

## ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

### I. CZĘŚĆ OPISOWA

<b>1. ZAMAWIAJĄCY.....</b>	<b>2</b>
<b>2. PODSTAWA I ZAKRES OPRACOWANIA.....</b>	<b>2</b>
<b>3. PRZEDMIOT I CEL INWESTYCJI.....</b>	<b>2</b>
<b>4. WARUNKI GRUNTOWO-WODNE.....</b>	<b>2</b>
<b>5. KANALIZACJA DESZCZOWA.....</b>	<b>4</b>
<b>5.1. OPIS PROJEKTOWANEGO ROZWIĄZANIA.....</b>	<b>4</b>
5.1.1. Przebieg trasy.....	4
5.2.1 Materiał i uzbrojenie kanału.....	5
5.3.1 Studzienki kanalizacyjne.....	5
5.2. Przebudowa istniejącego kanału sanitarnego.....	6
5.3. Wpusty deszczowe.....	6
5.4. Odwodnienia liniowe.....	7
<b>6. WYTYCZNE DO TECHNOLOGII WYKONANIA ROBÓT.....</b>	<b>7</b>
6.1. Roboty ziemne.....	7
6.2. Roboty montażowe.....	8

### II. ZAŁĄCZNIKI

- Zał. nr 1 – Schemat wykonania studni betonowych
- Zał. nr 2 – Zestawienie studni betonowych
- Zał. nr 3 – Tabela wymiarów dla studni tworzywowych
- Zał. nr 4 – Studzienka z murowaną kinetą – rysunek poglądowy DA1
- Zał. nr 5 – Zestawienie studni do regulacji włączów
- Zał. nr 6 – Współrzędne geodezyjne

### III. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

- Rys. 00. Plan orientacyjny .....skala 1:10000
- Rys. 01. Plan sytuacyjny .....skala 1:500
- Rys. 02. Profil podłużny kanalizacji deszczowej .....skala 1:100/500
- Rys. 03. Profil podłużny przykanalików kanalizacji deszczowej .....skala 1:100/500
- Rys. 04. Profil podłużny kanalizacji sanitarnej .....skala 1:100/500

## **I. CZĘŚĆ OPISOWA.**

### **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). Miejskowy plan zagospodarowania przestrzennego Gminy Dobra ustalony uchwałą nr XXXII/476/09 Rady Gminy Dobra z dnia 26.11.2009 roku (Dz.U. Zach. nr 6, poz. 93 z dnia 22.01.2010).
- b). Miejskowy plan zagospodarowania przestrzennego Gminy Dobra ustalony uchwałą nr IX/146/03 Rady Gminy Dobra z dnia 16.10.2003 roku (Dz.U. Zach. nr 104, poz. 1750 z dnia 14.11.2003)
- c). Decyzja o ustaleniu o ustaleniu celu publicznego nr 44/2012 wydana przez Wójta Gminy Dobra znak ZO.WZ.6733.120.2012.MT z dnia 25.06.2012 roku.
- d). Projekt wykonawczy „ Budowa kanalizacji deszczowej wraz ze zbiornikiem retencyjnym w zlewni zbiornika ZB14 i urządzeniami do podczyszczania wód deszczowych, przepompownią ścieków sanitarnych z rurociągiem tłocznym oraz przebudową kolidującego istniejącego uzbrojenia w Mierzynie i Szczecinie” opracowany przez firmę INBUD S.C. w 2009 roku, który uzyskał pozwolenia na budowę - decyzja nr 794/2010 z dnia 2.08.2010r. oraz opinię ZUDP w Policach nr 200/10 z dnia 5.05.2010r.
- e). Aktualny wtórnik podkładu geodezyjnego w skali 1:500.
- f). Wizję lokalną i inwentaryzację w terenie.
- g). Opinię o geotechnicznych warunkach posadowienia do projektu budowlanego opracowaną przez „Art Geo”
- h). Uzgodnienia z gestorami sieci.

