


Zamawiający: Finansujący	<p style="text-align: center;">Gmina Miasto Koszalin Rynek Staromiejski 6-7 75-007 Koszalin NIP: 669-23-85-366</p>
Wykonawca:	<div style="text-align: center;">  <p>Test Land <small>Laboratorium Materiałów Budowlanych</small></p> <p>TESTLAND Laboratorium materiałów budowlanych S.C. ul. Chwarznieńska 87A, 81-602 Gdynia</p> </div>
Zadanie:	<p style="text-align: center;">"Rozbiórka i budowa wiaduktów drogowych w ciągu Alei Monte Cassino w Koszalinie"</p>
Tytuł dokumentacji:	<p style="text-align: center;">Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla określenia warunków posadowienia obiektów – wiaduktów w ciągu drogi krajowej nr 6 – ulicy Monte Cassino w Koszalinie (działki ew. nr 20/2, 19/2, 18, 16, 657, 1/4, 22/3, 23, 21/24 obr. ew. 0020, 604/18, 147 obr. ew. 0015) w ramach zadania inwestycyjnego pn.: „Rozbiórka i budowa wiaduktów drogowych w ciągu Alei Monte Cassino w Koszalinie”</p>
Zespół autorski:	<p>mgr Mateusz Klawikowski <i>Geolog</i> <i>upr. geologiczne kat. VII nr 1848</i></p> <p>mgr inż. Magdalena Marzec <i>Geotechnik</i></p> <p>inż. Mikołaj Grzybowski <i>Geolog</i></p> <p>mgr Zuzanna Wróbel <i>Geolog</i></p> <p>Agnieszka Grynda <i>Geolog</i></p> <p>Adam Rekść <i>Geolog</i></p> <p>Wojciech Drażkowski <i>Geolog</i></p>
Reprezentant wykonawcy dokumentacji	<p>Leszek Rekść</p>
<p>Gdynia, 03.2021 r.</p>	

CZĘŚĆ TEKSTOWA

1.	Wstęp.....	4
1.1.	Finansujący.....	4
1.2.	Wykonawca.....	4
2.	Położenie geograficzne i administracyjne dokumentowanego terenu	4
3.	Zagospodarowanie terenu badań	4
4.	Charakterystyka projektowanego obiektu budowlanego.....	5
4.1.	Wymagania techniczno-budowlane i kategoria geotechniczna projektowanej inwestycji.....	5
4.2.	Założenia technologiczne i konstrukcyjno-budowlane projektowanej inwestycji	6
4.3.	Opis obiektów budowlanych w rejonie planowanej inwestycji.....	6
5.	Budowa geologiczna i geomorfologia terenu projektowanej inwestycji.....	6
6.	Opis i ocena przeprowadzonych badań terenowych i laboratoryjnych	7
7.	Opis wyrobisk badawczych i obserwacji terenowych przeprowadzonych w rejonie badań	11
8.	Właściwości fizyczno-mechaniczne gruntów	11
9.	Warunki hydrogeologiczne	14
10.	Wyniki geologiczno-inżynierskich prac kartograficznych.....	15
11.	Warunki geologiczno-inżynierskie i prognoza wpływu projektowanej inwestycji na środowisko gruntowo-wodne.	16
12.	Zjawiska i procesy geodynamiczne oraz antropogeniczne w rejonie projektowanej inwestycji.....	17
13.	Prognoza zmian warunków geologiczno-inżynierskich mogących wystąpić podczas budowy, użytkowania i rozbiórki projektowanego obiektu budowlanego	17
14.	Lokalizacja i zasoby złóż kopalin przydatnych przy wykonywaniu projektowanej inwestycji.....	18
15.	Wskazania dotyczące sposobu posadowienia projektowanego obiektu budowlanego.....	18
16.	Ocena warunków geologiczno-inżynierskich na obszarach objętych działalnością górnictwem z uwzględnieniem działalności górniczej prowadzonej w przeszłości.....	20
17.	Wskazania dotyczące sposobów posadowienia fundamentów projektowanego obiektu budowlanego w obszarach morskich Rzeczypospolitej Polskiej.....	20
18.	Metody wzmocnienia podłoża gruntowego na podstawie wykonanych badań.....	20
19.	Zalecenia dotyczące prowadzenia monitoringu projektowanego obiektu budowlanego z uwzględnieniem jego kategorii geotechnicznej.....	21
20.	Bibliografia	22

CZĘŚĆ GRAFICZNA

- Załącznik nr D.1** - Karta informacyjna dokumentacji geologiczno-inżynierskiej
- Załącznik nr D.2** - Decyzja zatwierdzająca bez zastrzeżeń projekt robót geologicznych
- Załącznik nr 1.0** – Mapa topograficzna w skali 1:100 000
- Załącznik nr 2.1** – Mapa lokalizacji punktów badawczych w skali 1: 500
- Załącznik nr 2.2** – Mapa geologiczno – inżynierska w skali 1:1000
- Załącznik nr 2.3** – Mapa głębokości występowania gruntów słabonośnych z naniesioną ich miąższością w skali 1:1000
- Załącznik nr 2.4** – Mapa miąższości gruntów antropogenicznych w skali 1:1000
- Załącznik nr 2.5** – Mapa warunków budowlanych z naniesioną nośnością gruntów i głębokością występowania pierwszego poziomu zwierciadła wód podziemnych w skali 1:1000
- Załącznik nr 2.6** – Mapa poziomów wodonośnych z naniesioną głębokością ich występowania oraz ich miąższością w skali 1:1000
- Załącznik nr 2.7** – Mapa stropu utworów nieprzepuszczalnych z naniesioną ich miąższością w skali 1:1000
- Załącznik nr 2.8** – Mapa przepuszczalności gruntów na gł. 2,00 m p.p.t. w skali 1:1000
- Załącznik nr 2.9** – Mapa przepuszczalności gruntów na gł. 5,00 m p.p.t. w skali 1:1000
- Załącznik nr 2.10** - Mapa z naniesionymi osadami występującymi na głębokości 1,00 m od powierzchni terenu w skali 1:1000
- Załącznik nr 2.11** – Mapa obszarów zagrożonych podtopieniami w skali 1:1000
- Załącznik nr 2.12** – Mapa z naniesioną głębokością podłoża nośnego w skali 1:1000
- Załącznik nr 3.1** – Fragment SMGP w skali 1:50 00
- Załącznik nr 3.2** – Objaśnienia SMGP
- Załącznik nr 4.1** – Fragment MGSP arkusz A w skali 1:50 00
- Załącznik nr 4.2** – objaśnienia MGSP arkusz A
- Załącznik nr 5.1** - Fragment MGSP arkusz B 1:50 000
- Załącznik nr 5.2** – objaśnienia MGSP arkusz
- Załącznik nr 6.1** - Fragment mapy hydrogeologicznej Polski w skali 1:50 000
- Załącznik nr 6.2** – objaśnienia MHP
- Załącznik nr 7.1 – 7.14** – Karty otworów geologiczno - inżynierskich
- Załącznik nr 8.1 – 8.24** – Metryki sondowań statycznych CPTu i sondowań dynamicznych DPH
- Załącznik nr 9.1 – 9.10** – Przekroje geologiczno - inżynierskie
- Załącznik nr 10** – Tabela parametrów geologiczno - inżynierskich
- Załącznik nr 11.1 – 11.2** – Objaśnienia znaków i symboli
- Załącznik nr 12.1 – 12.31** Wyniki badań laboratoryjnych
- Załącznik nr 13** – Zestawienie badań laboratoryjnych – klasyfikacyjnych
- Załącznik nr 14** – Karta badań laboratoryjnych wody – analiza próbki wody dla oznaczenia agresywności wobec stali i betonu.
- Załącznik nr 15** – Kalibracja stożka CPTu
- Załącznik nr 16** – Licencja na wykorzystanie materiałów z państwowego zasobu geodezyjnego i kartograficznego

1. Wstęp

1.1. Finansujący

Zleceniodawcą i podmiotem finansującym badania geologiczne jest: Gmina Miasto Koszalin, Rynek Staromiejski 6-7, 75-007 Koszalin.

1.2. Wykonawca

Wykonawcą niniejszej dokumentacji geologiczno-inżynierskiej jest firma **TestLand Laboratorium Materiałów Budowlanych S.C.** z siedzibą w Gdyni 81-602 przy ul. Chwarznieńskiej 87A.

Dokumentację sporządzono w celu określenia warunków geologiczno-inżynierskich na potrzeby posadawiania obiektów budowlanych, z wyłączeniem obiektów budownictwa wodnego i obiektów budowlanych inwestycji liniowych.

