

## ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

---

<b>I</b>	<b>Opis techniczny .....</b>	<b>5</b>
1.	Podstawa opracowania.....	5
2.	Cel i zakres opracowania.....	5
3.	Opis stanu istniejącego.....	5
4.	Warunki gruntowo-wodne.....	5
5.	Rozwiązanie projektowe.....	6
6.	Technologia wykonania robót .....	31
<b>II</b>	<b>Wykaz załączników.....</b>	<b>36</b>
<b>III</b>	<b>Część rysunkowa .....</b>	
Rys. 1	Plan orientacyjny .....	1:5000
Rys. 2÷6	Plan sytuacyjny .....	1:500
Rys. 7÷8	Profil podłużny kolektora .....	1:100/500
Rys. 9÷10	Profil podłużny .....	1:100/500
Rys. 11	Profil podłużny rurociągów tłocznych .....	1:100/500
Rys. 12	Komora K3 .....	1:25
Rys. 13	Komora K9 .....	1:25
Rys. 14	Komora K17 .....	1:25
Rys. 15	Komora K18 .....	1:25
Rys. 16	Komora K19 .....	1:25
Rys. 17	Komora K20 .....	1:25
Rys. 18	Komora K21 .....	1:25
Rys. 19	Komora K23 .....	1:25
Rys. 20	Komora K24 .....	1:25
Rys. 21	Komora K25 .....	1:25
Rys. 22	Przepompownia Pd1 .....	1:25
Rys. 23	Przepompownia Pd2 .....	1:25
Rys. 24	Wylot WK1-rys. technologiczno-konstrukcyjny .....	1:50
Rys. 25	Wylot WK1-rys. szalunkowy .....	1:50

Rys. 26	Wylot WK1-rys. zbrojeniowy.....	1:50
Rys. 27	Wylot WL1-rys. technologiczno-konstrukcyjny .....	1:25
Rys. 28	Wylot WL1-rys. szalunkowy .....	1:25
Rys. 29	Wylot WL1-rys. zbrojeniowy przyczółka .....	1:25
Rys. 30	Wylot WL1-rys. zbrojeniowy piaskownika.....	1:25
Rys. 31	Umocnienie brzegów – rysunek technologiczno-konstrukcyjny.....	1:200
Rys. 32	Przekroje poprzeczne.....	1:100
Rys. 33	Panel ogrodzeniowy .....	1:25
Rys. 34	Brama wjazdowa .....	1:25
Rys. 35	Furtka wejściowa.....	1:25
Rys. 36	Studzienka rozprężna D53 .....	1:25
Rys. 37	Komora K3 – rysunek szalunkowy .....	1:25
Rys. 38	Komora K3 – płyta przykrywająca .....	1:25
Rys. 39	Komora K3 – rysunek zbrojeniowy .....	1:25
Rys. 40	Komora K9 – rysunek szalunkowy .....	1:25
Rys. 41	Komora K9 – płyta przykrywająca .....	1:25
Rys. 42	Komora K9 – rysunek zbrojeniowy .....	1:25
Rys. 43	Komora K17 – rysunek szalunkowy .....	1:25
Rys. 44	Komora K17 – płyta przykrywająca .....	1:25
Rys. 45	Komora K17 – rysunek zbrojeniowy .....	1:25
Rys. 46	Komora K18 – rysunek szalunkowy .....	1:25
Rys. 47	Komora K18 – płyta przykrywająca .....	1:25
Rys. 48	Komora K18 – rysunek zbrojeniowy .....	1:25
Rys. 49	Komora K19 – rysunek szalunkowy .....	1:25
Rys. 50	Komora K19 – płyta przykrywająca .....	1:25
Rys. 51	Komora K19 – rysunek zbrojeniowy .....	1:25
Rys. 52	Komora K20 – rysunek szalunkowy .....	1:25
Rys. 53	Komora K20 – płyta przykrywająca .....	1:25
Rys. 54	Komora K20 – rysunek zbrojeniowy .....	1:25

Rys. 55	Komora K21 – rysunek szalunkowy .....	1:25
Rys. 56	Komora K21 – płyta przykrywająca .....	1:25
Rys. 57	Komora K21 – rysunek zbrojeniowy .....	1:25
Rys. 58	Komora K23 – rysunek szalunkowy .....	1:25
Rys. 59	Komora K23 – płyta przykrywająca .....	1:25
Rys. 60	Komora K23 – rysunek zbrojeniowy .....	1:25
Rys. 61	Komora K24 – rysunek szalunkowy .....	1:25
Rys. 62	Komora K24 – płyta przykrywająca .....	1:25
Rys. 63	Komora K24 – rysunek zbrojeniowy .....	1:25
Rys. 64	Komora K25 – rysunek szalunkowy .....	1:25
Rys. 65	Komora K25 – płyta przykrywająca .....	1:25
Rys. 66	Komora K25 – rysunek zbrojeniowy .....	1:25

# **I OPIS TECHNICZNY**

## **1. PODSTAWA OPRACOWANIA.**

Podstawami opracowania są:

- umowa nr C.R.UM 42/2004 zawarta pomiędzy Gminą Miasto Szczecin a BPBK S.A. Gdańsk,
- decyzja o lokalizacji inwestycji celu publicznego
- wypis i wyrys z miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego
- aktualny wtórnik podkładu geodezyjnego w skali 1:500.
- dokumentacja geologiczno-inżynierska opracowana przez P.W. Art Geo - Marek Ober.
- wizja lokalna i inwentaryzacja w terenie.

## **2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA.**

Celem opracowania jest przebudowa istniejącego uzbrojenia kolidującego z budową Szczecińskiego Szybkiego Tramwaju (etap 1c).

Zakres opracowania:

- przebudowa istniejącego kolektora 2x $\varnothing$ 1,60m do  $\varnothing$ 1,40m prowadzącego wody cieku Chojnówka,
- przebudowa istniejącego wlotu i wylotu na kolektorze,
- przebudowę istniejącego kanału otwartego prowadzący wody cieku Chojnówka,
- budowa kanalizacji deszczowej o średnicy od  $\varnothing$ 0,20 do  $\varnothing$ 1,00m przechwytyjącej wody deszczowe z istniejącej kanalizacji i projektowanych wpustów deszczowych,
- budowa 2 przepompowni ścieków wraz z rurociągami tłocznymi.

## **3. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO.**

W stanie istniejącym kolektor prowadzący wody z całej zlewni strumienia Chojnówka posiada średnicę 2x $\varnothing$ 1,40m, od miejsca włączenia kanału deszczowego  $\varnothing$ 1,00m kolektor zmienia średnicę na 2x $\varnothing$ 1,20m.

Przed ul. Batalionów Chłopskich – Gryfińska kolektor przechodzi w pojedynczy o średnicy  $\varnothing$ 1,60m a bezpośrednio pod ulicą na długości ok. 27,0m ponownie zmienia się na podwójny o średnicy 2x $\varnothing$ 0,80m.

W górę od ulicy Batalionów Chłopskich – Gryfińska kolektor posiada średnicę  $\varnothing$ 1,40m i w połowie odległości pomiędzy ul. Bagienną a nasypem kolejowym przechodzi w średnicę  $\varnothing$ 1,00m.

Bezpośrednio przed nasypem kolejowym na wlocie do kolektora znajduje się żelbetowy piaskownik o wymiarach ok. 22,0x8,0m w planie, powyżej strumień Chojnówka płynie kanałem otwartym o szerokości dna ok. 1,00m.

Istniejący kolektor zbudowany jest z rur żelbetowych typu WIPRO posadowiony na żelbetowych płytach drogowych, posiada rewizyjne komory żelbetowe co ok. 65,0m i jest w złym stanie technicznym oraz posiada zbyt mały przekrój poprzeczny mogący przyjąć wody deszczowe ze zlewni strumienia Chojnówka, która w wyniku intensywnej zabudowy zmieniła swój charakter.

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

W podłożu projektowanego odcinka szybkiego tramwaju od ul. Hangarowej do pętli w rejonie ulic Walecznych – Jaśminowej występują plejstocieńskie rzeczne piaski drobne, przykryte nasypami niekontrolowanymi o miąższości 0.9 – 4.9 m. W głębszych partiach podłoża natrafiono na warstwę pospółki z kamieniami.

Warunki wodne są zróżnicowane, coraz bardziej korzystne w kierunku południowo – wschodnim. W rzecznych piaskach występuje woda o zwierciadle swobodnym lub lokalnie napiętym przez nadkład słabo przepuszczalnej madowej gliny pylastej, stabilizującym się na głębokości od 1.9 m p.p.t. w otworach nr 1 i 2.

Zwierciadło wody wykazuje wyraźny, jednostajny spadek w kierunku północno – zachodnim. Maksymalny możliwy poziom wody gruntowej, mogący występować w okresach intensywnych opadów, określa się jako wyższy o ok. 0.5 – 0.6 m od poziomu stwierdzonego w wykonanych obecnie otworach. Należy więc przyjąć, że woda gruntowa może stabilizować się na głębokości ok. 1.4 – 5.1 m p.p.t., tj. na rzędnych ok. 0.9 – 3.5 m n.p.m.

Warunki gruntowe także nie są w pełni korzystne, gdyż na znacznej części badanego terenu w podłożu zalegają luźne piaski w-wy I, bardzo luźne nasypowe piaski w-wy n1.

Dla celów odwodnień wykopów należy przyjąć następujące wartości współczynnika filtracji:

- dla piasku drobnego  $k=10 \cdot 10^{-5}$  m/s, tj. 8.64 m/d
- dla piasku średniego  $k=20 \cdot 10^{-5}$  m/s, tj. 17.28 m/d
- dla pospółki z kamieniami  $k=35 \cdot 10^{-5}$  m/s, tj. 30.24 m/d.

## 5. ROZWIĄZANIE PROJEKTOWE.

Zgodnie z ustaleniami z inwestorem tj. WIM wody opadowe z budynku stacji prostownikowej oraz wody drenażowe odprowadzone zostaną do kanalizacji deszczowej, która wykonana zostanie na pętli Basen Górniczy w ramach inwestycji „Przebudowa torowisk tramwajowych i sieci trakcyjnej w Szczecinie” prowadzonych przez Tramwaje Szczecińskie Sp. z o.o.

W wyniku budowy Szczecińskiego Szybkiego Tramwaju zaprojektowano przebudowę istniejącej sieci kanalizacji deszczowej w niezbędnym zakresie. W projekcie przewidziano odebranie wód deszczowych z drenaży, odwodnienia liniowego w przejściu podziemnym, odwodnienia zwrotnic oraz z rur spustowych przy stacjach prostownikowych.

Współrzędne geodezyjne w układzie X,Y punktów charakterystycznych projektowanego uzbrojenia umożliwiające ich wytyczenie w terenie przedstawiono w “Projekcie zagospodarowania terenu”.

### 5.1. Przebieg trasy.

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

2x $\varnothing$  1,60m o długości  $L = 2 \times 230,7 = 461,4$ m,

$\varnothing$  1,40m o długości  $L = 1217,0$ m,

2x $\varnothing$  1,0m o długości  $L = 2 \times 23,0 = 46,0$ m,

$\varnothing$  1,0m o długości  $L = 18,0$ m,

$\varnothing$  0,60m o długości  $L = 56,6$ m,

$\varnothing$  0,50m o długości  $L = 122,5$ m,

$\varnothing$  0,40m o długości  $L = 47,4$ m,

$\varnothing$  0,30m o długości  $L = 225,6$ m,

$\varnothing$  0,25m o długości  $L = 80,2$ m,

$\varnothing$  0,20m o długości  $L = 110,9$ m,

$\varnothing$  0,16m o długości  $L = 79,6$ m

$\varnothing$  0,11m o długości  $L = 1,8$ m

oraz rurociągów tłocznych:

$\varnothing$  250mm o długości  $L = 18,7$ m,

$\varnothing$  90mm o długości  $L = 24,7$ m.

Układ wysokościowy projektowanych kanałów został dostosowany do niwelety projektowanego terenu i torowiska tramwajowego oraz jest wynikiem rozwiązań skrzyżowań projektowanych kanałów z istniejącym i projektowanym uzbrojeniem podziemnym.

Trasę projektowanych kanałów przedstawiono na planie sytuacyjnym.

Zagłębienie dna kanałów wynosi od 1,45 do 7,6 m p.p.t.

Spadek podłużny kanałów wynosi od 1,0 ‰ do 50 ‰.

Zagłębienie rurociągów tłocznych wyniesie od 1,41 – 1,70m p.p.t., a spadek podłużny wynosi od 5 ‰ do 33 ‰.