W zakres niniejszej dokumentacji wchodzi projekt wykonawczy na budowę kanalizacji deszczowej Ø0,30-Ø0,25m wraz z przykanalikami w ul. Alicji w Mierzynie.

### **3. PRZEDMIOT I CEL INWESTYCJI.**

Przedmiotem inwestycji jest budowa drogi Gminnej w ul. Alicji w Mierzynie wraz z niezbędną infrastrukturą potrzebną do jej obsługi (kanalizacja deszczowa, oświetlenie). W opracowaniu wymienionym w pkt 2. b) zaprojektowany został kanał deszczowy Ø0,30m wraz z przykanalikami oraz przebudową kolidującego istniejącego uzbrojenia podziemnego w nawiązaniu do docelowego przebiegu kanalizacji deszczowej. W związku budową ulicy wystąpiła konieczność wykonania wyprzedzająco kanalizacji deszczowej. W związku z

powyższym zaprojektowano dodatkowe odcinki kanałów deszczowych umożliwiające odprowadzenie wód deszczowych do istniejącego kanału Ø0,50m. Nastąpiła również zmiana trasy przykanalików do wpustów deszczowych spowodowana przebiegiem zaprojektowanej drogi. W zakres opracowania wchodzi również przebudowa kolidującego uzbrojenia podziemnego obejmującego kanały sanitarne Ø 0,16m.

#### **4. WARUNKI GRUNTOWO-WODNE.**

Badany teren obejmuje południową część obszaru gruntów wsi Mierzyn, gmina Dobra Szczecińska, powiat Police, woj. zachodniopomorskie.

Pod względem geomorfologicznym badany obszar w większości położony jest na zachodnim zboczu Wału Stobniańskiego - moreny czołowej spiętrzonej, ciągnącej się od Bezrzecza na północy, przez Skarbimierzyce, Stobno, Bobolin i Smołęcín do krawędzi doliny dolnej Odry w Siadle Dolnym.

Utwory zwałowe dzielą się na dwie odmienne pod względem litologicznym serie – zwałowe grunty spoiste, oraz grunty niespoiste.

Przeważające w podłożu zwałowe grunty spoiste to przede wszystkim glacitektoniczne porwaki oligoceńskich iłów pylastych, a także gliny pylaste, gliny piaszczyste i piaski gliniaste.

Zwałowe grunty niespoiste, to piaski drobne, niekiedy silnie zaglinione (na pograniczu piasku gliniastego), rzadko piaski pylaste i piaski średnie a nawet żwiry. Zwałowe piaski i żwiry budują najczęściej wśród glinowe przewarstwienia o miąższości od 0,3 do 3,7 m lub lokalne płyty pokrywy o miąższości 0,3 – 1,1 m ponad stropem glin. Zaleganie warstw poszczególnych rodzajów gruntu w obrębie utworów zwałowych cechuje często bardzo duża nieregularność i zmienność zarówno w profilu pionowym, jak i w poziomym rozprzestrzenieniu.

W podłożu badanego obszaru stwierdzono znaczne zróżnicowanie warunków wodnych. Na części obszaru zwałowe piaski przesycone są wodą o zwierciadle swobodnym lub napiętym przez warstwy słabo przepuszczalnych glin lub torfów, stabilizującym się na głębokości 1,0 m p.p.t. Wysokość wzniosu wody o zwierciadle napiętym jest z reguły niewielka i wynosi zaledwie 0,3 – 2,5 m. Zwierciadło wody występujące najpłycej stabilizuje się około 1,0 m p.p.t. Woda o zwierciadle swobodnym przesyca piaski deluwialne, oraz piaski zwałowe, tworzące pokrywę na stropie glin. Woda o zwierciadle napiętym występuje w śródglinowych warstwach piasków zwałowych i deluwialnych, a także w piaskach zwałowych o znacznej miąższości, zalegających pod deluwialnymi glinami.

Występują również sączenia na stropie lub w obrębie glin, o zróżnicowanej wydajności, na głębokości 1,9 – 3,8 m p.p.t. Stwierdzono też, występowanie obszarów gdzie nie stwierdzono żadnych przejawów wody gruntowej lub infiltracyjnej.