2. Położenie geograficzne i administracyjne dokumentowanego terenu

Teren badań zlokalizowany jest w województwie zachodniopomorskim, na obszarze miasta Koszalin, w ciągu drogi krajowej nr 6 (ul. Aleja Monte Cassino) na działkach ewidencyjnych nr 20/2, 19/2, 18, 16, 657, 1/4, 22/3, 23, 21/24 obr. ew. 0020, 604/18, 147 obr. ew. 0015 (Zał. 1 oraz 2). Teren badań stanowią działki znajdujące się pod istniejącymi wiaduktami drogowymi w ciągu drogi krajowej nr 6 ul. Monte Cassino oraz działki na których znajdują się przyczółki istniejących wiaduktów. Istniejące wiadukty biegną nad rzeką Dzierżęcinką oraz nad ulicami ul. Dąbrowskiego i ul. Batalionów Chłopskich.

3. Zagospodarowanie terenu badań

Teren badań zlokalizowany jest na terenie miasta Koszalin w rejonie istniejących wiaduktów w ciągu drogi krajowej nr 6 biegnącej nad rzeką Dzierżęcinką, na działkach ewidencyjnych o nr 20/2, 19/2, 18, 16, 657, 1/4, 22/3, 23, 21/24 obr. ew. 0020, 604/18, 147 obr. ew. 0015. Nowoprojektowane wiadukty zostaną zaprojektowane w tej samej lokalizacji oraz o tych samych parametrach co istniejące wiadukty. Na działce nr 20/2 znajduje się droga dwujezdniowa (ul. Aleja Monte Cassino), po dwa pasy na jezdnię, pas zieleni oraz ciągi piesze wraz ze schodami prowadzącymi w kierunku ulicy Dąbrowskiego. Na terenie działki nr 20/2 znajdują się cztery istniejące podpory wiaduktów. Na działce 20/2 projektuje się dwie podpory wiaduktów tj. podpora P1 oraz P2. W obrębie działki nr 19/2 zlokalizowano drogę jednojezdniową, dwupasmową (ul. Dąbrowskiego). Powierzchnię działki nr 18 zajmuje 8 istniejących podpór wiaduktów na terenach zielonych. W tym miejscu projektowane są podpory P3 oraz P4. Na działce nr 16 zlokalizowani sześć istniejących podpór. Na tej działce projektuje się podpory P5 oraz P6. Na Działce 657 znajduje się odcinek ulicy Batalionów Chłopskich - droga jednojezdniowa, dwupasmowa. Fragment działki nr 1/4, na obszarze badań, zajmowany jest przez fragment wiaduktów w ciągu alei Monte Cassino wraz z dwiema istniejącymi podporami oraz schodami, które łączą ciąg pieszy ulicy Batalionów Chłopskich z ul. Aleją Monte Cassino. Na działce projektuje się podporę P7. Działki nr 20/2, 19/2, 18, 16, 657, 1/4 oraz 147

uzbrojone są w instalacje teletechniczne, energetyczne, wodociągowe, gazowe oraz kanalizację deszczową. Działka nr 21/24 ciągnie się wzdłuż zbocza pokrytego roślinnością w postaci drzew i krzewów. Działka uzbrojona jest w sieć energetyczną. Działka nr 22/3 w obszarze badań zajmowana jest przez obszary zielone wraz z pojedynczymi drzewami i krzewami. Działka uzbrojona jest w sieć energetyczną, wodociągową oraz kanalizację deszczową. Działka nr 23 wykorzystywana jest przez jedną ścieżkę asfaltową oraz jedną drogę gruntową na terenach zielonych. Działka jest uzbrojona w sieć energetyczną. Działka nr 604/18 ciągnie się na terenach zielonych, wzdłuż zbocza przyczółka wiaduktów oraz schodów. Działka nr 604/18 uzbrojona jest w sieć energetyczną oraz gazową. Działka nr 147 ciągnie się wzdłuż zbocza przyczółka wiaduktów oraz schodów. Działka zajmuje tereny zielone wraz z pojedynczymi drzewami oraz krzewami.

4. Charakterystyka projektowanego obiektu budowlanego

Projektowane wiadukty w ciągu ul. Aleją Monte Cassino zostaną wybudowane w lokalizacji istniejących wiaduktów z wykorzystaniem istniejących przyczółków. Zakłada się wykonanie przekroju drogowego spełniającego aktualne wymagania przepisów. Dla każdego obiektu przyjęto po dwa pasy ruchu (2x3,5m), od strony wewnętrznej obiektu założono barierę na kapie, natomiast od strony zewnętrznej chodnik dla pieszych o szerokości 2m i ciąg pieszo-rowerowy o szerokości 3m, oddzielony od jezdni barierą, oraz zakończony balustradą od zewnętrznej strony kapy. Układ i rozstaw podpór określony zostanie na etapie projektu budowlanego i wykonawczego, po szczegółowej analizie zmierzającej do zminimalizowania przebudów istniejących sieci uzbrojenia podziemnego i naziemnego. Na obecnym etapie prac projektowych zakłada się następujące parametry:

- Szerokość całkowita mostu: jezdnia północna 11,8 – 12,9m / jezdnia południowa 11,0 – 12,9 m.
- Długość ustroju nośnego: jezdnia północna ~ 185,0 m / jezdnia południowa ~ 185,0 m.
- Szerokość ciągu pieszo-rowerowego: jezdnia północna 2,0 – 3,0 m / jezdnia południowa 2,0 – 3,0 m.
- Światło poziome: jezdnia północna >900,0 m / jezdnia południowa >900,0 m.
- Kąt skosu: jezdnia północna 90° / jezdnia południowa 90°.
- Klasa nośności: nośność klasy I wg PN-EN 1991-2 Eurokod-1 oraz obciążenie pojazdem specjalnym wg Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 63, poz. 735 z późn. zm.)

4.1. Wymagania techniczno-budowlane i kategoria geotechniczna projektowanej inwestycji

Projektowane wiadukty w ciągu ul. Aleją Monte Cassino winny spełniać wymagania techniczno-budowlane przedstawione w rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 1 sierpnia 2019 r zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. Projektowane wiadukty zostały zakwalifikowane do II kategorii geotechnicznej zgodnie z [4]:

„(...) **druga kategoria geotechniczna**, która obejmuje obiekty budowlane posadowiane w prostych i złożonych warunkach gruntowych, wymagające ilościowej i jakościowej oceny danych geotechnicznych i ich analizy, takie jak:

a) fundamenty bezpośrednie lub głębokie,

b) ściany oporowe lub inne konstrukcje oporowe, z zastrzeżeniem pkt 1 lit. b, utrzymujące grunt lub wodę,

c) wykopy, nasypy budowlane, z zastrzeżeniem pkt 1 lit. c, oraz inne budowle ziemne,

d) przyczółki i filary mostowe oraz nabrzeża,

e) kotwy gruntowe i inne systemy kotwiące; ”

4.2. Założenia technologiczne i konstrukcyjno-budowlane projektowanej inwestycji

Zakłada się, że ustrój nośny będą stanowić dźwigary (betonowe lub stalowe) zespolone z żelbetową płytą pomostową o gr. 25cm. Płyta będzie wyposażona w obustronne wsporniki. Ustrój będzie zakończony obustronnie modułowym urządzeniem dylatacyjnym. Płytę ustroju nośnego zakłada się wykonać z betonu B50 (C40/50). Przyczółki wykonane zostaną jako masywne, żelbetowe. W celu utrzymania nasypu drogowego zaprojektowano skrzydło równoległe do osi drogi. Ścianka zapleczna będzie posiadała ukształtowany wspornik w celu oparcia monolitycznej płyty przejściowej.

4.3. Opis obiektów budowlanych w rejonie planowanej inwestycji

W rejonie planowanej inwestycji znajdują się obecnie dwa wiadukty w ciągu ul. Alei Monte Cassino (w ciągu drogi krajowej nr 6), wiadukt część północna (kierunek Szczecin) o nr ew. JN1 31000482 i wiadukt część południowa (kierunek Gdańsk) o nr ew. JN1 31000481. Powstanie obiektów datowane jest na rok 1971. Wiadukty posiadają po dwa pasy ruchu biegnące po 10 przęsłach. Konstrukcja przęsła jest wolnopodparta. Każde przęsło zbudowane jest z 5 belek typu WBS. Belki połączone są poprzecznkami – 2 poprzeczki podporowe i 3 przęsłowe na jedno przęsło. Konstrukcja wiaduktów wsparta jest na podporach. Sposób posadowienia fundamentów jest nie znany. Prawdopodobnie do posadowienia zastosowano pale Franki. Obecnie istniejące wiadukty w ciągu ul. Alei Monte Cassino są wyłączone z ruchu. Stan istniejących wiaduktów jest zły. Istniejące obiekty wykazują mnogość uszkodzeń – rysy, spękania, degradacja betonu, korozja zbrojenia [26]. Istniejące wiadukty przeznaczono do rozbiórki.

