

PROJEKT WYKONAWCZY

Inwestycja:	Budowa kolektora ściekowego kanalizacji sanitarnej ciśnieniowej Mrzeżyno - Trzebiatów wraz z urządzeniami towarzyszącymi
Nazwa obiektu:	Przepompownia ścieków Ø6000 (PŚ) Komora zasuw (KZ)
Adres inwestycji:	ul. Kołobrzeska, 72-330 Mrzeżyno
Kategoria obiektu:	XXVI
Inwestor:	Zakład Wodociągów i Kanalizacji Trzebiatów Sp. z o.o. Chełm Gryficki 7, 72-320 Trzebiatów
Projektant projektu budowlanego:	EKO-INSTAL Harasimowicz i Wspólnicy Spółka Jawna ul. Kosynierów Gdyńskich 61/2, 66-400 Gorzów Wlkp.

PROJEKT KONSTRUKCJI ŻELBETOWEGO ZBIORNIKA ZAPUSZCZANEGO

	Imię i Nazwisko	Specjalność i nr posiadanych uprawnień budowlanych	Podpis
Projektant	mgr inż. Andrzej Matusiak	WKP/0267/POOK/11	<i>mgr inż. Andrzej Matusiak</i> uprawniony do projektowania w specja. konstr. budowl. bez ograniczeń nr ewid. WKP/0001/2004/11 i w spec. architektonicznej w ogr. zakresie nr ewid. WKP/0001/2004/12 tel. 693 100 635

Spis zawartości projektu – patrz str. nr 2

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

I. OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA	3
II. CZĘŚĆ OPISOWA	4
1. Dane ogólne.....	4
2. Podstawa opracowania	4
3. Warunki gruntowe	4
4. Pompownia DN6000	7
5. Komora zasuw	10
III. Część obliczeniowa	14
IV. UPRAWNIENIA PROJEKTANTA	
V. CZĘŚĆ RYSUNKOWA	
Rys. nr 1 – Rysunek szalunkowy	
Rys. nr 2 – Zbrojenie ściany, dna	
Rys. nr 3 – Zbrojenie stropu	

I. OŚWIADCZENIE PROJEKTANTA

Projektant branży konstrukcyjnej:

mgr inż. Andrzej Matusiak

ul. Jesionowa 20

62-571 Stare Miasto

Zgodnie z art. 20 ust. 4 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo Budowlane (Dz. U. z 2003 r Nr 207, poz. 2016 ze zmianami) oświadczam, że projekt wykonawczy na budowę obejmującą:
„Przepompownia ścieków sanitarnych wraz z komorą zasuw w miejscowości Mrzeżyno gmina Trzebiatów” sporządzony został zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

Stare Miasto, 17 stycznia 2022 r.

mgr inż. Andrzej Matusiak
uprawniony do projektowania
w specja. konstr. budowl. oraz ograniczeń
nr ewid. WK/0001/2000/11
i w spec. architektonicznej w ogr. zakresie
nr ewid. WKP/0001/2000/12
tel. 693 100 635

II. CZĘŚĆ OPISOWA

1. Dane ogólne

Inwestor:

Zakładem Wodociągów i Kanalizacji Trzebiatów Sp. z o.o.
Trzebiatów, Chełm Gryficki 7, 72-320 Trzebiatów

Jednostka projektowa:

EBG PROJEKT Sp. z o.o.
Ul. Szkolna 37, 62-571 Stare Miasto

Parametry zbiornika:

Przepompownia ścieków w miejscowości Mrzeżyno - średnia wewnętrzna 6m, wysokość wewnętrzna 8,7m. Wykonywana w technologii studni zapuszczanej. Do komory pompowni przylega komora zasuw o wymiarach wew. 2,3 x 3,4 x 2,8m.

2. Podstawa opracowania

Podstawę opracowania stanowią:

- Umowa,
- Uzgodnienia z Inwestorem,
- Projekt budowlany wykonany przez biuro projektowe EKO-INSTAL Harasimowicz i Wspólnicy spółka jawna, ul. Kazimierza Wielkiego 61/412, 66-400 Gorzów Wlkp.,
- Opinia geotechniczna z Dokumentacją badań podłoża gruntowego, Projekt geotechniczny opracowane przez Zakład Robót Wiertniczych Andrzej Kubera w grudniu 2021 r.,
- Doświadczenie własne,
- Wizja lokalna w terenie,
- Obowiązujące aktualne przepisy budowlane, normy i wytyczne z zakresu budownictwa.

3. Warunki gruntowe

Wykonano 3 otwory geotechniczne: P1 do głębokości 12,0 m p.p.t., P2 i P3 – 15,0 do głębokości m p.p.t.

Omawiany obszar budują utwory akumulacji rzecznej holoceny oraz niżej w profilu, plejstoceńskie, zalegające na utworach lodowcowych.

Głębokości i rzędne zwierciadła wód gruntowych w poszczególnych otworach zebrano w

Tab. 1. Poziom zwierciadła wody może ulegać okresowym wahaniom, szczególnie w trakcie intensywnych opadów, roztopów lub suszy.