W okresach roztopów i długotrwałych, intensywnych opadów na stropie deluwialnych i zwałowych glin i iłów mogą pojawiać się liczniejsze płytkie sączenia o większej wydajności, a zwierciadło wody gruntowej w płytszych partiach podłoża może podnosić się maksymalnie

nawet o ok. 0.5 m w stosunku do stanu stwierdzonego w otworach. Opady i roztopy nie mają natomiast bezpośredniego wpływu na poziom wody (z reguły o zwierciadle napiętym) w głębszych, wśród glinowych warstwach piasków. W obrębie gruntów rodzimych, budujących podłoże badanego terenu, wydzielono 14 warstw geotechnicznych, których parametry określono w „Dokumentacji geotechnicznych warunków posadowienia” - ( pkt.1).

Według kryteriów określonych w rozporządzeniu MSWiA z dnia 24 września 1998r. w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz.U. Nr 126, poz. 839) projektowany kolektor jest obiektem należącym do drugiej kategorii geotechnicznej, a warunki gruntowe w podłożu badanego terenu są proste.

## **5. KANALIZACJA DESZCZOWA.**

### **5.1. OPIS PROJEKTOWANEGO ROZWIĄZANIA.**

Przedmiotem niniejszego opracowania jest projekt budowlany na budowę grawitacyjnego układu kanalizacji deszczowej o średnicy  $\varnothing 0,30\text{-}\varnothing 0,25\text{m}$ , który ma za zadanie odprowadzenie wód deszczowych z nowo projektowanej jezdni ulicy Alicji w Mierzynie.

W opracowaniu wymienionym w pkt 2. d) zaprojektowany został kanał deszczowy  $\varnothing 0,30\text{m}$  wraz z przykanalikami oraz przebudową kolidującego istniejącego uzbrojenia podziemnego w nawiązaniu do docelowego przebiegu kanalizacji deszczowej. W związku budową ulicy Alicji wystąpiła konieczność wykonania wyprzedzająco kanalizacji deszczowej. W związku z powyższym zaprojektowano dodatkowe odcinki kanałów deszczowych umożliwiające odprowadzenie wód deszczowych do istniejącego kanału  $\varnothing 0,50\text{m}$ . Nastąpiła również zmiana trasy przykanalików do wpustów deszczowych spowodowana przebiegiem zaprojektowanej drogi.

W ramach opracowania zaprojektowano również przykanaliki deszczowe, które zapewnią odbiór wód deszczowych z posesji zlokalizowanych wzdłuż ul Alicji. Przykanaliki zostaną zaślepię na granicy działki drogowej.

Trasa zaprojektowanych kanałów i przykanalików deszczowych została skoordynowana z projektem kanalizacji deszczowej, wymienionym w punkcie 2.d) niniejszego opracowania.

Odbiornikiem wód deszczowych są istniejące kanały deszczowe  $\varnothing 0,50\text{m}$  i  $\varnothing 0,40\text{m}$ . Włączenie projektowanych kanałów deszczowych do odbiornika zaprojektowano na działce nr 67/3.

Ze względu na kolizje z istniejącym uzbrojeniem zaprojektowano przebudowę kanału sanitarnego  $\varnothing 0,16\text{m}$ .

Współrzędne geodezyjne w układzie X, Y punktów charakterystycznych projektowanego uzbrojenia, umożliwiające ich wytyczenie w terenie przedstawiono w **zał. nr 6 – „Współrzędne geodezyjne”** niniejszego opracowania.

### **5.1.1. Przebieg trasy.**

W zakres opracowania wchodzi wykonanie kanałów deszczowych o następującej średnicy:

- Ø0,30m o długości L= 326,5m,
- Ø0,25m o długości L=49,3m,

oraz przykanalików deszczowych

- 0,20m o łącznej długości L= 155,4m.