5. Budowa geologiczna i geomorfologia terenu projektowanej inwestycji

Na podstawie Szczegółowej Mapy Geologicznej Polski w skali 1:50000 ustalono, że w rejonie badań najstarszymi nawierconymi osadami są kredowe margle i wapienie. Powyżej udokumentowano występowanie osadów paleogeńskich i neogeńskich w postaci ilów, mułków i piasków kwarcowych. Osady czwartorzędowe, plejstoceniowe występujące w rejonie badań to gliny zwałowe, ropy i mułki zastoiskowe oraz piaski i żwiry wodnolodowcowe. Najmłodsze osady wieku

holocenijskiego występują w formie gruntów organicznych – namulów i namulów piaszczystych, gruntów mineralnych z domieszkami gruntów organicznych oraz nasypów niekontrolowanych.

Pod względem tektonicznym teren badań leży na pograniczu dwóch jednostek tektonicznych: niecki brzeżnej będącej częścią prekambryjskiej platformy wschodnioeuropejskiej oraz wału kujawsko-pomorskiego. Przywołane jednostki oddzielone są strefą Teiseyr'a – Tornquista (strefa T-T). Zaburzenia glacitektoniczne występują głównie w obszarze głębszych warstw wieku mioceńskiego oraz starszego plejstocenu, powstałe w wyniku transgresji lądolodu (Zlodowacenie Wisły – Stadiał górny).

Pod względem geomorfologicznym teren badań stanowi część mezoregionu Równina Białogardzka, leżącego pomiędzy Równiną Gryficką na zachodzie a wałem morenowym Góry Chełmskiej na wschodzie. Teren badań obejmuje fragment wysoczyzny morenowej falistej, na której zlokalizowano przyczółki istniejących wiaduktów w ciągu Al. Monte Cassino. Wysoczyznę morenową falistą przecina dolina rzeki Dzierżęcinki, w obrębie której znajdują się filary wiaduktów. Wzdłuż rzeki Dzierżęcinki rozciągają się równiny zastoiskowe sięgające ku podstawom zboczy wysoczyzn morenowych.

6. Opis i ocena przeprowadzonych badań terenowych i laboratoryjnych

W ramach prac terenowych wykonano **35 punktów badawczych – 14 otworów wiertniczych rurowanych, 21 sondowań statycznych CPTU oraz 3 sondowania dynamiczne DPH**. Badania terenowe (otwory wiertnicze, sondy CPTU) i laboratoryjne przeprowadzono zgodnie z terminem zgłoszenia robót tj. 25.01 – 12.02.2021r. Jednak z uwagi na niekorzystne warunki gruntowo – wodne oraz niesprzyjające warunki atmosferyczne konieczne było wykonanie sondowań dynamicznych DPH w terminie do 15.02.2021r.

Lokalizację punktów badawczych przedstawiono na mapie dokumentacyjnej - załącznik nr 2.1. Zakres prac obejmował:

- 10 otworów badawczych mechaniczno-obrotowych, rurowanych (świder ślimakowy $\varnothing 130$ mm, rury osłonowe $\varnothing 160$ mm) do głębokości 15,0 m p.p.t,
- 4 otwory badawcze mechaniczno-obrotowe, rurowane (świder ślimakowy $\varnothing 130$ mm, rury osłonowe $\varnothing 160$ mm) do głębokości 16,0 m p.p.t,
- 21 sondowań statycznych CPTU o głębokości od 10,31 m p.p.t do 15,86 m p.p.t.
- 3 sondowania dynamiczne DPH do głębokości od 15,0 m p.p.t. do 16,0 m p.p.t.

Ze względu na występowanie w podłożu gruntowym warstw antropogenicznych – nasypów niekontrolowanych oraz warstw gruntów o niskich parametrach wytrzymałościowych w przypowierzchniowej strefie, wykonawca sondowań statycznych nie mógł efektywnie zakotwić urządzenia do sondowań statycznych. Ponadto w czasie sondowania gdy elektrostożek pogrążany jest w warstwy słabe, a następnie przechodzi w grunty nośne, następuje skokowy przyrostu oporu na stożku qc, który prowadzi do wybożenia żerdzi. Efektem tego jest wychylenie stożka pomiarowego od pionu. Kiedy wartość wychylenia stożka od pionu przekroczy wartość określoną przez producenta jako bezpieczną, nie ma możliwości

kontynuowania badania. Zignorowanie faktu dużego wychylenia stożka od pionu może skutkować uszkodzeniem stożka, złamaniem żerdzi lub uzyskaniem niemiernodajnych wyników – szczególnie wartości określającej opór stożka na pobocznicę (fs). W sytuacji gdy sondowanie statyczne zakończone w stropie warstwy nośnej, a jej ciągłość i litologię potwierdzono wierceniem badawczym, dalsze sondowanie wykonano przy użyciu sondy dynamicznej DPH w lokalizacji sondy CPTu. Wszelkie zmiany w technologii sondowań skonsultowano i wykonano w porozumieniu z Zamawiającym i Projektantem.

Łączny metraż wykonanych otworów badawczych wynosi **214,00 mb**, sondowań statycznych **283,25 mb** oraz sondowań dynamicznych **46,00 mb**. Mapę lokalizacji punktów badawczych sporządzono na podkładzie aktualnej mapy zasadniczej udostępnionej przez Finansującego badania geologiczno-inżynierskie, na podstawie licencji do wykorzystywania materiałów z państwowego zasobu geodezyjnego i kartograficznego (załącznik nr 16). Punkty badawcze zlokalizowano w taki sposób aby nie kolidowały z podziemnymi sieciami uzbrojenia terenu (gazociągi, ciepłociągi, wodociągi, kanalizacje sanitarne i deszczowe, linie energetyczne, linie telefoniczne/teletechniczne/światłowodowe).

Z powodu obfitych opadów śniegu i oblodzenia skarp przyczółków istniejących wiaduktów, wykonawca badań nie był w stanie bezpiecznie ustawić maszyny wierzącej w lokalizacjach punktów badawczych tj. OG-1.2, OG-1.1, OG-7.1, OG-7.2 CPT-1.3 oraz CPT-7.5 Punkty te zostały przesunięte w stronę podstawy przyczółków zgodnie z mapą dokumentacyjną zał. nr 2.1, wyłącznie w granicach działek objętych PRG:

- OG-1.1 przesunięto w kierunku północno-wschodnim od początkowej lokalizacji o 6,3 m;
- OG-1.2 przesunięto w kierunku północno-wschodnim od początkowej lokalizacji o 6,7 m;
- OG-7.1 przesunięto w kierunku południowo-zachodnim od początkowej lokalizacji o 5,0 m;
- OG-7.2 przesunięto w kierunku południowo-zachodnim od początkowej lokalizacji o 3,2 m;
- CPT-1.3 przesunięto w kierunku północno-wschodnim od początkowej lokalizacji o 7,0 m;
- CPT-7.5 przesunięto w kierunku południowo-zachodnim od początkowej lokalizacji o 2,3 m.

Przesunięte w terenie otwory badawcze nie wpłynęły na rozpoznanie geologiczno – inżynierskie. Przeprowadzony zakres badań jest wystarczający, nie ma konieczności wykonywania dodatkowych badań uzupełniających w obrębie planowanej inwestycji. Zmiana lokalizacji punktów badawczych została uzgodniona oraz zaakcentowana przez Projektanta obiektu.

Rodzaj, głębokość, ilość oraz lokalizację wierceń i sondowań ustalono w oparciu o materiały archiwalne, po uzgodnieniu z Projektantem i Zamawiającym oraz na podstawie „Wytyczne wykonywania badań podłoża gruntowego na potrzeby budownictwa drogowego. Część 1: Wytyczne badań podłoża budowlanego w drogownictwie.”, rozporządzenia oraz norm [18][19].

Wiercenia badawcze:

Wiercenia badawcze mają na celu udokumentowanie litologii badanego rejonu. Polegają na pogrążaniu przewodu wiertniczego w grunt – najpowszechniej stosowanym rodzajem przewodu wiertniczego w badaniach geologiczno-inżynierskich są świdy ślimakowe. Do pogrążania przewodu wiertniczego najczęściej używa się wiertnic mechanicznych

lub zestawów do wierceń ręcznych. Zwiercony grunt wydobywa się z otworu na świdrach. Świdry pogrąża się w grunt łącząc kolejne elementy przewodu wiertniczego w coraz dłuższy, aż do osiągnięcia zakładanej głębokości. W czasie wiercenia, gdy dojdzie do nawiercenia warstwy gruntów nawodnionych, do otworu zapuszcza się rury osłonowe. Dzięki rurowaniu otworów badawczych możliwe jest odcięcie dopływu wody do otworu i otrzymywanie próbek o naturalnej wilgotności.

W ramach wierceń badawczych wykonano:

- 10 otworów badawczych mechaniczno-obrotowych, rurowanych (świder ślimakowy $\varnothing 130$ mm, rury osłonowe $\varnothing 160$ mm) do głębokości 15,0 m p.p.t,
- 4 otwory badawcze mechaniczno-obrotowe, rurowane (świder ślimakowy $\varnothing 130$ mm, rury osłonowe $\varnothing 160$ mm) do głębokości 16,0 m p.p.t.

