

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

I	Opis techniczny	4
1.	Podstawa opracowania.....	4
2.	Cel i zakres opracowania.....	4
3.	Opis stanu istniejącego.....	4
4.	Warunki gruntowo-wodne.	4
5.	Rozwiązanie projektowe.	5
6.	Technologia wykonania robót	14
II	Wykaz załączników.....	19
III	Część rysunkowa	
Rys. 0	Plan orientacyjny	1:5000
Rys. 1	Plan sytuacyjny	1:500
Rys. 2	Profil podłużny kolektora	1:100/500
Rys. 3÷4	Profil podłużny	1:100/500
Rys. 5	Komora K4	1:25
Rys. 6	Komora K4A.....	1:25
Rys. 7	Komora K5	1:25
Rys. 8	Komora K8	1:25
Rys. 9	Komora Kt2	1:25
Rys. 10	Studnia D3	1:25
Rys. 11	Posadowienie separatora – część technologiczna.....	1:50
Rys. 12	Posadowienie separatora – część konstrukcyjna.....	1:500
Rys. 13	Komora K4a – rysunek szalunkowy	1:25
Rys. 14	Komora K4a – płyta przykrywająca	1:25
Rys. 15	Komora K4a – rysunek zbrojeniowy	1:25
Rys. 16	Komora K4 – rysunek szalunkowy	1:25
Rys. 17	Komora K4 – płyta przykrywająca	1:25
Rys. 18	Komora K4 – rysunek zbrojeniowy	1:25
Rys. 19	Komora K5 – rysunek szalunkowy	1:25

Rys. 20	Komora K5 – płyta przykrywająca	1:25
Rys. 21	Komora K5 – rysunek zbrojeniowy	1:25
Rys. 22	Komora K8 – rysunek szalunkowy	1:25
Rys. 23	Komora K8 – płyta przykrywająca	1:25
Rys. 24	Komora K8 – rysunek zbrojeniowy	1:25
Rys. 25	Komora Kt2 – rysunek szalunkowy	1:25
Rys. 26	Komora Kt2 – płyta przykrywająca	1:25
Rys. 27	Komora Kt2 – 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,
- 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 1a).

Zakres opracowania:

- przebudowa istniejącego kolektora 2xØ1,60m prowadzącego wody cieku Chojnówka,
- wykonanie tymczasowych przełączy pomiędzy istniejącym a projektowanym kanałem poprzez tymczasowe komory połączeniowe K4a, Kt2.
- przebudowa istniejącej kanalizacji deszczowej o średnicy od Ø0,20 do Ø1,00m wraz z wpustami ulicznymi,
- przełożenie istniejących separatorów.

3. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO.

W pasie istniejącego terenu począwszy od ul. Leszczynowej występuje dojazd do istniejącej stacji paliw „BP” oraz wyjazd ze stacji na ul. Hangarową. Teren ma charakter płaski z lokalnym wyniesieniem w formie grobli na trasie przebiegu istniejących kanałów melioracyjnych 2xØ1400 oraz Ø1000, usytuowanych poza istniejącym ciągiem pieszo-rowerowym.

Na podstawie aktualnie wykonanych podkładów geodezyjnych stwierdza się występowanie istniejącego uzbrojenia:

- sieć wodociągowa
- kanalizacja melioracyjna i deszczowa
- kanalizacja sanitarna
- rowy melioracyjne
- sieć gazowa
- kable energetyczne WN i NN
- kable teletechniczne
- przewody napowietrzne WN i NN

Ponadto na terenie objętym inwestycją może występować system drenażu melioracyjnego, o którym brak jest informacji w dokumentach branżowych i geodezyjnych.

4. WARUNKI GRUNTOWO-WODNE.

W podłożu projektowanego odcinka szybkiego tramwaju i projektowanego kolektora 2xØ1,6m w rejonie ul. Hangarowej występują plejstoceńskie 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.

W wyniku przebudowy układu drogowego ul. Hangarowej pod kątem przebiegu projektowanego Szczecińskiego Szybkiego Tramwaju zaprojektowano przebudowę istniejącej sieci kanalizacyjnej.

W ramach przebudowy sieci kanalizacji deszczowej przewidziano przełożenie 2 istniejących separatorów.

