

PRZEDSIĘBIORSTWO GEOTECHNICZNO-KONSULTINGOWE

GEOTECH[®] Sp. z o.o.

85-383 BYDGOSZCZ

UL. KARTUSKA 15

Nr pracy

1969/2004

Nr opracowania

01

Nr tomu

I

STAROSTWO POWIATOWE
W PILE
Al. Niepodległości 33/35

Budowa obwodnicy śródmiejskiej w Pile

O B I E K T

L a f r e n t z - P O L S K A S p z o o .

ZAMAWIAJĄCY

ul. Zbąszyńska 29, 60-359 Poznań

TEMAT OPRACOWANIA

Dokumentacja ustalająca warunki geotechniczne posadowienia

	Imię i nazwisko, numer uprawnień	Data	Podpis
Autorzy opracowania	mgr inż. Zbigniew Ciesielski uprawnienia geotechniczne VII- 071024	marzec 2004 rok	
	mgr inż. Anna Przybylska	marzec 2004 rok	<i>Anna Przybylska</i>

BYDGOSZCZ, MARZEC 2004 ROK

CZĘŚĆ OPISOWA

do dokumentacji ustalającej geotechniczne warunki posadowienia obwodnicy śródmiejskiej w Pile

1. CHARAKTERYSTYKA OGÓLNA

1.1. Podstawa opracowania

Opracowanie wykonano na podstawie zlecenia Lafrentz-Polska Sp. z o.o. (ul. Zbąszyńska 29, 60-359 Poznań). Zlecenie zostało zarejestrowane w Przedsiębiorstwie Geotechniczno-Konsultingowym GEOTECH Sp. z oo. (85-383 Bydgoszcz, ul. Kartuska 15) pod numerem 1969/2003.

1.2. Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest dokumentacja ustalająca geotechniczne warunki posadowienia dla potrzeb projektu budowy obwodnicy śródmiejskiej w Pile.

Orientacyjną lokalizację wykonanych prac geotechnicznych przedstawiono w załączniku nr Z1/1.

1.3. Cel i zakres badań geotechnicznych

Celem badań geotechnicznych jest rozpoznanie budowy geologicznej podłoża budowlanego i występujących w tym podłożu warunków hydrologicznych, cech fizycznych i mechanicznych gruntów, stopnia agresywności wód gruntowych na konstrukcje betonowe oraz innych własności gruntów, które mogą mieć wpływ na warunki posadowienia projektowanych obiektów zamierzonej inwestycji.

W szczególności celem badań było:

- rozpoznanie budowy geologicznej z uwzględnieniem litologii i miąższości poszczególnych warstw.
- określenie warunków hydrogeologicznych,
- określenie cech fizycznych i mechanicznych gruntów podłoża w zakresie niezbędnym do zaprojektowania posadowienia obiektów budowlanych.

Dokumentacja swoim zakresem obejmuje przedstawienie:

- metodyki, zakresu i wyników wykonanych badań terenowych, laboratoryjnych oraz prac kameralnych,
- zarysu fizjografii, geomorfologii i hydrografii,
- warunków geologicznych i hydrogeologicznych,
- charakterystyki geotechnicznej podłoża gruntowego,
- warunków gruntowo-wodnych podłoża nawierzchni oraz charakterystyki nawierzchni,
- zaleceń i wniosków końcowych.

Zakres prac i badań został oparty o wymagania Zleceniodawcy oraz dostosowany do wymagań zawartych w rozporządzeniu [1].

2. CHARAKTERYSTYKA INWESTYCJI

2.1. Przedmiot i położenie inwestycji

Przedmiotem inwestycji jest budowa śródmiejskiej obwodnicy miasta Piły na odcinku od al. Wojska Polskiego do al. Powstańców Wielkopolskich.

Współrzędne geograficzne skrajnych punktów projektowanej obwodnicy zawierają się w przedziale:

- początek trasy km 0+000
 - długość geograficzna wschodnia $\lambda = 16^{\circ} 43' 25,9''$,
 - szerokość geograficzna północna $\varphi = 53^{\circ} 09' 08,1''$,
- koniec trasy km 3+950
 - długość geograficzna wschodnia $\lambda = 16^{\circ} 45' 17,7''$,
 - szerokość geograficzna północna $\varphi = 53^{\circ} 09' 36,0''$.

2.2. Parametry techniczne

Podstawowe parametry techniczne projektowanego odcinka śródmiejskiej obwodnicy miasta Piły od al. Wojska Polskiego do al. Powstańców Wielkopolskich są następujące:

- kategoria drogi - gminna,
- klasa techniczna - G,
- kategoria ruchu - KR4,
- prędkość projektowa - $V_p = 60$ km/h,
- prędkość miarodajna - $V_m = 70$ km/h,
- obciążenie - 115 kN/oś,
- przekrój poprzeczny - jednojezdniowy uliczny o dwóch pasach ruchu (po jednym dla każdego kierunku ruchu),

- szerokość pasa ruchu – 3,50 m + 2 x 0,20 m (ścieki przykrawężnikowe),
- szerokość chodników – minimum 1,50 m (chodnik odsunięty od jezdni) lub minimum 2,00 m (chodnik przylegający do jezdni),
- szerokość chodnika ze ścieżką rowerową - minimum 3,50 m (na obiektach i nasypach) lub minimum 4,00 m (na pozostałych odcinkach).

2.3. Rozwiązania sytuacyjne

Trasa w planie przebiegać będzie w granicach istniejącego pasa terenu zarezerwowanego w miejscowym planie zagospodarowania terenu dla obwodnicy śródmiejskiej miasta Piły. Długość trasy wynosi około 3,9 km. W ciągu projektowanej obwodnicy, w dolinie rzeki Gwdy, przewiduje się budowę dwóch obiektów mostowych oraz estakady.

Projekt obejmuje budowę skrzyżowań z ulicami:

- - Chopina,
- - Żeleńskiego,
- - Paderewskiego,
- - Niepodległości
- - Dąbrowskiego,
- - Śniadeckich,
- - Powstańców Wielkopolskich.

Projektowany odcinek obwodnicy rozpoczyna się na wysokości skrzyżowania al. Wojska Polskiego z ulicą Mickiewicza i przebiega w kierunku północnym wchodząc częściowo w teren lotniska. W okolicy skrzyżowania ul. Chopina z ul. Nowowiejskiego trasa zmienia nieco kierunek na wschodni i przebiega równoleżnikowo wzdłuż ulicy Nowowiejskiego (na długości około 0,8 km), częściowo po terenie pracowniczych ogrodów działkowych. Na tym odcinku przewidziano budowę dróg zbiorczych dla obsługi ogrodów działkowych wraz z wydzielonymi miejscami postojowymi. Następnie obwodnica krzyżuje się z al. Niepodległości będącą w ciągu drogi krajowej nr 11 przebiegającej na tym odcinku wzdłuż rzeki Gwdy.

W rejonie doliny rzeki Gwdy zaprojektowano trzy obiekty inżynierskie:

- - most nad głównym korytem rzeki Gwdy – obiekt trójprzęsłowy,
- - estakada na przewietrzanie doliny – obiekt czteroprzęsłowy,
- - most nad starym korytem rzeki – obiekt jednoprzęsłowy.

Budowa obwodnicy śródmiejskiej w Pile

Między skrzyżowaniami projektowanej obwodnicy śródmiejskiej z ul. Śniadeckich i al. Powstańców Wielkopolskich przewidziano układ dwujezdniowy z szerokim pasem dzielącym. Wzdłuż całej trasy przewidziano budowę ciągów pieszo-rowerowych, budowę dodatkowych pasów ruchu (szczególnie dla skręcających w lewo z obwodnicy).

Na skrzyżowaniach z alejami Niepodległości i Powstańców Wielkopolskich przewiduje się budowę sygnalizacji świetlnej.

2.4. Kategoria geotechniczna projektowanych obiektów

Kategorię zagrożenia bezpieczeństwa projektowanych obiektów, wynikającą ze stopnia skomplikowania konstrukcji, jej posadowienia, oddziaływań oraz warunków geotechnicznych (kategorię geotechniczną) określono generalnie według [1, 15] na II. Kategorię geotechniczną części obiektów lub ich fragmentów posadowianych powyżej poziomu wody podziemnej można określić jako I.

3. WYKONANE PRACE GEOTECHNICZNE

W ramach prac geotechnicznych wykonano prace terenowe, badania laboratoryjne pobranych próbek gruntów i wód podziemnych oraz prace kameralne.

3.1. Prace terenowe

Prace terenowe obejmowały wiercenia geotechniczne, sondowania podłoża gruntowego oraz prace geodezyjne.

3.1.1. Wiercenia

Z poziomu istniejącego terenu wykonano 44 otwory wiertnicze. Charakterystyka ilościowa wierceń zestawiono w tabeli.

Lp	Głębokość otworu	Liczba otworów	Wyszczególnienie otworów	Łączny metraż wierceń
1.	2,0	8	2, 3, 5, 6, 45, 46, 48, 49	16,0
2.	6,0	12	4, 9÷14, 16÷18, 20, 21	72,0
3.	10,0	15	23, 25, 26, 29÷31, 33, 34, 36÷40, 42, 43	150,0
4.	14,0	1	8	14,0
5.	15,0	1	27A	15,0
6.	25	7	24, 27, 28, 32, 35, 41, 44	175,0
Razem				442,0

Otwory wiertnicze wykonywano w rurach osłonowych, o średnicy 4", 6" lub 8", zależnie od głębokości i występujących warunków wodnych. W przypadku więcej niż jednego zwierciadła wody podziemnej, przeprowadzano rurowanie kolumnowe. Wiercenia prowadzono zgodnie z wymaganiami normy [14].

Zgodnie ze zleceniem wykonano również 7 otworów geotechnicznych z przewierciem nawierzchni drogowych. Charakterystyka ilościowa wierceń była następująca:

Lp	Głębokość otworu	Liczba otworów	Wyszczególnienie otworów	Łączny metraż wierceń
1.	2,0	7	1, 7, 15, 19, 22, 47, 50	14,0

Numeracja poszczególnych otworów ma charakter ciągły łącząc otwory wykonane z powierzchni terenu oraz otwory wykonane w nawierzchni. Ilość i głębokość wykonanych wierceń była zgodna z uzgodnieniami dokonanymi ze Zleceniodawcą. Jako uzupełnienie otworów geotechnicznych wykonano dodatkowy otwór oznaczony jako 27A. Dodatkowy otwór wykonano w celu dokładniejszego rozpoznania przestrzennego położenia gruntów słabonośnych (torfów i namułów) występujących w obrębie terenu przeznaczonego do realizacji obiektów mostowych. Wszystkie wiercenia otworów geotechnicznych prowadzono systemem udarowo-okrętym z rurowaniem otworów i wiertniczych. Łącznie wykonano 456,0 m wierceń.

Lokalizację wierceń przedstawiono na mapach dokumentacyjnych dołączonych do dokumentacji w formie załączników nr Z2. Wyniki wierceń przedstawiono na metrykach otworów geotechnicznych stanowiących załączniki nr Z5.1.-51.

3.1.2. Sondowania

Występujące w podłożu grunty poddano sondowaniu sondami dynamicznymi ZW-ITB oraz DPSH. Sondowanie sondą DPSH prowadzono zgodnie z metodyką podaną w normie [14]. Natomiast sondowanie sondą ZW-ITB prowadzono zgodnie z metodyką opisaną w pracy [42].

Sondowania dynamiczne prowadzono z powierzchni terenu, po rozpoznaniu profilu litologicznego występujących gruntów. Wyniki prowadzonych sondowań zinterpretowano wyłącznie dla występujących gruntów niespoistych. Badania prowadzono w odległości 25 średnic od wykonanego otworu wiertniczego.

Sondowania sondą ZWITB prowadzono przede wszystkim przy otworach płytkich. Zakres głębokości sondowań sondą ZWITB był następujący:

Lp	Numer otworu przy którym wykonano sondowanie sondą ZWITB	Głębokość wykonanego sondowania	Metraż sondowania
1.	2	0,0÷2,0	2,0
2.	3	0,0÷2,0	2,0
3.	4	0,0÷2,8	2,8
4.	5	0,0÷2,0	2,0
5.	6	0,0÷2,0	2,0
6.	9	0,0÷2,4	2,4
7.	10	0,0÷6,0	6,0
8.	11	0,0÷6,0	6,0
9.	12	0,0÷6,0	6,0
10.	13	0,0÷6,0	6,0
11.	14	0,0÷6,0	6,0
12.	16	0,0÷6,0	6,0
13.	17	0,0÷6,0	6,0
14.	18	0,0÷6,0	6,0
15.	20	0,0÷6,0	4,9
16.	21	0,0÷4,5	4,5
17.	24	0,0÷3,6	3,6
18.	25	0,0÷4,3	4,3
19.	26	0,0÷3,5	3,5
20.	36	0,0÷7,0	7,0
21.	45	0,0÷1,3	1,3
22.	46	0,0÷2,0	2,0
23.	48	0,0÷2,0	2,0
24.	49	0,0÷2,0	2,0
			Razem: 97,4

Niezależnie od sondowań sondą ZW-ITB prowadzono również sondowania sondą DPSH. Sondowania te prowadzono przede wszystkim przy głębszym zaleganiu gruntów niespoistych. Zakres głębokości sondowań sondą DPSH był następujący:

Lp	Numer otworu przy którym wykonano sondowanie sondą DPSH	Głębokość wykonanego sondowania	Metraż sondowania
1.	8	0,0÷12,4	9,0
2.	23	0,0÷4,4	4,4
3.	27	0,0÷25,0	23,6
4.	27A	0,0÷15,0	15,0
5.	28	0,0÷25,0	25,0

Budowa obwodnicy śródmiejskiej w Pile

6.	29	0,0÷10,0	10,0
7.	30	0,0÷10,0	10,0
8.	31	0,0÷8,8	8,8
9.	32	0,0÷8,6	8,6
10.	33	0,0÷8,6	8,6
11.	34	0,0÷8,4	8,4
12.	35	0,0÷8,4	8,4
13.	37	0,0÷8,4	8,4
14.	38	0,0÷8,8	8,8
15.	39	0,0÷8,2	8,2
16.	40	0,0÷8,2	8,2
17.	41	0,0÷8,8	8,0
18.	42	0,0÷6,8	6,8
19.	43	0,0÷10,0	6,8
20.	44	0,0÷5,4	5,4
			Razem: 204,2

Łącznie wykonano 97.4 m sondowań sondą ZWITB oraz 204,2 m sondowań przy użyciu sondy DPSH.

Interpretację sondowań w zakresie głębokości krytycznej przeprowadzono zgodnie z zależnościami podanymi w normie [14], z pominięciem interpretacji przedstawionej w instrukcji [44]. Zależność podana w instrukcji nie jest jeszcze dostatecznie udokumentowana pracami badawczymi. Różne prace badawcze w tym zakresie podają różne rozwiązania. W trakcie interpretacji pominięto zwiększenie liczby uderzeń sondy o 50% w strefie oddziaływania wody podziemnej. W interpretacji uwzględniono zakresy głębokości występowania utworów organicznych. Przy użyciu sondy ZWITB w tych gruntach liczba uderzeń przedstawia opór przy wbijaniu krzyżaka i przedstawionych wartości nie należy utożsamiać ze stopniem zagęszczenia charakteryzującym grunty niespoiste. Podobną interpretację należy przyjąć analizując wyniki sondowań wykonanych przy użyciu sondy DPSH. W tym przypadku podane wartości obrazują opór przy wbijaniu sondy i również nie należy ich utożsamiać ze stopniem zagęszczenia podawanym dla gruntów niespoistych.

Wyniki sondowań podłoża przedstawiono w załącznikach nr Z6/2.1.÷44.

3.1.3. Opróbowanie wyrobisk

3.1.3.1. Próbkę gruntu

Podczas wykonywania otworów wiertniczych pobrano łącznie 242 próbki gruntów. Liczba pobranych próbek w poszczególnych kategoriach metodycznych była następująca:

Budowa obwodnicy śródmiejskiej w Pile

Lp	Kategoria [12] (metoda [14]) pobierania próbek	Opis metody pobierania próbki wg [12]	Liczba pobranych próbek
1.	Kategoria A	Próbki pobierane bez naruszenia struktury gruntu z zachowaną wilgotnością i porowatością	19
2.	Kategoria B	Próbki z zachowaną wilgotnością i składem ziarnowym	120
3.	Kategoria C	Próbki umożliwiające określenie składu ziarnowego	103

Wszystkie próbki przewieziono do laboratorium i ponownie poddano kontrolnym badaniom makroskopowym. W trakcie badań makroskopowych określano dla wszystkich gruntów ich rodzaj, barwę oraz wilgotność a dla gruntów organicznych oraz mineralnych spoistych dodatkowo ich stan. Próbki pobrane metodą A z utworów organicznych odpowiadały klasie jakościowej 2 według [12]. Próbki pobrane metodą B odpowiadały klasie jakościowej 3, natomiast metodą C - klasie jakościowej 4 według cytowanej wyżej normy. Miejsca pobrania próbek przedstawiono na metrykach otworów geotechnicznych zamieszczonych w załącznikach nr Z5/1.+51 oraz na przekrojach geotechnicznych przedstawionych w załącznikach nr Z2. Wyniki kontrolnych badań makroskopowych przedstawiono w załączniku nr Z7/1.