Otwory badawcze wykonano wiertnicą mechaniczną na podwoziu gąsienicowym, mechaniczno-obrotowe, świdrami ślimakowymi $\varnothing 130$ mm w rurach osłonowych $\varnothing 160$ mm. W czasie wierceń sporządzono profile litologiczne (karty otworów badawczych), wykonano ocenę makroskopową gruntów oraz pobrano próbki **kategorii B (klasy 3-5)**, które po zabezpieczeniu przetransportowano do laboratorium firmy **TESTLAND Laboratorium materiałów budowlanych S.C.** Po nawierceniu zwierciadła wód gruntowych wykonano jego pomiary miernikiem akustycznym. Pobrano 6 próbek wody gruntowej w celu określenia podstawowych parametrów chemicznych oraz agresywności względem stali i betonu.

Po wykonaniu odwiertów, wszystkie otwory zostały zlikwidowane poprzez zasypanie urobkiem zgodnie z kolejnością nawierconych warstw.

Sondowania statyczne CPTU:

Sondowania statyczne CPTU polegają na pogrążaniu w grunt stożka pomiarowego z systemem rejestrującym parametry gruntu „in situ”. Podczas badania rejestruje się pomiary oporu na stożku **qc**, oporu na poboczniczy stożka **fs** oraz ciśnienie porowe **u2**. Dodatkowo mierzone są takie parametry jak odchylenie od pionu stożka (inklinacja), prędkość penetracji oraz głębokość.

W ramach sondowań statycznych wykonano 21 sondowań statycznych CPTU o głębokości od 10,31 m p.p.t do 15,86 m p.p.t. Sondowania statyczne CPTU wykonano przy użyciu elektrostożka umożliwiającego pomiary oporu na stożku **qc**, oporu na poboczniczy stożka **fs** oraz ciśnienie porowe **u2**.

Do opracowania wyników sondowań statycznych posłużono się następującymi wzorami:

Parametry wiodące tj. I_D - stopień zagęszczenia oraz I_L - stopień plastyczności wg [18,19].

$$I_D = 0,709 \log q_c - 0,165$$

$$I_L = 0,518 - 0,653 \log q_c$$

grunty spoiste - $f_i = 10 - 30 \%$

$$I_L = 0,729 - 0,736 \log q_c$$

grunty spoiste - $f_i < 10 \%$

Parametry wytrzymałościowe tj ϕ' - kąt tarcia wewnętrzznego oraz S_u - niedrenowana wytrzymałość na ścinanie wg [18, 19].

$$\phi' = 13,5 \times \lg q_c + 23,$$

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k}$$

Sondowania dynamiczne DPH:

Sondowanie dynamiczne polega na pomiarze stopnia zagęszczenia gruntu poprzez wbijanie w grunt stalowych żerdzi wycechowanych co 0,1 m, zakończonych stożkiem. Wbijanie odbywa się przy użyciu odważnika – w przypadku sondowań dynamicznych DPH waga odważnika wbijającego żerdzie wynosi 50 kg [16], [15].

Sondowania dynamiczne DPH wykonano zamiennie w lokalizacjach sondowań CPTU nr:

- CPT-1.5 – sondowanie statyczne zakończono na gł. 6,82 m/ sondowanie dynamiczne DPH zakończono na gł. 15,0 m
- CPT-5.5 – sondowanie statyczne zakończono na gł. 11,34 m/ sondowanie dynamiczne DPH zakończono na gł. 15,0 m
- CPT-7.4 – sondowanie statyczne zakończono na gł. 8,51 m/ sondowanie dynamiczne DPH zakończono na gł. 15,0 m

Badania laboratoryjne

W ramach badań laboratoryjnych wykonano oznaczenia:

- Wilgotności naturalnej - ilość oznaczeń: 30,
- Analiza granulometryczna – ilość oznaczeń: 30,
- Oznaczenie agresywności wody wobec stali i betonu oraz podstawowych parametrów chemicznych – ilość oznaczeń 6.
Próbki wody poprano z otworów: OG-1.1 gł. 4,0 p.p.t (próbka P1), OG-2.2 gł. 5,5 m p.p.t. (próbka P2), OG-4.1 gł. 10,0 m p.p.t. (próbka P3), OG-5.2 gł. 12,0 p.p.t. (próbka P4), OG-7.1 gł. 7,5 m p.t. (próbka P5) oraz OG-7.2 gł. 6,5 m p.p.t (próbka P6).

Wyniki wykonanych badań laboratoryjnych stanowią załączniki nr 12.0 i 13.0 natomiast wyniki przeprowadzonych badań wody oraz wartości graniczne klas ekspozycji według PN-EN 206-1:2003 dotyczące agresywności chemicznej (korozyjnej) wody gruntowej, pozwalają sklasyfikować wodę jako XA1 (Zał. 14).

Analizę próbek wody przeprowadzono w laboratorium Uniwersytetu Gdańskiego przez Prof. dr hab. inż. Tadeusza Ossowskiego - Kierownik Katedry Chemii Analitycznej Wydział Chemii Uniwersytetu Gdańskiego ul. Wita Stwosza 63, 80-308 Gdańsk.

Ocena przeprowadzonych badań terenowych i laboratoryjnych

Zakres przeprowadzonych badań terenowych i laboratoryjnych wykonanych na potrzeby rozpoznania warunków gruntowo-wodnych dla projektowanej inwestycji ocenia się jako wystarczający. Na podstawie wykonanych wierceń badawczych określono budowę litologiczną badanego podłoża, określić rodzaj gruntu oraz poziom występowania zwierciadła wody gruntowej. Zastosowanie sondowań dynamicznych DPH oraz sondowań statycznych CPTu pozwoliło na określenie stanu zalegających gruntów oraz parametrów geotechnicznych potrzebnych do celów projektowych. W celu określenia właściwości fizycznych i chemicznych nawierconych gruntów, wykonano specjalistyczne badania laboratoryjne. Analizie laboratoryjnej poddano również, próbki wody gruntowej, której wyniki pozwoliły na określaniu agresywności w stosunku do betonu.

7. Opis wyrobisk badawczych i obserwacji terenowych przeprowadzonych w rejonie badań

W rejonie badań nie wykonano wyrobisk badawczych. Punkty dokumentacyjne zostały wykonane w formie otworów badawczych i sondowań.

Na podstawie obserwacji terenowych zweryfikowano materiały archiwalne w tym mapę topograficzną oraz mapę do celów projektowych. Ustalono zbieżność morfologii terenu z mapą topograficzną. Zlokalizowano i zidentyfikowano sieci uzbrojenia podziemnego. Przed przystąpieniem do badań terenowych wszystkie sieci uzbrojenia podziemnego zlokalizowane w pobliżu planowanych punktów dokumentacyjnych zostały geodezyjnie wytyczone i oznaczone w terenie. Prowadzono obserwacje pod kątem lokalizacji występowania procesów geodynamicznych, szczególnie w rejonie przyczółków i podpór istniejących wiaduktów. Nie zaobserwowano zjawisk geodynamicznych. W ramach obserwacji terenowych dokonano pomiaru zwierciadła wody w rzece Dzierżęcince oraz dokonano weryfikacji i oceny stopnia zagospodarowania terenu badań. Obserwacje terenowe potwierdziły występowanie licznych uszkodzeń istniejących wiaduktów - rysy, spękania, degradacja betonu, korozja zbrojenia.

