

# ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

<b>I. CZĘŚĆ OGÓLNA.....</b>	<b>3</b>
<b>1. ZAMAWIAJĄCY.....</b>	<b>3</b>
<b>2. PODSTAWA I ZAKRES OPRACOWANIA.....</b>	<b>3</b>
<b>3. PRZEDMIOT I ZAKRES INWESTYCJI.....</b>	<b>3</b>
<b>4. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO.....</b>	<b>4</b>
<b>5. WYNIKI BADAŃ GEOLOGICZNO - INŻYNIERSKICH.....</b>	<b>4</b>
<b>6. KANALIZACJA DESZCZOWA - OPIS PROJEKTOWANEGO ROZWIĄZANIA.....</b>	<b>5</b>
6.1. Przebieg trasy.....	6
6.2. Materiał i uzbrojenie.....	7
6.3. Studzienki kanalizacyjne na kanałach deszczowych.....	8
6.4. Istniejące studzienki.....	9
6.5. Regulator wypływu.....	9
6.6. Wpusty uliczne.....	10
6.7. Drenaż przykanałowy.....	10
6.8. Odwodnienie liniowe.....	10
6.9. Układ podczyszczania wód opadowych.....	11
6.10. Wylot W1 do istniejącego rowu.....	11
6.11. Zabudowa istniejącego rowu.....	12
6.12. Likwidacja rowu.....	13
6.13. Istniejące uzbrojenie do likwidacji.....	13
<b>7. ZBIORNIK RETENCYJNO-INFILTRACYJNY ZRS1.....</b>	<b>13</b>
7.1. Budowa zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZRS1.....	14
7.2. Wylot kanalizacyjne w zbiorniku ZRS1.....	19
7.2.1. Wylot kanalizacji deszczowej W3, W4 do zbiornika ZRS1.....	19
7.2.2. Wylot drenażu Dr1 do zbiornika ZRS1.....	20
7.2.3. Wylot W2 ze zbiornika ZRS1.....	20
7.3. Drenaż.....	21
7.3.1. Studzienka drenarska.....	21
7.4. Ogrodzenie projektowanego zbiornika ZRS1.....	22
7.5. Likwidacja rowu.....	23
<b>8. WYTYCZNE WYKONANIA ROBÓT.....</b>	<b>23</b>
8.1. Roboty ziemne.....	23
8.2. Roboty montażowe.....	26
8.3. Posadowienie separatora Sp1 oraz Osadnika OS1.....	26
<b>9. ODWODNIENIE WYKOPÓW NA CZAS BUDOWY.....</b>	<b>27</b>
9.1. Analiza warunków gruntowo-wodnych i wybór sposobu odwodnienia.....	27
9.2. Opis projektowanego odwodnienia.....	28
9.3. Obliczenia hydrauliczne odwodnienia.....	28
9.4. Odwodnienie - igłofiltr.....	29
9.5. Czas pracy urządzeń odwadniających.....	29
9.6. Odwodnienie liniowe (pompowanie bezpośrednie).....	30
9.7. Pompowanie rezerwowe.....	31

9.8. Odprowadzenie wody.....	31
9.9. Uwagi dla wykonawcy.....	31

## II. ZAŁĄCZNIKI.

- Załącznik 1 - Współrzędne geodezyjne
- Załącznik 2 - Schemat wykonania studzienki betonowej.
- Załącznik 3 - Zestawienie studzienek betonowych.
- Załącznik 4 - Schemat wykonania kaskady w studzienice betonowej.
- Załącznik 5 - Zestawienie studzienek kaskadowych.
- Załącznik 6 - Zestawienie kształtek do wykonania włączenia kaskadowego.
- Załącznik 7 - Schemat ułożenia drenażu
- Załącznik 8 - Schemat wykonania studzienki drenażowej
- Załącznik 9 - Zestawienie studzienek tworzywowych.
- Załącznik 10 - Schemat wykonania zabudowy koryta liniowego
- Załącznik 11 - Studnia z regulatorem wypływu
- Załącznik 12 - Warunki techniczne na budowę kanalizacji deszczowej z odprowadzeniem wód deszczowych do rowu melioracyjnego wydane przez Urząd Gminy Dobra znak WKI.WT.7021.39.2020.MK z dnia 13.03.2020r.
- Załącznik 13 - Uzgodnienie projektu wykonawczego w zakresie budowy kanalizacji deszczowej wraz ze zbiornikiem retencyjnym i przebudową rowu w Skarbimierzycach i Mierzynie wydane przez Urząd Gminy Dobra z dnia 27.07.2020r.

## III. CZĘŚĆ RYSUNKOWA.

- |   |                 |
|---|-----------------|
| Rys. 0 - Plan orientacyjny  | skala 1:10 000  |
| Rys. 1 - 2 - Plan zagospodarowania terenu                           | skala 1:500     |
| Rys. 3 - 4 - Profil podłużny kanalizacji deszczowej                 | skala 1:100/500 |
| Rys. 5 – Studzienka przelewowa D17                                  | skala 1:25      |
| Rys. 6 – Studzienka wlotowa z osadnikiem D24                        | skala 1:25      |
| Rys. 7 - Przekroje poprzeczne przez rów (1-3)                       | skala 1:100     |
| Rys. 8 - Przekroje poprzeczne przez zbiornik ZRS1 (4-8)             | skala 1:100     |
| Rys. 9 – Umocnienie dna i skarp zbiornika ZRS1                      | skala 1:50      |
| Rys. 10 – Schody skarpowe zbiornika ZRS1 – rys. techn.-konstr.      | skala 1:50      |
| Rys. 11 – Wylot drenażu Dr1 do zbiornika ZRS1 – rys. techn.-konstr. | skala 1:50      |
| Rys. 12 – Wylot W1 do istn. rowu – rys. techn.-konstr.              | skala 1:50      |
| Rys. 13 – Wylot W2 ze zbiornika ZRS1 – rys. techn.-konstr.          | skala 1:50      |
| Rys. 14 – Wylot W3, W4 do zbiornika ZRS1 – rys. techn.-konstr.      | skala 1:50      |

# **I. CZĘŚĆ OGÓLNA.**

## **1. ZAMAWIAJĄCY.**

Opracowanie wykonano na zlecenie Gminy Dobra , ul. Szczecińska 16A; 72-003 Dobra.

## **2. PODSTAWA I ZAKRES OPRACOWANIA.**

W opracowaniu wykorzystano następujące materiały:

- a) Decyzja nr 12/2020 o ustaleniu lokalizacji inwestycji celu publicznego z dnia 07.02.2020r. wraz z postanowieniem o sprostowaniu decyzji nr 12/2020 z dnia 25.02.2020r.,
- b) Umowa z Inwestorem nr 273/2019r – P-996/2019,
- c) Opinia geotechniczna do projektu budowlanego,
- d) Koncepcja p.n. „Budowa kanalizacji deszczowej (Puccini, Pierot) na terenie Skarbimierzyc” opracowana przez firmę „Inbud s.c.” w czerwcu 2018r,
- e) Wtórnik geodezyjny w skali 1:500,
- f) Wizja lokalna w terenie,
- g) Dokumentacja fotograficzna,
- h) Obowiązujące przepisy i normy,

Niniejsze opracowanie obejmuje projekt wykonawczy „Tom I – Kanalizacja deszczowa wraz ze zbiornikiem retencyjnym i przebudową rowu” na budowę kanalizacji deszczowej w Gminie Dobra w miejscowościach Mierzyn oraz Skarbimierzyc w pasach drogi ul. Ozdobnej i Lubieszyńskiej wraz z budową zbiornika retencyjno-infiltracyjnego w Mierzynie.

## **3. PRZEDMIOT I ZAKRES INWESTYCJI.**

Przedmiotem opracowania jest budowa kanalizacji deszczowej wraz z przykanalikami w miejscowości Mierzyn oraz Skarbimierzyc w pasach drogowych ulic Ozdobnej i Lubieszyńskiej wraz z budową zbiornika retencyjno-infiltracyjnego w Mierzynie.

W zakres inwestycji wchodzi:

- budowa kolektorów deszczowych Ø0,70m,
- budowa kanalizacji deszczowej w zakresie średnic Ø0,50-0,30m,
- budowa przykanalików kanalizacji deszczowych do poszczególnych działek zlokalizowanych wzdłuż w/w ulic,
- budowa przykanalików kanalizacji deszczowej do wpustów deszczowych i odwodnień liniowych,
- budowa układu podczyszczania wód opadowych,
- budowa zbiornika retencyjno-infiltracyjnego,
- budowa wylotów kanalizacji deszczowej oraz drenażu do zbiornika
- budowa wylotu ze zbiornika
- budowa wylotu KD do istniejącego rowu

- likwidacja istniejącego rowu
- budowa zjazdu oraz drogi dojazdowej do zbiornika,
- makroniwelacja terenu w obrębie budowanego zbiornika retencyjno-infiltracyjnego.

#### **4. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO.**

Teren objęty inwestycją zlokalizowany jest w miejscowości Mierzyn oraz Skarbimierzyce, gmina Dobra województwo zachodniopomorskie. Na terenie objętym opracowaniem znajduje się zabudowa mieszkaniową jednorodzinną wraz z terenami produkcyjno-usługowymi zlokalizowanymi wzdłuż po obu stronach drogi krajowej nr 10 do granic Mierzyna. Drogi na terenie zlewni są gruntowe, wyjątek stanowi droga krajowa, która posiada nawierzchnię bitumiczną. Drogi w zakresie zlewni nie mają odwodnienia – odprowadzenie wód opadowych odbywa się na powierzchniowo na tereny przyległe.

W północnej części zlewni przebiega rów, który stanowi zarazem główny odbiornik wód opadowych i roztopowych dla terenu objętego niniejszym opracowaniem. Na terenie objętym opracowaniem występuje następujące uzbrojenie podziemne:

- kanał sanitarny,
- gazociąg wraz z przyłączami,
- wodociąg wraz z przyłączami,
- kable energetyczne nN, SN oraz WN,
- napowietrzna linia energetyczna,

#### **5. WYNIKI BADAŃ GEOLOGICZNO - INŻYNIERSKICH.**

Na podstawie wykonanych wyrobisk, oraz analizy materiałów kartograficznych stwierdzono, że podłoże badanego terenu budują osady wieku czwartorzędowego, wykształcone jako późnoplejstoceńskie utwory zwałowe.

W podłożu projektowanej budowy sieci kanalizacji deszczowej wraz ze zbiornikiem retencyjnym i przebudową rowu w Skarbimierzycach i Mierzynie, gm. Dobra, pow. policki, woj. zachodniopomorskie, występują zwałowe piaski drobne (FSa), gliny piaszczyste (saCl), gliny pylaste (saClSi) i piaski gliniaste (clsiSa), przykryte nasypem niekontrolowanym (Mg) oraz warstwą gleby próchniczej – humusu piaszczystego oraz humusu gliniastego (saOr i clOr wg PN-EN 1997-2), o miąższości 0.3 – 0.8 m.

Warunki gruntowe są korzystne. W podłożu projektowanych elementów sieci kanalizacji deszczowej zalegają mineralne grunty nośne. Grunty o obniżonej nośności -piaski gliniaste warstwy II, o niewielkiej miąższości ( 0.7 – 0.8 m) zalegają jedynie w otworach 1 i 11.

Warunki wodne dla budowy projektowanej sieci kanalizacji deszczowej nie są w pełni korzystne. W znacznej części związane jest to awarią odpływu wód ze zbiornika znajdującego się w północnej części Inwestycji. Spowodowało to sztuczne spiętrzenie wód powierzchniowych, oraz będących z nimi w kontakcie hydraulicznym wód podziemnych. Na podstawie wizji terenowej z przed okresu awarii rzeczywiste rzędne wody gruntowej wynosiły 1.0 – 2.12 m niżej.

We wszystkich wykonanych dla niniejszej dokumentacji otworów stwierdzono występowanie wody gruntowej o zwierciadle swobodnym lub obfitych sączeniach wody gruntowej. W otworach nr 3 – 10 wodą przesycone są piaski drobne i nasypy od głębokości 0.5 m p.p.t.(otw. nr 8) do 1.5 m p.p.t. (otw. nr 5). Rzędna zwierciadła wody wykazuje wyraźny spadek w kierunku północnym od 51.56 m n.p.m. do 48.00 m n.p.m. w rejonie otworu nr 10. W otworze nr 1, 9 i 11 zaobserwowano obfite sączenie wody w obrębie gruntów spoistych na głębokości od 0.6 do 1.5 m p.p.t.