3.1.3.2. Próbki wody podziemnej

Wytypowany wcześniej otwór, z którego planowano pobrać próbkę wody podziemnej, zabezpieczono rurami PCV i pobrano odpowiednią próbkę wody podziemnej (WG) w celu dalszych badań laboratoryjnych w zakresie agresywności korozyjnej na beton. Próbkę tę pobrano z otworu wiertniczego nr 40 na głębokości 1,5 m. Wyniki badań laboratoryjnych przedstawiono w załączniku nr Z7/5.

3.1.3.3. Próbki wody powierzchniowej

W trakcie prac terenowych pobrano próbki wody powierzchniowej z rzeki Gwdy do dalszych badań agresywności w stosunku do betonu. Wyniki badań laboratoryjnych pobranej próbki wody powierzchniowej przedstawiono w załączniku nr Z7/6.

3.1.4. Prace geodezyjne

Prace geodezyjne przeprowadzono w oparciu o istniejącą sytuację i dostarczony plan sytuacyjno-wysokościowy. Współrzędne wyrobisk wyznaczono na podstawie domiarów prostokątnych w dowiązaniu do istniejącej sytuacji. Rzędne wysokościowe wyznaczono na podstawie niwelacji technicznej w dowiązaniu do reperu sieci państwowej.

3.2. Badania laboratoryjne

3.2.1. Badanie próbek gruntów

Pobrane w terenie próbki gruntów poddano w laboratorium zakładowym kontrolnym badaniom makroskopowym. W trakcie badań makroskopowych oznaczano rodzaj gruntów, ich barwę a dla gruntów spoistych dodatkowo ich stan. Dla wytypowanych próbek gruntów przeprowadzono dalsze szczegółowe badania laboratoryjne. Badania laboratoryjne obejmowały wykonanie wymienionych niżej oznaczeń cech fizycznych próbek gruntów.

Lp	Rodzaj badania	Jednostka	Sybol	Wykonana liczba badań	Metodyka badania wg normy
1.	Badania makroskopowe	-	-	242	[10]
2.	Ciężar objętościowy	[kN/m ³]	γ	19	[10]
3.	Wilgotność	[%]	w_n	132	[10]
4.	Uziarnienie gruntu	[%]	f	57	[10]
5.	Granica plastyczności	[%]	w_p	56	[10]
6.	Granica płynności	[%]	w_L	56	[10]

Przeprowadzone badania laboratoryjne pozwoliły na określenie i uściślenie wartości podstawowych parametrów geotechnicznych gruntów występujących w podłożu.

Wyniki wykonanych badań laboratoryjnych zestawiono w załączniku nr Z7/1. Wyniki wykonanych analiz uziarnienia przedstawiono w załącznikach nr Z7/2.1÷57. Wyniki badań konsystencji granic zestawiono w załącznikach nr Z7/1.÷56. Wyniki analizy areometrycznej przedstawiono w załączniku nr z7/6.

Laboratoryjne rozpoznanie makroskopowe zostało uwzględnione przy sporządzaniu metryk otworów, przedstawionych w załącznikach Z5/1.÷51 oraz przekrojów geotechnicznych zamieszczonych jako załączniki nr Z2.

3.2.2. Badanie wody podziemnej

Pobraną w terenie próbkę wody podziemnej przekazano do laboratorium celem wykonania oznaczeń składu chemicznego. Celem badań laboratoryjnych było określenie agresywności wody podziemnej w stosunku do betonu.

Przedmiotem badań składu chemicznego wody podziemnej były następujące oznaczenia:

Lp	Rodzaj badania	Jednostka	Sym-bol	Wyko-nana liczba badań
1.	Twardość	°niem.	Tw	1
2.	Kwasowość	pH	H ⁺	1
3.	Zawartość dwutlenku węgla agresywnego	[mg/dm ³]	aCO ₂	1
4.	Zawartość jonów magnezowych	[mg/dm ³]	Mg ²⁺	1
5.	Zawartość jonów amonowych	[mg/dm ³]	NH ₄ ⁺	1
6.	Zawartość jonów siarczanowych	[mg/dm ³]	SO ₄ ²⁻	1

Zakres wykonanych badań był zgodny z normą [4]. Wyniki wykonanych oznaczeń przedstawiono w załączniku Nr Z7/4.

3.2.3. Badanie wody powierzchniowej

Pobraną w terenie roku próbkę wody powierzchniowej poddano badaniom laboratoryjnym celem wykonania oznaczeń składu chemicznego w zakresie agresywności w stosunku do betonu. Próbkę pobrano przy końcu prac terenowych.

Przeprowadzone badania laboratoryjne składu chemicznego wody powierzchniowej obejmowały:

Lp.	Rodzaj badania	Jednostka	Sym-bol	Wyko-nana liczba badań
1.	Twardość	°niem.	Tw	1
2.	Kwasowość	pH	H ⁺	1
3.	Zawartość dwutlenku węgla agresywnego	[mg/dm ³]	aCO ₂	1
4.	Zawartość jonów magnezowych	[mg/dm ³]	Mg ²⁺	1
5.	Zawartość jonów amonowych	[mg/dm ³]	NH ₄ ⁺	1
6.	Zawartość jonów siarczanowych	[mg/dm ³]	SO ₄ ²⁻	1

Zakres wykonanych badań był zgodny z normą [4]. Wyniki wykonanych oznaczeń przedstawiono w załączniku Nr Z7/5.

3.3. Prace kameralne

Wykonane prace kameralne swoim zakresem obejmowały następujące prace:

- analizę dokumentacji i materiałów archiwalnych, map geologicznych, hydrogeologicznych i geologiczno-inżynierskich oraz literatury,

- analizę wyników z wyrobisk badawczych łącznie z wykonanymi badaniami makroskopowymi, obserwacjami dokonanyymi w terenie oraz pomiarami zwierciadła wody gruntowej,
- obliczenie, na podstawie uzyskanych wyników badań archiwalnych oraz polowych wartości średnich, odchyłeń standardowych, i współczynników zmienności poszczególnych parametrów geotechnicznych w kolejnych warstwach gruntu,
- ustalenie wartości cech fizyczno-mechanicznych gruntów na podstawie przeprowadzonych badań oraz zależności korelacyjnych [5, 6] oraz literatury [48],
- opracowanie tabeli wybranych wartości cech fizyczno-mechanicznych gruntów (legendy do przekrojów) dla potrzeb obliczeń posadowień,
- opracowanie mapy dokumentacyjnej z lokalizacją wykonanych wierceń i sond udarowych z podaniem rzędnej terenu w miejscu wykonania wyrobisk,
- opracowanie przekrojów geotechnicznych z uwzględnieniem wyników wykonanych prac polowych i laboratoryjnych,
- sporządzenie części opisowej dokumentacji,
- sformułowanie wniosków końcowych zawierających również podsumowanie z wykonanych badań.

4. CHARAKTERYSTYKA TERENU BADAŃ

4.1. Fizjografia, geomorfologia, hydrografia

Pod względem fizjograficznym zasadnicza cała projektowana obwodnica położona jest w obrębie Doliny Gwdy (314.68)³. Stanowi ona część Pojezierza Południowopomorskiego (314.6) [38, 46]. Lokalizację rozpatrywanego terenu oraz jego położenie na mapie regionalizacji fizycznogeograficznej przedstawiono na załączniku nr Z1/2.

Rzeźba rozpatrywanego terenu jest efektem morfogenezy plejstoceńskiej i holocenińskiej. Pod względem geomorfologicznym badany obszar położony jest w obszarze doliny rzeki Gwdy. Trasa przebiega przez dwie formy geomorfologiczne – jedną pochodzenia wodnolodowcowego oraz drugą pochodzenia rzecznoego. Początek projektowanej

³ Numerację poszczególnych jednostek przyjęto według pracy [31]

obwodnicy do km 1+480 położony jest na terenie form pochodzenia wodnolodowcowego zbudowanym przez równinę sandrową oraz krańdź tej równiny położoną mniej więcej od km 1+430 do km 1+480. Dalej trasa przebiega formami pochodzenia rzecznoego. Od km 1+480 do mniej więcej km 2+500 znajduje się taras erozyjno-akumulacyjny rzeki Gwdy. Dalszy odcinek od km 2+500 do km 3+100 przebiega dnem doliny rzecznej (starorzeczem zawodnionym). Końcowy odcinek trasy położony jest na tarasie nadzalewowym erozyjno-akumulacyjnym.

Rozpatrywany obszar należy do dorzecza Warty. Osią hydrograficzną rozpatrywanego terenu jest rzeka Gwda. Gwda charakteryzuje się śnieżno-deszczowym reżimem zasilania, generalnie z jednym maksimum i jednym minimum w ciągu roku. W przebiegu średnich miesięcznych stanów wód widoczny jest wzrost stanów na wiosnę, a następnie powolne obniżanie aż do jesieni i kolejny powolny wzrost. Wezbranie roztopowe. W sezonie zimowym warunki zasilania i odpływu rzeki modyfikowane są występowaniem zjawisk lodowych, które najczęściej rozpoczynają się w początkach grudnia a kończą przed upływem lutego. Stała pokrywa lodowa na Gwdzie należy jednak do zjawisk bardzo rzadkich. Charakterystyczne stany wód są następujące [40]:

- roczne charakterystyczne stany z okresu 1961 – 2000 rok:
 - najwyższy stan zaobserwowany w okresie wieloletnim (WWW) – 306 cm,
 - średni stan z najwyższych zaobserwowanych w okresie wieloletnim (SWW) – 214 cm,
 - średni stan ze średnich w okresie wieloletnim (SSW) – 140 cm,
 - średni najniższy stan zaobserwowany w okresie wieloletnim (SNW) – 99 cm,
 - najniższy stan zaobserwowany w okresie wieloletnim (NNW) – 80 cm,
- roczne charakterystyczne przepływy z okresu 1971 – 2000 rok:
 - najwyższy przepływ zaobserwowany w okresie wieloletnim (WWQ) – 114 m³/s,
 - średni przepływ z najwyższych zaobserwowanych w okresie wieloletnim (SWQ) – 55,1 m³/s,
 - średni przepływ ze średnich w okresie wieloletnim (SSQ) – 27,4 m³/s,
 - średni najniższy przepływ zaobserwowany w okresie wieloletnim (SNQ) – 14,4 m³/s,
 - najniższy przepływ zaobserwowany w okresie wieloletnim (NNQ) – 9,7 m³/s.

Lokalizację rozpatrywanego terenu oraz jego położenie na mapie hydrograficznej przedstawiono na załączniku nr Z1/8.

4.2. Budowa geologiczna

Na podstawie przeprowadzonych badań, literatury geologicznej [47] oraz map geologicznych [23, 24, 25] stwierdzono, że podłoże gruntowe w zakresie głębokości wykonanych wierceń zbudowane jest z utworów czwartorzędowych pokrywających badany teren ciągłą warstwą. C z w a r t o r z ę d (Q) reprezentowany jest przez utwory holocenu i plejstocenu.

4.2.1. Holocen (Q_h)

Utwory holoceniskie reprezentowane są przez osady współczesne, utwory organiczne oraz utwory rzeczne. Osady współczesne reprezentowane są przez humus (hH) oraz nasypy niekontrolowane (^{nN}H). Utwory organiczne występują w postaci namułów (${}_nH$) oraz torfów (${}_tH$). Utwory rzeczne (f_H) zalegają w postaci piasków i żwirów rzecznych.

4.2.2. Plejstocen (Q_p)

Występujące czwartorzędowe osady plejstoceniskie pochodzą z fazy postglacjalnej, pomorskiej oraz poznańsko-dobrzyńskiej zlodowacenia północnopolskiego. Utwory fazy postglacjalnej reprezentowane są przez piaski i żwiry rzeczne (f_B). Z fazy pomorskiej pochodzą piaski i żwiry rzeczne (${}^fB^{Pm}$) oraz wodnolodowcowe (${}^{fg}B^{Pm}$). Starsze osady, pochodzące z fazy poznańsko-dobrzyńskiej występują jako gliny zwałowe (${}_{gz}B^P$) oraz utwory zastoiskowe (${}^bB^P$). Utwory rzeczne i wodnolodowcowe (f_B , ${}^fB^{Pm}$, ${}^{fg}B^{Pm}$) wykształcone zostały przede wszystkim jako piaski drobnoziarniste. Spotkać można jednak również piaski średnioziarniste, gruboziarniste oraz żwiry. Gliny zwałowe (${}_{gz}B^P$) litologiczne zostały wykształcone przede wszystkim jako gliny piaszczyste oraz piaski gliniaste. Utwory zastoiskowe (${}^bB^P$) występują w postaci mułków wykształconych jako pyły, pyły piaszczyste oraz glinę pylastą zwięzłą.

Początkowy odcinek obwodnicy przebiegający równiną sandrową zbudowany jest z utworów holoceniskich (humusu hH i nasypów niekontrolowanych ^{nN}H) o zróżnicowanej miąższości. Miąższość humusu i nasypów na tym odcinku nie przekracza 0,7 m. Poniżej zalegają piaski i żwiry wodnolodowcowe ${}^gB^{Pm}$ pochodzące z fazy pomorskiej zlodowacenia północnopolskiego. W większości wykonanych otworów wiertniczych nie przewiercono tych osadów. Starsze podłoże równiny

buduje glina zwałowa $_{gz}B^P$ fazy poznańsko-dobrzyńskiej. Dalszy odcinek trasy drogi przebiega tarasem erozyjno-akumulacyjnym rzeki Gwdy. Przypowierzchniowa część tarasu zbudowana jest z utworów holocenijskich występujących w postaci nasypów niekontrolowanych nH o zróżnicowanej miąższości, dochodzącej lokalnie do 2,4 m oraz torfów tH . Torfy występują nieregularnymi płatami a ich miąższość nie przekracza 1,6 m. Pod utworami holocenijskimi występują postglacjalne piaski rzeczne f_B , których spągu nie przewiercono. Lokalnie piaski te wychodzą niemal na powierzchnię. Na odcinku od km 2+500 do km 3+100 obwodnica przebiega dnem doliny rzecznej Gwdy. Fragment ten został rozpoznany otworami do głębokości 25 m i wykazuje najbardziej skomplikowaną budowę geologiczną. Przypowierzchniowe podłoże zbudowane jest przede wszystkim z humusu hH o niewielkiej miąższości. Poniżej występują namuły nH . Ich miąższość jest bardzo zróżnicowana i dochodzi nawet do 11-12 m. Miąższość ta jest bardzo zmienna na przestrzeni nawet kilku metrów. Pod namułami występują holocenijskie piaski i żwiry rzeczne f_H , również o bardzo zróżnicowanej miąższości i położeniu przestrzennym. Starsze podłoże stanowią plejstocenijskie utwory zastoiskowe $^bB^P$. Spągu tych osadów nie przewiercono. Końcowy odcinek obwodnicy przebiega na tarasie nazalewowym erozyjno-akumulacyjnym. Jego przypowierzchniową część buduje humus hH o niewielkiej miąższości. Poniżej występują piaski i żwiry rzeczne, początkowo postglacjalne f_B a później pochodzące z fazy pomorskiej zlodowacenia północnopolskiego $^fB^{Pm}$.

Ogólną budowę geologiczną obszaru badań przedstawiono na mapie geologicznej, stanowiącej załącznik nr Z1/3.

4.3. Warunki hydrogeologiczne

4.3.1. Charakterystyka warunków hydrogeologicznych

W trakcie wykonywania prac geotechnicznych stwierdzono występowanie jednego czwartorzędowego poziomu wody podziemnej. Woda podziemna ma charakter swobodny oraz ciągły. Występujący poziom wody podziemnej ma ścisły kontakt hydrauliczny z wodami powierzchniowymi w rzece Gwdzie.

Warunki hydrogeologiczne na nieco szerszym obszarze przedstawiono na mapach hydrogeologicznych (załączniki nr Z1/6 oraz Z1/7). Poziom pierwszego zwierciadła wód podziemnych przedstawiony jest również na mapie hydrograficznej (załącznik nr Z1/8). Z obu map wynika, że zwierciadło pierwszego poziomu wód podziemnych w rejonie rzeki Gwdy utrzymuje się średnio 1 m ppt.

4.3.2. Obserwacje poziomów występowania wody podziemnej

Na podstawie przeprowadzonych wierceń, w tabeli zestawiono rzędne występowania zwierciadła wody podziemnej.

