

CZĘŚĆ INSTALACYJNA ODWODNIENIE DRÓG

OPIS TECHNICZNY

Do projektu przebudowy ulic: Świętochowskiego, część Tymienieckiego,
Żurawskiego, Słonecznej, część Parkowej, część Łąkowej
w Jelczu - Laskowicach

ODWODNIENIE DRÓG

Jelcz – Laskowice, wrzesień 2015

SPIS TREŚCI

1. DANE OGÓLNE	3
1.1 INWESTOR I OBIEKT	3
1.2 JEDNOSTKA PROJEKTOWA	3
2. PODSTAWA OPRACOWANIA.....	4
3. PRZEDMIOT I ZAKRES OPRACOWANIA.....	4
4. LOKALIZACJA I STAN ISTNIEJĄCY.....	4
5. ODWODNIENIE ULICY	5
5.1 KONCEPCJA ODWODNIENIA	5
5.2 OBLICZENIE ILOŚCI WÓD OPADOWYCH.....	6
6. PRZEPUSTOWOŚĆ PROJEKTOWANYCH URZĄDZEŃ ODWADNIAJĄCYCH.....	11
6.1 PRZEPUSTOWOŚCI PROJEKTOWANEGO KOLEKTORA.....	11
6.2 OBLICZENIE ILOŚCI WÓD POCHODZĄCYCH ZE ZLEWNI ROWU	19
6.3 PRZEPUSTOWOŚĆ ROWU PRZEJMUJĄCEGO WODY Z PROJEKTOWANEGO KOLEKTORA	20
7. URZĄDZENIA TECHNICZNE	23
7.1 WPUSTY ULICZNE Z OSADNIKIEM	23
7.2 STUDZIENKI KANALIZACYJNE.....	23
7.3 SEPARATOR LAMELOWY SL	25
7.4 OSADNIK SZLAMU OS	28
7.5 SIEĆ KANALIZACJI DESZCZOWEJ.....	28
8. ODBIORNIK WÓD DESZCZOWYCH.....	28
9. ZABEZPIECZENIE WYLOTU KANALIZACJI DESZCZOWEJ DO ROWU	29
10. ODWODNIENIE ZJAZDÓW INDYWIDUALNYCH.....	29
11. ROBOTY ZIEMNE PRZY WYKONYWANIU KANALIZACJI DESZCZOWEJ	29
11.1 TRASOWANIE I NIWELACJA.....	29
11.2 WYKOPY , SZALOWANIE , ZASYPKA	29
12. JAKOŚĆ WÓD OPADOWYCH ODPROWADZANYCH DO ROWU	30
13. PRZEBUDOWA SIECI WODOCIĄGOWEJ NA UL. PARKOWEJ.....	30
14. ZABEZPIECZENIE DRZEW I KRZEWÓW NA CZAS PROWADZONYCH PRAC BUDOWLANYCH	31
15. ZALECENIA WYNIKAJĄCE Z DECYZJI O LOKALIZACJI INWESTYCJI CELU PUBLICZNEGO ORAZ DECYZJI O ŚRODOWISKOWYCH UWARUNKOWANIACH.....	32
16. PLAN BIOZ	33
17. UWAGI DODATKOWE	34

ODWODNIENIE DRÓG

1. DANE OGÓLNE

1.1 Inwestor i obiekt

ZADANIE: Przebudowa ulic: Świętochowskiego, część Tymienieckiego, Żurawskiego, Słonecznej, część Parkowej, część Łąkowej w Jelczu - Laskowicach
Część instalacyjna: Odwodnienie dróg

INWESTOR: Gmina Jelcz-Laskowice
ul. W. Witosa 24
55-220 Jelcz-Laskowice

WYKONAWCA: Ustalony w drodze przetargu

BRANŻA: Instalacyjna – odwodnienie dróg

STADIUM: Projekt budowlany

1.2 Jednostka projektowa

JEDNOSTKA PROJEKTOWA: Zakład Usługowy „PROBER”
mgr inż. Paulina Koba – Gwiazda
ul. Zacisze 7
55-230 Jelcz – Laskowice
tel. kom. 602 381 330

PROJEKTANCI:

Branża drogowa:	mgr inż. Paulina Koba – Gwiazda upr. bud. nr 205/DOŚ/05
Branża instalacyjna: (instalacje sanitarne)	mgr inż. Jacek Osiewała upr. bud. nr 91/97/UW

SPRAWDZAJĄCY:

Branża drogowa:	dr inż. Henryk Koba upr. bud. nr 423/82/WBPP
Branża instalacyjna: (instalacje sanitarne):	inż. Irena Purzyc upr. bud. nr 92/01/DUW

2. Podstawa opracowania

- Projekt przebudowy ulic: Świętochowskiego, część Tymienieckiego, Żurawskiego, Słonecznej, część Parkowej, część Łąkowej w Jelczu - Laskowicach – część drogowa,
- umowa pomiędzy Gminą Jelcz-Laskowice z siedzibą przy ul. W. Witosa 24, 55-220 Jelcz-Laskowice, a Zakładem Usługowym „PROBER” w Jelczu – Laskowicach,
- decyzja o ustaleniu lokalizacji inwestycji celu publicznego
- mapa sytuacyjno - wysokościowa w skali 1:500,
- uzupełniające pomiary sytuacyjno-wysokościowe,
- uzgodnienia branżowe,

3. Przedmiot i zakres opracowania

Przedmiotem niniejszego opracowania jest projekt odwodnienia przebudowywanych ulic za pomocą układu kanalizacji deszczowej, z odprowadzeniem wód opadowych do istniejącego rowu melioracyjnego oznaczonego symbolem R-G-O-27 przebiegającego przez działki o nr ew. 2 i 3/39 AM-58, obręb Laskowice.

Opracowanie swym zakresem obejmuje:

- przebudowę istniejącej sieci kanalizacji deszczowej na ul. Świętochowskiego – likwidacja istniejących i budowa nowych urządzeń odwadniających
- budowę nowej kanalizacji deszczowej (część ul. Tymienieckiego, ul. Żurawskiego, ul. Słoneczna, część ul. Parkowej, część ul. Łąkowej)
- odprowadzenie wód deszczowych z projektowanej kanalizacji deszczowej (po oczyszczeniu w separatorze lamelowym i osadniku) do istniejącego rowu znajdującego się na działkach o nr ew. 2 i 3/39 AM-58 obręb Laskowice
- wykonanie zabezpieczenia wylotu projektowanej kanalizacji deszczowej do rowu
- przełożenie sieci wodociągowej na ul. Parkowej kolidującej z projektowanymi wpustami deszczowymi.

4. Lokalizacja i stan istniejący

Planowana inwestycja zlokalizowana jest w Jelczu – Laskowicach, w powiecie oławskim, na działkach o numerach ewidencyjnych:

- obręb ewidencyjny: Laskowice, AM - 44
część działki numer ewidencyjny: 1
- obręb ewidencyjny: Laskowice, AM - 48
działka numer ewidencyjny: 53
- obręb ewidencyjny: Laskowice, AM - 48
część działki numer ewidencyjny: 36, 51, 52/2, 54
- obręb ewidencyjny: Laskowice, AM - 55
działka numer ewidencyjny: 2/8, 2/22, 3/6
- obręb ewidencyjny: Laskowice, AM - 55
część działki numer ewidencyjny: 1, 2/23, 3/7
- obręb ewidencyjny: Laskowice, AM - 58
działka numer ewidencyjny: 1/1, 1/2, 1/32, 1/76, 1/85

ODWODNIENIE DRÓG

- obręb ewidencyjny: Laskowice, AM - 58
część działki numer ewidencyjny: 2, 3/2, 3/24, 3/39

Właścicielem działki o nr ew.: 1 – AM 44 jest Powiat Oławski (trwały zarząd: Powiatowy Zarząd Drogowy w Oławie, pl. Zamkowy 18, 55-200 Oława).

Właścicielem działki o nr ew.: 3/39 – AM 58 jest Skarb Państwa (użytkownik wieczysty: Miasto i Gmina Jelcz – Laskowice z siedzibą przy ul. W. Witosa 24, 55-220 Jelcz - Laskowice).

Właścicielem pozostałych działek jest Gmina Jelcz – Laskowice z siedzibą przy ul. W. Witosa 24, 55-220 Jelcz - Laskowice.

Wody opadowe z projektowanej kanalizacji deszczowej zostaną odprowadzone do rowu melioracyjnego przebiegającego przez działki o nr ew. 2 i 3/39 AM-58, obręb Laskowice

Istniejący teren zajmowany pod planowaną inwestycję stanowią drogi o nawierzchni z płyt betonowych drogowych (ul. Świętochowskiego, ul. Parkowa, część ul. Łąkowej) oraz drogi gruntowe wzmocnione kruszywem (ul. Tymienieckiego, ul. Żurawskiego, ul. Słoneczna, część ul. Łąkowej).

Omawiane drogi są drogami jednojezdniowymi, będącymi dojazdami do przyległych domostw, do Szkoły Podstawowej oraz do boiska sportowego.

W chwili obecnej jedynie część ul. Świętochowskiego (od skrzyżowania z ul. W. Witosa do skrzyżowania z ul. Parkową) posiada odwodnienie drogowe. Pozostałe ulice nie posiadają kanalizacji deszczowej.

W pasie drogowym znajduje się uzbrojenie podziemne w postaci:

- kanalizacji sanitarnej
- sieci wodociągowej
- sieci telekomunikacyjnej
- sieci energetycznej
- trwają prace związane z układaniem sieci gazowej

5. Odwodnienie ulicy

5.1 Koncepcja odwodnienia

Projekt przewiduje budowę nowej oraz przebudowę istniejącej sieci kanalizacji deszczowej.

Na ul. Świętochowskiego przewidziano likwidację istniejącej i zaprojektowanie w jej miejsce nowej kanalizacji deszczowej.

Odwodnienie ulicy projektuje się w postaci kanalizacji burzowej poprzez system wpustów ulicznych, przykanalików, studni rewizyjnych i kolektorów z odprowadzeniem wód opadowych do istniejącego rowu.

Z uwagi na charakter odwadnianego terenu wody mogą być zanieczyszczone piaskiem, gruntem, liśćmi. W celu zabezpieczenia projektowanej kanalizacji przed zamulaniem projektuje się wszystkie wloty burzowe z osadnikami o głębokości min. 0,50m.

Przed spływem wód opadowych do rowu zostaną one przeprowadzone przez osadnik szlamu oraz separator lamelowy.

Projektowany osadnik służy do zatrzymania zawieszin z wód deszczowych i zabezpiecza separator lamelowy przed szybkim zamuleniem.

Projektowany separator służy do oddzielenia substancji ropopochodnych z wód deszczowych przed wprowadzeniem ich do istniejącego rowu.

Szczegóły dotyczące lokalizacji odwadnianego terenu i poszczególnych elementów odwodnienia oraz miejsca odprowadzenia wód opadowych podano na rys. nr O-2 – Plan sytuacyjny – odwodnienie dróg.

Profile podłużne projektowanych kolektorów deszczowych przedstawiono na rys. nr O-3.1 – O-3.4 – Profile podłużne kolektora deszczowego.

5.2 Obliczenie ilości wód opadowych

Wody opadowe są to wody pochodzące z opadów atmosferycznych - deszcz, śnieg po stopieniu.

Ilości spływu wód opadowych oblicza się ze wzoru:

$$Q = F \cdot q \cdot \psi$$

gdzie:

F - powierzchnia odwadnianego terenu (ha)
q - natężenie deszczu miarodajnego [dm³/(sxha)]
ψ - współczynnika spływu wód opadowych

Do obliczeń przyjęto następujące wartości:

• natężenie deszczu miarodajnego - q

$$q = A / t^{0,667}$$

gdzie:

q - natężenie deszczu miarodajnego [dm³/(sxha)]
A - współczynnik zależny od prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu oraz średniej rocznej wysokości opadu
t – czas trwania deszczu (min)

Na podstawie wielolecia 1901 – 2000 średniorocznych opadów dla rejonu Wrocławia wynoszących 583mm, przyjęto prawdopodobieństwo pojawienia się deszczu p [%] równe 50 dla A = 592 mm. Przyjęto czas trwania deszczu - 10 min.

$$q = A / t^{0,667} = 592 / 10^{0,667} = 592 / 4,645 = 127,45 = 128 \text{ [dm}^3\text{/(sxha)]}$$

• współczynnik spływu wód opadowych - ψ

Do obliczeń przyjęto współczynnik spływu wód opadowych ψ o następujących wartościach:

- dla dróg asfaltowych - ψ = 0,9
- dla dróg, chodników, zjazdów i poboczy z kostki betonowej brukowej – ψ = 0,8
- dla pasów zieleni - ψ = 0,15
- dla dachów budynków - ψ = 1,0

W celu obliczenia przepustowości poszczególnych fragmentów kanalizacji deszczowej sieć została podzielona na odcinki – od W1 – do W12.