Poziom wody gruntowej, jaki zaobserwowano podczas prac polowych, uznać należy za znacznie podwyższony na skutek awarii. Ocenia się, iż po udrożnieniu odpływu zbiornika rzędne zwierciadła wód gruntowych spadną do poziomu ok 49.0 – 46.0 m n.p.m.

Według kryteriów określonych w rozporządzeniu MTBiGM z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. z 27 kwietnia 2012 r., poz. 463) określono, że projektowane sieci są obiektami należącym do drugiej kategorii geotechnicznej dla, których zgodnie z paragrafem §7 ustęp 2 opracowana została dokumentacja badań podłoża gruntowego oraz projekt geotechniczny w oparciu o, które stwierdzono że warunki gruntowe są złożone dla, których zgodnie z paragrafem §7 ustęp 3 opracowana została dokumentacja geologiczno-inżynierską.

Powyższe wnioski należy rozpatrywać łącznie z normą PN-EN 1997-2.

## **6. KANALIZACJA DESZCZOWA - OPIS PROJEKTOWANEGO ROZWIĄZANIA**

Przedmiotem niniejszego opracowania jest projekt budowlany na budowę grawitacyjnego układu sieci kanalizacji deszczowej o średnicy  $\varnothing 0,70\text{--}\varnothing 0,25\text{m}$ , która ma za zadanie odprowadzenie wód opadowych i roztopowych z terenu miejscowości Skarbimierzycze, pasa drogowego, drogi krajowej oraz miejscowość Mierzyn, Omawiane wody odprowadzane będą do projektowanego zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZRS1 o pojemności czynnej  $V=7500\text{m}^3$  poprzez projektowane wyloty W3, W4. Odprowadzenie wód ze zbiornika ZRS1 zaprojektowano poprzez budowę sieci kanalizacji deszczowej wraz z zabudową rowu od zbiornika wzdłuż ul. Ozdobnej do projektowanego wylotu do istniejącego rowu na terenie Mierzyna.

Wody opadowe płynące projektowanym kanałem o średnicy  $\varnothing 0,70\text{m}$  wpływać będą do projektowanej studzienki przelewowej D17 i dalej projektowanym kanałem  $\varnothing 0,40\text{m}$  dopływać będą w ilości wymagającej podczyszczenia do zaprojektowanego osadnika OS1 oraz separatora Sep1. Po podczyszczeniu, wody opadowe będą trafiać poprzez projektowany wylot W4 do zbiornika ZRS1. Pozostała ilość wód pojawiających się podczas opadów nawałnych, niewymagająca podczyszczenia odprowadzana będzie zaprojektowanym przelewem w studziencie D17 do projektowanego wylotu do zbiornika W3.

Przed wylotem kanału deszczowego do zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZRS1 w celu zatrzymania zawieszin ropopochodnych i cząstek stałych zaprojektowano układ podczyszczenia wód opadowych złożony z osadnika oraz separatora lamelowego. Ze względu na możliwość ograniczonego zrzutu do projektowanej kanalizacji deszczowej zgodnie z wydanymi warunkami

technicznymi na wylocie ze zbiornika ZRS1 zaprojektowano regulatory odpływu w studzienie betonowej Rg1 stabilizujący wypływ ze zbiornika na poziomie  $Q=15$  l/s. W celu dojazdu i eksploatacji omawianego układu podczyszczania oraz regulacji odpływu zaprojektowano drogę dojazdową o szerokości 3,0m wraz ze zjazdem o szerokości 3,5m z drogi krajowej nr 10 na teren działki nr 26/21 obręb Mierzyn 1. Aby zapobiec stagnacji wody na terenie istniejącym wokół budowanego zbiornika ZRS1 zaprojektowano wykonanie makroniwelacji terenu w zakresie działki nr 26/19 obręb 0008 Mierzyn 1, poprzez podniesienie terenu do rzędnych projektowanych 49,00-49,10m. n.p.m. (szczegóły przedstawiono na planie zagospodarowania terenu).

W ramach opracowania zaprojektowano przykanaliki deszczowe, które zapewnią odbiór wód deszczowych z zabudowy usługowo - przemysłowej zlokalizowanej wzdłuż ul. Lubieszynskiej w Mierzynie. Przykanaliki zostaną zaślepienie na granicy działki drogowej.

Ponadto w ramach inwestycji zaprojektowano odprowadzenie wód opadowych ze zjazdów z drogi krajowej nr 10, drogi dojazdowej do zbiornika oraz w drodze gruntowej ul. Ozdobnej odbywać się będzie przez układ wpustów deszczowych, które to zostaną włączone do głównych kanałów deszczowych poprzez trójniki lub studzienki betonowe jak również włączenie rowu przydrożnego do projektowanej kanalizacji. Dodatkowo teren wokół wpustu ulicznego zlokalizowanego w drodze gruntowej ul. Ozdobnej zostanie umocniony poprzez wykonanie wokół nich opaski z kostki betonowej. W celu odprowadzania wód opadowych z terenów dachów budynków i podjazdów działek prywatnych zlokalizowanych wzdłuż głównych ciągów zaprojektowano do granicy pasa drogowego przykanaliki o średnicy  $\varnothing 0,20$ m. Omawiane przykanaliki należy zaślepić na granicy działki drogowej.

Istniejący pod drogą krajową przepust z uwagi na to, że obecnie odprowadza tylko wody opadowe z działek z nią sąsiadujących, zostanie zaadaptowany dla potrzeb kanalizacji deszczowej poprzez umieszczenie w nim kanału  $\varnothing 0,50$ m zakończonego studzienkami kanalizacyjnymi przewidzianymi pod przyszłą rozbudowę sieci kanalizacyjnej w kierunku Skarbimierzyc. Teren wokół zbiornika został tak ukształtowany, aby wszystkie wody powierzchniowe z terenów do niego przyległych mogły do niego bez przeszkód spływać.

Współrzędne geodezyjne w układzie X,Y studzienek kanalizacyjnych, trójników, miejsc zaślepienia przykanalików, węzłów i punktów charakterystycznych umożliwiające ich wytyczenie w terenie przedstawiono w części załącznikowej opracowania.

### **6.1. Przebieg trasy.**

W zakres opracowania wchodzi wykonanie sieci kolektorów i kanałów deszczowych o następujących średnicach:

- $\varnothing 0,70$ m o łącznej długości  $L= 54,1$ m,
- $\varnothing 0,50$ m o łącznej długości  $L= 338,9$ m,
- $\varnothing 0,40$ m o łącznej długości  $L= 235,1$ m,
- $\varnothing 0,30$ m o łącznej długości  $L= 145,3$ m,
- $\varnothing 0,25$ m o łącznej długości  $L= 15,6$ m,

oraz przykanalików

- Ø0,20m o łącznej długości L= 141,4m.

Układ wysokościowy projektowanych kolektorów i kanałów deszczowych został dostosowany do posadowienia istniejącego systemu kanalizacji deszczowej, jak również do niwelety istniejącego terenu, oraz jest wynikiem rozwiązań skrzyżowań projektowanych kanałów z istniejącym uzbrojeniem podziemnym.

Trasę projektowanych kanałów przedstawiono na planie zagospodarowania terenu rys 1 - 2.

Zagłębienie dna kanałów wynosi od 1,50 do 3,83m p.p.t.

Spadki podłużne kanałów wahają się od 2‰ do 42‰.

## 6.2. Materiał i uzbrojenie.

Kolektory i kanały deszczowe wykonane zostaną z następujących materiałów:

- kolektory deszczowe o średnicy Ø0,70m wykonać z rur z żywicy poliestrowych wzmacnianych włóknem szklanym (GRP) SN20000,
- kanały deszczowy o średnicy Ø0,50m (adaptacja przepustu) wykonać z rury renowacyjnej GRP SN20 o średnicy zewnętrznej Ø530mm z łącznikiem stalowym o średnicy równej średnicy zewnętrznej rury,
- kanały deszczowe w zakresie średnic Ø0,50m - Ø0,25m wykonać z rur z PVC klasy S SDR 34 SN8 o połączeniach kielichowych z uszczelką gumową o powierzchni zewnętrznej gładkiej, o jednorodnej strukturze ścianki rur i kształtek, o sztywności obwodowej nominalnej min. 8 kN/m<sup>2</sup>.
- przykanaliki deszczowe Ø0,20m wykonać z rur z PVC klasy S SDR 34 SN8 o połączeniach kielichowych z uszczelką gumową o powierzchni zewnętrznej gładkiej, o jednorodnej strukturze ścianki rur i kształtek, o sztywności obwodowej nominalnej min. 8 kN/m<sup>2</sup>.

Na kanalizacji deszczowej zaprojektowano następujące kształtki:

- trójnik redukcyjny PVC Ø0,40/0,20m - 1 sztuka,
- trójnik redukcyjny PVC Ø0,50/0,20m - 4 sztuki,
- przyłącza siodłowe GRP Ø0,70/0,20m - 1 sztuka,
- zaślepka z PVC Ø0,20m - 19 sztuk,
- zaślepka z PVC Ø0,25m - 1 sztuka,
- zaślepka z PVC Ø0,30m - 4 sztuki,
- zaślepka z PVC Ø0,50m - 1 sztuka,
- kolano 90° PVC Ø0,20m - 5 sztuk.

Przejście kanału deszczowego pod drogą krajową (na odcinku pomiędzy studzienkami D23-D24) zaprojektowano bezwykopowo przeciskiem w stalowej rurze ochronnej o średnicy Ø457,0x10,0mm i długości L=10m. Kanał deszczowy wewnątrz rury ochronnej ułożony będzie na podporach ślizgowych z rolkami w rozstawie co 1,5 m i nie dalej niż 0,15m od każdego końca rury ochronnej.

Przestrzeń pomiędzy rurą ochronną a rurą przewodową zamknięta zostanie manszetami uniwersalnym.

Przejście kanału deszczowego pod zjazdem na działkę nr 26/19 (na odcinku pomiędzy studzienkami D21-D22) zaprojektowano bezwykopowo przeciskiem w stalowej rurze ochronnej o średnicy  $\varnothing 508,0 \times 11,0$  mm i długości  $L=15$  m. Kanał deszczowy wewnątrz rury ochronnej ułożony będzie na podporach ślizgowych z rolkami w rozstawie co 1,5 m i nie dalej niż 0,15 m od każdego końca rury ochronnej. Przestrzeń pomiędzy rurą ochronną a rurą przewodową zamknięta zostanie manszetami uniwersalnym.

Przejście przykanalikiem deszczowym pod chodnikiem na odcinku D24-Zd22 należy wykonać w rurze stalowej osłonowej. Przykanalik o średnicy  $\varnothing 0,25$  m wykonać w stalowej rurze ochronnej o średnicy  $\varnothing 355,6 \times 8,0$  mm i długości 5,0 m. Przykanalik deszczowy wewnątrz rury ochronnej ułożony będzie na płozach ślizgowych z rolkami w rozstawie co 1,5 m i nie dalej niż 0,15 m od każdego końca rury ochronnej. Przestrzeń pomiędzy rurą ochronną a rurą przewodową zamknięta zostanie manszetami uniwersalnym.

Miejsce układania uzbrojenia metodą bezwykopową przedstawiono na planie zagospodarowania terenu.

Przejście kanałem deszczowym pod ul. Lubieszyńską (na odcinku pomiędzy studzienkami D19-D20) należy wykonać poprzez wprowadzenie kanału deszczowego z rury renowacyjnej GRP SN20 o średnicy  $\varnothing 0,50$  m w istniejący przepust. Konstrukcja istniejącego przepustu pod ul. Lubieszyńską składa się z następujących odcinków: na wlocie do przepustu tj. od wylotu ze studni D20 na długości 1,0 m przepust ma postać rury o średnicy  $\varnothing 0,80$  m, następnie rura włączona jest w murowany z kamienia kanał o przekroju prostokątnym  $0,6 \times 0,7$  m i długości  $L=11,4$  m oraz końcowy odcinek przepustu tj. wylot z przepustu, który ma postać rury o średnicy  $\varnothing 0,80$  m o długości  $L=3,0$  m. Powyższy odcinek kanału deszczowego o średnicy  $\varnothing 0,50$  m i długości  $L=15,4$  m należy posadzić bezpośrednio na dnie istniejącego kanału o przekroju kołowym oraz prostokątnym. Przestrzeń pomiędzy rurą przewodową a wewnętrzną ścianą przepustu wypełnić za pomocą samozagęszczalnej specjalistycznej mieszanki do wypełniania kanałów.