8. Właściwości fizyczno-mechaniczne gruntów

Badania terenowe i laboratoryjne przeprowadzono na przełomie stycznia i lutego 2021 r. pod dozorem geologicznym mgr Mateusza Klawikowskiego – uprawnienia geologicznych kat. XI-094/POM oraz kat. VII-1848 na podstawie zatwierdzonego projektu robót geologicznych [27]. Na podstawie przeprowadzonych badań terenowych i laboratoryjnych rozpoznano szczegółową budowę geologiczną rejonu projektowanej inwestycji. Ustalono, że przypowierzchniową warstwę gruntu stanowią grunty antropogeniczne w postaci nasypów niekontrolowanych o zróżnicowanym składzie. W skład nasypów niekontrolowanych wchodzi humus, grunty niespoiste, grunty spoiste, grunty organiczne oraz gruz betonowy, gruz ceglany i kamienie. Poniżej warstw antropogenicznych udokumentowano występowanie gruntów organicznych, gruntów mineralnych spoistych i niespoistych z dodatkiem części organicznych oraz gruntów mineralnych niespoistych. Warstwy gruntów organicznych bezpośrednio pod warstwą nasypów niekontrolowanych występują w otworach: OG-1.2,

OG-2.1, OG-3.1, OG-6.2. Nawiercone grunty organiczne występują w postaci namulów, namulów piaszczystych w stanie bardzo miękkoplastycznym i miękkoplastycznym. W pozostałych otworach poniżej warstwy nasypów niekontrolowanych nawiercono grunty mineralne niespoiste w postaci piasków pylastych, piasków drobnych, piasków średnich i żwirów oraz grunty mineralne spoiste w postaci pyłów piaszczystych, piasków gliniastych glin piaszczystych, glin piaszczystych z dodatkiem żwiru i/lub kamieni. Nawiercone grunty niespoiste charakteryzują się zróżnicowanym stopniem zagęszczenia, który wyraźnie zmienia się wraz z głębokością zalegania. Przypowierzchniowe warstwy gruntów niespoistych występują w stanie bardzo luźnym lub luźnym, głębiej zalegające występują w stanie średnio zagęszczonym i zagęszczonym. Nawiercone grunty niespoiste występują w strefie saturacji, w stanie nawodnionym. Grunty mineralne spoiste nawiercone w rejonie badań występują w stanie od bardzo miękkoplastycznego do twardoplastycznego. Nawiercone grunty spoiste w postaci pyłów i pyłów piaszczystych wykazują właściwości tiksotropowe, w warunkach występowania silnych drgań mogą ulec uplastycznieniu lub upłynnieniu. Szczegółowe informacje dotyczące budowy geologicznej rejonu badań przedstawiono na załączonych kartach otworów (zał. nr 7), metrykach sondowań (zał. nr 8) oraz przekrojach geotechnicznych (zał. nr 9).

Na podstawie przeprowadzonych badań terenowych i laboratoryjnych określono rodzaj gruntów, ich stan oraz parametry geotechniczne – tabela parametrów geotechnicznych (załącznik nr 10). Przeprowadzone prace terenowe i laboratoryjne pozwoliły sklasyfikować nawiercone grunty w **warstwy geotechniczne**:

Warstwa geotechniczna Ia – Nasypy niekontrolowane zbudowane z gruntów niespoistych z dodatkiem gruntów spoistych, gruntów organicznych, gruzu ceglanego i gruzu betonowego o średnim I_D 0,26 i średnim q_c 4,60 MPa – w stanie luźnym.

Warstwa geotechniczna Ib – Nasypy niekontrolowane zbudowane z gruntów spoistych z dodatkiem gruntów niespoistych, gruntów organicznych, gruzu ceglanego i gruzu betonowego o średnim I_L 0,68 i średnim q_c 1,21 MPa – w stanie miękkoplastycznym.

Uwaga: Ze względu na zróżnicowany skład nasypów niekontrolowanych dla warstw geotechnicznych Ia i Ib nie wyznaczono parametrów wytrzymałościowych.

Warstwa geotechniczna Iia – Namuły, namuły piaszczyste, namuły z dodatkiem pyłu, namuły piaszczyste przewarstwione torfem, namuły piaszczyste przewarstwione żwirem, pyły piaszczyste z dodatkiem próchnicy o I_L w zakresie 0,67 ÷ 0,96 i q_c w zakresie 0,49 ÷ 1,16 MPa – w stanie od miękkoplastycznego do bardzo miękkoplastycznego.

Warstwa geotechniczna lib – Pyły z dodatkiem próchnicy o średnim I_L 0,34 i średnim q_c 2,15 MPa – w stanie plastycznym.

Warstwa geotechniczna lic – Piaski drobne przewarstwione torfem, piaski próchnicze, piaski drobne przewarstwione namulem piaszczystym o średnim I_D 0,11 i średnim q_c 2,37 – w stanie bardzo luźnym.

Warstwa geotechniczna Iiia – Piaski gliniaste z kamieniami, gliny piaszczyste o średnim I_L 0,85 i średnim q_c 0,85 MPa – w stanie bardzo miękkoplastycznym.

Warstwa geotechniczna Iiib – Pyły piaszczyste, piaski gliniaste z kamieniami o średnim I_L 0,60 i średnim q_c 1,25 MPa – w stanie miękkoplastycznym.

Warstwa geotechniczna IIIc – Piaski gliniaste, piaski gliniaste z kamieniami, pyły piaszczyste, pyły, gliny piaszczyste przewarstwione żwirem o średnim I_L 0,36 i średnim q_c 1,69 MPa – w stanie plastycznym.

Warstwa geotechniczna IIIId – Gliny piaszczyste przewarstwione żwirem, gliny pylaste, gliny piaszczyste z dodatkiem żwiru, piaski gliniaste i gliny piaszczyste z kamieniami o średnim I_L 0,16 i średnim q_c 3,62 MPa – w stanie twardoplastycznym.

Warstwa geotechniczna Iva – Piaski drobne, piaski drobne przewarstwione piaskami pylastymi, piaski średnie, piaski średnie przewarstwione gliną piaszczystą, żwiry o średnim I_D 0,16 i średnim q_c 3,23 MPa – w stanie luźnym.

Warstwa geotechniczna IVb – Piaski grube, piaski średnie, piaski średnie przewarstwione piaskami drobnymi, piaski drobne z dodatkiem żwiru przewarstwione piaskami gliniastymi, piaski drobne z dodatkiem żwiru, piaski, piaski drobne, piaski pylaste z dodatkiem pyłu, piaski pylaste z dodatkiem piasków średnich, żwiry o średnim I_D 0,49 i średnim q_c 9,02 MPa – w stanie średnio zagęszczonym.

Warstwa geotechniczna Ivc – Piaski średnie, piaski drobne przewarstwione piaskami gliniastymi o średnim I_D 0,73 i średnim q_c 18,25 MPa – w stanie zagęszczonym.

W związku z występowaniem gruntów organicznych i gruntów mineralnych słabonośnych w podłożu projektowanej inwestycji oraz ze względu na występowanie zwierciadła wód gruntowych o ciśnieniu artezyjskim, warunki geotechniczne określa się według [4] jako **złożone** – występujące w przypadku warstw gruntów niejednorodnych, nieciągłych, zmiennych genetycznie i litologicznie, obejmujących mineralne grunty słabonośne, grunty organiczne i nasypy niekontrolowane, przy zwierciadle wód gruntowych w poziomie projektowanego posadawiania i powyżej tego poziomu oraz przy braku występowania niekorzystnych zjawisk geologicznych.

Biorąc pod uwagę typ konstrukcji przyjęto **drugą kategorię geotechniczną**. Według rozporządzenia [4] określa się kategorię geotechniczną obiektu budowlanego – „**drugą kategorię geotechniczną**, która obejmuje obiekty budowlane posadawiane w prostych i **złożonych** warunkach gruntowych, wymagające ilościowej i jakościowej oceny danych geotechnicznych i ich analizy, takie jak:

- a) fundamenty bezpośrednio lub głębokie,
- b) ściany oporowe lub inne konstrukcje oporowe, z zastrzeżeniem pkt 1 lit. b, utrzymujące grunt lub wodę,
- c) wykopy, nasypy budowlane, z zastrzeżeniem pkt 1 lit. c, oraz inne budowle ziemne,
- d) przyczółki i filary mostowe oraz nabrzeża,**
- e) kotwy gruntowe i inne systemy kotwiące;”

Ostateczną decyzję o przyjętej kategorii geotechnicznej zgodnie z rozporządzeniem [4] ustala **projektant** obiektu budowlanego

9. Warunki hydrogeologiczne

Wody gruntowe nawiercono we wszystkich otworach badawczych rejonu badań. Wody gruntowe nawiercono w postaci sączeń, zwierciadła swobodnego i zwierciadła napiętego. Wody gruntowe rejonu badań wykazują charakter subartezyjski i **artezyjski**. Stabilizacja zwierciadła wód gruntowych powyżej powierzchni terenu wynika ze szczególnych uwarunkowań hydrogeologicznych i geomorfologicznych rejonu badań, który położony jest w dolinie, poniżej stref zasilania zlokalizowanych w obrębie wysoczyzn. Wody pochodzące z wyżej położonych stref zasilania migrują zgodnie ze spadkiem terenu w kierunku doliny, poniżej warstw gruntów spoistych (nieprzepuszczalnych). Taki układ wywołuje ciśnienie artezyjskie. Występowanie ciśnienia artezyjskiego powoduje, że po przewierceniu warstw gruntów spoistych (nieprzepuszczalnych) zwierciadło wód gruntowych stabilizuje się powyżej powierzchni terenu – z otworu następuje samowypływ wód gruntowych. Podczas pomiarów stabilizacji zwierciadła zaobserwowano bardzo szybki i intensywny napływ wód, co świadczy o dużej dynamice wód gruntowych w rejonie planowanej inwestycji. Dynamika wód w rejonie badań jest uzależniona od dopływu ze stref zasilania. W okresach nasilonej infiltracji w strefach zasilania, poziom stabilizacji zwierciadła ustabilizowanego w rejonie badań może ulec zmianie tj. stabilizować się **wyżej** niż podczas obserwacji w ramach przeprowadzonych badań geologiczno-inżynierskich i osiągać zgodnie z Mapą Hydrogeologiczną Polski [11] rzędną 20,0 m n.p.m. w całym rejonie badań. W archiwalnej dokumentacji geologiczno-inżynierskiej [28] zanotowano stabilizację zwierciadła gruntowych na rzędnej w zakresie 21,29 – 21,60 m n.p.m. W tabeli 1 umieszczono zestawienie wykonanych wierceń badawczych wraz z rzędnymi terenu oraz rzędną nawierconego i ustabilizowanego zwierciadła wód gruntowych. Kolorem czerwonym oznaczono rzędne zwierciadła ustabilizowanego powyżej rzędnej terenu.