Układ wysokościowy projektowanej kanalizacji deszczowej został dostosowany do rzędnej niwelety projektowanej drogi oraz rzędnej dna odbiornika wód deszczowych. Został również skoordynowany z opracowaniem wymienionym w punkcie 2d. Jest również wynikiem rozwiązania skrzyżowań z istniejącym i projektowanym uzbrojeniem podziemnym.

Zagłębienie dna kanału wynosi od 1,14 m do 2,57 m p.p.t..

Kanał zaprojektowano Ø0,30m ze spadkiem od 3‰ do 26‰.

Kanał zaprojektowano Ø0,25m ze spadkiem 5 ‰.

Trasę projektowanych kanałów i ich połączenie z istniejącą siecią kanalizacji deszczowej przedstawiono na planie sytuacyjnym.

### **5.1.2. Materiał i uzbrojenie kanału.**

Projektowany kanał i przykanaliki należy wykonać z rur PVC klasy S SDR 34 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>

Łączna długość projektowanych kanałów i przykanalików wynosi:

- o średnicy Ø0,30m o długości L= 326,5m,
- o średnicy Ø0,25m o długości L=49,3m,
- o średnicy 0,20m o łącznej długości L= 155,4m.

Przykanaliki do posesji na granicy działki drogowej należy zaślepić za pomocą zaślepek. Ilość zaślepek – 24szt, Ø0,20m .

Zaprojektowano włączenie 17 przykanalików przy użyciu trójnika redukcyjnego prostego Ø0,30/0,20m. Zaprojektowano włącznie przy użyciu trójnika redukcyjnego prostego Ø0,30/0,25m kanału 0,25m. Ilość kształtek – 1 szt.

Włączenie zaprojektowanego kanału Ø0,25m do istniejącego kanału Ø0,40m wykonać za pomocą przyłącza siodłowego z przegubem kulowym.

### **5.1.3. Studzienki kanalizacyjne.**

Na kanale deszczowym zaprojektowano łącznie 14 sztuk studzienek z kręgów betonowych o średnicy Ø120cm.

Studzienki kanalizacyjne betonowe składają się z wjazdu kanałowego typu ciężkiego oraz prefabrykowanych elementów tj.:

- a) studni betonowej z kinetą wykonaną z betonu,
- b) kręgów betonowych, płyty przejściowej,
- c) płyty pokrywowej,
- d) pierścieni dystansowych

połączonych ze sobą za pomocą odpowiednich uszczeltek z gumy syntetycznej. 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 B45, wodoszczelnego (W8), mało nasiąkliwego  $n_{w} \leq 4\%$ , mrozoodpornego.

Studzienki na kanałach sanitarnych zaprojektowano z włazami kanałowymi klasy D400 bez wentylacji  $\varnothing 625\text{mm}$  z wkładką gumową wygłuszającą, z pokrywą wypełnioną betonem o średnicy 680mm. Wszystkie włazy bez możliwości trwałego mocowania pokrywy do włazu, o głębokości osadzenia pokrywy włazu w korpusie min 50mm.

W miejscach przejść rurami przez ściany betonowe studzienek należy zastosować przejścia szczelne, króćce dostudzienne, łączniki itp. wymagane przez producenta rur.

Studzienka kanalizacyjna DA1 na kanale istniejącym zaprojektowano z murowaną kinetą z cegły klinkierowej pełnej klasy min. 250 o nasiąkliwości max. 6% na betonowej płycie zbrojonej prętami A III-34GS  $\varnothing 12\text{ mm}$ . Powyżej murowanej kinety należy stosować prefabrykowane elementy betonowe o cechach i parametrach podanych powyżej. Zwieńczenia studni należy wykonać podobnie jak w studzienkach betonowych. W miejscach przejść rurami przez ściany studzienki należy zastosować przejścia szczelne, króćce dostudzienne, łączniki itp. wymagane przez producenta rur.

Schemat wykonania studzienki DA1 przedstawiono w zał. nr 4 niniejszego opracowania.