#### Uwaga:

W celu zabezpieczenia projektowanego kanału deszczowego  $\varnothing 0,50$  m przed przemieszczeniem, wyboczeniem, wyporem oraz ochrony na łączeniach rur podczas wykonywania wypełnienia przestrzeni między rurą przewodową a wewnętrzną ścianą przepustu za pomocą samozagęszczalnej specjalistycznej mieszanki do wypełniania kanałów należy w pierwszej kolejności dociażyć projektowany kanał poprzez zaślepienie obu końców rury a następnie wypełnienie jej wodą.

### **6.3. Studzienki kanalizacyjne na kanałach deszczowych.**

Łącznie na kanałach deszczowych zaprojektowano 24 sztuki studzienek kanalizacyjnych. Studnię o średnicy 2,5 m oznaczona na planie jako D17 zaprojektowano jako studnię przelewową z krawędzią przelewu ustaloną na rzędnej 48,80 m n.p.m. (patrz rys. nr 5).

Z tego:



- 1 szt. - jako studnie betonowe o średnicy Ø2,5m (studnia przelewowa D17),
- 3 szt. - jako studnie betonowe o średnicy Ø2,0m (w tym 1szt. studnia Rg1 z regulatorem wypływu),
- 2 szt. - jako studnie betonowe o średnicy Ø1,50m,
- 20 szt. - jako studnie betonowe o średnicy Ø1,20m (w tym 1szt. studni wlotowej z osadnikiem D24 oraz studnia Di1).

#### Studzienki kanalizacyjne betonowe

Składają się z włazu kanałowego typu ciężkiego klasy D400 o średnicy Ø670mm oraz prefabrykowanych elementów, to jest dennicy betonowej z kinetą wykonaną z betonu, kręgów betonowych, płyty przejściowej, płyty pokrywowej, pierścieni dystansowych połączonych ze sobą za pomocą odpowiednich uszczeltek. Styki kręgów łączonych na uszczelkę gumową muszą być zatarte na gładko z obu stron zaprawą szybkowiążącą wysokiej marki.

Prefabrykowane elementy betonowe i żelbetowe wykonane muszą być z betonu C35/45, wodoszczelnego (W8), mało nasiąkliwego  $n_{w} \leq 6\%$ , mrozoodpornego (F50). Na studzienkach betonowych kanalizacyjnych zaprojektowano dwa typy włazów.

Dla projektowanych studzienek jako zwieńczenie zaprojektowano włazy żeliwne z wypełnieniem betonowym typu ciężkiego klasy D400 w ilości 26 sztuk. Średnica pokrywy włazu min. 670mm. Głębokość osadzenia pokrywy włazu w korpusie min. 50mm. Wszystkie włazy kanalizacyjne należy wykonać z herbem Gminy Dobra.

#### Studzienka wlotowa na rowie przydrożnym.

W celu przyłapania wód opadowych na rowie przydrożnym zlokalizowanym wzdłuż drogi krajowej nr 10 zaprojektowano studzienkę wlotową z osadnikiem (oznaczone na planie sytuacyjnym jako D24) z kręgów betonowych o średnicy 120cm. W części wlotowej studzienki wykonane będą z cegły kanalizacyjnej klasy 150. Wlot do studni z rowów przydrożnych poprzedzać będzie betonowy osadnik według KPED 01.14. Studzienki zwieńczone będą włazem kanałowym typu ciężkiego klasy D400.

#### **6.4. Istniejące studzienki.**

W miejscu istniejącej studzienki oznaczonej na planie zagospodarowania terenu jako Di1, należy wykonać nową studnię betonową o średnicy 1,2m wraz z projektowanym oraz istniejącymi włączeniami kanałów. Opis wykonania studni kanalizacyjnej betonowej Di1 opisano w pkt. 2.1.3. niniejszego opracowania.

Uwaga: W istniejącej studziencie Di2 wykonać włączenie projektowanego kanału Ø0,25m do studni D19 (zgodnie z profilem podłużnym).

#### **6.5. Regulator wypływu.**

W celu ograniczenia wypływu wód opadowych z zaprojektowanego zbiornika ZRS1 zaprojektowano w studziencie betonowej Ø2,0m oznaczonej na planie sytuacyjnym jako Rg1 regulator odpływu, stabilizujący wypływ ze zbiornika na poziomie  $Q=15$  l/s.. Zastosowano

regulator przepływu pływakowy montowany po stronie naporu wody i regulowany przy pomocy specjalnego pływaka. Zastosowany regulator jest urządzeniem kompaktowym o dokładności regulacji w zakresie  $\pm 5\%$  założonego odpływu z możliwością wtórnej regulacji założonego odpływu na poziomie  $\pm 15-20\%$ . Materiał wykonania regulatorów – stal nierdzewna i tworzywa syntetyczne (POM, PA). Regulacja wypływu odbywa się za pomocą ramienia poruszającego się zgodnie z poziomem wody i kontrolującego gilotynę odpowiednio zmniejszającą lub zwiększającą przekrój wylotu.

#### **6.6. Wpusty uliczne.**

W celu odwodnienia nawierzchni jezdni, zaprojektowano wpusty uliczne w ilości 4 sztuk podłączone do studzienek kanalizacyjnych usytuowanych na projektowanych kanałach deszczowych.

Wpusty deszczowe zaprojektowano z kręgów betonowych o średnicy wewnętrznej  $d = 45$  cm z częścią osadnikową z odejściem  $\varnothing 200$ mm produkowanych wg normy DIN 4052. Zwieńczenie wpustu stanowi wpust uliczny kołnierzykowy klasy D400 o wymiarach 620x420mm mocowany luźno i na zawiasie. W drogach o nawierzchni gruntowej teren wokół zaprojektowanego wpustu (Wp4) należy obrukować kostką betonową  $h=0,08$ m tworząc płaszczyznę o wymiarach około 2,0x1,5m oraz dla wpustów Wp1 i Wp2 wykonać obrukowanie poza pasem istniejącej jezdni w jej poboczu.

#### **6.7. Drenaż przykanałowy.**

Na odcinku projektowanej kanalizacji deszczowej pomiędzy studzienkami oznaczonymi na planie zagospodarowania D12-Rg1 (zabudowany odcinek rowu przewidziany do likwidacji) zaprojektowano drenaż przykanałowy. Zaprojektowano drenaż przykanałowy o łącznej długości  $L=94$ m z rur drenarskich  $\varnothing 113/126$ mm z filtrem z włókna syntetycznego z otworami wlotowymi 5x2,5mm. Drenaż należy układać równolegle do projektowanych kanałów deszczowych na wysokości 2/3 projektowanego kanału deszczowego. Drenaż należy układać zgodnie ze spadkiem przęsła kanału wzdłuż którego został zaprojektowany. Włączenie drenażu wykonać do dolnej studni, natomiast górną końcówkę drenażu należy zaślepić ok. 1m poniżej górnej studni. Drenaż należy ułożyć w zasypce zaprojektowanych dla kanału deszczowego, wzdłuż którego będzie przebiegał.

#### **6.8. Odwodnienie liniowe.**

W poprzek projektowanego zjazdu z drogi krajowej nr 10 do zbiornika ZRS1 na granicy działek nr 363 oraz 26/21 obręb Mierzyn 1 zaprojektowano odwodnienia liniowe aby zabezpieczyć teren działki gminnej przed napływem wód powierzchniowych. Korytka odwodnienia liniowego o szerokości zewnętrznej 210mm (szerokość hydrauliczna 150mm) zaprojektowano z betonu klasy C35/45 ze zbrojeniem rozproszonym (mieszanka cementu, kwarcu i włókna). Krawędzie korytka wykonane ze stali nierdzewnej o wysokości 20 mm i szerokości 25 mm w najszerszym miejscu,

zakotwione w bocznych ścianach za pomocą poziomych kotew zaciskowych. Zaprojektowano 1 sztukę odwodnienia liniowego o długości 3,5m. Włączenie do projektowanej kanalizacji wykonać poprzez systemowe studzienki rewizyjne z ocynkowanym osadnikiem. Zwieńczenie odwodnień liniowych stanowić będzie ruszt żeliwny klasy D400.

#### 6.9. Układ podczyszczania wód opadowych.

Na kanale, przed wylotem do odbiornika, zaprojektowano układ podczyszczania wód deszczowych. Separator poprzedzony osadnikiem zapewniać będzie podczyszczenie pierwszej fali opadów.

W oparciu o obliczenia hydrauliczne kanalizacji deszczowej ustalono:

- Powierzchnia zlewni –  $F=18,69\text{ha}$ ,
- Średni współczynnik spływu –  $\psi=0,46$ ,
- Współczynnik opóźnienia –  $\phi=0,48$  (dla  $n=4$ ).

Przyjmując, że natężenie deszczu obliczeniowego wynosi  $q_k = 15 \text{ dm}^3/\text{s ha}$ , przepływ nominalny wyniesie:

$$q_s = q_k \times F \times \phi \times \psi \text{ [ dm}^3/\text{s ]}$$

$$q_s = 15 \times 18,69 \times 0,48 \times 0,46 = \mathbf{61,9 \text{ dm}^3/\text{s}}.$$

Przyjmując, że natężenie maksymalnego deszczu obliczeniowego wynosi  $q_k = 126 \text{ dm}^3/\text{s ha}$ , przepływ maksymalny wyniesie:

$$q_s = q_k \times F \times \phi \times \psi \text{ [ dm}^3/\text{s ]}$$

$$q_s = 126 \times 18,69 \times 0,48 \times 0,46 = 520 \text{ dm}^3/\text{s}.$$

Dla powyższych parametrów zaprojektowano lamelowy separator wód deszczowych o przepustowości 65/650 l/s o średnicy 2,0m i średnicy wlotu/wylotu 0,40m.

Dla przewidywanej ilości zawiesin mineralnych w ściekach i współczynnika gęstości cieczy  $f_d=1$  wymagana pojemność czynna osadnika wynosi:

$$V = [100 \times q_s] / f_d = [100 \times 61,9] / 1 = 6190 \text{ dm}^3.$$

Dla powyższych parametrów zaprojektowano osadnik o średnicy 2,0m pojemności części osadowej  $V=7\text{m}^3$

Zwieńczenie osadnika stanowić będzie właz klasy B125. Właz wykonać z herbem Gminy Dobra.

#### 6.10. Wylot W1 do istniejącego rowu.

Wylot W1 z projektowanej kanalizacji deszczowej zaprojektowano w postaci koszy gabionowych. Konstrukcję koszy należy posadzić na materacu gabionowym zgrzewanym o wymiarach 220x220x15cm. Zaprojektowano część osadnikową głębokości 30cm o wymiarach w dnie 100x100cm. Od strony gruntu kosze należy obłożyć geotkaniną 40kN/m, ewentualne zakłady geotkaniny powinny wynosić minimum 50cm. Należy wykonać ze szczególną starannością zabezpieczenia geotkaniną przejścia rury przez kosze gabionowe w celu uniknięcia wypłukiwania gruntu od strony odziemnej. Geotkaninę przymocować do konstrukcji wylotu za pomocą drutu ocynkowanego.

Schemat ułożenia koszy gabionowych pokazano na rysunkach technologiczno-konstrukcyjnych. Materace gabionowe należy powiązać z koszami zgodnie z zaleceniami producenta np. za pomocą stalowych klipsów.

Projektowany wylot W1 należy obłożyć geotkaniną 40kN/m a następnie posadowić na 20cm warstwie suchego betonu. Ewentualne zakłady geotkaniny powinny wynosić minimum 50cm.

Parametry wylotu W1 kanalizacji deszczowej do istniejącego rowu:

- średnica rury – Ø0,5m
- rzędna dna rury – 43,00m npm

Materiał koszy gabionowych.

Zaprojektowano kosze gabionowe zgrzewane o wymiarach 100x50x50cm oraz 30x50x100cm z drutu zgrzewanego ocynkowanego zabezpieczonego powłoką antykorozyjną (stop cynku i aluminium ZnAl5) grubości min. 4,5mm i średnicy oczek 10x5cm. Do wypełnienia koszy gabionowych należy użyć kamienia polnego o średnicach 8-12cm (od strony widocznej stosować kamienne sortowane nie przekraczające średnicy zastępczej), przy czym istnieje możliwość zastosowania kamienia o średnicy 6-8cm w wewnętrznej części kosza. Ze względów estetycznych kamień na widocznej stronie należy układać warstwowo metodą ręczną.

Kosze gabionowe należy ze sobą łączyć zgodnie z zaleceniami producenta.

Materiał materacy gabionowych:

Zaprojektowano materac gabionowy zgrzewany o wymiarach 220x220x15cm z drutu ocynkowanego zabezpieczonego powłoką antykorozyjną (stop cynku i aluminium ZnAl5) grubości min.4.5mm i średnicy oczek 5x10cm. Do wypełnienia materacy gabionowych należy użyć kamienia polnego o średnicach 8-12cm.