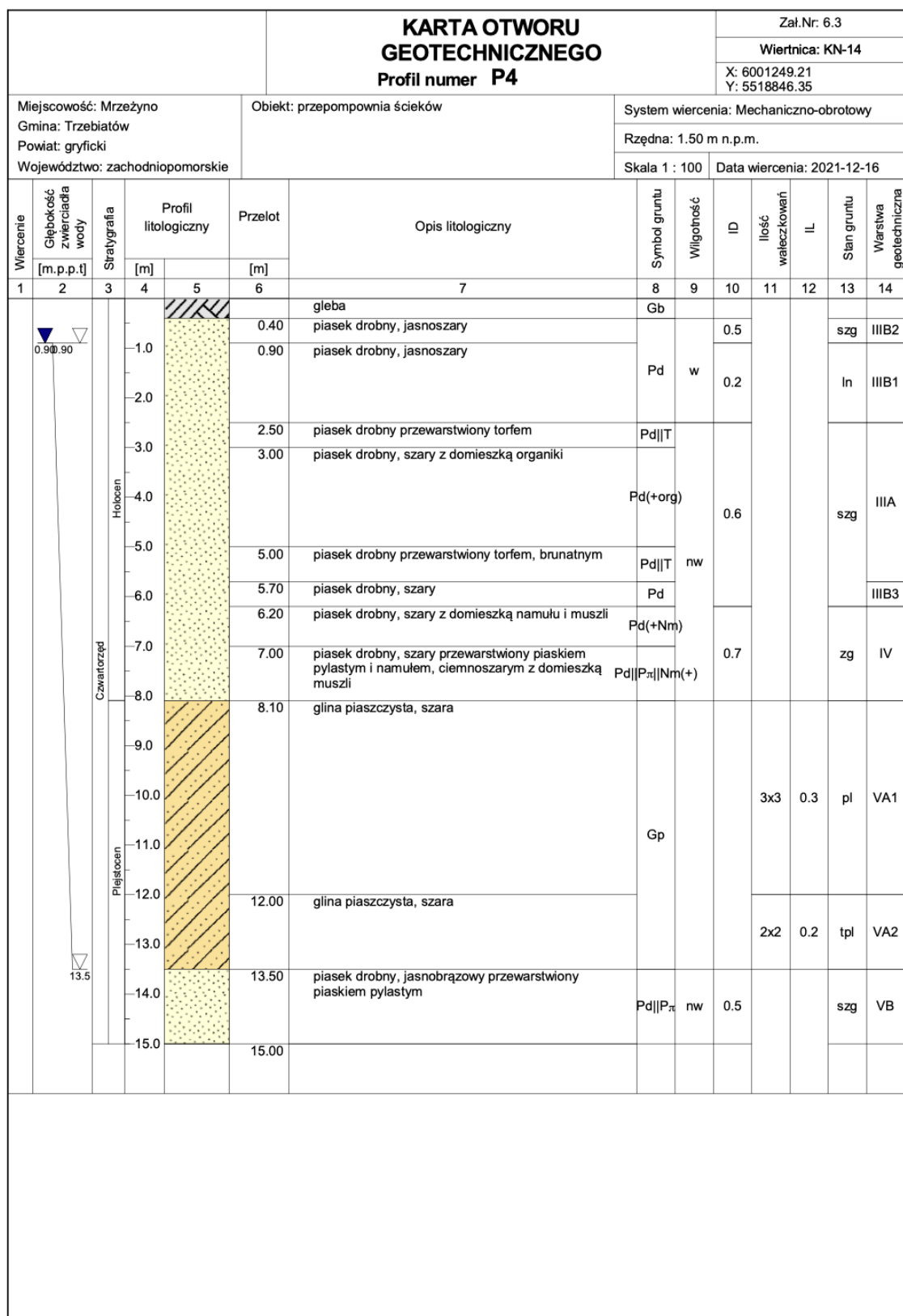
Tab. 1. Głębokości i rzędne zwierciadła wód gruntowych w wykonanych otworach geotechnicznych.

Lp.	Otwór	Głębokość do zwierciadła wód gruntowych [m p.p.t.]		Rzędna zwierciadła wód gruntowych [m n.p.m.]	
		nawiercone	ustabilizowane	nawiercone	ustabilizowane
1.	P1	0,90	0,90	0,50	0,50
2.		2,30	0,90	-0,90	0,50
3.	P2	0,90	0,90	0,40	0,40
4.		7,00	0,90	-5,70	0,40
5.		13,30	0,90	-12,00	0,40
6.	P3	0,90	0,90	0,60	0,60
7.		13,50	0,90	-12,90	0,60

Z wykonanych badań i analizy materiałów archiwalnych oraz ustaleń opracowania wynika, że poniżej warstwy nasypu niekontrolowanego/gleby w podłożu występują holocenyjskie piaski rzeczne (w tym piaski z domieszką organiki) z wkładkami torfów i piasków przewarstwionych torfem. Niżej nawiercono utwory plejstocenyjskie: o genezie rzecznej – piaski z przewarstwieniami namułu i domieszką muszli oraz utwory lodowcowe: gliny piaszczyste i piaski drobne.

Ze względu na możliwość wystąpienia nieprzewidzianych zdarzeń roboty ziemne należy prowadzić przy nadzorze geotechnicznym, zgodnie z aktualnie obowiązującymi normami.

Do obliczeń wykorzystano warunki gruntowo-wodne z profilu nr P4



Rysunek wykonano programem "GeoStar"

4. Pompownia DN6000

Żelbetowy zbiornik o średnicy wewnętrznej 6m i wysokości wewnętrznej 8,7 m. Zbiornik wykonywany będzie techniką zapuszczaną. Konstrukcję zbiornika zaprojektowano z betonu klasy C35/45, o wodoszczelności W10 i mrozoodporności F150. Dotyczy to płaszcza studni, płyty przekrywającej oraz płyty dennej. Korek betonowy zaprojektowano z betonu klasy C20/25. Zbrojenie konstrukcji stalą żebrowaną klasy A-IIIIN. Klasy ekspozycji XC4, XD2, XF1, XS1, XA2.

Poziom terenu projektowanego 1,4 m npm,

Lustro wody gruntowej na rzędnej 0,60 m npm,

Dno zbiornika na poziomie 7,25 m ppm.

Po wykonaniu zbiornika góra płyty stropowej będzie na poziomie 1,75 m npm a więc będzie wystawała 35cm z gruntu.

