



Zakład Badań Geologicznych  
i Robót Inżynierskich

**GEOBAD**

Krzysztof Denis

09-472 Słupno, ul. Jesionowa 8

tel./fax 024-261-93-69, 024-267-72-52  
NIP 774-000-17-15 e-mail centrum@geobad.pl

## DOKUMENTACJA BADAŃ PODŁOŻA GRUNTOWEGO I OROJEKT GEOTECHNICZNY

dla projektu budowlanego

sieci kanalizacji sanitarnej wraz z przyłączami, w granicach własności gminy  
Bodzanów, w miejsc. Białobrzegi, Borowice i Nowe Miszewo, gm. Bodzanów  
(dz. o nr ew. 114/2, 112/6, 103/12, 120/1, 102/6, 700, 699, 614, 590/2, 119/22, 550/2,  
119/4, 119/13, 761/2, 115/1, 38/4, 550/1, 38/3, 38/9, 37, 35/19, 36/10, 708, 116/1,  
117/2, 701/2, 698, 27/34, 114/3, 120/3, 119/5 - Białobrzegi.  
239, 237, 185, 249, 245, 247, 214, 268 -Borowice  
11, 12, 15/2, 21, 316/2 - Miszewo Murowane Nowe

**1. Lokalizacja:** Borowice i Nowe Miszewo

**gmina:** Bodzanów

**powiat:** plocki

**województwo:** mazowieckie

**2. zleceniodawca:** WEGA s.c. Usługi Projektowe i Inwestycyjne T.i J. Strzeleccy  
09-410 Płock, ul. Gen. Wł. Andersa 26

**3. Autorzy:**

mgr Krzysztof Denis  
upr. geolog. nr VII-1148

mgr Sebastian Molak  
upr. geolog. nr VII-1535

mgr inż. Waldemar Koper  
MAZ/BO/1113/02, upr. bud. 43/90

**4. Kierownik jednostki dokumentującej:**

Słupno, kwiecień 2018 r.

Kod opracowania (nr arch.): 4419-G-1098-18

Egzemplarz nr: 1 2 3 4 5 (6)



Opracowanie chronione ustawą o prawie autorskim i prawach pokrewnych (Dz. U. z 2016 r., poz. 666).  
Wszelkie zmiany bez zgody autora, oraz powielanie, udostępnianie i wykorzystywanie  
przez osoby trzecie, bez zgody właściciela opracowania ZABRONIONE.

## SPIS TREŚCI

### Tekst

<b>I. INFORMACJE OGÓLNE</b> .....	<b>3</b>
1. PODSTAWA I CEL OPRACOWANIA OPINII I DOKUMENTACJI .....	3
2. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBSZARU BADAŃ I PROJEKTOWANEJ INWESTYCJI .....	3
<b>II. OPIS WYKONANYCH PRAC</b> .....	<b>5</b>
1. PRACE GEODEZYJNE .....	5
2. BADANIA POLOWE.....	5
3. KAMERALNE PRACE DOKUMENTACYJNE .....	6
<b>III. BUDOWA GEOLOGICZNA</b> .....	<b>6</b>
1. LITOLOGIA.....	6
2. HYDROGEOLOGIA .....	7
<b>IV. CHARAKTERYSTYKA WARUNKÓW GEOTECHNICZNYCH</b> .....	<b>7</b>
1. GEOTECHNICZNY OPIS GRUNTÓW .....	7
2. GEOTECHNICZNE WARUNKI POSADOWIENIA OBIEKTU.....	13

### Załączniki

1. Mapa lokalizacyjna w skali 1:25000
- 2.1.-2.2. Mapy dokumentacyjne
3. Objasnienia symboli i znaków
- 4.1.-4.3. Karty dokumentacyjne wierceń i sondowań badawczych

## I. Informacje ogólne

### **1. Podstawa i cel opracowania opinii i dokumentacji**

1. Zlecenie firmy WEGA s.c. Usługi Projektowe i Inwestycyjne T.i J. Strzeleccy , z siedzibą w Płocku, przy ul. Andersa 26.
2. Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. z 2012 r., poz. 463).
3. Normy:
  - PN-81/B-03020: Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
  - PN-B-04452 Geotechnika. Badania polowe.
  - PN-EN 1997-1: Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne - Część 1: Zasady ogólne,
  - PN-EN 1997-2: Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne - Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.

Celem dokumentowanych prac badawczych było rozpoznanie i udokumentowanie pod względem geotechnicznym gruntowego podłoża budowlanego, w wybranych miejscach obszaru projektowanej inwestycji (opis w rozdziale **I.2.**) oraz przedstawienie ogólnych uwarunkowań projektowych i wykonawczych dla realizacji zadania.

W szczególności celem prac było:

- ustalenie rodzaju i stanu gruntów w podłożu oraz określenie parametrów fizyczno-mechanicznych gruntów,
- ustalenie poziomów wody gruntowej i prognoza jej ewentualnych wahań,
- podanie zaleceń dla projektowania oraz prawidłowego prowadzenia robót ziemnych i fundamentowych w odniesieniu do rozpoznanej budowy podłoża gruntowego.

### **2. Ogólna charakterystyka obszaru badań i projektowanej inwestycji**

Obszarem badań było istniejące podłoże gruntowe w miejscowości Borowice i Nowe Miszewo, gm. Bodzanów, w trzech miejscach wskazanych przez Zleceniodawcę, do głębokości 4,5-5,0 m poniżej powierzchni terenu (ppt.).

Położenie obszaru badań pokazano na mapie lokalizacyjnej w skali 1:50000 - załącznik nr 1 oraz na mapach dokumentacyjnych – załączniki nr 2.1-2.2.

Przedsięwzięciem inwestycyjnym jest budowa sieci kanalizacji sanitarnej wraz z przyłączami, w granicach pasa drogowego, w ulicy Długiej i Białobrzeskiej w miejscowości

Białobrzegi, oraz w miejscowości Borowice i Nowe Miszewo, w gminie Bodzanów. Projektowana sieć kanalizacji sanitarnej będzie grawitacyjnie odprowadzała ścieki bytowo-gospodarcze ze wszystkich przyległych budynków. Z uwagi na istniejącą konfigurację terenu, konieczna jest budowa trzech przepompowni, które tłoczyć będą ścieki do istniejącej oczyszczalni ścieków w Nowym Miszewie. Całkowita długość projektowanej, grawitacyjnej sieci kanalizacji sanitarnej  $\phi$  200 PVC-U, wynosi 2977,0 m, a długość projektowanego rurociągu tłoczego  $\phi$  90 x 5,4 PEHD wyniesie 3 318,0 m. W miejscowości Białobrzegi długość sieci kanalizacji sanitarnej grawitacyjnej wyniesie 1409 m, a kanalizacji tłocznej - około 464,0 m. W miejscowości Borowice, długość sieci kanalizacji sanitarnej grawitacyjnej wyniesie 816,0 m, a tłocznej 2289,0 m. W miejscowości Nowe Miszewo, długość sieci kanalizacji sanitarnej grawitacyjnej wyniesie 506 m, a tłocznej 565 m. Przyłącza kanalizacji sanitarnej znajdować się będą w granicach pasa drogowego. Planowane jest wykonanie 80 przyłączy kanalizacji sanitarnej w miejscowości Białobrzegi, 7 w miejscowości Nowe Miszewo i 10 przyłączy w miejscowości Borowice. Cała trasa projektowanej kanalizacji sanitarnej, zarówno grawitacyjnej jak i tłocznej, przebiegać będzie głównie w pasie dróg gminnych. Rurociąg tłoczny na trasie od Białobrzeg do przepompowni P2 w miejscowości Borowice, będzie wykonany przeciskiem sterowanym. Przejście pod drogą krajową nr 62 Strzelno-Płock-Serock-Łochów oraz w miejscowości Borowice wykonywane będą również metodą przecisku lub przewiertu, w rurze osłonowej  $\phi$  125 mm, o długości 33,0 m.

Na trasie projektowanej kanalizacji sanitarnej zaprojektowano trzy przepompownie ścieków. Zbiorniki tych przepompowni składają się z kilku elementów, w zależności od wysokości i średnicy zbiornika. Monolityczna część denna jest wykonana z betonu B-45, a nadstawka w postaci rury z betonu B-40. Elementy zbiornika łączone są na uszczelkę elastomerową. Przepompownie będą posadowione na fundamentach z betonu C20/25, o grubości 20 cm.

Przepompownie tłoczyć będą ścieki przewodem tłocznym PEHD szereg SDR 17,6, o średnicy  $\phi$  90 x 5,4 mm do projektowanych studni rozprężnych  $\phi$  1200 mm.

Przepompownie wyposażone będą w dwie pompy jednostopniowe, zatapialne z wielołopatkowym wirnikiem jednostronnie otwartym, wyposażone w urządzenie rozdrabniające, umożliwiające pompowanie cieczy zanieczyszczonych ciałami długowłóknistymi, które w przypadku zastosowania konwencjonalnej hydrauliki spowodowały by jej zatkanie.

Pompy odśrodkowe napędzane będą silnikiem indukcyjnym, asynchronicznym w układzie monoblokowym. Silnik agregatu jest hermetycznie zamknięty, a chłodzenie jego odbywa się przez otaczające go medium.

W zbiornikach zamontowane będą włazy wykonane ze stali kwasoodpornej 0H18N9. Na włazie umieszczony będzie kominek wentylacyjny z siatką kwasoodporną. Właz posiadać będzie fabrycznie zamontowany zamek oraz sygnalizację otwarcia włazu, która służy do zabezpieczenia przepompowni przed niepożądanym otwarciem.

Zarówno drabinka złazowa jak i wszystkie elementy stalowe w przepompowniach wykonane będą ze stali kwasoodpornej.

Przedmiotowa inwestycja realizowana będzie częściowo w otoczeniu zespołu dworskiego w Borowicach (dwór i park), wpisanego do rejestru zabytków byłego województwa płockiego, pod nr 550, Decyzją z dnia 1 lipca 1987 roku, oraz częściowo w bezpośrednim sąsiedztwie grodziska stożkowatego z okresu wczesnego średniowiecza w Miszewie Murowanym, wpisanego do rejestru zabytków byłego województwa warszawskiego pod nr 421/770W.

## **II. Opis wykonanych prac**

### **1. Prace geodezyjne**

Punkty badawcze wytyczono metodą domiarów prostokątnych, w nawiązaniu do istniejących w terenie szczegółów sytuacyjnych, wg mapy w skali 1:500, którą dostarczył Zleceniodawca.

### **2. Badania polowe**

W ramach badań polowych, w dniach od 08 grudnia 2016 r. do 12 lutego 2018 r., wykonano trzy wiercenia rurowane  $\phi$  159 mm do głębokości 4,5-5,0 m ppt. oraz trzy sondowania dynamiczne sondą lekką DPL, do głębokości 2,5-4,0 m ppt.

Lokalizację wierceń i sondowań badawczych pokazano na mapach dokumentacyjnych - załączniki nr 2.1-2.2.

Wyniki badań wykonanych w miejscowości Białobrzegi przedstawiono w odrębnym opracowaniu - pozycja [4] spisu opracowań.

W trakcie wiercenia otworów prowadzono badania makroskopowe gruntów pobieranych z każdego marszu świdra.

Prowadzono również obserwacje obecności i stabilizacji wody gruntowej w wykonanych otworach badawczych.

Po zakończeniu badań otwory wiertnicze zlikwidowano urobkiem, z zachowaniem pierwotnego profilu litologicznego i ubiciem urobku w otworach.

### 3. Kameralne prace dokumentacyjne

Objęły analizę wybranych materiałów archiwalnych i wyników badań polowych oraz graficzne, obliczeniowe i tekstowe opracowanie dokumentacji i projektu geotechnicznego.

Wykorzystano wymienione niżej materiały:

- [1] Mapa Topograficzna w skali 1:50000, arkusz 251.2 Sierpc. Główny Urząd Geodezji i Kartografii. Zarząd Topograficzny. Warszawa 1978 r.
- [2] Mapa w skali 1:500, dostarczona przez Zleceniodawcę
- [3] Wyniki geotechnicznego rozpoznania podłoża gruntowego hali produkcyjnej Zakładu Odzysku i Recyklingu w m. Miszewo Murowane Nowe, gm. Bodzanów, dz. nr 20/1. ZBGiRI „GEOBAD” Słupno, wrzesień 2013 r.
- [4] Geotechniczne warunki posadowienia na trasie projektowanej kanalizacji w miejscowości Białobrzezi, gmina Bodzanów w powiecie plockim (wzdłuż ulicy Długiej i Białobrzeskiej - Opinia geotechniczna, dokumentacja badań podłoża gruntowego i projekt geotechniczny. Usługi Geologiczno-Inżynierskie Stanisława Garwacka-Piórkowska, Płock, maj 2016 r.

*- Kolorem czerwonym oznaczono mapy, użyte do opracowania załączników graficznych do niniejszej dokumentacji i projektu.*

## III. Budowa geologiczna

### 1. Litologia

W budowie geologicznej podłoża, do głębokości rozpoznanej wykonanymi otworami badawczymi, biorą udział utwory czwartorzędowe holoceni i plejstoceni.

Holocen reprezentowany jest przez:

- w otworze nr 1 - nasypy nie budowlane piaszczysto-gliniasto-humusowe, o miąższości 1,0 m,
- w otworze nr 2 - nasypy nie budowlane piaszczysto-humusowe, o miąższości 0,3 m, oraz utwory piaszczysto-gliniasto-humusowe rodzime, o miąższości 2,4 m,
- w otworze nr 3 - utwory organiczne humusowo-torfowe, o miąższości 1,8 m.

**Plejstocen** reprezentowany jest przez utwory lodowcowe, wykształcone w postaci glin piaszczystych zwałowych oraz zastoiskowych mułków i mułków piaszczystych, przewarstwianych piaskami wodnolodowcowymi drobnoziarnistymi. Utwory te nie zostały przewiercone do głębokości 4,5-5,0 m ppt.