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 $L = 2 \times 94,7 = 189,4$ m,
- \varnothing 1,60m o długości $L = 8,6$ m,
- 2x \varnothing 1,40m o długości $L = 2 \times 259,4 = 518,8$ m,
- \varnothing 1,40m o długości $L = 19,0$ m,
- \varnothing 1,0m o długości $L = 419,8$ m,
- \varnothing 0,60m o długości $L = 5,0$ m,
- \varnothing 0,40m o długości $L = 200,2$ m,
- \varnothing 0,30m o długości $L = 243,3$ m,
- \varnothing 0,25m o długości $L = 1,6$ m,
- \varnothing 0,20m o długości $L = 144,1$ 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 1,17 do 3,0 m p.p.t.

Spadek podłużny kanałów wynosi od 1,0 ‰ do 21 ‰.

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
- 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 0,20m ÷ Ø 0,40m z rur PVC klasy S SDR 34 litych.

Ø 1,60m o długości L = 198,0m,

Ø 1,40m o długości L = 537,8m,

Ø 1,0m o długości L = 419,8m,

Ø 0,60m o długości L = 5,0m,

Ø 0,40m o długości L = 200,2m,

Ø 0,30m o długości L = 243,3m,

Ø 0,25m o długości L = 1,6m,

Ø 0,20m o długości L = 144,1m.

Zastosowano następującą ilość kolan, trójników i włączy „na oczko”:

- kolano PVC Ø 0,20m 90° - 1 szt.;
- przyłącze siodłowe PVC Ø 0,50/0,20m - 1 szt.;
- przyłącze siodłowe PVC Ø 0,60/0,20m - 3 szt.;
- przyłącze siodłowe PVC Ø 1,0/0,20m - 3 szt.;
- komplet montażowy Ø 1,0/0,40m - 1 szt.;
- trójnik PVC Ø 0,30/0,20 – 2szt.;
- trójnik PVC Ø 0,40/0,20 – 2szt.;

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 lub kompletów montażowych klejonych (np. FABEKUN firmy Funke).

W miejscach, gdzie zaprojektowano kanały o znacznym zagłębieniu zaprojektowano na przykanalikach łuki pionowe przy użyciu kształtek (kolan) z PVC. Zastosowano następujące kolana:

- kolano PVC Ø 0,20m 45° - 2 szt.;
- kolano PVC Ø 0,20m 30° - 6 szt.;
- kolano PVC Ø 0,25m 90° - 3 szt..

5.3. Studzienki kanalizacyjne

Zaprojektowano 34szt. studzienek kanalizacyjnych. Z tego:

1szt -jako studnia betonowa o średnicy Ø2,5m (część technologiczna - rys. nr 10)

8szt -jako studnie betonowe o średnicy Ø2,0m

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

17szt -jako studnie betonowe o średnicy Ø1,20m

2szt -jako studnie betonowe o średnicy Ø1,0m

4szt – 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 włączami kanałowymi z pokrywą wypełnioną betonem. Klasa włazu D400. Głębokość osadzania pokrywy włazu 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 $\varnothing 425\text{mm}$, pierścieni dystansowych, stożka, pierścienia odciążającego, włazu żeliwnego D400.

W miejscach, gdzie projektowana rzędna terenu odbiega od istniejącej studnie przewidziane do dalszej eksploatacji należy nadbudować lub skrócić dopasowując do projektowanej rzędnej terenu (wg zał. nr 5). W przypadku złego stanu technicznego należy wymienić włązy na nowe lub poddać renowacji.

5.4. Komory na kolektorze

Zaprojektowano 5 komór, z tego 2 komory (K4a i Kt2) są komorami tymczasowymi do czasu wykonania etapu 1c.

Rodzaje włączów 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 K4

Warunki gruntowo wodne w rejonie usytuowania komory:

Otwór nr 4n.

Istniejąca rzędna terenu ok. 2,88 m npm.

0,0 – 1,5 Nasyp (Pd+H+żl).

1,5 – 2,2 Nasyp (Pd+H+C),

2,2 – 3,4 Torf.

3,4 – 4,5 Piasek drobny.

Woda gruntowa (o zwierciadle swobodnym) – nawiercona i ustabilizowana na głębokości 1,9 m ppt to jest na rzędnej 0,98 m npm. Drugi poziom wody gruntowej, o zwierciadle napiętym, występuje pod warstwą torfu. Woda ta stabilizuje się na głębokości 3,4m ppt, to jest na rzędnej minus 0,52 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 0,52 m npm. Torf zastąpić warstwą piasku zagęszczonego warstwami. Stopień zagęszczenia warstwy piasku = 0,5. Wierzch warstwy piasku doprowadzić poziomu minus 0,85 m npm. Grubość warstwy piasku około 0,33 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 4A.