Lp	Miejsce badania	Rzędne poziomów wody podziemnej w m npm		
		poziom nawiercony	poziom ustabilizowany	poziom sączeń
1.	otwór wiertniczy nr 9	64,26±0,05	64,26±0,05	
2.	otwór wiertniczy nr 10	63,75±0,05	63,75±0,05	
3.	otwór wiertniczy nr 11	64,05±0,05	64,05±0,05	
4.	otwór wiertniczy nr 12	64,00±0,05	64,00±0,05	
5.	otwór wiertniczy nr 12	62,06±0,05	?	
6.	otwór wiertniczy nr 13	63,25±0,05	63,25±0,05	
7.	otwór wiertniczy nr 13	62,10±0,05	?	
8.	otwór wiertniczy nr 14	62,10±0,05	63,30±0,05	
9.	otwór wiertniczy nr 16	63,02±0,05	63,02±0,05	
10.	otwór wiertniczy nr 16	61,19±0,05	?	
11.	otwór wiertniczy nr 17	60,50±0,05	62,00±0,05	
12.	otwór wiertniczy nr 18	59,00±0,05	62,00±0,05	
13.	otwór wiertniczy nr 19	62,25±0,05	62,25±0,05	
14.	otwór wiertniczy nr 20	61,19±0,05	61,19±0,05	
15.	otwór wiertniczy nr 20	59,60±0,05	?	
16.	otwór wiertniczy nr 21	58,99±0,05	58,99±0,05	
17.	otwór wiertniczy nr 23	56,88±0,05	57,26±0,05	
18.	otwór wiertniczy nr 24	57,03±0,05	57,03±0,05	
19.	otwór wiertniczy nr 25	54,10±0,05	56,48±0,05	
20.	otwór wiertniczy nr 26	56,25±0,05	56,25±0,05	
21.	otwór wiertniczy nr 27	54,57±0,05	55,09±0,05	
22.	otwór wiertniczy nr 27	50,97±0,05	?	
23.	otwór wiertniczy nr 27	45,17±0,05	?	
24.	otwór wiertniczy nr 27	44,37±0,05	?	
25.	otwór wiertniczy nr 27	34,17±0,05	?	
26.	otwór wiertniczy nr 27A	51,53±0,05	55,91±0,05	
27.	otwór wiertniczy nr 27A	46,73±0,05	?	
28.	otwór wiertniczy nr 28	52,68±0,05	55,48±0,05	
29.	otwór wiertniczy nr 28	35,38±0,05	?	
30.	otwór wiertniczy nr 29	53,23±0,05	56,15±0,05	
31.	otwór wiertniczy nr 29	48,73±0,05	?	
32.	otwór wiertniczy nr 30	54,15±0,05	56,35±0,05	
33.	otwór wiertniczy nr 30	50,85±0,05	?	
34.	otwór wiertniczy nr 31	53,36±0,05	56,15±0,05	

35.	otwór wiertniczy nr 31	52,36±0,05	?	
36.	otwór wiertniczy nr 32	54,84±0,05	56,32±0,05	
37.	otwór wiertniczy nr 33	54,65±0,05	56,26±0,05	
38.	otwór wiertniczy nr 34	54,45±0,05	56,05±0,05	
39.	otwór wiertniczy nr 35	54,87±0,05	55,87±0,05	
40.	otwór wiertniczy nr 36	55,27±0,05	56,09±0,05	
41.	otwór wiertniczy nr 37	55,08±0,05	55,97±0,05	
42.	otwór wiertniczy nr 38	55,08±0,05	55,80±0,05	
43.	otwór wiertniczy nr 39	54,90±0,05	55,82±0,05	
44.	otwór wiertniczy nr 40	54,60±0,05	55,79±0,05	
45.	otwór wiertniczy nr 41	56,07±0,05	56,07±0,05	47,30±0,05
46.	otwór wiertniczy nr 41	49,67±0,05	?	
47.	otwór wiertniczy nr 42	54,81±0,05	55,51±0,05	
48.	otwór wiertniczy nr 43	56,33±0,05	56,33±0,05	
49.	otwór wiertniczy nr 43	49,83±0,05	?	
50.	otwór wiertniczy nr 44	55,71±0,05	55,71±0,05	

Badania poziomu wody podziemnej wykonywano w okresie podwyższonego ich stanu, jednak jeszcze nie maksymalnego. Przedstawiony wyżej poziom wód podziemnych, po intensywnych i długotrwałych opadach atmosferycznych, roztopach wiosennych lub długotrwałych okresach podwyższonych temperatur może się zmieniać. Ostatnie lata, powszechnie uważane są za lata, gdzie występuje generalnie obniżony poziom wód gruntowych. W rejonie lokalizacji wykonanych badań nie prowadzono wieloletnich obserwacji poziomu wód gruntowych, dlatego też dokładna prognoza ich zmian nie jest możliwa. Według danych z terenów sąsiednich oraz zaczerpniętych z danych archiwalnych, z dużą ostrożnością można przewidywać, że typowe wahania roczne zwierciadła wody podziemnej można szacować na $\pm 0,5$ m a maksymalne na $\pm 1,0$ m.

Dokładna prognoza zmian poziomu wody podziemnej nie jest jednak możliwa. W pobliżu wykonanych wierceń nie prowadzi się bowiem systematycznych pomiarów.

4.3.3. Warunki filtracji (wodoprzepuszczalność podłoża)

Podłoże gruntowe wykazuje bardzo zmienne warunki filtracji. Szczególnie zróżnicowane wartości współczynnika filtracji wykazują grunty nasypowe. Występujące w podłożu nasypy niekontrolowane są gruntami o bardzo zróżnicowanych własnościach filtracyjnych wynikających z ich zróżnicowanego składu mechanicznego. Nasypy zbudowane przeważnie z gruntów niespoistych wykazują własności filtracyjne zbliżone do piasków je budujących. Dużo mniejszą przepuszczalność wykazują nasypy gliniaste. Ewentualną migrację wody w obrębie nasypów będą ułatwiać występujące grunty piaszczyste.

Wartość współczynnika filtracji dla nasypów zawierają się w szerokim przedziale od $k_{10}=0,009$ m/d do $k_{10}=40$ m/d.

Grunty organiczne również wykazują bardzo zmienne wartości współczynnika filtracji.

Współczynniki filtracji dla pobranych próbek gruntów niespoistych ustalono na podstawie krzywych przesiewu, wzorami empirycznymi. Uzyskane wartości współczynników filtracji dla próbek gruntów zestawiono w tabeli:

Nr warstwy	Wartość	Współczynnik filtracji k_{10} [m/s] wg				
		wzoru Hazena	wzoru Kozeny'ego	wzoru Zauerbrey'a	wzoru UCBS	tablic Bayera
IV	Wartość średnia	0,000 1	0,000 2	0,000 2	0,000 1	0,000 1
	Współczynnik zmienności	1±0,63	1±0,85	1±1,03	1±1,33	1±0,62
V	Wartość średnia	0,00 13	0,00 10	0,00 10	0,00 11	0,000 4
	Współczynnik zmienności	1±3,59	1±3,27	1±2,98	1±4,13	1±1,21
VI	Wartość średnia	0,00 28	0,00 19	0,00 37	0,00 84	0,00 11
	Współczynnik zmienności	1±1,57	1±1,46	1±1,75	1±2,00	1±0,84
X	Wartość średnia	0,00 30	0,00 20	0,00 37	0,00 87	0,000 9
	Współczynnik zmienności	1±1,97	1±1,89	1±1,93	1±2,14	1±1,29

Przepuszczalność pyłów jest niewielka. Wartość współczynnika filtracji dla tych gruntów zawierają się w przedziale od $k_{10}=0,04$ m/d do $k_{10}=0,3$ m/d.

Przepuszczalność piasków gliniastych i glin piaszczystych jest bardzo zmienna i zależna od zawartości i uziarnienia frakcji piaszczystej. Orientacyjnie wartość współczynnika filtracji dla tych gruntów zawierają się w przedziale od $k_{10}=0,005$ m/d do $k_{10}=2$ m/d.

4.3.4. Agresywność korozyjna wód podziemnych

Z przeprowadzonych badań składu chemicznego (załącznik nr Z7/4) próbek wody podziemnej pobranej z otworu geotechnicznego wynika, że wykazuje ona słaby stopień agresywności w stosunku do betonu modelowego określony według normy [4]. Stwierdzona agresywność ma charakter agresywności ługującej, kwasowej oraz węglanowej.

W związku z wykazanim agresywnym charakterem środowiska konieczne będzie zaprojektowanie odpowiedniego zabezpieczenia antykorozyjnego. W szczególności konieczne będzie zastosowanie ochrony materiałowo-strukturalnej. Ochrona materiałowo-strukturalna polega wyłącznie na odpowiednim doborze składników do produkcji betonu.

4.3.5. Agresywność korozyjna wód powierzchniowych

Z przeprowadzonych badań składu chemicznego (załącznik nr Z7/5) próbek wody podziemnej pobranej z otworu rzeki Gwdy wynika, że wykazuje ona słaby stopień agresywności w stosunku do betonu modelowego określony według normy [4]. Stwierdzona agresywność ma charakter agresywności kwasowej oraz ługującej.

W związku z wykazanim agresywnym charakterem wody powierzchniowej konieczne będzie zaprojektowanie odpowiedniego zabezpieczenia antykorozyjnego dla obiektów stykającymi się z tymi wodami. W szczególności konieczne będzie zastosowanie ochrony materiałowo-strukturalnej. Ochrona materiałowo-strukturalna polega wyłącznie na odpowiednim doborze składników do produkcji betonu.

Ogólne warunki hydrogeologiczne w rozpatrywanym rejonie przedstawiono na przekrojach geotechnicznych (załączniki nr Z2).

5. CHARAKTERYSTYKA GEOTECHNICZNA WYDZIELONYCH WARSTW

Ogólne warunki geologiczno-inżynierskie występujące w rejonie inwestycji przedstawiono w załączniku nr Z1/4. W celu dokładniejszej charakterystyki występujących warunków, w podłożu gruntowym dokonano wydzielenia warstw geotechnicznych. Podstawowym kryterium podziału na warstwy, była budowa geologiczna. Dalszy podział wynikał wyłącznie z geotechnicznych właściwości gruntów.

Zgodnie z normą [8] grunty rozpatrywanego podłoża zaliczono do nasypowych, organicznych oraz rodzimych mineralnych nieskalistych niespoistych i spoistych. Występujące w podłożu grunty ujęto w jedenaście warstw. Pierwsze sześć warstw obejmuje utwory holoceniowe, pozostałe pięć warstw obejmuje utwory plejstoceniowe. W obrębie dziewięciu warstw (I, IV, V, VI, VII, VIII, IX, X, XI) wydzielono podwarstwy, ujmując w nie grunty o zbliżonych wartościach cech fizyczno-mechanicznych. Cechy fizyczno-mechaniczne ustalono dla wyodrębnionych warstw na podstawie wykonanych badań terenowych, laboratoryjnych oraz zależności korelacyjnych podanych w normach [6, 8]. Współczynniki materiałowe γ_m parametrów wiodących w poszczególnych warstwach obliczono metodami statystycznymi. W przypadku, gdy wyliczona wartość współczynnika była niewielka, zgodnie z zaleceniami normy [5], nie przyjmowano wartości bliższych jedności niż $\gamma_m = 1 \pm 0,10$.

Uogólnione wartości cech fizyczno-mechanicznych dla wydzielonych warstw geotechnicznych podano w załączniku nr Z4.

Grunty podłoża budowlanego ujęto w następujące dziesięć warstw geotechnicznych.

Warstwę I - stanowią przypowierzchniowo występujące utwory współczesne wykształcone w postaci humusu oraz nasypów niekontrolowanych. Humus jako również nasypy występują lokalnie. Grunty tej warstwy są wątpliwe do bezpośredniego posadowienia ze względu na zmienny skład, dodatek części organicznych oraz bardzo zmienne wartości parametrów geotechnicznych. Ze względu na zróżnicowanie litologiczne w obrębie I warstwy wyróżniono dwie podwarstwy:

- ◆ **podwarstwę I_a** – obejmującą humus oraz piasek humusowy. Szkielet mineralny humusu zbudowany jest z piasków drobnych. Przewarstwienia w obrębie tej podwarstwy występują w postaci humusu, torfów oraz namułów gliniastych. Jako domieszki spotykano piasek pylasty, otoczaki, torf oraz glebę. Miąższość humusu zawiera się w przedziale od 0,1 m (otwory geotechniczne nr 5 oraz 6) do 1,1 m (otwór geotechniczny nr 28). Zalegają one niemal na całym obszarze badań. Grunty reprezentujące tą podwarstwę występują w stanie luźnym oraz średniozagęszczonym o średniej wartości stopnia zagęszczenia wynoszącym $I_D=0,26$ ($\gamma_m=1\pm 0,48$). Humus jest wątpliwy do bezpośredniego posadowienia, ze względu na zmienny skład, dodatek części organicznych oraz bardzo zmienne wartości parametrów geotechnicznych.
- ◆ **podwarstwę I_b** – obejmującą nasypy niekontrolowane. Jako grunty wiodące w nasypach stwierdzono piasek drobny, piasek średni oraz piasek drobny na pograniczu piasku średniego. Lokalnie stwierdzono występowanie w nasypie żwiru, piasku grubego oraz piasku gliniastego. Jako przewarstwienia występuje humus, torf oraz namuły gliniaste. Nasypy w swoim składzie zawierają domieszki piasku pylastego, piasku

drobnego, piasku średniego, gliny piaszczystej, gliny piaszczystej przewarstwionej humusem, piasku gliniastego, otoczków oraz gruzu ceglanego. Nasypy mają różną miąższość od 0,3 m (otwór geotechniczny nr 17) do 2,8 m (otwór geotechniczny nr 10). Nasypy występują w bardzo różnych stanach zagęszczenia – od luźnego do średniozagęszczonego przy średniej wartości stopnia zagęszczenia wynoszącym $I_D=0,29$ ($\gamma_m=1\pm 0,50$). Nasypy niekontrolowane są wątpliwe do bezpośredniego posadowienia, ze względu na zmienny skład, dodatek części organicznych oraz bardzo zmienne wartości parametrów geotechnicznych.

Warstwę II – stanowią holocenijskie utwory organiczne występujące w postaci namułów. Rozróżniono występowanie namułów piaszczystych oraz namułów gliniastych. Lokalnie wystąpił namuł gliniasty na pograniczu namułu piaszczystego. Przewarstwieniami w tej warstwie są piaski drobne oraz torf. Jako domieszki napotkano na piaski drobne oraz piaski pylaste. Miąższość utworów organicznych jest zmienna i wynosi od 0,2 (otwór geotechniczny nr 14) do 11,0 m (otwór geotechniczny nr 27A). Namuły występują w konsystencji plastycznej oraz stanie miękkoplastycznym o wartości stopnia plastyczności $I_L=0,96$ ($\gamma_m=1\pm 0,55$). Namuły nie nadają się do bezpośredniego posadowienia, ze względu na zmienny skład, występowanie części organicznych, bardzo zmienne wartości parametrów geotechnicznych, małą nośność oraz dużą odkształcalność.

Warstwę III – stanowią holocenijskie utwory organiczne występujące w postaci torfów. Grunty tej warstwy nie zawierają przewarstwień oraz domieszek. Miąższość tych utworów jest zmienna i wynosi od 0,4 (otwór geotechniczny nr 18) do 1,6 m (otwór geotechniczny nr 17). Torfy występują w konsystencji plastycznej oraz stanie miękkoplastycznym o wartości stopnia plastyczności $I_L=0,98$ ($\gamma_m=1\pm 0,63$). Torfy podobnie jak namuły, nie nadają się do bezpośredniego posadowienia, ze względu na zmienny skład, występowanie części organicznych, bardzo zmienne warto-

ści parametrów geotechnicznych, małą nośność oraz dużą odkształcalność.

Warstwę IV - stanowią holocenijskie utwory rzeczne. Warstwę IV podłoża gruntowego budują piaski drobne, piaski drobne na pograniczu piasków pylastych oraz piaski drobne na pograniczu piasków średnich. W obrębie tych gruntów lokalnie występują domieszki otoczków. Ze względu na zróżnicowane zagęszczenie w obrębie IV warstwy wyróżniono trzy podwarstwy:

- ◆ **podwarstwę IV_a** - obejmującą piaski drobne w stanie luźnym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,28$ ($\gamma_m=1\pm 0,25$),
- ◆ **podwarstwę IV_b** - obejmującą piaski w stanie średniozagęszczonym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,54$ ($\gamma_m=1\pm 0,13$),
- ◆ **podwarstwę IV_c** - obejmującą piaski w stanie zagęszczonym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,72$ ($\gamma_m=1\pm 0,10$).

Grunty warstwy IV są wątpliwe pod względem wysadziowości.

Warstwę V - stanowią holocenijskie utwory rzeczne występujące w postaci piasków średnioziarnistych. Warstwę V podłoża gruntowego budują przede wszystkim piaski średnie oraz piaski grube. Lokalnie występują piaski średnie na pograniczu piasków grubych lub drobnych oraz domieszki i przewarstwienia gliny piaszczystej, żwirów i otoczków. Ze względu na zróżnicowane zagęszczenie w obrębie V warstwy wyróżniono trzy podwarstwy:

- ◆ **podwarstwę V_a** - obejmującą piaski w stanie luźnym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,25$ ($\gamma_m=1\pm 0,35$),
- ◆ **podwarstwę V_b** - obejmującą piaski w stanie średniozagęszczonym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,60$ ($\gamma_m=1\pm 0,10$),
- ◆ **podwarstwę V_c** - obejmującą piaski w stanie zagęszczonym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,77$ ($\gamma_m=1\pm 0,10$).