## 2. Hydrogeologia

Woda podziemna wystąpiła w każdym otworze badawczym.

W otworze nr 1 woda występuje na głębokości 3,20 m ppt., w wodnolodowcowych piaskach drobnoziarnistych, stanowiących przewarstwienie w obrębie glin lodowcowych. Zwierciadło wody ma charakter napięty i stabilizuje się na głębokości 1,12 m ppt.

W otworze nr 2 woda podziemna występuje w holocenijskich piaskach drobnoziarnistych, gdzie posiada zwierciadło swobodne, stabilizujące się na głębokości 0,98 m ppt. oraz jest obecna w plejstocenijskich wodnolodowcowych piaskach drobnoziarnistych, stanowiących przewarstwienie w obrębie glin lodowcowych, gdzie posiada charakter napięty.

W otworze nr 3 woda podziemna występuje w piaszczystych laminach śródglinowych. Zwierciadło wody ma charakter napięty. Poziom piezometryczny stabilizuje się na głębokości 1,80 m ppt.

Dokumentowany stan wody podziemnej należy uznać za zbliżony do średniego wieloletniego. Stany wysokie, które występować będą po okresach długotrwałych, intensywnych opadów atmosferycznych oraz po obfitych wiosennych roztopach, charakteryzować się będą podwyższeniem statycznego zwierciadła wody w gruncie o 0,4-0,7 m oraz tymczasowym występowaniem wody w spągu piaszczystych nasypów i piasków, leżących na gruntach trudno-przepuszczalnych.

Punktowy obraz budowy podłoża gruntowego, w tym warunki wodne, przedstawiono na kartach dokumentacyjnych wierceń i sondowań badawczych - załączniki nr 4.1-4.3.

## **IV. Charakterystyka warunków geotechnicznych**

### **1. Geotechniczny opis gruntów**

#### **Wiercenie nr 1:**

1. 0,0-0,1 m ppt. Grunt nasypowy /piasek gliniasty z humusem/ - nie ustalono parametrów wytrzymałościowych.

2. 0,1-0,3 m ppt. Grunt nasypowy /głina piaszczysta/ - nie ustalono parametrów wytrzymałościowych.

3. 0,3-0,5 m ppt. Grunt nasypowy /piasek średni/ - nie ustalono parametrów wytrzymałościowych.

4. 0,5-1,0 m ppt. Grunt nasypowy /humus zmieszany z piaskiem drobnym/ - nie ustalono parametrów wytrzymałościowych.

5. 1,0-1,3 m ppt. Piasek gliniasty - wilgotny, miękkoplastyczny, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,57$  /grupa konsolidacyjna **B**, wg p. 1.4.6 normy PN-81/B-03020/.

Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):

- wilgotność naturalna - 19,0 %,
- gęstość objętościowa –  $2,05 \text{ tm}^{-3}$ ,
- spójność – 19,0 kPa,
- kąt tarcia wewnętrznego –  $11,3^\circ$ ,
- edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej – 17,0 MPa.

6. 1,3-1,6 m ppt. Głina piaszczysta z detrytusem roślinnym - wilgotna, plastyczna, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,47$  /grupa konsolidacyjna **B**, wg p. 1.4.6 normy PN-81/B-03020/.

Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):

- wilgotność naturalna – 19,5 %,
- gęstość objętościowa –  $2,05 \text{ tm}^{-3}$ ,
- spójność – 23,0 kPa,
- kąt tarcia wewnętrznego –  $13,5^\circ$ ,
- edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej – 21,0 MPa.

7. 1,6-2,7 m ppt. Piasek gliniasty – wilgotny i mokry, miękkoplastyczny, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,65$  /grupa konsolidacyjna **B**, wg p. 1.4.6 normy PN-81/B-03020/.

Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):

- wilgotność naturalna - 20,5 %,
- gęstość objętościowa –  $2,03 \text{ tm}^{-3}$ ,
- spójność – 17,7 kPa,
- kąt tarcia wewnętrznego –  $9,9^\circ$ ,
- edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej – 14,5 MPa.



**8. 2,7-3,2 m ppt. pył piaszczysty** – wilgotny, plastyczny na pograniczu twardoplastycznego, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,25$  /grupa konsolidacyjna **C**, wg p. 1.4.6 normy PN-81/B-03020/.

Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):

- wilgotność naturalna – 19,0 %,
- gęstość objętościowa –  $2,07 \text{ tm}^{-3}$ ,
- spójność – 15,0 kPa,
- kąt tarcia wewnętrznego –  $14,0^\circ$ ,
- edometryczny moduł ścisłości pierwotnej – 26,0 MPa.

**9. 3,2-3,5 m ppt. Piasek drobny lekko zagliniony** – nawodniony, zagęszczony, o wartości charakterystycznej stopnia zagęszczenia  $I_D^{(n)} = 0,70$ .

Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):

- wilgotność naturalna – 23,0 %,
- gęstość objętościowa –  $1,96 \text{ tm}^{-3}$ ,
- spójność – 0 kPa,
- kąt tarcia wewnętrznego –  $31,5^\circ$ ,
- edometryczny moduł ścisłości pierwotnej – 87,0 MPa.

**10. 3,5-3,9 m ppt. pył piaszczysty z domieszką piasku pylastego** – wilgotny, miękko-plastyczny, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,52$  /grupa konsolidacyjna **C**, wg p. 1.4.6 normy PN-81/B-03020/.

Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):

- wilgotność naturalna – 22,0 %,
- gęstość objętościowa –  $2,00 \text{ tm}^{-3}$ ,
- spójność – 8,0 kPa,
- kąt tarcia wewnętrznego –  $9,7^\circ$ ,
- edometryczny moduł ścisłości pierwotnej – 15,0 MPa.

**11. 3,9-4,5 m ppt. Gлина piaszczysta** - wilgotna, twardoplastyczna, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,03$  /grupa konsolidacyjna **B**, wg p. 1.4.6 normy PN-81/B-03020/.

Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):

- wilgotność naturalna – 11,0 %,
- gęstość objętościowa –  $2,21 \text{ tm}^{-3}$ ,
- spójność – 38,5 kPa,
- kąt tarcia wewnętrznego –  $21,3^\circ$ ,
- edometryczny moduł ścisłości pierwotnej – 55,0 MPa.

## Wiercenie nr 2:

1. 0,0-0,3 m ppt. Grunt nasypowy /piasek pylasty z humusem i roślinami/ - nie ustalono parametrów wytrzymałościowych.

2. 0,3-0,8 m ppt. Piasek pylasty z humusem – wilgotny, luźny, o wartości charakterystycznej stopnia zagęszczenia  $I_D^{(n)} = 0,29$ .

Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):

- wilgotność naturalna – 19,0 %,
- gęstość objętościowa –  $1,72 \text{ tm}^{-3}$ ,
- spójność – 0 kPa,
- kąt tarcia wewnętrznego –  $29,5^\circ$ ,
- edometryczny moduł ścisłości pierwotnej – 43,0 MPa.

3. 0,8-1,3 m ppt. Piasek drobny na pograniczu piasku pylastego – nawodniony, średnio zagęszczony, o wartości charakterystycznej stopnia zagęszczenia  $I_D^{(n)} = 0,47$ .

Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):

- wilgotność naturalna – 24,0 %,
- gęstość objętościowa –  $1,89 \text{ tm}^{-3}$ ,
- spójność – 0 kPa,
- kąt tarcia wewnętrznego –  $30,3^\circ$ ,
- edometryczny moduł ścisłości pierwotnej – 57,5 MPa.

4. 1,3-1,9 m ppt. Gлина - wilgotna, miękkoplastyczna, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,57$  /grupa konsolidacyjna C, wg p. 1.4.6 normy PN-81/B-03020/.

Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):

- wilgotność naturalna - 27,0 %,
- gęstość objętościowa –  $1,95 \text{ tm}^{-3}$ ,
- spójność – 7,2 kPa,
- kąt tarcia wewnętrznego –  $8,6^\circ$ ,
- edometryczny moduł ścisłości pierwotnej – 13,3 MPa.

5. 1,9-2,2 m ppt. Gлина pylasta z humusem - wilgotna, miękkoplastyczna, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,52$  /grupa konsolidacyjna C, wg p. 1.4.6 normy PN-81/B-03020/.

Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):

- wilgotność naturalna - 29,0 %,
- gęstość objętościowa –  $1,93 \text{ tm}^{-3}$ ,
- spójność – 8,0 kPa,

- kąt tarcia wewnętrzznego – 9,7 °,
- edometryczny moduł ścisłości pierwotnej – 15,0 MPa.

**6. 2,2-2,7 m ppt. Humus z domieszką gliny pylastej** - nie ustalono parametrów wytrzymałościowych.

**7. 2,7-2,9 m ppt. Gлина pylasta z domieszką piasku drobnego** - wilgotna, miękkoplastyczna, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,57$  /grupa konsolidacyjna C, wg p. 1.4.6 normy PN-81/B-03020/.

Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):

- wilgotność naturalna - 30,0 %,
- gęstość objętościowa – 1,95  $tm^{-3}$ ,
- spójność – 7,4 kPa,
- kąt tarcia wewnętrzznego – 9,0 °,
- edometryczny moduł ścisłości pierwotnej – 13,7 MPa.

**8. 2,9-3,1 m ppt. Piasek drobny silnie zagliniony** – nawodniony, średnio zagęszczony, o wartości charakterystycznej stopnia zagęszczenia  $I_D^{(n)} = 0,54$ .

Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):

- wilgotność naturalna – 24,0 %,
- gęstość objętościowa – 1,91  $tm^{-3}$ ,
- spójność – 0 kPa,
- kąt tarcia wewnętrzznego – 30,8 °,
- edometryczny moduł ścisłości pierwotnej – 69,0 MPa.

**9. 3,1-4,5 m ppt. glina pylasta z domieszką łu, z zawartością detrytus roślinnego** – wilgotna, plastyczna, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,28$  /grupa konsolidacyjna C, wg p. 1.4.6 normy PN-81/B-03020/.

Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):

- wilgotność naturalna – 24,0 %,
- gęstość objętościowa – 2,00  $tm^{-3}$ ,
- spójność – 13,8 kPa,
- kąt tarcia wewnętrzznego – 13,7 °,
- edometryczny moduł ścisłości pierwotnej – 24,0 MPa.

### **Wiercenie nr 3:**

**1. 0,0-0,6 m ppt. Piasek pylasty humusowy** - nie ustalono parametrów wytrzymałościowych.

2. 0,6-1,1 m ppt. Torf z gytią - nie ustalono parametrów wytrzymałościowych.
3. 1,1-1,8 m ppt. Humus (grunt próchniczny) - nie ustalono parametrów wytrzymałościowych.
4. 1,8-2,4 m ppt. Piasek gliniasty ze żwirem, z domieszką piasku drobnego - wilgotny, miękkoplastyczny, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,57$  /grupa konsolidacyjna **B**, wg p. 1.4.6 normy PN-81/B-03020/.  
Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):
  - wilgotność naturalna - 19,0 %,
  - gęstość objętościowa – 2,05  $\text{tm}^{-3}$ ,
  - spójność – 19,0 kPa,
  - kąt tarcia wewnętrznego – 11,3 °,
  - edometryczny moduł ścisłości pierwotnej – 17,0 MPa.
5. 2,4-2,8 m ppt. Gлина piaszczysta ze żwirem - wilgotna, twardoplastyczna, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,06$  /grupa konsolidacyjna **B**, wg p. 1.4.6 normy PN-81/B-03020/.  
Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):
  - wilgotność naturalna – 11,5 %,
  - gęstość objętościowa – 2,21  $\text{tm}^{-3}$ ,
  - spójność – 37,5 kPa,
  - kąt tarcia wewnętrznego – 20,9 °,
  - edometryczny moduł ścisłości pierwotnej – 53,0 MPa.
6. 2,8-3,4 m ppt. Gлина zwięzła - wilgotna, twardoplastyczna, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,01$  /grupa konsolidacyjna **B**, wg p. 1.4.6 normy PN-81/B-03020/.  
Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):
  - wilgotność naturalna – 17,0 %,
  - gęstość objętościowa – 2,16  $\text{tm}^{-3}$ ,
  - spójność – 39,0 kPa,
  - kąt tarcia wewnętrznego – 21,9 °,
  - edometryczny moduł ścisłości pierwotnej – 62,0 MPa.
7. 3,4-4,1 m ppt. Gлина piaszczysta - wilgotna, twardoplastyczna, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,22$  /grupa konsolidacyjna **B**, wg p. 1.4.6 normy PN-81/B-03020/.  
Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):

- wilgotność naturalna – 14,0 %,
- gęstość objętościowa – 2,18  $\text{tm}^{-3}$ ,
- spójność – 31,0 kPa,
- kąt tarcia wewnętrznego – 17,9 °,
- edometryczny moduł ścisłości pierwotnej – 35,0 MPa.

**8. 4,1-5,0 m ppt. Gлина piaszczysta zwięzła** - wilgotna, twardoplastyczna, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,13$  /grupa konsolidacyjna **B**, wg p. 1.4.6 normy PN-81/B-03020/.

Parametry wytrzymałościowe - wartości charakterystyczne (współczynnik materiał. = 0,90):

- wilgotność naturalna – 14,0 %,
- gęstość objętościowa – 2,15  $\text{tm}^{-3}$ ,
- spójność – 35,0 kPa,
- kąt tarcia wewnętrznego – 19,9 °,
- edometryczny moduł ścisłości pierwotnej – 45,0 MPa.

Obraz budowy podłoża gruntowego przedstawiono na kartach dokumentacyjnych wierceń i sondowań badawczych - załączniki nr 4.1-4.3.

## 2. Geotechniczne warunki posadowienia obiektu

Przeprowadzone badania podłoża gruntowego pozwalają na ustalenie geotechnicznych warunków posadowienia projektowanego obiektu budowlanego.

1. Zgodnie z rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych, projektowana sieć wodociągowa, w powiązaniu z budową podłoża gruntowego i warunkami realizacji inwestycji, zalicza się do drugiej kategorii geotechnicznej.