5.2.1 Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W1

Do miejsca oznaczonego na planie odwodnienia symbolem W1 spływają wody opadowe z następujących zlewni:

- wody opadowe z części ul. Świętochowskiego (od skrzyżowania z ul. W. Witosa do skrzyżowania z ul. Parkową) - Q_1 :
 - nawierzchnia bitumiczna (jezdnia) – $115m^2$
 - nawierzchnia z kostki betonowej brukowej i z kostki kamiennej (jezdnia, chodniki, zjazdy, zatoka autobusowa, miejsca postojowe, pobocze utwardzone) – $4630m^2$
 - nawierzchnia trawiasta (pasy zieleni) - $70m^2$
 - dach budynku (szkoła) - $1250m^2$

$$Q_1 = 128 \times (0,0115 \times 0,9 + 0,4630 \times 0,8 + 0,0070 \times 0,15 + 0,1250 \times 1,0) = 64,9 \text{ l/s}$$

- wody opadowe z ul. Parkowej (od skrzyżowania z ul. Łąkową do skrzyżowania z ul. Świętochowskiego) - Q_2 :
 - nawierzchnia z kostki betonowej brukowej i z kostki kamiennej (jezdnia, chodniki, zjazdy, pobocze utwardzone) – $1940m^2$
 - nawierzchnia trawiasta (pasy zieleni) - $430m^2$

$$Q_2 = 128 \times (0,1940 \times 0,8 + 0,0430 \times 0,15) = 20,7 \text{ l/s}$$

Sumaryczna ilość wód spływająca do W1 wynosi:

$$Q_{W1} = Q_1 + Q_2 = 64,9 + 20,7 = 85,6 \text{ l/s}$$

5.2.2 Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W2

Do miejsca oznaczonego na planie odwodnienia symbolem W2 spływają wody opadowe z następujących zlewni:

- sumaryczna ilość wód spływająca do W1 - $Q_{W1} = 85,6 \text{ l/s}$
- wody opadowe z ul. Świętochowskiego (od skrzyżowania z ul. Parkową do skrzyżowania z ul. Słoneczną) - Q_1 :
 - nawierzchnia z kostki betonowej brukowej (jezdnia, chodniki, dojścia, zjazdy) – $855m^2$

$$Q_1 = 128 \times 0,0855 \times 0,8 = 8,8 \text{ l/s}$$

- wody opadowe z ul. Słonecznej - Q_2 :
 - nawierzchnia z kostki betonowej brukowej (jezdnia, chodniki, dojścia, zjazdy) – $1725m^2$
 - nawierzchnia trawiasta (pasy zieleni) - $300m^2$

$$Q_2 = 128 \times (0,1725 \times 0,8 + 0,0300 \times 0,15) = 18,2 \text{ l/s}$$

Sumaryczna ilość wód spływająca do W2 wynosi:

$$Q_{W2} = Q_{W1} + Q_1 + Q_2 = 85,6 + 8,8 + 18,2 = 112,6 \text{ l/s}$$

5.2.3 Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W3

Do miejsca oznaczonego na planie odwodnienia symbolem W3 spływają wody opadowe z następujących zlewni:

ODWODNIENIE DRÓG

- sumaryczna ilość wód spływająca do W2 - $Q_{W2} = 112,6$ l/s
- wody opadowe z ul. Świętochowskiego (od skrzyżowania z ul. Słoneczną do skrzyżowania z ul. Żurawskiego) - Q_1 :
 - nawierzchnia z kostki betonowej brukowej (jezdnia, chodniki, dojścia, zjazdy) – 1165m^2
 - nawierzchnia trawiasta (pasy zieleni) - 30m^2

$$Q_1 = 128 \times (0,1165 \times 0,8 + 0,0030 \times 0,15) = 12,0 \text{ l/s}$$

- wody opadowe z ul. Żurawskiego - Q_2 :
 - nawierzchnia z kostki betonowej brukowej (jezdnia, chodniki, dojścia, zjazdy) – 1670m^2
 - nawierzchnia trawiasta (pasy zieleni) - 205m^2

$$Q_2 = 128 \times (0,1670 \times 0,8 + 0,0205 \times 0,15) = 17,5 \text{ l/s}$$

Sumaryczna ilość wód spływająca do W3 wynosi:

$$Q_{W3} = Q_{W2} + Q_1 + Q_2 = 112,6 + 12,0 + 17,5 = 142,1 \text{ l/s}$$

5.2.4 Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W4

Do miejsca oznaczonego na planie odwodnienia symbolem W3 spływają wody opadowe z następujących zlewni:

- sumaryczna ilość wód spływająca do W3 - $Q_{W3} = 142,1$ l/s
- wody opadowe z ul. Świętochowskiego (od skrzyżowania z ul. Żurawskiego do skrzyżowania z ul. Listowskiego) - Q_1 :
 - nawierzchnia z kostki betonowej brukowej (jezdnia, chodniki, dojścia, zjazdy) – 485m^2
 - nawierzchnia trawiasta (pasy zieleni) - 40m^2

$$Q_1 = 128 \times (0,0485 \times 0,8 + 0,0040 \times 0,15) = 5 \text{ l/s}$$

Sumaryczna ilość wód spływająca do W4 wynosi:

$$Q_{W4} = Q_{W3} + Q_1 = 142,1 + 5 = 147,1 \text{ l/s}$$

5.2.5 Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W5

Do miejsca oznaczonego na planie odwodnienia symbolem W5 spływają wody opadowe z następujących zlewni:

- sumaryczna ilość wód spływająca do W4 - $Q_{W4} = 147,1$ l/s
- wody opadowe z ul. Świętochowskiego (od skrzyżowania z ul. Listowskiego do skrzyżowania z ul. Tymienieckiego) - Q_1 :
 - nawierzchnia z kostki betonowej brukowej (jezdnia, chodniki, dojścia, zjazdy) – 385m^2
$$Q_1 = 128 \times 0,0385 \times 0,8 = 3,9 \text{ l/s}$$

Sumaryczna ilość wód spływająca do W5 wynosi:

$$Q_{W5} = Q_{W4} + Q_1 = 147,1 + 3,9 = 151,0 \text{ l/s}$$

5.2.6 Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W6

Do miejsca oznaczonego na planie odwodnienia symbolem W6 spływają wody opadowe z następujących zlewni:

- sumaryczna ilość wód spływająca do W5 - $Q_{W5} = 151,0$ l/s
- wody opadowe ze skrzyżowania ul. Świętochowskiego z ul. Tymienieckiego - Q_1 :
 - nawierzchnia z kostki betonowej brukowej (jezdnia, chodniki, dojścia, zjazdy) – 345m^2
 - nawierzchnia trawiasta (pasy zieleni) - 30m^2

$$Q_1 = 128 \times (0,0345 \times 0,8 + 0,0030 \times 0,15) = 3,6 \text{ l/s}$$

Sumaryczna ilość wód spływająca do W6 wynosi:

$$Q_{W6} = Q_{W5} + Q_1 = 151,0 + 3,6 = 154,6 \text{ l/s}$$

5.2.7 Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W7

Do miejsca oznaczonego na planie odwodnienia symbolem W7 spływają wody opadowe z następujących zlewni:

- wody opadowe z części ul. Łąkowej (od skrzyżowania z ul. Parkową do skrzyżowania z ul. Zieloną) - Q_1 :
 - nawierzchnia z kostki betonowej brukowej i z kostki kamiennej (jezdnia, chodniki, zjazdy, pobocze utwardzone) – 285m^2
 - nawierzchnia trawiasta (pasy zieleni) - 85m^2

$$Q_1 = 128 \times (0,0285 \times 0,8 + 0,0085 \times 0,15) = 3,1 \text{ l/s}$$

5.2.8 Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W8

Do miejsca oznaczonego na planie odwodnienia symbolem W8 spływają wody opadowe z następujących zlewni:

- sumaryczna ilość wód spływająca do W7 - $Q_{W7} = 3,1$ l/s
- wody opadowe z ul. Łąkowej (od skrzyżowania z ul. Zieloną do skrzyżowania z drogą boczną) - Q_1 :
 - nawierzchnia z kostki betonowej brukowej (jezdnia, chodniki, dojścia, zjazdy) – 475m^2
 - nawierzchnia trawiasta (pasy zieleni) - 70m^2

$$Q_1 = 128 \times (0,0475 \times 0,8 + 0,0070 \times 0,15) = 5 \text{ l/s}$$

Sumaryczna ilość wód spływająca do W8 wynosi:

$$Q_{W8} = Q_{W7} + Q_1 = 3,1 + 5 = 8,1 \text{ l/s}$$

5.2.9 Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W9

Do miejsca oznaczonego na planie odwodnienia symbolem W9 spływają wody opadowe z następujących zlewni:

- sumaryczna ilość wód spływająca do W8 - $Q_{W8} = 8,1$ l/s

- wody opadowe z ul. Łąkowej (od skrzyżowania z drogą boczną do miejsca W9) - Q_1 :
 - nawierzchnia z kostki betonowej brukowej (jezdnia, chodniki, dojścia, zjazdy) – 1060m²
 - nawierzchnia trawiasta (pasy zieleni) - 580m²

$$Q_1 = 128 \times (0,1060 \times 0,8 + 0,0580 \times 0,15) = 12 \text{ l/s}$$

Sumaryczna ilość wód spływająca do W9 wynosi:

$$Q_{W9} = Q_{W8} + Q_1 = 8,1 + 12 = 20,1 \text{ l/s}$$

5.2.10 Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W10

Do miejsca oznaczonego na planie odwodnienia symbolem W10 spływają wody opadowe z następujących zlewni:

- sumaryczna ilość wód spływająca do W9 - $Q_{W9} = 20,1 \text{ l/s}$
- sumaryczna ilość wód spływająca do W6 - $Q_{W6} = 154,6 \text{ l/s}$
- wody opadowe z ul. Łąkowej (od miejsca W9 do miejsca W10) - Q_1 :
 - nawierzchnia z kostki betonowej brukowej (jezdnia, chodniki, dojścia, zjazdy) – 855m²
 - nawierzchnia trawiasta (pasy zieleni) - 515m²

$$Q_1 = 128 \times (0,0855 \times 0,8 + 0,0515 \times 0,15) = 9,7 \text{ l/s}$$

- wody opadowe z ul. Tymienieckiego (od W6 do W10) - Q_2 :
 - nawierzchnia z kostki betonowej brukowej (jezdnia, chodniki, dojścia, zjazdy) – 1515m²
 - nawierzchnia trawiasta (pasy zieleni) - 260m²

$$Q_2 = 128 \times (0,1515 \times 0,8 + 0,0260 \times 0,15) = 16,0 \text{ l/s}$$

Sumaryczna ilość wód spływająca do W10 wynosi:

$$Q_{W10} = Q_{W9} + Q_{W6} + Q_1 + Q_2 = 20,1 + 154,6 + 9,7 + 16 = 200,4 \text{ l/s}$$

5.2.11 Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W11

Do miejsca oznaczonego na planie odwodnienia symbolem W11 spływają wody opadowe z następujących zlewni:

- sumaryczna ilość wód spływająca do W10 - $Q_{W10} = 200,4 \text{ l/s}$
- wody opadowe z ul. Łąkowej (od miejsca W10 do miejsca W11) - Q_1 :
 - nawierzchnia z kostki betonowej brukowej (jezdnia, chodniki, dojścia, zjazdy) – 1415m²
 - nawierzchnia trawiasta (pasy zieleni) - 970m²

$$Q_1 = 128 \times (0,1415 \times 0,8 + 0,0970 \times 0,15) = 16,3 \text{ l/s}$$

Sumaryczna ilość wód spływająca do W11 wynosi:

$$Q_{W11} = Q_{W10} + Q_1 = 200,4 + 16,3 = 216,7 \text{ l/s}$$

5.2.12 Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W12

Do miejsca oznaczonego na planie odwodnienia symbolem W12 (miejsce włączenia projektowanej kanalizacji deszczowej do rowu) spływają wody opadowe z następujących zlewni:

- sumaryczna ilość wód spływająca do W11 - $Q_{W11} = 216,7$ l/s

Sumaryczna ilość wód spływająca do W12 wynosi:

$$Q_{W12} = Q_{W11} = 216,7 \text{ l/s} = 217 \text{ l/s}$$

6. PRZEPUSTOWOŚĆ PROJEKTOWANYCH URZĄDZEŃ ODWADNIAJĄCYCH

6.1 Przepustowości projektowanego kolektora

Przepustowość kanałów, całkowicie wypełnionych wodą, można obliczyć ze wzoru Darcy'ego – Weisbacha i Colebrooka – White'a w postaci:

$$Q = 6,958 \log \left(\frac{0,741}{10^6 d \sqrt{di}} + \frac{k}{3,710d} \right) d^2 \sqrt{di}$$

gdzie:

- Q - przepustowość kanału (l/s)
- k - współczynniki chropowatości ścianek kanału $k = 0,4$ dla ścieków deszczowych
- d - wewnętrzna średnica kolektora (m)
- i – jednostkowy spadek ciśnienia

Do obliczeń przepustowości kanału wykorzystano nomogram opracowany w oparciu o powyższe równanie przedstawiony na rys. nr 12

6.1.1 Kolektor na ul. Świętochowskiego (od skrzyżowania z ul. W. Witosa do skrzyżowania z ul. Parkową)

Na ul. Świętochowskiego (od skrzyżowania z ul. Witosa do skrzyżowania z ul. Parkową) projektuje się kolektor z rur dwuściennych o średnicy wewnętrznej 300mm i pochyleniu podłużnym równym 0,6%. Największy przepływ występuje na wylocie budowanego odcinka kolektora – w miejscu oznaczonym na planie odwodnienia symbolem W1.

Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W1 z omawianego odcinka ul. Świętochowskiego wynosi – 64,9l/s

Dane do obliczeń hydraulicznych:

- współczynnik chropowatości kanału : $k = 0,4$
- pochylenie podłużne kolektora: $i = 0,6\%$
- średnica rury kolektora: $d = 300\text{mm}$,

Ustalona w oparciu o nomogram przepustowość kolektora wynosi: $Q_p = 90\text{l/s}$
Obliczeniowa prędkość przepływu wynosi około **1,05m/s**.

Określona przepustowość kanalizacji jest większa od obliczonych wielkości wód opadowych (**64,9 l/s**) i wystarcza do bezpiecznego ich przeprowadzenia.

Ponieważ w przyszłości będzie możliwa rozbudowa kanalizacji deszczowej w rejonie zatok postojowych, w związku z powyższym od studni nr S11 do S13 zwiększono średnicę kolektora z 300mm na 400mm

6.1.2 Kolektor na ul. Parkowej

Na ul. Parkowej projektuje się kolektor z rur dwuciennych o średnicy wewnętrznej 300mm i pochyleniu podłużnym równym 0,4%. Największy przepływ występuje na wylocie budowanego odcinka kolektora – w miejscu oznaczonym na planie odwodnienia symbolem W1.

Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W1 z ul. Parkowej wynosi – 20,7 l/s

Dane do obliczeń hydraulicznych:

- współczynnik chropowatości kanału : $k = 0,4$
- pochylenie podłużne kolektora: $i = 0,4\%$
- średnica rury kolektora: $d = 300\text{mm}$,

Ustalona w oparciu o nomogram przepustowość kolektora wynosi: $Q_p = 73\text{l/s}$
Obliczeniowa prędkość przepływu wynosi około **1,05m/s**.

Określona przepustowość kanalizacji jest większa od obliczonych wielkości wód opadowych (20,7 l/s) i wystarcza do bezpiecznego ich przeprowadzenia.

6.1.3 Kolektor na ul. Świętochowskiego – od skrzyżowania z ul. Parkową do skrzyżowania z ul. Słoneczną

Na ul. Świętochowskiego od skrzyżowania z ul. Parkową do skrzyżowania z ul. Słoneczną projektuje się kolektor z rur dwuciennych o średnicy wewnętrznej 400mm i pochyleniu podłużnym równym 0,6%. Największy przepływ występuje na wylocie budowanego odcinka kolektora – w miejscu oznaczonym na planie odwodnienia symbolem W2.

Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W2 z ul. Świętochowskiego wynosi:

$$Q = Q_1 + Q_2 = 85,6 + 8,8 = 94,4 \text{ l/s}$$

gdzie:

Q_1 – ilość wód opadowych dopływająca do W1 - Q_{w1} (l/s)

Q_2 – ilość wód opadowych spływająca z ul. Świętochowskiego (od skrzyżowania z ul. Parkową do skrzyżowania z ul. Słoneczną) (l/s)

Dane do obliczeń hydraulicznych:

- współczynnik chropowatości kanału : $k = 0,4$
- pochylenie podłużne kolektora: $i = 0,6\%$
- średnica rury kolektora: $d = 400\text{mm}$,

Ustalona w oparciu o nomogram przepustowość kolektora wynosi: $Q_p = 195\text{l/s}$
Obliczeniowa prędkość przepływu wynosi około **1,55m/s**.

Określona przepustowość kanalizacji jest większa od obliczonych wielkości wód opadowych (94,4 l/s) i wystarcza do bezpiecznego ich przeprowadzenia.

6.1.4 Kolektor na ul. Słonecznej

Na ul. Słonecznej projektuje się kolektor z rur dwuciennych o średnicy wewnętrznej 300mm i pochyleniu podłużnym równym 0,6%. Największy przepływ występuje na wylocie budowanego odcinka kolektora – w miejscu oznaczonym na planie odwodnienia symbolem W2.

Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W2 z ul. Słonecznej wynosi – 18,2 l/s

Dane do obliczeń hydraulicznych:

- współczynnik chropowatości kanału : $k = 0,4$
- pochylenie podłużne kolektora: $i = 0,6\%$
- średnica rury kolektora: $d = 300\text{mm}$,

Ustalona w oparciu o nomogram przepustowość kolektora wynosi: $Q_p = 90\text{l/s}$

Obliczeniowa prędkość przepływu wynosi około **1,05m/s**.

Określona przepustowość kanalizacji jest większa od obliczonych wielkości wód opadowych (18,2 l/s) i wystarcza do bezpiecznego ich przeprowadzenia.

6.1.5 Kolektor na ul. Świętochowskiego – od skrzyżowania z ul. Słoneczną do skrzyżowania z ul. Żurawskiego (W3)

Na ul. Świętochowskiego od skrzyżowania z ul. Słoneczną do skrzyżowania z ul. Żurawskiego projektuje się kolektor z rur dwuciennych o średnicy wewnętrznej 400mm i pochyleniu podłużnym równym 0,6%. Największy przepływ występuje na wylocie budowanego odcinka kolektora – w miejscu oznaczonym na planie odwodnienia symbolem W3.

Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W3 z ul. Świętochowskiego wynosi:

$$Q = Q_1 + Q_2 = 112,6 + 12,0 = 124,6 \text{ l/s}$$

gdzie:

Q_1 – ilość wód opadowych dopływająca do W2 - Q_{w2} (l/s)

Q_2 – ilość wód opadowych spływająca z ul. Świętochowskiego (od skrzyżowania z ul. Słoneczną do skrzyżowania z ul. Żurawskiego) (l/s)

Dane do obliczeń hydraulicznych:

- współczynnik chropowatości kanału : $k = 0,4$
- pochylenie podłużne kolektora: $i = 0,6\%$
- średnica rury kolektora: $d = 400\text{mm}$,

Ustalona w oparciu o nomogram przepustowość kolektora wynosi: $Q_p = 195\text{l/s}$

Obliczeniowa prędkość przepływu wynosi około **1,55m/s**.

Określona przepustowość kanalizacji jest większa od obliczonych wielkości wód opadowych (124,6 l/s) i wystarcza do bezpiecznego ich przeprowadzenia.

6.1.6 Kolektor na ul. Żurawskiego

Na ul. Żurawskiego projektuje się kolektor z rur dwuciennych o średnicy wewnętrznej 300mm i pochyleniu podłużnym równym 0,5%. Największy przepływ występuje na wylocie budowanego odcinka kolektora – w miejscu oznaczonym na planie odwodnienia symbolem W3.

Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W3 z ul. Żurawskiego wynosi – 17,5 l/s

Dane do obliczeń hydraulicznych:

- współczynnik chropowatości kanału : $k = 0,4$
- pochylenie podłużne kolektora: $i = 0,5\%$
- średnica rury kolektora: $d = 300\text{mm}$,

Ustalona w oparciu o nomogram przepustowość kolektora wynosi: $Q_p = 82\text{l/s}$

Obliczeniowa prędkość przepływu wynosi około **1,2m/s**.

Określona przepustowość kanalizacji jest większa od obliczonych wielkości wód opadowych (17,5 l/s) i wystarcza do bezpiecznego ich przeprowadzenia.

6.1.7 Kolektor na ul. Świętochowskiego – od skrzyżowania z ul. Żurawskiego do skrzyżowania z ul. Listowskiego (W4)

Na ul. Świętochowskiego od skrzyżowania z ul. Żurawskiego do skrzyżowania z ul. Listowskiego projektuje się kolektor z rur dwuściennych o średnicy wewnętrznej 400mm i pochyleniu podłużnym równym 0,5%. Największy przepływ występuje na wylocie budowanego odcinka kolektora – w miejscu oznaczonym na planie odwodnienia symbolem W4.

Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W4 z ul. Świętochowskiego wynosi:

$$Q = Q_1 + Q_2 = 142,1 + 5 = 147,1 \text{ l/s}$$

gdzie:

Q_1 – ilość wód opadowych dopływająca do W3 - Q_{w3} (l/s)

Q_2 – ilość wód opadowych spływająca z ul. Świętochowskiego (od skrzyżowania z ul. Żurawskiego do skrzyżowania z ul. Listowskiego) (l/s)

Dane do obliczeń hydraulicznych:

- współczynnik chropowatości kanału : $k = 0,4$
- pochylenie podłużne kolektora: $i = 0,5\%$
- średnica rury kolektora: $d = 400\text{mm}$,

Ustalona w oparciu o nomogram przepustowość kolektora wynosi: $Q_p = 180\text{l/s}$
Obliczeniowa prędkość przepływu wynosi około **1,4m/s**.

Określona przepustowość kanalizacji jest większa od obliczonych wielkości wód opadowych (147,1 l/s) i wystarcza do bezpiecznego ich przeprowadzenia.

6.1.8 Kolektor na ul. Świętochowskiego – od skrzyżowania z ul. Listowskiego do skrzyżowania z ul. Tymienieckiego (W5)

Na ul. Świętochowskiego od skrzyżowania z ul. Listowskiego do skrzyżowania z ul. Tymienieckiego projektuje się kolektor z rur dwuściennych o średnicy wewnętrznej 500mm i pochyleniu podłużnym równym 0,5%. Największy przepływ występuje na wylocie budowanego odcinka kolektora – w miejscu oznaczonym na planie odwodnienia symbolem W5.

Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W5 z ul. Świętochowskiego wynosi:

$$Q = Q_1 + Q_2 = 147,1 + 3,9 = 151,0 \text{ l/s}$$

gdzie:

Q_1 – ilość wód opadowych dopływająca do W4 - Q_{w4} (l/s)

Q_2 – ilość wód opadowych spływająca z ul. Świętochowskiego (od skrzyżowania z ul. Listowskiego do skrzyżowania z ul. Tymienieckiego) (l/s)

Dane do obliczeń hydraulicznych:

- współczynnik chropowatości kanału : $k = 0,4$
- pochylenie podłużne kolektora: $i = 0,5\%$
- średnica rury kolektora: $d = 500\text{mm}$,

Ustalona w oparciu o nomogram przepustowość kolektora wynosi: $Q_p = 310 \text{ l/s}$
Obliczeniowa prędkość przepływu wynosi około **1,6m/s**.

Określona przepustowość kanalizacji jest większa od obliczonych wielkości wód opadowych (151,0 l/s) i wystarcza do bezpiecznego ich przeprowadzenia.