Warunki gruntowo-wodne w rejonie usytuowania komory:

Otwór nr 4n.

Istniejąca rzędna terenu ok. 2,88 m npm.

0,0 – 1,5 Nasyp (Pd+H+żł).

1,5 – 2,2 Nasyp (Pd+H+C),

2,2 – 3,4 Torf.

3,4 – 4,5 Piasek drobny.

Woda gruntowa (o zwierciadle swobodnym) – nawiercona i ustabilizowana na głębokości 1,9 m ppt to jest na rzędnej 0,98 m npm. Drugi poziom wody gruntowej, o zwierciadle napiętym, występuje pod warstwą torfu. Woda ta stabilizuje się na głębokości 3,4m ppt, to jest na rzędnej minus 0,52 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 0,52 m npm. Torf zastąpić warstwą piasku zagęszczonego warstwami. Stopień zagęszczenia warstwy piasku = 0,5. Wierzch warstwy piasku doprowadzić poziomu minus 0,85 m npm. Grubość warstwy piasku około 0,33 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.

5.4.3. Komora K 5.

Warunki gruntowo wodne w rejonie usytuowania komory:

Otwór nr 5n

Istniejąca rzędna terenu ok. 2,80 m npm.

0,0 – 1,2 Nasyp (Pd+H+C+T).

1,2 – 2,3 Nasyp (Pd+H).

2,3 – 2,6 Piasek drobny.

2,6 – 4,5 Piasek drobny

Woda gruntowa (o zwierciadle swobodnym) nawiercona i ustabilizowana na głębokości 1,8 m ppt, to jest na rzędnej 1,00 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 0,5 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 0,60 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 8.

Warunki gruntowo wodne w rejonie usytuowania komory:

Otwór nr 8n.

Istniejąca rzędna terenu ok. 3,23 m npm.

0,0 – 0,7 Nasyp (H(Pd)+G)

0,7 – 1,4 Nasyp (Pd(+H))

1,4 – 2,1 Nasyp (Pd+H+Gp)

2,1 – 4,0 Piasek drobny

4,0 – 5,0 Piasek drobny

Woda gruntowa (o zwierciadle swobodnym) nawiercona i ustabilizowana na głębokości 2,2 m ppt, to jest na rzędnej 1,03 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 0,22 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 0,32 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 wgłąć w ścianę. Wymiary komory, grubości ścian i ich zbrojenie patrz rysunki konstrukcyjne.

Przykrycie komory: płyta żelbetowa wylewana „na mokro” z betonu B30, zbrojona stalą All-18G2. 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 Kt 2.

Warunki gruntowo wodne w rejonie usytuowania komory:

Otwór nr 2.

Istniejąca rzędna terenu ok. 2,7 m npm.

0,0 – 1,4 Nasyp (Pd+H)

1,4 – 2,2 Piasek drobny

2,2 – 2,6 Piasek drobny

2,6 – 3,2 Piasek drobny

3,2 – 3,6 Piasek drobny ze żwirem

3,6 – 5,0 Piasek drobny

5,0 – 5,6 Piasek drobny

5,6 – 6,5 Piasek drobny

6,5 – 8,0 Piasek drobny ze żwirem

Woda gruntowa (o zwierciadle swobodnym) nawiercona i ustabilizowana na głębokości 1,9 m ppt, to jest na rzędnej 0,80 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 0,18 m npm. Na tym poziomie

występuje piasek drobny. Piasek w dnie wykopu dogęścić do stopnia zagęszczenia 0,5. Wierzch warstwy piasku doprowadzić do poziomu 0,28 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 jezdni, zaprojektowano wpusty deszczowe podłączone do studzienek kanalizacyjnych usytuowanych na projektowanych kanałach deszczowych lub na tzw. „oczko”.

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 kołnierzyowy 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.

Łącznie zaprojektowano 17szt. wpustów deszczowych.

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

W projekcie przewidziano przełączenie istniejących wpustów Wpi1, Wpi2 oraz Wpi3 do projektowanych studzienek kanalizacyjnych. Istniejące podłączenia wpustów należy przedłużyć rurami PVC klasy S $\varnothing 0,20$ m.