Grunty warstwy V nie mają charakteru wysadzinowego.

Warstwę VI - stanowią holocenijskie utwory rzeczne występujące w postaci utworów gruboziarnistych reprezentowanych przez żwiry. W obrębie tej warstwy lokalnie występuje pospółka oraz otoczaki. W formie przewarstwień lub domieszek spotkać można piaski grube, piaski średnie i bardzo rzadko glinę piaszczystą. Ze względu na zróżnicowane zagęszczenie w obrębie V warstwy wyróżniono dwie podwarstwy:

- ◆ **podwarstwę VI_a** - obejmującą piaski w stanie średniozagęszczonym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,59$ ($\gamma_m=1\pm 0,11$),
- ◆ **podwarstwę VI_b** - obejmującą piaski w stanie zagęszczonym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,77$ ($\gamma_m=1\pm 0,10$).

Grunty warstwy VI nie mają charakteru wysadzinowego.

Warstwę VII - stanowią plejstocenijskie utwory zastoiskowe występujące jako mułki. Mułki zostały wykształcone przede wszystkim w postaci pyłów oraz pyłów piaszczystych a lokalnie glin pylastych zwięzłych. Lokalnie występuje również glina pylasta. Uwzględniając kryteria zawarte w normie [5], utwory spoiste warstwy III gruntów zaliczono do niemo-renowych nieskonsolidowanych – grupa C. Grunty warstwy III znajdują się w konsystencji plastycznej oraz bardzo różnych stanach od twardoplastycznego do miękko-plastycznego. Ze względu na zróżnicowane wartości Stopnia plastyczności, w obrębie VII warstwy gruntów wyróżniono cztery podwarstwy:

- ◆ **podwarstwę VII_a** - obejmującą mułki w konsystencji plastycznej i stanie miękkoplastycznym o średniej wartości stopnia plastyczności $I_L=0,75$ ($\gamma_m=1\pm 0,18$),
- ◆ **podwarstwę VII_b** - obejmującą mułki w konsystencji plastycznej i stanie plastycznym o średniej wartości stopnia plastyczności $I_L=0,37$ ($\gamma_m=1\pm 0,21$),
- ◆ **podwarstwę VII_c** - obejmującą mułki w konsystencji plastycznej i stanie twardoplastycznym o średniej wartości stopnia plastyczności $I_L=0,12$ ($\gamma_m=1\pm 0,12$),

- ♦ **podwarstwę VII_d** - obejmującą mułki w konsystencji plastycznej i stanie na pograniczu twardoplastycznego i półwartego o średniej wartości stopnia plastyczności $I_L=0,02$ ($\gamma_m=1\pm 1,27$)⁴,

Mułki są niezwykle wrażliwe na przemarzanie i rozmakanie. Niewielka zmiana ich wilgotności naturalnej powoduje istotne zmiany wartości stopnia plastyczności. Zmiany te są szczególnie intensywne w przypadku gdy zmianą wilgotności towarzyszą drgania wywołane np. pracą ciężkiego sprzętu budowlanego. Grunty ujęte w warstwie VII mają charakter wysadzinowy.

Warstwę VIII - stanowią plejstocenijskie utwory rzeczne lub wodnolodowcowe występujące w postaci piasków drobnoziarnistych. Warstwę VIII podłoża gruntowego budują piaski drobne oraz piaski drobne na pograniczu piasków średnich. Lokalnie występują również piaski drobne na pograniczu piasków pylastych, przewarstwienia żwirów oraz domieszki otoczków i gliny piaszczystej. Ze względu na zróżnicowane zagęszczenie w obrębie VIII warstwy wyróżniono trzy podwarstwy:

- ♦ **podwarstwę VIII_a** - obejmującą piaski drobne w stanie luźnym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,24$ ($\gamma_m=1\pm 0,36$),
- ♦ **podwarstwę VIII_b** - obejmującą piaski w stanie średniozagęszczonym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,48$ ($\gamma_m=1\pm 0,13$),
- ♦ **podwarstwę VIII_c** - obejmującą piaski w stanie zagęszczonym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,75$ ($\gamma_m=1\pm 0,10$).

Grunty warstwy VIII są wątpliwe pod względem wysadzinowości.

Warstwę IX - stanowią plejstocenijskie utwory rzeczne lub wodnolodowcowe występujące w postaci piasków średnioziarnistych. Warstwę IX podłoża gruntowego budują przede wszyst-

⁴ Podany współczynnik materiałowy γ_m został wyliczony ściśle w oparciu o zalecenia normy [5]. Duże wartości współczynnika nie obrazują jednak dobrze fizycznej zmienności tych utworów. Zalegające mułki w tej podwarstwie są stosunkowo jednorodne. Do obliczeń statycznych można przyjąć współczynnik materiałowy o wartości $\gamma_m=1\pm 0,15$

kim piaski średnie oraz piaski grube. Lokalnie występują piaski średnie na pograniczu piasków grubych lub drobnych oraz domieszki piasków drobnych, żwirów, otoczków czy gliny piaszczystej. Ze względu na zróżnicowane zagęszczenie w obrębie IX warstwy wyróżniono trzy podwarstwy:

- ◆ **podwarstwę IX_a** - obejmującą piaski w stanie luźnym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,26$ ($\gamma_m=1\pm 0,28$),
- ◆ **podwarstwę IX_b** - obejmującą piaski w stanie średniozagęszczonym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,52$ ($\gamma_m=1\pm 0,15$),
- ◆ **podwarstwę IX_c** - obejmującą piaski w stanie zagęszczonym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,73$ ($\gamma_m=1\pm 0,10$).

Grunty warstwy IX nie mają charakteru wysadzinowego.

Warstwę X - stanowią plejstocenijskie utwory rzeczne lub wodnolodowcowe występujące w postaci utworów gruboziarnistych reprezentowanych przez pospółki i żwiry. W obrębie tej warstwy lokalnie występują otoczki, przewarstwienia piasku grubego oraz piasku średniego na pograniczu grubego a także domieszki piasku średniego, drobnego oraz gliny piaszczystej. Ze względu na zróżnicowane zagęszczenie w obrębie X warstwy wyróżniono dwie podwarstwy:

- ◆ **podwarstwę X_a** - obejmującą piaski w stanie średniozagęszczonym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,47$ ($\gamma_m=1\pm 0,27$),
- ◆ **podwarstwę X_b** - obejmującą piaski w stanie zagęszczonym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_D=0,80$ ($\gamma_m=1\pm 0,10$).

Grunty warstwy X nie mają charakteru wysadzinowego.

Warstwę XI - stanowią plejstocenijskie utwory lodowcowe występujące w postaci glin zwałowych. Dla glin zwałowych przyjęto grupę konsolidacyjną B [5]. Gliny zwałowe występują w postaci glin piaszczystych oraz piasków gliniastych z domieszką otoczków. Ze względu na zróżnicowane warto-

ści stopnia plastyczności w obrębie XI warstwy gruntów wyodrębniono trzy podwarstwy:

- ◆ **podwarstwę XI_a** - obejmującą gliny w konsystencji plastycznej i stanie plastycznym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_L=0,41$ ($\gamma_m=1\pm 0,10$),
- ◆ **podwarstwę XI_b** - obejmującą gliny w konsystencji plastycznej i stanie plastycznym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_L=0,32$ ($\gamma_m=1\pm 0,10$)
- ◆ **podwarstwę XI_c** - obejmującą gliny w konsystencji plastycznej i stanie twaroplastycznym o średniej wartości stopnia zagęszczenia $I_L=0,09$ ($\gamma_m=1\pm 0,74$)⁵.

Gliny zwałowe są wrażliwe na zmiany wilgotności oraz naruszenie naturalnej struktury. Wzrost wilgotności lub naruszenie naturalnej struktury mogą prowadzić do zwiększenia plastyczności tych gruntów.

W okresie wykonywania badań część gruntów znajdowała się pod wpływem oddziaływania wody podziemnej. W związku z tym, w obliczeniach statycznych, należy uwzględnić wpływ wyporu wody oraz ciśnienia sphywowego na ciężar objętościowy tych gruntów. Orientacyjne obliczenia tego wpływu można przeprowadzić z zależności: $\gamma'=(1-n)(\gamma_s-\gamma_w)$, $n=1-\gamma'/[\gamma_s(1+w_n)]$; $\gamma_s=26,5$ kN/m³; $\gamma_w=10,0$ kN/m³; γ , w_n - według załącznika Z4; $\gamma''=\gamma\pm p_s$; $p_s=\Delta h/l$ gdzie Δh – różnica pomiędzy nawierconym a ustabilizowanym poziomem wody podziemne, l – długość drogi przepływu wody.

Wzajemne położenie poszczególnych warstw przedstawiono na przekrojach geotechnicznych, które zamieszczono jako załączniki w załączniku nr Z2.

6. WARUNKI GRUNTOWO-WODNE PODŁOŻA NAWIERZCHNI ORAZ CHARAKTERYSTYKA NAWIERZCHNI

6.1. Grupy nośności podłoża nawierzchni

Sugerowane od przyjęcia grupy nośności podłoża nawierzchni określono na podstawie stwierdzonych warunków gruntowo-wodnych, z

⁵ Podany współczynnik materiałowy γ_m został wyliczony ściśle w oparciu o zalecenia normy [5]. Duże wartości współczynnika nie obrazują jednak dobrze fizycznej zmienności tych utworów. Zalegające gliny w tej podwarstwie są stosunkowo jednorodne. Do obliczeń statycznych można przyjąć współczynnik materiałowy o wartości $\gamma_m=1\pm 0,15$

uwzględnieniem rozporządzenia [2]. Obrazują one stan w okresie prowadzonych badań.

Lp.	Miejsce badania	Kilometraż projektowanej obwodnicy	Grupa nośności podłoża nawierzchni
1.	otwór wiertniczy nr 1	0+003	G1
2.	otwór wiertniczy nr 7	1+223	G2
3.	otwór wiertniczy nr 15	2+021	G1
4.	otwór wiertniczy nr 19	2+375	G2
5.	otwór wiertniczy nr 22	2+609	G1
6.	otwór wiertniczy nr 47	3+387	G1
7.	otwór wiertniczy nr 50	3+833	G1

Przyjmowanie grup nośności dla potrzeb projektowania nawierzchni uzależnione jest od występujących rodzajów gruntów podłoża oraz stwierdzonych warunków wodnych⁶. Warunki gruntowe generalnie nie ulegają zmianie w czasie. Natomiast poziom występowania wód podziemnych jest zmienny. Bardzo ogólną prognozę możliwych zmian przedstawiono w załączniku nr Z1/6. Przy istotnym podwyższeniu poziomu wód podziemnych, przedstawiona klasyfikacja może więc ulec zmianie. Aby do tego niedopuszczyć, konieczne jest właściwe odwodnienie projektowanej drogi. Warunki gruntowe pod nawierzchnią można również kształtować przez na przykład dobór warstw osaczających i odcinających.

Ostatecznej kwalifikacja grupy nośności podłoża nawierzchni powinien więc dokonać projektant, z uwzględnieniem stwierdzonych warunków gruntowo-wodnych, konstrukcji nawierzchni i jej odwodnienia.

6.2. Charakterystyka nawierzchni

W trakcie prowadzonych wierceń dokonywano przewiertów w istniejącej nawierzchni drogowej. Ogólne wyniki przewiertów, z podaniem grubości warstw nawierzchni z rozbiciem na rodzaj lepiszcza bitumicznego przedstawiono poniżej w tabeli. W tabeli zestawiono również ogólną charakterystykę warstwy podbudowy. Szczegółowe wyniki zawarte są w metrykach otworów geotechnicznych z przewiertem nawierzchni drogowej (załączniki Z5/1, Z5/5, Z5/13, Z5/17, Z5/22, Z5/45, Z5/47).

⁶ Grupy nośności podłoża nawierzchni mogą być przyjmowane również na podstawie Kalifornijskiego Wskaźnika nośności CBR. Badania te nie były jednak przedmiotem niniejszego opracowania.

Lp.	Miejsce badania	Grubości warstw nawierzchni w cm			Rodzaj podbudowy
		warstwy o lepisczku asfaltowym [cm]	warstwy o lepisczku smołowym [cm]	podbudowa	
1.	otwór wiertniczy nr 1	7,2	11,5	51	Niesort wapienny – 11 cm, niesort wapienny z domieszkami piasków i żwirów 40 cm
2.	otwór wiertniczy nr 7	5,7	6,8	20	Podbudowa betonowa – 20 cm
3.	otwór wiertniczy nr 15	7	3	25	Niesort wapienny – 15 cm
4.	otwór wiertniczy nr 19	12,5	-	34,5	Podbudowa betonowa – 20 cm
5.	otwór wiertniczy nr 22	26,4	-	19,4	Podbudowa betonowa – 20 cm
6.	otwór wiertniczy nr 47	7	4,2	40	Niesort wapienny – 40 cm
7.	otwór wiertniczy nr 50	4,3	5,1	33	Mieszanka z otoczków – 25,6 cm

7. PODSUMOWANIE, WNIOSKI I ZALECENIA

7.1. Podsumowanie wyników prowadzonych badań geotechnicznych

- 7.1.1. W wyniku wykonanych terenowych oraz laboratoryjnych badań geotechnicznych, dokonano rozpoznania podłoża budowlanego w obrębie projektowanej inwestycji. W miejscu lokalizacji inwestycji występują zmienne warunki geotechniczne.
- 7.1.2. Początkowy odcinek obwodnicy przebiegający równiną sandrową zbudowany jest z utworów holocenijskich (humusu i nasypów niekontrolowanych) o zróżnicowanej miąższości. Miąższość humusu i nasypów na tym odcinku nie przekracza 0,7 m. Poniżej zalegają piaski i żwiry wodnolodowcowe pochodzące z fazy pomorskiej zlodowacenie północnopolskiego. W większości wykonanych otworów wiertniczych nie przewiercono tych osadów. Starsze podłoże równiny buduje glina zwałowa fazy poznańsko-dobrzyńskiej.
- 7.1.3. Dalszy odcinek trasy drogi przebiega tarasem erozyjno-akumulacyjnym rzeki Gwdy. Przypowierzchniowa część tarasu zbudowana jest z utworów holocenijskich występujących w postaci nasypów niekontrolowanych o zróżnicowanej miąższości, dochodzącej lokalnie do 2,4 m oraz torfów. Torfy występują nieregularnymi płatami a ich miąższość nie przekracza 1,6 m. Pod utworami holocenijskimi występują postglacjalne piaski rzeczne, których spągu nie przewiercono. Lokalnie piaski te wychodzą niemal na powierzchnię.

Budowa obwodnicy śródmiejskiej w Pile

- 7.1.4. Na odcinku od km 2+500 do km 3+100 obwodnica przebiega dnem doliny rzecznej Gwdy. Fragment ten został rozpoznany otworami do głębokości 25 m i wykazuje najbardziej skomplikowaną i złożoną budowę geologiczną. Przypowierzchniowe podłoże zbudowane jest przede wszystkim z humusu o niewielkiej miąższości. Poniżej występują słabonośne namuły. Ich miąższość jest bardzo zróżnicowana i dochodzi nawet do 11-12 m. Miąższość ta jest bardzo zmienna na przestrzeni nawet kilku metrów. Pod namułami występują holocenijskie piaski i żwiry rzeczne również o bardzo zróżnicowanej miąższości i położeniu przestrzennym. Starsze podłoże stanowią plejstoceńskie utwory zastoiskowe. Spagu tych osadów nie przewiercono.
- 7.1.5. Końcowy odcinek obwodnicy przebiega na tarasie nazalewowym erozyjno-akumulacyjnym. Jego przypowierzchniową część buduje humus o niewielkiej miąższości. Poniżej występują piaski i żwiry rzeczne, początkowo postglacjalne a później pochodzące z fazy pomorskiej zlodowacenia północno-polskiego.
- 7.1.6. Występujące utwory piaszczyste i żwirowe występują w różnych stanach zagęszczenia od luźnego do zagęszczonego. Stany gruntów spoistych również są bardzo zróżnicowane od twardoplastycznego na pograniczu półwartego do miękko-plastycznego.
- 7.1.7. Na obszarze prowadzonych badań stwierdzono występowanie jednego czwartorzędowego poziomu wód podziemnych.
- 7.1.8. Wody podziemne podlegają znacznym wahaniom w czasie. Typowe wahania poziomu wód podziemnych wynoszą orientacyjnie $\pm 0,50$ m. Dokładne wyznaczenie wahań wód podziemnych wymaga zainstalowania piezometrów i prowadzenia obserwacji w dłuższym okresie czasu.
- 7.1.9. Poziom w rzece Gwdzie jest stosunkowo zmienny zarówno w cyklach dobowych jak i miesięcznych oraz rocznych.
- 7.1.10. Wody podziemne i powierzchniowe wykazują słabą agresywność korozyjną w stosunku do betonu modelowego.
- 7.1.11. Średnia głębokość przemarzania gruntów, na rozpatrywanym terenie, wynosi około 1,00 m ppt.