## 5.2. Materiał i uzbrojenie.

Kanały deszczowe wykonane zostaną z następujących materiałów:

- kanały Ø1,60m z rur żelbetowych o wytrzymałości na zgniatanie min. 230 kN/m
- kanały Ø1,40m z rur żelbetowych o wytrzymałości na zgniatanie min. 250 kN/m, za wyjątkiem odcinka K19-K20, który wykonany zostanie z rur z żywicy poliestrowych wzmacnianych włóknem szklanym GRP SN 10000

- kanały Ø1,0m z rur żelbetowych o wytrzymałości na zgniatanie min. 150 kN/m
- kanały Ø0,60m z rur żelbetowych o wytrzymałości na zgniatanie min. 100 kN/m
- kanały i przykanaliki Ø 0,11m ÷ Ø 0,40m z rur PVC klasy S SDR 34 litych, za wyjątkiem odcinków: D43-K18 i D61-D56 zaprojektowanych z rur kamionkowych kielichowych obustronnie glazurowanych (wg PN EN 295) klasy 160 o wytrzymałości 48kN/m z uszczelką, do których zaprojektowano odwodnienie ciepłociągu.

Ø 1,60m o długości L = 461,4m,

Ø 1,40m o długości L = 1170m -żelbet,

Ø 1,40m o długości L = 47m – GRP,

Ø 1,0m o długości L = 64,0m,

Ø 0,60m o długości L = 56,6m,

Ø 0,50m o długości L = 122,5m,

Ø 0,40m o długości L = 47,4m,

Ø 0,30m o długości L = 97,4m – PVC,

Ø 0,30m o długości L = 128,2m - kamionka,

Ø 0,25m o długości L = 80,2m,

Ø 0,20m o długości L = 110,9m,

Ø 0,16m o długości L = 79,6m,

Ø 0,11m o długości L = 1,8m,

- rurociągi tłoczne z rur PE100 SDR17 PN10

Ø 250mm o długości L = 18,7m,

Ø 90mm o długości L = 24,7m.

Zastosowano następującą ilość kształtek:

- kolano PVC Ø 0,20m 45° - 1 szt.;

- przyłącze siodłowe PVC Ø 1,60/0,20m - 1 szt.;

- przyłącze siodłowe PVC Ø 0,30/0,20m - 1 szt.;

- trójnik PVC Ø 0,25/0,16 – 2szt;

- trójnik PVC Ø 0,20/0,16 – 1szt;

- trójnik kamionka Ø 0,30/0,15 – 1szt.

- przejście szczelne PVC Ø 0,40m – 1szt.

- przejście szczelne PVC Ø 0,30m – 1szt.

Niniejsze zestawienie nie obejmuje kształtek zastosowanych do wykonania włączy kaskadowych do studni.

Włączenia bezpośrednio do rur betonowych na tzw. "oczko" wykonać za pomocą przyłączy siodłowych (np. FABEKUN firmy Funke).

W celu odprowadzenia wód deszczowych z odcinka torowiska tramwajowego wykonanego w tzw. „wannie”, w najniższym punkcie na odpływie wykonany zostanie kanał Ø 0,40m. Przejście kanału należy wykonać w tulei ochronnej Ø400 długiej.

Wylot rurociągu tłocznego Ø250mm należy uzbroić w klapę zwrotną umieszczoną w komorze K9, aby uniemożliwić dopływ wód deszczowych z kanału Ø1,40m. Przejście kolektorem deszczowym Ø1,40m pod torami kolejowymi zaprojektowano przeciskiem w rurze ochronnej stalowej o średnicy Ø1620x16,0mm i długości L=36,0m. Dobrano podpory ślizgowe np. typu SM o wysokości 45mm. Rozstaw podpór co 1,0m oraz 0,15m z obu końców rury ochronnej. Przestrzeń pomiędzy rurą ochronną a przewodową zamknąć manszetą np. typu MNO (otwarty gładki materiał, do późniejszego zabudowania już położonych rur).

Miejsce wykonania przecisku wskazano na planie sytuacyjnym.

### 5.3. Studzienki kanalizacyjne

Zaprojektowano 39szt. studzienek kanalizacyjnych. Z tego:

1szt -jako studnia betonowa o średnicy Ø1,50m

13szt -jako studnie betonowe o średnicy Ø1,20m

1szt -jako studnia betonowa o średnicy Ø1,20m z osadnikiem

1szt -jako studnia betonowa o średnicy Ø1,0m z osadnikiem

12szt -jako studnie betonowe o średnicy Ø1,0m(z tego studzienka D53 jest studzienką rozprężną, do której włączony zostanie rurociąg tłoczny o średnicy 90mm)

10szt – jako studnia betonowa formowana o średnicy Ø1,0m (np. HABA-BETON)

1szt – jako studzienka tworzywowa.

Studzienki kanalizacyjne betonowe składają się z wjazdu kanałowego typu ciężkiego z wypełnieniem betonowym oraz prefabrykowanych elementów to jest: studni 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 B45, wodoszczelnego (W8), mało nasiąkliwego  $n_{w} \leq 4\%$ .

Kręgi i fundamenty studni muszą być wyposażone fabrycznie w stopnie złazowe wg PN-64/H-74086. Elementy denne studni posiadać winny fabrycznie wyprofilowaną kinetę o wysokości  $h_K = 0.8 D_n$  kanału.

Po zamontowaniu kręgów żelbetowych studni, należy zagęścić grunt wokół studni (piasek średni) warstwami co 30 cm.

Studzienki na kanałach zaprojektowano z żeliwnymi wjazdami kanałowymi z pokrywą wypełnioną betonem. Klasa wjazdu D400. Głębokość osadzania pokrywy wjazdu w korpusie min. 50mm, średnica pokrywy 680mm.

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

Studzienki z tworzyw sztucznych zaprojektowane zostały jako studzienki niewłazowe (np. TEGRA 425 firmy Wavin) i składają się z: kinety rewizyjnej, rury trzonowej Ø425mm, pierścieni dystansowych, stożka, pierścienia odciążającego, wjazdu żeliwnego D400.

#### Studzienki i komory istniejące

Istniejące studnie i komory kanalizacyjne przewidziane do dalszej eksploatacji oznaczone jako Di1, Kp4 należy poddać renowacji, tj. uzupełnić ubytki, uszczelnić, wymienić stopnie złazowe, wykonać nową podbudowę pod wjazd, wymienić wjazd na nowy klasy D 400 z pokrywą wypełnioną betonem. W miejscach, gdzie projektowana rzędna terenu odbiega od istniejącej studnie należy nadbudować lub skrócić dopasowując do projektowanej rzędnej terenu.

Istniejącą studnię oznaczoną jako Di5, gdzie projektowana rzędna terenu odbiega od istniejącej należy nadbudować dopasowując do projektowanej rzędnej terenu (wg zał.

nr 10). W przypadku złego stanu technicznego należy wymienić włazy na nowe lub poddać renowacji.

#### **5.4. Komory na kolektorze**

Zaprojektowano 10 komór na kolektorze. Komory o konstrukcji betonowej wylewanej na „mokro” z betonu B30. Rodzaje włazów oraz wymiary przedstawiono na rysunkach konstrukcyjnych i rysunkach technologicznych.

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

##### **5.4.1. Komora K3**

###### Warunki gruntowo wodne w rejonie usytuowania komory:

Otwór nr 3n.

Istniejąca rzędna terenu ok. 1,98 m npm.

0,0 – 1,0 Nasyp niekontrolowany (Pd+H).

1,0 – 1,8 Nasyp niekontrolowany (Pd+H+C).

1,8 – 3,2 Torf.

3,2 – 4,0 Piasek drobny.

Woda gruntowa (o zwierciadle swobodnym) – nawiercona i ustabilizowana na głębokości 1,3 m ppt to jest na rzędnej 0,68 m npm. Drugi poziom wody gruntowej, o zwierciadle napiętym, występuje pod warstwą torfu. Woda ta stabilizuje się na głębokości 3,2 m ppt, to jest na rzędnej -1,22 m npm. Woda gruntowa nieagresywna w stosunku do betonu..

###### Posadowienie komory:

Roboty ziemne prowadzić przy obniżonym poziomie wody gruntowej. Zaleca się obniżyć poziom wody przy pomocy igłofiltrów. Obniżenie wody gruntowej – patrz punkt 6.3. W rejonie posadowienia komór wybrać torf. Spód warstwy torfu na rzędnej minus 1,22 m npm. Torf zastąpić warstwą piasku zagęszczonego warstwami. Stopień zagęszczenia warstwy piasku = 0,5. Wierzch warstwy piasku doprowadzić poziomu minus 0,90 m npm. Grubość warstwy piasku około 0,43 m. Uwaga: podaną grubość warstwy należy traktować jako orientacyjną – faktyczną ustalić na budowie.

Na tej warstwie ułożyć warstwę wyrównawczą z betonu B10, grubość warstwy ok. 10 cm.

###### Konstrukcja komory.

Płaszcz komory o konstrukcji żelbetowej wylewanej „na mokro” z betonu B30, zbrojonej stalą AIII-34GS. Uwaga: w miejscu wejść kanałów pręty zbrojeniowe przeciąć i wgąć w ścianę. Wymiary komory, grubości ścian i ich zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

Przykrycie komory: płyta żelbetowa wylewana „na mokro” z betonu B30, zbrojona stalą AIII-34GS. Wymiary płyty, jej zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

###### Zabezpieczenie antykorozyjne:

Powierzchnie ścian i płyty przykrywającej stykające się z gruntem powlec dwukrotnie bitizolem „R” i dwukrotnie bitizolem „P” lub innym środkiem o podobnych właściwościach.

Uwaga: Roboty prowadzić zgodnie z warunkami wykonania i odbioru robót budowlano montażowych.



#### 5.4.2. Komora K 9.

##### Warunki gruntowo wodne w rejonie usytuowania komory:

Otwór nr 9n.

Istniejąca rzędna terenu ok. 3,28 m npm.

0,0 – 1,6 Nasyp (Pd+H)

1,6 – 4,5 Piasek drobny

4,5 – 6,8 Piasek drobny

6,8 – 8,0 Piasek drobny na pograniczu piasku średniego (Pd/Ps)

Woda gruntowa (o zwierciadle swobodnym) nawiercona i ustabilizowana na głębokości 2,3 m ppt, to jest na rzędnej 0,98 m npm.

##### Posadowienie komory:

Roboty ziemne prowadzić przy obniżonym poziomie wody gruntowej. Zaleca się obniżyć poziom wody przy pomocy igłofiltrów. Obniżenie wody gruntowej – patrz punkt 6.3. Spód płyty dennej komory na rzędnej minus 0,15 m npm. Na tym poziomie występuje piasek drobny. Piasek w dnie wykopu dogęścić do stopnia zagęszczenia 0,5. Wierzch warstwy piasku doprowadzić do poziomu

minus 0,35 m npm.

Na tej warstwie ułożyć warstwę wyrównawczą z betonu B10, grubość warstwy ok. 10 cm.

##### Konstrukcja komory.

Płaszcz komory o konstrukcji żelbetowej wylewanej „na mokro” z betonu B30, zbrojonej stalą AIII-34GS. Uwaga: w miejscu wejść kanałów pręty zbrojeniowe przeciąć i wgąć w ścianę. Wymiary komory, grubości ścian i ich zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

Przykrycie komory: płyta żelbetowa wylewana „na mokro” z betonu B30, zbrojona stalą AIII-34GS. Wymiary płyty, jej zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

##### Zabezpieczenie antykorozyjne:

Powierzchnie ścian i płyty przykrywającej stykające się z gruntem powlec dwukrotnie bitizolem „R” i dwukrotnie bitizolem „P” lub innym środkiem o podobnych właściwościach.

Uwaga: Roboty prowadzić zgodnie z warunkami wykonania i odbioru robót budowlano montażowych.

#### 5.4.3. Komora K 17.

##### Warunki gruntowo wodne w rejonie usytuowania komory:

Otwór nr 11.

Istniejąca rzędna terenu ok. 5,53 m npm.

0,0 – 1,1 Nasyp.

1,1 – 1,5 Gлина pylasta z humusem.

1,5 – 3,8 Piasek drobny.

3,8 – 4,2 Pospółka z kamieniami.

4,2 – 6,0 Piasek drobny.

Woda gruntowa (o zwierciadle swobodnym) nawiercona i ustabilizowana na głębokości 3,1 m ppt, to jest na rzędnej 2,43 m npm.

##### Posadowienie komory:

Roboty ziemne prowadzić przy obniżonym poziomie wody gruntowej. Zaleca się obniżyć poziom wody przy pomocy igłofiltrów. Obniżenie wody gruntowej – patrz punkt 6.3. Spód płyty dennej komory na rzędnej 1,12 m npm. Na tym poziomie występuje

piasek drobny. Piasek w dnie wykopu dogęścić do stopnia zagęszczenia 0,5. Wierzch warstwy piasku doprowadzić do poziomu 1,02 m npm.

Na tej warstwie ułożyć warstwę wyrównawczą z betonu B10, grubość warstwy ok. 10 cm.

#### Konstrukcja komory.

Płaszcz komory o konstrukcji żelbetowej wylewanej „na mokro” z betonu B30, zbrojonej stalą AIII-34GS. Uwaga: w miejscu wejść kanałów pręty zbrojeniowe przeciąć i wgąć w ścianę. Wymiary komory, grubości ścian i ich zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

Przykrycie komory: płyta żelbetowa wylewana „na mokro” z betonu B30, zbrojona stalą AIII-34GS. Wymiary płyty, jej zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

#### Zabezpieczenie antykorozyjne:

Powierzchnie ścian i płyty przykrywającej stykające się z gruntem powlec dwukrotnie bitizolem „R” i dwukrotnie bitizolem „P” lub innym środkiem o podobnych właściwościach.