5.6. Separatory

W ramach przebudowy ulicy Hangarowej przesunięto usytuowanie 2 separatorów i 1 osadnika oznaczonych na planie sytuacyjnym jako: Sep1, Sep2, Os1. Separator Sep1 o średnicy $\varnothing 1,50$ m, osadnik Os1 o średnicy $\varnothing 2,0$ m. Separator Sep2 został wykonany wg dokumentacji BPBK pn. „Odprowadzenie wód opadowych z rejonu modernizowanej ulicy Andrzeja Struga w Szczecinie -odcinek od ul. Gryfińskiej do ul. Pomorskiej.

Przemieszczany separator Labko typu SuperPEK 2223/14 o parametrach:

- | | |
|----------------------------------|---------------------------|
| • przepływ nominalny | NS 65 dm ³ /s, |
| • przepływ maksymalny | 200 dm ³ /s, |
| • przewody wlotowy i wylotowy | DN 400 mm, |
| • średnica | 2,2 m, |
| • długość | 12,0 m, |
| • pojemność całkowita separatora | 42 000 litrów, |

- pojemność osadnika 14 000 litrów,
- pojemność magazynowa oleju 3300 litrów,
- ciężar 2100 kg,
- wkład koalescencyjny 4 sekcje lamelowe,
- materiał GRP -laminat poliestrowy wzmacniany włóknem szklanym,
- otwory włazowe pod studzienki typu HUK 17 -21 3kpl

Nowe usytuowanie separatorów i osadnika wraz z rzędnymi pokazano na planie sytuacyjnym.

5.6.1. Posadowienie separatora Sep1 i osadnika Os1

W poziomie posadowienia występuje piasek drobny. W związku z tym przyjęto posadowienie bezpośrednie na odpowiednio przygotowanym podłożu.

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

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

Obniżenie wody gruntowej wg pkt. nr 6.3.

Dno wykopu wyrównać i zagęścić. Na zagęszczonym podłożu wykonać warstwę betonu B10. Grubość warstwy około 10 cm. Na tak przygotowanym podłożu posadzić i ustabilizować osadnik i separator /zgodnie z wytycznymi producenta /.

Po stwardnieniu betonu można przystąpić do demontażu ścian wykopu i stopniowego zasypania wykopu gruntem piaszczystym zagęszczanym warstwami. Zasypanie gruntem prowadzić zgodnie z wytycznymi opracowanymi przez producenta separatora oraz zgodnie z warunkami wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych.

5.6.2. Posadowienie separatora Sep2.

Roboty ziemne prowadzić przy obniżonym zwierciadle wody gruntowej. Płyta balastowa – fundamentowa wylewana „na mokro” z betonu B20 zbrojona stalą AIII-43GS. W płycie osadzić uchwyty do mocowania lin kotwiących separator. Płyta wylana na warstwie wyrównawczej z betonu B10. Grubość warstwy 10cm.

Po związaniu betonu instalację separatora przeprowadzić zgodnie z instrukcją instalowania odстойnika i separatora dostarczoną wraz z urządzeniem. Zgodnie z w/w instrukcją, separator posadzić na warstwie zagęszczonego żwiru (grubość warstwy 0,3m) i po zakotwieniu go do uchwytów przystąpić do obsypywania go żwirem zagęszczanym warstwami. Część technologiczna i konstrukcyjna dla separatora Sep2 wg rys. nr 11 i12.

5.7. Obliczenie przelewu w studni D3

Obliczenie wydatku przelewu zatopionego:

$$Q=2,953\mu b h(h-h_1)^{1/2}$$

gdzie: Q – wydatek przelewu [m³/s]

μ - współczynnik wydatku; dla przelewów bocznych równy 0,3÷0,67

b – długość krawędzi przelewowej [m];

h – napełnienie kolektora (przed przelewem) nad krawędzią przelewową [m];

h₁ – napełnienie burzowca nad krawędzią przelewową [m];

Przyjęto do obliczeń:

$b=2,47\text{m}$

$h=0,50\text{m}$

$h_1=0,12\text{m}$

$\mu = 0,49$

wysokość przelewu: $0,26\text{m}$

deszcz nominalny: $q_n=94,34 \text{ dm}^3/\text{s}$

deszcz nawalny (5 letni): $q_{\max}=843,6 \text{ dm}^3/\text{s}$

wymagany wydatek przelewu: $q_{\max} - q_n = 843,6 - 94,34=749,26 \text{ dm}^3/\text{s}$

$$Q=2,953*0,49*2,47*0,50*(0,50-0,12)^{1/2}=1090,35 \text{ dm}^3/\text{s} > 749,26 \text{ dm}^3/\text{s}$$