2. Przy zakładanym poziomie posadawiania przepompowni P2 na głębokości 3,5 m poniżej powierzchni terenu (ppt.), poniżej dna wykopów wystąpią następujące grunty:

- pyły piaszczyste - wilgotne, miękkoplastyczne, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,52$ .

Przy zakładanym poziomie posadawiania przepompowni P3 na głębokości 4,17 m poniżej powierzchni terenu (ppt.), poniżej dna wykopów wystąpią następujące grunty:

- gliny pylaste - wilgotne, plastyczne, o wartości charakterystycznej stopnia plastyczności  $I_L^{(n)} = 0,28$ .

Grunty spoiste (pyły piaszczyste, gliny pylaste, gliny piaszczyste, piaski gliniaste) mają własności wysadzinowe, a ponadto miękkoplastyczne pyły piaszczyste charakteryzują się podatnością na zmiany (wzrost) wilgotności, szczególnie w warunkach naruszenia ich naturalnej struktury. Mogą wówczas ulegać znacznemu uplastycznieniu oraz destrukcji postaciowej i wytrzymałościowej.

W przypadku wystąpienia w poziomie posadowienia fundamentów przepompowni gruntów słabonośnych (należy tak traktować miękkoplastyczne pyły piaszczyste) zaleca się dokonać wymiany gruntów na chudy beton lub materiał mineralny niespoisty stabilizowany cementem.

**3. W dokumentowanym podłożu występuje jeden zasadniczy poziom wodonośny. Wodonoścem są piaski, występujące bezpośrednio pod nasypami (otw. nr 1), bądź wodnolodowcowe piaski drobnoziarniste w formie soczewek i przewarstwień w glinach zwałowych. Prowadzą wodę o zwierciadle swobodnym i napiętym.**

W okresie wykonywanych badań piezometryczne zwierciadło wody stabilizowało się na głębokości od 0,98 m (otwór nr 2), do 1,80 m ppt. (otwór nr 3).

Sytuacja wyżej opisana decyduje o warunkach posadowienia bezpośredniego obiektów. Woda może występować w większości wykopów budowlanych. Wymagać to będzie jej obniżenia tymczasowego (np. drenażem roboczym, na okres budowy). Obniżanie zwierciadła wody systemem igłofiltrów będzie miało ograniczone zastosowanie, z uwagi na małą miąższość nawodnionej warstw piasków. Należy tu podkreślić, iż nie dopuszcza się pompowania wody bezpośrednio z dna wykopów, wykonanych w piaskach, z uwagi na możliwość wystąpienia zjawiska „kurzawki” /upłynnienie gruntów w wyniku działania ciśnienia spływowego/, co w efekcie doprowadziłoby do zmniejszenia lub utraty nośności podłoża.

**4. Ze względu na wysadzinowość i lokalną podatność na destrukcję wytrzymałościową gruntów spoistych, obecnych w dokumentowanym podłożu, prace ziemne w tych gruntach muszą być prowadzone „na sucho”, tak aby nie spowodować niekorzystnych zmian w podłożu fundamentów. Poniżej podaje się uwagi i zalecenia, dotyczące prowadzenia robót w gruntach spoistych:**

- głębienie wykopów sprzętem mechanicznym w gruntach plastycznych zakończyć około 0,2-0,3 m powyżej projektowanego dna wykopu, a pozostawioną w dnie warstwę ochronną wybrać bezpośrednio przed przystąpieniem do fundamentowania, sprzętem przystosowanym do tego rodzaju prac, nie naruszającym struktury gruntu wskutek nacisku i ruchu gąsienic, kół, zębów łyżki koparki itp.,
- wykopy chronić przed zalewaniem wodami opadowymi, a wodę pochodzącą z ewentualnych sączeń w glinach zbierać drenażem roboczym, szczelnym dla piasku, prowadzonym

- w dniu wykopu i odprowadzać na zewnątrz,
- otwartych wykopów nie wolno pozostawiać na dłuższy okres, szczególnie zimowy, w czasie którego mogłoby nastąpić przemoczenie lub przemarznięcie gruntów (umowna głębokość przemarzania wynosi tu  $h_z = 1,0$  m),
  - wszystkie ewentualnie rozmoczone, przemarznięte bądź naruszone partie gruntu wybrać narzędziami ręcznymi i zastąpić chudym betonem.

5. Prace ziemne i fundamentowe należy prowadzić pod stałym nadzorem geotechnicznym. Dla zapewnienia wymaganej jakości robót ziemnych proponuje się dokonanie oględzin i ewentualne przeprowadzenie kontrolnych badań geotechnicznych gruntów w wykopach.

## 6. Stany graniczne w projektowaniu fundamentów i sytuacji obliczeniowe

Zgodnie z PN-EN-1997-1, przy projektowaniu obiektów należących do powyższego przedsięwzięcia należy rozpatrzyć możliwość wystąpienia następujących podstawowych stanów granicznych :

- 1/ wyczerpanie nośności na skutek przebicia lub wypierania,
- 2/ utrata stateczności na skutek przesunięcia (poślizg),
- 3/ nadmierne osiadanie.

Przy sprawdzaniu stanów granicznych należy stosować obliczeniowe wartości obciążeń.

Wartości te należy ustalić wg zależności:

- dla obciążeń stałych  $G_d = G_k / \gamma_G$
  - dla obciążeń zmiennych  $Q_d = Q_{rep} / \gamma_Q$
- $$Q_{rep} = \psi \cdot Q_k$$

gdzie:

$G_k, Q_k$  - symbol wartości charakterystycznej obciążeń stałych, zmiennych

$Q_{rep}$  - symbol reprezentacyjnej wartości obciążeń zmiennych

$\psi$  - współczynnik dla wartości kombinacyjnej obciążenia zmiennego

Wartości charakterystycznych obciążeń konstrukcyjnych ustalać należy wg zasad podanych w PN-EN 1990 i PN-EN 1991.

Wartości charakterystyczne oddziaływań geotechnicznych należy ustalać wg PN-EN-1997.

Zgodnie z zasadami ogólnymi (PN-EN 1990), analizowane stany graniczne należy odnosić do wybranych, dających się przewidzieć sytuacji obliczeniowych. W projektowaniu fundamentów budowli przedmiotowego przedsięwzięcia należy przyjąć „trwałą” sytuację oblicze-

niową, do której zalicza się „normalne” warunki pracy fundamentów, zakładane dla fazy eksploatacji obiektu.

Kombinacje obciążeń, miarodajnych do sprawdzania stanów granicznych w poszczególnych sytuacjach obliczeniowych, należy ustalać wg zasad podanych w PN-EN 1990. Miarodajne do sprawdzania stanów granicznych nośności są kombinacje obciążeń obliczeniowych, przy sprawdzaniu stanów granicznych użytkowania – kombinacje obciążeń charakterystycznych.

### Głębokość posadowienia

Przy ustalaniu głębokości posadowienia fundamentów należy uwzględnić następujące czynniki:

- osiągnięcie odpowiednio nośnego podłoża,
- głębokość, powyżej której pęcznienie i skurcz gruntów spoiстых, wynikający z sezonowych zmian pogody oraz wpływu drzew i krzewów, może spowodować znaczące przemieszczenia,
- głębokość, powyżej której nastąpić mogą uszkodzenia spowodowane przemarzaniem gruntu,
- poziom zwierciadła wody gruntowej w podłożu oraz trudności, jakie mogą się pojawić przy wykonaniu wykopu poniżej zwierciadła wody,
- wpływ wykopu na sąsiednie fundamenty i konstrukcje,
- wpływ przewidywanych wykopów na sieci podziemne,
- wysokie i niskie temperatury wywołane przez projektowany obiekt,
- możliwość podmycia,
- obecność w gruncie materiałów rozpuszczalnych.

W przedmiotowej inwestycji głębokość posadowienia jest uwarunkowana w znacznej mierze od wymagań technologicznych i gabarytów budowli w postaci studni. Rzędne posadowienia narzucone zostały przez projektanta sieci kanalizacyjnej. Rzędne te zostaną podane przy sprawdzaniu stanów granicznych poszczególnych elementów sieci.

### Założenia wyjściowe do określania stanów granicznych nośności

#### **- zakres obliczeń sprawdzających**

Zakres obliczeń sprawdzających ograniczono do sprawdzenia oporu granicznego podłoża pod płytami fundamentowymi studni, określenia osiadania gruntu dla założonych wymiarów fundamentów.

Przy sprawdzaniu oporu granicznego podłoża pod fundamentami wyróżnić należy dwa stany graniczne:



- a/ utratę nośności podłoża na skutek wyparcia gruntu spod fundamentu,
- b/ utratę nośności podłoża na skutek ścięcia gruntu w poziomie posadowienia fundamentu (przy udziale obciążeń poziomych).

**- określenie obliczeniowych parametrów geotechnicznych, częściowych współczynników bezpieczeństwa do obliczeń i ogólne zasady sprawdzenia nośności podłoża**

Zgodnie z zasadami ogólnymi należy sprawdzić warunek ogólny:

$$E_d \leq R_d$$

gdzie:

$E_d$  – wartość obliczeniowa efektu oddziaływań (siła przekazywana na podłoże)

$R_d$  – wartość obliczeniowa oporu granicznego podłoża.

Komitet Techniczny ds. geotechniki przy PKN ustalił, że w Polsce stosowane będzie tzw. **2\*** podejście obliczeniowe, poza przypadkiem sprawdzania stateczności ogólnej (podejście 3).

Taki też wariant zapewnienia właściwego bezpieczeństwa przy sprawdzaniu powyższego warunku należy zastosować przy projektowaniu fundamentów wszystkich obiektów przedsięwzięcia.

Przy przyjętym podejściu obliczeniowym **2\***, ogólny zapis warunku stanu granicznego nośności ma postać następującą:

$$E_d = E(\gamma_{FF} F_{rep}; \gamma_{FF} F_g(X_k)) \leq R(F_k; X_k) / \gamma_R = R_d$$

gdzie:

$X_k$  – symbol wartości charakterystycznej właściwości gruntu,

$F_g$  – symbol oddziaływań geotechnicznych,

$\gamma_{FF}$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla oddziaływań,

$\gamma_R$  – współczynnik bezpieczeństwa dla oporu gruntu,

Siły przekazywane przez fundament na podłoże wyznaczać należy od wartości obliczeniowych obciążeń konstrukcyjnych i geotechnicznych. Wartości obliczeniowe obciążeń geotechnicznych wyznaczać należy przy charakterystycznych wartościach parametrów gruntu i mnożyć przez odpowiedni współczynnik obciążeń.

Opór graniczny podłoża w przyjętym podejściu **2\*** wyznaczać należy przy charakterystycznych wartościach parametrów gruntu ( $X_k$ ) i charakterystycznych wartościach obciążeń, a wynik dzielić przez ogólny współczynnik oporu  $\gamma_R$ .

Wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa dla posadowień bezpośrednich w podejściu obliczeniowym **2\*** przedstawiono w poniższych tablicach:

Współczynniki częściowe do oddziaływań ( $\gamma_F$ ) lub efektów oddziaływań ( $\gamma_E$ )

Oddziaływanie		Symbol	Zestaw	
			A1*	A2
Stałe	Niekorzystne	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Korzystne		1,0	1,0
Zmienne	Niekorzystne	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Korzystne		0	0

Współczynniki częściowe do oporu/nośności ( $\gamma_R$ ) dotyczące fundamentów bezpośrednich

Nośność	Symbol	Zestaw		
		R1	R2*	R3
Nośność podłoża	$\gamma_{R,V}$	1,0	1,4	1,0
Przesunięcie	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

\* - zestaw miarodajny przy liczeniu według podejścia 2

### - siły i obciążenia działające na fundament

Przy ustalaniu sił przekazywanych przez fundament na podłoże, uwzględnić należy siły od obciążeń działających na konstrukcję oraz obciążenia geotechniczne działające na fundament. Wśród obciążeń geotechnicznych należy uwzględnić: ciężar gruntu obciążający fundament, parcie gruntu, ciśnienie hydrostatyczne wody gruntowej, które nie jest spowodowane naciskiem fundamentu na grunt.

Miarodajnymi do wykonania obliczeń są wartości obliczeniowe obciążeń. Wartość charakterystyczną obciążenia od ciężaru gruntu należy określić mnożąc wartość charakterystyczną ciężaru objętościowego przez objętość gruntu nad fundamentem. Potrzebne do obliczeń ciężary objętościowe gruntu dostarczają wyniki badań. Z wystarczającą dokładnością można przyjmować wartości podane w polskiej normie PN-81/B-03020.

### - model obliczeniowy pracy podłoża

W przypadku sytuacji obliczeniowej trwałej i sytuacji obliczeniowej przejściowej przy występowaniu pod fundamentem gruntów niespoistych, za miarodajne do obliczeń można uznać warunki „z odpływem”. W przypadku występowania pod fundamentem gruntów spoistych, należy wykonać obliczenia przy założeniu warunków „z odpływem”, jak i „bez odpływu”.

Model obliczeniowy określony jest poprzez:

- przyjęcie wymiarów fundamentów,
- ustalenie układu i rodzaju gruntów pod fundamentem,
- określenie poziomu wody gruntowej,
- określenie parametrów wytrzymałościowych gruntów niezbędnych do obliczeń.

Wszystkie parametry modelu obliczeniowego podane zostaną przy sprawdzaniu stanów granicznych poszczególnych fundamentów.

#### **- sprawdzanie oporu granicznego podłoża na wyparcie gruntu spod fundamentu**

Wartości współczynników ustalać należy przy charakterystycznych wartościach parametrów wytrzymałościowych –  $\varphi'_k$ ,  $c'_k$ .