Uwaga: Roboty prowadzić zgodnie z warunkami wykonania i odbioru robót budowlano montażowych.

#### 5.4.4. Komora K 18.

##### Warunki gruntowo wodne w rejonie usytuowania komory:

Otwór nr 11.

Istniejąca rzędna terenu ok. 5,53 m npm.

- 0,0 – 1,1 Nasyp.
- 1,1 – 1,5 Gлина pylasta z humusem.
- 1,5 – 3,8 Piasek drobny.
- 3,8 – 4,2 Pospółka z kamieniami.
- 4,2 – 6,0 Piasek drobny.

Woda gruntowa (o zwierciadle swobodnym) nawiercona i ustabilizowana na głębokości 3,1 m ppt, to jest na rzędnej 2,43 m npm.

##### Posadowienie komory:

Roboty ziemne prowadzić przy obniżonym poziomie wody gruntowej. Zaleca się obniżyć poziom wody przy pomocy igłofiltrów. Obniżenie wody gruntowej – patrz punkt 6.3. Spód płyty dennej komory na rzędnej 1,17 m npm. Na tym poziomie występuje piasek drobny. Piasek w dnie wykopu dogęścić do stopnia zagęszczenia 0,5. Wierzch warstwy piasku doprowadzić do poziomu 1,07 m npm.

Na tej warstwie ułożyć warstwę wyrównawczą z betonu B10, grubość warstwy ok. 10 cm.

#### Konstrukcja komory.

Płaszcz komory o konstrukcji żelbetowej wylewanej „na mokro” z betonu B30, zbrojonej stalą AIII-34GS. Uwaga: w miejscu wejść kanałów pręty zbrojeniowe przeciąć i wgąć w ścianę. Wymiary komory, grubości ścian i ich zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

Przykrycie komory: płyta żelbetowa wylewana „na mokro” z betonu B30, zbrojona stalą AIII-34GS. Wymiary płyty, jej zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

#### Zabezpieczenie antykorozyjne:

Powierzchnie ścian i płyty przykrywającej stykające się z gruntem powlec dwukrotnie bitizolem „R” i dwukrotnie bitizolem „P” lub innym środkiem o podobnych właściwościach.

Uwaga: Roboty prowadzić zgodnie z warunkami wykonania i odbioru robót budowlano montażowych.

#### 5.4.5. Komora 19.

##### Warunki gruntowo wodne w rejonie usytuowania komory:

Otwór nr 11.

Istniejąca rzędna terenu ok. 5,53 m npm.

0,0 – 1,1 Nasyp.

1,1 – 1,5 Gлина pylasta z humusem.

1,5 – 3,8 Piasek drobny.

3,8 – 4,2 Pospółka z kamieniami.

4,2 – 6,0 Piasek drobny.

Woda gruntowa (o zwierciadle swobodnym) nawiercona i ustabilizowana na głębokości 3,1 m ppt, to jest na rzędnej 2,43 m npm.

##### Posadowienie komory:

Roboty ziemne prowadzić przy obniżonym poziomie wody gruntowej. Zaleca się obniżyć poziom wody przy pomocy igłofiltrów. Obniżenie wody gruntowej – patrz punkt 6.3.

Komorę posadowić w wykopie otwartym. Na tym poziomie występuje piasek drobny. Piasek w dnie wykopu dogęścić do stopnia zagęszczenia 0,5. Wierzch warstwy piasku doprowadzić do poziomu 1,42 m npm.

Na tej warstwie ułożyć warstwę wyrównawczą z betonu B10, grubość warstwy ok. 10 cm.

##### Konstrukcja komory.

Płaszcz komory o konstrukcji żelbetowej wylewanej „na mokro” z betonu B30, zbrojonej stalą AIII-34GS. Uwaga: w miejscu wejść kanałów pręty zbrojeniowe przeciąć i wgąć w ścianę. Wymiary komory, grubości ścian i ich zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

Przykrycie komory: płyta żelbetowa wylewana „na mokro” z betonu B30, zbrojona stalą AIII-34GS. Wymiary płyty, jej zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

##### Zabezpieczenie antykorozyjne:

Powierzchnie ścian i płyty przykrywającej stykające się z gruntem powlec dwukrotnie bitizolem „R” i dwukrotnie bitizolem „P” lub innym środkiem o podobnych właściwościach.

Uwaga: Roboty prowadzić zgodnie z warunkami wykonania i odbioru robót budowlano montażowych.

#### 5.4.6. Komora K 20.

##### Warunki gruntowo wodne w rejonie usytuowania komory:

Otwór nr 10n.

Istniejąca rzędna terenu ok. 7,77 m npm.

0,0 – 0,6 Nasyp (Pd+H+C+K).

0,6 – 1,8 Nasyp (Pd+K(+H)).

1,8 – 4,6 Piasek drobny.

4,6 – 7,0 Piasek drobny na pograniczu piasku średniego (Pd/Ps).

Woda gruntowa (o zwierciadle swobodnym) nawiercona i ustabilizowana na głębokości 3,1 m ppt, to jest na rzędnej 2,43 m npm.

#### Posadowienie komory:

Roboty ziemne prowadzić przy obniżonym poziomie wody gruntowej. Zaleca się obniżyć poziom wody przy pomocy igłofiltrów. Obniżenie wody gruntowej – patrz punkt 6.3. Spód płyty dennej komory na rzędnej 1,52 m npm. Na tym poziomie występuje piasek drobny. Piasek w dnie wykopu dogęścić do stopnia zagęszczenia 0,5. Wierzch warstwy piasku doprowadzić do poziomu 1,42 m npm.

Na tej warstwie ułożyć warstwę wyrównawczą z betonu B10, grubość warstwy ok. 10 cm.

#### Konstrukcja komory.

Płaszcz komory o konstrukcji żelbetowej wylewanej „na mokro” z betonu B30, zbrojonej stalą AIII-34GS. Uwaga: w miejscu wejść kanałów pręty zbrojeniowe przeciąć i wgąć w ścianę. Wymiary komory, grubości ścian i ich zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

Przykrycie komory: płyta żelbetowa wylewana „na mokro” z betonu B30, zbrojona stalą AIII-34GS. Wymiary płyty, jej zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

#### Zabezpieczenie antykorozyjne:

Powierzchnie ścian i płyty przykrywającej stykające się z gruntem powlec dwukrotnie bitizolem „R” i dwukrotnie bitizolem „P” lub innym środkiem o podobnych właściwościach.

Uwaga: Roboty prowadzić zgodnie z warunkami wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych.

### 5.4.7. Komora K 21.

#### Warunki gruntowo wodne w rejonie usytuowania komory:

Otwór nr 11n.

Istniejąca rzędna terenu ok. 9,69 m npm.

0,0 – 1,8 Nasyp (Pd+H+C).

1,8 – 2,6 Nasyp (Pd+H+C).

2,6 – 3,5 Nasyp (Ps+H+C).

3,5 – 4,1 Piasek drobny na pograniczu piasku pylastego (Pd/Pπ).

4,1 – 4,8 Piasek drobny na pograniczu piasku pylastego (Pd/Pπ).

4,8 – 6,5 Piasek drobny.

6,5 – 7,3 Piasek drobny.

7,3 – 8,6 Piasek drobny.

8,6 – 10,0 Piasek drobny.

Woda gruntowa (o zwierciadle swobodnym) nawiercona i ustabilizowana na głębokości 6,8 m ppt, to jest na rzędnej 2,89 m npm..

#### Posadowienie komory:

Roboty ziemne prowadzić przy obniżonym poziomie wody gruntowej. Zaleca się obniżyć poziom wody przy pomocy igłofiltrów. Obniżenie wody gruntowej – patrz punkt 6.3. Spód płyty dennej komory na rzędnej 1,67 m npm. Na tym poziomie występuje piasek drobny. Piasek w dnie wykopu dogęścić do stopnia zagęszczenia 0,5. Wierzch warstwy piasku doprowadzić do poziomu 1,57 m npm.

Na tej warstwie ułożyć warstwę wyrównawczą z betonu B10, grubość warstwy ok. 10 cm.

#### Konstrukcja komory.

Płaszcz komory o konstrukcji żelbetowej wylewanej „na mokro” z betonu B30, zbrojonej stalą AIII-34GS. Uwaga: w miejscu wejść kanałów pręty zbrojeniowe przeciąć i wgąć w ścianę. Wymiary komory, grubości ścian i ich zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

Przykrycie komory: płyta żelbetowa wylewana „na mokro” z betonu B30, zbrojona stalą AIII-34GS. Wymiary płyty, jej zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

#### Zabezpieczenie antykorozyjne:

Powierzchnie ścian i płyty przykrywającej stykające się z gruntem powlec dwukrotnie bitizolem „R” i dwukrotnie bitizolem „P” lub innym środkiem o podobnych właściwościach.

Uwaga: Roboty prowadzić zgodnie z warunkami wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych.

#### 5.4.8. Komora K 23.

##### Warunki gruntowo-wodne w rejonie usytuowania komory:

Otwór nr 13n.

Istniejąca rzędna terenu ok. 6,40 m npm.

0,0 – 0,4 Nasyp (Pd+H+C).

0,4 – 0,9 Piasek drobny.

0,9 – 2,4 Piasek średni.

2,4 – 3,0 Piasek drobny na pograniczu piasku średniego (Pd/Ps).

3,0 – 5,0 Piasek średni.

Woda gruntowa (o zwierciadle swobodnym) nawiercona i ustabilizowana na głębokości 3,3 m ppt, to jest na rzędnej 3,10 m npm..

##### Posadowienie komory:

Roboty ziemne prowadzić przy obniżonym poziomie wody gruntowej. Zaleca się obniżyć poziom wody przy pomocy igłofiltrów. Obniżenie wody gruntowej – patrz punkt 6.3. Spód płyty dennej komory na rzędnej 2,09 m npm. Na tym poziomie występuje piasek drobny. Piasek w dnie wykopu dogęścić do stopnia zagęszczenia 0,5. Wierzch warstwy piasku doprowadzić do poziomu 1,99 m npm.

Na tej warstwie ułożyć warstwę wyrównawczą z betonu B10, grubość warstwy ok. 10 cm.

#### Konstrukcja komory.

Płaszcz komory o konstrukcji żelbetowej wylewanej „na mokro” z betonu B30, zbrojonej stalą AIII-34GS. Uwaga: w miejscu wejść kanałów pręty zbrojeniowe przeciąć i wgąć w ścianę. Wymiary komory, grubości ścian i ich zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

Przykrycie komory: płyta żelbetowa wylewana „na mokro” z betonu B30, zbrojona stalą AIII-34GS. Wymiary płyty, jej zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

#### Zabezpieczenie antykorozyjne:

Powierzchnie ścian i płyty przykrywającej stykające się z gruntem powlec dwukrotnie bitizolem „R” i dwukrotnie bitizolem „P” lub innym środkiem o podobnych właściwościach.

Uwaga: Roboty prowadzić zgodnie z warunkami wykonania i odbioru robót budowlano montażowych.

#### 5.4.9. Komora K 24.

##### Warunki gruntowo wodne w rejonie usytuowania komory:

Otwór nr 14n.

Istniejąca rzędna terenu ok. 8,42m npm.

0,0 – 0,6 Nasyp (H+Pd+C).

0,6 – 1,4 Nasyp (Pd+H).

1,4 – 1,9 Nasyp (H+Pd).

1,9 – 2,6 Pospółka.

2,6 – 3,6 Pospółka.

3,6 – 7,2 Piasek drobny.

7,2 – 8,0 Piasek drobny.

Woda gruntowa (o zwierciadle swobodnym) nawiercona i ustabilizowana na głębokości 5,3 m ppt, to jest na rzędnej 3,12 m npm..

##### Posadowienie komory:

Roboty ziemne prowadzić przy obniżonym poziomie wody gruntowej. Zaleca się obniżyć poziom wody przy pomocy igłofiltrów. Obniżenie wody gruntowej – patrz punkt 6.3. Spód płyty dennej komory na rzędnej 2,23 m npm. Na tym poziomie występuje piasek drobny. Piasek w dnie wykopu dogęścić do stopnia zagęszczenia 0,5. Wierzch warstwy piasku doprowadzić do poziomu 2,13 m npm.

Na tej warstwie ułożyć warstwę wyrównawczą z betonu B10, grubość warstwy ok. 10 cm.

##### Konstrukcja komory.

Płaszcz komory o konstrukcji żelbetowej wylewanej „na mokro” z betonu B30, zbrojonej stalą AIII-34GS. Uwaga: w miejscu wejść kanałów pręty zbrojeniowe przeciąć i wgąć w ścianę. Wymiary komory, grubości ścian i ich zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

Przykrycie komory: płyta żelbetowa wylewana „na mokro” z betonu B30, zbrojona stalą AIII-34GS. Wymiary płyty, jej zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

##### Zabezpieczenie antykorozyjne:

Powierzchnie ścian i płyty przykrywającej stykające się z gruntem powlec dwukrotnie bitizolem „R” i dwukrotnie bitizolem „P” lub innym środkiem o podobnych właściwościach.