#### Studzienki kanalizacyjne tworzywowe

W pasie projektowanej drogi na kanale  $\varnothing 0,25\text{m}$  zaprojektowano inspekcyjne tworzywowe studzienki o średnicy 425mm w ilości 3 sztuk.

Studzienki te wykonane będą z tworzyw sztucznych i składać się będą z:

- a) kinety przepływowej lub zbiorczej z możliwością regulacji kąta,
- b) rury trzonowej  $\varnothing 425\text{mm}$  z rurą teleskopową,
- c) pierścienia odciążającego
- d) włazu żeliwnego klasy D400.

### **5.2. Przebudowa istniejącego kanału sanitarnego.**

Ze względu na kolizję z projektowanym kanałem deszczowym  $\varnothing 0,30\text{m}$  zaprojektowano przebudowę kanałów sanitarnych na następujących odcinkach :

- a) pomiędzy istniejącymi studzienkami na kanale sanitarnym oznaczonymi na planie sytuacyjnym jako Si1 i Si2 – przebudowa przęsła kanału sanitarnego  $\varnothing 016\text{m}$  o długości  $L=9,4\text{m}$ .

b) pomiędzy istniejącą studzienką na kanale sanitarnym oznaczonej na planie sytuacyjnym jako Si4 a granicą działki nr 93/4 -przebudowa przęsła kanału sanitarnego  $\varnothing 0,16\text{m}$  o długości  $L=5,8\text{m}$ . Uwaga ze względu na

Przebudowę powyższych kanałów sanitarnych  $\varnothing 0,16\text{m}$  należy wykonać po ich obecnej trasie, zmieniając ich układ wysokościowy. Szczegółowe rozwiązanie zostało przedstawione na rys. nr 4 - „Profil podłużny kanalizacji sanitarnej” niniejszego opracowania.

### **5.2.1 Studzienki kanalizacyjne na kanale sanitarnym.**

#### Studzienki kanalizacyjne tworzywowe

Ze względu na przebudowę odcinka kanału sanitarnego pomiędzy istniejącymi studniami Si1 oraz Si2 zaprojektowano jedną studzienkę tworzywową o średnicy 425mm. Wytyczne dotyczące materiałów z jakich będzie się składać studzienka zawarto w pkt 5.1.3. „Studzienki kanalizacyjne”.

Istniejące studzienki kanalizacyjne przewidziane do dalszej eksploatacji oznaczone symbolami Si – 2szt. (Si1, Si4) należy poddać renowacji, tj. uzupełnić ubytki, uszczelnić, wymienić stopnie żłazowe, wykonać nową podbudowę pod właz. W przypadku złego stanu technicznego istniejących włazów należy przewidzieć wymianę włazu na nowy klasy D 400 z wkładką gumową i pokrywą wypełnioną betonem. W miejscach, gdzie projektowana rzędna terenu odbiega od istniejącej studnie należy nadbudować lub skrócić dopasowując do projektowanej rzędnej terenu.

W pasie projektowanego układu drogowego znajduje się 7 sztuk istniejących studzienek kanalizacyjnych oznaczonych symbolem A. Należy dokonać regulacji włazów tych studzienek podnosząc lub obniżając właz nawiązując do niwelety projektowanego terenu (szczegóły w zał. nr 5).

### ***5.3. Wpusty deszczowe.***

W celu odwodnienia nawierzchni projektowanej jezdni zaprojektowano odwodnienie za pomocą wpustów deszczowych.

Wpusty deszczowe włączone zostaną do studzienek kanalizacyjnych usytuowanych na projektowanych kanałach deszczowych lub włączone bezpośrednio do kanału poprzez trójniki . Wpusty deszczowe zaprojektowano z kręgów betonowych o średnicy wewnętrznej  $d = 45\text{ cm}$  z częścią osadnikową z odejściem  $\varnothing 0,20\text{m}$ , klasa wpustu D 400.