Wartości bezwymiarowych współczynników we wzorze na jednostkowy opór graniczny należy ustalać według poniższych zależności:

- współczynniki nośności:

$$N_q = e^{\pi g \varphi'} \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg} \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \varphi'$$

- współczynniki kształtu fundamentu:

$$s_q = 1 + B'/L' \cdot \sin \varphi'$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1)$$

$$s_\gamma = (1 - 0,3 \cdot B'/L')$$

- współczynniki nachylenia obciążenia:

$$i_q = [1 - H_k/(V_k + A' \cdot c' \cdot \operatorname{ctg} \varphi')]^m$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/N_c \cdot \operatorname{tg} \varphi'$$

$$i_\gamma = [1 - H_k/(V_d + A' \cdot c' \cdot \operatorname{ctg} \varphi')]^{m+1}$$

gdzie:

$$m = m_b = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')], \text{ gdy obciążenie } H \text{ działa w kierunku } B'$$

$$m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')], \text{ gdy obciążenie } H \text{ działa w kierunku } L'$$

W przypadku, gdy składowa pozioma obciążenia działa w kierunku tworzącym kąt  $\theta$  z kierunkiem  $L'$ , wartość współczynnika  $m$  należy obliczać wg wzoru:

$$m = m_{\theta} = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Zaleca się w tym względzie stosowanie metody podanej w załączniku D do PN-EN-1997-1. W metodzie tej jako miarodajną do sprawdzenia oporu granicznego podłoża przyjąć należy wartość obliczeniową siły, przekazywanej przez fundament na podłoże, prostopadle do podstawy fundamentu  $V_d$ .

Warunek obliczeniowy przyjmuje postać:

$$V_d < R_d$$

Wartość obliczeniową oporu granicznego podłoża  $R_d$  dla przyjętego podejścia 2\* wyznaczać należy z zależności:

$$R_d = R_k / \gamma_R$$

gdzie:

$R_k$  – wartość charakterystyczna oporu granicznego

$\gamma_R$  – współczynnik bezpieczeństwa dla oporu granicznego – przyjęty w tym przypadku = 1,4.

Jednostkowy opór graniczny w warunkach „z odpływem”, w sytuacji obliczeniowej trwałej, wyznaczać należy wg wzoru:

$$R_k / A' = c_k' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma}$$

Jednostkowy opór graniczny w warunkach „bez odpływu”, w sytuacji obliczeniowej przejściowej, wyznaczać należy wg wzoru:

$$R_k / A' = (\pi + 2) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

gdzie:

$q$  – całkowite naprężenia w gruncie (obok fundamentu) bez uwzględnienia siły wyporu

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot (B' / L')$$

$$i_c = 0,5 \cdot \left[ 1 + \left( 1 - H_k / A' \cdot c_u \right)^{0,5} \right]$$

#### - sprawdzanie nośności gruntu na ścięcie w poziomie posadowienia

Należy sprawdzić warunek:

$$H_d < R_d, \text{ gdzie:}$$

$H_d$  – obliczeniowa wartość siły poziomej przekazywanej przez fundament na grunt

$R_d$  – opór graniczny podłoża pod fundamentem na ścięcie

Opór graniczny podłoża pod fundamentem na ścięcie w warunkach „z odpływem”, w sytuacji obliczeniowej trwałej, wyznaczać należy wg wzoru:

$$R_d = (V_k' \cdot \tan \Phi_k) / \gamma_{R,h}$$

$$\gamma_{R,h} = 1,1$$

$V_k'$  - oznacza wartość charakterystyczną pionowych obciążeń przekazywanych przez fundament na podłoże.

Opór graniczny na ścinanie w warunkach „**bez odpływu**” dla podejścia 2\* określić należy z zależności:

$$R_d \leq (A_c c_{u,k}) / \gamma_{R,h}$$

W której  $A_c$  – pole powierzchni podstawy przekazującej naciski na grunt.

Obliczenie stanów granicznych podłoża gruntowego dla niektórych przyjętych modeli obliczeniowych pracy podłoża

### Studnia przepompowni P2

Projektowana studnia będzie miała konstrukcję żelbetową w formie walca, o wewnętrznej średnicy 1,20 m. Fundamentem tej komory będzie płyta denna, o średnicy 1,50 m i grubości 0,20 m. Dolna część studni, wysokości ok. 1,3 m, będzie miała grubości ścianki 15 cm, natomiast powyżej tej wysokości – 13,5 cm. Studnia przykryta będzie pokrywą grubości 15 cm i średnicy zewnętrznej 147 cm. Studnia wyposażona zostanie w płytę odciążającą, która bezpośrednio przejmie obciążenia od pojazdów transportowych najeżdżających na wąż żeliwny,

Model obliczeniowy :

- geometria fundamentu

Średnica podstawy studni  $A = 1,50$  (m)

Wysokość płyty podstawy  $h = 0,20$  (m)

Mimośród siły pionowej w kierunku wymiaru A  $e_x = 0,00$  (m)

Mimośród siły pionowej w kierunku wymiaru B  $e_y = 0,00$  (m)

- rzędna terenu przy studni 96,80 m npm.

- rzędna osi rurociągu 93,30 m npm.

- minimalny poziom posadowienia: założono 0,5 m poniżej rzędnej środka rurociągu

$D_{min} = 96,80 - 93,30 + 0,5 = 4,00$  (m)

- nawiercony poziom wody gruntowej  $D_w = 3,20$  (m) poniżej poziomu terenu

- ustalony poziom wody gruntowej  $D_w = 1,12$  (m) poniżej poziomu terenu

- Obciążenie zewnętrzne płyty dennej komory:

- ciężar własny ścian komory  $3,14 \times (0,75^2 \text{ m} - 0,60^2 \text{ m}) \times 1,40 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 + 3,14 \times (0,735^2 \text{ m} - 0,60^2 \text{ m}) \times (4,00 \text{ m} - 0,20 - 1,40 - 0,20) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 53,37 \text{ kN}$

- ciężar płyty wierzchniej  $3,14 \times 1,47^2 \times 0,25 \times 0,20 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 8,48 \text{ kN}$

- ciężar ewentualnej wody podczas zalania komory  $3,14 \times 1,20^2 \times 0,25 \times (4,00 \text{ m} - 0,20 - 0,20) \times 10 \text{ kN/m}^3 = 40,69 \text{ kN}$

Razem obciążenie stałe z wodą  $Q1 = 53,37 + 8,48 + 40,69 = 102,54 \text{ kN}$

Razem obciążenie stałe bez wody  $Q2 = 53,37 + 8,48 = 61,85 \text{ kN}$

Obciążenia zmiennego od najechania kołem samochodu ciężarowego nie uwzględniono, z powodu zastosowania płyty odciążającej.

- parametry gruntów zalegających blisko lokalizowanej komory określają próbki pobrane z otworu badawczego nr 1.

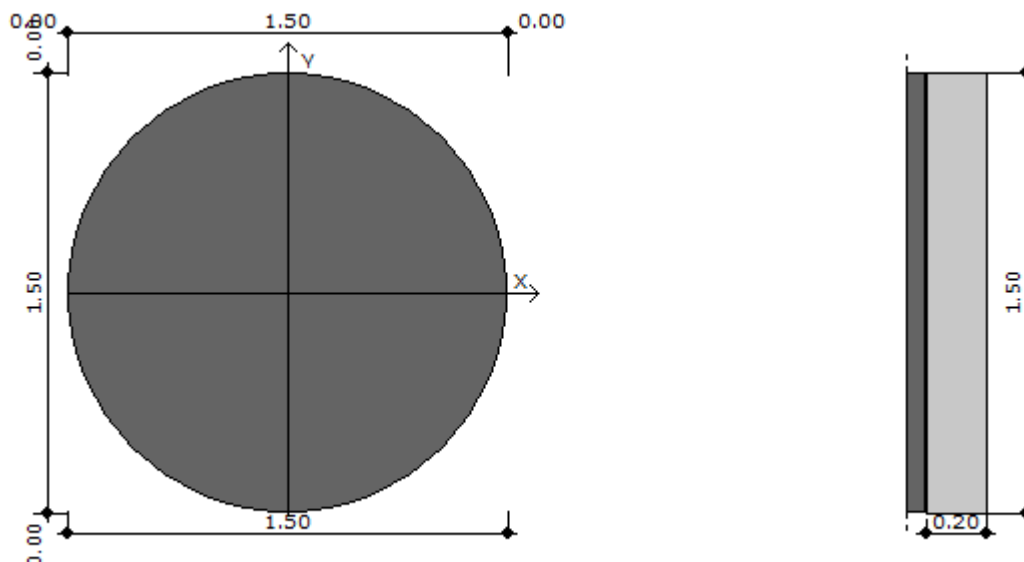
Sprawdzenia stanów granicznych podłoża gruntowego dokonano przy użyciu programu komputerowego KONSTRUKTOR firmy InterSoft z Łodzi wg Eurokodu.

Dla zgodności oznaczeń przyjęto następujące porównania:

$M_x = M_B$ ;  $M_y = M_L$ ;  $F_x = F_L$ ;  $F_y = F_B$ ;  $e_x = e_L$ ;  $e_y = e_B$

### Geometria

Średnica stopy $D$	[m]	1.50
Wysokość stopy $H_f$	[m]	0.20
Średnica słupa $d$	[m]	1.50
Mimośrodek $e_x$	[m]	0.00
Mimośrodek $e_y$	[m]	0.00



### Materialy

Klasa betonu		C25/30
Ciężar objętościowy betonu	[kN/m <sup>3</sup> ]	24.0
Ciężar zasyпки	[kN/m <sup>3</sup> ]	18.0
Czas realizacji budynku		poniżej roku
Element prefabrykowany		Tak

### Warunki gruntowe

Legenda:

Warstwa - numer porządkowy warstwy

Nazwa - nazwa warstwy gruntu

Miaższość - miaższość warstwy

$\gamma$  - ciężar właściwy

$\phi'$  - efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu

$C'$  - spójność efektywna gruntu

$C_u$  - wytrzymałość na ścinanie

$M$  - moduł sprężystości

$M_o$  - moduł sprężystości pierwotnej

Warstwa	Nazwa gruntu	Miaższość [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$C'$ [kPa]	$C_u$ [kPa]	$M_o$ [kPa]	$M$ [kPa]
1	Piasek gliniasty	1.3	20.5	11.3	19.0	30.0	17000.0	22500.0
2	Gлина piaszczysta B	0.3	20.5	13.5	23.0	40.0	21000.0	27000.0
3	Piasek gliniasty B	1.1	20.3	9.9	17.7	22.0	14500.0	19400.0
4	Pył piaszczysty C	0.5	20.7	14.0	15.0	25.0	26000.0	43800.0
5	Piasek drobny	0.3	19.6	31.5	0.0	0.0	87000.0	110000.0
6	Pył piaszczysty	0.4	20.0	9.7	8.0	18.0	15000.0	25000.0
7	Gлина piaszczysta B	0.6	22.1	21.3	38.5	140.0	55000.0	79000.0

Głębokość posadowienia	[m]	4.0
Poziom wody gruntowej	[m]	1.1
Ciężar zasyпки	[kN/m <sup>3</sup> ]	18.0

### Obciążenia charakterystyczne rozdzielone (stałe/zmienne)

Zestaw nr 1:

Nazwa	V [kN]	$M_B$ [kNm]	$M_L$ [kNm]	$H_B$ [kN]	$H_L$ [kN]
stałe	102.54	0.00	0.00	0.00	0.00
zmienne	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

### Stan graniczny nośności (GEO)

Podejście obliczeniowe DA2

$\gamma_{G, niekorzystne} = 1.35$ ,  $\gamma_Q = 1.50$

$\gamma_R = 1,4$  - częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla oporu granicznego na wyparcie

$\gamma_{R,h} = 1,1$  - częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla oporu granicznego na ścięcia gruntu pod fundamentem

Głębokość posadowienia  $h_f = 4,00$  m

#### SPRAWDZENIE PIONOWEJ NOŚNOŚCI PODŁOŻA.

##### Warunki "z odpływem"

Dodatkowe obciążenia podłoża:

Ciężaru fundamentu (całkowity):

$$G_{fk} = V_f \cdot (\gamma_f - \gamma_w) = 0,35 \cdot (24,00 - 9,81) = 5,0 \text{ [kN]}$$

Ciężar gruntu nad fundamentem:

$$G_k = 0,00 \text{ [kN]}$$

Obliczeniowa wartość obciążenia podłoża:

$$V_d = \gamma_{G, \text{niekorzystne}} \cdot (N_{Gk} + G_{fk} + G_k) + \gamma_Q \cdot N_{Qk} = 1,35 \cdot (102,54 + 5,02 + 0,00) + 1,50 \cdot 0,00 = 145,20 \text{ [kN]}$$

Obciążenia przekazywane na podłoże (charakterystyczne, wartości momentów bez uwzględnienia nieosiowego działania siły pionowej):

$$V_k = N_{Gk} + G_{fk} + G_k + N_{Qk} = 102,54 + 5,02 + 0,00 + 0,00 = 107,56 \text{ [kN]}$$

$$M_{Bk} = M_{OBGk} + M_{OBQk} + (H_{BGk} + H_{BQk}) \cdot h = 0,00 + 0,00 + (0,00 + 0,00) \cdot 0,20 = 0,00 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Lk} = M_{OLGk} + M_{OLQk} + (H_{LGk} + H_{LQk}) \cdot h = 0,00 + 0,00 + (0,00 + 0,00) \cdot 0,20 = 0,00 \text{ [kNm]}$$

$$H_k = \sqrt{(H_{BGk} + H_{BQk})^2 + (H_{LGk} + H_{LQk})^2} = \sqrt{(0,00 + 0,00)^2 + (0,00 + 0,00)^2} = 0,00 \text{ [kN]}$$

Mimośród obciążeń:

$$e_B = \frac{M_{Bk} + e_{OB} \cdot N_{GQk}}{V_k} = \frac{0,00 + 0,00 \cdot 102,54}{107,56} = |0,00| < 0,3 \quad \cdot B = 0,45 \text{ [m]}$$

Warunek spełniony

$$e_L = \frac{M_{Lk} + e_{OL} \cdot N_{GQk}}{V_k} = \frac{0,00 + 0,00 \cdot 102,54}{107,56} = |0,00| < 0,3 \quad \cdot L = 0,45 \text{ [m]}$$

Warunek spełniony

Sprowadzone wymiary fundamentu:

$$B' = B - 2 \cdot e_B = 1,50 - 2 \cdot 0,00 = 1,50 \text{ [m]}$$



$$L' = L - 2 \cdot e_L = 1.50 - 2 \cdot 0.00 = 1.50 [m]$$

$$A' = B' \cdot L' = 1.50 \cdot 1.50 = 2.25 [m^2]$$

Jednostkowy opór graniczny podłoża

$$\frac{R_k}{A'} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + g' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma =$$

$$= 38.50 \cdot 16.13 \cdot 1.00 \cdot 1.42 \cdot 1.00 + 53.12 \cdot 7.29 \cdot 1.00 \cdot 1.36 \cdot 1.00 + 0.5 \cdot 12.29 \cdot 1.50 \cdot 4.90 \cdot 1.00 \cdot 0.70 \cdot 1.00 = 1441.57 [kPa]$$

$q$  - naprężenie w gruncie (obok fundamentu) w poziomie posadowienia (całkowite)

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} = \frac{3243.54}{1.40} = 2316.81 [kN]$$

Warunek obliczeniowy:

$$V_d = 145.20 < R_d = 2316.81 kN$$

Warunek nośności na wyparcie spełniony.