Uwaga: Roboty prowadzić zgodnie z warunkami wykonania i odbioru robót budowlano montażowych.

#### 5.4.10. Komora K 25.

##### Warunki gruntowo wodne w rejonie usytuowania komory:

Otwór nr 14n.

Istniejąca rzędna terenu ok. 8,42m npm.

0,0 – 0,6	Nasyp (H+Pd+C).
0,6 – 1,4	Nasyp (Pd+H).
1,4 – 1,9	Nasyp (H+Pd).
1,9 – 2,6	Pospółka.
2,6 – 3,6	Pospółka.
3,6 – 7,2	Piasek drobny.
7,2 – 8,0	Piasek drobny.

Woda gruntowa (o zwierciadle swobodnym) nawiercona i ustabilizowana na głębokości 5,3 m ppt, to jest na rzędnej 3,12 m npm..

#### Posadowienie komory:

Roboty ziemne prowadzić przy obniżonym poziomie wody gruntowej. Zaleca się obniżyć poziom wody przy pomocy igłofiltrów. Obniżenie wody gruntowej – patrz punkt 6.3. Spód płyty dennej komory na rzędnej 2,20 m npm. Na tym poziomie występuje piasek drobny. Piasek w dnie wykopu dogęścić do stopnia zagęszczenia 0,5. Wierzch warstwy piasku doprowadzić do poziomu 2,10 m npm.

Na tej warstwie ułożyć warstwę wyrównawczą z betonu B10, grubość warstwy ok. 10 cm.

#### Konstrukcja komory.

Płaszcz komory o konstrukcji żelbetowej wylewanej „na mokro” z betonu B30, zbrojonej stalą AIII-34GS. Uwaga: w miejscu wejść kanałów pręty zbrojeniowe przeciąć i wgąć w ścianę. Wymiary komory, grubości ścian i ich zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

Przykrycie komory: płyta żelbetowa wylewana „na mokro” z betonu B30, zbrojona stalą AIII-34GS. Wymiary płyty, jej zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

#### Zabezpieczenie antykorozyjne:

Powierzchnie ścian i płyty przykrywającej stykające się z gruntem powlec dwukrotnie bitizolem „R” i dwukrotnie bitizolem „P” lub innym środkiem o podobnych właściwościach.

Uwaga: Roboty prowadzić zgodnie z warunkami wykonania i odbioru robót budowlano montażowych.

### **5.5. Wpusty deszczowe**

W celu odwodnienia nawierzchni drogi zaprojektowano 2 wpusty deszczowe podłączone do kanałów deszczowych poprzez studzienkę kanalizacyjną i przyłączy siodłowe.

Miejsce lokalizacji oraz rzędne projektowanych wpustów deszczowych są zgodne z częścią drogową projektu.

Wpusty deszczowe zaprojektowano z kręgów betonowych o średnicy wewnętrznej  $d = 45$  cm z częścią osadnikową z odejściem  $\varnothing 0,20$  m.

Zwieńczenie wpustu stanowi wpust uliczny kołnierzykowy klasy D400 o wymiarach 620x420mm mocowany luźno i na zawiasie. Głębokość osadzenia kratki wpustu w korpusie min. 50mm.

Podłączenie wpustów deszczowych wykonać z rur kanalizacyjnych PVC  $\varnothing 0,20$  m.

Zwieńczenia wpustów należy wykonać zgodnie z normą PN-EN 124.

Dodatkowo zaprojektowano wpust ściekowy klasy C250 – forma wklęsła przechwytyjący wody z korytka przy skarpie (Wp33).

W projekcie przewidziano przełączenie istniejących wpustów Wpi6 oraz Wpi7 do projektowanej kanalizacji deszczowej. Istniejące wpusty należy poddać renowacji.

## 5.6. Przepompownia wód deszczowych Pd1

W celu odprowadzenia wód deszczowych z odcinka torowiska tramwajowego wykonanego w tzw. „wannie” zaprojektowana została przepompownia, która odprowadzać będzie omawiane wody do istniejącego kolektora deszczowego. Włączenie rurociągu tłocznego wykonane zostanie do komory K9.

### 5.6.1. Odwodnienie torowiska.

Do odwodnienia torowiska tramwajowego przyjęto rury drenarskie  $\varnothing 0,30\text{m}$  ułożone jednostronnie na dnie „wann” - patrz przekrój poprzeczny wanny. W najniższym punkcie na odpływie z „wann” wykonany zostanie kanał  $\varnothing 0,40\text{m}$ . Całość odwodnienia wykonana zostanie według odrębnego opracowania – „Projekt torowy budowy torowiska tramwajowego od pętli Basen Górniczy do pętli Tymczasowej Turkusowa wraz z przystankami Basen Górniczy, Lotnisko, Turkusowa oraz odwodnieniem torowiska”.

Obliczenie przepustowości projektowanego odwodnienia:

- a). Odcinek kanału od Hm 3+103 do Hm 4+026 o długości  $L = 923,0\text{ m}$ .
  - $\varnothing 0,30\text{m}$ ,  $i=3\text{‰}$ ,  $L=923,0\text{m}$ ,  $F=0,923\text{ha}$ ,  $Y=0,9$ ,  $p=100\%$ ,  $t_{dm}=29\text{min}$  przepływ na odcinku wynosi  $q=41\text{l/s}$   
maksymalna przepustowość kanału  $\varnothing 0,30\text{m}$  przy spadku  $i=3\text{‰}$  i całkowitym wypełnieniu wynosi  $q_{\max} = 63\text{ dm}^3/\text{s}$
- b). Odcinek kanału od Hm 2+353 do Hm 3+103 o długości  $L = 750,0\text{ m}$ .
  - $\varnothing 0,30\text{m}$ ,  $i=2\text{‰}$ ,  $L=750,0\text{m}$ ,  $F=0,750\text{ha}$ ,  $Y=0,9$ ,  $p=100\%$ ,  $t_{dm}=29\text{min}$   $q=33\text{l/s}$  ( $q_{\max}=51$ )
- c). Odcinek kanału na włączeniu do przepompowni:
  - $\varnothing 0,40\text{m}$ ,  $i=3\text{‰}$ ,  $L=27,0\text{m}$   $q=74\text{l/s}$  ( $q_{\max}=119$ )

### 5.6.2. Dobór przepompowni wód deszczowych.

Przyjęto wydajność przepompowni w wysokości  $q=74\text{dm}^3/\text{s}$  pozwalającej na odprowadzenie deszczu o prawdopodobieństwie występowania raz na rok. Dla deszczu o mniejszym prawdopodobieństwie występowania przyjęto, że część wód opadowych gromadzona będzie w warstwie tłocznia ułożonego na dnie „wann” pod torowiskiem tramwajowym.

Dane wyjściowe:

$F= 1,673\text{ [ha]}$  - powierzchnia zlewni

$Y=0,9$  - współczynnik spływu

$q=74\text{ [dm}^3/\text{s]}$  - wydajność przepompowni przy równoległej pracy dwóch pomp.

W poniższej tabeli zestawiono spływy obliczeniowe z terenu zlewni dla deszczu o różnym prawdopodobieństwie występowania oraz podano jaką objętość wód deszczowych powinna zostać zmagazynowana.

Prawdopodobieństwo deszczu	$p=100\%$ $c=1$	$p=50\%$ $c=2$	$p=20\%$ $c=5$	$p=10\%$ $c=10$	$p=5\%$ $c=20$
Czas trwania deszczu [min]	29	29	29	29	29
Dopływ jednostkowy ze zlewni [dm <sup>3</sup> /s]	74	93	127	160	201



Prawdopodobieństwo deszczu	p=100% c=1	p=50% c=2	p=20% c=5	p=10% c=10	p=5% c=20
Objętość do zmagazynowania [m <sup>3</sup> ]	0	7	38	79	139

### 5.6.3. Określenie ilości wód deszczowych możliwych do zmagazynowania w warstwach konstrukcyjnych torowiska zapewniających bezpieczne użytkowanie torowiska.

Maksymalną objętość wód deszczowych możliwą do zmagazynowania ustalono przy założeniu, że cała jej ilość zmieści się w warstwie tłucznia i nie będzie zalegać na jego powierzchni. Obliczenia wykonano dla najniższego punktu niwelety tramwaju, zakładając warstwę retencyjną od spodu warstwy konstrukcyjnej torowiska ( dna „wann”) do stropu tłucznia:

- objętość tłucznia dla tej warstwy wynosi  $V = 630 \text{ m}^3$ , zakładając 30% ilość wolnych przestrzeni (porowatość zewnętrzną) dla tłucznia,
- ilość wody możliwa do zmagazynowania wynosi  $V_w = 630 \text{ m}^3 \times 0,3 = 189 \text{ m}^3$ ,

Z powyższych obliczeń wynika, że przy wystąpieniu deszczu o prawdopodobieństwie jego pojawienia się raz na 20 lat i pracy przepompowni z wydajnością 74 dm<sup>3</sup>/s nie ma możliwości zalegania wód opadowych powyżej warstwy tłucznia stanowiącego podbudowę torowiska.

### 5.6.4. Analiza stanu zagrożenia wodami opadowymi na wypadek braku zasilania w energię elektryczną.

W związku z tym, że w przepompowni zainstalowane będą trzy pompy z których jedna stanowi rezerwę na wypadek awarii uznano, iż największym zagrożeniem będzie brak zasilania przepompowni w energię elektryczną. W celu określenia długości przerwy w dostawie energii przyjęto za podstawę czas potrzebny do zmagazynowania maksymalnej ilości wody w warstwie konstrukcyjnej torowiska i powyżej niej. Grubość warstwy wody mogącej zalegać powyżej warstwy tłucznia przyjęto tak aby w najniższym miejscu niwelety torowiska nie wychodziła ponad główkę szyny. Wykonanie odpowiedniego wyprofilowania podłoża z tłucznia po obu skrajnych stronach torowiska poprzez nadsypanie pasa z tłucznia o szerokości 0,5m na odcinku 160m umożliwi ewakuację pasażerów z zatrzymanego w najniższym miejscu tramwaju.

Obliczenia maksymalnej objętości wody możliwej do zmagazynowania:

- objętość tłucznia w torowisku  $V = 1217 \text{ m}^3$ , zakładając 30% ilość wolnych przestrzeni (porowatość zewnętrzną) dla tłucznia
- ilość wody możliwa do zmagazynowania wynosi  $V_w = 1217 \text{ m}^3 \times 0,3 = 365 \text{ m}^3$ ,
- wolna objętość pomiędzy szynami wynosi  $V_s = 117 \text{ m}^3$ ,
- objętość czynna przepompowni wynosi  $V_p = 10 \text{ m}^3$ ,

Całkowita ilość wody możliwa do zmagazynowania w torowisku wynosi  $V_c = 492 \text{ m}^3$ ,

W oparciu o ustaloną maksymalną ilość wody jaka może zostać zmagazynowana w torowisku obliczono czasy dla deszczu o różnym prawdopodobieństwie występowania po jakich musi zostać włączona do eksploatacji przepompownia.

W poniższej tabeli zestawiono czasy w jakim służby eksploatacyjne muszą dojechać do przepompowni z przewoźnym agregatem prądotwórczym i uruchomić pompy.

Prawdopodobieństwo deszczu	p=100% c=1	p=50% c=2	p=20% c=5	p=10% c=10	p=5% c=20
Czas trwania deszczu [min]	1680	835	330	164	81
Dopływ jednostkowy ze zlewni [dm <sup>3</sup> /s]	5	10	25	50	101
Objętość do zmagazynowania [m <sup>3</sup> ]	492	492	492	492	492

Z powyższych obliczeń wynika, że przy wystąpieniu deszczu pojawiającego się raz na dwadzieścia lat czas dojazdu i uruchomienia przepompowni nie powinien przekroczyć 80 minut. Dla deszczu, które zdarzają się częściej czas ten wydłuża się w istotny sposób i dla deszczu występującego raz na rok wynosi 28 godzin.

#### 5.6.5. Przepompownia wód deszczowych – część technologiczna.

Przepompownię zaprojektowano jako bezskratkową z trzema pompami zatapialnymi.

Do przepompowni zaprojektowana została droga dojazdowa. Teren wokół niej zostanie wygrodzony, wykonana zostanie brama wjazdowa wraz z furtką oraz oświetlenie terenu.