7.2. Wnioski z przeprowadzonych badań geotechnicznych, dotyczące posadowienia obiektów

- 7.2.1. Istniejąca budowa geologiczna ma charakter złożony.
- 7.2.2. Złożoność warunków posadowienia wynika z:
- zalegania w strefie przypowierzchniowej nasypów i gruntów organicznych,
 - wysokiego i zmiennego poziomu wód podziemnych,
 - lokalizacji części inwestycji w strefie nadbrzeżnej rzeki Gwody,
 - zmiennego poziomu posadowienia poszczególnych obiektów budowlanych i w obrębie różnych warstw geotechnicznych o zróżnicowanej nośności, ściśliwości i zróżnicowanym czasie konsolidacji pod obciążeniem.
- 7.2.3. Projektowane obiekty zaleca się posadzić w obrębie warstw gruntów nośnych piaszczysto-żwirowych i spoistych w stanie twardoplastycznym i plastycznym.
- 7.2.4. Występujące holocenijskie utwory piaszczysto-żwirowe, w stanie zagęszczonym oraz plejstocenijskie w stanie średniozagęszczonym i zagęszczonym oraz twardoplastyczne gliny zwałowe oraz mułki w stanie nienaruszonym stanowią dobre podłoże budowlane dla celów bezpośredniego posadowienia projektowanych obiektów.
- 7.2.5. Naruszenie naturalnej struktury glin i pyłów, szczególnie w obecności wody pochodzącej z opadów atmosferycznych lub sączeń śródglinowych może łatwo doprowadzić do uplastycznienia podłoża spoistego. Z tych względów podłoże to należy bardzo starannie chronić przed rozmakaniem i przemarzaniem.
- 7.2.6. Przy wyborze sposobu posadowienia obiektów mostowych (bezpośrednie lub pośrednie) należy uwzględnić jednocześnie:
- ♦ własności nośne i odkształcalność gruntów zalegających w podłożu,
 - ♦ głębokość zalegania warstw nośnych podłoża,
 - ♦ rodzaj, wielkość i charakter obciążeń przekazywanych na podłoże,
 - ♦ wielkość dopuszczalnych osiadań średnich, różnic osiadań oraz dopuszczalnego przechyłu budowli, wynikających z wytycznych technologicznych i konstrukcyjnych.

- 7.2.7. Przy posadowieniu obiektów mostowych w gruntach holoceni- skich zaleca się przyjmowanie wyłącznie posadowienia po- średniego – na palach, bez względu na wyniki przeprowadzo- nej wyżej analizy. Zalecenie to wynika z przesłanek geotech- nicznych. Utwory holoceni- skie są bowiem z punktu widzenia czasu geotechnicznego utworami bardzo „młodymi”, gdzie nie- równomierne osiadanie, przy dużej koncentracji naprężeń przekazywanych na podłoże, jest zawsze bardzo prawdopo- dobne.
- 7.2.8. Wybór posadowienia planowanych obiektów mostowych, na odcinkach gdzie występują utwory plejstoceńskie, powinien się odbyć na podstawie kryteriów opisanych w punkcie 7.2.6.

7.3. Zabezpieczenie antykorozyjne obiektów

- 7.3.1. Przeprowadzone badania składu chemicznego wykazały słabą agresywność wód powierzchniowych i podziemnych w stosun- ku do betonu modelowego.
- 7.3.2. Konieczne jest więc zaprojektowanie odpowiedniego zabezpie- czenia antykorozyjnego dla obiektów i budowli. Przy wykazanej agresywności konieczne jest zastosowanie wyłącznie ochrony materiałowo-strukturalnej konstrukcji żelbetowych.
- 7.3.3. Projekt zabezpieczeń antykorozyjnych projektowanych kon- strukcji powinien być oparty o wymagania zawarte w odpowied- nich normach.

7.4. Zalecenia dotyczące obliczeń statycznych

- 7.4.1. Obliczenia statyczne posadowienia bezpośredniego zaleca się wykonać według norm [5, 6, 7].
- 7.4.2. Do obliczeń statycznych posadowienia obiektów, można wyko- rzystać wartości cech fizyczno-mechanicznych gruntów zawar- tych w załączniku nr Z4.
- 7.4.3. Obliczając posadowienie obiektu należy podłoże traktować ja- ko uwarstwione.
- 7.4.4. Przy obliczeniach statycznych posadowienia bezpośredniego zaleca się przyjąć wartość współczynnika korekcyjnego $m=0,81$ zgodnie z postanowieniami normy [14]. Należy rozwa- żyć zasadność zmniejszenia i przyjęcie go według propozycji zawartej w pracy [50] ($m=0,60\div 0,80$).

- 7.4.5. W obliczeniach statycznych należy uwzględnić wpływ wyporu wody na ciężar objętościowy gruntu z zależności: $\gamma'=(1-n)(\gamma_s-\gamma_w)$, $n=1-\gamma/[\gamma_s(1+w_n)]$; $\gamma_s=26,5 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_w=10,0 \text{ kN/m}^3$; γ , w_n - według załącznika Z4; $\gamma''=\gamma\pm p_s$; $p_s=\Delta h/l$ gdzie Δh – różnica pomiędzy nawierconym a ustabilizowanym poziomem wody podziemne, l – długość drogi przepływu wody. Do obliczeń przyjmując najmniej korzystne położenie zwierciadła wody podziemnej i ewentualnie powierzchniowej.
- 7.4.6. Przy projektowaniu pali należy bezwzględnie przewidzieć ich próbne obciążenie. Próbne obciążenie należy wykonać z odpowiednim wyprzedzeniem czasowym, aby ewentualnie umożliwić korektę projektu budowlanego w sposób nie dezorganizujący prac budowlanych.
- 7.4.7. Zaleca się, aby projekt budowlany określał wymagane zagęszczenie, wyrażone minimalną wartością stopnia zagęszczenia I_D lub wskaźnika zagęszczenia I_s , dla gruntów niespoistych stanowiących zasypkę lub podsypkę poszczególnych obiektów.

7.5. Zalecenia realizacyjne

7.5.1. Odbiory podłoża pod projektowane objekty

- 7.5.1.1. Realizacja poszczególnych prac budowlanych, związanych z wykonywaniem obiektów i budowli w podłożu gruntowym, wiąże się z koniecznością przeprowadzenia stosownych odbiorów podłoża gruntowego. Przeprowadzone badania podłoża gruntowego mają bowiem charakter punktowy. Przedstawione uwarstwienie podłoża wynika z interpretacji wyników uzyskanych w poszczególnych punktach i może się nieco różnić od warunków rzeczywistych.
- 7.5.1.2. W przypadku braku innych ustaleń, odbiór podłoża pod projektowane objekty można wykonać zgodnie z zasadami podanymi w "Warunkach technicznych wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych" oraz odpowiednich normach [11, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22].
- 7.5.1.3. W przypadku odbioru podłoża pod układ drogowy konieczne będą badania wtórnego modułu odkształcenia i porównania otrzymanych rezultatów z wymaganiami normy [22].
- 7.5.1.4. Zaleca się, aby odbiór robót związanych z realizacją posadowienia obiektów i budowli odbył się przy udziale projektantów odpowiednich branż oraz geologa.

7.5.2. Odwodnienie podłoża gruntowego

- 7.5.2.1. Ze względu na miejscami wysoki poziom wód podziemnych konieczne będzie odwodnienie wykopów pod niektóre obiekty.
- 7.5.2.2. Rodzaj zastosowanego odwodnienia dostosować do rodzaju warstwy wodonośnej oraz wymaganej depresji.
- 7.5.2.3. Zależnie od przyjętego sposobu, zasięgu leja depresji i długości odwodnienia, rozważyć konieczność wystąpienia o stosowne pozwolenie wodnoprawne

7.5.3. Dobór materiału do wykonania zasypek i podsypek oraz technologia zagęszczania

- 7.5.3.1. W trakcie wykonywania robót ziemnych zajdzie konieczność wykonywania zasypek i podsypek w tym podsypek filtracyjnych. Generalnie zaleca się wykonywanie zasypek z gruntów niespoistych (piaszczysto-żwirowych).
- 7.5.3.2. Do wykonywania zasypek nadają się również grunty spoiste. Należy jednak zwrócić uwagę, że wilgotność optymalna większości gruntów spoistych jest nieco mniejsza od ich granicy plastyczności. Oznacza to, że wykorzystanie rodzimych gruntów spoistych, pochodzących z wykopów fundamentowych, do wykonywania zasypek będzie wiązała się koniecznością ich doprowadzenia do wilgotności optymalnej.
- 7.5.3.3. Obecna wilgotność występujących glin jest nieco niższa od wilgotności optymalnej. Zamiar ich wykorzystania do zasypek fundamentowych oznacza konieczność podwyższenia ich obecnej wilgotności.
- 7.5.3.4. Zwraca się uwagę, że większość gruntów niespoistych występujących w warunkach naturalnych, jest źle uziarniona pod względem możliwości ich zagęszczania, gdyż wskaźnik jednorodności uziarnienia tych gruntów z reguły nie przekracza wartości $C_u < 6$ a wskaźnik krzywizny jest mniejszy od $C_c < 1$.
- 7.5.3.5. Przy niskich wartościach wskaźników ($3 < C_u < 6$; $C_c < 1$), lecz wyższych od wskaźników jakie wykazują grunty występujące na terenie przeprowadzonych badań, zagęszczenie jest możliwe lecz w celu uzyskania wymaganych wysokich parametrów zagęszczania konieczne jest bardzo ściśle przestrzeganie wymogów technologicznych

- 7.5.3.6. Podstawowym warunkiem technologicznym skutecznego zagęszczania gruntów przeznaczonych na zasypki, podsypki itp. jest ich prowadzenie przy wilgotności optymalnej (w^{opt}), uprzednio określonej w badaniach laboratoryjnych.
- 7.5.3.7. Grunt o wskaźniku jednorodności uziarnienia $C_u < 3$ w zasadzie nie powinien być używany do wykonania zasypek i podsypek chyba, że badania na poletku doświadczalnym wykażą możliwość jego zagęszczenia.
- 7.5.3.8. Do zagęszczania źle uziarnionych gruntów niespoistych konieczne jest używanie sprzętu wibracyjnego o stosunkowo wysokiej masie.
- 7.5.3.9. Proces zagęszczania źle uziarnionych gruntów powinien przebiegać przy stosunkowo niewielkiej grubości warstw.
- 7.5.3.10. Przy zagęszczarce płytowej o masie do 400 kg, grubość zagęszczanych warstw nie powinna przekraczać orientacyjnie ~ 20-25 cm, przy masie 500 kg ~ 25-35 cm a przy masie 700 kg ~ 35-50 cm. Można stosować inne grubości zagęszczanych warstw, jeżeli zostanie to wykazane na poletku doświadczalnym.
- 7.5.3.11. Walce wibracyjne pozwalają na zagęszczanie źle uziarnionego podłoża niespoistego warstwami większej miąższości.
- 7.5.3.12. W przypadku, gdy zagęszczanie przy wilgotności optymalnej (w^{opt}) warstwami o niewielkiej miąższości nie da oczekiwanych rezultatów, konieczne będzie doziarnienie zagęszczanych gruntów tak odpowiednio dobranymi frakcjami lub innymi gruntami, aby spełniony został warunek $C_u > 6$ oraz $3 > C_c > 1$.
- 7.5.3.13. Przed przystąpieniem do realizacji prac należy przeprowadzić wstępne badania przydatności gruntu do zamierzonych robót, wybierając kruszywo najkorzystniejsze. Badania te powinny swoim zakresem obejmować, co najmniej wilgotność optymalną w^{opt} , maksymalny ciężar szkieletu gruntowego γ_d^{max} , uziarnienie (w tym wskaźnik jednorodności uziarnienia C_u , wskaźnik krzywizny $C_c < 1$) oraz jednorodność gruntów.
- 7.5.3.14. Wskazane jest, aby materiał stosowany do wbudowywania był w miarę możliwości jednorodny. Wskaźnik zagęszczenia I_s wylicza się bowiem w oparciu o uprzednio wyznaczona wartość maksymalnego ciężaru szkieletu gruntowego γ_d^{max} (γ_d^{max} ma w pewnym sensie charakter stałej materiałowej).

- 7.5.3.15. W przypadku zmiany rodzaju wbudowywanego gruntu lub jego dużej niejednorodności, wartość maksymalnego ciężaru szkieletu gruntowego γ_d^{\max} musi być ponownie lub każdorazowo wyznaczana, co podraża koszty odbiorów.
- 7.5.3.16. Uwzględniając ewentualne problemy związane z odbiorami zagęszczanego podłoża, zaleca się rozważenie zasadności technicznej i ekonomicznej stosowania w szczególnie odpowiedzialnych miejscach odpowiedniego materiału gwarantującego bezproblemowo skuteczne zagęszczanie (np. pospółki frakcji 0/12).

7.5.4. Kontrola zagęszczenia podłoża

- 7.5.4.1. Podstawowym miarodajnym parametrem do odbioru zasypek, podsypek itp. nie jest stopień zagęszczenia I_D , lecz wskaźnik zagęszczenia I_S .
- 7.5.4.2. Odbiór zagęszczanego podłoża powinien odbywać się poszczególnymi warstwami. Do wykonania kolejnej warstwy powinno się przystąpić po dokonaniu odbioru warstwy poprzedniej. Ze względu na metodykę badań wartości wskaźnika zagęszczenia I_S , odbiory zagęszczenia podłoża mają charakter zanikający.
- 7.5.4.3. W przypadku, gdy kontrola nie będzie się odbywać zagęszczanymi warstwami, lecz w sposób kompleksowy, wyznaczenie wartości wskaźników zagęszczenia I_S w przekroju pionowym jest możliwe, lecz niezwykle kosztowne, gdyż wymaga pobrania prób o nienaruszonej strukturze z poszczególnych głębokości.
- 7.5.4.4. Do określania wartości wskaźnika zagęszczenia I_S nie zaleca się wykorzystywania sondowań podłoża, gdyż korelacje pomiędzy wartościami wskaźnika zagęszczenia I_S a stopniem zagęszczenia I_D są niedokładne i mają charakter orientacyjny. Badania wartości wskaźnika zagęszczenia I_S za pomocą sondowań podłoża nie przewiduje żadna norma zagraniczna ani krajowa.
- 7.5.4.5. Sondowania gruntu są natomiast bardzo przydatne do oceny jednorodności zagęszczenia podłoża w całym profilu pionowym.
- 7.5.4.6. W przypadku braku kryteriów odbioru, można wykorzystać, zależnie od charakteru zasypki, zalecenia podane w normach [11, 16, 17, 18, 22].

- 7.5.4.7. Parametry związane z prowadzonymi pracami ziemnymi a w szczególności charakteryzujące zagęszczenie zasypek i podsypek powinny być kontrolowane na bieżąco w trakcie budowy a ich wyniki zapisywane do dziennika budowy.

7.5.5. Obsługa geotechniczna budowy

- 7.5.6.1. Ze względu na przewidywany stosunkowo duży zakres prac ziemnych, zaleca się aby na czasach trwania inwestor ustanowił stały nadzór geotechnicznych, którego zadaniem będzie prowadzenie geotechnicznej obsługi budowy.
- 7.5.6.2. Zadaniem obsługi geotechnicznej budowy byłoby:
- udział w odbiorach podłoża gruntowego pod poszczególne obiekty budowlane,
 - kontrola własności materiału przewidzianego do wykonywania zasypek i podsypek,
 - kontrola zagęszczenia wbudowywanych gruntów.

7.5.6. Uwagi końcowe

Zalecenia dotyczące samych zasad odbioru podłoża gruntowego i poszczególnych elementów robót ziemnych należy traktować wyłącznie jako sugestię. Zasady odbioru (wymagana liczbą oraz rodzaj badań kontrolnych) powinny zostać określone wspólnie przez inwestora i projektanta z ewentualnym udziałem geologa (geotechnika). Wymienione w niniejszej dokumentacji normy, ustalające zasady odbioru podłoża gruntowego oraz prac ziemnych w większości przypadków nie mają charakteru obligatoryjnego (obowiązkowego). Ich stosowanie ma charakter całkowicie dobrowolny a naruszenie tych norm nie stanowi naruszenia obowiązującego prawa budowlanego. Natomiast same wartości liczbowe poszczególnych wymaganych parametrów zagęszczania podłoża (wskaźnik zagęszczenia I_s , stopień zagęszczenia I_D , moduły odkształcenia E_1 i E_2 oraz wskaźnik odkształcenia I_0) powinny wynikać bezpośrednio z projektu budowlanego lub odpowiednich norm przedmiotowych, jeżeli autorzy projektu na te normy się powołają.