W przyszłości możliwe będzie również odprowadzenie do projektowanego kolektora deszczowego wód opadowych z ul. Listowskiego (około 15 l/s) i ul. Kowalińskiego (około 40 l/s) – łącznie dodatkowe ulice – 55 l/s

6.1.9 Kolektor na skrzyżowaniu ul. Świętochowskiego z ul. Tymienieckiego (odcinek między W5 i W6)

Na skrzyżowaniu ul. Świętochowskiego z ul. Tymienieckiego projektuje się kolektor z rur dwuściennych o średnicy wewnętrznej 600mm i pochyleniu podłużnym równym 0,5%. Największy przepływ występuje na wylocie budowanego odcinka kolektora – w miejscu oznaczonym na planie odwodnienia symbolem W6.

Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W6 wynosi:

$$Q = Q_1 + Q_2 = 151,0 + 3,6 = 154,6 \text{ l/s}$$

gdzie:

Q_1 – ilość wód opadowych dopływająca do W5 - Q_{W5} (l/s)

Q_2 – ilość wód opadowych spływająca ze skrzyżowania ul. Świętochowskiego z ul. Tymienieckiego (l/s)

Dane do obliczeń hydraulicznych:

- współczynnik chropowatości kanału : $k = 0,4$
- pochylenie podłużne kolektora: $i = 0,3\%$
- średnica rury kolektora: $d = 600\text{mm}$,

Ustalona w oparciu o nomogram przepustowość kolektora wynosi: $Q_p = 390\text{l/s}$
Obliczeniowa prędkość przepływu wynosi około **1,4m/s**.

Określona przepustowość kanalizacji jest większa od obliczonych wielkości wód opadowych (164,6 l/s) i wystarcza do bezpiecznego ich przeprowadzenia.

W przyszłości możliwe będzie również odprowadzenie do projektowanego kolektora deszczowego wód opadowych z ul. Listowskiego (około 15 l/s), ul. Kowalińskiego (około 40 l/s), ul. Tymienieckiego (od skrzyżowania z ul. Świętochowskiego do skrzyżowania z ul. Oleśnicką – około 30 l/s), ul. Biskupskiego (około 15 l/s) , ul. Tołpy (około 15 l/s) oraz części ul. Ziołowej (około 10 l/s) – łącznie dodatkowe ulice – 125 l/s

6.1.10 Kolektor na ul. Łąkowej - od skrzyżowania z ul. Parkową do skrzyżowania z ul. Zieloną (W7)

Na ul. Łąkowej od skrzyżowania z ul. Parkową do skrzyżowania z ul. Zieloną projektuje się kolektor z rur dwuściennych o średnicy wewnętrznej 400mm i pochyleniu podłużnym równym 0,75%. Największy przepływ występuje na wylocie budowanego odcinka kolektora – w miejscu oznaczonym na planie odwodnienia symbolem W7.

Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W7 z omawianego odcinka ul. Łąkowej wynosi – 3,1l/s

Dane do obliczeń hydraulicznych:

- współczynnik chropowatości kanału : $k = 0,4$
- pochylenie podłużne kolektora: $i = 0,75\%$
- średnica rury kolektora: $d = 400\text{mm}$,

Ustalona w oparciu o nomogram przepustowość kolektora wynosi: $Q_p = 210 \text{ l/s}$
Obliczeniowa prędkość przepływu wynosi około $1,7 \text{ m/s}$.

Określona przepustowość kanalizacji jest większa od obliczonych wielkości wód opadowych ($3,1 \text{ l/s}$) i wystarcza do bezpiecznego ich przeprowadzenia.

W przyszłości możliwe będzie odprowadzenie do projektowanego kolektora deszczowego wód opadowych z pozostałego odcinka ul. Parkowej (około 50 l/s)

6.1.11 Kolektor na ul. Łąkowej - od skrzyżowania z ul. Zieloną do skrzyżowania z drogą boczną (W8)

Na ul. Łąkowej od skrzyżowania z ul. Zieloną do skrzyżowania z drogą boczną projektuje się kolektor z rur dwuciennych o średnicy wewnętrznej 500 mm i pochyleniu podłużnym równym $0,75\%$. Największy przepływ występuje na wylocie budowanego odcinka kolektora – w miejscu oznaczonym na planie odwodnienia symbolem W8.

Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W8 wynosi:

$$Q = Q_1 + Q_2 = 3,1 + 5,0 = 8,1 \text{ l/s}$$

gdzie:

Q_1 – ilość wód opadowych dopływająca do W7 - Q_{w7} (l/s)

Q_2 – ilość wód opadowych spływająca z ul. Łąkowej (od skrzyżowania z ul. Zieloną do skrzyżowania z drogą boczną) (l/s)

Dane do obliczeń hydraulicznych:

- współczynnik chropowatości kanału : $k = 0,4$
- pochylenie podłużne kolektora: $i = 0,75\%$
- średnica rury kolektora: $d = 500 \text{ mm}$,

Ustalona w oparciu o nomogram przepustowość kolektora wynosi: $Q_p = 390 \text{ l/s}$
Obliczeniowa prędkość przepływu wynosi około $1,9 \text{ m/s}$.

Określona przepustowość kanalizacji jest większa od obliczonych wielkości wód opadowych ($8,1 \text{ l/s}$) i wystarcza do bezpiecznego ich przeprowadzenia.

W przyszłości możliwe będzie odprowadzenie do projektowanego kolektora deszczowego wód opadowych z pozostałego odcinka ul. Parkowej (około 50 l/s), z ul. Zielonej (około 20 l/s), z ul. Mlecznej (około 24 l/s) oraz z części ul. Folwarcznej (około 30 l/s) – łącznie dodatkowe ulice – 124 l/s

6.1.12 Kolektor na ul. Łąkowej - od skrzyżowania z drogą boczną (W8) do skrzyżowania z ul. Żurawskiego (W9)

Na ul. Łąkowej od skrzyżowania z drogą boczną (W8) do miejsca W9 projektuje się kolektor z rur dwuciennych o średnicy wewnętrznej 600 mm i pochyleniu podłużnym równym $1,2\%$. Największy przepływ występuje na wylocie budowanego odcinka kolektora – w miejscu oznaczonym na planie odwodnienia symbolem W9.

Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W9 wynosi:

$$Q = Q_1 + Q_2 = 8,1 + 12,0 = 20,1 \text{ l/s}$$

gdzie:

Q_1 – ilość wód opadowych dopływająca do W8 - Q_{w8} (l/s)

Q_2 – ilość wód opadowych spływająca z ul. Łąkowej (od skrzyżowania z drogą boczną do miejsca W9) (l/s)

Dane do obliczeń hydraulicznych:

- współczynnik chropowatości kanału : $k = 0,4$
- pochylenie podłużne kolektora: $i = 1,2\%$
- średnica rury kolektora: $d = 600\text{mm}$,

Ustalona w oparciu o nomogram przepustowość kolektora wynosi: $Q_p = 750\text{l/s}$
Obliczeniowa prędkość przepływu wynosi około $2,6\text{m/s}$.

Określona przepustowość kanalizacji jest większa od obliczonych wielkości wód opadowych ($20,1\text{ l/s}$) i wystarcza do bezpiecznego ich przeprowadzenia.

W przyszłości możliwe będzie odprowadzenie do projektowanego kolektora deszczowego wód opadowych z pozostałego odcinka ul. Parkowej (około 50 l/s), z ul. Zielonej (około 20 l/s), z ul. Mlecznej (około 24 l/s), z części ul. Folwarcznej (około 30 l/s) oraz z drogi bocznej (około 20 l/s) – łącznie dodatkowe ulice – 144 l/s

6.1.13 Kolektor na ul. Łąkowej - od skrzyżowania z ul. Żurawskiego (W9) do skrzyżowania z ul. Tymienieckiego (W10)

Na ul. Łąkowej od skrzyżowania z ul. Żurawskiego (W9) do skrzyżowania z ul. Tymienieckiego (W10) projektuje się kolektor z rur dwuciennych o średnicy wewnętrznej 600mm i pochyleniu podłużnym od $0,3$ do $2,4\%$. Największy przepływ występuje na wylocie budowanego odcinka kolektora – w miejscu oznaczonym na planie odwodnienia symbolem W10.

Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W10 z ul. Łąkowej wynosi:

$$Q = Q_1 + Q_2 = 20,1 + 9,7 = 29,8\text{ l/s}$$

gdzie:

Q_1 – ilość wód opadowych dopływająca do W9 - Q_{w9} (l/s)

Q_2 – ilość wód opadowych spływająca z ul. Łąkowej (od miejsca W9 do miejsca W10) (l/s)

Dane do obliczeń hydraulicznych:

- współczynnik chropowatości kanału : $k = 0,4$
- pochylenie podłużne kolektora: $i = 1,2\%$
- średnica rury kolektora: $d = 600\text{mm}$,

Ustalona w oparciu o nomogram przepustowość kolektora wynosi: $Q_p = 750\text{l/s}$
Obliczeniowa prędkość przepływu wynosi około $2,6\text{m/s}$.

Określona przepustowość kanalizacji jest większa od obliczonych wielkości wód opadowych ($29,8\text{ l/s}$) i wystarcza do bezpiecznego ich przeprowadzenia.

W przyszłości możliwe będzie odprowadzenie do projektowanego kolektora deszczowego wód opadowych z pozostałego odcinka ul. Parkowej (około 50 l/s), z ul. Zielonej (około 20 l/s), z ul. Mlecznej (około 24 l/s), z części ul. Folwarcznej (około 30 l/s) oraz z drogi bocznej (około 20 l/s) – łącznie dodatkowe ulice – 144 l/s

6.1.14 Kolektor na ul. Tymienieckiego (odcinek między W6 i W10)

Na ul. Tymienieckiego projektuje się kolektor z rur dwuciennych o średnicy wewnętrznej 600mm i pochyleniu podłużnym równym $0,3\%$. Największy przepływ występuje na wylocie budowanego odcinka kolektora – w miejscu oznaczonym na planie odwodnienia symbolem W10.

Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W10 z ul. Tymienieckiego wynosi:

$$Q = Q_1 + Q_2 = 154,6 + 16,0 = 170,6 \text{ l/s}$$

gdzie:

Q_1 – ilość wód opadowych dopływająca do W6 - Q_{w6} (l/s)

Q_2 – ilość wód opadowych spływająca z ul. Tymienieckiego (l/s)

Dane do obliczeń hydraulicznych:

- współczynnik chropowatości kanału : $k = 0,4$
- pochylenie podłużne kolektora: $i = 0,3\%$
- średnica rury kolektora: $d = 600\text{mm}$,

Ustalona w oparciu o nomogram przepustowość kolektora wynosi: $Q_p = 390 \text{ l/s}$

Obliczeniowa prędkość przepływu wynosi około **1,4m/s**.

Określona przepustowość kanalizacji jest większa od obliczonych wielkości wód opadowych (**170,6 l/s**) i wystarcza do bezpiecznego ich przeprowadzenia.

W przyszłości możliwe będzie odprowadzenie do projektowanego kolektora deszczowego wód opadowych z ul. Listowskiego (około 15 l/s), ul. Kowalińskiego (około 40 l/s), ul. Tymienieckiego (od skrzyżowania z ul. Świętochowskiego do skrzyżowania z ul. Oleśnicką – około 30 l/s), ul. Biskupskiego (około 15 l/s) , ul. Tołpy (około 15 l/s) oraz części ul. Ziółowej (około 10 l/s) – łącznie dodatkowe ulice – 125 l/s

6.1.15 Kolektor na ul. Łąkowej - od skrzyżowania z ul. Tymienieckiego (W10) do miejsca W11

Na ul. Łąkowej od skrzyżowania z ul. Tymienieckiego (W10) do miejsca oznaczonego na planie odwodnienia W11 projektuje się kolektor z rur dwuściennych o średnicy wewnętrznej 800mm i pochyleniu podłużnym 0,25%. Największy przepływ występuje na wylocie budowanego odcinka kolektora – w miejscu oznaczonym na planie odwodnienia symbolem W11.

Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W11 wynosi:

$$Q = Q_1 + Q_2 = 200,4 + 16,3 = 216,7 \text{ l/s}$$

gdzie:

Q_1 – ilość wód opadowych dopływająca do W10 - Q_{w10} (l/s)

Q_2 – ilość wód opadowych spływająca z ul. Łąkowej (od miejsca W10 do miejsca W11) (l/s)

Dane do obliczeń hydraulicznych:

- współczynnik chropowatości kanału : $k = 0,4$
- pochylenie podłużne kolektora: $i = 0,25\%$
- średnica rury kolektora: $d = 800\text{mm}$,

Ustalona w oparciu o nomogram przepustowość kolektora wynosi: $Q_p = 800 \text{ l/s}$

Obliczeniowa prędkość przepływu wynosi około **1,5m/s**.

Określona przepustowość kanalizacji jest większa od obliczonych wielkości wód opadowych (**216,7 l/s**) i wystarcza do bezpiecznego ich przeprowadzenia.

W przyszłości możliwe będzie odprowadzenie do projektowanego kolektora deszczowego wód opadowych z ulic: ul. Listowskiego (około 15 l/s), ul. Kowalińskiego (około 40 l/s), ul. Tymienieckiego (od skrzyżowania z ul. Świętochowskiego do skrzyżowania z ul. Oleśnicką – około 30 l/s), ul. Biskupskiego (około 15 l/s) , ul. Tołpy (około 15 l/s), z całej ul. Ziółowej (około 20 l/s), z pozostałego odcinka ul. Parkowej (około 50 l/s), z ul. Zielonej

(około 20 l/s), z ul. Mlecznej (około 24 l/s), z części ul. Folwarcznej (około 30 l/s) oraz z drogi bocznej (około 20 l/s) – łącznie dodatkowe ulice – 279 l/s

6.1.16 Kolektor na ul. Łąkowej - od W11 do W12

Na ul. Łąkowej do miejsca oznaczonego na planie odwodnienia W11 do miejsca W12 projektuje się kolektor z rur dwuciennych o średnicy wewnętrznej 800mm i pochyleniu podłużnym 0,25%. Największy przepływ występuje na wylocie budowanego odcinka kolektora – w miejscu oznaczonym na planie odwodnienia symbolem W12.

Ilość wód opadowych spływająca do miejsca W12 wynosi:

$$Q = Q_1 = 216,7 \text{ l/s}$$

gdzie:

Q_1 – ilość wód opadowych dopływająca do W11 - Q_{W11} (l/s)

Dane do obliczeń hydraulicznych:

- współczynnik chropowatości kanału : $k = 0,4$
- pochylenie podłużne kolektora: $i = 0,25\%$
- średnica rury kolektora: $d = 800\text{mm}$,

Ustalona w oparciu o nomogram przepustowość kolektora wynosi: $Q_p = 800\text{l/s}$

Obliczeniowa prędkość przepływu wynosi około **1,5m/s**.

Określona przepustowość kanalizacji jest większa od obliczonych wielkości wód opadowych (**216,7 l/s**) i wystarcza do bezpiecznego ich przeprowadzenia.

W przyszłości możliwe będzie odprowadzenie do projektowanego kolektora deszczowego wód opadowych z ulic: ul. Listowskiego (około 15 l/s), ul. Kowalińskiego (około 40 l/s), ul. Tymienieckiego (od skrzyżowania z ul. Świętochowskiego do skrzyżowania z ul. Oleśnicką – około 30 l/s), ul. Biskupskiego (około 15 l/s) , ul. Tołpy (około 15 l/s), z całej ul. Ziołowej (około 20 l/s), z pozostałego odcinka ul. Parkowej (około 50 l/s), z ul. Zielonej (około 20 l/s), z ul. Mlecznej (około 24 l/s), z części ul. Folwarcznej (około 30 l/s) oraz z drogi bocznej (około 20 l/s) – łącznie dodatkowe ulice – 279 l/s

6.2 Obliczenie ilości wód pochodzących ze zlewni rowu

Dane wyjściowe:

$F_z = 0,55 \text{ km}^2$ - powierzchnia zlewni w przekroju obliczeniowym wylotu

$P = 0,60 \text{ m}$ - średni opad roczny

$\alpha = 0,25$ - współczynnik odpływu średniego rocznego dla terenów nizinnych

Obliczenia przepływów charakterystycznych wg Iszkowskiego

Przepływ średni roczny SQ :

$$Q_{sr} = 0,03171 \times \alpha \times P \times F_z$$
$$Q_{sr} = 0,03171 \times 0,25 \times 0,600 \times 0,55 = 0,0026 \text{ m}^3/\text{s}$$

Przepływ katastrofalny Q_4 :

$$Q_4 = c_w \times m \times P \times A$$

$F_z = 0,55 \text{ km}^2$ - powierzchnia zlewni w przekroju obliczeniowym wylotu

$P = 0,60 \text{ m}$ - średni opad roczny

$c_w = 0,030$ - dla nizin I zlewni kat. II

$m = 20$ - według Szowhenowa

$$Q_4 = 0,030 \times 20 \times 0,600 \times 0,55 = 0,198 \text{ m}^3/\text{s} = 200 \text{ l/s}$$

6.3 Przepustowość rowu przejmującego wody z projektowanego kolektora

Wody opadowe z projektowanej kanalizacji deszczowej po przejściu przez osadnik szlamu i separator lamelowy odprowadzone zostaną do istniejącego rowu znajdującego się na działce o nr ew. 3/39 i 2 AM-58.

Ilości wód opadowych jakie będą odprowadzane do rowu z przebudowywanych dróg wynoszą $Q = 217 \text{ l/s}$.

W chwili obecnej rów prowadzi wody z przyległych terenów. Ilość wód pochodząca ze zlewni rowu wynosi $Q = 200 \text{ l/s}$.

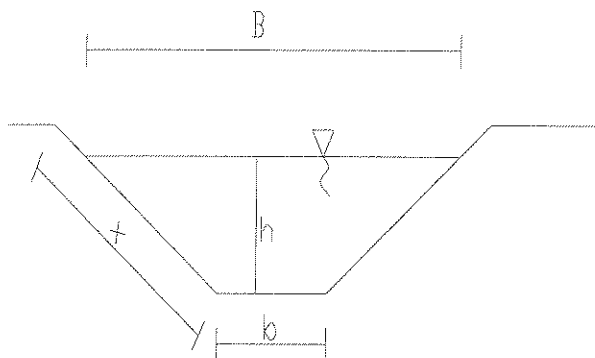
Całkowity przepływ wody w przypadku wystąpienia przepływów katastrofalnych (najbardziej niekorzystna sytuacja) w przekroju rowu w miejscu zrzutu wód opadowych z uwzględnieniem zrzutu projektowanym wylotem wyniesie:

$$Q_c = Q_4 + Q = 200 + 217 = 417 \text{ l/s} = 0,417 \text{ m}^3/\text{s}$$

6.3.1 Obliczenie przepustowości istniejącego rowu

Charakterystyka rowu:

- średnia głębokość rowu – 1,6m
- szerokość dna rowu – 1,0m
- spadek podłużny rowu – 0,5%
- nachylenie skarp rowu – 1 : 1,2



W obliczeniach wykorzystano wzory z Hydrauliki Jerzego Soboty, Tom I, Wydawnictwo Akademii Rolniczej we Wrocławiu, Wrocław 1994.

Poniższe obliczenia przeprowadzono dla maksymalnego napełnienia w rowie ($h=1,6 \text{ m}$).

$$U = b + 2x - \text{obwód zwilżony [m]}$$

$$U = 1,0 + 2 \times 2,50 = 6,00 \text{ m}$$

$$F = \frac{b + B}{2} \times h - \text{pole powierzchni [m}^2\text{]}$$

$$F = \frac{1,0 + 4,84}{2} \times 1,6 = 4,67 \text{ [m}^2\text{]}$$

ODWODNIENIE DRÓG

$$R_h = \frac{F}{U} - \text{promień hydrauliczny [m]}$$

$$R_h = \frac{4,67}{6,00} = 0,78 \text{ [m]}$$

$$v_{sr} = \frac{1}{n} \times (R_h)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} - \text{średnia prędkość przepływu} \left[\frac{\text{m}}{\text{s}}\right]$$

$$v_{sr} = \frac{1}{0,04} \times (0,78)^{\frac{2}{3}} \times 0,005^{\frac{1}{2}}$$

$$v_{sr} = 25 \times 0,85 \times 0,070$$

$$v_{sr} = 1,49 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}}\right]$$

$$Q = v_{sr} \times F - \text{przepływ w korycie rowu} \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right]$$

$$Q = 1,49 \times 4,67 = 6,96 \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right]$$

Maksymalny przepływ w korycie rowu przy założeniu maksymalnego napełnienia ($h=1,60\text{m}$) wynosi $6,96 \text{ m}^3/\text{s}$.

Obliczenie napełnienia w korycie rowu dla przepływu katastrofalnego z uwzględnieniem wód zrzucanych do rowu $Q=417 \text{ l/s}$.

Zestawienie wyników obliczeniowych dla poszczególnych wysokości napełnienia koryta rowu i odpowiadającym im przepływom zestawiono w poniższej tabeli. Dla przepływu $Q=417 \text{ l/s}$ bliskiemu przepływowi 429 l/s napełnienie koryta wynosi ok. $0,40 \text{ m}$.

W związku z powyższym przy napełnieniu $0,40 \text{ m}$ dla wód katastrofalnych nie nastąpi wystąpienie wód z koryta rowu i nie spowoduje to szkód dla gruntów sąsiednich.

Obliczeń dokonano metodą kolejnych przybliżeń. Poniższe obliczenia dotyczą napełnienia dla $h=0,40 \text{ m}$.

$$U = b + 2x - \text{obwód zwilżony [m]}$$

$$U = 1,0 + 2 \times 0,62 = 2,24 \text{ m}$$

$$F = \frac{b + B}{2} \times h - \text{pole powierzchni [m}^2\text{]}$$

$$F = \frac{1,0 + 1,96}{2} \times 0,40 = 0,59 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$R_h = \frac{F}{U} - \text{promień hydrauliczny [m]}$$

$$R_h = \frac{0,59}{2,24} = 0,26 \text{ [m]}$$

$$v_{sr} = \frac{1}{n} \times (R_h)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} - \text{średnia prędkość przepływu} \left[\frac{\text{m}}{\text{s}}\right]$$

$$v_{sr} = \frac{1}{0,04} \times (0,26)^{\frac{2}{3}} \times 0,005^{\frac{1}{2}}$$

ODWODNIENIE DRÓG

$$v_{sr} = 25 \times 0,41 \times 0,070$$

$$v_{sr} = 0,72 \left[\frac{m}{s} \right]$$

$$Q = v_{sr} \times F - \text{przepływ w korycie rowu} \left[\frac{m^3}{s} \right]$$

$$Q = 0,72 \times 0,59 = 0,424 \left[\frac{m^3}{s} \right]$$

Zestawienie wielkości przepływu w zależności od wysokości napełnienia

Szerokość dna	Obwód zwilżony	napełnienie [h]	Przepływ
b	U	h	Q
[m]		[m]	[m ³ /s]
1,0	1,81	0,26	0,1981
1,0	1,87	0,28	0,2258
1,0	1,94	0,3	0,2553
1,0	2,00	0,32	0,2866
1,0	2,06	0,34	0,3196
1,0	2,12	0,36	0,3545
1,0	2,19	0,38	0,3912
1,0	2,25	0,4	0,4298
1,0	5,62	1,48	5,8913
1,0	5,69	1,5	6,0668
1,0	5,75	1,52	6,2454
1,0	5,81	1,54	6,4272
1,0	5,87	1,56	6,6121
1,0	5,94	1,58	6,8001
1,0	6,00	1,6	6,9914

n – współczynnik szorstkości 0.04 dla skarp i dna rowu, cieku porośniętego trawą i krzakami

Ponieważ napełnienie rowu (Hw), w miejscu zrzutu wód przez wody pochodzące ze zlewni oraz zrzucane projektowanym wylotem wynosi ok. Hw = 0,40 m i jest mniejsze niż wysokość rowu 1,60 m (określona jako odległość od dna rowu do górnej krawędzi niższej skarpy) dlatego nie nastąpi wystąpienie wód z koryta.

Przepustowość rowu jest wystarczająca do odebrania przewidywanej ilości wód opadowych z przebudowywanych dróg (217 l/s) oraz z przyległych terenów (200 l/s) – o łącznej ilości - 417 l/s.