Przepompownię zaprojektowano jako prefabrykowaną, która stanowi kompletny obiekt dostarczony na plac budowy, złożony z następujących elementów:

- studni przepompowni z elementów żelbetowych o średnicy 3,0m z wyprofilowanym dnem wokół pomp,
- pompy zatapialne np. AFP 1032 50Hz z przełotem otwartym z zaworami płuczącymi, z prowadnicami, stopą sprzęgającą do automatycznego łączenia pompy z rurą tłoczną (zawór płuczący powinien być zamontowany tylko na jednej pompie, ale każda z pomp powinna być nawiercona pod montaż zaworu płuczącego)
- orurowanie przepompowni z rur ze stali nierdzewnej (OH18N9) łączonej poprzez spawanie i kołnierze, zapewniające możliwość rozłączności i demontażu
- armatura-zawory zwrotne kulowe, zasuwki odcinające do ścieków o połączeniach kołnierzowych na ciśnienie min PN10
- złączki do podłączenia węża przy płukaniu rurociągu
- elementy do mocowania orurowania ze stali kwasoodpornej
- śruby rozporowe do mocowania stopy sprzęgającej do dna ze stali kwasoodpornej
- pokrywa montażowa wykonana z blachy ryflowanej kwasoodpornej o grubości 4,0 mm zabezpieczona przed samoczynnym zamykaniem się
- kratka uchylna ze stali kwasoodpornej zabezpieczająca pokrywę montażową
- wieszak do kabli zasilająco-sterujących i do sygnalizatorów poziomu ze stali kwasoodpornej
- prowadnice rurowe ze stali kwasoodpornej
- łańcuchy do pomp o odpowiednim udźwigu, atestowane o długości L=6m ze stali kwasoodpornej
- pomost roboczy wraz z drabiną zjazdową,

Przepompownie wyposażone będą w panel sterowniczo-sygnalizacyjny i urządzenie łagodnego rozruchu – soft start, dostarczane przez producenta pomp.

Szafy sterownicze składać się powinny z następujących elementów:

- obudowa z tworzyw sztucznych zamykana na klucz – stopień ochrony IP.65 do przymocowania na fundamencie
- podstawa (wspornik) szafy
- sterowanie w trybie automatycznym oparte na sterowniku przemysłowym
- sygnał sterujący – sonda hydrostatyczna + dwa regulatory pływakowe
- sygnalizacja świetlna i dźwiękowa awarii i stanów alarmowych
- zabezpieczenie przepięciowe
- zabezpieczenie termiczno-zwarciove
- zabezpieczenie różnicoprądowe i przeciążeniowe dla każdej pompy
- zabezpieczenie przed suchobiegiem
- zabezpieczenie silnika przed przegrzaniem i nadmiernym prądem
- kontrola kolejności i symetrii faz zasilania
- zabezpieczenie przed zanikiem fazy zasilającej
- amperomierz dla każdej pompy
- system ogrzewania wnętrza szafki zapobiegający kondensacji pary wodnej
- licznik godzin pracy pomp (dla każdej pompy osobny, realizowany w sterowniku PLC)
- listwa sygnałów bezpotencjałowych
- sześć włączników pływakowych do sterowania poziomem
- gniazdo z przełącznikiem ręcznym w celu podłączenia agregatu prądotwórczego
- gniazdo sieciowe 230V
- grzałka z termostatem
- połączenia wyrównawcze
- zasilacz podtrzymujący napięcie zasilania na okres wystarczający do przesłania komunikatu o awarii zasilania przepompowni
- modem GSM do wysyłania do aparatu GSM informacji tekstowych
- schematy elektryczne szafy sterowniczej i systemy przełączania zasilania pomiędzy siecią energetyczną a agregatem prądotwórczym zatwierdzone w Zakładzie Energetycznym

Szafa posiada wewnętrzną tablicę synoptyczną na której umieszczone są:

- przełącznik trybu pracy RĘCZNA-WYŁĄCZONA-AUTOMATYCZNA
- wyłącznik główny
  - lampki kontrolne:
    - zasilanie i kolejność faz poprawna ( zielona)
    - praca pompy (zielona- dla każdej pompy osobna)
    - awaria - w przypadku jakiegokolwiek stanu alarmowego w przepompowni (czerwona)
    - awaria - zabezpieczenie pomp (czerwona dla każdej z pomp osobna)

Przepompownia wyposażona będzie w systemem wentylacji naturalnej grawitacyjnej - rury wywiewnej i nawiewnej zapewniającej co najmniej 2 wymiany w czasie godziny zgodnie z wytycznymi CTBK z września 1989r.

W przepompowni zainstalowane zostaną trzy jednakowe pompy. Jedna z nich jest pompą rezerwową z zapewnieniem przemienności pracy.

W zaprojektowanym układzie przewiduje się losową pracę przepompowni w zależności od dopływu ścieków. Sterowanie pracą pomp odbywać się będzie na podstawie sygnałów o poziomie ścieków w zbiorniku. Automatyka sterująca zapewnia naprzemienne załączanie się pomp, a w przypadku dużego napływu cieczy obie pompy pracują jednocześnie.

Informacja o pracy pomp oraz stanie awarii powinna być przekazywana do dyspozytorni ze stałą obsługą.

## ZESTAWIENIE DANYCH I PARAMETRÓW POMP

Nr przepompowni	Typ pompy	Ilość pomp	Nominalna moc silnika (kW)	Prąd znamionowy (A)	Wydajność (l/s)	Wysokość podnoszenia (m)
Pd1	np. AFP 1032 50HZ	2	13,4	19,4	74,5	7,56

Poziomy sterowania pracą pomp:

- Rmax1 = - 0,78 rzędna załączenia 1 pompy
- Rmax2 = - 0,58 rzędna załączenia 2 pompy
- Rmin1 = - 1,60 rzędna wyłączenia 1 pompy
- Rmin2 = - 1,80 rzędna wyłączenia 2 pompy
- Ralarm = - 0,18 rzędna alarmowa (załączanie sygnalizacji świetlno-dźwiękowej + załączanie 3 pompy).

Zgodnie z wytycznymi ZWiK w studzience przed przepompownią zaprojektowano osadnik o głębokości 0,5m. Ze względu na sporadyczne i okresowe działanie zrezygnowano z budowy w studzience zastawki kanałowej.

Doprowadzenie energii elektrycznej do przepompowni według odrębnego opracowania.

### 5.6.6. Droga dojazdowa do przepompowni ścieków.

Przepompownia została zlokalizowana przy drodze. Nawierzchnia dojazdu i placu pod przepompownią wg opracowania części drogowej.

Odwodnienie powierzchniowe jezdni bezpośrednio na teren.

Na terenach, gdzie założona zostaną trawniki dywanowe zaprojektowano ułożenie warstwy ziemi urodzajnej o grubości 20 cm, którą należy obsiać mieszanką traw.

Nr przepompowni	Powierzchnia terenu w granicach ogrodzenia [ m <sup>2</sup> ]	Powierzchnia utwardzona [ m <sup>2</sup> ]	Powierzchnia zieleni [ m <sup>2</sup> ]
Pd1	202	116	86

### 5.6.7. Ogrodzenie przepompowni ścieków.

Wokół przepompowni zaprojektowane zostało ogrodzenie.

Zaprojektowano ogrodzenie panelowe, wykonane z prętów pionowych i poziomych o średnicy Ø 5 mm łączonych przez zgrzewanie. Wymiary oczek wynoszą 50x200mm. Panele mocowane są do stalowych słupków wykonanych z profili o przekroju 40x60mm, za pomocą obejm z płaskownika 60x40mm. Szerokość paneli wynosi 2500mm, a ich wysokość 2000mm. Wysokość ogrodzenia powyżej terenu h= 2030mm.

Fundamenty pod słupki ogrodzeniowe i bramowe.

Fundamenty pod słupki ogrodzeniowe należy wykonać z betonu kl. B20 o wym. 270x270x450mm. Do montażu słupków należy zastosować prefabrykowane stopy nośne.

Fundamenty pod słupki bramy i furtki o wymiarach 500x500x550mm, monolityczne z betonu kl. B20. Fundament pod trzpień bramy o wymiarze 220x220x410mm z betonu kl. B20.

#### Słupki.

Przyjęto słupki z profili stalowych zamkniętych o przekroju prostokątnym 60x40mm i grubości 2,0mm. Wysokość słupków: 2130 mm powyżej poziomu terenu. Słupki zagłębione w fundamencie 450mm.

Ilość słupków ( bez słupków bramy wjazdowej i furtki) 21 szt.

#### Panele.

Panel ogrodzeniowy wykonany jest z prętów pionowych i poziomych o średnicy Ø 5 mm. Powstałe oczko ma wymiar 50x200 mm, szerokość panela 2500 mm, wysokość 2000mm. System montażu do słupka za pomocą obejmy z płaskownika 60x40mm (6 szt. na jeden panel).

#### Brama dwuskrzydłowa wypełniona panelem ogrodzeniowym.

Zaprojektowano jedną bramę wjazdową o szerokość 4200mm składającą się z:

- ramy z profili stalowych zamkniętych o przekroju kwadratowym 50x50mm i grubości 2,0mm.
- słupków stalowych o przekroju kwadratowym 100x100 i grubości 3mm.

#### Furtka wypełniona panelem .

Zaprojektowano jedną furtkę o szerokości 1200mm składającą się z:

- ramy z profili stalowych zamkniętych o przekroju kwadratowym 40x40mm i grubości 2,0mm.

#### Zabezpieczenie antykorozyjne.

Panele ogrodzeniowe, słupki oraz elementy bramy i furtki są ocynkowane ogniowo (wewnątrz i z zewnątrz) .

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 i furtki) wynosi  $L=57,6m$ .

#### Uwaga

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

### 5.6.8. Posadowienie przepompowni.

Przepompownię należy posadowić na 10cm warstwie chudego betonu B10 wylanego na zagęszczonej warstwie z pospółki grubości 20cm.

Powierzchnie zewnętrzne należy zabezpieczyć antykorozyjne poprzez dwukrotne powleczenie bitizolem R i bitizolem P.

## 5.7. Przepompownia wód deszczowych Pd2.

### 5.7.1. Analiza potrzeb w zakresie odprowadzania ścieków.

Do obliczeń przyjęto że wody deszczowe, które trzeba będzie odprowadzić z przejścia podziemnego obejmują ścieki opadowe, które pomimo projektowanego zadaszenia mogą dostać się do wnętrza przejścia.

Powierzchnia zlewni ciągnąca do przepompowni obejmuje obszar ok  $355m^2$

- współczynnik spływu -  $\psi = 0,95$
- powierzchnia zlewni zredukowanej -  $F_z = 0,034$  ha
- współczynnik opóźnienia  $\varphi = 1$

Przyjmując, że natężenie deszczu obliczeniowego wynosi  $Q_k = 216 \text{ dm}^3/\text{s ha}$  (deszcz 10 minut prawdopodobieństwo raz na 10 lat)

Przepływ nominalny wyniesie:

$$Q_s = Q_k \times F_z \times \varphi \text{ [ dm}^3/\text{s ]}$$

$$Q_s = 216 \times 0,034 \times 1 = 7,3 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Wydajność pompy  $Q_p$  wynosi:

$$Q_p \geq k Q_s$$

Gdzie  $k = 1,0 - 1,5$  współczynnik bezpieczeństwa.

Przyjęto  $k = 1,2$

$$Q_p = 1,2 \times 7,3 = 8,76 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Rzędne charakterystyczne przepompowni ścieków:

- rzędna dna kanału na wlocie do przepompowni 2,99m n.p.m.
- rzędna osi rurociągu tłocznego 6,30 m n.p.m.
- rzędna pokrywy 8,25 m n.p.m.
- rzędna dna przepompowni 2,19 m n.p.m.
- rurociąg tłoczny z rur PE80 Ø90mm o długości  $L = 24,7\text{m}$
- wymagana wydajność przepompowni ścieków ( jednej pompy) =  $9 \text{ dm}^3/\text{s}$

Poniżej zestawiono wynikowe dane z obliczeń hydraulicznych dla powyższego układu.