Wszystkie elementy betonowe zagłębione w gruncie zabezpieczyć trój warstwową powłoką z dyspersji asfaltowo-gumowej np. Abizol R + 2P

Wewnętrzna izolacja i zabezpieczenie antykorozyjne komory pomp – wg. etapów

Etap 1. Czyszczenie hydrodynamiczne w celu usunięcia mlecza wapiennego

Są to roboty, które należy wykonać w pierwszej kolejności, gdyż ich wykonanie warunkuje sens i celowość następnych etapów prac izolacyjnych. W trakcie tych prac, po zdjęciu mlecza cementowego może okazać się konieczne wykonanie, wymienionych poniżej, niektórych czynności np. wypełnień raków. Czyszczenie ma odbywać się pod ciśnieniem powyżej 500Bar w razie konieczności powyżej 1000Bar.

Etap 2. Wykonanie warstwy szepnej w miejscach napraw ewentualnych raków.

Zaprawę należy nałożyć na naprawianą powierzchnię przy pomocy szczotki lub pędzla z twardym krótkim włosiem, mocno wcierając ją w podłoże. Następne warstwy systemu należy nakładać na jeszcze wilgotną warstwę kontaktową, metodą „mokre na mokre”. W przypadku wyschnięcia warstwy przed nałożeniem kolejnej warstwy systemu, należy zaprawę nanieść ponownie.

Parametry warstwy szepnej:

Parametry techniczne:

- wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach $\geq 45,0$ MPa wg PN-EN 1015-11 lub równoważnej,
- wytrzymałość na odrywanie od podłoża betonowego po 28 ≥ 2 MPa wg PN-EN lub równoważnej
- ochrona przed korozją wg PN EN 15183:2006 lub równoważnej.

Etap 3. Wykonanie warstwy naprawczej w miejscach występujących raków.

Zaprawę należy nałożyć przy pomocy pacy stalowej na warstwę szepną metodą „mokre

na mokre”. Należy ją rozprowadzić na całej naprawianej powierzchni silnie dociskając ją do podłoża. Należy zwrócić uwagę aby nie pozostawiać pustych przestrzeni. Zaprawę można wygładzić pacą stalową, ewentualnie zatrzeć ją pacą styropianową lub pacą z gąbką. Kolejne prace związane z wykonaniem warstwy antykorozyjnej membranowej można wykonywać po ustabilizowaniu się parametrów technicznych (po ok. 1,2 dni).

Parametry techniczne:

- klasa ekspozycji XA1-XA3 wg PN-EN 206-1 lub równoważnej,
- wymagania dla zaprawy klasy R4 zgodnie z PN-EN 1504-3 lub równoważną,
- na cemencie siarczanoodpornym,
- odporność na ścieranie wg PN-EN ISO 5470-1:2001 lub równoważnej,
- odporność na karbonatyzację wg PN-EN 13529:2005 lub równoważnej,
- odporność na działanie chlorków wg PN-EN 13529:2005 lub równoważnej,
- zawartość jonów chlorkowych zgodna z PN-EN 1015-17:2002 lub równoważną,
- opór dyfuzyjny dla pary wodnej wg PN-EN 7783-2:2001 lub równoważnej,
- przyczepność do podłoża betonowego ≥ 2 MPa wg PN-EN 1542:2000 lub równoważnej,
- przyczepność do podłoża z cegły $\geq 1,5$ MPa wg PN-EN 1542:2000 lub równoważnej,
- wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach ≥ 45 MPa wg PN-EN 12190:2000 lub równoważnej,
- wytrzymałość na zginanie po 28 dniach ≥ 8 MPa wg PN-B 04500:1985 lub równoważnej,
- nasiąkliwość w wodzie wg PN-88/B-06250 lub równoważnej,
- stopień wodoszczelności W12 wg PN-88/B – 06250 lub równoważnej.

Etap 4. Prace wykończeniowe i aplikacja membrany polimocznikowej.

Po wykonaniu powyższych prac, przygotowane podłoże należy pokryć specjalistycznym środkiem gruntującym. Ma to być szybko siecący, epoksydowy primer do stalowych, asfaltowych, bitumicznych powierzchni oraz do betonu. Używany również do membran i podkładów membranowych. Konieczne jest dodanie całego pojemnika utwardzacza, Składnika B, do całego pojemnika żywicy, Składnika A, a następnie wymieszanie ich w oddzielnym pojemniku przy użyciu mechanicznego mieszadła do farb przez minimum 30 sekund. Po wymieszaniu, Primer powinien być od razu nałożony na przygotowane podłoże za pomocą płaskiej, gumowej lub piankowej rakli lub wałka. Następnie primer musi być wyrównany przy pomocy wałka o średnim włosiu aby wypełnić luki i pory w podłożu. Wymaga się aby na bardzo porowate lub wilgotne podłoża dokonać dwukrotnej aplikacji podkładu w celu pełnego uszczelnienia powierzchni.

Po wyschnięciu primera za pomocą specjalistycznego sprzętu (Reaktor) metodą natrysku 150-240bar wykonać warstwę antykorozyjną i uszczelniającą Polyurea 100%. Membrana polimocznikowa została dobrana ze względu na panujące w komorach, studzienkach i zbiornikach środowisko agresywne w postaci siarkowodoru – parametry membrany podano poniżej. Obciążenie konstrukcji ściekami może nastąpić po kilku minutach po aplikacji powłoki.