7. Urządzenia techniczne

7.1 Wpusty uliczne z osadnikiem

Projektuje się wpusty uliczne z osadnikiem i koszem z prefabrykowanych elementów betonowych - kl. D400 w formie płaskiej z zastosowaniem na powierzchni jezdni.

Studzienki wpustów ulicznych projektuje się wykonać z kręgów betonowych d500mm z betonu C35/45 montowanych na podłożu z betonu C12/15 grub. 15 cm z rusztem uchylnym płaskim typ ciężki (kl. D400 wg. PN-EN 124:2000) z osadnikiem i koszem.

Przed ustawieniem dolnego prefabrykatu na betonie podłoża ułożyć 2 cm warstwę świeżej zaprawy cementowej $R_z=12\text{MPa}$ w celu wypoziomowania studzienki.

Górna część studzienki zakończona: pierścieniem odciążającym, pierścieniem dystansowym oraz pokrywą żelbetową (typ ciężki).

Schemat studzienki ściekowej przedstawiono na rys. nr O-5 – Studzienka ściekowa kanalizacji deszczowej.

7.2 Studzienki kanalizacyjne

Na projektowanej sieci kanalizacji deszczowej rozmieszczone zostały studzienki kanalizacyjne jako gotowe kręgi betonowe (d1000, d1200, d1500 i d2000) z betonu C35/45 z gotową płytą denną i wyprofilowaną kinetą montowane na podłożu z betonu C12/15 grub. 15cm.

Górna część studzienki zakończona: pierścieniem odciążającym żelbetowym, płytą pokrywową żelbetową o klasie nośności D 400kN, pierścieniem dystansowym (60 , 80 lub 100 mm) i włazem żeliwnym. Projektuje się właz żeliwny typu ciężkiego kl. D 400 (jezdnia, zjazdu, chodniki z możliwością najazdu) i lekkiego kl. D 250 (pasy zieleni) wg PN-EN 124:2000 z wypełnieniem betonowym samoblokujące się, 2 otworowe bez zamknięć śrubowych.

Studzienki wyposażone będą w stopnie złazowe żeliwne typu ciężkiego, osadzone fabrycznie mijankowo w rytmie co 30cm.

Elementy betonowe studzienek łączone będą na uszczelkę gumową.

Schemat studni rewizyjnej przedstawiono na rys. nr O-4 – Studnia rewizyjna kanalizacji deszczowej.

7.3 Separator lamelowy SL

Separator służy do oddzielenia substancji ropo pochodnych z wód deszczowych przed wprowadzeniem ich do rowu melioracyjnego.

7.3.1 Dobór separatora lamelowego SL

Separator z wkładem lamelowym posiada oznaczenie liczbowe odpowiadające wartości nominalnej i wartości maksymalnej urządzenia (Q_n/Q_m)

Dobierając separator należy uwzględnić dwa kryteria:

- Przepustowość nominalną - Q_n
- Przepustowość maksymalną - Q_m

Separator dobieramy do wyliczonego spływu obliczeniowego Q_o z natężenia q_o .

$$Q_o = F \cdot q_o \cdot \psi$$

gdzie:

F - powierzchnia odwadnianego terenu (ha)

ψ - współczynnika spływu wód opadowych

ODWODNIENIE DRÓG

q_0 - natężenie deszczu obliczeniowego [$l/(sxha)$]

Natężenie deszczu obliczeniowego (q_0) jest to natężenie deszczu o wielkości odpływu co najmniej 15l na sekundę na 1 hektar powierzchni szczelnej.

$$q_0 = 15 \text{ l/(sxha)}$$

Obliczona wartość Q_0 powinna być mniejsza bądź równa przepustowości nominalnej urządzenia Q_n

$$Q_0 \leq Q_n$$

Następnie obliczamy spływ maksymalny Q_{max} dla natężenia deszczu nawalnego q_{max}

$$Q_{max} = F \cdot q_{max} \cdot \psi$$

gdzie:

F - powierzchnia odwadnianego terenu (ha)

ψ - współczynnika spływu wód opadowych

q_{max} - natężenie deszczu występujące z częstotliwością wyrażoną w p% (wielkość występowania w okresie 100 lat), gdzie c – okres w ciągu którego zdarza się deszcz o czasie trwania t minut oraz w zależności od średniej rocznej wysokości opadu H mm [$l/(sxha)$]

Przy wyborze urządzenia musi być spełniony warunek:

$$Q_{max} \leq Q_m \leq 10 \times Q_n$$

- Obliczenia:

$$Q = 217 \text{ l/s} = Q_{max}$$

Biorąc pod uwagę fakt, iż w przyszłości mogą zostać odprowadzone do projektowanego kolektora dodatkowe wody opadowe z pozostałych ulic o łącznej ilości około 279l/s, maksymalna ilość wód jaka może dopłynąć do miejsca W12 będzie wynosiła:

$$Q = 217 + 279 = 496 \text{ l/s} = Q_{max}$$

Proporcjonalnie dla natężenia obliczeniowego $q_0 = 15 \text{ l/(sxha)}$ spływ obliczeniowy Q_0 będzie wynosił - $Q_0 = 58 \text{ l/s}$

Dobrano separator PSW LAMELA 60/600 S

- | | |
|--------------------------------------|-----------------------------------|
| • przepustowość | $Q_n = 60 \text{ dm}^3/\text{s}$ |
| | $Q_m = 600 \text{ dm}^3/\text{s}$ |
| • średnica wewnętrzna | $D_w = 2000 \text{ mm}$ |
| • średnica zewnętrzna | $D_w = 2300 \text{ mm}$ |
| • Średnica rury wlotowej i wylotowej | $D = 800 \text{ mm}$ |
| • Pojemność części osadowej | 940 dm^3 |
| • Pojemność magazynowa oleju | 1610 dm^3 |

Sprawdzenie doboru separatora:

$$Q_0 \leq Q_n \rightarrow 58 \text{ l/s} \leq 60 \text{ l/s}$$

$$Q_{max} \leq Q_m \leq 10 \times Q_n \rightarrow 496 \text{ l/s} \leq 600 \text{ l/s} \leq 10 \times 60 \text{ l/s}$$

Separator dobrano prawidłowo.

Separator wykonany będzie z gotowych elementów betonowych o Dw 2,0m z kompletnym wyposażeniem wewnętrznym z płytą pokrywową i włazem kanalizacyjnym d800 typu ciężkiego.

Przekrój separatora przedstawiono na rys. nr O-6 – Przekrój poprzeczny separatora i osadnika.

7.4 Osadnik szlamu OS

Osadnik służy do zatrzymania zawieszin z wód deszczowych i zabezpiecza separator lamelowy przed szybkim zamuleniem.

7.4.1 Dobór osadnika szlamu OS

Dobierając osadnik należy oznaczyć następujące wielkości:

- Ilość wód wymagających podczyszczenia – Q_o (dla obliczeniowego natężenia opadu $q=15l/(sxha)$)

$$Q_o = 58 \text{ l/s}$$

- Maksymalną ilość wód kierowaną do osadnika – Q_{max}

$$Q_{max} = 496 \text{ l/s}$$

- Niezbędny stopień redukcji zawiesziny (sprawność osadnika) - η

$$\eta = \frac{(Z_1 - Z_2) \cdot 100\%}{Z_1}$$

gdzie:

Z_1 - stężenie zawiesziny ogólnej na wlocie do osadnika (mg/dm^3)

Z_2 - stężenie zawiesziny ogólnej na wylocie z osadnika (mg/dm^3)

Z_1 – zawartość zawiesziny w wodach opadowych - $200mg/dm^3$

Z_2 – zgodnie z rozporządzeniem Ministra Środowiska (Dz.U.137 poz. 984) $Z_2 = 100 mg/dm^3$

$$\eta = \frac{(Z_1 - Z_2) \cdot 100\%}{Z_1} = \frac{(200 - 100) \cdot 100\%}{200} = 50\%$$

Wstępnie dobrano osadnik szlamu o średnicy wewnętrznej $D_w = 2500mm$ który przy przepływie $Q_o = 58 \text{ l/s}$ posiada sprawność osadnika – około 55% (odczyt z wykresu)

- Powierzchnia osadnika o przepływie poziomym

$$A = \frac{Q_o}{q_F}$$

gdzie:

A- powierzchnia osadnika w planie (m^2)

Q_o - przepływ obliczeniowy (m^3/h) – $58 dm^3/s = 208,8 m^3/h$

q_F - maksymalne obciążenie hydrauliczne osadnika ($m^3/(m^2 \cdot h)$) – odczytane z tabeli – $82 m^3/(m^2 \cdot h)$

$$A = \frac{208,8}{82} = 2,55 m^2$$

Powierzchnia w planie wybranego osadnika ($D_w = 2500mm$) wynosi – $A = 4,91 m^2$

- Ilość osadu zatrzymanego w osadniku (M)

$$M = \frac{F_z \cdot (Z_1 - Z_2) \cdot H_r}{100}$$

gdzie:

M - roczna sucha masa osadu zatrzymanego w osadniku (kg/rok)

F_z - zlewnia zredukowana (ha) F_z = F · ψ → F_z = 496 / 128 = 3,9ha

H_r - roczna wysokość opadów (mm/rok) → H_r = 600 mm/rok,

$$M = \frac{3,9 \cdot (200 - 100) \cdot 600}{100} = 2340 \text{ kg / rok}$$

- Pojemność magazynowa osadu

$$V_{os} = \frac{M \cdot V_u}{n \cdot 1000}$$

gdzie:

V_{os} - pojemność magazynowa osadu (m³)

M - roczna sucha masa osadu zatrzymanego w osadniku (kg/rok)

n - krotność usuwania osadu w ciągu roku (n = 2)

V_u - objętość uwodnionego osadu (m³/1000 kg s.m.)

Dla uwodnienia osadu 40% V_u = 1,1 m³/1000 kg s.m.)

$$V_{os} = \frac{2340 \cdot 1,1}{2 \cdot 1000} = 1,29 \text{ m}^3$$

- Wysokość części osadowej

$$h_o = \frac{V_{os}}{A}$$

gdzie:

h_o - wysokość części osadowej (m)

V_{os} - pojemność magazynowa osadu (m³)

A - powierzchnia dobranej osadnika w planie (m²)

$$h_o = \frac{V_{os}}{A} = \frac{1,29}{4,91} = 0,26 \text{ m}$$

- Przekrój czynny części przepływowej

$$F_p = \frac{Q_o}{V_{\max} \cdot 3600}$$

gdzie:

F_p - przekrój czynny części przepływowej (m²)

Q_o - przepływ obliczeniowy (m³/h) – 58 dm³/s = 208,8 m³/h

V_{max} - prędkość graniczna (m/s)

ODWODNIENIE DRÓG

Dla sprawności osadnikowej $\eta < 60\%$ zaleca się $V_{\max} \leq 0,3 \text{ m/s}$ (prędkość przy której następuje wynoszenie osadu. Przyjęto $V_{\max} = 0,2 \text{ m/s}$

$$F_p = \frac{208,8}{0,2 \cdot 3600} = 0,29 \text{ m}^2$$

- Wysokość części przepływowej

$$h_p = \frac{F_p}{B}$$

gdzie:

h_p - wysokość części przepływowej (m)

F_p - przekrój czynny części przepływowej (m^2)

B - średnia szerokość przepływającej strugi (m) $B = D_w / 2 = 2,5 / 2 = 1,25 \text{ m}$

$$h_p = \frac{F_p}{B} = \frac{0,29}{1,25} = 0,23 \text{ m}$$

- Wysokość czynna osadnika

$$h_{cz} = h_o + h_p$$

gdzie:

h_{cz} - wysokość czynna osadnika (m)

h_o - wysokość części osadowej (m)

h_p - wysokość części przepływowej (m)

$$h_{cz} = h_o + h_p = 0,26 + 0,23 = 0,49 \text{ m}$$

Zaleca się przyjmowanie minimalne $h_{cz} = 0,7 \text{ m}$

- Objętość czynna osadnika

$$V_{cz} = h_{cz} \cdot A$$

gdzie:

V_{cz} - objętość czynna osadnika (m^3)

h_{cz} - wysokość czynna osadnika (m) – $h_{cz} = 0,7 \text{ m}$

A - powierzchnia dobranej osadnika w planie (m^2) – $4,91 \text{ m}^2$

$$V_{cz} = h_{cz} \cdot A = 0,7 \cdot 4,91 = 3,43 \text{ m}^3$$

Należy zastosować osadnik z gotowych elementów betonowych o wymiarach:

- Średnica wewnętrzna $D_w = 2500 \text{ mm}$
- Wysokość wylotu $H_w = 1190 \text{ mm}$
- Objętość czynna $V_{cz} = 5,0 \text{ m}^3$
- Średnica rury wlotowej i wylotowej $DN = 800 \text{ mm}$
- Na wlocie do osadnika zastosowano deflektor z blachy stalowej

W skład osadnika wchodzi elementy betonowe C35/45: monolityczny krąg denny, kręgi pośrednie, pokrywa betonowa oraz właz żeliwny d600 o klasie obciążenia C250.