8. MATERIAŁY WYKORZYSTANE W DOKUMENTACJI GEOTECHNICZNEJ

Przy sporządzaniu dokumentacji geotechnicznej korzystano z następujących materiałów:

8.1. Przepisy prawne

- [1]. Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 września 1998 roku w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (*Dz.U. Nr 126, poz. 839*).
- [2]. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (*Dz.U. Nr 43, poz. 430*).

8.2. Normy państwowe i branżowe

- [3]. BN-77/0520-01. Torf i wyroby z torfu. Oznaczanie stopnia rozkładu torfu.
- [4]. PN-80/B-01800. Antykorozyjne zabezpieczenia w budownictwie. Konstrukcje betonowe i żelbetowe. Klasyfikacja i określenie środowisk.
- [5]. PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [6]. PN-83/B-02482. Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych.
- [7]. PN-83/B-03010. Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [8]. PN-86/B-02480. Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.
- [9]. PN-87/B-01100. Kruszywa mineralne, Kruszywa skalne. Podział, nazwy i określenia.
- [10]. PN-88/B-04481. Grunty budowlane. Badania próbek gruntów.
- [11]. PN-92/B-10735. Kanalizacja. Przewody Kanalizacyjne. Wymagania i badania przy odbiorze.
- [12]. PN-B 02479:1998. Geotechnika. Dokumentowanie geotechniczne. Zasady ogólne.
- [13]. PN-B 02481:1998. Geotechnika. Terminologia podstawowa, symbole literowe i jednostki miar.
- [14]. PN-B 04452:2002. Geotechnika. Badania polowe.
- [15]. PN-B-02479:1998. Geotechnika. Dokumentowanie geotechniczne. Zasady ogólne.
- [16]. PN-B-06050:1999. Geotechnika. Roboty ziemne. Wymagania ogólne.
- [17]. PN-B-10725:1997. Wodociągi. Przewody zewnętrzne. Wymagania i badania.

- [18]. PN-B-10736:1999. Roboty ziemne. Wykopy otwarte dla przewodów wodociagowych i kanalizacyjnych. Warunki techniczne wykonania.
- [19]. PN-EN 12063:2001. Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Ścianki szczelne.
- [20]. PN-EN 1536:2001. Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Pale wiercone.
- [21]. PN-EN 1538. Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Ściany szczelinowe.
- [22]. PN-S-02205:1998. Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania.

8.3. Mapy geotechniczne, sytuacyjne i topograficzne

- [23]. Mapa geologiczna Polski. A – mapa utworów powierzchniowych. Arkusz Piła. Skala 1:200 000. Wydawnictwa Geologiczne. Warszawa 1977 rok.
- [24]. Mapa geologiczno – gospodarcza Polski. Arkusz Piła. Skala 1:50000. Państwowy Instytut Geologiczny. Warszawa 2004 rok.
- [25]. Mapa geologiczno – gospodarcza Polski. Arkusz Śmiłowo. Skala 1:50000. Państwowy Instytut Geologiczny. Warszawa 2004 rok.
- [26]. Mapa hydrogeologiczna Polski. Arkusz Bydgoszcz. Skala 1:300000. Wydawnictwa Geologiczne. Warszawa 1959 rok.
- [27]. Mapa hydrogeologiczna Polski. Arkusz Piła. Skala 1:200 000. Wydawnictwa Geologiczne. Warszawa 1987 rok.
- [28]. Mapa hydrograficzna. Arkusz N-33-106-A Stara łubianka. Skala 1:50000. Główny Urząd Geodezji i Kartografii. Warszawa 2003 rok.
- [29]. Mapa hydrograficzna. Arkusz N-33-106-B Krajenka. Skala 1:50000. Główny Urząd Geodezji i Kartografii. Warszawa 2003 rok.
- [30]. Mapa hydrograficzna. Arkusz N-33-106-C Piła. Skala 1:50000. Główny Urząd Geodezji i Kartografii. Warszawa 2003 rok.
- [31]. Mapa hydrograficzna. Arkusz N-33-106-D Piła Wschód. Skala 1:50000. Główny Urząd Geodezji i Kartografii. Warszawa 2003 rok.
- [32]. Mapa przeglądowa geologiczno – inżynierska Polski. Arkusz Bydgoszcz. Skala 1:300000. Wydawnictwa Geologiczne. Warszawa 1956 rok.
- [33]. Mapa sytuacyjno-wysokościowa terenu badań w skali 1:1000. (*mapa przeskalowana elektronicznie do skali 1:2000*).
- [34]. Mapa topograficzna Polski. Arkusz N-33-106-A Stara łubianka. Skala 1:50 000. Główny Geodety Kraju. Warszawa 2000 rok.
- [35]. Mapa topograficzna Polski. Arkusz N-33-106-B Krajenka. Skala 1:50 000. Główny Geodety Kraju. Warszawa 2000 rok.

- [36]. Mapa topograficzna Polski. Arkusz N-33-106-C Piła. Skala 1:50 000. Główny Geodety Kraju: Warszawa 2000 rok.
- [37]. Mapa topograficzna Polski. Arkusz N-34-106-D Piła Wschód. Skala 1:50 000. Główny Geodety Kraju. Warszawa 2000 rok.
- [38]. Regionalizacja fizyczno - geograficzna Polski. Skala 1:1 250 000. Opracował: J. Kondracki. Państwowe Przedsiębiorstwo Wydawnictw Kartograficznych. Warszawa 1988 rok.

8.4. Literatura, geotechniczne materiały archiwalne, dokumentacje projektowe

- [39]. Bażyński J., Dragowski A., Frankowski Zb., Kaczyński R., Rybicki St., Wysokiński L.: Zasady sporządzania dokumentacji geologiczno-inżynierskich. Państwowy Instytut Geologiczny. Warszawa 1999 rok.
- [40]. Graf R., Kostecki M.: Komentarz do mapy hydrograficznej Polski w skali 1:50 000. Arkusz N-33-106-C Piła. Opracowanie Uniwersytetu im. A Mickiewicza. Poznań 2003 rok.
- [41]. Graf R., Wrześciński D. Komentarz do mapy hydrograficznej Polski w skali 1:50 000. Arkusz N-33-106-B Krajenka. Opracowanie Uniwersytetu im. A Mickiewicza. Poznań 2003 rok.
- [42]. Ignut R., Kłebek A., Puchalski R.: Terenowe badania geologiczno-inżynierskie. Wydawnictwa Geologiczne. Warszawa 1973 rok.
- [43]. Kaniecki A., Baczyńska A., Gogołek A.: Komentarz do mapy hydrograficznej Polski w skali 1:50 000. Arkusz N-33-106-A Stara Łubianka. Opracowanie Uniwersytetu im. A Mickiewicza. Poznań 2003 rok.
- [44]. Kłosiński B., Bażyński J., Frankowski Zb., Kaczyński R., Wierzbicki St.: Instrukcja badań podłoża gruntowego budowli drogowych i mostowych. Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych. Warszawa 1998 rok.
- [45]. Kołaga C. (red.): Objasnienia do przeglądowej mapy hydrogeologicznej Polski. Arkusz Bydgoszcz. Wydawnictwa Geotechniczne. Warszawa 1965 rok.
- [46]. Kondracki J.: Geografia fizyczna Polski. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1988 rok.
- [47]. Mojski J.E. (red.): Objasnienia do mapy geologicznej Polski. Arkusz Piła. Wydawnictwa Geologiczne. Warszawa 1978 rok.
- [48]. Myślińska E.: Grunty organiczne i laboratoryjne metody ich badania. Wydawnictwo naukowe PWN. Warszawa 2001 rok.

- [49]. Pazdro Z.: Hydrogeologia ogólna. Wydawnictwa Geotechniczne. Warszawa 1977 rok.
- [50]. Wiłun Z., Pisarczyk St.: Fundamenty. Poradnik inżyniera i technika budowlanego. Tom 4. Arkady. Warszawa 1983 rok.
- [51]. Wiłun Z.: Zarys geotechniki. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności. Warszawa 1982 rok.
- [52]. Ziętkowiak Z.: Komentarz do mapy hydrograficznej Polski w skali 1:50 000. Arkusz N-33-106-D Piła. Opracowanie Uniwersytetu im. A Mickiewicza. Poznań 2003 rok.

Bydgoszcz, marzec 2004 rok

Budowa obwodnicy śródmiejskiej w Pile



PROJEKT BUDOWLANY

OBWODNICA ŚRÓDMIEJSKA MIASTA PIŁY

WZMOCNIENIE SŁABONOŚNEGO PODŁOŻA GRUNTOWEGO

POSADOWIENIE OBIEKTÓW MOSTOWYCH

ORAZ NASYPU DROGOWEGO

NA WZMOCNIONYM PODŁOŻU GRUNTOWYM

Inwestor:

Urząd Miasta Piły
Plac Staszica 10
64 – 920 PIŁA

Zleceniodawca – Główny projektant:

Lafrentz – Polska Sp. z o.o.
ul. Zbąszyńska 29
60-359 Poznań,

zespół projektowy:


mgr inż. Paweł Łęcki


dr inż. Andrzej T. Wojtasik


mgr inż. Paweł Dojcz


mgr inż. Łukasz Wiczorek

sprawdzający:


mgr inż. Sławomir Kozuch

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

1. CZĘŚĆ TEKSTOWA

OPIS TECHNICZNY

1. Podstawa opracowania	str. 3
2. Przedmiot projektu	str. 3
3. Ogólna charakterystyka zadania	str. 4
4. Warunki geotechniczne	str. 4
5. Ogólny opis rozwiązania projektowego	str. 4
6. Posadowienie mostu MG1	str. 8
6.1. Rozwiązanie projektowe	
6.2. Technologia, kolejność, organizacja robót	
6.3. Warunki wykonawstwa i kontroli robót	
6.4. Uwagi i wytyczne do projektu posadowienia mostu MG1	
7. Posadowienie estakady EG2	str. 12
7.1. Rozwiązanie projektowe	
7.2. Technologia, kolejność, organizacja robót	
7.3. Warunki wykonawstwa i kontroli robót	
7.4. Uwagi i wytyczne do projektu posadowienia estakady EG2	
8. Posadowienie mostu MG3	str. 16
8.1. Rozwiązanie projektowe	
8.2. Technologia, kolejność, organizacja robót	
8.3. Warunki wykonawstwa i kontroli robót	
8.4. Uwagi i wytyczne do projektu posadowienia mostu MG3	
9. Posadowienie nasypu drogowego pomiędzy mostami a estakadą	str. 19
9.1. Rozwiązanie projektowe	
9.2. Technologia, kolejność, organizacja robót	
9.3. Warunki wykonawstwa i kontroli robót	
9.4. Uwagi i wytyczne do projektu posadowienia nasypów drogowych	
10. Przyjęte rozwiązania technologiczne	str. 23
11. Wytyczne dotyczące kontroli robót	str. 24

2. CZĘŚĆ GRAFICZNA - RYSUNKOWA

900_B_01	Rzut kolumn DSM, KSS dla obiektu MG1	1 : 200
900_B_02	Rzut kolumn KSS dla obiektu EG2	1 : 200
900_B_03	Rzut kolumn KSS dla obiektu MG3	1 : 200
900_B_04	Rzut kolumn KSS i WIBRO dla nasypu N_1-2	1 : 200
900_B_05	Rzut kolumn KSS i WIBRO dla nasypu N_2-3	1 : 200
900_B_06	Przekrój podłużny	1 : 200
900_B_07	Konstrukcja tymczasowych reperów geodezyjnych	(szkie)

3. OBLICZENIA STATYCZNE

Obliczenia nośności granicznej i osiadań podłoża wzmocnionego
(kolumnami KSS, DSM oraz metodą wibroflotacji)

OPIS TECHNICZNY

1. Podstawa opracowania:

Podstawę opracowania projektu stanowią:

1. Zlecenie Głównego Projektanta inwestycji, Lafrentz – Polska, Sp. z o.o., z siedzibą: 60-359 Poznań, ul. Zbąszyńska 29, zwanego dalej Zleceniodawcą.
2. Uzgodnienia bieżące ze Zleceniodawcą, z projektantami branży drogowej [inż. Janusz Kamiński] oraz branży mostowej [inż. Robert Palicki].
3. Projekty budowlane (w opracowaniu) branży drogowej i branży mostowej, udostępnione przez Zleceniodawcę.
4. Specyfikacje techniczne: Wzmacnianie podłoża gruntowego metodą wglębnej wibrowymiany – metodą wykonywania kolumn żwirowo - piaskowych (KSS) oraz metodą wglębnego mieszania z cementem (na mokro) DSM [deep soil mixing (wet)].
5. Dane zawarte w dokumentacji oraz analiza dokumentacji geotechnicznych, m.in.:
 - 5.1. „Dokumentacja ustalająca warunki geotechniczne posadowienia (budowa obwodnicy śródmiejskiej w Pile), opracowana przez Przedsiębiorstwo Geotechniczno – Konsultingowe Geotech Sp. z o.o., Bydgoszcz (dokumentacja nr 1969/2004), w marcu 2004 r. [1]
 - 5.2. „Dokumentacja badań geotechnicznych, uzupełniająca badania podłoża gruntowo – wodnego w miejscu projektowanego odcinka obwodnicy śródmiejskiej (w Pile)”, opracowana przez GT Projekt, Poznań (dokumentacja nr 888/2004), w kwietniu 2004 r. [2]
6. Obowiązujące normy i przepisy.

2. Przedmiot projektu:

Przedmiotem opracowania jest projekt budowlany wzmocnienia słabonośnego, ściśliwego podłoża gruntowego pod planowane obiekty mostowe i nasypy drogowe w ciągu obwodnicy śródmiejskiej miasta Pily, w dolinie rzeki Gwdy (w kilometrażu od około 2+650 do około 3+050 planowanej obwodnicy). Projektuje się wzmocnienie podłoża gruntowego: metodą częściowej wymiany i wibroflotacji, kolumnami KSS oraz kolumnami DSM, wraz z zastosowaniem krótkotrwałego przeciążenia.

3. Ogólna charakterystyka zadania:

Projektuje się budowę śródmiejskiej obwodnicy miasta Pily, pomiędzy Aleją Wojska Polskiego (na pd.-zach), a ulicą Powstańców Wielkopolskich (na wsch.). W środkowej części tego odcinka, (w kilometrażu od około 2+650 do około 3+050) obwodnica przecina dolinę rzeki Gwdy.

Na analizowanym odcinku projektuje się budowę trzech obiektów inżynierskich:

- most MG1 nad rzeką Gwdą (trójprzęsłowy); km: 2+667,2 ÷ 2+690,2 ÷ 2+728,2 ÷ 2+751,2

F1/1 F1/2 F1/3 F1/4

most stalowy, zespolony, z żelbetową płytą pomostową; trójprzęsłowy, z przęsłami o rozpiętościach: 23,0 – 38,0 – 23,0 m

- estakada EG2 (czteroprzęsłowa); km 2+838,6 ÷ 2+850,6 ÷ 2+868,6 ÷ 2+886,6 ÷ 2+898,6

F2/1 F2/2 F2/3 F2/4 F2/5

estakada żelbetowa, sprężona; czteroprzęsłowa, z przęsłami o rozpiętościach: 14,0 – 21,0 – 21,0 – 14,0 m

- most MG3 nad starorzeczem Gwdy (jednoprzęsłowy); km 2+985,5 ÷ 3+017,5

F3/1 F3/2

most żelbetowy, sprężony; jednoprzęsłowy, z przęsłem o rozpiętości: 32,0 m

oraz nasypów drogowych:

- przy moście MG1, na prawym brzegu rzeki; km $\approx 2+500 \div 2+667,2$ nasyp N_1
- pomiędzy mostem MG1 a estakadą EG2; $2+667,2 \div 2+838,6$ nasyp N_1-2
- pomiędzy estakadą EG2 a mostem MG3; $2+898,6 \div 2+985,5$ nasyp N_2-3
- przy moście MG3, na lewym brzegu starorzecza; km $\approx 3+017,5 \div 3+050$ nasyp N_3

Przedmiotem niniejszego projektu budowlanego jest posadowienie obiektów inżynierskich oraz nasypów drogowych na słabonośnym podłożu gruntowym (scharakteryzowanym w punkcie 4. – poniżej).

4. Warunki geotechniczne:

Szczegółowy opis warunków geotechnicznych zawarty jest w dokumentacjach geotechnicznych [1] oraz [2], przywołanych w p. 1. niniejszego opisu technicznego.

Na podstawie analizy warunków geotechnicznych, przedstawionych w tych dokumentacjach, stwierdza się, że projektowane obiekty inżynierskie i nasypy drogowe zostaną posadowione w terenie, charakteryzującym się złożonymi i bardzo niekorzystnymi warunkami geotechnicznymi: gruntowymi i wodnymi. Podłoże gruntowe, przebadane do głębokości około 37 m poniżej powierzchni terenu, tj. do rzędnej około 20 m n.p.m., budują osady czwartorzędowe: holocenijskie osady akumulacji bagienne – rzecznej (osady organiczne: namuły, lokalnie piaski próchnicze, lokalnie torfy oraz osady piaszczyste: piaski o zróżnicowanym uziarnieniu) oraz plejstocenijskie osady zastoiskowe: nieskonsolidowane mulki (pyły, gliny pylaste, gliny pylaste zwarte) o zróżnicowanej konsystencji, z wkładkami i soczewkami piasków.