Szczegóły wykonania wylotu W1 do istniejącego rowu zostały przedstawione w części rysunkowej niniejszego opracowania. Lokalizację wylotu W1 pokazano na planie zagospodarowania terenu.

Uwaga:

Kosze gabionowe oraz materace gabionowe należy ze sobą łączyć zgodnie z zaleceniami producenta. Umocnienia dna oraz skarp w rejonie obiektów zgodnie z rysunkami szczegółowymi.

## **6.11. Zabudowa istniejącego rowu.**

Istniejący rów podlegający zabudowie przebiega od wylotu z projektowanego zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZRS1 do zaprojektowanej studni D13 w m. Mierzyn.

Na podstawie inwentaryzacji stwierdzono, że przekroje i spadki podłużne rowu podlegającego zabudowie cechują się nieregularnością. Podczas wizji w terenie nie zlokalizowano żadnych umocnień dna oraz skarp rowu. Na całej długości rowu skarpy pokryte są roślinnością trawiastą.

Ze względu na zły stan techniczny istniejącego rowu na odcinku Ri5-Ri7 o długości L=78,4m przyjęto, że zostanie on zlikwidowany (zasypany). W jego miejsce zaprojektowano

kanalizację deszczową która została odpowiednio przegłębiona i ułożona z większym spadkiem (co spowodowało zwiększenie jego przepustowości względem istniejącego rowu) aby odprowadzić wody opadowe z projektowanego zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZRS1 do odbiornika tj. do istniejącego rowu poprzez wylot W1.

W miejscowych obniżeniach terenu zaprojektowano podniesienie, tak aby przykrycie nad projektowanym kanałem deszczowym wynosiło minimum 1,20m.

Parametry istniejącego rowu przewidzianego do likwidacji na odcinku Ri5-Ri7:

- długość rowu  $L=78,4\text{m}$
- szerokość dna –  $b=1,20\text{m}$ ,
- spadek dna –  $i=5,1\text{‰}$ .

#### **6.12. Likwidacja rowu.**

W ramach budowy kanalizacji deszczowej zaprojektowano likwidację rowu na odcinku Ri1-Ri2 na długości  $L=7,7\text{m}$  oraz na odcinku Ri3-Ri4 na długości  $L= \text{ok. } 35,6 \text{ m}$  poprzez jego zasypanie. W ramach likwidacji rowu na odcinku Ri1-Ri2 konieczna jest likwidacja istniejącego przyczółka wylotu betonowego z przepustu poprzez rozebranie zlokalizowanego pod drogą krajową nr 10 (przepust zlokalizowany pod ul. Lubieszyńską) na działce nr 12 obręb Skarbimierzyce.

Parametry istniejącego rowu przewidzianego do likwidacji na odcinku Ri1-Ri2, Ri3-Ri4:

- łączna długość rowu  $L=43,3\text{m}$
- szerokość dna –  $b=0,50\text{m}$ ,
- spadek dna – ok.  $i=13-50\text{‰}$ .

#### **6.13. Istniejące uzbrojenie do likwidacji.**

Z uwagi na kolizję z projektowaną inwestycją do likwidacji (wyciągnięcia z ziemi) przyjęto następujące uzbrojenie podziemne:

- istniejący kanał deszczowy  $\varnothing 0,30\text{m}$  o długości 7,3m,
- istniejący kanał deszczowy  $\varnothing 0,20\text{m}$  o długości 28m,
- likwidację istniejącego przyczółka betonowego na wylocie z istniejącego przepustu pod ul. Lubieszyńską,
- Istniejąca studnia Di1 w ilości 1szt.

### **7. ZBIORNIK RETENCYJNO-INFILTRACYJNY ZRS1.**

Teren przewidziany pod budowę zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZRS1 znajduje się w województwie zachodniopomorskim w miejscowości Mierzyn, gmina Police. Zbiornik usytuowany będzie na istniejącym rowie pomiędzy przepustem pod drogą krajową, a wlotem do zbieracza melioracyjnego przy ul. Ozdobrej w Mierzynie. Jest to teren niezagospodarowany, na którym dominuje roślinność trawiasta.

W ramach inwestycji zaprojektowano budowę zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZRS1, którego funkcją jest gromadzenie wód opadowych oraz roztopowych z terenu objętego inwestycją a następnie odprowadzenie w/w wód poprzez projektowany wylot W2 do projektowanej sieci kanalizacyjnej deszczowej w miejscowości Mierzyn. W celu ograniczenia wielkości odpływu ze zbiornika ZRS1 zaprojektowano w studni kanalizacyjnej Rg1 zlokalizowanej za wylotem ze zbiornika regulator odpływu stabilizujący wypływ ze zbiornika na poziomie  $Q=15$  l/s.

Współrzędne geodezyjne w układzie X,Y wylotów KD oraz wylotu ze zbiornika, drenażu oraz studzienki drenarskiej, miejsc zaślepienia drenażu i punktów charakterystycznych zbiornika oraz rowu kierującego w dnie zbiornika, ogrodzenia zbiornika, odcinków likwidacji rowu umożliwiające ich wytyczenie w terenie przedstawiono w części załącznikowej opracowania.

### 7.1. Budowa zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZRS1.

W ramach niniejszego opracowania zaprojektowano budowę ziemnego otwartego zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZRS1.

Parametry projektowanego zbiornika ZRS1:

• powierzchnia całkowita	6800 m <sup>2</sup>
• powierzchnia dna zbiornika	5550 m <sup>2</sup>
• nachylenie skarp	1:2
• objętość czynna zbiornika przy napełnieniu $H=1,2-1,4$ m	7500 m <sup>3</sup>
• rzędna korony zbiornika	49,00-50,00 m n.p.m.
• rzędna dna zbiornika	47,30-47,50 m n.p.m.
• rzędna wylotu ze zbiornika	47,20 m n.p.m.

Dno wyprofilować ze spadkiem  $i=2,0\%$  w kierunku kanału wylotowego W2 ze zbiornika.

Zbiornik będzie zasilany w wodę poprzez projektowane kanały deszczowe o średnicy  $\varnothing 0,40$ m oraz  $\varnothing 0,70$ m oraz projektowany drenaż  $\varnothing 0,113$ m. Natomiast odpływ wód zgromadzonych w zbiorniku do istniejącej kanalizacji deszczowej zaprojektowano poprzez kanał deszczowy  $\varnothing 0,30$ m. Na odpływie ze zbiornika w studziencie betonowej oznaczonej jako Rg1 zaprojektowano regulator przepływu stabilizujący wypływ ze zbiornika na poziomie  $Q=15$ l/s.

W celu zapewnienia dojścia do zbiornika oraz prawidłowej eksploatacji zbiornika wraz z budowlami z nim związanymi zaprojektowano drogę dojazdową do zbiornika oraz schody na skarpie zbiornika. Wokół zbiornika należy wykonać ogrodzenie.

Umocnienie dna i skarp zbiornika ZRS1 zaprojektowano w konstrukcji szczelnej (środkowa i południowa część zbiornika na powierzchni oznaczonej na planie sytuacyjnym jako US1-US4) oraz w konstrukcji filtracyjnej (skarpa północnej części zbiornika).

Po wykonaniu zbiornika, kanalizacji zasilającej zbiornik ZRS1 należy wykonać obsiew mieszaną traw na 10cm warstwie ziemi urodzajnej pasem 1,0-2,0m na koronie skarpy wokół zbiornika.

### Umocnienie dna oraz skarp zbiornika ZRS1.

Ze względu na występujące w miejscu projektowanego zbiornika grunty spoiste oraz organiczne (środkowa i południowa część zbiornika na powierzchni oznaczonej na planie sytuacyjnym jako US1-US4) a co za tym idzie niedopuszczenie do ich uplastycznienia poprzez filtrację wody w grunt, zbiornik zabezpieczono uszczelnieniem w postaci maty bentonitowej ułożonej na zakład 15-23cm na skarpach oraz w dnie na głębokości 0,45m (konstrukcja szczelna zbiornika). Bezpośrednio na matę bentonitową należy ułożyć i zagęścić warstwę pospółki, kruszywa lub zasypki piaskowej o grubości min 30cm nie zawierającej kamieni o ostrych krawędziach o nierównomierności uziarnienia  $d_6/d_{40} < 5$ . Nie należy używać gruntów o dużej zawartości wapnia. Na tak przygotowanym podłożu w dnie zbiornika oraz na skarpach należy ułożyć geowłókninę separacyjno-filtracyjną. Na rozłożonej geowłókninie należy wykonać umocnienie dna oraz skarp zbiornika za pomocą geokomórek perforowanych o kształcie plastra miodu (wysokość komórki 15cm oraz średnica komórki min.25cm) wypełnionych żwirem oraz humusem. W dnie oraz na skarpach zbiornika ZRS1 ze względu na występujące dodatkowo grunty organiczne zaprojektowano wzmocnienie dna w postaci georusztu dwukierunkowego układanego na geowłókninie. Geowłókninę oraz geokratę komórkową należy zakotwić w rowku na szczycie skarpy. Geokratę komórkową należy kotwić do gruntu za pomocą szpilek o średnicy  $\varnothing 10\text{mm}$  z pręta żebrowanego o długości  $L=1,0\text{m}$  (szpila wbijana w dnie zbiornika 2szt. x  $1\text{m}^2$  oraz na skarpie 4szt. x  $1\text{m}^2$ ). Teren wokół zbiornika należy wyrównać, pokryć warstwą humusu i obsiać trawą.

Pozostałe skarpy zbiornika tj. skarpy zlokalizowane w północnej części zbiornika należy wykonać w konstrukcji filtracyjnej. Skarpy zbiornika poniżej maksymalnego poziomu zwierciadła wody należy umocnić geokomórkami perforowanymi wypełnionymi żwirem o średnicy ziaren 16/32mm. Skarpy zbiornika powyżej maksymalnego zwierciadła wody należy umocnić geokomórkami wypełnionymi humusem wymieszanym z nasionami traw. Projektowane umocnienie dna oraz skarp zbiornika należy posadowić na geowłókninie separacyjno-filtracyjnej oraz podsypce piaskowej. Geokratę komórkową należy kotwić do gruntu za pomocą szpilek o średnicy  $\varnothing 10\text{mm}$  z pręta żebrowanego o długości  $L=1,0\text{m}$  (szpila wbijana w dnie zbiornika 2szt. x  $1\text{m}^2$  oraz na skarpie 4szt. x  $1\text{m}^2$ ). Teren wokół zbiornika należy wyrównać, pokryć warstwą humusu i obsiać trawą.

Konstrukcja szczelna umocnienia dna oraz skarp zbiornika (środkowa i południowa część zbiornika na powierzchni oznaczonej na planie sytuacyjnym jako US1-US4):

- Dno i skarpa poniżej maksymalnego poziomu zwierciadła wody tj. do rzędnej 48,70m n.p.m. umocniona geokomórkami perforowanymi o kształcie plastra miodu (wysokość komórki 15cm oraz średnica komórki min.25cm) wypełnionymi żwirem o średnicy ziaren 16/32mm, natomiast skarpa powyżej maksymalnego poziomu zwierciadła wody tj. powyżej rzędnej 48,70m n.p.m. umocniona jw. geokomórkami perforowanymi wypełnionymi humusem wymieszanym z nasionami traw,

- Geowłóknina separacyjno-filtracyjna o wytrzymałości na rozciąganie w dwóch kierunkach min. 20kN/m o parametrach: CBR $\geq$ 3,05 kN
- Zagęszczona pospółka, kruszywo lub zasypka piaskowa gr. 30cm o nierównomierności uziarnienia  $d_6/d_{10} < 5$ ,
- Mata Bentonitowa o wytrzymałości na rozciąganie min. 15,1kN/m o parametrach: CBR $\geq$ 3,8kN, masa jednostkowa  $\geq 5100 \text{ g/m}^2$ ,
- Zagęszczone kruszywo lub pospółka gr. 20 cm,
- Georuszt o wytrzymałości na rozciąganie w dwóch kierunkach min. 40kN/m,
- Geowłóknina o wytrzymałości na rozciąganie w dwóch kierunkach min. 12kN/m o parametrach: CBR $\geq$ 2,0kN, wodoprzepuszczalność prostopadła do płaszczyzny wyrobu  $\geq 80 \text{ l/m}^2 \cdot \text{s}$ ,
- Grunt rodzimy.