Parametry techniczne:

- Twardość Shore'a 75-80D
- Wytrzymałość na ściskanie 38MPa
- Wydłużenie przy zerwaniu 7%
- Moduł Younga 1350MPa,
- Odporność temperaturowa 75st.C,
- Moduł przy zginaniu 1900MPa
- Odporność chemiczna powłoki po 28 dniach działania 20% roztworu kwasu siarkowego potwierdzona badaniami ITB

Naniesienie membrany wykonać należy specjalistycznym robotem natryskowym z możliwością automatycznego ustawienia prędkości głowicy obrotowej na której znajduje się pistolet malarski oraz możliwością ustawienia prędkości przesuwu w pionie tak, aby zachować stałą i monolityczną jej grubość na całej powierzchni ścian.

Nie dopuszcza się malowania sposobem ręcznym lub pistoletem ręcznym powierzchni ścian obudowy, aby uniknąć ryzyka powstania niejednorodności membrany na powierzchniach ścian.

Ściany zbiornika

Przed przystąpieniem do zbrojenia ścian zbiornika należy wykonać stalowy nóż.

Ściany wykonywane będą w trzech etapach:

Część nożowa - ściana grubości 65 cm i wysokości 3,0 m zbrojona podwójną siatką.

Średnica prętów pionowych \varnothing 16 A-IIIIN co 15 cm obustronnie.

Średnica prętów poziomych \varnothing 12 A-IIIIN co 11 cm obustronnie.

W części nożowej zaprojektowano wnękę kotwiącą dla płyty dennej o wysokości 45cm.

Część górna - ściana grubości 55 cm i wysokości 7,75 m zbrojona podwójną siatką.

Średnica prętów pionowych \varnothing 16 A-IIIIN co 15 cm obustronnie.

Średnica prętów poziomych \varnothing 12 A-IIIIN co 13 cm obustronnie.

Górny etap ściany wykonywany dwuetapowo, przerwa robocza po wykonaniu 4 m ściany.

Otulinę zbrojenia przyjęto grubości 5 cm. Dla klasy ekspozycji XD2, XS1 $c_{min}=4,0$ cm. Łączenie na zakład prętów ze stali żebrowanej na długości min. \varnothing 12 = 60 cm; \varnothing 16 = 80 cm. Złącza prętów poziomych powinny być przesunięte względem siebie w pionie o podwójną długość zakładu. W tym samym przekroju poprzecznym można łączyć co 8-my pręt poziomy.

Połączenie ściany zbiornika z przyległą komorą zasuw: Pręty startowe dla płyty dennej – Zbrojenie skręcane FORTEC \varnothing 16 w kieszeni montażowej wg rysunku; pręty startowe dla ściany komory zasuw wkleić na kotwę chemiczną HIT-HY 200-A wg rysunku.

W celu zapewnienia szczelności na styku poszczególnych segmentów przewidziano umieszczenie z blachy bitumizowanej PENTAFLEX KB167 oraz wąż iniekcyjny do późniejszego

wykorzystania w przypadku ewentualnych przecieków. Połączenie ściany przepompowni z komorą zasuw uszczelnić taśmą pęczniejącą FORBENT S oraz zastosować wąż iniekcyjny. Ścianę z zewnątrz należy izolować trój warstwową powłoką z dyspersji asfaltowo- gumowej. Otwory w ścianie pod rurociągi muszą zostać wywiercone po wykonaniu zbiornika, uszczelniane łańcuchami uszczelniającymi np. INTEGRA.

Technologia zapuszczania studni – roboty ziemne

Zbiornik zostanie zagłębiany do projektowanego poziomu posadowienia bez konieczności wykonywania wykopu otwartego. Studnia opuszcza się pod własnym ciężarem podczas równoczesnego wybierania gruntu spod noża i ze środka zbiornika.

Podczas opuszczania należy pamiętać o utrzymywaniu lustra wody wewnątrz zbiornika na identycznym poziomie jak poziom wody gruntowej.

Korek betonowy

Po opuszczeniu studni na projektowaną głębokość należy wykonać, betonowaniem podwodnym przy wykorzystaniu kontraktora, korek betonowy o grubości 1,6 m z betonu klasy min C20/25. Po uzyskaniu wytrzymałości betonu 25MPa, można przystąpić do odpompowania wody z wnętrza studni.

Płyta denna

Zaprojektowano płytę denną zbiornika grubości 45 cm o średnicy zewnętrznej 6,3 m z betonu konstrukcyjnego C30/45 o wodoszczelności W10 i mrozoodporności F150. Zbrojenie górne siatka z prętów $\varnothing 16$ A-IIIN o oczkach 12 cm x 12 cm, zbrojenie dolne siatka z prętów $\varnothing 12$ A-IIIN o oczkach 13 cm x 13 cm. Otulenia zbrojenia betonem wynosi 4 cm.

Miejsce styku płyty dennej ze ścianami należy uszczelnić przy pomocy wkładki pęczniejącej + wąż iniekcyjny do późniejszego wykorzystania w przypadku ewentualnych przecieków.

Pod płytą denną wykonać izolację produktem HYDROSTOP 203.

Próbę szczelności zbiornika przeprowadzić na infiltrację wody gruntowej do zbiornika zgodnie z normą PN-B-10702.

5. Komora zasuw

Po wykonaniu korka betonowego i płyty dennej należy przystąpić do wykonania przyległej do pompowni komory zasuw.

Odwodnienie gruntu wykonać przy użyciu zestawu igłofiltrowego zamontowanego przez wyspecjalizowaną firmę.

Przed wykonaniem podbudowy z chudego betonu zagęścić grunt rodzimy (podczas opuszczania zbiornika, może dojść do rozluźnienia gruntu przy ścianie).

Podbudowa pod komorę z betonu C12/15 – gr. 25cm.