- wysokość geometryczna tłoczenia 3,6 m
- straty na rurociągu tłocznym PE PN 10 SDR17 (90x79,2)  $v = 2,21\text{m/s}$  1,58 m sł.H<sub>2</sub>O
- straty w przepompowni ( zawór zwrotny+kolana + kształtki) 0,912 m sł H<sub>2</sub>O
- całkowite straty w systemie tłocznym 3,57 m sł.H<sub>2</sub>O
- całkowita wysokość podnoszenia 7,17 m sł. H<sub>2</sub>O

Dla powyższych danych dobrano przepompownię o wymiarach 1200x6070mm z pompami np. ABS AFP 0831 50HZ o sprawności hydraulicznej 49%, z wirnikiem Vortex o mocy nominalnej 1,65 kW i wydajności pojedynczej pompy 11,2 l/s

#### Obliczenie wymaganej objętości retencyjnej zbiornika pompowni

$$Q_p = 10,95 \text{ dm}^3/\text{s}$$

$$Q_{rz.} \text{ (rzeczywista wydajność pompy)} = 11,2 \text{ dm}^3/\text{s} = 40,32 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_s = 7,3 \text{ dm}^3/\text{s}$$

$$\text{Dla } Q_s \geq Q_{rz.}/2$$

$$7,3 \geq 11,2/2$$

$$7,3 \geq 5,6$$

Pojemność retencyjna zbiornika  $V_r$  wynosi

$$V_r = Q_{pr}/4 \times n_{\max}$$

z- współczynnik zależny od liczby pomp

$z = 2$  dla dwóch pomp pracujących naprzemiennie

$$n_{\max} = 8/12 \text{ przyjęto } n_{\max} = 10$$

$$V_r = 40,32/(4 \times 2 \times 10) = 0,50 \text{ m}^3$$

#### Wyznaczenie geometrycznych wymiarów pompowni.

Minimalna średnica zbiornika pompowni dla umieszczenia zaprojektowanych pomp wynosi  $D_{wz} = 1,5\text{m}$

Niezbędna wysokość retencyjna zbiornika wynosi

$$h_r = 4V_r / \pi D w z^2$$

$$h_r = 4 \times 0,5 / (3,14 \times 1,5^2) = 2 / (3,14 \times 2,25) = 0,28 \text{ m}$$

Przyjęto  $h_r = 0,3 \text{ m}$

Dla dobranych pomp wysokość martwa wynosi

$$h_m = 0,31 \text{ m}$$

Minimalny poziom ścieków w pompowni wynosi

$$H_s(\min) = H_{dop} - h_d - h_r$$

Gdzie  $h_d = 0,2 \text{ m}$  (minimalna odległość między rzędną dna rury dopływowej, a maksymalnym poziomem ścieków w pompowni)

$$H_s(\min) = 2,99 - 0,2 - 0,3 = 2,49 \text{ mnpm}$$

Maksymalny poziom ścieków w pompowni wynosi

$$H_s(\max) = H_{dop} - h_d$$

$$H_s(\max) = 2,99 - 0,2 = 2,79 \text{ mnpm}$$

Rzędna dna komory pompowni wynosi

$$H_d = H_{op} - h_d - h_r - h_m$$

$$H_d = 2,99 - 0,2 - 0,3 - 0,31 = 2,18 \text{ mnpm}$$

Poziom alarmowy

$$\text{Poziom alarmowy przyjęto o } 0,10 \text{ m powyżej } H_s(\max) = 2,79 + 0,10 = 2,89 \text{ mnpm}$$

Głębokości pompowni

$$h_p = H_t - H_d = 8,25 - 2,18 = 6,07 \text{ m.}$$

Częstotliwość załączeń

Głębokość użytkowa pompowni zapewnia częstotliwość załączeń pompy wynoszącą: Ponieważ przyjęto  $h_r = 0,3 \text{ m}$  to rzeczywista pojemność retencyjna wynosi

$$V_{r1} = (h_r \times \pi \times D w^2) / 4 = (0,3 \times 3,14 \times 2,25) / 4 = 0,53 \text{ m}^3$$

Maksymalna rzeczywista częstotliwość włączeń wynosi

$$n_{\text{rz. max}} = Q_p / (4z V_{r1}) = 40,32 / (4 \times 2 \times 0,53) = 9,5 \text{ 1/h}$$

Warunek bezpiecznej ilości załączeń jest spełniony.

W przepompowni zainstalowane zostaną dwie jednakowe pompy. Jedna z nich jest pompą rezerwową z zapewnieniem przemienności pracy. W zaprojektowanym układzie przewiduje się losową pracę pomp w zależności od dopływu ścieków. Sterowanie pracą pomp odbywać się będzie na podstawie sygnałów o poziomie ścieków w zbiorniku. Zbiornik przepompowni ścieków wykonany zostanie jako prefabrykowany polimerobetonowy z płytą pokrywową z włazem ze stali nierdzewnej zamykany na kłódkę. Po obu stronach włazu należy przewidzieć uchwyty złazowe wykonane ze stali nierdzewnej. Przepompownia stanowić będzie komplet – studnia + armatura + orurowanie – dostarczany w całości przez producenta.

Przepompownia wentylowana będzie grawitacyjnie poprzez rury nawiewną i wywiewną wykonane z PVC o średnicy  $\varnothing 160 \text{ mm}$ . Wentylacja zapewnia co najmniej 2 wymiany powietrza w czasie godziny. W przepompowni należy zapewnić wyjście dwóch niezależnych rurociągów tłocznych zaopatrzonych w zawory zwrotne z czyszczakiem zlokalizowane wewnątrz przepompowni. Połączenie obu rurociągów oraz zasuwę odcinającą należy zlokalizować na zewnątrz przepompowni. Orurowanie wewnątrz przepompowni wykonane ze stali nierdzewnej o grubości ścianki min. 3mm. Przepompownię należy wyposażać w drabinę złazową ze stali nierdzewnej oraz w pomost roboczy ze stali nierdzewnej zlokalizowany powyżej rzędnej sklepienia kanału

wlotowego do przepompowni. Łańcuch ze stali nierdzewnej do wyciągania pomp należy przystosować do urządzenia służącego do ich wyciągania.

Dane dotyczące sterowania elektrycznego.

- obudowa z tworzyw sztucznych zamykana na klucz – stopień ochrony IP 65 do zabudowy na zewnątrz

- podstawa (wspornik) szafy

- sterowanie w trybie automatycznym oparte na sterowniku przemysłowym

- sygnał sterujący - sonda hydrostatyczna + dwa regulatory pływakowe

- licznik godzin pracy pomp ( dla każdej pompy osobny, realizowane w sterowniku PLC)

- zabezpieczenie zwarciove i przeciążeniowe

- zabezpieczenie różnicowo-prądowe

- zabezpieczenie silnika przed przegrzaniem i nadmiernym prądem

- kontrola kolejności i symetrii faz zasilania

- zabezpieczenie przed zanikiem fazy zasilającej

- zabezpieczenie przed suchobiegiem pompy

- sygnalizacja świetlna i dźwiękowa stanów alarmowych

- gniazdo 230 V

- grzałka z termostatem

- połączenia wyrównawcze

- rozruch gwiazda-trójkąt

- sonda hydrostatyczna

Szafa posiada wewnętrzną tablicę synoptyczną na której umieszczone są:

przełącznik trybu pracy RĘCZNA-WYŁĄCZONA-AUTOMATYCZNA

wyłącznik główny

- lampki kontrolne:

zasilanie i kolejność faz poprawna ( zielona)

praca pompy (zielona- dla każdej pompy osobna)

awaria - w przypadku jakiegokolwiek stanu alarmowego w przepompowni (czerwona)

awaria - zabezpieczenie pomp (czerwona dla każdej z pomp osobna)

Automatyka sterująca zapewnia naprzemienne załączanie się pomp, a w przypadku dużego napływu cieczy obie pompy pracują jednocześnie.

Nie przewiduje się wygrodzenia terenu pod przepompownię. Oświetlenie przepompowni poprzez projektowane oświetlenie uliczne.

Zgodnie z wytycznymi ZWiK w studzience przed przepompownią zaprojektowano osadnik o głębokości 0,5m. Ze względu na sporadyczne i okresowe działanie zrezygnowano z budowy w studzience zastawki kanałowej.

#### ZESTAWIENIE DANYCH I PARAMETRÓW POMP

Nr przepompowni	Typ pompy	Ilość pomp	Nominalna moc silnika (kW)	Prąd znamionowy (A)	Wydajność (l/s)	Wysokość podnoszenia (m)
Pd2	np.AFP 0831 S50HZ	2	2,2	5,15	11,2	7,33



Szczegółowy układ zasilania oraz sterowanie pracą pomp w projektowanej przepompowni wg odrębnego opracowania.

#### 5.7.2. Posadowienie przepompowni ścieków Pd2

W poziomie posadowienia występuje piasek drobny.

Woda gruntowa występuje na głębokości 5,3 m poniżej poziomu terenu to jest na rzędnej 3,10 m nad poziom morza. Warstwami wodonośnymi są piaski drobne.

Przewiduje się posadowienie przepompowni w wykopie o ścianach z umocnieniem pełnym np. ścianka szczelna typu „Larsen”.

Roboty ziemne, posadowienie i stabilizację pompowni prowadzić przy obniżonym zwierciadle wody gruntowej.

Obniżenie wody gruntowej wg punktu nr 6.3.

Dno wykopu wyrównać i zagęścić. Na zagęszczonym podłożu wykonać warstwę betonu B10. Grubość warstwy około 10 cm.

Na tak przygotowanym podłożu posadowić i ustabilizować pompownię /zgodnie z wytycznymi producenta pompowni/. Zasypkę wykopu prowadzić dwu etapowo tj. I etap do poziomu podłączenia rurociągów i II etap do poziomu terenu. Zasypkę wykonać jak dla rurociągów i kanałów z piasku średniego dobrze uziarnionego, warstwami o grubości 15cm z zagęszczeniem każdej warstwy do stopnia zagęszczenia  $I_s=0,95$ . Prace ziemne należy prowadzić szybko żeby nie dopuścić do uplastycznienia się podłoża.

Roboty ziemne, posadowienie i stabilizację pompowni prowadzone muszą być w suchych wykopach.

Roboty wykonać zgodnie z warunkami technicznymi wykonania robót budowlano-montażowych.

### 5.8. SEPARATORY WÓD DESZCZOWYCH.

Przed wylotami do kolektora melioracyjnego wód z odwodnienia zwrotnic tramwajowych zaprojektowano urządzenia do podczyszczenia wód deszczowych. Łącznie zaprojektowano 2 separatory.

Zaprojektowano układ: lamelowy separator wód deszczowych poprzedzony osadnikiem.

Zaprojektowano lamelowy separator wód deszczowych 10/100.

Parametry technologiczne separatora:

przepływ nominalny-	10 dm <sup>3</sup> /s,
przewody wlotowy i wylotowy	PVC, Dn 300 mm
średnica wewnętrzna	1200 mm,
pojemność całkowita separatora	1700 litrów.

Przed każdym separatorem zaprojektowano osadnik o średnicy wewnętrznej 1500mm z częścią osadową o głębokości 2,0m (pojemność 3,5m<sup>3</sup>).

#### Posadowienie separatora Sep3 i osadnika Os3

W poziomie posadowienia występuje piasek drobny. W przekroju wykopu brak wody gruntowej.

Separator i osadnik posadowione zostaną na warstwie podbudowy z betonu B10 o grubości 10cm. Na odpowiednio przygotowanym podłożu, po sprawdzeniu rzędnych należy ustawić korpus urządzenia, podłączyć rury zamontować niezbędne kręgi nadbudowy i pokrywę a następnie zasypać wykop piaskiem średnim dobrze uziarnionym warstwami o grubości ok. 30cm z zagęszczeniem każdej warstwy do 95% Proctora.

#### Posadowienie separatora Sep4 i osadnika Os4

W poziomie posadowienia występuje piasek drobny. Woda gruntowa występuje na głębokości 6,2 m poniżej poziomu terenu to jest na rzędnej 3,09 m nad poziom morza. Warstwami wodonośnymi są piaski drobne.

Przewiduje się posadowienie separatora w wykopie o ścianach z umocnieniem pełnym np. ścianka szczelna typu „Larssen”.

Roboty ziemne, posadowienie i stabilizację pompowni prowadzić przy obniżonym zwierciadle wody gruntowej.

Obniżenie wody gruntowej wg punktu nr 6.3.

Separator i osadnik posadowione zostaną na warstwie podbudowy z betonu B10 o grubości 10cm. Na odpowiednio przygotowanym podłożu, po sprawdzeniu rzędnych należy ustawić korpus urządzenia, podłączyć rury zamontować niezbędne kręgi nadbudowy i pokrywę a następnie zasypać wykop piaskiem średnim dobrze uziarnionym warstwami o grubości ok. 30cm z zagęszczeniem każdej warstwy do 95% Proctora.

## 5.9. KANAŁ OTWARTY

Zaprojektowano przebudowę istniejącego kanału otwartego prowadzący wody cieku Chojnówka do Cegielinki dostosowując jego trasę do projektowanego wylotu z kolektora WK1.

Przyjęto następujące parametry kanału otwartego:

- długość kanału wynosi  $L=475,0\text{m}$ ,
- szerokość dna  $b=4,0\text{m}$ ,
- spadek podłużny dna  $i=0,5\text{‰}$ ,
- nachylenie skarp  $n=1:1,5$ ,

Do wytyczenia kanału w terenie przygotowano współrzędne geodezyjne osi:

Pkt	X	Y
R1	32003.52	94688.06
R2	31938.76	94802.19
R3	31922.21	94844.36
R4	31884.62	94978.37
WK1	31859.46	95137.76

Umocnienie kanału.

Bezpośrednio u wylotu z kolektora WK1 na długości  $L=10,0\text{m}$  zaprojektowano umocnienie dna oraz skarp za pomocą materacy gabionowych  $200\times 200\times 17\text{cm}$  wypełnionych kamieniami i układanymi na geotkaninie o wytrzymałości  $40\text{kN/m}$ .

Materace zakończyć palisadą  $\varnothing 6\text{-}8\text{cm}$  o długości palików  $1,0\text{m}$  na szerokości umocnienia.

Powyżej materacy skarpy należy obsiać trawą.