5.8. Rozbiórki

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

kanały Ø0,10m o zagłębieniu dna do 2m – 6,7m	PVC
kanały Ø0,15m o zagłębieniu dna do 2m – 39,3m	PVC
kanały Ø0,20m o zagłębieniu dna do 2m – 144,7m	beton
kanały Ø0,30m o zagłębieniu dna do 2m – 14,0m	beton
kanały Ø0,315m o zagłębieniu dna do 2m – 29,4m	PVC
kanały Ø0,40m o zagłębieniu dna do 2m – 53,5m	beton
kanały Ø0,50m o zagłębieniu dna do 2m – 35,4m	beton
kanały Ø0,60m o zagłębieniu dna do 2m – 30,1m	żelbet
kanały Ø1,0m o zagłębieniu dna do 2,5m – 85,4m (w nasypie)	żelbet
objętość wykopu $495,32\text{m}^3$	objętość do zasypania $315,98\text{m}^3$
kanały Ø1,0m o zagłębieniu dna do 2,5m – 26,1m	żelbet
kanały 2 x Ø1,4m o zagłębieniu dna do 2,5m – 156,0m (w nasypie)	żelbet
objętość wykopu $1679,82\text{m}^3$	objętość do zasypania $960,06\text{m}^3$
kanały 2 x Ø1,4m o zagłębieniu dna do 2,5m – 189,0m	żelbet
studnie o średnicy 1,2m i głębokości do 2m – 3 szt.	
studnie o średnicy 1,5m i głębokości do 2m – 2 szt.	
studnie o średnicy 1,2m i głębokości do 2m – 1 szt.	
studnie o średnicy 1,5m i głębokości do 2m – 2 szt.	
studnie o średnicy 2,0m i głębokości do 2m – 1 szt.	
wpusty deszczowe – 14 szt.	

(zasypkę wykopów po usunięciu powyższych kanałów wykonać piaskiem zasypowym)

kanały Ø0,30m o zagłębieniu dna do 2m – 39,9m	beton
kanały Ø0,40m o zagłębieniu dna do 2m – 138,8m	beton
kanały 2 x Ø1,20m o zagłębieniu dna do 2,5m – 14,6m	beton
kanały 2 x Ø1,40m o zagłębieniu dna do 2,5m – 52,3m	beton
studnie o średnicy 1,2m i głębokości do 2m – 4 szt.	

(zasypkę wykopów po usunięciu powyższych kanałów wykonać piaskiem rodzimym)

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

pole kom. – $17,1\text{m}^2$ (4,7x4,6x1,2x4,6x1,8), głębokość – 2,47m
pole kom. – $14,9\text{m}^2$ (4,1x4,5x4,0x3,1), głębokość – 1,91m
pole kom. – $8,8\text{m}^2$ (2,2x4,0), głębokość – 1,95m
pole kom. – $8,3\text{m}^2$ (4,0x2,1x3,8x2,1), głębokość – 1,99m
pole kom. – $8,3\text{m}^2$ (4,0x2,1), głębokość – 2,42m
pole kom. – $7,8\text{m}^2$ (4,0x1,9), głębokość – 2,25m

(zasypkę wykopów po usunięciu powyższych komór wykonać piaskiem zasypowym)

Do całkowitej likwidacji (usunięcie z gruntu) przewidziano wodociągi wraz ich uzbrojeniem o następujących średnicach i długościach:

Ø400mm – o długości L=52,0m żeliwo
(zasypkę wykopów wykonać piaskiem zasypowym).

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 kanałów 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
- usunięcie humusu lub torfu do głębokości zalegania i zastąpienie przez podsypkę piaskową o grubości 0,15-1,20m

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 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 wodociągowych 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 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 w miejscach występowania w poziomie posadowienia gruntów spoistych zaleca się wykonywać w miarę szybko aby nie dopuścić do uplastycznienia się podłoża a tym samym do pogorszenia jego parametrów wytrzymałościowych.

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 (prześłami) 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_0 - wymagane obniżenie zwierciadła wody gruntowej

H_0 - miąższość strefy czynnej

R - promień depresji

r_0 - 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 zapuszczone (do 4 m) o rozstawie co 1,0m i 0,5m.