Łącznie zaprojektowano 11 wpustów ulicznych oraz 1 wpust krawężnikowy (oznaczony na planie sytuacyjnym jako WL2). Zwieńczenia wpustów należy wykonać zgodnie z normą PN-EN 124:2000

#### **5.4. Odwodnienia liniowe.**

Na zjazdach do posesji zaprojektowano odwodnienia liniowe ułożone równolegle do osi projektowanej jezdni.

Zastosowano typowe korytka odwodnieniowe „U”-kształtne z betonu wzmocnianego włóknem szklanym, o szerokości części przepływowej 0,15m, wysokości 0,22-0,32m i długości 0,50 i 1,0m zakończone studzienką zbiorczą z ocynkowanym osadnikiem o wysokości 0,60m, długości 0,50m i szerokości 0,21m. Korytka należy przykrywać rusztami żeliwnymi szczelinowymi klasy D400. Łączna ilość zaprojektowanych odwodnień liniowych 7 szt o całkowitej długości 27,5m.

#### **5.5. Drenaż przykanałowy.**

Z uwagi na warunki gruntowe na obszarze objętym opracowaniem (grunty spoiste – nieprzepuszczalne) wzdłuż projektowanych kanałów deszczowych o spadkach równych i wyższych niż 20‰ zaprojektowano drenaże przykanałowe. Zaprojektowano drenaże przykanałowe o łącznej długości  $L=45,6$  m z rur drenarskich  $\varnothing 126 \times 113$ mm z filtrem z włókna syntetycznego z otworami wlotowymi  $2,5 \times 5$ mm. Drenaż należy układać równolegle do osi kanałów w odległości 20-30cm od krawędzi rury. Dno projektowanego drenażu należy układać na wysokości  $\frac{2}{3}$  wysokości projektowanego kanału deszczowego. Drenaż należy układać zgodnie ze spadkiem przęsła kanału wzdłuż którego został zaprojektowany. Przewiduje się włączenie drenażu do dolnej studni, natomiast górną końcówkę drenażu należy zaślepić ok. 1m poniżej górnej studni. Drenaż należy ułożyć w obsypce lub zasypce zaprojektowanych dla kanału deszczowego, wzdłuż którego będzie przebiegał.

### **6. WYTYCZNE DO TECHNOLOGII WYKONANIA ROBÓT**

#### **6.1. Roboty ziemne.**

Na całej długości projektowanego uzbrojenia przewiduje się wykonanie wykopów częściowo ręcznie i częściowo mechanicznie. Roboty ziemne powinny być prowadzone mechanicznie w miejscach, gdzie istnieją ku temu dogodne warunki, a więc nie występuje uzbrojenie podziemne. Wykopy ręczne wykonać należy na odcinkach zbliżeń do istniejącego uzbrojenia podziemnego i do drzew z zachowaniem szczególnej ostrożności. Będą to wykopy o ścianach pionowych umocnionych.

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 rejonach zbliżenia tarsi projektowanego



uzbrojenia do istniejących słupów napowietrznej linii elektro-energetycznej - prace wykonać należy z zachowaniem szczególnej ostrożności.

W przypadku napotkania niezainwentaryzowanych przewodów podziemnych należy ten fakt zgłosić odpowiednim użytkownikom przewodu.

Z właścicielem kolidujących przewodów należy każdorazowo uzgodnić ich obejście lub przełożenie.

Urobek odkładać wzdłuż wykopów, względnie wywozić na odkład tymczasowy - wykopy wykonywane w liniach rozgraniczenia istniejących ulic i dróg, gdzie urobek winien być całkowicie wywieziony na wyznaczone składowisko czasowe.

Nadmiar ziemi oraz wszelkie odpady powstałe podczas budowy wywozić na odkład stały.