Płyta denna komory o grubości 30cm, zaprojektowana z betonu konstrukcyjnego C35/45 o wodoszczelności W10 oraz mrozoodporności F150, zbrojona siatką dolną i górną z prętów zbrojeniowych $\varnothing 16$ A-IIIN o oczkach 15 cm x 15 cm zbrojenie połączyć z przygotowanymi wcześniej w ścianie pompowni prętami FORTEC. Z płyty dennej wyprowadzić zbrojenie startowe dla ścian komory wg rysunku. Otulina zbrojenia betonem 4 cm. Połączenie ze ścianami uszczelnić przy użyciu blachy bitumizowanej PENTAFLEX KB167. Połączenie płyty dennej komory ze ścianą pompowni uszczelnić przy wykorzystaniu uszczelki pęczniącej FORBENT S lub PENTAFLEX KB167 oraz zastosować wąż iniekcyjny.

Ściany komory zasuw o grubości 25cm, zaprojektowane z betonu konstrukcyjnego C35/45 o wodoszczelności W10 oraz mrozoodporności F150, zbrojone dwoma siatkami $\varnothing 12$ A-IIIN o oczkach 15 cm x 15 cm. Otulina zbrojenia betonem 4 cm. W celu połączenia ścian komory z przepompownią zastosować wklejanie prętów na kotwę chemiczną HIT-HY 200-A wg rysunku. Połączenie uszczelnić przy wykorzystaniu uszczelki pęczniącej FORBENT S oraz zastosować wąż iniekcyjny.

Wszystkie elementy betonowe zagłębione w gruncie zabezpieczyć trój warstwową powłoką z dyspersji asfaltowo-gumowej np. Abizol R + 2P

Płyta stropowa

Zaprojektowano wykonanie jednej płyty stropowej dla przepompowni i komory zasuw. Płyta stropowa o grubości 30 cm, zaprojektowana z betonu konstrukcyjnego C35/45 o wodoszczelności W10 oraz mrozoodporności F150, zbrojona siatką dolną i górną z prętów zbrojeniowych $\varnothing 12$ A-IIIN o oczkach 15 cm x 15 cm z zagęszczeniem przy otworach. Otulina zbrojenia betonem 4 cm. Na styku ściany z płytą stropową, od zewnątrz wykonać trwale elastyczne uszczelnienie SIKAFLEX PRO-3.

Zewnętrzna izolacja i zabezpieczenie antykorozyjne pokrywy komory pomp i armatury – wg. etapów

Etap 1. Czyszczenie hydrodynamiczne w celu usunięcia mleczka wapiennego

Są to roboty, które należy wykonać w pierwszej kolejności, gdyż ich wykonanie warunkuje sens i celowość następnych etapów prac izolacyjnych. W trakcie tych prac, po zdjęciu mleczka cementowego może okazać się konieczne wykonanie, wymienionych poniżej, niektórych czynności np. wypełnień raków w celu uzyskania monolityczności konstrukcji. Czyszczenie ma odbywać się pod ciśnieniem powyżej 500Bar w razie konieczności powyżej 1000Bar.

Etap 2. Wykonanie warstwy szepnej w miejscach napraw ewentualnych raków.

Zaprawę należy nałożyć na naprawianą powierzchnię przy pomocy szczotki lub pędzla z twardym krótkim włosiem, mocno wcierając ją w podłoże. Następne warstwy systemu należy nakładać na jeszcze wilgotną warstwę kontaktową, metodą „mokre na mokre”. W przypadku wyschnięcia warstwy przed nałożeniem kolejnej warstwy systemu, należy zaprawę nanieść ponownie.

Parametry warstwy szczepnej:

Parametry techniczne:

- wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach $\geq 45,0$ MPa wg PN-EN 1015-11 lub równoważnej,
- wytrzymałość na odrywanie od podłoża betonowego po 28 ≥ 2 MPa wg PN-EN lub równoważnej
- ochrona przed korozją wg PN EN 15183:2006 lub równoważnej.

Etap 3. Wykonanie warstwy naprawczej w miejscach występujących raków.

Zaprawę należy nałożyć przy pomocy pacy stalowej na warstwę szcpezną metodą „mokre na mokre”. Należy ją rozprowadzić na całej naprawianej powierzchni silnie dociskając ją do podłoża. Należy zwrócić uwagę aby nie pozostawiać pustych przestrzeni. Zaprawę można wygładzić pacą stalową, ewentualnie zatrzeć ją pacą styropianową lub pacą z gąbką. Kolejne prace związane z wykonaniem warstwy antykorozyjnej można wykonywać po ustabilizowaniu się parametrów technicznych (po ok. 1,2 dni).

Parametry techniczne:

- klasa ekspozycji XA1-XA3 wg PN-EN 206-1 lub równoważnej,
- wymagania dla zaprawy klasy R4 zgodnie z PN-EN 1504-3 lub równoważną,
- na cemencie siarczanoodpornym,
- odporność na ścieranie wg PN-EN ISO 5470-1:2001 lub równoważnej,
- odporność na karbonatyzację wg PN-EN 13529:2005 lub równoważnej,
- odporność na działanie chlorków wg PN-EN 13529:2005 lub równoważnej,
- zawartość jonów chlorkowych zgodna z PN-EN 1015-17:2002 lub równoważną,
- opór dyfuzyjny dla pary wodnej wg PN-EN 7783-2:2001 lub równoważnej,
- przyczepność do podłoża betonowego ≥ 2 MPa wg PN-EN 1542:2000 lub równoważnej,
- przyczepność do podłoża z cegły $\geq 1,5$ MPa wg PN-EN 1542:2000 lub równoważnej,
- wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach ≥ 45 MPa wg PN-EN 12190:2000 lub równoważnej,
- wytrzymałość na zginanie po 28 dniach ≥ 8 MPa wg PN-B 04500:1985 lub równoważnej,
- nasiąkliwość w wodzie wg PN-88/B-06250 lub równoważnej,
- stopień wodoszczelności W12 wg PN-88/B – 06250 lub równoważnej.