Konstrukcja filtracyjna umocnienia skarp zbiornika (północna część zbiornika):

- Skarpa poniżej maksymalnego poziomu zwierciadła wody tj. do rzędnej 48,70m n.p.m. umocniona geokomórkami perforowanymi o kształcie plastra miodu (wysokość komórki 15cm oraz średnica komórki min.25cm) wypełnionymi żwirem o średnicy ziaren 16/32mm, natomiast skarpa powyżej maksymalnego poziomu zwierciadła wody tj. powyżej rzędnej 48,70m n.p.m. umocniona jw. geokomórkami perforowanymi wypełnionymi humusem wymieszanym z nasionami traw,
- Geowłóknina separacyjno-filtracyjna o wytrzymałości na rozciąganie w dwóch kierunkach min. 20kN/m o parametrach: CBR $\geq$ 3,05 kN
- Podsypka piaskowa gr. 20cm,
- Grunt rodzimy.

### Mata bentonitowa

Należy zastosować matę bentonitową, zawartość bentonitu  $> 5100 \text{ g/m}^2$ . Matę bentonitową należy układać folią na spód.

### Przygotowanie podłoża pod matę bentonitową:

Powierzchnie stanowiące podłoże układanej maty bentonitowej powinny być uformowane i stopień zagęszczenia ich powinien wynosić min. 0,85 wg. Proctora.

**UWAGA:** Na górze zboczy matę należy zakotwić w rowie kotwiącym zgodnie z rysunkiem konstrukcyjnym. Rów taki powinien być wykonany zgodnie z projektem technicznym i odebrany przez inspektora kontroli jakości przed położeniem maty bentonitowej.

Szczegóły umocnienia skarp zbiornika pokazano na rysunku technologicznym.

### Układanie maty bentonitowej:

Układanie Bentomatu musi odbywać się zgodnie z zaleceniami producenta i podanymi tu

*Budowa sieci kanalizacji deszczowej (Puccini, Pierot) wraz ze zbiornikiem retencyjnym i przebudową rowu w Skarbimierzach i Mierzynie.*



wskazówkami. Wszelkie zmiany w tych procedurach muszą być najpierw zatwierdzone przez osobę odpowiedzialną za realizację obiektu. Dystrybutor maty bentonitowej lub przedstawiciel producenta zapewnia wykonawcy pomoc w początkowym okresie prac. W szczególności dotyczy to przypadków, w których wykonawca dysponuje w tym zakresie tylko niewielkim doświadczeniem lub nie ma go wcale, bądź też jeżeli występują nietypowe warunki wykonania.

Konieczne jest użycie sprzętu umożliwiającego swobodne podwieszenie rolki i swobodne rozwinięcie z zastosowaniem zawiesia belkowego i sztywnej rury (rdzenia montażowego) wsuwanej w rolkę. Zawiesie oraz rdzeń nie może nadmiernie uginać się pod ciężarem rolki.

Pasma maty bentonitowej należy tak układać, by folię były skierowane w górę. Pasma układane na powierzchni poziomej mogą być zorientowane w dowolny sposób. Należy układać je od punktu najwyższego do najniższego - ułatwi to odprowadzenie wody w przypadku opadów atmosferycznych. Pasma należy układać tak, by nie były napięte czy naprężone, ale również bez zmarszczeń i fałd. Niedopuszczalne jest naciąganie maty dla dopasowania do wyznaczonego obszaru. Nie wolno przeciągać go po podłożu - z wyjątkiem tych przypadków gdy jest to konieczne do utworzenia prawidłowego zakładu pomiędzy sąsiednimi pasmami.

Instalację można prowadzić w dowolnych warunkach pogodowych, z wyjątkiem ulewnych deszczy i bardzo silnych wiatrów. Wykonawca może rozpakować i ułożyć w ciągu jednego dnia roboczego tylko taką ilość maty, jaką można przykryć gruntem. Nie należy dopuszczać, aby po zakończeniu dnia pracy mata bentonitowa pozostawała wystawiona na działanie przypadkowych czynników atmosferycznych.

#### Wykonywanie połączeń:

Połączenia maty mają postać zakładów o szerokości od 15 do 23 centymetrów. Podczas ich wykonywania należy posługiwać się zaznaczonymi na pasmach liniami zakładu i dopasowania.

Natomiast zakłady poprzeczne powinny wynosić około 30cm (nie można robić zakładów poprzecznych w jednej linii lecz mijankowo). Po rozwinięciu pasma górnego w docelowym miejscu, jego brzeg należy odchylić w celu odsłonięcia strefy zakładu, skąd usunąć należy zanieczyszczenia i luźny grunt - dotyczy to także zanieczyszczeń przyczepionych do geotekstyliów. Następnie w strefie zakładu (pomiędzy krawędzią pasma a linią 15 cm) należy rozłożyć ciągłą warstwę granulowanego bentonitu. Na jednym metrze długości zakładu znaleźć się musi co najmniej 0,4 kilograma bentonitu. W celu uzyskania jednolitości pokrycia i równomierności dozowania bentonitu możliwe jest posłużenie się konewką bez sitka lub maszyną do rysowania linii kredą. Kontrolę jakości wykonania tej pracy przeprowadza się zgodnie z planem kontroli jakości.

#### Naprawa uszkodzeń:

Wszelkie uszkodzenia w postaci przecięć lub rozdarć muszą zostać naprawione. Naprawa polega na wycięciu odpowiedniej łaty z osobnego pasma i nałożeniu jej na uszkodzone miejsce. Miejsce uszkodzone należy oczyścić z brudu i gruzu. Łatę należy wyciąć tak, aby pasowała do uszkodzonego obszaru i w każdym kierunku sięgała 30 cm poza uszkodzenia. Na obrzeżach

obszaru uszkodzonego należy nasypać warstewkę bentonitu (0,4 kg na mb długości) i uszkodzone miejsce przykryć łatą. Do unieruchomienia łaty w czasie obsypywania można użyć np. kleju epoksydowego.

#### Uszczelnienie przejść instalacyjnych:

W podłożu gruntowym, na obwodzie przenikającej matę rury należy wykonać niewielkie zagłębienie-bruzdę, którą wypełnia się bentonitem granulowanym. W bentomacie wykonuje się nacięcie i przekłada go przez rurę. Zbyteczne kawałki maty należy odciąć równo z obwodem rury, a miejsce styku i najbliższego otoczenia pokryć bentonitem. Z osobnego pasma wycina się łatę i po nacięciu w ten sam sposób jak pasmo główne przekłada się przez rurę, a miejsce styku jeszcze raz pokrywa się granulatem bentonitowym.

Wielkości łat dla odpowiednich przejść dopasować w taki sposób aby odległość od krawędzi uzbrojenia do krawędzi łaty wynosiła minimum 30cm.

#### Układanie warstwy przykrywającej:

Całkowita warstwa przykrycia wynosi 45cm w dnie zbiornika oraz 45cm na skarpach. W gruncie stosowanym do przykrycia nie mogą znajdować się ostre kamienie o wielkości większej niż 5 cm.

#### Niedopuszczalne jest użycie materiału o dużej zawartości wapnia!

Do wykonania przykrycia gruntowego należy stosować sprzęt wywierający małe naciski powierzchniowe. Użycie sprzętu ciężkiego jest dopuszczalne po wcześniejszym przykryciu maty warstwą o grubości co najmniej 60 cm - nie dotyczy to ostatecznego wyrównywania. Bezpośrednio po rozłożonej macie nie powinny jeździć żadne pojazdy. Ruch pojazdów jest możliwy dopiero po wykonaniu przykrycia odpowiedniej grubości. Należy unikać ostrych skrętów i zawracania maszyn w miejscu, gdyż może to uszkodzić wykładzinę. Stopień zagęszczenia pierwszych warstw przykrycia nie powinien przekraczać 85%. Podczas przykrywania maty na zboczach o nachyleniu większym niż 1:4 prace należy prowadzić w kierunku od podstawy ku górze zbocza.

Do rozwinięcia materiału syntetycznego można wykorzystać lekki sprzęt na oponach gumowych. Pojazdy te mogą jeździć bezpośrednio po Bentomacie pod warunkiem, że nie będą gwałtownie ruszać, zatrzymywać się lub skręcać.

UWAGA: Zasypkę maty bentonitowej na skarpach wykonywać od stopy skarpy do korony (od dołu do góry).

Szczegóły umocnienia dna oraz skarp zbiornika ZRS1, a także przekroje poprzeczne przez zbiornik pokazano w części rysunkowej niniejszego opracowania. Lokalizację konstrukcji szczelnej w dnie oraz na skarpach zbiornika na powierzchni US1-US4 pokazano na planie zagospodarowania terenu.

#### Wnioski:

Zaprojektowano zbiornik retencyjno-infiltracyjny ZRS1, który przy napełnieniu  $H=1,2-1,4m$  posiada pojemności retencyjną równą 7500m<sup>3</sup>.

## 7.2. Wyloty kanalizacyjne w zbiorniku ZRS1.

W ramach budowy zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZRS1 zaprojektowano wyloty kanalizacji deszczowej W3, W4, Dr1 do zbiornika o średnicy  $\varnothing 0,113-0,70\text{m}$  jako rury zlicowane ze skarpą, natomiast wylot W2 ze zbiornika o średnicy  $\varnothing 0,3\text{m}$  zaprojektowano jako typowy wg Katalogu Powtarzalnych Elementów Drogowych 02.16.

Zaprojektowano następujące wyloty w zbiorniku ZRS1:

- Wylot kanalizacji deszczowej W3 do zbiornika ZRS1 o średnicy  $\varnothing 0,70\text{m}$ ,
- Wylot kanalizacji deszczowej W4 do zbiornika ZRS1 o średnicy  $\varnothing 0,4\text{m}$ ,
- Wylot drenażu Dr1 do zbiornika ZRS1 o średnicy  $\varnothing 113/126\text{mm}$ ,
- Wylot W2 ze zbiornika ZRS1 o średnicy  $\varnothing 0,30\text{m}$ ,

### 7.2.1. Wylot kanalizacji deszczowej W3, W4 do zbiornika ZRS1.

Wylot kanalizacji deszczowej W3, W4 do projektowanego zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZRS1 odprowadzający wody opadowe i roztopowe z projektowanej kanalizacji deszczowej zaprojektowano z przyczółkiem w postaci rury zlicowanej ze skarpą. Zaprojektowano umocnienie dna oraz skarpy w obrębie wylotu W3, W4 za pomocą płyt wielootworowych o wymiarach  $100 \times 75 \times 12\text{cm}$ . Płyty wielootworowe należy wykonać w dnie zbiornika w obrębie wylotu W3, W4 na powierzchni o wymiarach  $3,0 \times 4,50\text{m}$  oraz na skarpie zgodnie z rysunkiem technologicznym. Płyty należy układać na geowłókninie  $16\text{kN/m}$  posadowionej na konstrukcji szczelnej dna oraz skarpy zbiornika ZRS1. Szczegóły konstrukcji szczelnej umocnienia zbiornika opisano w pkt. 2.2.1 niniejszego opracowania. Otwory płyt wielootworowych wypełnić kruszywem.

Rurę na projektowanym wylocie do zbiornika należy licować ze skarpą, nachylenie skarpy zbiornika wynosi 1:2 zgodnie z rysunkiem technologicznym.

Rurę na wylocie W3, W4 do zbiornika należy posadzić na fundamencie o wymiarach  $50 \times 90 \times 20\text{cm}$  (wylot W3) oraz o wymiarach  $30 \times 60 \times 15\text{cm}$  (wylot W4).

Parametry projektowanego wylotu W3 do zbiornika ZRS1:

- średnica projektowanej rury –  $\varnothing 0,70\text{m}$
- nachylenie skarpy – 1:2
- rzędna dna projektowanej rury –  $47,83\text{m n.p.m.}$

Parametry projektowanego wylotu W4 do zbiornika ZRS1:

- średnica projektowanej rury –  $\varnothing 0,40\text{m}$
- nachylenie skarpy – 1:2
- rzędna dna projektowanej rury –  $48,20\text{m n.p.m.}$

Szczegóły wykonania wylotu W3, W4 do zbiornika, zostały przedstawione w części rysunkowej niniejszego opracowania. Lokalizację wylotu W3, W4 pokazano na planie zagospodarowania terenu.