Ze względu na warunki gruntowe zaprojektowano następujące typy posadowienia:

- posadowienia kanałów na warstwie podsypki z piasku średniego o grubości 15 cm zagęszczonej do wskaźnika zagęszczenia  $ID > 0,4$ .
- posadowienia kanałów na warstwie podsypki piasku średniego o grubości 15 cm zagęszczonej do wskaźnika zagęszczenia  $ID > 0,4$  po uprzednim wybraniu zalegającego w poziomie posadowienia warstwy gruntów organicznych (torfu) do poziomu warstwy nośnej

Wszystkie przykanaliki deszczowe należy posadowić na a warstwie podsypki piasku średniego o grubości 15 cm zagęszczonej do wskaźnika zagęszczenia  $ID > 0,4$ .

Szczegółowy sposób posadowienia poszczególnych odcinków kanałów przedstawiono na profilu podłużnym.

Zasypkę wykopów prowadzić należy etapami:

**I.** Wykonanie warstwy ochronnej o wysokości 50 cm ponad wierzch przewodu na całej długości projektowanych kanałów z piasku średnioziarnistego lub grubego dobrze uziarnionego wg PN-B-02481:1998 "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. Nie wolno używać zagęszczarek w odległości mniejszej niż 30cm od rur i złączek.

Po próbie szczelności wykonanie warstwy ochronnej w miejscach połączeń kanału.

**II.** Zasyпка wykopów powyżej warstwy ochronnej przewodu układanego poza krawędzią układu drogowego wykonywać warstwami z jednoczesnym zagęszczeniem każdej warstwy zasypowej do uzyskania wskaźnika zagęszczenia  $I_s = 0,95$ . Pod drogami zasypkę wykonać z piasku zasypowego 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.”

Uwaga: W pasie projektowanego układu drogowego zasypkę wykonać do wysokości 60cm poniżej niwelety projektowanej drogi.

W gruntach nasypowych również należy wykonać warstwę ochronną o wysokości 50cm ponad wierzch rury i dopiero później zasypywać.

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

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 wodociagowych i kanalizacyjnych – Warunki techniczne wykonania" oraz z instrukcją montażową układania w gruncie rurociągów dostarczoną przez producentów rur.

## **6.2. Roboty montażowe.**

Kanały układać należy w suchych i zabezpieczonych wykopach. Do budowy kanałów stosować rury z materiału podanego w opisie.

Podczas transportu rur, ich montażu, przygotowania podłoża, dokonywania prób i zasypki 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.

## **7. ODWODNIENIE WYKOPÓW NA CZAS ROBÓT**

### **7.1. 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 istn. uzbrojenia podziemnego
- głębokość posadowienia kanałów

wykazała, że konieczne będzie zastosowanie odwodnienia wgłębnego przy pomocy instalacji igłofiltrowej natomiast na odcinkach występowania ścieków zastosowanie odwodnienia powierzchniowego (pompowanie z dna wykopu pompą zatapialną).

Przyjęto współczynnik filtracji:

dla piasku drobnego  $k = 6.0 \text{ m/d}$

Warunki gruntowo-wodne tras projektowanych kanałów deszczowych zostały szczegółowo opisane w dokumentacji geotechnicznej.

## 7.2. Opis projektowanego odwodnienia.

Z uwagi na występowanie wody gruntowej w poziomie posadowienia kanałów deszczowych, oraz na przyjęty sposób odwodnienia, wykopy powinny być wykonane o ścianach pionowych. Na odcinkach wymienionych poniżej projektuje się zabicie ścianki szczelnej.

Powyższe uwarunkowania wymagają przyjęcia technologii robót polegającej na wykonywaniu krótkich odcinków kanałów i ich sukcesywnym zasypywaniu.

Długości odcinka obliczeniowego przyjęto 20,0m a liczba zestawów jaką będzie dysponował wykonawca przyjęto 4 zestawy.

Na odcinkach podlegających odwodnieniu 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 zaopatrzenia 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.