**Warunki "bez odpływu**

$$G_{fk} = V_f \cdot \gamma_f = 0.35 \cdot 24.00 = 8.5 [kN]$$

Ciężar gruntu nad fundamentem:

$$G_k = 0.00 [kN]$$

Obliczeniowa wartość obciążenia podłoża:

$$V_d = \gamma_{G, \text{niekorzystne}} \cdot (N_{Gk} + G_{fk} + G_k) + \gamma_Q \cdot N_{Qk} = 1.35 \cdot (102.54 + 8.48 + 0.00) + 1.50 \cdot 0.00 = 14$$

Obciążenia przekazywane na podłoże (charakterystyczne):

$$V_k = N_{Gk} + G_{fk} + G_k + N_{Qk} = 102.54 + 8.48 + 0.00 + 0.00 = 111.02 [kN]$$

$$M_{Bk} = M_{OBGk} + M_{OBQk} + (H_{BGk} + H_{BQk}) \cdot h = 0.00 + 0.00 + (0.00 + 0.00) \cdot 0.20 = 0.00 [kNm]$$

$$M_{Lk} = M_{OLGk} + M_{OLQk} + (H_{LGk} + H_{LQk}) \cdot h = 0.00 + 0.00 + (0.00 + 0.00) \cdot 0.20 = 0.00 [kNm]$$

$$H_k = \sqrt{(H_{BGk} + H_{BQk})^2 + (H_{LGk} + H_{LQk})^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 0.00)^2} = 0.00 [kN]$$

Mimośród obciążeń:

$$e_B = \frac{M_{Bk} + e_{OB} \cdot N_{G-Qk}}{V_k} = \frac{0.00 + 0.00 \cdot 102.54}{111.02} = |0.00| < 0,3 \cdot B = 0.45 [m]$$

Warunek spełniony

$$e_L = \frac{M_{Lk} + e_{oL} \cdot N_{G_{Qk}}}{V_k} = \frac{0.00 + 0.00 \cdot 102.54}{111.02} = |0.00| < 0,3 \quad L = 0.45 [m]$$

Warunek spełniony

Sprowadzone wymiary fundamentu:

$$B' = B - 2 \cdot e_B = 1.50 - 2 \cdot 0.00 = 1.50 [m]$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L = 1.50 - 2 \cdot 0.00 = 1.50 [m]$$

$$A' = B' \cdot L' = 1.50 \cdot 1.50 = 2.25 [m^2]$$

Jednostkowy opór graniczny podłoża:

$$\frac{R_k}{A'} = (\gamma + 2) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q =$$

$$= (\gamma + 2) \cdot 140.00 \cdot 1.00 \cdot 1.20 \cdot 1.00 + 81.57 = 945.36 [kPa]$$

q - naprężenie w gruncie (obok fundamentu) w poziomie posadowienia (całkowite)

Warunek obliczeniowy:

$$V_d = 149.88 < R_d = 1519.32 kN$$

Warunek nośności na wyparcie spełniony.

#### SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI GRUNTU NA ŚCIĘCIE W POZIOMIE POSADOWIENIA

$$H < R_d + R_{p,d}$$

gdzie:

$H_d$  - wartość obliczeniowa siły poziomej przekazywanej przez fundament na grunt,

$R_d$  - opór graniczny podłoża pod fundamentem na ścięciu,

$R_{p,d}$  - opór graniczny podłoża na przesunięcie fundamentu, przyjęto = 0,0

**Warunki "z odpływem"**

Wartość obliczeniowa oporu granicznego gruntu pod fundamentem

$$R_d = \min \left( \frac{V_k \cdot \tan(\delta_k)}{\gamma_{Rh}}; 0.4 \cdot V_d \right) = \min \left( \frac{107.56 \cdot 0.39}{1.10}; 0.4 \cdot 145.20 \right) = 38.12 [kN]$$

Warunku nie sprawdzano z uwagi na brak obciążeń poziomych

**Warunki "bez odpływu"**

$$A_c = B \cdot L = 1.50 \cdot 1.50 = 1.77 [m^2]$$

$$R_d = \min \left( \frac{A_c \cdot c_u}{\gamma_{Rh}} ; 0.4 \cdot V_d \right) = \min \left( \frac{1.77 \cdot 140.00}{1.10} ; 0.4 \cdot 149.88 \right) = 54.50 \text{ [kN]}$$

Warunku nie sprawdzano z uwagi na brak obciążeń poziomych.

#### Osiadanie fundamentu

Osiadania pierwotne = 0.000 cm

Osiadania wtórne = 0.000 cm

Osiadania całkowite = 0.000 cm

Tangens kąta nachylenia względem osi X = 0.00000

Tangens kąta nachylenia względem osi Y = 0.00000

Przechyłka = 0.00000 rad

Warunek naprężeniowy

$$0.2 \cdot \sigma_{\phi} = 0.2 \cdot 88.76 = 17.756 \sigma_{zd} = 16.12 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Głębokość, na której zachodzi warunek wytrzymałościowy = 6.90 m

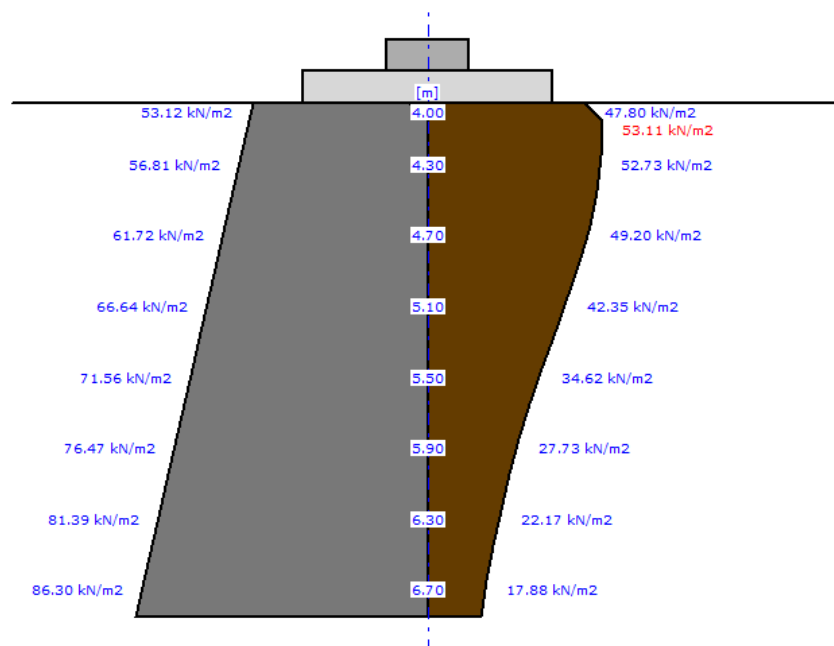


Tabela z wartościami:

Nr	H [m]	$\rho_{zR}$ [kN/m²]	$\rho_{zS}$ [kN/m²]	$\rho_{zD}$ [kN/m²]	Suma = $\rho_{zS} + \rho_{zD} + \rho_{zDsiła} + \rho_{zDfund}$
0	4.00	53.12	53.12	-5.32	47.80
1	4.10	54.35	53.11	0.00	53.11
2	4.30	56.81	52.73	0.00	52.73

3	4.50	59.27	51.41	0.00	51.41
4	4.70	61.72	49.20	0.00	49.20
5	4.90	64.18	46.05	0.00	46.05
6	5.10	66.64	42.35	0.00	42.35
7	5.30	69.10	38.45	0.00	38.45
8	5.50	71.56	34.62	0.00	34.62
9	5.70	74.01	31.02	0.00	31.02

10	5.90	76.47	27.73	0.00	27.73
11	6.10	78.93	24.78	0.00	24.78
12	6.30	81.39	22.17	0.00	22.17
13	6.50	83.85	19.88	0.00	19.88
14	6.70	86.30	17.88	0.00	17.88
15	6.90	88.76	16.12	0.00	16.12

Legenda :

H [m]	głębokość liczona od poziomu terenu
$\rho_{ZR}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	naprężenia pierwotne
$\rho_{ZS}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	naprężenia wtórne
$\rho_{ZD}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	naprężenia dodatkowe

### Sprawdzenie warunku stateczności z uwagi na wypór wody

Z uwagi na napięte źródło wody gruntowej wytwarzana jest przez nią siła wyporu, którą musi zrównoważyć ciężar studni puste.

$$\text{Siła wyporu } W = 3,14 \cdot 1,5^2 \cdot 0,25 \cdot (4,00 - 1,12) \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 50,9 \text{ kN}$$

Warunek stateczności:

$$50,9 \text{ kN} \cdot 1,35 = 68,68 \text{ kN} > 61,85 \text{ kN}$$

Wobec niespełnienia warunku stateczności z uwagi na wypór, należy zwiększyć ciężar płyty dennej, zwiększając jej grubość. Dodatkowy ciężar, który zrównoważy się z siłą wyporu wynosi  $68,68 - 61,85 = 6,83 \text{ kN}$ , co jest równoznaczne z dodatkową grubością płyty  $h = 0,15 \text{ m}$ .

**Ostatecznie należy przyjąć minimalną grubość płyty dennej  $h = 0,2 + 0,15 = 0,35 \text{ m}$**

### Studnia pompowni P3

Projektowana studnia będzie miała konstrukcję żelbetową w formie walca, o wewnętrznej średnicy 1,20 m. Fundamentem tej komory będzie płyta denna, o średnicy 1,50 m i grubości 0,20 m. Dolna część studni, wysokości ok. 1,3 m, będzie miała grubości ścianki 15 cm, natomiast powyżej tej wysokości – 13,5 cm. Studnia przykryta będzie pokrywą grubości

15 cm i średnicy zewnętrznej 147 cm. Studnia wyposażona zostanie w płytę odciążającą, która bezpośrednio przejmie obciążenia od pojazdów transportowych najeżdżających na właz żeliwny,

Model obliczeniowy :

- geometria fundamentu

Średnica podstawy studni  $A = 1,50$  (m)

Wysokość płyty podstawy  $h = 0,20$  (m)

Mimośród siły pionowej w kierunku wymiaru A  $e_x = 0,00$  (m)

Mimośród siły pionowej w kierunku wymiaru B  $e_y = 0,00$  (m)

- rzędna terenu przy studni 95,60 m npm.

- rzędna osi rurociągu 91,43 m npm.

- minimalny poziom posadowienia: założono 0,5 m poniżej rzędnej środka rurociągu

$D_{min} = 95,60 - 91,43 + 0,5 = 4,67$  (m)

- nawiercony i ustalony poziom wody gruntowej  $D_w = 0,98$  (m) poniżej poziomu terenu

- Obciążenie zewnętrzne płyty dennej komory:

- ciężar własny ścian komory  $3,14 \times (0,75^2 \text{ m} - 0,60^2 \text{ m}) \times 1,40 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 + 3,14 \times (0,735^2 \text{ m} - 0,60^2 \text{ m}) \times (4,67 \text{ m} - 0,20 - 1,40 - 0,20) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 62,85 \text{ kN}$

- ciężar płyty wierzchniej  $3,14 \times 1,47^2 \times 0,25 \times 0,20 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 8,48 \text{ kN}$

- ciężar ewentualnej wody podczas zalania komory  $3,14 \times 1,20^2 \times 0,25 \times (4,67 \text{ m} - 0,20 - 0,20) \times 10 \text{ kN/m}^3 = 48,27 \text{ kN}$

Razem obciążenie stałe z wodą  $Q_1 = 62,85 + 8,48 + 48,27 = 119,60 \text{ kN}$

Razem obciążenie stałe bez wody  $Q_2 = 62,85 + 8,48 = 71,33 \text{ kN}$

Obciążenia zmiennego od najeżdżania kołem samochodu ciężarowego nie uwzględniono, z powodu zastosowania płyty odciążającej.

- parametry gruntów zalegających blisko lokalizowanej komory określają próbki pobrane z otworu badawczego nr 2.