### 7.2.2. Wylot drenażu Dr1 do zbiornika ZRS1.

Wylot drenażu Dr1 do projektowanego zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZRS1 zaprojektowano z przyczółkiem w postaci rury zlicowanej ze skarpą. Zaprojektowano umocnienie dna oraz skarpy w obrębie wylotu Dr1 za pomocą płyt wielootworowych o wymiarach 100x75x12cm. Płyty wielootworowe należy wykonać w dnie zbiornika w obrębie wylotu Dr1 na powierzchni o wymiarach 1,0x1,50m oraz na skarpie na powierzchni o wymiarach 2,0x1,5m zgodnie z rysunkiem technologicznym. Płyty należy układać na geowłókninie 16kN/m posadowionej na konstrukcji szczelnej dna oraz skarp zbiornika ZRS1. Szczegóły konstrukcji szczelnej umocnienia zbiornika opisano w pkt. 2.2.1 niniejszego opracowania. Otwory płyt wielootworowych wypełnić kruszywem.

Parametry wylotu drenażu do rowu – Dr1:

- średnica rury – Ø113/126mm
- nachylenie skarpy – 1:2
- rzędna dna rury – 47,87m npm

Szczegóły wykonania wylotu Dr1 do zbiornika, zostały przedstawione w części rysunkowej niniejszego opracowania. Lokalizację wylotu drenażu Dr1 pokazano na planie zagospodarowania terenu.

### 7.2.3. Wylot W2 ze zbiornika ZRS1.

Wylot W2 z projektowanego zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZRS1 odprowadzający wody opadowe i roztopowe do kanalizacji deszczowej zaprojektowano jako typowy w konstrukcji betonowej, adoptowany wg Katalogu Powtarzalnych Elementów Drogowych 02.16.

Podstawowe parametry konstrukcji wylotu prefabrykowanego W2:

- wymiary: 117x88x128,2cm,
- średnica wylotu: Ø0,30m,
- rzędna wylotu: 47,20 m .n.p.m.

#### Posadowienie:

Projektowany obiekt należy posadzić na podsypce z piasku średniego grubości min. 0.30m. Podsypkę projektuje się profilować do kształtu dolnej części wylotu tak aby obejmowała całość dna i była wystarczająco szeroka do zagęszczania pod dnem. Materiał w pobliżu konstrukcji nie powinien zawierać cząstek większych od 45mm, cząstek gliniastych, organicznych itp. Podsypkę należy układać na geotkaninie 40kN/m. Stopień zagęszczenia w otoczeniu konstrukcji > 0.94 wg Proctora i > 0.97 w pozostałej strefie poza konstrukcją.

Uwaga: Tuleje ochronną z uszczelką należy przyciąć na wymiar 200mm.

Szczegóły projektowanych rozwiązań przedstawiono na rysunku technologicznym w części rysunkowej niniejszego opracowania. Lokalizację wylotu W2 pokazano na planie zagospodarowania terenu.

### 7.3. Drenaż.

Zaprojektowano budowę drenażu na działce nr 26/21 obręb Mierzyn 1 na odcinkach: Dr1-Dr4, Dr2-Dr5, Rg1-Dr6 oraz Rg1-Dr9 równolegle do skarpy projektowanego zbiornika ZRS1 w odległościach: ok 0,25m od stopy skarpy odpowietrzanej zbiornika na odcinkach Dr1-Dr4, Dr2-Dr5, ok. 2,0m od stopy skarpy zbiornika na odcinku Rg1-Dr6 oraz 1,5m od górnej krawędzi skarpy zbiornika na odcinku Rg1-Dr9.

Projektowany drenaż należy wykonać z rur drenarskich karbowanych z PVC-U o średnicy Ø113/126mm z otworami o wymiarach 5,0x2,5mm na całym obwodzie z filtrem z włókna syntetycznego odprowadzający wody do projektowanego zbiornika ZRS1 oraz do studni betonowej oznaczonej na planie sytuacyjnym jako Rg1.

Drenaż należy ułożyć w obsypce filtracyjnej ze żwiru granulowanego (8-16mm) o grubości min. 15cm. Projektuje się zasypkę z piasku średniego wyprowadzić do poziomu istniejącego terenu na całej długości drenażu Ø113/126mm na projektowanych odcinkach Dr2-Dr4, Rg1-Dr6, Rg1-Dr9 natomiast na odcinku Rg1-Dr6 należy wykonać tylko obsypkę filtracyjną ze żwiru granulowanego (8-16mm) o grubości min. 15cm bezpośrednio pod konstrukcją umocnienia zbiornika według rysunku technologicznego umocnienia skarp zbiornika. W celu zabezpieczenia konstrukcji drenażu należy obsypkę owinąć w geowłókninie 8kN/m o parametrach: CBR $\geq$ 1,24 kN, wodoprzepuszczalność prostopadła do płaszczyzny wyrobu  $\geq$ 130 l/m<sup>2</sup>·s. Ewentualne zakłady geowłókniny powinny wynosić minimum 50cm. Drenaż należy układać ze spadkiem 3‰.

Na trasie drenażu zaprojektowano 8 szt. studzienek karbowanych Dr2-Dr9 o średnicy Ø315mm z osadnikiem (min. 50cm) i pokrywą żelbetową wraz ze stożkiem żelbetowym służące do rewizji funkcjonowania drenażu.

Odprowadzenie wód przechwyconych przez rurę drenarską odbywać się będzie do projektowanego zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZRS1 poprzez wylot Dr1 (odcinek Dr1-Dr4, Dr2-Dr5) oraz do studni betonowej Rg1 (odcinek Rg1-Dr6, Rg1-Dr9).

Całkowita długość projektowanego drenażu z rur o średnicy Ø113/126mm z PVC-U z otworami 2,5x5,0 wynosi  $L = 364,2\text{m}$  (odcinek Dr1-Dr5 o długości  $L=(47,2+66=113,2\text{m})$ , odcinek Rg1-Dr6 o długości  $L=93\text{m}$ , odcinek Rg1-Dr9 o długości  $L=158\text{m}$ ).

Usytuowanie drenażu pokazano na planie zagospodarowania terenu w skali 1:500. Całość robót prowadzić zgodnie z instrukcją montażową układania w gruncie rur drenarskich dostarczoną przez producenta.

Szczegóły rozwiązań technicznych pokazano w części załącznikowej niniejszego opracowania.

#### 7.3.1. Studzienka drenarska.

Na rurociągu drenarskim zaprojektowano studzienki drenarskie w ilości 8szt. (Dr2-Dr9) służące do rewizji i funkcjonowania drenażu. Studzienki oznaczone na planie sytuacyjnym jako Dr2-Dr9 zaprojektowane są jako osadnikowe z osadnikiem 0,5m. W projekcie stosuje się studzienki drenarskie o średnicy Ø315, które powinny być wykonane z rury karbowanej (PP)

(wyprowadzona na powierzchnię) oraz z elementów prefabrykowanych tj.: dna do rury trzonowej karbowanej Ø315, rura trzonowa karbowana Ø315 (PP SN4), stożek żelbetowy i pokrywy żelbetowej. Włączenie do studni wykonać z zastosowaniem wkładek „in situ”. Wysokość dostosowana do zagłębienia najniższego przewodu w studni w taki sposób, żeby pokrywa była wyniesiona min. 10cm nad powierzchnią terenu.

Szczegóły rozwiązań technicznych pokazano w części załącznikowej niniejszego opracowania.

#### **7.4. Ogrodzenie projektowanego zbiornika ZRS1.**

Zaprojektowano ogrodzenie siatkowe wokół projektowanego zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZSR1.

##### Opis elementów ogrodzenia:

Zaprojektowano ogrodzenie z siatki plecionej powlekanej w kolorze zielonym o oczkach 6 x 6 cm. Siatka rozpięta na słupkach z rur stalowych. Rozpiętość przęseł wynosi max. 2,50 m w nawiązaniu do rozstawów istniejącej części ogrodzenia. Wysokość ogrodzenia powyżej terenu  $h = 180$  cm.

##### Fundamenty pod słupki ogrodzeniowe i bramowe.

Fundamenty pod słupki między przęsłowe i narożne należy wykonać o wymiarach Ø 30 cm i głębokości 80 cm.

Fundamenty pod słupki bramy o wymiarach 50 x 50 x 80 cm.

Fundamenty monolityczne z betonu kl. C16/20.

##### Słupki.

Przyjęto słupki z rur stalowych Ø48/3,0 mm. Rury należy zamknąć kapturkami z PCV. Wysokość słupków: 1,80 m powyżej poziomu terenu.

Słupki narożne i rozkroczne wzmocnić dodatkowymi zastrzałami. Słupki zagłębione w fundamencie 50 cm.

Ilość słupków (bez słupków bramy wjazdowej) 186 szt.

##### Siatka.

Ogrodzenie zaprojektowano z siatki plecionej grubości po powleczeniu Ø2,5 mm o oczkach 6 x 6 cm rozpiętej na stalowym drucie naciągowym grubości po powleczeniu PCV 3,7 mm (3 szt.) rozpiętym między słupkami. Drut naciągowy mocować do słupków pośrednich przelotkami wbijanymi, natomiast do słupków narożnych i rozkrocznych napinaczami z opaskami ze stali nierdzewnej.

##### Brama z siatki.

Wymiary bramy: szerokość 400 cm, wysokość 180 cm.

Rama z kątowników 50 x 50 x 5 mm. Cokół z blachy stalowej gr. 3 mm. Naciąg poprzeczny z  $\neq$  40 x 5 mm. Słupki stalowe z kątowników 65 x 65 x 7 mm lub rura stalowa Ø 82,5/6,3 mm.

##### Zabezpieczenie antykorozyjne.

Słupki ogrodzenia i elementy bramy ocynkowane ogniowo (wewnątrz i zewnątrz) i malowane

proszkowo w kolorze RAL 6005 (zielonym).

Na budowie po ostatecznym zmontowaniu elementów należy wykonać ewentualne uzupełnienie ubytków powłok ochronnych powstałych w trakcie transportu składowania i montażu przez pomalowanie farbą naprawczą.

### **Długość ogrodzenia.**

Długość ogrodzenia (bez bramy wjazdowej) wynosi  $L=463\text{m}$

Trasę ogrodzenia podano na planie zagospodarowania terenu. Podczas wykonywania prac należy przestrzegać przepisów BHP i p.poż. Ogrodzenie wykonać przy zachowaniu warunków określonych przez producenta.

## **7.5. Likwidacja rowu.**

W ramach budowy zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZRS1 zaprojektowano likwidację rowu na odcinku Ri4-Ri5 na długości  $L=69,8\text{m}$  oraz na odcinku Ri5-Ri6 na długości  $L= \text{ok. } 152,1\text{m}$  poprzez budowę w jego lokalizacji zbiornika retencyjno-infiltracyjnego ZRS1.

Parametry istniejącego rowu przewidzianego do likwidacji na odcinku Ri4-Ri5, Ri5-Ri6:

- łączna długość rowu  $L=221,9\text{m}$
- szerokość dna –  $b=0,50\text{m}$ ,
- spadek dna – ok.  $i=1,3-1,5\text{‰}$ .

## **8. WYTYCZNE WYKONANIA ROBÓT.**

Całość robót należy prowadzić tak aby spełnić wymagania zawarte w normie PN-EN1610:2002 „Budowa i badania przewodów kanalizacyjnych.” oraz PN-B-10725.1997 „Wodociągi. Przewody zewnętrzne. Wymagania i badania.” Całość robót ziemnych prowadzić zgodnie z normą PN-B-06050:1999 "Geotechnika - Roboty ziemne – Wymagania ogólne" i normą PN-B-10736:1999 "Roboty ziemne - Wykopy otwarte dla przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych – Warunki techniczne wykonania" oraz z instrukcją montażową układania w gruncie rurociągów dostarczonych przez producentów rur.

### **8.1. Roboty ziemne**

Na całej długości projektowanego uzbrojenia przewiduje się wykonanie wykopów częściowo ręcznie i częściowo mechanicznie. Będą to wykopy o ścianach pionowych umocnionych. Wykopy ręczne wykonać należy na odcinkach zbliżeń do istniejącego uzbrojenia podziemnego.

Wszystkie napotkane przewody podziemne na trasie wykonywanego wykopu, krzyżujące się lub biegnące równolegle z wykopem należy zabezpieczyć przed uszkodzeniem, a w razie potrzeby wykonać podwieszenie w sposób zapewniający ich ciągłą eksploatację i bezpieczeństwo pracujących w wykopie ludzi.

W przypadku napotkania niezainwentaryzowanych przewodów podziemnych należy ten fakt zgłosić odpowiednim użytkownikom przewodu. Z właścicielem kolidujących przewodów *Budowa sieci kanalizacji deszczowej (Puccini, Pierot) wraz ze zbiornikiem retencyjnym i przebudową rowu w Skarbimierzach i Mierzynie.*

należy każdorazowo uzgodnić ich obejście lub przełożenie.