Zaprojektowano umocnienie brzegów cieku Chojnówka na długości 100 m mierząc od wylotu WK1, za pomocą kieszki faszynowej 2xØ20cm. Ubezpieczenie to składa się z wbitego w stopę skarpy rzędów palików, na które zakładane są dwie kieszki faszynowe. Paliki wbijane są ukośnie o nachyleniu 3:1, rozstaw palików w rzędzie 0,5m. Za paliki od strony brzegu zakładane są kieszki faszynowe jedna na drugą. Dolna kieszka powinna być wpuszczona w dno minimum 5cm. Górną kieszkę należy przybić do podłoża szpilkami w odstępach co 1,0m.

Szczegóły pokazano na rysunku nr 31.

Na pozostałym odcinku o długości L=365,0m należy umocnić stopę skarpy za pomocą palisady Ø6-8cm o długości palików 1,0m, powyżej palisady należy ułożyć darninę na płask pasem ok. 2,0m do wysokości 1,10m nad dno,

Powyżej darniny skarpy należy obsiać trawą.

Zestawienie materiałów:

• powierzchnia materacy gabionowych	80m <sup>2</sup> ,
• powierzchnia geowłókniny pod materace	80m <sup>2</sup> ,
• palisada kończąca materac	8,0m,
• palisada Ø6-8cm L=1,0m	730 szt,
• palisada Ø6-8cm L=1,3m – 1,5m	400 szt,
• palisada Ø4-6cm L=0,9m – 1,1m	200 szt,
• kieszka faszynowa □20cm (2x10mb)	200 mb,
• kołek □ 2cm L=0,25m	300 szt,
• darnina na skarpy	465x2x2=1860m <sup>2</sup> ,
• obsiew skarp powyżej umocnień	475x2x1,5= 1425m <sup>2</sup> ,

#### Bilans mas ziemnych – kanał otwarty.

W ramach robót ziemnych zakłada się, likwidację lokalnych zamulisk i ubytków w skarpach oraz przywrócenie prawidłowych parametrów przekroju poprzecznego, nadanie należytego spadku podłużnego.

Zestawienie ilości robót ziemnych :

• objętość wykopów	1829,4 m <sup>3</sup> ,
• objętość nasypów	187,4 m <sup>3</sup> ,

Całkowity nadmiar objętości wynosi 1642,10 m<sup>3</sup>, z czego 30% nadmiaru objętości rozplantować po terenie przyległym do cieku, a pozostałość wywieźć.

### **5.10. WLOT WL1**

Zaprojektowano wlot WL1 o średnicy Ø1,00m prowadzącego wody cieku Chojnówka do istn kanału otwartego odprowadzającego wody dalej do Cegielinki.

Zaprojektowano przyczółek żelbetowy z ukośnymi skrzydełkami wylewany na mokro o następujących parametrach:

– całkowita wysokość przyczółka	2,90m,
– szerokość przyczółka	4,40m,
– grubość ścianki	0,25m,
– poziom posadowienia przyczółka	5,76m npm,
– rzędna wlotu do kolektora	6,36m npm,
– rzędna góry przyczółka	8,66m npm,

Przyczółek należy posadzić na 10cm warstwie chudego betonu B10 wylanego na zagęszczonej warstwie podsypki piaskowej grubości 15cm. Podsypkę projektuje się profilować do kształtu dolnej części przyczółka tak aby obejmowała całość stopy fundamentowej i była wystarczająco szeroka do zagęszczania pod dnem. Stopień

zagęszczenia w otoczeniu konstrukcji > 0.94 wg Proctora i > 0.97 w pozostałej strefie poza konstrukcją przyczółków. Ściany żelbetowe przyczółków wylewane z betonu B30 (wodoszczelność betonu W4 i stopniu mrozoodporności F 75 i zbrojone stalą A – III 34GS) – szczegóły zbrojenia patrz rysunki konstrukcyjne. Korona wylotu zabezpieczona balustradą z rur stalowych. Przyjęto wykonanie elementów stalowych ze stali St3SX i R 35 (rury). W ścianie przyczółka należy wykonać dwa otwory o średnicy Ø134cm do osadzenia rur żelbetowych o średnicy Ø1,00m, po osadzeniu rury szczeliny należy zabetonować.

Należy wykonać również zabezpieczenie antykorozyjne powierzchni betonowych stykających się z gruntem za pomocą bitizolu R i bitizolu P (powlec dwukrotnie), lub innym środkiem o podobnych właściwościach.

Szczegóły pokazano na rysunkach nr 28, 29 i 30.

Zaprojektowano piaskownik przed wlotem WL1, wylewany na mokro o parametrach jak na rysunku technologiczno-konstrukcyjnym. Ściany żelbetowe wylewane z betonu B30 (wodoszczelność betonu W4 i stopniu mrozoodporności F 75 i zbrojone stalą A – III 34GS). Szczegóły zbrojenia pokazano na rysunku zbrojeniowym. Korona murka piaskownika zabezpieczona jest balustradą z rur stalowych. Przyjęto wykonanie elementów stalowych ze stali St3SX i R 35 (rury).

Szczegóły pokazano na rysunkach nr 27, 28, 29, 30.

Odmulenie i umocnienie istn. cieku przy wlocie WL1

Odcinek między istniejącym przepustem Ø500 a projekowanym piaskownikiem należy umocnić zabrukiem z kostki kamiennej h=15 cm na podbudowie cementowej gr. 10 cm na geotkaninie 40kN/m. Długość umocnienia winna wynosić L=2,00m

## 5.11. WYLOT WK1

Zaprojektowano wylot WK1 z kolektora o średnicy 2xØ1,60m prowadzącego wody cieku Chojnówka do istn. kanału otwartego odprowadzającego wody dalej do Cegielinki.

Zaprojektowano przyczółek żelbetowy z ukośnymi skrzydełkami wylewany na mokro o następujących parametrach:

- |                                  |             |
|----------------------------------|-------------|
| • całkowita wysokość przyczółka  | 3,35m,      |
| • szerokość przyczółka           | 10,00m,     |
| • grubość ścianki                | 0,30-0,35m, |
| • poziom posadowienia przyczółka | -0,95m npm, |
| • rzędna wylotu z kolektora      | -0,13m npm, |
| • rzędna góry przyczółka         | 2,39m npm,  |

Przyczółek należy posadzić na 10cm warstwie chudego betonu B10 wylanego na zagęszczonej warstwie podsypki piaskowej grubości 15cm. Podsypkę projektuje się profilować do kształtu dolnej części przyczółka tak aby obejmowała całość stopy fundamentowej i była wystarczająco szeroka do zagęszczania pod dnem. Stopień zagęszczenia w otoczeniu konstrukcji > 0.94 wg Proctora i > 0.97 w pozostałej strefie poza konstrukcją przyczółków. Ponieważ w poziomie posadowienia przyczółka wylotowego znajdują się nienośne torfy należy je usunąć do warstwy piasków drobnych. Ściany żelbetowe przyczółków wylewane z betonu B30 (wodoszczelność betonu W4 i stopniu mrozoodporności F 75 i zbrojone stalą A – III 34GS) – szczegóły zbrojenia patrz rysunki konstrukcyjne. Korona wylotu zabezpieczona balustradą z rur stalowych. Przyjęto wykonanie elementów stalowych ze stali St3SX i R 35 (rury). W ścianie przyczółka należy wykonać dwa otwory o średnicy Ø194cm do osadzenia rur żelbetowych o średnicy Ø1,60m, po osadzeniu rury szczeliny należy zabetonować.

Należy wykonać również zabezpieczenie antykorozyjne powierzchni betonowych stykających się z gruntem za pomocą bitizolu R i bitizolu P (powlec dwukrotnie), lub innym środkiem o podobnych właściwościach.

Szczegóły pokazano na rysunkach nr 24, 25, 26.

## 5.12. Rozbiórki

Do całkowitej likwidacji (usunięcie z gruntu) przewidziano kanalizację deszczową o następujących średnicach i długościach:

kanały Ø0,30m o zagłębieniu dna do 2m – 13,0m	beton
kanały Ø0,40m o zagłębieniu dna do 2m – 5,6m	beton
kanały Ø0,50m o zagłębieniu dna do 2,5m – 18,6m	beton
kanały Ø0,60m o zagłębieniu dna do 2m – 38,1m	żelbet
kanały Ø0,90m o zagłębieniu dna do 2,5m – 7,0m	żelbet
kanały Ø1,0m o zagłębieniu dna do 2,5m – 48,4m	żelbet
kanały 2 x Ø1,20m o zagłębieniu dna do 2,5m – 27,5m	żelbet
kanały Ø1,60m o zagłębieniu dna do 2,5m – 40,9m	żelbet
kanały 2 x Ø1,40m o zagłębieniu dna do 2,5m – 116,7m	żelbet
kanały Ø0,30m PVC o długości L=4,4m we wspólnym wykopie z wodociągiem Ø50mm żeliwo o długości L=ok.4,4m (średnia odległość w osiach ok. 40cm)	
kanały Ø0,30m PVC o długości L=33,7m we wspólnym wykopie z kanałami kanalizacji sanitarnej Ø0,20m PVC o długości L=33,2m (średnia odległość w osiach ok. 100cm)	
kanały Ø1,0m PVC o długości L=16,8m we wspólnym wykopie z gazociągiem Ø150mm stal o długości L=ok.16,9m (średnia odległość w osiach ok. 140cm)	
kanały Ø0,60m żelbet o długości L=18,9m we wspólnym wykopie z kanałami kanalizacji deszczowej Ø0,10m PVC o długości L=ok.20,8m (średnia odległość w osiach ok. 100cm)	
studnie o średnicy 1,2m i głębokości do 2m – 11 szt.	
studnie o średnicy 1,5m i głębokości do 2m – 5 szt.	
studnie o średnicy 1,2m i głębokości do 2m – 1 szt.	
studnie o średnicy 1,5m i głębokości do 2m – 1 szt.	
wpusty deszczowe – 1 szt.	

(zasypkę wykopów wykonać piaskiem zasypowym)

kanały Ø0,16m o zagłębieniu dna do 2m – 4,4m	PVC
kanały Ø0,30m o zagłębieniu dna do 2m – 129,7m	beton
kanały Ø0,50m o zagłębieniu dna do 2m – 52,9m	beton
kanały Ø1,0m o zagłębieniu dna do 2,5m – 56,3m	żelbet
kanały Ø1,60m o zagłębieniu dna do 2,5m – 28,0m	żelbet
kanały 2 x Ø1,20m o zagłębieniu dna do 2,5m – 217,5m	żelbet
kanały 2 x Ø1,40m o zagłębieniu dna do 2,5m – 115,1m	żelbet

(zasypkę wykopów po usunięciu powyższych kanałów wykonać piaskiem rodzimym)

Do całkowitej likwidacji (usunięcie z gruntu) przewidziano komory o następujących wymiarach:

pole – 7,8m (4,0x1,9)	głębokość – 1,86m
pole – 6,5m (3,1x2,1x1,1x0,9x1,7x1,2)	głębokość – 1,87m
pole – 5,9m (2,7x2,2)	głębokość – 1,98m

(zasypkę wykopów po usunięciu komór wykonać piaskiem zasypowym)

pole – 8,4m (4,1x2,0)	głębokość – 1,80m
pole – 11,1m (4,0x2,8)	głębokość – 1,90m
pole – 23,4m (4,1x4,7x4,1x2,4x3,0)	głębokość – 3,1m
pole – 14,6m (4,2x1,7x1,6x4,7x3,2)	głębokość – 2,32m
pole – 5,4m (5,0x1,1)	głębokość – 1,88m
pole – 6,5m (4,9x1,3)	głębokość – 2,00m
pole – 8,1m (4,5x1,8)	głębokość – 2,12m
pole – 7,3m (4,2x1,8)	głębokość – 2,23m
pole – 14,3m (3,4x4,3x1,9x1,9x3,5)	głębokość – 2,36m

(zasypkę wykopów po usunięciu komór wykonać piaskiem rodzimym)

## **6. TECHNOLOGIA WYKONANIA ROBÓT**

Całość robót należy prowadzić tak aby spełnić wymagania zawarte w normie PN-EN1610:2002 „Budowa i badania przewodów kanalizacyjnych.”

### **6.1. 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 należy każdorazowo uzgodnić ich obejście lub przełożenie.