Odwodnieniem liniowym objęto następujące odcinki sieci kanalizacji deszczowej:

- K4 ÷ K8, L=2x354,1=708,2m (obustronnie co 0,5m 2833szt.)
- K4 ÷ K4a, L=8,6m (obustronnie co 0,5m 34szt.)
- K5 ÷ D10, L=408,8m (obustronnie co 1,0m 818szt.)
- D1 ÷ D3, L=23,8m (obustronnie co 0,5m 96szt.)
- D18 ÷ Td16, L=70,5m (obustronnie co 1,0m 142szt.)
- D16 ÷ D17, L=13,2m (obustronnie co 1,0m 26szt.)
- D16 ÷ D22, L=57,3m (obustronnie co 1,0m 114szt.)
- D8 ÷ D141, L=5,0m (obustronnie co 1,0m 10szt.)
- D9 ÷ Kt2, L=11,0m (obustronnie co 1,0m 22szt.)
- K8 ÷ Kt2, L=19,0m (obustronnie co 1,0m 38szt.)
- K4-Os1, L=27,7m (obustronnie co 1,0m 55szt.)

Całkowita ilość igłofiltrów potrzebna do odwodnienia liniowego kanałów wynosi **4188 szt.**

Poszczególne odcinki kanałów przewidziane do odwodnienia pokazano na profilu podłużnym.

Odwodnienia obiektowe

Odwodnieniem obiektowym objęto separator Sep1, Sep2, osadnik Os1 i komory na kolektorze.

Odwodnieniem obiektowym objęto separatory i osadnik poprzez zapuszczenie dodatkowych igłofiltrów co 1,0m po obwodzie umocnionego wykopu:

Do obliczeń przyjęto:

Sep1 - obwód $2,2 \times 2,2\text{m} = 8,8\text{m}$, czyli **9** igłofiltrów na obiekt.

Sep2 - obwód $14,0 \times 5,0\text{m} = 38\text{m}$, czyli **38** igłofiltrów na obiekt.

Os1 - obwód $2,5 \times 2,5\text{m} = 10\text{m}$, czyli **10** igłofiltrów na obiekt.

Odwodnieniem obiektowym objęto wszystkie komory w ilości 5szt poprzez zapuszczenie igłofiltrów co 0,50m po obwodzie umocnionego wykopu:

Do obliczeń przyjęto obwód wykopu:

komora K4 – 28,7m

komora K4a - 26,2m

komora K5 - 26,9m

komora K8 - 24,9m

komora Kt2 - 23,2m

Łącznie obwód 129,9m, czyli **260** igłofiltrów.

Całkowita ilość igłofiltrów do odwodnień obiektowych wynosi **317szt.**

6.3.5. Odprowadzenie wody.

Projektuje się odprowadzenie wody rurociągami tłocznymi $\phi 133\text{mm}$ 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:

- K4 ÷ K8, L=708,2m (36x16=576mg)
- K4 ÷ K4a, L=8,6m (1x16=16mg)
- K5 ÷ D10, L=408,8m (21x16=336mg)
- D1 ÷ D3, L=23,8m (7x16=112mg)
- D18 ÷ Td16, L=70,5m (4x16=64mg)
- D16 ÷ D17, L=13,2m (1x16=16mg)
- D16 ÷ D22, L=57,3m (3x16=48mg)
- D8 ÷ D141, L=5,0m (1x16=16mg)
- D9 ÷ Kt2, L=11,0m (1x16=16mg)
- K8 ÷ Kt2, L=19,0m (1x16=16mg)
- K4 ÷ Os1, L=27,7m (2x16=32mg)
- Separator Sep1 (2x16=32mg)
- Osadnik Os1 (2x16=32mg)
- Separator Sep2 (7x16=112mg)
- 5 komór (5x7x16=560mg)

Całkowity czas pracy instalacji igłofiltrowej: **1984mg**

Do obliczonego czasu pracy urządzeń pompowych należy dodać tzw. czas pompowania awaryjnego w wysokości 1/3 czasu podstawowego, który wynosi $1/3 \times 1984\text{mg} = 662\text{mg}$.

6.3.7. 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.

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

<i>Numer załącznika</i>	<i>Zawartość załącznika</i>
1	Studzienka kanalizacyjna betonowa- rysunek poglądowy.
2	Tabela wymiarów dla studzienek kanalizacyjnych.
3	Wytyczne do adaptacji studzienek betonowych na kolektorze.
4	Schemat wykonania studzienki tworzywowej D20.
5	Zestawienie studni do regulacji włączów.