Osadnik wyposażono w stopnie żłazowe.

Z uwagi na to że osadnik jest konstrukcją prefabrykowaną, montowaną na miejscu, montaż jego musi się odbywać na wyrównanym i odwodnionym podłożu z betonu C12/15. Należy wykonać izolację poziomą podłoża pod osadnik za pomocą dwóch warstw papy grzewalnej Bimatizol.

Izolację zewnętrzną pionowych ścian osadnika wykonać według zaleceń producenta.

Warunkiem efektywnej pracy osadnika jest jego właściwa eksploatacja. Eksploatacja osadników polega na regularnej kontroli oraz czyszczeniu urządzenia w zależności od potrzeb.

Kontrola osadnika obejmuje:

- wizualną ocenę stanu technicznego elementów
- usunięcie zgromadzonych liści, gałęzi i innych zanieczyszczeń pływających,
- sprawdzenie ilości zgromadzonego osadu

Ilość zgromadzonego osadu nie może przekroczyć $1/2 - 1/3$ pojemności czynnej. Zaleca się czyszczenie osadnika przynajmniej 2 razy w roku. Należy pamiętać, że częstotliwość usuwania zgromadzonych zanieczyszczeń uzależniona jest od charakteru zlewni oraz częstotliwości i intensywności opadów.

Przekrój osadnika przedstawiono na rys. nr O-6 – Przekrój poprzeczny separatora i osadnika.

7.5 Sieć kanalizacji deszczowej

Sieć kanalizacji deszczowej układana będzie pod projektowaną jezdnią. Trasa kanalizacji przebiegać będzie z zachowaniem wymaganej odległości od istniejących sieci podziemnych.

Kanalizacja układana będzie z rur kanalizacyjnych dwuciennych z PP (typu Wavin X-Stream) o średnicy wewnętrznej: od d250 do d800.

Łączenie rur kanalizacyjnych odbywać się będzie za pomocą gumowych pierścieni uszczelniających.

Wpusty uliczne należy podłączyć do sieci kanalizacji deszczowej bezpośrednio do studzienki.

Do podłączenia wpustów z kanalizacją będą zastosowane rury kanalizacyjne kielichowe 160 PVC typu ciężkiego (SN8).

8. Odbiornik wód deszczowych

Wody opadowe z projektowanej kanalizacji deszczowej odprowadzone zostaną do istniejącego rowu znajdującego się na działce o nr ew. 3/39 i 2 AM-58.

Charakterystyka rowu:

- średnia głębokość rowu – 1,6m
- szerokość dna rowu – 1,0m
- spadek podłużny rowu – 0,5%
- nachylenie skarp rowu – 1 : 1,2

Z uwagi na charakter odwadnianego terenu wody mogą być zanieczyszczone piaskiem, gruntem, liśćmi. W celu zabezpieczenia projektowanej kanalizacji przed zamulaniem projektuje się wszystkie wloty burzowe z osadnikami o głębokości min. 0,50m.

Przed spływem wód opadowych do rowu zostaną one przeprowadzone przez osadnik szlamu oraz separator lamelowy.

Projektowany osadnik służy do zatrzymania zawieszin z wód deszczowych i zabezpiecza separator lamelowy przed szybkim zamuleniem.

Projektowany separator służy do oddzielenia substancji ropopochodnych z wód deszczowych przed wprowadzeniem ich do istniejącego rowu.

9. Zabezpieczenie wylotu kanalizacji deszczowej do rowu

Rurociąg zrzutowy kanalizacji deszczowej dn800 po dojściu do rowu melioracyjnego zakończony zostanie prefabrykowanym wylotem betonowym wg. KPED 02-16 (szczegółowy schemat posadowienia wylotu przedstawiony został na rys. nr O-7).

W miejscu wylotu skarpy i dno rowu należy umocnić przed rozmyciem powyżej i poniżej wylotu płytami betonowymi-azurowymi np. typu MEBA. Projektuje się umocnienie skarp i dna 3,0 m powyżej wylotu i 4,8 m poniżej.

Płyty ażurowe posadzić na podsypce piaskowej. Otwory w płytach ażurowych na skarpach wypełnione zostaną ziemią humusową zmieszaną z nasionami traw (mieszanka traw do obsiewu skarp).

Prace należy wykonywać w sposób nie blokujący i nie utrudniający przepływu wód w rowie R-G-O-27.

Przekrój poprzeczny wylotu przedstawiono na rys. nr O-7 – Przekroje poprzeczne wylotu do rowu.

10. Odwodnienie zjazdów indywidualnych

Na zjazdach indywidualnych, gdzie wody opadowe mogą napływać na posesję projektuje się odwodnienie liniowe typu ACO GALA G100 ze skrzynką odpływową wysoką typu EK58 i rusztem żeliwnym kl.C250

Lokalizację odwodnienia liniowego przedstawiono na rys. nr O-2 – Plan sytuacyjny – odwodnienie dróg.

Zestawienie odwodnienia liniowego przedstawiono w załączniku nr 3.

Schemat odwodnienia liniowego zjazdów został przedstawiony na rys. nr O-8.

11. Roboty ziemne przy wykonywaniu kanalizacji deszczowej

11.1 Trasowanie i niwelacja

Trasy projektowanej sieci winne być wytyczone przez służbę geodezyjną lub uprawnionego geodetę wykonawcy.

Trasa kanału powinna być powykonawczo zinwentaryzowana geodezyjnie.

Przed rozpoczęciem prac ziemnych na danym odcinku Wykonawca zobowiązany jest powiadomić właściciela posesji (urządzenia) o terminie rozpoczęcia robót. Z uwagi na możliwość występowania wód gruntowych w bezpośrednim sąsiedztwie prac ziemnych należy przewidzieć odwodnienie wykopów.

11.2 Wykopy, szalowanie, zasypka

W miejscach wolnych od istniejącego uzbrojenia wykopy liniowe wykonać mechaniczne z czasowym odkładem urobku.

Materiał wydobyty z wykopu powinien być składowany w odległości nie mniejszej niż 0,5 m od krawędzi wykopu, a wymiary hałdy gruntowej nie powinny stwarzać zagrożenia dla stabilności ścian wykopu.

Przy zbliżeniach i skrzyżowaniach z istniejącym uzbrojeniem roboty ziemne należy prowadzić ręcznie stosując próbne przekopy.

Napotkane istniejące uzbrojenie należy natychmiast zabezpieczyć przed uszkodzeniem przez podwieszenie lub podstemplowanie.

11.2.1 Szerokość wykopów

▪ wykopy linowe pod kolektor	d 160 mm	B = 1,00 m
▪ wykopy linowe pod kolektor	d 300 mm	B = 1,20 m
▪ wykopy linowe pod kolektor	d 400 mm	B = 1,20 m
▪ wykopy linowe pod kolektor	d 500 mm	B = 1,40 m
▪ wykopy linowe pod kolektor	d 600 mm	B = 1,40 m
▪ wykopy linowe pod kolektor	d 800 mm	B = 1,60 m
▪ wykopy obiektowe pod studnie	d 1000 mm	B = 2,80 m
▪ wykopy obiektowe pod studnie	d 1200 mm	B = 2,80 m
▪ wykopy obiektowe pod studnie	d 1500 mm	B = 3,50 m
▪ wykopy obiektowe pod studnie	d 2000 mm	B = 4,00 m
▪ wykopy pod wpusty uliczne	d 500 mm	B = 1,50 m

Kanały należy układać w wykopie wąskoprzestrzennym na starannie przygotowanym podłożu. Kanały układać na podsypce z dobrze zagęszczonego piasku o grubości 20cm.

Ułożona rura musi być starannie podbita z boków na całej długości przewodu. Przed rozpoczęciem zasypki należy rurę zabezpieczyć przed wypieraniem jej przez grunt podczas zagęszczania.

Po ułożeniu kolektora należy wykonać obsypkę do wysokości co najmniej 30cm ponad górną krawędź rury. Obsypkę należy układać symetrycznie po obu stronach, warstwami o grubości nie większej niż 15cm z materiału o parametrach takich jak dla podsypki.

Stopień zagęszczania gruntu ponad rurę do 30cm winien wynosić wg Proctora - 96% Pozostałe wypełnienie wykopu dokonać materiałem rodzimym z wykopu bez frakcji ilastych.

12. Jakość wód opadowych odprowadzanych do rowu

Zgodnie z §19 ust. 1 Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 24.07.2006 roku w sprawie warunków jakie należy spełniać przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz.U. nr 137 po. 984) wody opadowe i roztopowe mogą być wprowadzone do wód lub do ziemi pod warunkiem, że w odpływie zawartość zawiesin ogólnych nie będzie większa niż 100 mg/l, zaś zawartość węglowodorów ropopochodnych – nie większa niż 15mg/l. Inne wskaźniki dla wód opadowych nie są normowane.

Przy specyfice odwadnianego terenu zastosowane urządzenia do oczyszczania wód opadowych, najnowszej generacji, zapewniają wymaganą przepisami redukcję zanieczyszczeń.

Ilość wód opadowych ma charakter losowy, stąd generalnie nie stosuje się urządzeń do pomiaru ich ilości. Przepisy nie określają częstotliwości badań jakości wód opadowych przy urządzeniach oczyszczających o nominalnej przepustowości poniżej 300dm³/s, niemniej dla oceny funkcjonowania zainstalowanych urządzeń wskazane byłoby wykonanie kontrolnych badań 2 x rok, w ramach kontroli eksploatacji urządzeń oczyszczających (§21 ust. 2 Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 24.07.2006 – Dz.U. nr 137, poz. 984)

Jako miejsce poboru prób do kontroli skuteczności pracy ww. urządzeń proponuje się wylot do odbiornika.

13. Przebudowa sieci wodociągowej na ul. Parkowej

Na ul. Parkowej projektuje się przełożenie istniejącej sieci wodociągowej PVC dn90 kolidującej z projektowanymi studzienkami ściekowymi.

Długość przełożenia sieci wynosi 142m.

Sieć wodociągową należy wykonać z przewodów ciśnieniowych do wody z PVC-U dn90 PN10.

Ponadto na ul. Parkowej należy wykonać przełożenie istniejącego hydrantu nadziemnego DN80 PN10 w miejsce nie kolidujące z planowaną budową zjazdu i kanalizacji deszczowej.

Sieć wodociągową należy układać w wykopie wąskoprzestrzennym na starannie przygotowanym podłożu. Sieć układać na podsypce z dobrze zagęszczonego piasku o grubości 20cm.

Ułożona rura musi być starannie podbita z boków na całej długości przewodu. Przed rozpoczęciem zasyпки należy rurę zabezpieczyć przed wypieraniem jej przez grunt podczas zagęszczania.

Po ułożeniu sieci należy wykonać obsypkę do wysokości co najmniej 30cm ponad górną krawędź rury. Obsypkę należy układać symetrycznie po obu stronach, warstwami o grubości nie większej niż 15cm z materiału o parametrach takich jak dla podsypki.

Stopień zagęszczania gruntu ponad rurę do 30cm winien wynosić wg Proctora - 96%

Pozostałe wypełnienie wykopu dokonać materiałem rodzimym z wykopu bez frakcji ilastych.

Lokalizację przełożenia sieci wodociągowej oraz hydrantu przedstawiono na rys. nr O - 2 – Plan odwodnienia.

14. Zabezpieczenie drzew i krzewów na czas prowadzonych prac budowlanych

Wszystkie obiekty zieleni pozostające w sąsiedztwie realizowanych robót budowlanych należy zabezpieczyć.