Przed przystąpieniem do robót ziemnych na kanalizacji deszczowej na odcinkach W4-D18 oraz W3-D17 w obrębie projektowanego zjazdu z DK nr 10 do projektowanego zbiornika ZRS1 z uwagi na obliczone osiadania całkowite podłoża gruntowego, należy w pierwszej kolejności przystąpić do wykonania nasypu do projektowanych rzędnych oraz dodatkowego nasypu przeciążeniowego o wysokości min 1,3m. Nasyp ten należy utrzymać przez min 3 miesiące. Następnie nasyp można rozebrać i przystąpić do budowy projektowanej kanalizacji deszczowej.

Szczegóły wykonania wzmocnienia podłoża gruntowego wraz z niezbędnymi obliczeniami przedstawiono w tomie V niniejszego opracowania pn.: "Wzmocnienie podłoża pod drogę dojazdową do zbiornika retencyjnego".

Ze względu na warunki gruntowe wzdłuż trasy projektowanych kanałów deszczowych zaprojektowano posadowienie uzbrojenia:

- bezpośrednio na gruncie rodzimym,
- na warstwie podsypki z piasku średniego o grubości po zagęszczeniu  $h=15\text{cm}$  zagęszczonej do stopnia zagęszczenia  $ID>40\%$ ,
- na warstwie podsypki z piasku średniego o grubości po zagęszczeniu  $h=20\text{cm}$  zagęszczonej do stopnia zagęszczenia  $ID>40\%$ .
- posadowienie typ „A” – dotyczące kanału deszczowego o średnicy 0,70m. Przed posadowieniem kanału należy wykonać wzmocnienie podłoża gruntu rodzimego (organicznego) poprzez wykonanie "nasypu zbrojonego" składającego się z 50 cm warstwy tłucznia o uziarnieniu 31,5-63mm (tłuczeń) wzmocnionego (głównie podłużnie) geosiatką z poliestru o wytrzymałości na rozciąganie wzdłuż pasma 110 kN/m oraz wytrzymałości na rozciąganie w poprzek pasma 30kN/m a także geotkaniną z poliestru o wytrzymałości na rozciąganie w obu kierunkach 120 kN/m. Przy łączeniu pasm geosiatki w kierunku podłużnym należy wykonać zakłady geosiatek o długości  $L=2,0\text{m}$ . Tłuczeń należy układać w warstwach nie grubszych niż 30cm a następnie wykonać jego zagęszczenie. Współczynnik zagęszczenia tłucznia należy przyjąć średnio 1,30-1,35. W czasie zagęszczenia należy zwrócić uwagę na tworzenie się zapadnięć, fal i innych nierówności, które należy niezwłocznie usuwać. Minimalna grubość warstwy "nasypu zbrojonego" z tłucznia po zagęszczeniu nie może być mniejsza niż 50cm.

Po wykonaniu "materaca-nasypu zbrojonego" z tłucznia i geosiatki należy w powstałym wykopie rozłożyć geotkaninę z poliestru 120/120 w sposób pokazany na rysunku szczegółowym. Zastosowana geotkanina będzie pełniła funkcję zbrojenia dna wykopu oraz separacyjną uniemożliwiającą późniejsze szkodliwe przenikanie piasku do porowatego tłucznia i zewnętrznych gruntów nienośnych.

Na tak przygotowanym podłożu układać kanał z podbiciem  $120^\circ$  na warstwie podsypki piaskowej z piasku średniego zagęszczonego do stopnia zagęszczenia  $ID\geq 40\%$  (0,40), o grubości minimalnej po zagęszczeniu  $H=25\text{cm}$ .



- posadowienie typ „B” – dotyczące kanału deszczowego o średnicy 0,70m. Przed posadowieniem kanału należy wzmocnić grunt rodzimy (organiczny) mieszanką kruszyw łamanych o uziarnieniu 0/31,5 (tłuczeń). Podbudowę z kruszyw łamanych stabilizowanych mechanicznie należy wykonywać do momentu wystąpienia braku osiadania kruszywa łamanego pod wpływem wbijania w grunt rodzimy. Po osiągnięciu wymaganego wzmocnienia należy na tak przygotowanym podłożu wykonać warstwę wyrównawczą z piasku średniego zagęszczoną do stopnia zagęszczenia  $ID > 40\%$  o grubości 25cm po zagęszczeniu.

Sposób posadowienia dla poszczególnych odcinków kanalizacji deszczowej pokazano na profilach podłużnych.

Zasypkę kanałów prowadzić należy etapami:

I. Wykonanie warstwy ochronnej o wysokości 30 cm ponad wierzch przewodu z piasku średnioziarnistego lub grubego dobrze uziarnionego wg PN-86/B-02480 "Grunty budowlane" z wyłączeniem odcinków na złączach.

Zagęszczenie tej warstwy powinno być przeprowadzone z zachowaniem szczególnej ostrożności. Warstwa ta powinna być ubita po obu stronach przewodu. Zasypanie i ubijanie gruntu w strefie ochronnej przewodu należy wykonać warstwami. Grubość ubijanej warstwy nie powinna przekraczać 15cm.

Po próbie szczelności wykonanie warstwy ochronnej w miejscach połączeń kanału.

II. Zasypkę wykopów powyżej warstwy ochronnej przewodów wykonać piaskiem zasypowym (piaskiem średnim) lub gruntem rodzimym po usunięciu frakcji spoistych organicznych oraz gruzu). Poszczególne rodzaje zasypek zostały określone na profilach podłużnych. Zasypkę poza drogami wykonywać warstwami z jednoczesnym zagęszczeniem każdej warstwy zasypowej do uzyskania wskaźnika zagęszczenia  $I_s = 0,95$ . Pod drogami zasypkę wykonać warstwami z jednoczesnym zagęszczeniem każdej warstwy zasypowej do uzyskania wskaźnika zagęszczenia  $I_s \geq 1,0$  zgodnie z normą PN-S-02205:1998 „Drogi samochodowe - Roboty ziemne – Wymagania i badania”.

Zasypkę wykopu ponad strop kanału należy wykonać piaskiem zasypowym (piaskiem średnim). Szczegółowo zasypkę poszczególnych odcinków kanalizacji deszczowej przedstawiono na profilach podłużnych.

Zagęszczanie zasypki wykonać należy pod nadzorem geologa potwierdzającego uzyskanie przez każdą warstwę wymaganego stopnia zagęszczenia.

Całość robót ziemnych prowadzić zgodnie z normą Geotechnika. Roboty Ziemne. Wymagania ogólne PN-B-06050 i normą "Wykopy otwarte dla przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych" PN-B-10736 oraz z instrukcją montażową układania w gruncie rurociągów dostarczonych przez producentów rur.

## 8.2. Roboty montażowe.

Kanały układać należy w suchych i zabezpieczonych wykopach. Do budowy stosować rury z materiału podanego w opisie o wskazanej klasie wytrzymałości .

Podczas transportu rur, ich montażu, przygotowania podłoża, dokonywania prób i zasyпки należy spełniać wymogi instrukcji montażowej układania w gruncie rurociągów dostarczonych przez producentów rur.

Studzienki kanalizacyjne betonowe wykonać należy przy zachowaniu warunków zawartych w normie PN-B-10729:1999 „Kanalizacja – studzienki kanalizacyjne”. Kanały zaleca się wykonywać w miarę szybko, aby nie dopuścić do uplastycznienia się podłoża, a tym samym do pogorszenia jego parametrów wytrzymałościowych. Badania i odbiór końcowy prowadzić należy zgodnie z normą PN-B-10725.1997 „Wodociągi. Przewody zewnętrzne. Wymagania i badania” oraz normą PN-EN 1610 "Budowa i badanie przewodów kanalizacyjnych".

### Uwagi dla wykonawcy:

Przed przystąpieniem do robót ziemnych należy zgłosić poszczególnym użytkownikom uzbrojenia podziemnego o terminie prowadzenia robót i potrzebie zabezpieczenia nadzoru z ich strony na czas wykonywania robót. Celem dokładnego zlokalizowania przewodów istniejących podziemnych należy wykonać ręcznie próbne przekopy przed przystąpieniem do robót.

## 8.3. Posadowienie separatora Sp1 oraz Osadnika OS1

Separator Sp1 oraz osadnik Os1 należy wykonać w jednym wykopie umocnionym ściankami szczelnymi o wymiarach: 10,0x4,0m.

1. Wykonanie "zabicia" ścianki szczelnej (obudowy wykopu) ze stalowych grodzic o  $W_x \geq 1400 \text{ cm}^3/\text{m}$  np. z grodzic typu GU14N, grodzice ze stali gorącowalcowanej S270 o długości  $L=7,5\text{m}$ . Grodzice pogrążyć do poziomu: 42,80m n.p.m.
2. Zapuszczenie instalacji igłofiltrowej w obsypce filtracyjnej po wewnętrznej stronie ścianek szczelnych w warstwę piasków średnich i obniżenie zwierciadła wody o min. 2,6m (do rzędnej min 45,27m n.p.m.). Głębokość zabicia instalacji igłofiltrowej do 6,0m.
3. Wykonanie obniżenia dna wykopu do poziomu ok 1m ppt. tj. do rzędnej 49,00m.
4. Zamontowanie elementów rozparcia wykopu, oś rozparcia na rzędnej poziomu terenu.
5. Wykonanie wykopu do poziomu dolnej krawędzi wylewki wyrównawczej pod projektowany osadnik OS1 tj. do rzędnej 45,77m. W razie wystąpienia wody w wykopie należy ją wypompować
6. Wykonać zabicie tłucznia w grunt rodzimy (organiczny) warstwami po 30cm do momentu wystąpienia braku osiadania kruszywa pod wpływem wbijania w grunt rodzimy.
7. Wykonać warstwę wyrównawczą z szybkozastykającego betonu, grubość warstwy 10cm.
8. Na warstwie wyrównawczej posadowić korpus osadnika OS1, korpus balastować przez wypełnienie go wodą.

9. Po wypoziomowaniu osadnika OS1 wylać warstwę balastową z szybkowiążącego betonu o grubości warstwy 50cm.
  10. Zasypanie wykopu etapami gruntem piaszczystym warstwami po ok. 0,20m z zagęszczeniem każdej warstwy zasypowej do uzyskania wskaźnika zagęszczenia  $I_s = 0,95$  do poziomu dolnej krawędzi wylewki wyrównawczej pod projektowany separator Sep1.
  11. Wykonać warstwę wyrównawczą z szybkowiążącego betonu, grubość warstwy 10cm.
  12. Na warstwie wyrównawczej posadowić korpus separatora Sep1, korpus balastować przez wypełnienie go wodą.
  13. Po wypoziomowaniu separatora Sep1 wylać warstwę balastową z szybkowiążącego betonu o grubości warstwy 50cm.
  14. Zasypanie wykopu etapami gruntem piaszczystym warstwami po ok. 0,20m z zagęszczeniem każdej warstwy zasypowej do uzyskania wskaźnika zagęszczenia  $I_s = 0,95$ .
  15. Wyciągnięcie ścianek szczelnych.
- Jako beton szybkowiązący przyjęto beton, który po 24 godzinach od wylania uzyskuje wytrzymałość nie mniejszą niż 15MPa.

## **9. ODWODNIENIE WYKOPÓW NA CZAS BUDOWY.**

### **9.1. Analiza warunków gruntowo-wodnych i wybór sposobu odwodnienia.**

Szczegółowa analiza warunków lokalnych takich jak:

- miąższość warstwy wodonośnej w stosunku do dna wykopu,
- usytuowanie wykopu w stosunku do istniejącej zabudowy i istniejącego uzbrojenia podziemnego,
- głębokość posadowienia kanałów,

wykazała, że konieczne będzie zastosowanie odwodnienia wgłębnego przy pomocy instalacji igłofiltrowej natomiast na odcinkach występowania sączy oraz soczewki wody o zwierciadle swobodnym z przewarstwienia śródglinowego zastosowanie odwodnienia powierzchniowego (pompowanie z dna wykopu pompą zatapialną).

Dla celów odwodnień przyjęto następujące wartości współczynnika filtracji:

- dla piasków drobnych (FSa)  $k = 5,0 \text{ m/d}$

Warunki gruntowo-wodne tras projektowanego uzbrojenia zostały szczegółowo opisane w dokumentacji geotechnicznej.

Igłofiltry instaluje się (posadowia) w gruncie metodą wplukiwania za pomocą rur wplukujących połączonych z pompą do wplukiwania lub hydrantem. Komplet instalacji igłofiltrowej IgE81 zawiera dwa rodzaje rur wplukujących (obsadowych):

- małej średnicy D 51 mm,
- dużej średnicy D 133 mm.

o zróżnicowanych długościach dla ułatwienia wplukiwania na różne głębokości.

