciński

2/ mgr inż. Krzysztof Latoszek

3/ mgr inż. Irena Churska

.....
.....
.....





sygn. akt. MAZ/7131/ 348 /05/D

Warszawa, dnia 30 grudnia 2005 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 11 ust. 1 i art. 24 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz. U. z 2001 r. nr 5 poz. 42, z późn. zm.), art. 12 ust. 1 pkt. 1-5, art. 12 ust. 3, art. 13 ust. 1 pkt.1, ust. 4, art. 14 ust. 1 pkt 2a ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2003 r., Nr 207, poz. 2016 z późn. zm.) oraz § 3 ust.1 § 12 pkt.1, § 18 ust.1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2005 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 96 poz. 817.), Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa stwierdza, że:

Pan Aleksander Jan Kurczyk
magister inżynier budownictwa drogowego
urodzony 30 października 1947 roku w Miechowie , syn Mieczysława

uzyskał

UPRAWNIENIA BUDOWLANE nr MAZ/0391/POOD/05

**do projektowania bez ograniczeń
w specjalności drogowej**

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 Kodeksu postępowania administracyjnego odstępuje się od uzasadniania decyzji.

Szczegółowy zakres nadanych uprawnień został opisany na odwrocie niniejszej decyzji.

POUCZENIE

1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 ustawy – Prawo budowlane, podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru, prowadzonego przez Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.

2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

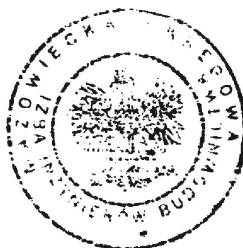
Skład Orzekający

1/ mgr inż. Ryszard Chaciński

2/ mgr inż. Krzysztof Latoszek

3/ mgr inż. Irena Churska

.....
.....
.....



**Szczegółowy zakres uprawnień
do projektowania bez ograniczeń**

w specjalności drogowej

I. Na mocy art. 12 ust. 1 pkt. 1 i 5 oraz art. 13 ust. 1 pkt.1 i ust. 4 ustawy - Prawo budowlane, w zakresie objętym wyżej wymienioną specjalnością, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:

1/ projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,

2/ sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych

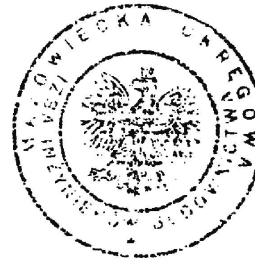
II. Na mocy § 3 ust 1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2005 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia budowlane uprawniają do sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, w zakresie tej specjalności.

III. Na mocy § 18 ust 1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2005 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia budowlane stanowią podstawę do:

projektowania obiektu budowlanego, takiego jak:

1/ droga, w rozumieniu przepisów o drogach publicznych, z wyłączeniem drogowych obiektów inżynierskich oprócz przepustów;

2/ droga dla ruchu i postoju statków powietrznych oraz przepust.



Otrzymują:

1. Pan Aleksander Jan Kurczych

ul. Ceglana 6 m. 20

05-803 Pruszków

2. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego

3. a/a

**Szczegółowy zakres uprawnień
do projektowania bez ograniczeń**

w specjalności drogowej

I. Na mocy art. 12 ust. 1 pkt. 1 i 5 oraz art. 13 ust. 1 pkt.1 i ust. 4 ustawy - Prawo budowlane, w zakresie objętym wyżej wymienioną specjalnością, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:

1/ projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,

2/ sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych

II. Na mocy § 3 ust 1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2005 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia budowlane uprawniają do sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, w zakresie tej specjalności.

III. Na mocy § 18 ust 1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2005 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia budowlane stanowią podstawę do:

projektowania obiektu budowlanego, takiego jak:

1/ droga, w rozumieniu przepisów o drogach publicznych, z wyłączeniem drogowych obiektów inżynierskich oprócz przepustów;

2/ droga dla ruchu i postoju statków powietrznych oraz przepust.



Otrzymują:

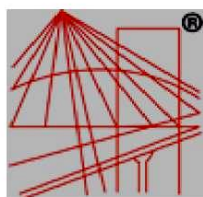
1. Pan Aleksander Jan Kurczych

ul. Ceglana 6 m. 20

05-803 Pruszków

2. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego

3. a/a



P O L S K A
I Z B A
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAZ-NHI-VLU-SHY *

Pan ALEKSANDER KURCZYCH o numerze ewidencyjnym MAZ/BD/2568/01

adres zamieszkania CEGLANA 6 m 20, 05-803 PRUSZKÓW

jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

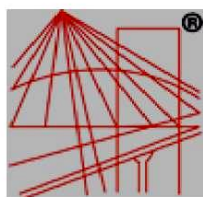
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2017-01-01 do 2017-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2016-12-21 roku przez:

Mieczysław Grodzki, Przewodniczący Rady Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.