## 7.3. Obliczenia hydrauliczne odwodnienia.

Dopływ wody do wykopu (wykop lądowy):

$$q = \frac{1.36 \times k \times S_o \times (2H_o - S_o)}{n \times \lg R/r_o} \quad (m^3/d)$$

gdzie:

q - wydajność pojedynczego igłofiltru

n - ilość igłofiltrów

k - średni współczynnik filtracji

S<sub>o</sub> - wymagane obniżenie zwierciadła wody gruntowej

H<sub>o</sub> - miąższość strefy czynnej

R - promień depresji

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

Prędkość obniżania i podnoszenia lustra wody w piaskach drobnych wynosi 6 - 8 m/d. **Po wykonaniu danego odcinka należy przystąpić do odwodnienia końcowego, które powinno trwać połowę czasu odwodnienia początkowego.**

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

T – czas potrzebny na wykonanie kanalizacji

T<sub>1</sub> – czas odwodnienia początkowego

T<sub>2</sub> – czas odwodnienia końcowego\*

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

#### **7.4. Odwodnienie liniowe (igłofiltry).**

Odwodnienia liniowe kanalizacji deszczowej:

Przyjęto igłofiltry obustronnie zapuszczane (do 6,0 m) o rozstawie co 0,5 i 1,0m.

Odcinki sieci kanalizacji deszczowej objęte odwodnieniem liniowym (igłofiltry):

- odcinek DA1 -D50 o długości L= 48,2m – odwodnienie instalacją igłofiltrową obustronną o rozstawie 1,0m. Ilość igłofiltrów 96 szt..
- odcinek TdA6 - DA9 o długości L= 40m – odwodnienie instalacją igłofiltrową obustronną o rozstawie 0,5m. Ilość igłofiltrów 160szt.

Całkowita ilość zabicia igłofiltrów dla kanalizacji deszczowej wynosi **256 szt.**

Poszczególne odcinki przewidziane do odwodnienia pokazano na rys nr 2 – „Profil podłużny kanalizacji deszczowej”.

#### **7.5. Czas pracy urządzeń odwadniających.**

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.

Całkowity czas odwodnień dla poszczególnych odcinków wynosi:

- odcinek DA1 -D50 o długości L= 48,2m - 192mg
- odcinek TdA6 - DA9 o długości L= 40m - 144mg

**Całkowity czas pompowania wynosi 336 mg**

#### **7.6. 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 8 -12 m-g na dzień roboczy.

Odcinki sieci kanalizacji deszczowej objęte odwodnieniem liniowym (pompowanie bezpośrednie):

- odcinek D50 -DA5 o długości  $L = 274,1\text{m}$

Czas całkowity pompowania bezpośredniego wynosi **188 mg**

Ilość tymczasowych studzienek zbiorczych **13 szt.**

### **7.7. Pompowanie rezerwowe.**

Pompowanie rezerwowe należy przyjąć w wysokości 33% czasu pompowania igłofiltrami i 33% czasu trwania pompowania bezpośredniego.

Igłofiltry –  $336 \times 33\% = 447 \text{ mg}$

Pompowanie bezpośrednie –  $(188) \times 33\% = 250 \text{ mg}$

**Całkowity czas pompowania wynosi 697 mg.**

### **7.8. Odprowadzenie wody.**

Projektuje się odprowadzenie wody rurociągami tłocznymi  $\phi 133\text{mm}$  do istniejącego kanału deszczowego  $\phi 0,50\text{m}$ . Przyjęto długość rurociągu tłocznego 200,0m oraz 35m.

### **7.9. Uwagi dla wykonawcy.**

W czasie wplukiwania igłofiltrów należy zwrócić uwagę na miejsca w których w podłożu projektowanych kanałów w nasypach niekontrolowanych występują duże ilości cegły, kamieni i żużla i innych odpadków budowlanych oraz na istniejące uzbrojenie podziemne. W miejscach występowania napiętych zwierciadeł wody gruntowej, należy obniżyć ciśnienie wody gruntowej i nie dopuścić do niekontrolowanego przebicia i upłynięcia gruntu.

Czas pracy urządzeń odwadniających jest uzależniony od czasu wykonywania obiektów. Projektant może określić jedynie orientacyjny czas odwodnienia początkowego (wyprowadzającego 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.

UWAGA: 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 inżyniera kontraktu 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.