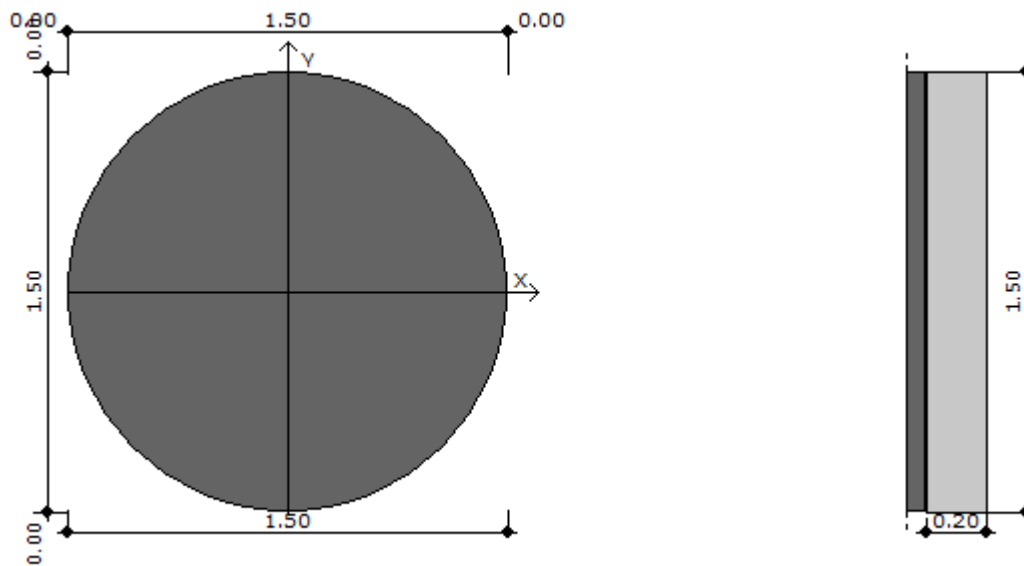
Sprawdzenia stanów granicznych podłoża gruntowego dokonano przy użyciu programu komputerowego KONSTRUKTOR firmy InterSoft z Łodzi wg Eurokodu.

Dla zgodności oznaczeń przyjęto następujące porównania:

$M_x = M_B$ ;  $M_y = M_L$ ;  $F_x = F_L$ ;  $F_y = F_B$ ;  $e_x = e_L$ ;  $e_y = e_B$

### Geometria

Średnica stopy $D$	[m]	1.50
Wysokość stopy $H_f$	[m]	0.20
Średnica słupa $d$	[m]	1.50
Mimośród $e_x$	[m]	0.00
Mimośród $e_y$	[m]	0.00



### Materialy

Klasa betonu		C25/30
Ciężar objętościowy betonu	[kN/m <sup>3</sup> ]	24.0
Ciężar zasyпки	[kN/m <sup>3</sup> ]	18.0
Czas realizacji budynku		poniżej roku
Element prefabrykowany		Tak

### Warunki gruntowe

Legenda:

- Warstwa - numer porządkowy warstwy
- Nazwa - nazwa warstwy gruntu
- Mięszczość - miąższość warstwy
- $\gamma$  - ciężar właściwy
- $\phi'$  - efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu
- $C'$  - spójność efektywna gruntu
- $C_u$  - wytrzymałość na ścinanie
- $M$  - moduł sprężystości
- $M_o$  - moduł sprężystości pierwotnej

Warstwa	Nazwa gruntu	Miaż- szość [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$C'$ [kPa]	$C_u$ [kPa]	$M_o$ [kPa]	$M$ [kPa]
1	Piasek pylasty	0.8	17.2	29.3	0.0	0.0	43000.0	53000.0
2	Piasek drobny	0.5	18.9	30.3	0.0	0.0	57500.0	73000.0
3	Gлина C	0.6	19.5	8.6	7.2	30.0	13300.0	22000.0
4	Gлина pylasta C	0.3	19.3	9.7	8.0	36.0	15000.0	25000.0
5	Gлина pylasta C	0.7	19.5	9.0	7.0	30.0	13300.0	22000.0

6	Piasek drobny	0.2	19.1	30.8	0.0	0.0	39000.0	83000.0
7	Gлина pylasta C	3.0	20.0	13.7	13.8	60.0	24000.0	41000.0

Głębokość posadowienia	[m]	4.7
Poziom wody gruntowej	[m]	1.0
Ciężar zasyпки	[kN/m <sup>3</sup> ]	18.0

#### Obciążenia charakterystyczne rozdzielone (stałe/zmienne)

##### Zestaw nr 1:

Nazwa	V [kN]	$M_B$ [kNm]	$M_L$ [kNm]	$H_B$ [kN]	$H_L$ [kN]
stałe	119.60	0.00	0.00	0.00	0.00
zmienne	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

#### Stan graniczny nośności (GEO)

Podejście obliczeniowe DA2

$\gamma_{G, niekorzystne} = 1.35$ ,  $\gamma_Q = 1.50$

$\gamma_R = 1,4$  - częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla oporu granicznego na wyparcie

$\gamma_{R,h} = 1,1$  - częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla oporu granicznego na ścięcie gruntu pod fundamentem

Głębokość posadowienia  $h_f = 4.70$  m

#### SPRAWDZENIE PIONOWEJ NOŚNOŚCI PODŁOŻA.

##### Warunki "z odpływem"

Dodatkowe obciążenia podłoża:

Ciężaru fundamentu (całkowity):

$$G_{fk} = V_f \cdot (\gamma_f - \gamma_w) = 0.35 \cdot (24.00 - 9.81) = 5.0 \text{ [kN]}$$

Ciężar gruntu nad fundamentem:

$$G_k = 0.00 \text{ [kN]}$$

Obliczeniowa wartość obciążenia podłoża:

$$V_d = \gamma_{G, niekorzystne} \cdot (N_{G,k} + G_{fk} + G_k) + \gamma_Q \cdot N_{Qk} = 1.35 \cdot (119.60 + 5.02 + 0.00) + 1.50 \cdot 0.00 = 168.23 \text{ [kN]}$$

Obciążenia przekazywane na podłoże (charakterystyczne, wartości momentów bez uwzględnienia nieosiowego działania siły pionowej):

$$V_k = N_{G,k} + G_{fk} + G_k + N_{Qk} = 119.60 + 5.02 + 0.00 + 0.00 = 124.62 \text{ [kN]}$$

$$M_{Bk} = M_{OBG,k} + M_{OBQ,k} + (H_{BGk} + H_{BQk}) \cdot h = 0.00 + 0.00 + (0.00 + 0.00) \cdot 0.20 = 0.00 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Lk} = M_{OLG,k} + M_{OLQ,k} + (H_{LGk} + H_{LQk}) \cdot h = 0.00 + 0.00 + (0.00 + 0.00) \cdot 0.20 = 0.00 \text{ [kNm]}$$

$$H_k = \sqrt{(H_{BGk} + H_{BQk})^2 + (H_{LGk} + H_{LQk})^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 0.00)^2} = 0.00 \text{ [kN]}$$

Mimośród obciążeń:

$$e_B = \frac{M_{Bk} + e_{OB} \cdot N_{G,Qk}}{V_k} = \frac{0.00 + 0.00 \cdot 119.60}{124.62} = |0.00| < 0,3 \quad B = 0.45 \text{ [m]}$$

Warunek spełniony

$$e_L = \frac{M_{Lk} + e_{OL} \cdot N_{G,Qk}}{V_k} = \frac{0.00 + 0.00 \cdot 119.60}{124.62} = |0.00| < 0,3 \quad L = 0.45 \text{ [m]}$$

Warunek spełniony

Sprowadzone wymiary fundamentu:

$$B' = B - 2 \cdot e_B = 1.50 - 2 \cdot 0.00 = 1.50 \text{ [m]}$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L = 1.50 - 2 \cdot 0.00 = 1.50 \text{ [m]}$$

$$A' = B' \cdot L' = 1.50 \cdot 1.50 = 2.25 \text{ [m}^2\text{]}$$

Jednostkowy opór graniczny podłoża

$$\frac{R_k}{A'} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + g' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma =$$

$$= 13.80 \cdot 10.20 \cdot 1.00 \cdot 1.33 \cdot 1.00 + 53.87 \cdot 3.49 \cdot 1.00 \cdot 1.24 \cdot 1.00 + 0.5 \cdot 10.19 \cdot 1.50 \cdot 1.21 \cdot 1.00 \cdot 0.70 \cdot 1.00 = 426.20 \text{ [kPa]}$$

q - napężenie w gruncie (obok fundamentu) w poziomie posadowienia (całkowite)

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} = \frac{958.95}{1.40} = 684.96 \text{ [kN]}$$

Warunek obliczeniowy:

$$V_d = 168.23 < R_d = 684.96 \text{ kN}$$



Warunek nośności na wyparcie spełniony.

Warunki "bez odpływu"

$$G_{fk} = V_f \cdot \gamma_f = 0.35 \cdot 24.00 = 8.5 \text{ [kN]}$$

Ciężar gruntu nad fundamentem:

$$G_k = 0.00 \text{ [kN]}$$

Obliczeniowa wartość obciążenia podłoża:

$$V_d = \gamma_{G, \text{niekorzystne}} \cdot (N_{Gk} + G_{fk} + G_k) + \gamma_Q \cdot N_{Qk} = 1.35 \cdot (119.60 + 8.48 + 0.00) + 1.50 \cdot 0.00 = 172.91 \text{ [kN]}$$

Obciążenia przekazywane na podłoże (charakterystyczne):

$$V_k = N_{Gk} + G_{fk} + G_k + N_{Qk} = 119.60 + 8.48 + 0.00 + 0.00 = 128.08 \text{ [kN]}$$

$$M_{Bk} = M_{OBGk} + M_{OBQk} + (H_{BGk} + H_{BQk}) \cdot h = 0.00 + 0.00 + (0.00 + 0.00) \cdot 0.20 = 0.00 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Lk} = M_{OLGk} + M_{OLQk} + (H_{LGk} + H_{LQk}) \cdot h = 0.00 + 0.00 + (0.00 + 0.00) \cdot 0.20 = 0.00 \text{ [kNm]}$$

$$H_k = \sqrt{(H_{BGk} + H_{BQk})^2 + (H_{LGk} + H_{LQk})^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 0.00)^2} = 0.00 \text{ [kN]}$$

Mimośród obciążeń:

$$e_B = \frac{M_{Bk} + e_{OB} \cdot N_{G-Qk}}{V_k} = \frac{0.00 + 0.00 \cdot 119.60}{128.08} = |0.00| < 0,3 \quad \cdot B = 0.45 \text{ [m]}$$

Warunek spełniony

$$e_L = \frac{M_{Lk} + e_{OL} \cdot N_{G-Qk}}{V_k} = \frac{0.00 + 0.00 \cdot 119.60}{128.08} = |0.00| < 0,3 \quad \cdot L = 0.45 \text{ [m]}$$

Warunek spełniony

Sprowadzone wymiary fundamentu:

$$B' = B - 2 \cdot e_B = 1.50 - 2 \cdot 0.00 = 1.50 \text{ [m]}$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L = 1.50 - 2 \cdot 0.00 = 1.50 \text{ [m]}$$

$$A' = B' \cdot L' = 1.50 \cdot 1.50 = 2.25 \text{ [m}^2\text{]}$$

Jednostkowy opór graniczny podłoża:

$$\begin{aligned} \frac{R_k}{A'} &= (IT + 2) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q = \\ &= (IT + 2) \cdot 60.00 \cdot 1.00 \cdot 1.20 \cdot 1.00 + 90.17 = 460.36 \text{ [kPa]} \end{aligned}$$

q - naprężenie w gruncie (obok fundamentu) w poziomie posadowienia

(całkowite)  
Warunek obliczeniowy:

$$V_d = 172.91 < R_d = 739.87 \text{ kN}$$

Warunek nośności na wyparcie spełniony.

#### SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI GRUNTU NA ŚCIĘCIE W POZIOMIE POSADOWIENIA

$$H < R_d + R_{p,d}$$

gdzie:

$H_d$  - wartość obliczeniowa siły poziomej przekazywanej przez fundament na grunt,

$R_d$  - opór graniczny podłoża pod fundamentem na ścięciu,

$R_{p,d}$  - opór graniczny podłoża na przesunięcie fundamentu, przyjęto = 0,0

#### Warunki "z odpływem"

Wartość obliczeniowa oporu granicznego gruntu pod fundamentem

$$R_d = \min \left( \frac{V_k \cdot \tan(\delta_k)}{\gamma_{Rh}} ; 0.4 \cdot V_d \right) = \min \left( \frac{124.62 \cdot 0.24}{1.10} ; 0.4 \cdot 168.23 \right) = 27.62 \text{ [kN]}$$

Warunku nie sprawdzano z uwagi na brak obciążeń poziomych

Warunek nośności na ścięciu spełniony.