P O L S K A
I Z B A
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAZ-NHI-VLU-SHY *

Pan ALEKSANDER KURCZYCH o numerze ewidencyjnym MAZ/BD/2568/01

adres zamieszkania CEGLANA 6 m 20, 05-803 PRUSZKÓW

jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2017-01-01 do 2017-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2016-12-21 roku przez:

Mieczysław Grodzki, Przewodniczący Rady Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

OŚWIADCZENIE

Ja niżej podpisany oświadczam, że:

Operat wodno prawny na: „Przebudowę prawego rowu przy drodze gminnej Nr 150304W (ul. Księdza Baranowskiego) usytuowanego na działkach o numerach ewid: 338/1 ;338/2 i 338/3 w km 0+051.20 do km 0+083.27 drogi gminnej , w związku z budową dwóch zjazdów publicznych z drogi gminnej Nr 150304W w km 0+058.54 i 0+077.59 na teren działek 338/1, 338/2 i 338/3. Odwodnienie projektowanych miejsc postojowych usytuowanych na działkach o numerach ewidencyjnych: 338/1, 338/2 i 338/3 z wprowadzeniem wód opadowych do przebudowywanego rowu w miejscowości Jaktorów Kolonia, gmina Jaktorów powiat grodziski woj. mazowieckie.”, został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej i jest kompletny z punktu widzenia celu, któremu ma służyć (art. 20 ust. 4 Ustawy z dnia 07 lipca 1994r. Prawo Budowlane (Dz. U. z 2016 r. poz. 290 z póź. zmianami).

Projektant:

mgr inż. Aleksander Kurczych
nr upr. MAZ/0391/POOD/05
nr ewid. Izby MAZ/BD/2568/01

OŚWIADCZENIE

Ja niżej podpisany oświadczam, że:

Operat wodno prawny na: „Przebudowę prawego rowu przy drodze gminnej Nr 150304W (ul. Księdza Baranowskiego) usytuowanego na działkach o numerach ewid: 338/1 ;338/2 i 338/3 w km 0+051.20 do km 0+083.27 drogi gminnej , w związku z budową dwóch zjazdów publicznych z drogi gminnej Nr 150304W w km 0+058.54 i 0+077.59 na teren działek 338/1, 338/2 i 338/3. Odwodnienie projektowanych miejsc postojowych usytuowanych na działkach o numerach ewidencyjnych: 338/1, 338/2 i 338/3 z wprowadzeniem wód opadowych do przebudowywanego rowu w miejscowości Jaktorów Kolonia, gmina Jaktorów powiat grodziski woj. mazowieckie.”, został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej i jest kompletny z punktu widzenia celu, któremu ma służyć (art. 20 ust. 4 Ustawy z dnia 07 lipca 1994r. Prawo Budowlane (Dz. U. z 2016 r. poz. 290 z póź. zmianami).

Projektant:

mgr inż. Aleksander Kurczych
nr upr. MAZ/0391/POOD/05
nr ewid. Izby MAZ/BD/2568/01

C. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

C. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Spis załączników:

- Rysunek Nr 1. Orientacja ,skala 1:10 000,
- Rysunek Nr 2. Plan sytuacyjno-wysokościowy, skala 1:500
- Rysunek Nr 3. Plan sytuacyjny ze współrzędnymi geograficznymi, skala 1:500
- Rysunek Nr 4. Przekroje normalne, skala 1:100
- Rysunek Nr 5/1. Przekrój w osi przepustu ,skala 1:50
- Rysunek Nr 5/2. Przekrój w osi przepustu ,skala 1:50
- Rysunek Nr 6. Szczegóły konstrukcyjne, skala 1:50

Spis załączników:

- Rysunek Nr 1. Orientacja ,skala 1:10 000,
- Rysunek Nr 2. Plan sytuacyjno-wysokościowy, skala 1:500
- Rysunek Nr 3. Plan sytuacyjny ze współrzędnymi geograficznymi, skala 1:500
- Rysunek Nr 4. Przekroje normalne, skala 1:100
- Rysunek Nr 5/1. Przekrój w osi przepustu ,skala 1:50
- Rysunek Nr 5/2. Przekrój w osi przepustu ,skala 1:50
- Rysunek Nr 6. Szczegóły konstrukcyjne, skala 1:50