Etap 4. Prace wykończeniowe i aplikacja warstwy antykorozyjnej.

Po wykonaniu powyższych prac, przygotowane podłoże należy pokryć specjalistycznym środkiem gruntującym. Ma to być szybko sieciujący, epoksydowy primer do betonu.

Konieczne jest dodanie całego pojemnika utwardzacza, Składnika B, do całego pojemnika żywicy, Składnika A, a następnie wymieszanie ich w oddzielnym pojemniku przy użyciu

mechanicznego mieszadła do farb przez minimum 30 sekund. Po wymieszaniu, Primer powinien być od razu nałożony na przygotowane podłoże za pomocą płaskiej, gumowej lub piankowej rakli lub wałka. Następnie primer musi być wyrównany przy pomocy wałka o średnim włosiu aby wypełnić luki i pory w podłożu. Wymaga się aby na bardzo porowate lub wilgotne podłoża dokonać dwukrotnej aplikacji podkładu z posypką piasku suszonego w celu pełnego uszczelnienia powierzchni oraz uzyskania antypoślizgowości.

Po wyschnięciu primera za pomocą wałka nanieść powłokę poliuretanową.

Parametry techniczne:

- a) Dwukomponentowa, odporna na działanie UV,
 - b) szybkowiążąca specjalna powłoka na bazie poliuretanu, o niskiej zawartości rozpuszczalnika
 - c) Elastifikowana
 - d) Dobra odporność na rozwodnione kwasy, zasady i roztwory solne
 - e) Możliwość nakładania powłoki pędzlem, wałkiem lub natryskiem
 - f) Dłuższy czas obróbki i przyspieszony czas wiązania
 - g) Wiązanie nie uzależnione od temperatury i wilgoci
 - h) Krótkie odstępy czasowe pomiędzy kolejnymi krokami technologicznymi
- Powłoka otwarta na dyfuzję

III. Część obliczeniowa

Obliczenia wyporu pompowni DN6500

Obliczenia ciężaru studni

Ciężar ścian powyżej lustra wody:

$$0,25 \cdot \pi \cdot (7,1^2 - 6^2) \cdot 0,85 \cdot 25 = 240,38 \text{ kN}$$

Ciężar ścian poniżej lustra wody

$$0,25 \cdot \pi \cdot (7,1^2 - 6^2) \cdot 6,9 \cdot (25 - 10) + 0,25 \cdot \pi \cdot (7,3^2 - 6^2) \cdot 1,75 \cdot (25 - 10) + 0,25 \cdot \pi \cdot (7,3^2 - 6,3^2) \cdot 0,45 \cdot (25 - 10) + 0,25 \cdot \pi \cdot (7,3^2 - 6,8^2) \cdot 0,8 \cdot (25 - 10) + 0,25 \cdot \pi \cdot 0,5 \cdot (6,8^2 - 6^2) \cdot 0,8 \cdot (25 - 10) = 1713,76 \text{ kN}$$

Ciężar bez wyporu wody

$$\frac{1713,76}{15} \cdot 25 = 2856,27 \text{ kN}$$

Ciężar korka 1.6m

$$0,25 \cdot \pi \cdot 6^2 \cdot 1,6 \cdot 23 = 1039,97 \text{ kN}$$

Ciężar płyty dennej

$$0,25 \cdot \pi \cdot 6,3^2 \cdot 0,45 \cdot 25 = 350,51 \text{ kN}$$

Ciężar studni (bez uwzgl. wyporu) wraz z korkiem betonowym

$$240,38 + 2856,27 + 1039,97 = 4136,62 \text{ kN}$$

Obliczenia wyporu

Część nożowa

$$0,25 \cdot \pi \cdot 7,3^2 \cdot 3,0 \cdot 10 = 1254,98 \text{ kN}$$

Powyżej noża

$$0,25 \cdot \pi \cdot 7,1^2 \cdot 10 \cdot 6,9 = 2730,46 \text{ kN}$$

$$G \geq W$$

$$4136,62 > 3985,44$$

Nie uwzględniono tarcia gruntu, które działa korzystnie w kierunku stateczności zbiornika. Przed wykonaniem korka betonowego należy skontrolować ustabilizowany poziom wody gruntowej, jeśli będzie wyższy od poziomu 0,60 m npm. należy zwiększyć wysokość korka na podstawie nowych obliczeń lub obniżyć poziom wody gruntowej do czasu wykonania na korku płyty dennej i stropowej.

Ciężar płyty przekrywającej

$$364,43 \text{ kN}$$

Całkowity ciężar zbiornika z wykonaną płytą denną, stropem i komorą zasuw

$$240,38 + 2856,27 + 1039,97 + 350,51 + 364,43 + 226,08 = 5077,64 \text{ kN}$$

Wypór wraz z komorą zasuw

4224,48 kN

Całkowity współczynnik stateczności na wypór

$$\frac{G}{W} = \frac{5077,64}{4224,48} = 1,2$$

Sprawdzenie pogrążalności studni

Jednostkowy współczynnik tarcia przyjęto dla wszystkich warstw gruntu $f_0 = 20 \text{ kN/m}^2$. Z uwagi na gładką powierzchnię ścian studni współczynnik tarcia zmniejszono o 45%. Do dalszych obliczeń przyjęto $f_0 = 0,55 \cdot 20 = 11,0 \text{ kN/m}^2$.

Opuszczanie studni do rzędnej - 9,30, nastąpi z obniżonego terenu do rzędnej 0,6.

Założono, że w pierwszym etapie wykonana zostanie część nożowa o wysokości 3,0m następnie druga i trzecia część ściany o wysokości 4m i 3,75m.