Tabela 1. Rzędne zwierciadła wód gruntowych.

Nr otworu	Rzędna otworu [m n.p.m.]	Rzędna pierwszego zwierciadła nawierconego [m n.p.m.]	Rzędna drugiego zwierciadła nawierconego [m n.p.m.]	Rzędna zwierciadła ustabilizowanego [m n.p.m.]	Rzędna sączeń [m n.p.m.]
OG -1.1	18,59	15,29	-	19,79	6,39
OG – 1.2	18,91	14,31	-	20,41	17,11
OG – 2.1	18,45	15,05	-	19,45	18,45
OG – 2.2	19,18	14,88	4,98	18,48	19,18
OG – 3.1	18,02	13,42	8,22	19,02	18,02
OG – 3.2	18,36	15,86	-	17,56	18,36
OG – 4.1	17,55	9,95	-	18,05	17,55
OG – 4.2	17,67	6,97	-	16,37	17,67
OG – 5.1	17,92	8,82	-	18,02	17,92

OG – 5.2	17,9	6,80	-	16,40	15,70
OG – 6.1	20,27	13,17	-	18,77	12,47
OG – 6.2	20,16	17,41	-	20,20	15,66
OG – 7.1	21,17	14,17	8,17	21,17	19,27
OG – 7.2	21,20	15,90	-	20,20	21,20

Ocena agresywności wody na materiały konstrukcyjne

Wyniki przeprowadzonych badań oraz wartości graniczne klas ekspozycji według PN-EN 206-1:2003 dotyczące agresywności chemicznej (korozyjnej) wody gruntowej, pozwalają sklasyfikować wodę jako XA1 czyli jako wodę ze środowiska o słabej agresywności chemicznej. Szczegółowe wyniki analizy chemicznej próbek wody przedstawia załącznik nr 14.

10. Wyniki geologiczno-inżynierskich prac kartograficznych

W ramach geologiczno-inżynierskich prac kartograficznych dokonano analizy terenu badań i przeprowadzonych robót pod kątem weryfikacji materiałów archiwalnych oraz opracowań kartograficznych (mapa topograficzna, SMGP, MHP). Ustalono, że topografia terenu badań odpowiada sytuacji wysokościowej przedstawionej na mapie topograficznej. Nie odnotowano różnic w ukształtowaniu powierzchni terenu. Przeprowadzone w rejonie badań roboty terenowe potwierdziły występowanie w przypowierzchniowej strefie gruntów antropogenicznych wieku holocenijskiego [10]. Poniżej, zgodnie ze szczegółową mapą geologiczną Polski [10] nawiercono grunty wieku czwartorzędowego, plejstocenijskiego. Na podstawie badań terenowych i wykonanych pomiarów potwierdzono występowanie zwierciadła wód gruntowych na rzędnej ok 20,0 m n.p.m. zgodnie z Mapą hydrogeologiczną Polski [11].

Na podstawie przeprowadzonych robót terenowych uzyskano dane na podstawie których wykonano:

1. Mapę głębokości występowania gruntów słabonośnych z naniesioną ich miąższością.
2. Mapę miąższości gruntów antropogenicznych.
3. Mapę warunków budowlanych z naniesioną nośnością gruntów i głębokością występowania pierwszego poziomu zwierciadła wód podziemnych.
4. Mapę poziomów wodonośnych z naniesioną głębokością ich występowania oraz ich miąższością.
5. Mapę stropu utworów nieprzepuszczalnych z naniesioną ich miąższością.
6. Mapę przepuszczalności gruntów na różnych głębokościach.
7. Mapę z naniesionymi osadami występującymi na głębokości 1 metra od powierzchni terenu lub poniżej dna morskiego.

8. Mapę obszarów zagrożonych podtopieniami sporządzoną na podstawie mapy podtopień, jeżeli została opracowana, lub na podstawie występowania obszarów bezodpływowych i roślinności bagiennej oraz analizy położenia zwierciadła wód podziemnych.
9. Mapę z naniesioną głębokością podłoża nośnego.

Analiza zebranych danych i sporządzonych map pozwoliła na wykonanie mapy geologiczno-inżynierskiej, będącej zbiorczym opracowaniem graficznym takich informacji jak: wydzielenia litologiczne na określonej głębokości, dane i pomiary hydrogeologiczne.

11. Warunki geologiczno-inżynierskie i prognoza wpływu projektowanej inwestycji na środowisko gruntowo-wodne

Projektowana inwestycja – wiadukty drogowe – zlokalizowana jest ciągu drogi krajowej nr 6 i obecnie istniejących wiaduktów. Zgodnie z rozporządzeniem w sprawie przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko [29] obiekty mostowe zalicza się do przedsięwzięć mogących potencjalnie znacząco oddziaływać na środowisko. Obiekty mostowe mogą oddziaływać na środowisko gruntowo-wodne na etapie budowy i eksploatacji poprzez:

- Etap budowy wraz z rozbiórką istniejących wiaduktów
 - Powstanie odpadów pochodzących z prac rozbiórkowych i budowlanych.
 - Emisja pyłów do powietrza powstających w trakcie prac rozbiórkowych.
 - Emisja gazów i pyłów do powietrza z maszyn budowlanych.
 - Powstanie ścieków socjalno-bytowych pochodzących z toalet i pomieszczeń socjalnych osób zatrudnionych przy rozbiórce i budowie nowych wiaduktów.
- Etap eksploatacji projektowanych wiaduktów:
 - Emisja gazów, pyłów pochodzących z pojazdów mechanicznych poruszających się wiaduktami.
 - Powstanie ścieków opadowych z odwadniania utwardzonych nawierzchni.
 - Powstawanie odpadów komunalnych związanych z obsługą wiaduktów i ciągów pieszych.
 - Powstanie ścieków opadowych zanieczyszczonych substancjami ropopochodnymi.

Na podstawie przeprowadzonych badań geologiczno-inżynierskich stwierdza się że przypowierzchniowe warstwy gruntu należą głównie do gruntów nieprzepuszczalnych i słabo przepuszczalnych, w związku z czym należy przyjąć iż grunty zalegające poniżej, będące w strefie saturacji są dobrze izolowane od zanieczyszczeń. W związku z czym istnieje małe ryzyko zanieczyszczenia wód gruntowych na etapie budowy i eksploatacji wiaduktów.

12. Zjawiska i procesy geodynamiczne oraz antropogeniczne w rejonie projektowanej inwestycji

W czasie prowadzonych badań terenowych nie zaobserwowano zjawisk i procesów geodynamicznych oraz antropogenicznych w rejonie projektowanej inwestycji. Rejon projektowanej inwestycji położony jest na obszarze niezagrożonym podtopieniami oraz poza obszarami zagrożonymi ruchami masowymi [24].

13. Prognoza zmian warunków geologiczno-inżynierskich mogących wystąpić podczas budowy, użytkowania i rozbiórki projektowanego obiektu budowlanego

Na podstawie przeprowadzonych badań geologiczno-inżynierskich ustalono, że w podłożu projektowanej inwestycji zalegają w przypowierzchniowych warstwach grunty słabonośne antropogeniczne, organiczne oraz mineralne. Ponadto, udokumentowano występowanie ciśnienia subartezyjskiego i artezyjskiego wód gruntowych. Złożone warunki gruntowo-wodne występujące w podłożu projektowanych wiaduktów sprzyjają wystąpieniu negatywnych zmian warunków geologiczno-inżynierskich na etapie budowy. Ze względu na występowanie ciśnienia artezyjskiego i stabilizacji zwierciadła wód gruntowych powyżej powierzchni terenu należy podjąć rozwiązania projektowe, które umożliwią bezpieczne posadowienie fundamentów projektowanych obiektów. Występowanie ciśnienia artezyjskiego stwarza wysokie ryzyko wystąpienia przebiecia hydraulicznego lub wyparcia gruntu na etapie realizacji prac budowlanych. Przebiecie hydrauliczne lub wyparcie gruntu w strefie posadowienia fundamentów może doprowadzić do niekontrolowanego samowypływu wód gruntowych prowadzącego do rozluźnienia i upłynnienia gruntu. Niekontrolowane przekształcenia w obrębie warstw gruntów nawodnionych, ze względu na dużą dynamikę wód gruntowych stwarza ryzyko wystąpienia sufozji.