Uwaga: występowanie w podłożu słabonośnych osadów ściśliwych uniemożliwia bezpośrednio posadowienie projektowanych obiektów bez wykonania zabiegów wzmacniających słabonośne podłoże. Brak miększej warstwy gruntów, które mogłyby stanowić podłoże podstaw fundamentów palowych decyduje o odrzuceniu pierwotnej koncepcji posadowienia proj. obiektów na fundamentach głębokich (palach wierconych).

W przedstawionej sytuacji projektuje się posadowienie:

- obiektów mostowych na stopach na podłożu wzmocnionym włącznie,
- nasypów drogowych na podłożu częściowo wymienionym i wzmocnionym włącznie.

Ze względów technicznych i technologicznych, przed przystąpieniem do specjalistycznych robót wzmacniających muszą zostać wykonane roboty przygotowawcze, m.in. uformowanie tzw. platformy roboczej dla sprzętu specjalistycznego.

Uwaga: rozpoznanie podłoża gruntowego o dużej zmienności ma charakter punktowy, dlatego, w przypadku stwierdzenia, w trakcie robót ziemnych i specjalistycznych, niezgodności profilu geotechnicznego z przedstawionym w dokumentacji geotechnicznej – niezwłocznie skontaktować się z autorami niniejszego projektu.

Celem umożliwienia posadowienia planowanych obiektów, bezpiecznego technicznie i uzasadnionego ekonomicznie, opracowano, w porozumieniu ze Zleceniodawcą, projekt budowlany wzmocnienia słabonośnego podłoża gruntowego trzech obiektów mostowych oraz sąsiadujących z nimi nasypów drogowych.

5. Ogólny opis rozwiązania projektowego:

Zaprojektowano posadowienie obiektów mostowych oraz nasypów drogowych na częściowo wymienionym, wzmocnionym włącznie podłożu gruntowym.

Bezpośrednie posadowienie projektowanych obiektów jest niemożliwe bez wykonania zabiegów wzmacniających słabonośne podłoże, ze względu na niewielką wytrzymałość gruntów oraz ich dużą ściśliwość. Brak miększej warstwy gruntów, które mogłyby stanowić podłoże dla podstaw fundamentów palowych dyskwalifikuje posadowienie projektowanych obiektów na fundamentach głębokich (posadowienie na fundamentach palowych zawieszonych nie gwarantowałoby znaczącej redukcji osiadań, a byłoby, na podstawie wstępnej analizy ekonomicznej, bardziej kosztowne od posadowienia na włącznie wzmocnionym podłożu).

Zaprojektowano posadowienie obiektów na podłożu wzmocnionym włącznie żwirowymi kolumnami typu KSS w systemie Kellera, na kolumnach DSM-wet oraz / lub na podłożu częściowo wymienionym i wzmocnionym metodą wibroflotacji.

Uwaga: przewiduje się, że wszystkie roboty specjalistyczne oraz poprzedzające je roboty ziemne (formowanie platformy roboczej) zostaną wykonane przy niskim stanie wód w rzece Gwdzie (tj. nie wyższym niż 56,0 m n.p.m. – stany takie zanotowano m.in. w czasie wykonywania badań geotechnicznych, lutym i marcu 2004 r.).

Projektuje się wykonanie platformy roboczej na rzędnej 56,50 m n.p.m. w obrębie nasypów drogowych oraz w rejonie fundamentów obiektów mostowych (za wyjątkiem fundamentu F1/1 i sąsiedniego nasypu, gdzie platformę należy wykonać na rzędnej 57,00 m n.p.m.). Dopuszcza się zmianę poziomu platformy roboczej, w zależności od stanu wód rzeki Gwdy. Przewiduje się wymianę gruntów organicznych pod nasypami (N₁₋₂ oraz N₂₋₃), przyczółkami mostu MG1 (F1/1 oraz F1/4) oraz podporami estakady (F2/1, F2/2, F2/3, F2/4, F2/5), do głębokości od około 1,5 do około 4,0 m. Po dokonaniu wymiany gruntu projektuje się wzmocnienie podłoża nasypów (w ich środkowych częściach) metodą wibroflotacji oraz (w rejonie fundamentów) metodą wibrowymiany przez uformowanie kolumn KSS. Projektuje się wykonanie stalowych, traconych ścianek szczelnych typu Larssena wokół projektowanych (wszystkich) fundamentów bezpośrednio przed wzmocnieniem podłoża metodą wibrowymiany. Ponadto, projektuje się wykonanie tymczasowych stalowych ścianek Larssena przy fundamentach F1/2 oraz F1/3 – podpór pośrednich mostu MG1, w celu powiększenia platformy roboczej i umożliwienia wjazdu ciężkiego sprzętu specjalistycznego w rejon brzegów rzeki Gwdy. Ze względu na duże obciążenia, przekazywane przez fundamenty przyczółków mostu MG1 na podłoże, projektuje się scementowanie podłoża tych fundamentów, po wykonaniu wibrowymiany, przy użyciu technologii DSM-wet Kellera. W celu doprowadzenia do realizacji dużej, istotnej części obliczonych osiadań w trakcie realizacji inwestycji (przed wykonaniem ustrojów poziomych poszczególnych obiektów mostowych) zaprojektowano czasowe przeciążenie zarówno fundamentów jak i nasypów drogowych.

Wobec faktu odmiennego w szczegółach, wzmocnienia podłoża pod poszczególne obiekty, dokładny opis technologii i kolejności robót dla poszczególnych obiektów i fundamentów przedstawiono w punktach 6 ÷ 9 niniejszego projektu.

Uwagi dotyczące robót specjalistycznych (wspólne dla wszystkich obiektów):

1. Wymianę gruntów organicznych na nasyp budowlany należy prowadzić „pod wodą”, wybierając grunty organiczne i zastępując kwalifikowanym kruszywem piaskowym (piasek średni, piasek gruby lub pospółka, spełniający warunek: $d_5 > 0,05$ mm; kruszywo musi być podatne na zagęszczanie wibroflotem, tj. pozbawione frakcji ilowej i zawierające nie więcej niż 5% frakcji pyłowej). Skuteczność usunięcia gruntów organicznych należy sprawdzić wierceniami penetracyjnymi, w ilości nie mniejszej niż 1 wiercenie na 250 m² wzmocnianej powierzchni. Nasyp piaskowy uformowany – usypany w wodzie, wraz z górnymi partiami rodzimych piasków należy wzmocnić – zagęścić metodą wibroflotacji. Skuteczność wibroflotacji należy sprawdzić sondowaniami kontrolnymi, w ilości nie mniejszej niż 1 sondowanie (dynamiczne lub statyczne) na około 200÷300 m² powierzchni wzmocnionego obszaru.
2. Zaprojektowano kolumny KSS – wykonywane wibroflotem śluzowym o średnicy około 40÷50 cm – o rzeczywistej średnicy około 60÷80 cm (średnica formowanych kolumn jest zawsze uzależniona od parametrów wzmocnianego ośrodka i zostaje ostatecznie określona – zweryfikowana przez wykonawcę na etapie wykonywania prac wzmocniających podłoże). Kolumny należy wykonać z kwalifikowanego kruszywa naturalnego: pospółki lub żwiru o następujących parametrach: $d_5 > 0,05$ mm; $d_{50} > 0,50$ mm; $d_{70} > 2,00$ mm. Liczba kolumn oraz siatka geometryczna, w której kolumny zostaną wykonane, została zaprojektowana przyjmując jako podstawowe kryterium optymalizacji ograniczenie i ujednoczenie osiadań. Wymóg ujednoczenia osiadań jest bardzo istotny dla fundamentów poszczególnych obiektów mostowych. Wymóg redukcji osiadań jest także istotny dla nasypu w re-

- jonie przyczółków mostowych. Poprawność wykonania (jakość zagęszczenia) kolumn należy sprawdzić (niezależnie od wykonania przez wykonawcę metryk poszczególnych kolumn) poprzez sondowanie (dynamiczne lub statyczne). Należy wykonać minimum 4 sondowania w kolumnach pod każdą podporą i nie mniej niż 3 sondowanie na 100 wykonanych kolumn pod nasypami.
3. Zaprojektowano kolumny DSM o średnicy 80 cm (nominalna średnica urządzenia wiertniczego). Materiał kolumn: rodzime grunty wraz z materiałem wcześniej wykonanych kolumn KSS (żwir lub pospółka) w proporcjach (około) 2:1 oraz z zaczynem cementowym (około 300 kg cementu/m³ uformowanej kolumny). Parametry cementogruntu: $R_{b, \min.} \geq 2,5$ MPa. Kontrolę jakości materiału kolumn DSM należy wykonać poprzez sprawdzenie wytrzymałości na ściskanie 28-dniowych próbek cementogruntu. Należy wykonać minimum 1 serię badań (4 próbki w serii) na każde rozpoczęte 50 kolumn DSM (oznaczenie wytrzymałości na ściskanie dla próbek pobranych z kolumn każdej podpory mostu).
 4. Stalowe ścianki szczelne Larssen zaprojektowano jako stałe – „tracone”. Ścianki należy wvibro- wać w podłoże przed wykonaniem wibrowymiany, przy czym „górną” ścianki winna być zlokalizo- wana na rzędnej platform roboczych (56,50 oraz 57,5 m n.p.m.). Ścianki mają na celu umożliwie- nie wykonywania robót ziemnych – wykopów pod ławy fundamentowe poszczególnych podpór mo- stów i estakady bez obniżania zwierciadła wód gruntowych, równocześnie pozostawione ścianki szczelne zabezpieczą górne partie wzmocnionego kolumnami KSS podłoża przed ewentualnym rozmyciem lub rozluźnieniem.
 5. Zaprojektowane przeciążenie ma na celu doprowadzenie do realizacji osiadań w czasie budowy (w czasie trwania przeciążenia), tj. przed wykonaniem układów poziomych mostów i estakady.

6. Posadowienie mostu MG1:

Projektuje się most nad rzeką Gwdą; trzyprzęsłowy z podporami w km: 2+667,2 ÷ 2+690,2 ÷ 2+728,2 ÷ 2+751,2 (fundamenty podpór oznaczono kolejno: F1/1 F1/2 F1/3 F1/4); most o konstruk- cji stalowej; trójprzęsłowy, z przęsłami o rozpiętościach: 23,0 – 38,0 – 23,0 m.

6.1. Rozwiązanie projektowe:

Projektuje się posadowienie podpór mostu na ławach fundamentowych, opartych na podłożu wzmocnionym włącznie w technologii KSS i DSM. Ze względów technicznych i technologicznych, przed wykonaniem wzmocnienia podłoża, projektowane fundamenty zostaną „wygrozione” traconymi ścian- kami szczelnymi typu Larssena.

Projektuje się dwa typy posadowienia podpór mostu:

- przyczółki – posadowienie na podłożu wzmocnionym włącznie, kolumnami KSS, w osłonie ścianek szczelnych traconych, po wcześniejszej kontroli podłoża w poziomie posadowienia i ewentualnie wy- mianie gruntów organicznych lub słabonośnych (nasypy niekontrolowane podpory F1/1) na kruszywo kwalifikowane.
- podpory pośrednie – posadowienie na podłożu wzmocnionym włącznie, kolumnami KSS, w osłonie ścianek szczelnych traconych, scementowanymi (dodatkowo, w górnej partii podłoża) kolumnami DSM-wet. Pierwotne wykonanie kolumn KSS nie wymaga wykonania wymiany gruntów organicz- nych.

Fundament F1/1 (przyczółka w km 2+667,2) posadowiony zostanie na stopie o wymiarach 6,20*18,6 m, na rzędnej 55,80 m n.p.m.; na podłożu wzmocnionym kolumnami KSS, w siatce kwadrato- wej 1,10 m (wykonanymi do rzędnej 43,00 m n.p.m.): łącznie 102 kolumn o całkowitej długości 1430,0 m. Całkowite osiadania podpory: ok. 8,4 cm.

Fundament F1/2 (przyczółka w km 2+690,2) posadowiony zostanie na stopie o wymiarach 7,0*17,5 m, na rzędnej 52,50 m n.p.m.; na podłożu wzmocnionym kolumnami KSS, w siatce kwadratowej

1,20 m (wykonanymi do rzędnej 43,00 m n.p.m.) oraz scementowanymi kolumnami DSM –wet (wykonanymi do rzędnej 49,00 m n.p.m.) w siatce kwadratowej 0,80 m. Łącznie:

- 128 kolumn KSS o całkowitej długości 1730,0 m.
- 253 kolumn DSM o całkowitej długości 1900,0 m.

Całkowite osiadania podpory: ok. 8,5 cm.

Fundament F1/3 (przyczółka w km 2+728,2) posadowiony zostanie na stopie o wymiarach 7,0*17,5 m, na rzędnej 52,50 m n.p.m.; na podłożu wzmocnionym kolumnami KSS, w siatce 1,45 x 1,50 m (wykonanymi do rzędnej 48,00 m n.p.m.): łącznie 60 kolumn KSS o całkowitej długości 510,0 m.

Całkowite osiadania podpory: ok. 5,8 cm.

Fundament F1/4 (przyczółka w km 2+751,2) posadowiony zostanie na stopie o wymiarach 7,10*18,6 m, na rzędnej 55,30 m n.p.m.; na podłożu wzmocnionym kolumnami KSS, w siatce prostokątnej 1,40 x 1,40 m (wykonanymi do rzędnej 43,00 m n.p.m.): łącznie 70 kolumn o całkowitej długości 600,0 m.

Całkowite osiadania podpory: ok. 5,9 cm.

6.2. Technologia, kolejność, organizacja robót:

Specjalistyczne roboty wzmocniające należy wykonać zgodnie z warunkami technicznymi i specyfikacjami dla poszczególnych technologii. Kolejność i organizacja robót:

1. Wykonanie tymczasowych stalowych ścianek Larssena przy fundamentach F1/2 oraz F1/3 – podpór pośrednich mostu MG1, w celu powiększenia platformy roboczej i umożliwienia wjazdu ciężkiego sprzętu specjalistycznego w rejon brzegów rzeki Gwdy.
2. Wykonanie platformy roboczej na rzędnej 56,5 m n.p.m. w obrębie podpór F1/2; F1/3; F1/4 oraz na rzędnej 57,00 m n.p.m. w obrębie podpory F1/1.
3. Wykonanie wymiany gruntu w obrębie podpory i nasypu przed przyczółkiem F1/1 do rzędnej 57,00 m n.p.m. oraz w obrębie podpory i nasypu za przyczółkiem F1/4, od rzędnej 56,5 m n.p.m. do rzędnej opisanej szczegółowo w projekcie posadowienia nasypów. Wymiana „pod wodą” gruntów organicznych na nasyp piaskowo – żwirowy (parametry gruntu nasypowego: piasek średni, piasek gruby lub pospółka, spełniający warunek: $d_5 > 0,05$ mm; kruszywo musi być podatne na zagęszczanie wibroflotem, pozbawione frakcji ilowej i zawierające nie więcej niż 5% frakcji pyłowej).
4. Wbicie ścianki szczelnej Larssen „traconej”, wygradzającej wszystkie cztery fundamenty mostu MG1. Dla podpory F1/1 poziom „góry” ścianki: 57,00 m n.p.m.; poziom „dołu”: 53,00 m n.p.m. Dla podpory F1/2 poziom „góry” ścianki: 56,50 m n.p.m.; poziom „dołu”: 47,50 m n.p.m. Dla podpory F1/3 poziom „góry” ścianki: 56,50 m n.p.m.; poziom „dołu”: 49,50 m n.p.m. Dla przyczółka F1/4 poziom „góry” ścianki: 56,50 m n.p.m.; poziom „dołu”: 50,50 m n.p.m. Ścianka z profilu G62 lub Larssen 704 lub innego, o równoważnych parametrach wytrzymałościowych.
5. Wykonanie lokalnej wymiany gruntu w obrębie fundamentu F1/4, na obszarze wygradzonym ścianką szczelną; od rzędnej 56,5 do około 53,2 m n.p.m. (do spągu miękkoplastycznych / płynnych osadów organicznych). Rodzime grunty organiczne należy wymienić na grunt piaszczysty (piasek średni lub gruby). Wymianę wykonywać „pod wodą”, utrzymując poziom wody wewnątrz wykopu około 56,0÷56,5 m n.p.m.
6. Wykonanie wzmocnienia wglębnego – kolumn żwirowych KSS od poziomu platformy roboczej do rzędnych określonych w punkcie 6.1. powyżej i na rysunkach konstrukcyjnych.