#### Warunki "bez odpływu"

$$A_c = B \cdot L = 1.50 \cdot 1.50 = 1.77 \text{ [m}^2 \text{]}$$

$$R_d = \min \left( \frac{A_c \cdot c_u}{\gamma_{Rh}} ; 0.4 \cdot V_d \right) = \min \left( \frac{1.77 \cdot 60.00}{1.10} ; 0.4 \cdot 172.91 \right) = 62.88 \text{ [kN]}$$

Warunku nie sprawdzano z uwagi na brak obciążeń poziomych

#### Osiadanie fundamentu

Osiadania pierwotne = 0.011 cm

Osiadania wtórne = 0.000 cm

Osiadania całkowite = 0.011 cm

Tangens kąta nachylenia względem osi X = 0.00000

Tangens kąta nachylenia względem osi Y = -0.00000

Przechyłka = 0.00000 rad

Warunek naprężeniowy

$$0.2 \cdot \sigma_p = 0.2 \cdot 84.80 = 16.96 \leq \sigma_{zd} = 15.70 \text{ [kN/m}^2 \text{]}$$

Głębokość, na której zachodzi warunek wytrzymałościowy = 7.74 m

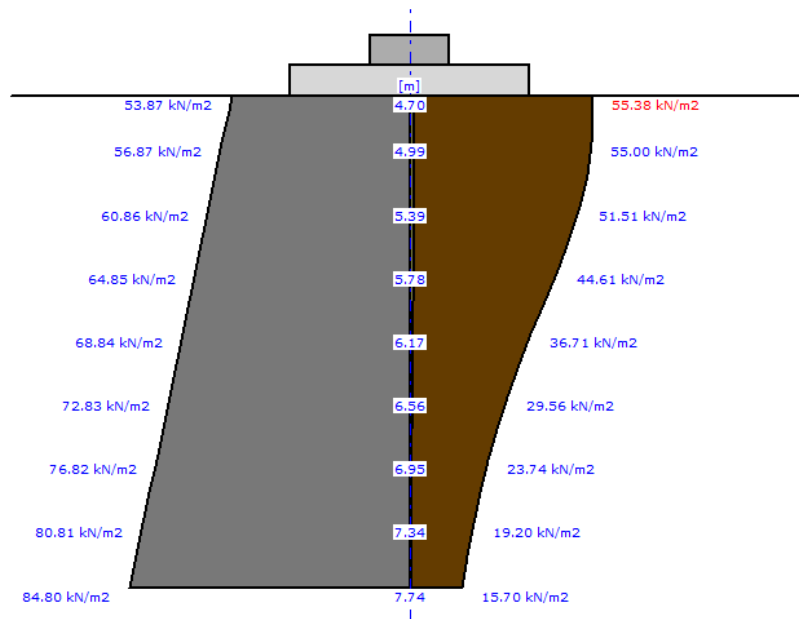


Tabela z wartościami:

Nr	H [m]	$\rho_{zR}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\rho_{zS}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\rho_{zD}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Suma = $\rho_{zS} + \rho_{zD} + \rho_{zDsiła} + \rho_{zDfund}$
0	4.70	53.87	53.87	1.51	55.38
1	4.80	54.87	53.85	1.51	55.36
2	4.99	56.87	53.50	1.50	55.00
3	5.19	58.86	52.34	1.47	53.81
4	5.39	60.86	50.10	1.41	51.51
5	5.58	62.85	47.03	1.32	48.35
6	5.78	64.85	43.40	1.22	44.61
7	5.97	66.84	39.53	1.11	40.64
8	6.17	68.84	35.71	1.00	36.71
9	6.36	70.84	32.08	0.90	32.98
10	6.56	72.83	28.75	0.81	29.56
11	6.76	74.83	25.76	0.72	26.48
12	6.95	76.82	23.09	0.65	23.74
13	7.15	78.82	20.74	0.58	21.32

14	7.34	80.81	18.68	0.52	19.20
15	7.54	82.81	16.86	0.47	17.34
16	7.74	84.80	15.27	0.43	15.70

Legenda :

H [m]	głębokość liczona od poziomu terenu
$\rho_{ZR}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	naprężenia pierwotne
$\rho_{ZS}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	naprężenia wtórne
$\rho_{ZD}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	naprężenia dodatkowe

### Sprawdzenie warunku stateczności z uwagi na wypór wody

Z uwagi na wysoki poziom wody gruntowej wytwarzana jest przez nią siła wyporu, którą musi zrównoważyć ciężar studni puste.

$$\text{Siła wyporu } W = 3,14 * 1,5^2 * 0,25 * (4,67 - 0,98) * 10 \text{ kN/m}^3 = 65,17 \text{ kN}$$

Warunek stateczności:

$$65,17 \text{ kN} * 1,35 = 87,99 \text{ kN} > 71,83 \text{ kN}$$

Wobec niespełnienia warunku stateczności z uwagi na wypór, należy zwiększyć ciężar płyty dennej, zwiększając jej grubość. Dodatkowy ciężar, który zrównoważy się z siłą wyporu wynosi  $87,99 - 71,83 = 16,16 \text{ kN}$ , co jest równoznaczne z dodatkową grubością płyty  $h = 0,37 \text{ m}$ .

**Ostatecznie należy przyjąć minimalną grubość płyty dennej  $h = 0,2 + 0,37 = 0,57 \text{ m}$**

Określenie oddziaływań od gruntu i prognoza zmian właściwości podłoża gruntowego w czasie

Zachowanie się podłoża w czasie budowy i eksploatacji	Naturalne, neutralne
Zmiany warunków wodnych	Z uwagi na napięte źródło wody podziemnej zachodzi obawa przebiccia hydraulicznego podczas wykonywania wykopu. Należy to bezwzględnie wziąć pod uwagę i zastosować środki zaradcze przeciwdziałające temu zjawisku.
Skurcz i pęcznienie gruntów	Mogą wystąpić te zjawiska, z uwagi na obecność w podłożu gruntów spoistych
Powierzchniowe ruchy masowe	Nie przewiduje się
Osiadanie zapadowe	Nie przewiduje się
Zmiany termiczne w gruncie	Nie wystąpią
Szkody górnicze	Nie dotyczy

Dokumentowane warunki geotechniczne w obszarze lokalizacji projektowanych obiektów budowlanych nie będą ulegały zmianie podczas ich budowy, w stopniu zmieniającym przyjęty na etapie projektowania sposób posadawiania obiektów. Warunkiem powyższego jest ochrona gruntów przed destrukcją wytrzymałościową, przestrzeganie zasad bezpiecznego prowadzenia robót ziemnych i fundamentowych, związanych przede wszystkim z zabezpieczeniem stateczności ścian wykopów, zabezpieczeniem stateczności fundamentów obiektów sąsiadujących, zabezpieczeniem wykopów przed zalewaniem wodami opadowymi i roztopowy-

mi, a także wodą i innymi substancjami z demontowanych lub przebudowywanych instalacji wodno-kanalizacyjnych.

Specyfikacja badań niezbędnych do zapewnienia wymaganej jakości robót ziemnych i specjalistycznych robót geotechnicznych

Dla zapewnienia wymaganej jakości robót ziemnych wskazane jest wykonanie oględzin oraz przeprowadzenie badań instrumentalnych i makroskopowych gruntów w wykopach.

Określenie szkodliwości oddziaływań wód gruntowych na obiekty budowlane i sposobów przeciwdziałania tym zagrożeniom

Ze względu na możliwą słabą, a miejscowo średnią agresywność środowiska wodno-gruntowego w stosunku do betonu, zaleca się zastosowanie, zgodnie z normami PN-82/B-0181 i PN-EN 206-1 ochrony materiałowo strukturalnej betonu, przyjmując klasę ekspozycji betonu XC4.

Ochrona powinna polegać na:

- zastosowaniu wyrobów z betonu klasy nie niższej niż C30/37,
- przyjęciu klasy wodnieprzepuszczalności betonu W8,
- zastosowaniu betonu o wskaźniku w/c nie większym niż 0,50,
- przyjęciu dopuszczalnej szerokość rozwarcia rys nie większa niż 0,20 mm,
- przyjęciu minimalnej grubości otulenia zbrojenia 25 mm,
- odpowiednie zagęszczenie betonu i jego pielęgnacja,
- zastosowaniu dodatkowo powłok izolujących od strony agresywnego środowiska, o grubości minimum 3 mm.

Dopuszcza się zastosowanie wyrobów z betonu niższej klasy i o gorszych parametrach cementowo-wodnych, np. C16/20, lecz koniecznością będzie w tym przypadku zastosowanie ochrony chemicznej w postaci powłoki z żywicy epoksydowej.

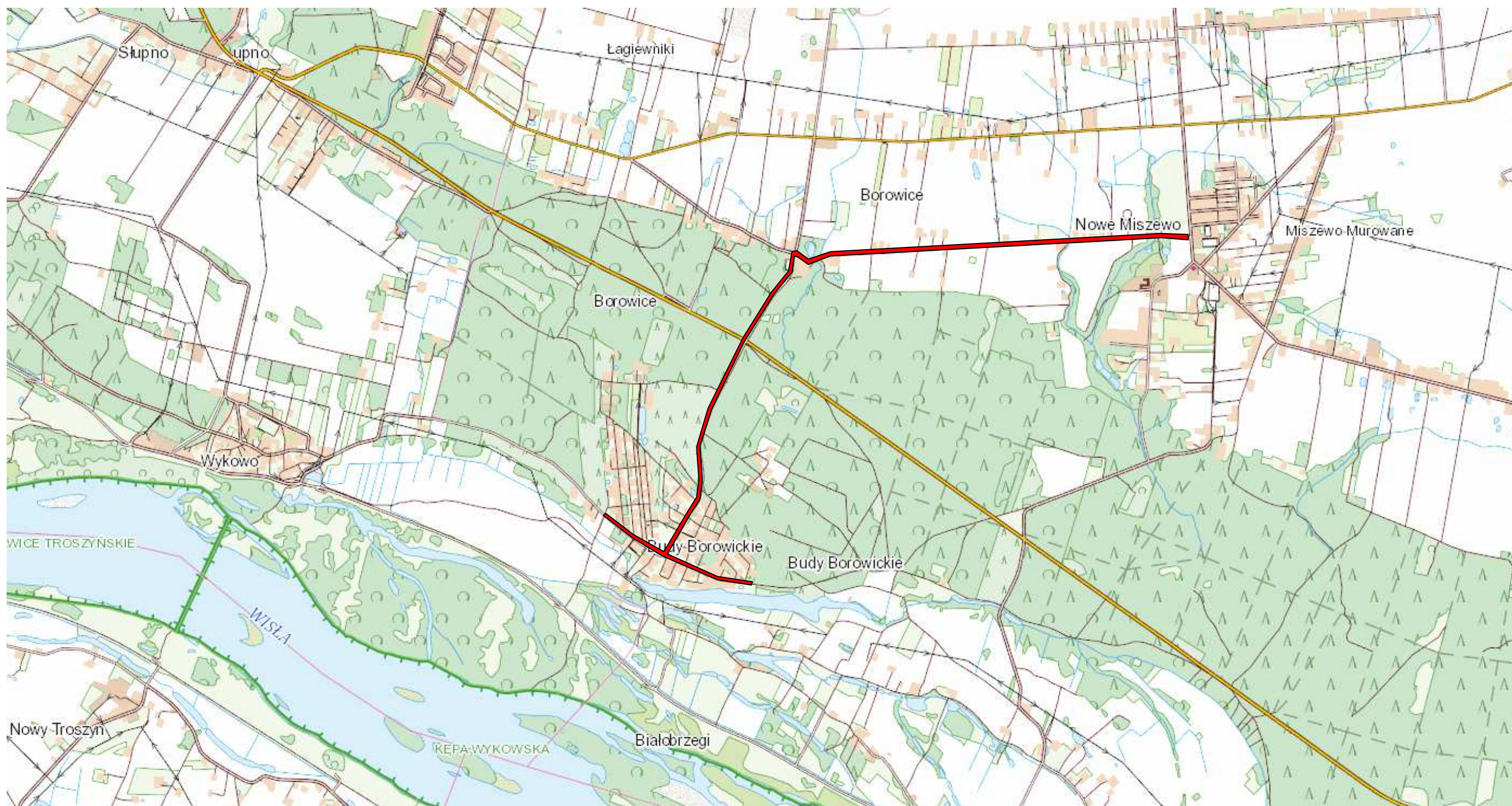
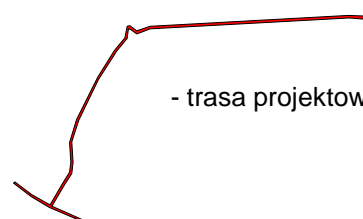


Określenie zakresu niezbędnego monitorowania wybudowanych obiektów budowlanych, obiektów sąsiadujących i otaczającego gruntu, niezbędnego do rozpoznania zagrożeń mogących wystąpić w trakcie robót budowlanych lub w ich wyniku oraz w czasie użytkowania obiektów budowlanych

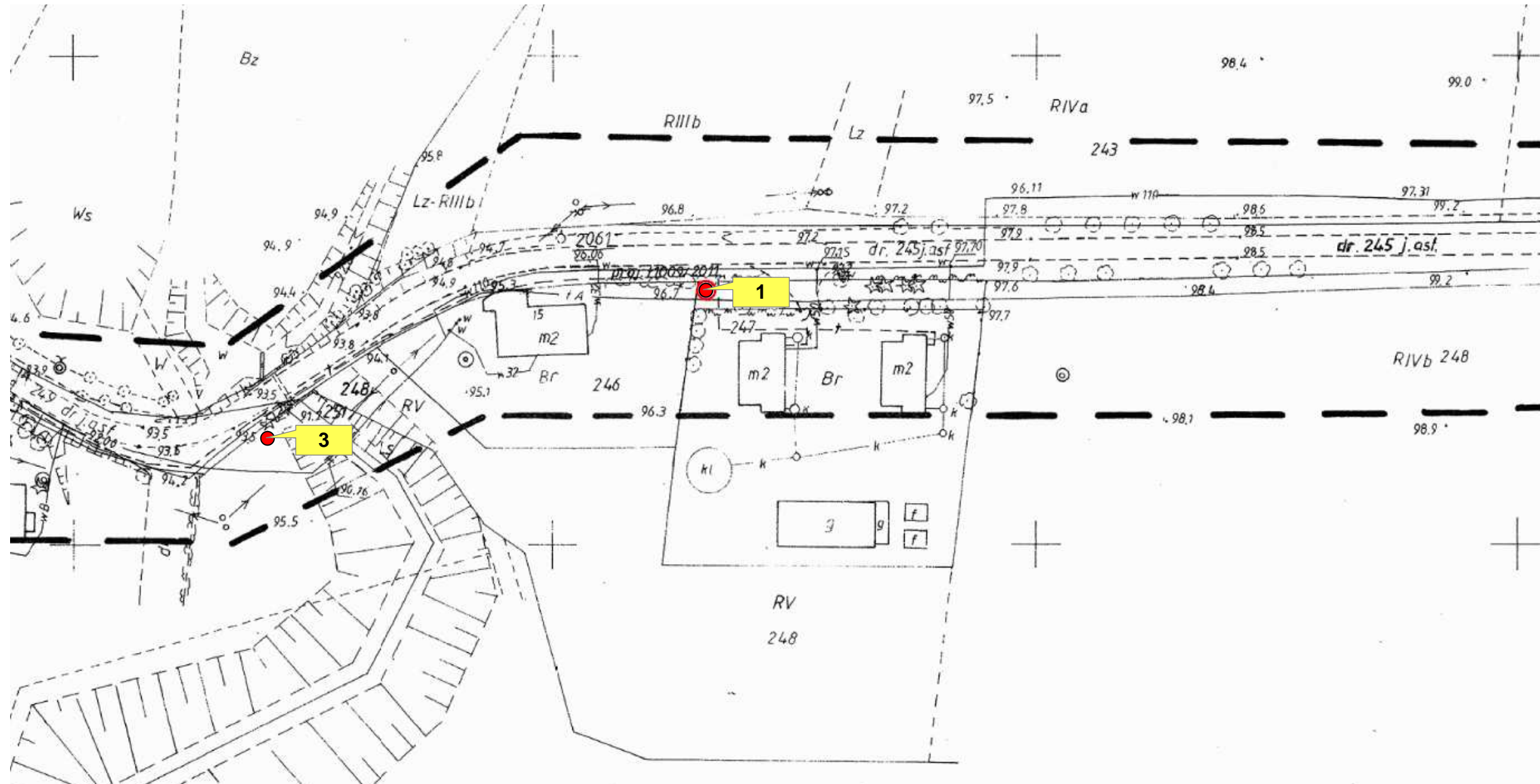
Dla obiektów zaliczonych do drugiej kategorii geotechnicznej, posadowionych na fundamentach bezpośrednich, zakres monitoringu można ograniczyć do typowego nadzoru robót w cza-

sie budowy i do okresowych przeglądów stanu technicznego obiektu w okresie jego eksploatacji.