W czasie prowadzonych badań terenowych nie zaobserwowano zjawisk geodynamicznych w obrębie istniejących wiaduktów, takich jak osuwiska lub sufozja. Przy założeniu, że nowoprojektowane wiadukty będą wybudowane w tej samej lokalizacji co istniejące i o podobnych parametrach należy przyjąć, że inwestycja nie będzie wpływała na warunki geologiczno-inżynierskie na etapie eksploatacji obiektów.

Przy prognozie zmian warunków geologiczno-inżynierskich na etapie eksploatacji obiektu należy wziąć pod uwagę fakt występowania w podłożu gruntów słabonośnych organicznych oraz gruntów tiksotropowych – pyłów. Grunty te wykazują dużą wrażliwość na zmiany warunków wodnych – zmiany parametrów wytrzymałościowych w przypadku spadku wilgotności -osuszenia lub wzrostu wilgotności poprzez niekontrolowany dopływ wód np. wód opadowych w wyniku awarii drenażu lub kanalizacji deszczowej. Pyły wykazujące cechy tiksotropowe mogą ulec uplastycznieniu lub upłynnieniu pod wpływem drgań.

W przypadku rozbiórki projektowanych wiaduktów, wszelkie prace rozbiórkowe w rejonie fundamentów należy prowadzić z zachowaniem szczególnej ostrożności ze względu na występowanie zwierciadła wód gruntowych o charakterze subartezyjskim i artezyjskim. Prace należy prowadzić w taki sposób aby nie doprowadzić do niekontrolowanego samowypływu wód gruntowych. Zalecenia te należy brać pod uwagę również w przypadku rozbiórki istniejących wiaduktów.

14. Lokalizacja i zasoby złóż kopalin przydatnych przy wykonywaniu projektowanej inwestycji

Teren badań zlokalizowany jest poza obszarami i terenami górniczymi. Złóża kopalin przydatnych przy wykonywaniu projektowanej inwestycji – budowa wiaduktów, to kruszywa naturalne. Kruszywa naturalne znajdują bardzo szerokie zastosowanie w budownictwie drogowym oraz przy budowie obiektów budowlanych w tym obiektów inżynierskich. Kruszywa naturalne wykorzystuje się do budowy nasypów, warstw konstrukcyjnych, podsypiek, zasypek oraz przy produkcji spoiw hydraulicznych i mieszanek asfaltowych. Złóża kruszyw naturalnych przydatnych przy wykonywaniu projektowanej inwestycji oraz ich zasoby przedstawiono w poniższej tabeli nr 2, na podstawie bilansu zasobów złóż kopalin w Polsce [30]. Tabela nr 2 przedstawia złoża kopalin zlokalizowane najbliżej projektowanej inwestycji, których wykorzystywanie w związku z realizacją projektowanej inwestycji ma uzasadnienie ekonomiczne.

Tabela 2. Lokalizacja i zasoby złóż kopalin przydatnych przy wykonywaniu projektowanej inwestycji.

Nazwa złoża	Rodzaj kopaliny	Zasoby geologiczne bilansowe [tys. t]	Zasoby geologiczne przemysłowe [tys. t]	Odległość od terenu badań
Sianów V	Kruszywa naturalne – piaski i żwiry	2196	1374	~ 10 km
Cieszyn	Kruszywa naturalne – piaski i żwiry	2597	2597	~ 10 km
Węgorzewo Koszalińskie	Kruszywa naturalne – piaski i żwiry	2604	1401	~ 15 km

15. Wskazania dotyczące sposobu posadowienia projektowanego obiektu budowlanego

Na podstawie przeprowadzonych badań geologiczno-inżynierskich i przy uwzględnieniu złożonych warunków gruntowo-wodnych proponuje się następujące sposoby posadowienia projektowanych wiaduktów w ciągu Al. Monte Cassino:

- Posadowienie bezpośrednie – głębokość posadowienia 2,0 m p.p.t.,

W przypadku posadowienia bezpośredniego można wykorzystać następujące rodzaje fundamentów:

Ławy fundamentowe – powszechnie stosowane w budownictwie, w przypadku dużych obciążeń projektuje się ławy fundamentowe żelbetowe o zwiększonej szerokości podstawy fundamentu.

Stopy fundamentowe – stosowane jako fundament słupów oraz filarów. W zależności od sposobu przekazywania obciążeń i wielkości obciążeń stosuje się zróżnicowane kształty podstawy stóp fundamentowych.

Płyty fundamentowe oraz ruszty fundamentowe – rozwiązania te stosuje się w lokalizacjach gdzie występuje słabe podłoże gruntowe oraz w przypadkach gdy rozstaw słupów lub filarów w jednej linii jest niewielki, co sprawia że zamiennie dla stóp fundamentowych o dużych wymiarach można zastosować fundament rusztowy. Płyty fundamentowe stosuje się również w przypadku posadawiania w obrębie gruntów niejednorodnych o nie wielkiej nośności.

- Posadowienie pośrednie na fundamentach palowych np. pale wiercone w obrębie warstw geotechnicznych IIIId, IVa, IVb, IVc. – głębokość posadowienia 13,0 m p.p.t.,

Pale wiercone można stosować w każdych warunkach gruntowych. Przenoszą one bardzo duże obciążenia pionowe i poziome. W odróżnieniu od innych technologii palowych, wielkośrednicowe pale pracują głównie podstawą tzn. przenoszą obciążenia głównie przez podstawę choć duża powierzchnia pobocznic dodatkowo poprawia ich nośność. Pale wykonuje się przez wiercenie. Rura obsadowa jest wciskana w grunt z jednoczesnym wydobywaniem gruntu z jej wnętrza. Następnie zostaje wprowadzane zbrojenie do wnętrza rury.

Rura zapewnia szczelność oraz stateczność otworu podczas wiercenia oraz pozwala na precyzyjne osadzenie zbrojenia w palu zachowując konieczną otulinę zbrojenia w betonie. Betonowanie odbywa się metodą kontraktor, za pomocą rur wlewowych z wodoszczelnymi połączeniami. Proces przebiega od stopy pala przy sukcesywnym podnoszeniu rury, dzięki czemu mieszanka betonowa nie ulega rozsegregowaniu. Podczas betonowania dolny koniec rury jest stale zanurzony w betonie.

- Posadowienie pośrednie na mikropalach w obrębie warstw geotechnicznych IIIc, IIIId, IVa, IVb, IVc. – głębokość posadowienia 13,0 m p.p.t.

Charakterystyczną cechą **mikropali** jest rozbudowana powierzchnia pobocznic, niosąca zasadniczą część obciążania. Technologia wykonywania mikropali polega na wwierceniu w podłoże stalowej żerdzi uzbrojonej w odpowiednią koronkę wiertniczą, odpowiednio dobraną do warunków gruntowych. Technologia ta wykorzystuje maksymalnie uproszczony sposób wykonania mikropala. Grubościenne, gwintowane rury po uzbrojeniu w traconą końcówkę wiertniczą wykorzystywane są jako przewód wiertniczy oraz iniekcyjny. Iniekt podawany jest wewnętrznym otworem żerdzi i włączany przez końcówkę wiertniczą. System ten wykorzystuje ideę "samowierzącego zbrojenia".

Żerdzie wraz z łącznikami, elementami dystansowymi i końcówką wiertniczą tworzą kompletny zestaw będący konstrukcją mikropala jednocześnie wykorzystywany do wiercenia otworu (przewód wiertniczy) i iniekcji (przewód iniekcyjny). Żerdzie oraz łączniki wykonane są z wysokogatunkowej stali drobnoziarnistej StE 355 lub St E460. Materiał charakteryzuje się wysokimi parametrami wytrzymałościowymi. Zbrojenie mikropali oparte na żerdziach w postaci rury, odznacza się znacznie większą wytrzymałością na zginanie i ścinanie niż pełne pręty zbrojeniowe o tym samym przekroju poprzecznym. Proces wykonywania elementu odbywa się w jednym etapie technologicznym przy użyciu standardowych obrotowo-udarowych urządzeń wiertniczych.

16. Ocena warunków geologiczno-inżynierskich na obszarach objętych działalnością górnictwem z uwzględnieniem działalności górnictwa prowadzonej w przeszłości

Teren badań zlokalizowany jest poza obszarami i terenami górnictwa. W przeszłości na terenie badań nie prowadzono działalności górnictwa.

17. Wskazania dotyczące sposobów posadowienia fundamentów projektowanego obiektu budowlanego w obszarach morskich Rzeczypospolitej Polskiej

Teren badań zlokalizowany jest poza obszarami morskimi Rzeczypospolitej Polskiej.