Na czas prowadzenia prac pnie drzew należy zabezpieczyć otuliną z desek (o wysokości nie mniejszej niż 150cm). Szalowanie zostanie opasane drutem bądź taśmą co 40-60cm w minimum trzech miejscach tak aby deski ściśle przylegały do pnia.

W przypadku prowadzenia prac w obrębie systemów korzeniowych, prace prowadzić ręcznie ze szczególną ostrożnością.

Niedopuszczalne jest podkopywanie systemu korzeniowego drzew sprzętem mechanicznym (np. koparkami) ze względu na możliwość naruszenia struktury ukorzenienia drzew.

W momencie odsłonięcia w trakcie prowadzenia prac ziemnych systemu korzeniowego drzew należy go osłonić jutą lub agrowłókniną oraz zabezpieczyć przed nadmiernym wysuszeniem (podlewanie wodą).

Nie można pozostawić odkrytych korzeni drzew i krzewów. W przypadku prac prowadzonych latem odkryte na czas prac korzenie należy okryć matami słomianymi i polewać wodą. W okresie zimy odkryte korzenie ochronić przed przemarznięciem suchymi matami słomianymi.

W czasie realizacji prac będą przestrzegane poniższe zasady:

- nie dopuszczać do obsypywania pni ziemią z wykopu
- nie składować materiałów budowlanych pod koronami drzew i przy krzewach
- ograniczyć skutki posuszy przez:
 - wykonywanie krótkich odcinków wykopów
 - podlewanie drzew i krzewów których uszkodzenie oszacowana na większe niż 30%
 - zraszanie koron drzew przy bardzo niesprzyjających warunkach meteorologicznych

15. Zalecenia wynikające z decyzji o lokalizacji inwestycji celu publicznego oraz decyzji o środowiskowych uwarunkowaniach

Warunki po przebudowie ulic zostaną zmienione na korzystniejsze w odniesieniu do stanu istniejącego.

Przewidziano wykonanie remontu nawierzchni ulic, przebudowę i budowę nowych chodników, dojazdów oraz zjazdów, wzmocnienie poboczy, wykonanie kanalizacji deszczowej oraz oświetlenia drogowego.

Z uwagi na charakter odwadnianego terenu wody mogą być zanieczyszczone piaskiem, gruntem, liśćmi i innymi odpadami. W celu zabezpieczenia projektowanej kanalizacji przed zamulaniem projektuje się wszystkie wloty burzowe z osadnikami o głębokości minimum 0,5m.

Eksploatacja drogi nie stwarza żadnych uciążliwości dla środowiska. Jedynie podczas realizacji robót przewiduje się występowanie krótkotrwałych uciążliwości spowodowanych głównie pracą maszyn i urządzeń. Wpływ ten przede wszystkim będzie występował w odniesieniu do powietrza atmosferycznego oraz wpływając na krótkotrwałe pogorszenie się klimatu akustycznego.

Celem uniknięcia negatywnych oddziaływań w trakcie realizacji inwestycji należy zastosować następujące działania:

1. Odpowiednio zabezpieczyć placu budowy (właściwa organizacja placu budowy i eksploatacja sprzętu budowlanego) celem zapobiegania przedostania się ewentualnych zanieczyszczeń (niekontrolowane wycieki paliw i olejów) do środowiska gruntowo-wodnego.
2. Ze względu na okres lęgowy ptaków oraz okres rozrodczy nietoperzy wycinkę drzew należy prowadzić w terminie od 16 października do 28 lutego.
3. Podczas budowy dróg należy zwrócić szczególną uwagę na staranność wykonywanych robót oraz na stan techniczny pojazdów i maszyn budowlanych. Do prac modernizacyjnych należy użyć sprawnego technicznie sprzętu, by maksymalnie ograniczyć możliwość wycieków paliwa lub oleju bezpośrednio do gruntu, a następnie do wód podziemnych i powierzchniowych. W przypadku zaistnienia takich awarii, zanieczyszczony grunt należy natychmiast usunąć i zdeponować na specjalnie przygotowanym składowisku.
4. Podczas realizacji inwestycji nie przewiduje się powstania niekontrolowanych odpadów typu komunalnego oraz odpadów związanych z bieżącą eksploatacją maszyn. Nie przewiduje się powstawania specyficznych odpadów niebezpiecznych ani kubaturowych. Niewielkie ilości odpadów typu komunalnego oraz odpady związane z bieżącą eksploatacją maszyn (sprzętu transportowego i do robót ziemnych) należy składować w przeznaczonych do tego celu pojemnikach i systematycznie wywozić przez służby komunalne. Odpady powstałe podczas wykonywania prac (kawałki rur kanalizacyjnych, resztki krawężników betonowych, obrzeży betonowych, uszkodzone kostki betonowe, pozostałości kruszywa) należy segregować i składować w przeznaczonych do tego celu pojemnikach i systematycznie wywozić celem poddania recyklingowi lub na najbliższe wskazane składowisko. Odpady, które mogą być wykorzystane jako surowce wtórne, należy selekcionować i przekazywać wyspecjalizowanym firmom. Obowiązkiem wykonawcy jest zagospodarowanie lub unieszkodliwienie wszystkich odpadów, jakie powstaną podczas realizacji inwestycji.
5. Podczas realizacji przedsięwzięcia mogą wystąpić okresowe lokalne uciążliwości związane z odgłosami transportu gruntu, kruszywa oraz pracy spychaczy, koparek

czy walców dlatego prace należy prowadzić wyłącznie w porze dziennej – od 6:00 do 22:00.

6. Potrzeby sanitarne w okresie trwania robót należy zaspokajać przy użyciu przenośnych toalet.
7. Na etapie realizacji inwestycji Wykonawca musi zapewnić w ramach placu budowy obsługę komunikacyjną wszystkich posesji wyłączonych z ruchu na czas realizacji danego etapu robót oraz poinformować społeczeństwo o planowanych zmianach organizacji ruchu i o czasie ich trwania.
8. Na etapie realizacji inwestycji Wykonawca nie może naruszać interesów osób trzecich, a w szczególności nie ograniczać dostępu do: drogi publicznej, możliwości korzystania z wody, energii elektrycznej i ciepłej oraz ze środków łączności.
9. Po zakończeniu realizacji przedsięwzięcia teren doprowadzić do stanu pierwotnego.
10. Podczas eksploatacji drogi osady z wpustów ulicznych, osadnika i separatora powinny być usuwane przez specjalistyczną firmę mającą uprawnienia do odbioru, wywozu, transportu i utylizacji substancji ropopochodnych.
11. W przypadku awarii na terenie drogi związanych z wpływem substancji szkodliwych, konieczne jest zablokowanie odpływów kanałów zbierających wody opadowe, celem niedopuszczenia do przedostania się zanieczyszczeń do odbiornika. Konieczny jest stały nadzór nad technicznym stanem kanalizacji deszczowej oraz regularne usuwanie osadów.

16. Plan BIOZ

Należy zwrócić uwagę na zagrożenia bezpieczeństwa zdrowia i życia wynikające z prowadzenia robót liniowych i rozbiórkowo-montażowych w terenie zabudowanym tj.:

- wykonywanie głębokich wykopów (konieczne jest zabezpieczenie wykopu zgodnie z projektem konstrukcyjnym oraz przygotowanie bezpiecznych zejść do wykopów.)
- właściwy rozładunek ciężkich materiałów
- składowanie materiałów zgodnie z instrukcjami producentów i przepisami bhp w miejscach, do których będzie ograniczony dostęp osób niezatrudnionych
- zagrożenia przy transporcie wewnętrznym ciężkich materiałów prefabrykowanych z miejsca składowania do miejsca montażu (art. konieczne jest wyznaczenie strefy ruchu poza strefą niebezpieczną wykopu oraz przestrzeganie zasad bezpieczeństwa przy transporcie)
- zagrożenia przy pracach prowadzonych na całej szerokości ulicy, w obszarze zwartej zabudowy, przy jednoczesnym braku możliwości wyeliminowania obecności osób trzecich tj. mieszkańców. Stwarza to konieczność właściwego przygotowania placu budowy art. przez: wygrodzenie terenu prac, ustawienie tablic ostrzegawczych głębokich wykopach oraz oświetlonych barierek zabezpieczających wykop, przygotowanie mostków pozwalających na dojście do posesji
- zagrożenia przy robotach budowlanych prowadzonych przy montażu i demontażu ciężkich elementów prefabrykowanych
- zagrożenia przy robotach w bezpośrednim sąsiedztwie linii energetycznych

Przed przystąpieniem do robót kierownik budowy winien przeprowadzić ustne szkolenie wszystkich pracowników biorących udział w pracach kładąc nacisk na zachowanie szczególnej ostrożności przy wykonywaniu prac w pobliżu urządzeń stwarzających zagrożenie dla zdrowia lub życia. Powyższe szkolenie należy udokumentować w dzienniku

budowy. Kierownik budowy zgodnie z art. 21a ust. 1 i 2 ustawy Prawo budowlane jest obowiązany przed rozpoczęciem robót sporządzić plan bezpieczeństwa i ochrony zdrowia. (BIOZ).

17. Uwagi dodatkowe

W ramach inwestycji wymagane jest przeprowadzenie badań archeologicznych (stały nadzór i w razie konieczności ratownicze badania archeologiczne) za pozwoleniem Dolnośląskiego Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków na prace archeologiczne.

- O terminie rozpoczęcia robót należy powiadomić zainteresowanych właścicieli uzbrojenia istniejącego terenu:
 - Zakład Gospodarki Komunalnej Sp. z o.o. , ul. Techników 8, 55-221 Jelcz – Laskowice (z co najmniej miesięcznym wyprzedzeniem)
 - TAURON Dystrybucja S.A. Oddział we Wrocławiu, Rejon Dystrybucji Oleśnica, ul. Energetyczna 1, 56-400 Oleśnica
 - Orange Polska S.A. ul. Purkyniego 2, 50-155 Wrocław (co najmniej 14 dni przed rozpoczęciem robót)
 - G.EN. GAZ ENERGIA Sp. z o.o., ul. Dorczyka 1, 62-080 Tarnowo Podgórne (co najmniej 7 dni przed rozpoczęciem robót)
 - Powiatowy Zarząd Drogowy w Oławie, pl. Zamkowy 18, 55-200 Oława (przed rozpoczęciem robót w pasie drogowym należy wystąpić do zarządcy drogi z wnioskiem o wydanie decyzji zezwalającej na prowadzenie robót w pasie drogowym)
 - Dolnośląskiego Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków, ul Łokietka 11, 50-243 Wrocław
 - Zespół Uzgadniania Dokumentacji Projektowej - Starostwa Powiatowego w Oławie.
- Całość robót powinna być prowadzona zgodnie z załączonymi do projektu Specyfikacjami Technicznymi oraz obowiązującymi normami.
- Roboty budowlane należy wykonać zgodnie z zasadami określonymi w Prawie Budowlanym i przy ścisłym zachowaniu warunków BHP
- Strefa oddziaływania inwestycji zamyka się w granicach działek nr ewidencyjny:
 - obręb ewidencyjny: Laskowice, AM - 44
część działki numer ewidencyjny: 1
 - obręb ewidencyjny: Laskowice, AM - 48
działka numer ewidencyjny: 53
 - obręb ewidencyjny: Laskowice, AM - 48
część działki numer ewidencyjny: 36, 51, 52/2, 54
 - obręb ewidencyjny: Laskowice, AM - 55
działka numer ewidencyjny: 2/8, 2/22, 3/6
 - obręb ewidencyjny: Laskowice, AM - 55
część działki numer ewidencyjny: 1, 2/23, 3/7
 - obręb ewidencyjny: Laskowice, AM - 58
działka numer ewidencyjny: 1/1, 1/2, 1/32, 1/76, 1/85
 - obręb ewidencyjny: Laskowice, AM - 58
część działki numer ewidencyjny: 2, 3/2, 3/24, 3/39

mgr inż. Jacek Osiewała
Upisany w Sądzie Rejonowym dla M. St. w Warszawie
KRS 0000000000, NIP 142-235-12-12, REGON 142235121
wzrost 180 cm, waga 75 kg, data urodzenia 1976-01-12
adres zamieszkania: 01-644 Warszawa, ul. Miodowa 10
Nr ewidencyjny: 142235121

mgr inż. Jacek Osiewała