**Słupno, kwiecień 2018 r.**

Temat: **Białobrzegi, Borowice, Nowe Miszewo, gm. Bodzanów - budowa sieci kanalizacji sanitarnej wraz z przyłączami****OBJAŚNIENIA:**

- trasa projektowanej sieci kanalizacji sanitarnej

Temat: **Borowice, gm. Bodzanów - budowa sieci kanalizacji sanitarnej wraz z przyłączami - przepompownia P2****OBJAŚNIENIA:**● **1** - położenie i numer punktu badawczego





**OBJAŚNIENIA SYMBOLI I ZNAKÓW***Symbolle geotechniczne gruntów wg normy PN-86/B-02480 (oraz późniejszych uzupełnień)***GRUNTY NASYPOWE**

- NB** - nasyp budowlany  
**NN** - nasyp nie budowlany (niekontrolowany)

**GRUNTY ORGANICZNE RODZIME**

- H** - grunt próchniczny  
**Nm** - namuł  
**T** - torf

**GRUNTY RODZIME MINERALNE**  
**(NIESKALISTE)**

- KO** - otoczaki  
**Ż** - żwir  
**Po** - pospółka  
**Pog** - pospółka gliniasta  
**Pr** - piasek gruby  
**Ps** - piasek średni  
**Pd** - piasek drobny  
**Pπ** - piasek pylasty  
**Pg** - piasek gliniasty  
**Πp** - pył piaszczysty  
**Π** - pył  
**Gp** - glina piaszczysta  
**G** - glina  
**Gπ** - glina pylasta  
**Gpz** - glina piaszczysta zwięzła  
**Gz** - glina zwięzła  
**Gπz** - glina pylasta zwięzła  
**Ip** - ił piaszczysty  
**I** - ił  
**Iπ** - ił pylasty

**WYSTĘPOWANIE WODY GRUNTOWEJ**

▼1,12 - ustabilizowany poziom zwierciadła wody

▽3,20 - nawiercony poziom zwierciadła wody

■ - grunty nawodnione

↑ ~~~~ - sączenie wody gruntowej  
o zwierciadle napiętym

**WILGOTNOŚĆ**

- su - suchy  
mw - mało wilgotny  
w - wilgotny  
nw - nawodniony

**ZAGESZCZENIE**

- ln - luźny  
szg - średnio zagęszczony  
zg - zagęszczony  
bzg - bardzo zagęszczony

**PLASTYCZNOŚĆ**

- zw - zwarty  
pzw - półzwarty  
tpl - twaroplastyczny  
pl - plastyczny  
mpl - miękkoplastyczny  
pł - płynny

**ZNAKI DODATKOWE**  
**DOTYCZĄCE OPISU GRUNTÓW**

- + - domieszki  
/ - na pograniczu  
// - przewarstwienia  
/// - laminy  
( ) - w nawiasie -określenia uzupełniające  
[ ] - w nawiasie -parametry przybliżone, o charakterze orientacyjnym

**ZNAKI DOTYCZĄCE OZNA-**  
**CZENIA WARSTW, LINII I PUNKTÓW**

● 1. - wiercenie badawcze

Temat: **Borowice, gm. Bodzanów - kanalizacja sanitarna - projektowana przepompownia P2**

<b>Lokalizacja obszaru badań:</b> - miejscowość: Borowice - gmina: Bodzanów - województwo: mazowieckie	<b>Dozór geologiczny:</b> - mgr Sebastian Molak upr. geol.: VII-1535
---	--

**System sondowania/wiercenia:** ręczny, okrężno-udarowy  
 objaśnienia symboli i znaków wg załącznika nr 3

Skala: 1: 30	PP - kPa	Stan gruntu $I_L / I_p / I_D$	Wilgotność	Poziom wody gruntowej w m ppt. ▽ - nawiercony ▼ - ustabilizowany	Profil litologiczny	Grubość warstwy w m	Opis litologiczny	Nr warstwy geotechnicznej	Stratygrafia
Głębokość w m ppt.									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

**Wykres sondowania dynamicznego  
sondą DPL - 10 kg wg PN-B-04452**

poziomo - stopień zagęszczenia  $I_D$   
 pionowo - głębokość w m ppt.

Data: 08.12.2017 r.		<b>Wiercenie nr 1</b>		Rzędna terenu w m npm.:	
1	0,1				
2	0,3				
3	0,5				
4	1,0				
5	1,3	20-40	mpl (0,57)	▼ 1,12	
6	1,6	60-80	pl (0,47)		
7	2,7	0-20	mpl (0,65)		
8	3,2	160-180	pl/tpl (0,25)	▲ 3,20	
9	3,5	-	zg (0,70)		
10	3,9	40-60	mpl (0,52)		
11	4,5	360-380	tpl (0,03)		

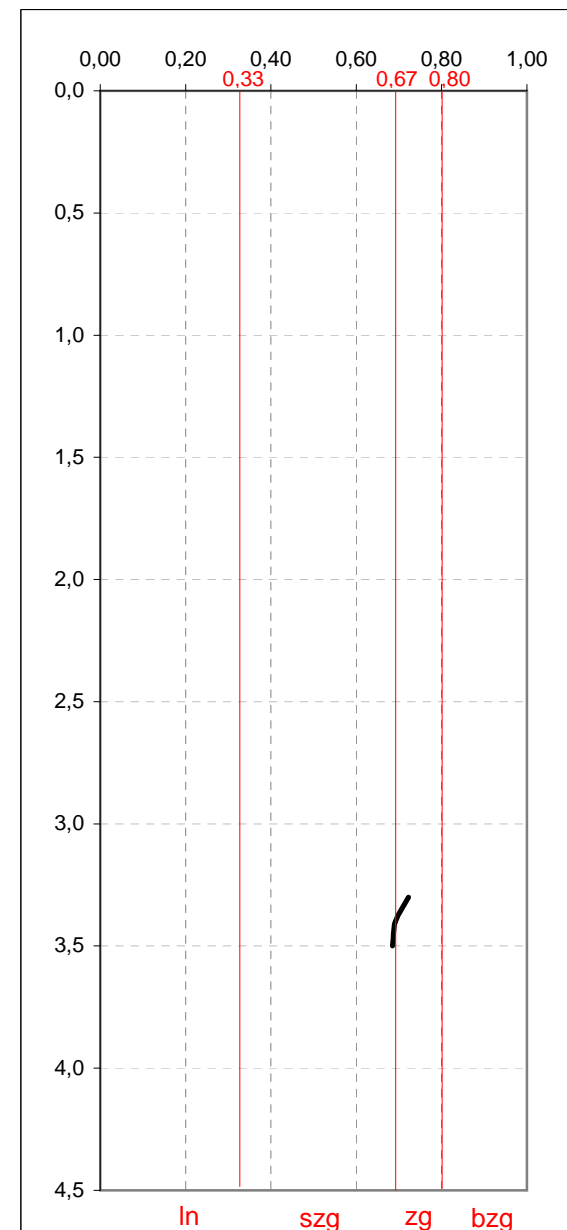
▼ 1,12

▲ 3,20

Holocen

Plejstocen

C Z W A R T O R Z E D



Temat: **Nowe Miszewo, gm. Bodzanów - kanalizacja sanitarna - projektowana przepompownia P3**

<b>Lokalizacja obszaru badań:</b> - miejscowość: Nowe Miszewo - gmina: Bodzanów - województwo: mazowieckie	<b>Dozór geologiczny:</b> - mgr Sebastian Molak upr. geol.: VII-1535
---	--

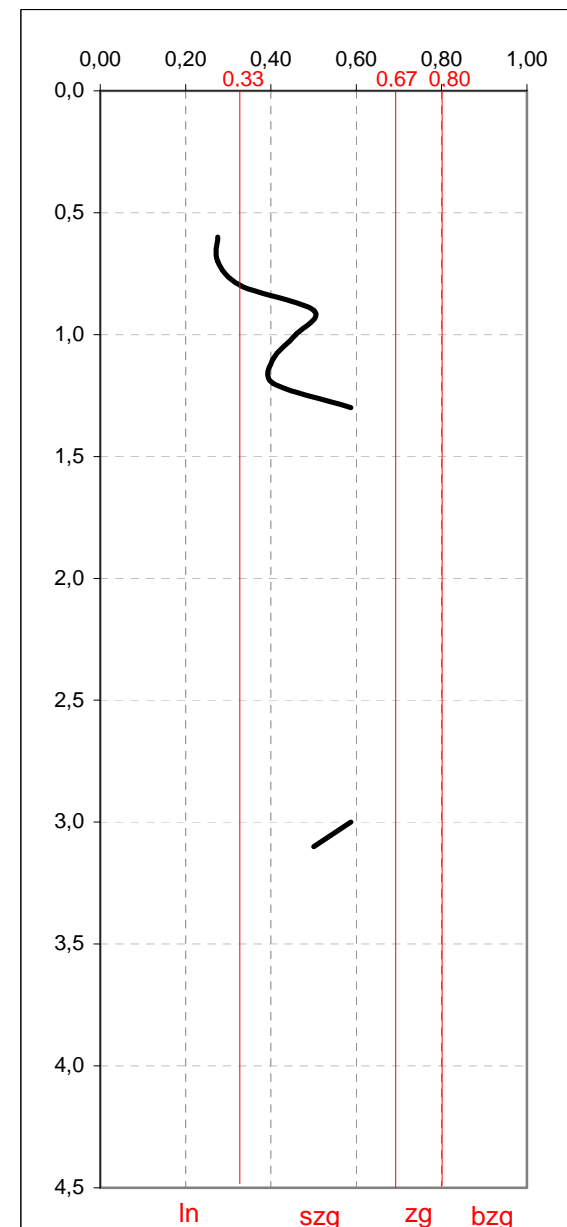
**System sondowania/wiercenia:** ręczny, okrężno-udarowy  
 objaśnienia symboli i znaków wg załącznika nr 3

Skala: 1: 30	PP - kPa	Stan gruntu $I_L / I_{s/r} / I_D$	Wilgotność	Poziom wody gruntowej w m ppt. ▽ - nawiercony ▼ - ustabilizowany	Profil litologiczny	Grubość warstwy w m	Opis litologiczny	Nr warstwy geotechnicznej	Stratygrafia
Głębokość w m ppt.									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

**Wykres sondowania dynamicznego  
sondą DPL - 10 kg wg PN-B-04452**

poziomo - stopień zagęszczenia  $I_D$   
 pionowo - głębokość w m ppt.

Data: 08.12.2017 r.		<b>Wiercenie nr 2</b>		Rzędna terenu w m npm.:	
1	0,3	-	-		
2	0,8	-	ln (0,29)	w	
3	1,3	-	szg (0,47)	w/ nw	▽ 0,98
4	1,9	20-40	mpl (0,57)		
5	2,2	40-60	mpl (0,52)	w	
6	2,7	-	-		
7	2,9	20-40	mpl (0,57)		▽ 2,90
8	3,1	-	szg (0,54)	nw	
9	4,5	140-160	pl (0,28)	w	



Temat: **Borowice, gm. Bodzanów - kanalizacja sanitarna**

<b>Lokalizacja obszaru badań:</b> - miejscowość: Borowice - gmina: Bodzanów - województwo: mazowieckie	<b>Dozór geologiczny:</b> - mgr Sebastian Molak upr. geol.: VII-1535
---	--

**System sondowania/wiercenia:** ręczny, okrężno-udarowy  
 objaśnienia symboli i znaków wg załącznika nr 3

Skala: 1: 30	PP - kPa	Stan gruntu $I_L / I_{sr} / I_D$	Wilgotność	Poziom wody gruntowej w m ppt. ▽ - nawiercony ▼ - ustabilizowany	Profil litologiczny	Grubość warstwy w m	Opis litologiczny	Nr warstwy geotechnicznej	Stratygrafia
Głębokość w m ppt.									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

**Wykres sondowania dynamicznego  
sondą DPL - 10 kg wg PN-B-04452**

poziomo - stopień zagęszczenia  $I_D$   
 pionowo - głębokość w m ppt.

Data: 12.02.2018 r. **Wiercenie nr 3** Rzędna terenu w m npm.:

Lp	Głębokość w m ppt.	PP - kPa	Stan gruntu	W	M	Profil litologiczny	Opis	Grubość warstwy w m	Stratygrafia
1	0,6	-	-	w		XXXXXX	H (Ph), c.szary-czarny	0,6	Holocen
2	1,1	-	-			XXXXXX	T (+Gy), brunatny	0,5	
3	1,8	-	-			XXXXXX	H, c.szary	0,7	
						▼ 1,80			
4	2,4	20-40	mpl (0,57)		m		Pg (+Ż) (+Pd), szary	0,6	Plejstocen
5	2,8	300-320	tpl (0,06)				Gp (+Ż), brązowa	0,4	
6	3,4	400-420	tpl (0,01)				Gz, szara	0,6	
7	4,1	180-200	tpl (0,22)	w			Gp, szara	0,7	
8	5,0	240-260	tpl (0,13)				Gpz, szara	0,9	