18. Metody wzmocnienia podłoża gruntowego na podstawie wykonanych badań

Na podstawie wykonanych badań geologiczno-inżynierskich proponuje się następujące metody wzmocnienia podłoża gruntowego:

- Wzmocnienie podłoża przy wykorzystaniu pali betonowych np. pale wiercone w obrębie warstw geotechnicznych IIIId, IVa, IVb, IVc (metoda opisana w rozdziale 15.)
- Wzmocnienie podłoża przy wykorzystaniu mikropali wraz z zastosowaniem niskociśnieniowych iniekcji betonowych w obrębie warstw geotechnicznych IIIc, IIIId, IVa, IVb, IVc (metoda opisana w rozdziale 15.)
- Wzmocnienie podłoża przy wykorzystaniu stabilizacji masowej (mass mixing) w obrębie warstw geotechnicznych Ia, Ib, IIa, IIb, IIc, IIIa, IIIb (ze względu na ograniczenia technologiczne metodę można stosować do głębokości ok 5,0 - 6,0 m p.p.t.). Metoda mass mixing (mieszanie objętościowe), opiera się na polepszaniu parametrów gruntów słabonośnych poprzez mieszanie ich z mokrym zaczynem lub suchym spoiwem cementowym. Zastosowanie tej technologii zapewnia zwiększenie nośności podłoża, redukcję osiadań oraz zwiększenie stateczności globalnej. Mieszanie objętościowe jest wykonywane w formie komórek o powierzchni 4,0x4,0m rozmieszczonych obok siebie do głębokości maksymalnie 5,0÷6,0m. Zdolność do mieszania gruntów zależy od ich rodzaju oraz stanu. Należy zatem, przed rozpoczęciem wzmocniania wykonać drogą laboratoryjną testy mieszania napotkanych gruntów, w szczególności gruntów organicznych. Na podstawie przeprowadzonych testów możliwe jest ustalenie techniki mieszania a także wytrzymałości i zawartości spoiwa. W trakcie wykonywania mass mixing należy prowadzić dziennik dla każdego wzmocnianego obszaru, w którym powinno znaleźć się opis: rodzaju mieszadła, głębokości mieszania, czasu mieszania, specyfikacji użytej zawiesiny oraz użytej objętości, ciśnienia wprowadzania zaczynu jak i prędkości mieszania. W celu zweryfikowania jakości wykonanego wzmocnienia, pobierane są próbki utworzonego cementogratu i badane pod względem wytrzymałości na ściskanie.

19. Zalecenia dotyczące prowadzenia monitoringu projektowanego obiektu budowlanego z uwzględnieniem jego kategorii geotechnicznej

Na podstawie wykonanych badań geologiczno-inżynierskich proponuje się następujące metody monitoringu dla projektowanych wiaduktów:

Monitoring na etapie budowy:

- Badania kontrolne w celu weryfikacji warunków gruntowo-wodnych w stosunku do przyjętych przez projektanta – np. kontrolne sondowania CPTU w przypadku podjęcia decyzji o posadowieniu na fundamentach pośrednich.
- Monitoring poziomu wód gruntowych.
- Monitoring inklinometryczny w celu obserwacji odkształceń podłoża.
- Monitoring geodezyjny obiektu w celu obserwacji osiadań.

Monitoring na etapie eksploatacji:

- Monitoring inklinometryczny w celu obserwacji odkształceń podłoża.
- Monitoring geodezyjny obiektu w celu obserwacji osiadań określony zgodnie z projektem budowlanym/wykonawczym.

Konieczność prowadzenia monitoringu nad pracami budowlanymi oraz projektowanymi obiektami, a także jego zakres powinien określić projektant obiektu.

20. Bibliografia

- [1]. Ustawa z dnia 9 czerwca 2011 r. Prawo geologiczne i górnicze (Dz. U. z 2017 r. poz. 2123 z późniejszymi zmianami).
- [2]. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 15 grudnia 2016 r. w sprawie dokumentacji hydrogeologicznej i dokumentacji geologiczno-inżynierskiej (Dz. U. z 2016 r. poz. 2033).
- [3]. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 30 października 2017 r. w sprawie gromadzenia i udostępniania informacji geologicznej (Dz. U. z 2017 r., poz. 2075).
- [4]. Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz.U. z 2012, poz. 463 z późn. zm.).
- [5]. Atlas Geologiczno-Inżynierski aglomeracji Koszalin, Państwowy Instytut Geologiczny – Państwowy Instytut Badawczy, Warszawa 2017 r.
- [6]. Wytyczne wykonywania badań podłoża gruntowego na potrzeby budownictwa drogowego. Część 1: Wytyczne badań podłoża budowlanego w drogownictwie, Państwowy Instytut Geologiczny – Państwowy Instytut Badawczy, AGH im. Stanisława Staszica w Krakowie, Politechnika Warszawska, Warszawa, 2019
- [7]. Książka Obiektu Mostowego, Jednolity Numer Inwentarzowy JN1 31000481, ZDiT w Koszalinie, Koszalin wrzesień 2018.
- [8]. Książka Obiektu Mostowego, Jednolity Numer Inwentarzowy JN1 31000482, ZDiT w Koszalinie, Koszalin wrzesień 2018.
- [9]. Mapa Topograficzna w skali 1:50000 (N-34-77-D [arkusz 45 Koszalin]).
- [10]. Szczegółowa Mapa Geologiczna Polski w skali 1:50000 (N-33-69-A [arkusz 45 Koszalin]).
- [11]. Mapa Hydrogeologiczna Polski w skali 1:50000 (N-33-69-A [arkusz 45 Koszalin]).
- [12]. Mapa Geośrodowiskowa Polski w skali 1:50000 (N-33-69-A [Plansza A i B, arkusz 45 Koszalin]).
- [13]. Mapa do celów projektowych, licencja nr GK-I-8.6642.881.2020.AG_3261_CL1.
- [14]. PN-EN 1997-1: Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne.
- [15]. PN-EN 1997-1: Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 2: Rozpoznanie i badania podłoża gruntowego.
- [16]. PN-B-04452 Geotechnika. Badania polowe.
- [17]. PN-88/B-04481 Grunty Budowlane. Badania próbek gruntu.
- [18]. PN-EN ISO 14688-1 Badania geotechniczne. Oznaczenie i klasyfikowanie gruntów. Część 1: Oznaczenie i opis.
- [19]. PN-EN ISO 14688-2 Badania geotechniczne. Oznaczenie i Klasyfikacja gruntów. Część 2: Zasady klasyfikowania.
- [20]. PN-EN ISO 22475-1 Rozpoznanie i badania geotechniczne. Pobieranie próbek metodą wiercenia i odkrywek oraz pomiary wód gruntowych. Część 1: Techniczne zasady wykonania.
- [21]. PN-EN ISO 17892-1 Rozpoznanie i badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 1: Oznaczanie wilgotności naturalnej.
- [22]. PN-EN ISO 17892-4 Rozpoznanie i badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 4: Badanie uziarnienia gruntu.

-
- [23]. Mapa obszarów zagrożonych podtopieniami w rejonie dolin rzecznych. Mapa z internetowej bazy danych PSH. Zadanie PSH w latach 2003-2006.
- [24]. Mapa obszarów zagrożonych osuwiskiem – System Osłony Przeciw osuwiskowej. Państwowy Instytut Geologiczny.
- [25]. Specyfikacja Istotnych Warunków Zamówienia (SIWZ), Gmina Miasto Koszalin, Zarząd Dróg i Transportu w Koszalinie, ul. Polczyńska 24, 75-815 Koszalin.
- [26]. Ekspertyza wiaduktów w ciągu ulicy Monte Cassino w Koszalinie, GTI Design, Gdańsk, 2020 r.
- [27]. Projekt Robót Geologicznych dla określenia warunków posadowienia obiektów – wiaduktów w ciągu drogi krajowej nr 6 – ulicy Monte Cassino w Koszalinie (działki ew. nr 20/2, 19/2, 18, 16, 657, 1/4, 22/3, 23, 21/24 obr. ew. 0020, 604/18, 147 obr. ew. 0015) w ramach zadania inwestycyjnego pn.: „Rozbiórka i budowa wiaduktów drogowych w ciągu Alei Monte Cassino w Koszalinie”, Testland Laboratorium materiałów budowlanych S.C., Gdynia, 2020 r.
- [28]. Dokumentacja geologiczna określająca warunki hydrogeologiczne i geologiczno-inżynierskie w rejonie projektowanej stacji paliw płynnych przy ul. J. Dąbrowskiego w Koszalinie, Bydgoszcz 2012.
- [29]. Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 10 września 2019r. w sprawie przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko (Dz. U. z 2019 r., poz 1839).
- [30]. Bilans zasobów złóż kopalin w Polsce wg stanu na 31 XII 2019 r., Państwowy Instytut Geologiczny, Państwowy Instytut Badawczy, Warszawa 2020.