Rura wplukująca 51 służy do instalowania igłofiltrów w gruntach niewymagających obsypki

filtracyjnej, zaś rura wpułkująca Ø133mm służy do instalowania igłofiltrów w przypadkach konieczności stosowania obsypki filtracyjnej. Szczegóły obsługi instalacji IgE81, opis budowy i działania zgodnie z wytycznymi producentów.

Odwodnienie będzie prowadzone etapami w zależności od uzyskiwanego efektu.

## 9.2. Opis projektowanego odwodnienia.

Z uwagi na występowanie wody gruntowej w poziomie posadowienia kanalizacji deszczowej oraz na przyjęty sposób odwodnienia, wykopy powinny być wykonane o ścianach pionowych.

Powyższe uwarunkowania wymagają przyjęcia technologii robót polegającej na wykonywaniu krótkich odcinków rurociągu w wykopach otwartych umocnionych i ich sukcesywnym zasypywaniu. Długości odcinka obliczeniowego przyjęto 20,0m, a liczbę zestawów jaką będzie dysponował wykonawca przyjęto 2 zestawy (1 zestaw obsługujący do 50 igłofiltrów).

Na odcinkach podlegających odwodnieniu liniowemu projektuje się wykonanie wykopu o ścianach pionowych, przy którym zostaną zabite igłofiltry oraz montaż rurociągów ssących.

Projektuje się zastosowanie rurociągów aluminiowych na połączenia szybkozłączne (będące na wyposażeniu zestawu IgE – 81) Ø133mm. Dobór pomp i wymiarowanie rurociągów zaleca się przeprowadzać na przepływy zwiększone w stosunku do obliczeniowych o ok. 50%. Prędkości przepływów w rurociągach nie powinny przekraczać:

w rurociągach ssawnych – 1,0m/s

w rurociągach tłocznych – 2,0m/s

W celu zabezpieczenia nieprzerwanej pracy pomp i urządzeń odwadniających wskazane jest zapewnienie zaopatrzenie w energię elektryczną z dwóch źródeł zasilania. Podstawowa rezerwa sprzętu i instalacji powinna wynosić 40 – 60%, natomiast rezerwa w postaci dodatkowych agregatów pompowych powinna wynosić około 30%. Wszelkie istotne zmiany w projekcie odwodnienia powinny być wprowadzane w uzgodnieniu z projektantem w ramach nadzoru autorskiego.

Uwaga:

Do obliczeń czasu pompowania zestawu igłofiltrowego (odwodnienie liniowe), gdzie rozstaw igłofiltrów wynosi co 1,0m przyjęto agregaty pompowe obsługujące do 50 igłofiltrów, natomiast przy rozstawie igłofiltrów wynosi co 2,0m przyjęto agregaty pompowe obsługujące do 25 igłofiltrów.

## 9.3. Obliczenia hydrauliczne odwodnienia.

Dopływ wody do wykopu (wykop lądowy, dla odcinka 20m):

$$Q = \frac{1,36 \cdot k \cdot S_o \cdot (2H_o - S_o)}{\lg \frac{R}{r_o}}$$

gdzie:

Q - dopływ do wykopu

k - średni współczynnik filtracji

So - wymagane obniżenie zwierciadła wody gruntowej

Ho - miąższość strefy czynnej

R - promień depresji

r<sub>o</sub> - promień zastępczy "wielkiej studni"

#### 9.4. Odwodnienie - igłofiltry.

Przyjęto igłofiltry obustronnie zapuszczane o rozstawie co 0,5m, 1,0m oraz 2,0m.

Odcinki objęte odwodnieniem igłofiltrami zamieszczono w poniższej tabeli:

L.p.	Numer odcinka	Rodzaj odwodnienia	Długość odcinka [L] ilość igłofiltrów [n]	Dopływ do wykopu na odcinku 20m [Q]	Czas pompowania
<b>KANALIZACJA DESZCZOWA</b>					
1.	D14 – W2	Instalacja igłofiltrowa 1-piętrowa o rozstawie co 1,0m	L=61,2m n=122szt	23 m <sup>3</sup> /d	576 mg
2.	D18 – D21	Instalacja igłofiltrowa 1-piętrowa w obsypce filtracyjnej o rozstawie co 1,0m	L=52m n=104szt	53 m <sup>3</sup> /d	468 mg
3.	W3 – D17	Instalacja igłofiltrowa 1-piętrowa w obsypce filtracyjnej o rozstawie co 2,0m	L=27,1m n=28szt	94 m <sup>3</sup> /d	168 mg
4.	OS1+2m – D19	Instalacja igłofiltrowa 1-piętrowa w obsypce filtracyjnej o rozstawie co 1,0m	L=38,5m n=76szt	98 m <sup>3</sup> /d	456 mg
5.	D19 – Di2	Instalacja igłofiltrowa 1-piętrowa w obsypce filtracyjnej o rozstawie co 1,0m	L=8,2m n=16szt	22 m <sup>3</sup> /d	84 mg
6.	Sep1 – OS1 (odwodnienie obiektove - patrz pkt. 8.3)	Instalacja igłofiltrowa 1-piętrowa w obsypce filtracyjnej o rozstawie co 0,5m	Wykop o wymiarach 10,0x4,0m L=28,0m n=56szt	152 m <sup>3</sup> /d	456 mg

Głębokość zabicia instalacji igłofiltrowej dla kanalizacji deszczowej do 4,0m, natomiast dla odwodnienie obiektovego głębokość zabicia instalacji igłofiltrowej do 6,0m.

Całkowita ilość igłofiltrów wynosi **402 szt.**

Odcinki przewidziane do odwodnienia pokazano na profilu podłużnym.

#### 9.5. Czas pracy urządzeń odwadniających

##### Igłofiltry

Prędkość obniżania i podnoszenia lustra wody w piaskach drobnych wynosi 0,20-0,30 m/d a w piaskach średnich 0,50-0,90 m/d.. Po wykonaniu danego odcinka należy przystąpić do *Budowa sieci kanalizacji deszczowej (Puccini, Pierot) wraz ze zbiornikiem retencyjnym i przebudową rowu w Skarbimierzach i Mierzynie.*

odwodnienia końcowego, które powinno trwać połowę czasu odwodnienia początkowego.

$$T_c = (T_1 + T + T_2) \times 24$$

$T_c$  – czas potrzebny na wykonanie kanalizacji deszczowej

$T_1$  – czas odwodnienia początkowego

$T_2$  – czas odwodnienia końcowego\*

$T$  – czas potrzeby na wykonanie kanalizacji na danym odcinku [doby]

\*-pod pojęciem odwodnienia końcowego należy rozumieć sukcesywny demontaż igłofitrów po zakończeniu prac związanych z zasypaniem wykopu.

**Całkowity czas pompowania wynosi 2 208 mg.**

#### 9.6. Odwodnienie liniowe (pompowanie bezpośrednie).

W miejscach występowania sączeń przyjęto pompowanie bezpośrednie z dna wykopów pompą zatapialną zlokalizowaną w tymczasowych studzienkach zbiorczych Ø0,80m rozmieszczonych co 20,0m. Czas pracy pompowania bezpośredniego przyjęto wstępnie w ilości 12 m-g na dzień roboczy.

L.p.	Numer odcinka	Rodzaj odwodnienia	Długość odcinka [L]	Czas pompowania
<b>KANALIZACJA DESZCZOWA</b>				
1.	W1 – D14	Pompowanie bezpośrednie z dna wykopu	L=442,5m	528mg
2.	D21 – D24	Pompowanie bezpośrednie z dna wykopu	L=97,5m	120mg
3.	Td1 – Zd8	Pompowanie bezpośrednie z dna wykopu	L=6,9m	12mg
	Td2 – Zd9		L=6,5m	12mg
	Td3 – Zd10		L=6,5m	12mg
	D8 – Zd11		L=6,3m	12mg
	D8 – Zd12		L=6,9m	12mg
	Td3 – Zd13		L=6,5m	12mg
	D9 – Zd14		L=6,5m	12mg
	D9 – Zd15		L=6,8m	12mg
	D10 – Zd16		L=5,5m	12mg
	D10 – Zd17		L=7,5m	12mg
	D10 – Zd18		L=6,8m	12mg
	D11 – Di1		L10,5m	24mg
	D11 – Zd19		L=6,7m	12mg
	D21 – Zd20		L=5,3m	12mg

D23 – Zd21	L=5,9m	12mg
D23 – Wp2	L=6,4m	24mg
D24 – Zd22	L=7,4m	12mg

Całkowity **czas pompowania** dla rurociągu tłocznego wynosi **876 mg**

Ilość tymczasowych studzienek zbiorczych **27 szt.**

### 9.7. Pompowanie rezerwowe.

Pompowanie rezerwowe należy przyjąć w wysokości 33% czasu pompowania.

Igłofiltry –  $2208 \times 33\% = 729 \text{ mg}$

Pompowanie bezpośrednie (odwodnienie liniowe) –  $876 \times 33\% = 290 \text{ mg}$

### 9.8. Odprowadzenie wody.

Projektuje się odprowadzenie wody rurociągami tłocznymi stalowymi kołnierzowymi fi150mm do istniejącej oraz nowo wybudowanej kanalizacji deszczowej.

Długości rurociągów tłocznych do odprowadzenia wody z wykopu przyjęto:

- **10m** - ilość przestawień rurociągu tłocznego przyjęto 18 razy,
- **20m** - ilość przestawień rurociągu tłocznego przyjęto 10 razy,
- **30m** - ilość przestawień rurociągu tłocznego przyjęto 5 razy.
- **40m** - ilość przestawień rurociągu tłocznego przyjęto 5 razy.
- **50m** - ilość przestawień rurociągu tłocznego przyjęto 1 razy.

### 9.9. Uwagi dla wykonawcy.

Prace odwodnieniowe należy przeprowadzać w okresie bezdeszczowym (suchym), kiedy zwierciadło wody gruntowej znajduje się na najniższym poziomie.

W czasie wpłukiwania igłofiltrów należy zwrócić uwagę na miejsca w których w podłożu projektowanej kanalizacji deszczowej w nasypach niekontrolowanych występują duże ilości cegły, kamieni, żużla i innych odpadków budowlanych oraz na istniejące uzbrojenie podziemne. Igłofiltry należy zabijać około 1,0m poniżej projektowanego obniżenia zwierciadła wody gruntowej.

W przypadku napotkania trudności z wpłukiwaniem igłofiltrów należy zamiennie odwadniać wykopy bezpośrednio pompami o odpowiedniej wydajności.

Czas pracy urządzeń odwadniających jest uzależniony od czasu wykonywania obiektów. Projektant może określić jedynie orientacyjny czas odwodnienia początkowego (wyprzedzającego prace budowlane) i czas odwodnienia końcowego (przywrócenie pierwotnego poziomu wody gruntowej). Czasy te podyktowane są zabezpieczeniem gruntu przed m. in. zjawiskiem sufozji.

Projektant przewiduje, że wykonawca rozpocznie odwodnienie igłofiltrami o rozstawie igieł większym niż projektowany (obliczeniowy) pod warunkiem uzyskania efektu odwodnienia.

Projektant zaleca wykonywanie odwodnienia w sposób ciągły tj.:

- nie należy wyłączać instalacji igłofiltrowej nawet na okres kiedy nie są prowadzone prace związane z wykonaniem projektowanej kanalizacji deszczowej,

- podczas wykonywania „pierwszego” odcinka projektowanej kanalizacji deszczowej (około 20m), na którym już zainstalowana jest instalacja igłofiltrowa, należy przewidzieć wpłukanie igłofiltrów na następnym odcinku w celu uniknięcia wahań poziomu wód gruntowych związanych z odwodnieniem początkowym i odwodnieniem końcowym.

Projektant podkreśla, iż poziomy zwierciadła wód gruntowych mogą ulec wahaniom w miarę prowadzenia prac budowlanych. Czas pracy urządzeń odwadniających powinien być rozliczany na podstawie wpisów do dziennika pracy sprzętu.

W trakcie prowadzenia robót odwodnieniowych należy na bieżąco kontrolować budynki i obiekty, w rejonie których prowadzone jest odwodnienie i w przypadku jakichkolwiek zmian niezwłocznie przerwać odwodnienie i poinformować o zaistniałym fakcie inspektora nadzoru i projektanta. W przypadkach stwierdzenia rys, pęknięć ścian istniejących budynków przed przystąpieniem do robót odwodnieniowych należy opracować dokumentację fotograficzną tych budynków, a w przypadkach szczególnych dokonać oceny stanu technicznego budynków.