Obwód studni w części nożowej wynosi $U = \pi \cdot 7,3 = 22,92 \text{ m}$, obwód studni powyżej noża wynosi $U = \pi \cdot 7,1 = 22,29 \text{ m}$. Siła tarcia ściany studni o grunt przy opuszczaniu jej od rzędnej 0,6 do rzędnej - 9,3 o 9,9 m – po opuszczeniu płaszcza studni będzie wystawał nad obniżony teren o 0,85m

$$U = \frac{22,92 \cdot 3 + 22,29 \cdot 6,9}{9,9} = 22,48 \text{ m}$$

$$T = U(H - 2,5)f_0 = 22,48(9,9 - 2,5)11,0 = 1829,87 \text{ kN}$$

Ciężar studni z uwzględnieniem wyporu

$$\text{Razem } G = 1954,14 \text{ kN}$$

$$T = 1829,87 \text{ kN} < G = 1954,14 \text{ kN}$$

Studnia się opuści.

Sprawdzenie naprężeń w korku betonowym

Średnia max korka $d_k = 6,8 \text{ m}$

Promień $r_k = 0,5 \cdot 6,8 = 3,4 \text{ m}$

Korek stanowi płytę kołową, swobodnie podpartą na obwodzie.

Parcie hydrostatyczne działające na korek

$$q_w = \gamma_w \cdot h_w = 10 \cdot 9,9 = 99,0 \text{ kN/m}^2$$

Ciężar własny korka o grubości średniej 1,6 m

$$q_k = 1,6 \cdot 23 = 36,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Obciążenie korka } q = 99,0 - 36,8 = 62,2 \text{ kN/m}^2$$

Max. moment zginający w kierunku promieniowym i stycznym w środku korka wynosi;

$$M_{Ed} = M_r = M_t = 0,198 \text{ qr}_k^2 = 0,198 \cdot 62,2 \cdot 3,4^2 = 142,37 \text{ kNm}$$

Nośność zginanego przekroju betonowego (wg PN-84/B-03264) można obliczyć z wzoru:

$$M_{Rd} \leq R_{bbz} \cdot W_f, \quad W_f = 0,292 \text{ bh}^2$$

Założono, że korek wykonany zostanie z betonu klasy C 20/25 (B25).

Dla tej klasy betonu $R_{bbz} = 0,82 \text{ MPa}$

Potrzebną grubość korka można obliczyć ze wzoru:

$$h = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0,292 \cdot b \cdot R_{bbz}}} = \sqrt{\frac{142,37}{0,292 \cdot 1,0 \cdot 820}} = 0,77 \text{ m}$$

Przyjęta wcześniej grubość korka 1,6 m, nawet po uwzględnieniu słabej 20-30 cm dolnej warstwy korka, ma większą grubość niż wynika z obliczeń ($h_{\min} = 0,77 + 0,30 = 1,07 \text{ m}$).

Zaprojektowany korek betonowy przeniesie obciążenia jakie będą na niego działać po odpompowaniu wody z wnętrza studni.

OBLICZENIA PARCIA GRUNTU NA ŚCIANY STUDNI PO ZAPUSZCZENIU

Obciążenie poziome ścian studni (charakterystyczne)

Obciążenie naziemem 10 kN/m^2

$z_w = 0,8 \text{ m}$

Obciążenia charakterystyczne:

na głębokości 0,8 m

$$g_{0,8} = (10 + 20,5 \cdot 0,8)0,5 = 13,2 \text{ kN/m}^2; \gamma_{Pd} = 20,5 \text{ kN/m}^3$$

na głębokości 8,0 m

$$g_{8,0} = 13,2 + (10,5 \cdot 0,5 + 10)7,2 = 123,0 \text{ kN/m}^2; \gamma_{Pd} = 20,5 \text{ kN/m}^3$$

na głębokości 10,7 m

$$g_{10,7} = 123,0 + (11 \cdot 0,6 + 10)2,7 = 167,82 \text{ kN/m}^2; \gamma_{Gp} = 21,0 \text{ kN/m}^3$$

Obciążenia obliczeniowe:

$$g_{10,7} = 167,82 \cdot 1,2 = 201,38 \text{ kN/m}^2$$

Naprężenia w betonie ściskany

Siła ściskająca na 1m wysokości

$$N_{Ed} = q_h \cdot r = 201,38 \cdot 3,325 = 669,59 \text{ kN/m}$$

Naprężenie ściskające

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{669,59}{0,65 \cdot 1,0} = 1030,13 \text{ kN/m}^2 = 1,03 \text{ MPa} < f_{cd} = 23,3 \text{ MPa}$$

Minimalny procent zbrojenia przy ściskaniu

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}$$

$$A_{s,min} = 0,003 A_c$$

dla stali klasy A-IIIN B500SP $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 0,15 \cdot \frac{669,59}{420000} = 2,39 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,39 \text{ cm}^2$$

Dla części nożowej $A_{s,min} = 0,003 \cdot 100 \cdot 65 = 19,5 \text{ cm}^2$

Dla ściany powyżej noża $A_{s,min} = 0,003 \cdot 100 \cdot 55 = 16,5 \text{ cm}^2$

Należy przyjąć zbrojenie obwodowe:

- w części nożowej $\phi 12$ co 11 cm obustronnie co daje $A_s = 2 \cdot 10,28 = 20,55 \text{ cm}^2$

- w górnej części ściany $\phi 12$ co 13 cm obustronnie co daje $A_s = 2 \cdot 8,70 = 17,39 \text{ cm}^2$

Obliczenie potrzebnego zbrojenia pionowego

Założono, że w końcowej fazie opuszczania studni, jego górna część zostanie zaklinowana. W gruncie znajduje się zaklinowany odcinek o wysokości 6,0 m.