Wzdłuż trasy projektowanych przewodów zaprojektowano następujące typy posadowienia:

- posadowienie bezpośrednie na warstwie wyrównawczej z gruntu rodzimego o grubości 5cm dla kanałów i 10cm dla kolektorów
- posadowienie na warstwie podsypki z piasku średniego, dobrze uziarnionego o grubości 15cm
- posadowienie kanałów w warstwie gruntów o obniżonej nośności po zagęszczeniu gruntu do  $I_d \geq 0,40$  na warstwie wyrównawczej z gruntu rodzimego niezagęszczanego o grubości 5cm dla kanałów i 10cm dla kolektorów
- posadowienie kanałów w warstwie gruntów plastycznych zaprojektowano na podłożu wzmocnionym tj. na ławie piaskowo-żwirowej. Ławę wykonać ze żwiru i piasku grubo i średnioziarnistego bez frakcji pylastych o wielkości ziaren do 20mm. Grubość ławy po zagęszczeniu min. 25cm. Dopiero na tak wzmocnionym podłożu wykonać podsypkę nie zagęszczoną o grubości 15cm.
- posadowienie kanałów w warstwie torfów o głębokości zalegania powyżej 1m zaprojektowano na podłożu wzmocnionym tj. na ławie żwirowo-piaskowej. Proporcja żwir-piasek 1:0,3. Grubość ławy po zagęszczeniu min. 25cm. Dopiero na tak wzmocnionym podłożu wykonać podsypkę o grubości 15cm. Całość ułożyć na geotkaninie zgodnie z załącznikiem nr 9.
- usunięcie humusu lub torfu do głębokości zalegania i zastąpienie przez podsypkę piaskową o grubości 0,40-1,40m

Typy posadowienia dla poszczególnych odcinków kanałów pokazano na profilach.

Zasypkę rurociągów prowadzić należy etapami:

I. Wykonanie warstwy ochronnej o wysokości 50 cm ponad wierzch rury 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. Ubijanie mechaniczne na całej szerokości strefy rurociągu może być prowadzone sprzętem lekkim przy 30-to cm warstwie piasku ponad wierzch rury.

II. Po próbie szczelności złączyć rury, wykonanie warstwy ochronnej w miejscach połączeń,

III. Zasypkę wykopów powyżej warstwy ochronnej przewodów zlokalizowanych pod jezdniami drogi wykonać piaskiem zasypowym (całkowita wymiana gruntu), w pozostałych terenach – gruntem rodzimym. Przy zasypce gruntem rodzimym należy każdorazowo oddzielić frakcje organiczne. Zasypkę poza drogami wykonywać warstwami z jednoczesnym zagęszczeniem każdej warstwy zasypowej do uzyskania wskaźnika zagęszczenia  $IS = 0,95$ . Pod drogami zasypkę wykonać z piasku zasypowego warstwami z jednoczesnym zagęszczeniem każdej warstwy zasypowej do uzyskania wskaźnika zagęszczenia  $IS \geq 1,0$  zgodnie z normą PN-S-02205:1998 „Drogi samochodowe - Roboty ziemne – Wymagania i badania.”.

Zagęszczanie zasyпки 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 wodociągowych i kanalizacyjnych – Warunki techniczne wykonania" oraz z instrukcją montażową układania w gruncie rurociągów dostarczoną przez producentów

## **6.2. ROBOTY MONTAŻOWE.**

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

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.

Rurociąg tłoczny o średnicy Ø90mm wykonać z rur PE100 PN10 zgrzewanych za pomocą muf elektrooporowych natomiast o średnic Ø250mm z rur PE100 PN10 zgrzewanych doczołowo. Do połączeń kołnierzowych należy stosować śruby ze stali nierdzewnej A2 oraz podkładki i nakrętki ze stali nierdzewnej A4. Śruby dokręcać kluczem dynamometrycznym. Połączenia kołnierzowe kształtek żeliwnych należy zabezpieczyć opaskami termokurczliwymi. Zasuwę należy posadawiać na blokach podporowych - np. płytkach chodnikowych betonowych 35x35x5. Uzbrojenie (np. zasuwę) należy oznakować tabliczkami zgodnie z normą PN-86/B-09700 „Tablice orientacyjne do oznaczenia uzbrojenia na przewodach wodociągowych”.

Zmontowane odcinki rurociągu należy poddać próbie szczelności na ciśnienie 1.0 MPa. Próbę ciśnieniową oraz odbiór techniczny wykonać należy zgodnie z normą PN-B-10725:1997 oraz instrukcją montażową układania w gruncie rurociągów z PE opracowaną przez producenta rur.

### 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. Wszelkie uszkodzenia przewodów obcych należy niezwłocznie zgłosić właściwemu użytkownikowi.

### 6.3. ODWODNIENIE WYKOPÓW NA CZAS BUDOWY

#### 6.3.1. Analiza warunków gruntowo-wodnych i wybór sposobu odwodnienia

Szczegółowa analiza warunków lokalnych takich jak:

- miąższość warstwy wodonośnej w stosunku do 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.

Przyjęto współczynnik filtracji:

- dla piasku drobnego  $k = 10 \cdot 10^{-5}$  m/s, tj. 8.64 m/d
- dla piasku średniego  $k = 20 \cdot 10^{-5}$  m/s, tj. 17.28 m/d
- dla pospółki z kamieniami  $k = 35 \cdot 10^{-5}$  m/s, tj. 30.24 m/d.

#### 6.3.2. Opis projektowanego odwodnienia.

Z uwagi na występowanie wody gruntowej w poziomie posadowienia kanałów deszczowych, przyjęty sposób odwodnienia oraz bliskie usytuowanie wykopu w stosunku do istniejącej zabudowy odwodnienie powinno być wykonane ze ścianami pionowymi z umocnieniem pełnym. Powyższe uwarunkowania wymagają przyjęcia technologii robót polegającej na wykonywaniu krótkich odcinków kanałów (przęslami) i ich sukcesywnym zasypywaniu.

Długości odcinka obliczeniowego przyjęto 20m.

Aby zwiększyć wydajność igłofiltrów powinno zapuszczać się je w obsypce filtracyjnej piaskowo - żwirowej. Projektuje się zastosowanie rurociągów aluminiowych na połączenia szybkozłączne (będące na wyposażeniu zestawu IgE – 81) Ø133mm.

Dopuszcza się wykonanie rurociągów z innych materiałów z zachowaniem warunku  $V_{max} = 2,0$  m/s przy przepływach obliczeniowych powiększonych o 50%.

#### 6.3.3. Obliczenia hydrauliczne odwodnienia.

Dopływ wody do wykopu:

$$q = \frac{1.36 \times k \times S \times (2H_0 - S_0)}{n \times \lg R/r_0} \quad (\text{m}^3/\text{d})$$

gdzie:

q - wydajność pojedynczego igłofiltru

n - ilość igłofiltrów

k - średni współczynnik filtracji

S<sub>0</sub> - wymagane obniżenie zwierciadła wody gruntowej

H<sub>0</sub> - miąższość strefy czynnej

R - promień depresji

r<sub>0</sub> - promień "wielkiej" studni

Obniżenie dynamiczne wody przy igłofiltrze:

$$S_c = H_0 - [H_0^2 - 0,73 \times q/k \times (n \times \lg R/r_0 + \lg r_0/n \times r + 0,217 \times a \times \xi)]^{1/2}$$

gdzie:

ξ - współczynnik niezupełności wykopu.

a - współczynnik zależny od rozstawu igłofiltrów.

r - promień igłofiltru.

pozostałe oznaczenia jak wyżej.



#### 6.3.4. Odwodnienie liniowe i obiektowe.

##### Odwodnienia liniowe

Przyjęto igłofiltry obustronnie zapuszczane (do 4 m) o rozstawie co 1,0m i 0,5m.

Odwodnieniem liniowym objęto następujące odcinki sieci kanalizacji deszczowej:

- WK1 ÷ K4, L=2x230,7=461,4m (obustronnie co 0,5m 1846szt.)
- K8 ÷ K11a, L=254,3m (obustronnie co 0,5m 1018szt.)
- K11a ÷ K12a, L=62,9m (obustronnie co 1,0m 126szt.)
- K8 ÷ K12b, L=322,0m (obustronnie co 0,5m 1288szt.)
- K13 ÷ K19, L=276,1m (obustronnie co 0,5m 1260szt.)
- K20 ÷ K25, L=290,8m (obustronnie co 1,0m 582szt.)
- D43 ÷ K18, L=104,5m (obustronnie co 1,0m 209szt.)
- K3 ÷ D11, L=19,3m (obustronnie co 0,5m 78szt.)
- K3 ÷ D13, L=46,1m (obustronnie co 0,5m 185szt.)
- Pd1 ÷ Od1, L=27,0m (obustronnie co 0,5m 108szt.)

Całkowita ilość igłofiltrów potrzebna do odwodnienia liniowych kanałów wynosi **6544 szt.**

Poszczególne odcinki kanałów przewidziane do odwodnienia pokazano na profilu podłużnym.

##### Odwodnienia obiektowe

Odwodnieniem obiektywnym objęto przepompownię, wylot i komory na kolektorze.

Igłofiltry należy zapuszczać po obwodzie umocnionego wykopu co 0,50m.

Do obliczeń przyjęto obwód wykopu:

wylot Wk1 - przyjęto obwód 10,0x3,0m =26,0m, czyli 52 igłofiltrów na obiekt,

przepompownia Pd1 - przyjęto obwód 4,0x4,0m =16,0m, czyli 32 igłofiltrów na obiekt,

przepompownia Pd2 - przyjęto obwód 2,5x2,5m =6,25m, czyli 13 igłofiltrów na obiekt,

separator Sep 4 - przyjęto obwód 2,5x2,5m =6,25m, czyli 13 igłofiltrów na obiekt,

osadnik Os4 - przyjęto obwód 2,8x2,8m =7,84m, czyli 16 igłofiltrów na obiekt,

komora K3 - przyjęto obwód 23,9m, czyli 48 igłofiltrów na obiekt,

komora K9 - przyjęto obwód 21,8m, czyli 44 igłofiltry na obiekt,

komora K17 - przyjęto obwód 17,8m, czyli 36 igłofiltrów na obiekt,

komora K18 - przyjęto obwód 21,6m, czyli 44 igłofiltry na obiekt,

komora K19 - przyjęto obwód 21,4m, czyli 43 igłofiltry na obiekt,

komora K20 – przyjęto obwód 17,3m, czyli 35 igłofiltrów na obiekt,

komora K21 - przyjęto obwód 17,5m, czyli 35 igłofiltrów na obiekt,

komora K23 - przyjęto obwód 22,3m, czyli 45 igłofiltrów na obiekt,

komora K24 - przyjęto obwód 19,4m, czyli 39 igłofiltrów na obiekt,

komora K25 – przyjęto obwód 21,2m, czyli 43 igłofiltrów na obiekt,

Całkowita ilość igłofiltrów do odwodnień obiektywnych wynosi **538szt.**

#### 6.3.5. Odprowadzenie wody.

Projektuje się odprowadzenie wody rurociągami tłocznymi fi133mm do istniejących lub nowo wybudowanych kanałów deszczowych.

Przyjęto długość rurociągów tłocznych około 200m.

#### 6.3.6. Czas pracy urządzeń pompowych.

Czas pracy urządzeń pompowych instalacji igłofiltrowej:

- WK1 ÷ K4, L=2x230,7=461,4m (24x16=384mg)

- K8 ÷ K11a, L=254,3m (13x16=208mg)
- K11a ÷ K12a, L=62,9m (4x16=64mg)
- K8 ÷ K12b, L=314,9m (16x16=256mg)
- K13 ÷ K19, L=376,1m (14x16=224mg)
- K20 ÷ K25, L=290,8m (15x16=240mg)
- D43 ÷ K18, L=104,5m (6x16=96mg)
- K3 ÷ D11, L=19,3m (1x16=16mg)
- K3 ÷ D13, L=46,1m (3x16=48mg)
- Pd1 ÷ Od1, L=27,0m (2x16=32mg)
- Wylot Wk1 (7x16=112mg)
- Przepompownia Pd1 (7x16=112mg)
- Przepompownia Pd2 (7x16=112mg)
- Separator Sep4 (7x16=112mg)
- Osadnik Os4 (7x16=112mg)
- 10 komór (10x7x16=1120mg)

Całkowity czas pracy instalacji igłofiltrowej: **3248mg**

Do obliczonego czasu pracy urządzeń pompowych należy dodać tzw. czas pompowania awaryjnego w wysokości 1/3 czasu podstawowego, który wynosi  $1/3 \times 3248\text{mg} = 1083\text{mg}$

#### 6.3.7. Uwagi dla wykonawcy.

W czasie wpłukiwania igłofiltrów należy zwrócić uwagę na miejsca w których w podłożu projektowanych kanałów w nasypach niekontrolowanych występują duże ilości cegły, kamieni i żuźla i innych odpadków budowlanych oraz na istniejące uzbrojenie podziemne.

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.

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.

Opracował:

Zbigniew Woźniak

## II WYKAZ ZAŁĄCZNIKÓW

Numer załącznika	Zawartość załącznika
1	Studzienka kanalizacyjna betonowa- rysunek poglądowy.
2	Tabela wymiarów dla studzienek kanalizacyjnych.
3	Wytyczne do adaptacji studzienek betonowych na kolektorze.
4	Studzienka kanalizacyjna z włączeniem kaskadowym z PVC.
5	Zestawienie wymiarów studzienek kaskadowych.
6	Zestawienie kształtek dla studni kaskadowych z kaskadą wykonaną z PVC.
7	Schemat wykonania studzienek tworzywowych
8	Schemat podłączenia rur spustowych
9	Schemat posadowienia kanałów na ławie żwirowo-piaskowej.
10	Zestawienie studni do regulacji włączów.