Ciężar zawieszony części z uwzględnieniem wyporu

$$N_{Ed} = 1052,02 \text{ kN}$$

Ciężar ten musi w całości przenieść zbrojenie rozciągane

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{yd} (A_{s1} + A_{s2})$$

$$A_{s1} + A_{s2} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{1052,02 \cdot 1,1}{420000} = 27,55 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 22,55 \text{ cm}^2$$

Na 1 mb obwodu studni przypada zbrojenie

$$A_{s1} + A_{s2} = \frac{22,55}{\pi \cdot 6,55} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

W elementach rozciąganych musi być spełniony warunek

$$A_{s1,min} = A_{s2,min} = 0,002bh = 0,002 \cdot 100 \cdot 65 = 13,0 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie pionowe z każdej strony ściany

$\phi 16$ co 15 cm co daje $A_{s1} = A_{s2} = 13,4 \text{ cm}^2$

Obliczenia płyty dennej

Całkowity ciężar studni z płytą przekrywającą, bez uwzględnienia wyporu z pominięciem ciężaru korka i płyty dennej:

$$Q = (240,38 + 2856,27 + 364,43 + 226,08) \cdot 1,1 = 4055,87 \text{ kN}$$

$$Q = \frac{4055,87}{0,25\pi \cdot 6,3^2} = 130,18 \text{ kN/m}^2$$

Maksymalny moment zginający

$$M_{ED} = M_{max} = 0,198 \cdot p \cdot r^2 = 0,198 \cdot 130,18 \cdot 3,15^2 = 248,01 \text{ kNm}$$

Grubość płyty 45 cm, zbrojenie stalą A-IIIIN, $\phi 16$ mm, $f_{yd} = 420000 \text{ kN/m}^2$

otulina 5 cm, beton C35/45 $f_{cd} = 23300 \text{ kN/m}^2$,

$$d = h - c - \frac{1}{2}\phi = 45 - 5,0 - \frac{1}{2} \cdot 1,6 = 39,2 \text{ cm}$$

$$\mu_{sc} = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d^2} = \frac{248,01}{23300 \cdot 1,0 \cdot 0,392^2} = 0,069$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{sc}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,069} = 0,072$$

$$z = (1 - 0,5 \cdot 0,072) \cdot 0,392 = 0,378 \text{ m}$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{248,01}{0,378 \cdot 420000} = 0,001562 \text{ m}^2 = 15,62 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie górne A_{s1} siatka $\emptyset 16$ co 12 cm co daje $A_{s1} = 16,75 \text{ cm}^2$

Zbrojenie dolne:

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{\sigma_{s,lim}}$$

$$k_c = 0,4; k = 0,71; f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}; \sigma_{s,lim} = 240 \text{ MPa dla } \emptyset 12, w_{lim} = 0,2 \text{ mm}$$

$$A_{ct} = 0,5bh = 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,45 = 0,225 \text{ m}^2$$

$$A_{s,min} = 0,4 \cdot 0,71 \cdot \frac{3,2}{240} \cdot 0,225 = 8,52 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,52 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie dolne A_{s1} siatka $\emptyset 12$ co 13 cm co daje $A_{s1} = 8,70 \text{ cm}^2$

Płyta przekrywająca

Przyjęto schemat płyty swobodnie podpartej na obwodzie, równomiernie obciążonej, obciążeniem naziomu 10 kN/m^2 . Grubość płyty przyjęto 30cm.

Zebranie obciążeń w kN/m^2

Rodzaj obciążenia	Obciążenie charakterystyczne	Współczynnik obciążenia	Obciążenie obliczeniowe
Płyta żelbetowa $0,25 \cdot 25$	7,5	1,1	8,25
Obciążenia zmienne (użytkowe)	10,0	1,2	12,00
Razem obciążenia całkowite	$q_k = 17,5$		$q = 20,25$

Maksymalny moment zginający (w punkcie centralnym płyty) dla $\nu = 0,2$

$$M_r = M_t = \frac{3,2}{16} q r_0^2 = 0,2 q r_0^2$$

r_0 – promień mierzony do środka grubości ścian zbiornika

$$r_0 = 3 + 0,5 \cdot 0,55 = 3,28 \text{ m}$$

$$M_r = M_t = 0,2 \cdot 20,25 \cdot 3,28^2 = 43,57 \text{ kNm}$$

$$\text{Beton C35/45, } f_{cd} = 23,3 \text{ MPa, } f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Stal A IIIIN } \emptyset 12 f_{yd} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Otulina nominalna } c_{nom} = 30 + \Delta c = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

$$d = 30 - (4 + 0,5 \cdot 1,2) = 25,4 \text{ cm}$$

$$\mu_{sc} = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{43,57}{1,0 \cdot 0,254^2 \cdot 23300} = 0,029$$

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{sc}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,029} = 0,029$$

$$\zeta = 1 - 0,5\xi_{eff} = 1 - 0,5 \cdot 0,029 = 0,986$$

$$A_{s1} = \frac{M}{d \cdot \zeta \cdot f_{yd}} = \frac{43,57}{0,254 \cdot 0,986 \cdot 420000} = 4,14 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,\min} = 0,0013bd = 0,0013 \cdot 100 \cdot 25,4 = 3,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,\text{eff}} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_{s,\text{lim}}} = 0,4 \cdot 0,8 \cdot \frac{3,2}{240} \cdot 0,5 \cdot 100 \cdot 30 = 6,4 \text{ cm}^2$$

Przyjęto:

Przyjęto zbrojenie dolne i górne A_{s1} siatka $\emptyset 12$ co 15 cm co daje $A_{s1} = 7,54 \text{ cm}^2$

Należy zwrócić uwagę na odpowiednie dozbrojenie przy otworze.