Kolumny KSS o rzeczywistej średnicy około 60÷80 cm należy wykonać wibroflotem słuzowym o średnicy około 40÷50 cm – (średnica formowanych kolumn jest zawsze uzależniona od parametrów wzmocnianego ośrodka i zostaje ostatecznie określona – zweryfikowana przez wykonawcę na etapie wykonywania prac wzmocniających podłoże). Kolumny należy wykonać z kwalifikowanego kruszywa naturalnego: pospółki lub żwiru o następujących parametrach uziarnienia: $d_3 > 0,05$ mm; $d_{50} > 0,50$ mm; $d_{70} > 2,00$ mm. Kolumny należy zagęścić do osiągnięcia żądanych parametrów wytrzymałościowych ($I_{D(s,r)} \geq 0,60$ $E_{V2} \geq 90$ MPa).

Uwaga: górne partie kolumn (pomiędzy rzędną 56,50 a około 55,0 m n.p.m.), które zostaną usunięte w dalszym etapie prac – nie muszą być zagęszczone i nie muszą być wykonane z kwalifikowanego kruszywa. Kolumny – w części konstrukcyjnej, poniżej rzędnej 55,0 m n.p.m. muszą być wykonane z kwalifikowanego kruszywa i zagęszczone do $I_{D(sr)} \geq 0,60$.

7. Wykonanie wzmocnienia wglębnego – kolumn cementogruntowych DSM –wet. Kolumny DSM wykonać z materiału istniejącego oraz materiału wprowadzonego przy formowaniu kolumn KSS. Stosunek użytych materiałów (grunt rodzimy i żwir/pospółka) winien wynosić około 2:1 Parametry cementogruntu: $R_{b\ min} \geq 2,5$ MPa. Kolumny DSM należy wykonać w siatce kwadratowej 0,80 x 0,80 m. Ilość kolumn oraz usytuowanie wykonać zgodnie z oznaczeniem w punkcie 6.1. powyżej i na rysunkach konstrukcyjnych.
8. Wykonanie wykopu „pod wodą” w obrębie wygrodzonym ściankami szczelnymi, pod wszystkie fundamenty, do rzędnych określonych w punkcie 6.1. powyżej i na rysunkach konstrukcyjnych.
9. Betonowanie pod wodą „korka” betonowego (B15) do rzędnych określonych w punkcie 6.1. powyżej i na rysunkach konstrukcyjnych, tj. 55,30 m n.p.m.
10. Obniżenie zwierciadła wody gruntowej wewnątrz wykopów wygrodzonych ściankami szczelnymi – spompowanie wody znad korka.
11. Wykonanie stóp fundamentowych: zbrojenie, betonowanie; (wg odrębnego opracowania projektowego).
12. Wykonanie słupów podpór i ścian przyczółków; założenie stałych reperów obserwacyjnych na słupach (ścianach przyczółków) – po dwa na podporę (fundament).
13. Geodezyjny pomiar „0”. Dalsze pomiary: dwa razy w miesiącu.
14. Wykonanie nasypów przy przyczółkach. Uwaga: nasypy przy przyczółkach z gruntu zbrojonego, w celu eliminacji parcia gruntu na podpory.
15. Tymczasowe przeciążenie: przez okres 2 miesięcy: wartość obciążenia: 80% przewidywanego obciążenia całkowitego na podporę; niwelacja szczegółowa – obserwacje osiadań co 14 dni.
16. Usunięcie obciążenia przeciążającego. Dalsze prace budowlane; (wg odrębnego opracowania projektowego).
17. Dalsze pomiary geodezyjne (przez cały czas realizacji inwestycji: 1 raz w miesiącu).

6.3. Warunki wykonawstwa i kontroli robót:

Wszystkie projektowane roboty specjalistyczne, związane ze wzmocnieniem podłoża wymagają stałego nadzoru geotechnicznego, a w późniejszym etapie – również geodezyjnego oraz kontroli jakości materiałów i robót. Zakres kontroli i odbiorów:

1. Sprawdzenie poziomu platformy roboczej, rodzaju i stanu gruntu.
2. Sprawdzenie skuteczności wymiany gruntów organicznych na nasyp budowlany (po 3 wiercenia penetracyjne głębokości 4,0 m (do rzędnej 52,5 m n.p.m.) na obszarze każdej podpory.
3. Kontrola wykonania kolumn KSS:
 - 3.1. Kontrola jakości użytego kruszywa.
 - 3.2. Wykonawca zobowiązany jest opracować i dostarczyć metryki poszczególnych kolumn KSS.
 - 3.3. Sprawdzające sondowania kontrolne: należy sprawdzić zagęszczenie minimum 4 kolumn KSS pod każdą podporą.
4. Kontrola wykonania kolumn DSM:
 - 3.1. Kontrola użytych materiałów.
 - 3.2. Pobranie normowych próbek cementogruntu w celu wykonania badań wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach.
 - 3.3. Wykonanie oraz opracowanie metryk wszystkich kolumn DSM.
4. Monitoring geodezyjny:
 - 4.1. Należy założyć po dwa stałe repery na każdej podporze (na dwóch przeciwległych słupach lub po dwóch stronach przyczółka).

4.2. Pomiar „0” bezpośrednio po wykonaniu fundamentu i słupów / ścian.

4.3. Pomiary przy wykonywaniu nasypu oraz przeciążeniu: co 14 dni

4.4. Pomiary w trakcie całej realizacji inwestycji: 1 raz w miesiącu.

4.5. Pomiary w czasie realizacji: częstotliwość zostanie określona na etapie projektu wykonawczego i zweryfikowana w czasie realizacji inwestycji.

6.4. Uwagi i wytyczne do projektu konstrukcji mostu MG1:

W projekcie konstrukcji mostu EG1 należy uwzględnić fakt, że zarówno most jak i sąsiednie nasypy posadowione zostaną na podłożu cechującym się dużą zmiennością przestrzenną parametrów geotechnicznych oraz dużą i zróżnicowaną ścisłością. Zakłada się, że obliczone osiadania zostaną zrealizowane w okresie budowy (w tym celu zaprojektowano okresowe przeciążenie) oraz – częściowo – eksploatacji.

Osiadania całkowite poszczególnych podpór obliczono i oszacowano na około 6÷9 cm; uwaga: znacząca część osiadań przyczółków jest wynikiem obciążenia słabonośnego podłoża nasypami budowlanymi. Różnica osiadań pomiędzy podporami, w tym głównie pomiędzy F1/2 a F1/3 są następstwem bardzo skomplikowanej budowy geologicznej podłoża i zostaną zrealizowane w okresie eksploatacji obiektu (tj. po wykonaniu przesła). Końcowe osiadania różnicowe szacowane są na około 30 mm.

7. Posadowienie estakady EG2:

Projektuje się estakadę – w środkowej części doliny rzeki – czteroprzęsłową, z podporami w km 2+838,6 ÷ 2+850,6 ÷ 2+868,6 ÷ 2+886,6 ÷ 2+898,6 (fundamenty oznaczono kolejno: F2/1 F2/2 F2/3 F2/4 F2/5); przesła estakady o rozpiętościach: 12,0 – 18,0 – 18,0 – 12,0 m.

Projektuje się posadowienie podpór mostu na podłożu wzmocnionym poprzez wymianę gruntu oraz wykonanie kolumn KSS na obszarze tej wymiany.

7.1. Rozwiązanie projektowe:

Projektuje się posadowienie podpór mostu na ławach fundamentowych, opartych na podłożu wzmocnionym włącznie, żwirowymi kolumnami KSS wykonywanymi w technologii Kellera. Ze względów technicznych i technologicznych, przed wykonaniem wzmocnienia podłoża, projektowane fundamenty zostaną „wygrozione” traconymi ściankami szczelnymi Larssena o długości 4,0 m (tj. od platformy roboczej: 56,5 m n.p.m. do poziomu 52,5 m n.p.m.).

Fundament F2/1 (przyczółka w km 2+838,6) posadowiony zostanie na stopie o wymiarach 6,0 x 15,1 m, na rzędnej 55,30 m n.p.m.; na podłożu wzmocnionym kolumnami KSS, w siatce kwadratowej 1,40 x 1,40 m (wykonanymi do rzędnej 45,50 m n.p.m.): łącznie 44 kolumn o całkowitej długości 484,0 m. Całkowite osiadania podpory: ok. 12,8 cm.

Fundament F2/2 (podpory pośredniej w km 2+850,6) posadowiony zostanie na stopie o wymiarach 4,50 x 12,0 m, na rzędnej 55,30 m n.p.m.; na podłożu wzmocnionym kolumnami KSS, w siatce kwadratowej 1,10 x 1,10 m (wykonanymi do rzędnej 50,00 m n.p.m.): łącznie 44 kolumny o całkowitej długości 286,0 m. Całkowite osiadania podpory: ok. 10,4 cm.

Fundament F2/3 (podpory środkowej w km 2+868,6) posadowiony zostanie na stopie o wymiarach 4,50 x 12,0 m, na rzędnej 55,30 m n.p.m.; na podłożu wzmocnionym kolumnami KSS, w siatce kwadratowej 1,10 x 1,10 m (wykonanymi do rzędnej 50,00 m n.p.m.): łącznie 44 kolumny o całkowitej długości 286,0 m. Całkowite osiadania podpory: ok. 10,2 cm.

Fundament F2/4 (podpory pośredniej w km 2+886,6) posadowiony zostanie na stopie o wymiarach 4,20 x 12,0 m, na rzędnej 55,30 m n.p.m.; na podłożu wzmocnionym kolumnami KSS, w siatce kwadratowej 1,10 x 1,10 m (wykonanymi do rzędnej 50,00 m n.p.m.): łącznie 44 kolumny o całkowitej długości 286,0 m. Całkowite osiadania podpory: ok. 10,5 cm.

Fundament F2/5 (przyczółka w km 2+898,6) posadowiony zostanie na stopie o wymiarach 6,0 x 15,1 m, na rzędnej 55,30 m n.p.m.; na podłożu wzmocnionym kolumnami KSS, w siatce kwadratowej 1,40

x 1,40 m (wykonanymi do rzędnej 50,00 m n.p.m.): łącznie 44 kolumn o całkowitej długości 286,0 m. Całkowite osiadania podpory: ok. 12,0 cm.

7.2. Technologia, kolejność, organizacja robót:

Specjalistyczne roboty wzmocniające należy wykonać zgodnie z warunkami technicznymi i specyfikacjami dla poszczególnych technologii. Kolejność i organizacja robót:

1. Wykonanie platformy roboczej (w obrębie obu nasypów pomiędzy estakadą EG2 a mostami MG1 i MG2) oraz w rejonie podpór pośrednich, na rzędnej 56,5 m n.p.m.
2. Wykonanie wymiany gruntu (w obrębie obu nasypów pomiędzy estakadą EG2 a mostami MG1 i MG2, od na rzędnej 56,5 m n.p.m. do rzędnej opisanej szczegółowo w projekcie posadowienia nasypów) pod przyczółkami estakady F2/1 oraz F2/5. Wymiana „pod wodą” gruntów organicznych na nasyp piaskowo – żwirowy (parametry gruntu nasypowego: piasek średni, piasek gruby lub pospółka, spełniający warunek: $d_3 > 0,05$ mm; kruszywo musi być podatne na zagęszczanie wibroflotem, pozbawione frakcji ilowej i zawierające nie więcej niż 5% frakcji pyłowej).
3. Wbicie „traconej” ścianki szczelnej Larssena, wygradzającej wszystkie pięć fundamentów estakady. Poziom „góry” ścianki: 56,50 m n.p.m.; poziom „dołu”: 52,50 m n.p.m. Ścianka z profilu G62 lub Larssen 704 lub innego, o równoważnych parametrach wytrzymałościowych.
4. Wykonanie lokalnej wymiany gruntu w obrębie fundamentów F2/2 F2/3 F2/4, na obszarze wygradzonym ścianką szczelną; od rzędnej 56,5 do około 54,0 m n.p.m. (do spągu miękkoelastycznych / płynnych osadów organicznych). Rodzime grunty organiczne należy wymienić na grunt piaszczysty (piasek średni lub gruby). Wymianę wykonywać „pod wodą”, utrzymując poziom wody wewnątrz wykopu około 56,0÷56,5 m n.p.m.
5. Wykonanie wzmocnienia wglębnego – kolumn żwirowych KSS od poziomu platformy roboczej do rzędnych określonych w punkcie 7.1. powyżej i na rysunkach konstrukcyjnych. Kolumny KSS o rzeczywistej średnicy około 60÷80 cm należy wykonać wibroflotem śluzowym o średnicy około 40÷50 cm (średnica formowanych kolumn jest zawsze uzależniona od parametrów wzmocnianego ośrodka i zostaje ostatecznie określona – zweryfikowana przez wykonawcę na etapie wykonywania prac wzmocniających podłoże). Kolumny należy wykonać z kwalifikowanego kruszywa naturalnego: pospółki lub żwiru o następujących parametrach uziarnienia: $d_3 > 0,05$ mm; $d_{50} > 0,50$ mm; $d_{70} > 2,00$ mm. Kolumny należy zagęścić do osiągnięcia żądanych parametrów wytrzymałościowych ($I_{D(sr)} \geq 0,60$ $E_{v2} \geq 90$ MPa)
Uwaga: górne partie kolumn (pomiędzy rzędną 56,50 a około 55,0 m n.p.m.), które zostaną usunięte w dalszym etapie prac – nie muszą być zagęszczone i nie muszą być wykonane z kwalifikowanego kruszywa. Kolumny – w części konstrukcyjnej, poniżej rzędnej 55,0 m n.p.m. muszą być wykonane z kwalifikowanego kruszywa i zagęszczone do $I_{D(sr)} \geq 0,60$.
6. Wykonanie wykopu „pod wodą” w obrębie wygradzonym ściankami szczelnymi, pod wszystkie fundamenty, do rzędnych określonych w punkcie 7.1. powyżej i na rysunkach konstrukcyjnych, tj. 54,80 m n.p.m.
7. Betonowanie pod wodą „korka” betonowego (B15) do rzędnych określonych w punkcie 7.1. powyżej i na rysunkach konstrukcyjnych, tj. 55,30 m n.p.m.
8. Obniżenie zwierciadła wody gruntowej wewnątrz wykopów wygradzonymi ściankami szczelnymi – spompowanie wody znad korka betonowego.
9. Wykonanie stóp fundamentowych: zbrojenie, betonowanie; (wg odrębnego opracowania projektowego).
10. Wykonanie słupów podpór i ścian przyczółków; założenie stałych reperów obserwacyjnych na słupach (ścianach przyczółków) – po dwa na podporę(fundament).
11. Geodezyjny pomiar „0”. Dalsze pomiary: dwa razy w miesiącu.

12. Wykonanie nasypów przy przyczółkach. Uwaga: nasypy przy przyczółkach z gruntu zbrojonego, w celu eliminacji parcia gruntu na podpory.
13. Tymczasowe przeciążenie: przez okres 2 miesięcy: wartość obciążenia: 80% przewidywanego obciążenia całkowitego na podpore; niwelacja szczegółowa – obserwacje osiadań co 14 dni.
14. Usunięcie obciążenia przeciążającego. Dalsze prace budowlane; (wg odrębnego opracowania projektowego).
15. Dalsze pomiary geodezyjne (przez cały czas realizacji inwestycji; 1 raz w miesiącu).

7.3. Warunki wykonawstwa i kontroli robót:

Wszystkie projektowane roboty specjalistyczne, związane ze wzmocnieniem podłoża wymagają stałego nadzoru geotechnicznego, a w późniejszym etapie – również geodezyjnego oraz kontroli jakości materiałów i robót. Zakres kontroli i odbiorów:

1. Sprawdzenie poziomu platformy roboczej, rodzaju i stanu gruntu.
2. Sprawdzenie skuteczności wymiany gruntów organicznych na nasyp budowlany (po 3 wiercenia penetracyjne głębokości 4,0 m (do rzędnej 52,5 m n.p.m.) na obszarze każdej podpory.
3. Kontrola kolumn wykonania KSS:
 - 3.1. Kontrola jakości użytego kruszywa.
 - 3.2. Wykonawca zobowiązany jest opracować i dostarczyć metryki poszczególnych kolumn KSS.
 - 3.3. Sprawdzające sondowania kontrolne: należy sprawdzić zagęszczenie minimum 4 kolumn KSS pod każdą podporą.
4. Monitoring geodezyjny:
 - 4.1. Należy założyć po dwa stałe repery na każdej podporze (na dwóch przeciwległych słupach lub po dwóch stronach przyczółka).
 - 4.2. Pomiar „0” bezpośrednio po wykonaniu fundamentu i słupów / ścian.
 - 4.3. Pomiary przy wykonywaniu nasypu oraz przeciążeniu: co 14 dni.
 - 4.4. Pomiary w trakcie całej realizacji inwestycji: 1 raz w miesiącu.
 - 4.5. Pomiary w czasie realizacji: częstotliwość zostanie określona na etapie projektu wykonawczego i zweryfikowana w czasie realizacji inwestycji.

7.4. Uwagi i wytyczne do projektu konstrukcji estakady EG2:

W projekcie konstrukcji estakady EG2 należy uwzględnić fakt, że zarówno przedmiotowa estakada jak i sąsiednie nasypy posadowione zostaną na podłożu cechującym się dużą zmiennością przestrzenną parametrów geotechnicznych oraz dużą i zróżnicowaną ścisłością. Zakłada się, że obliczone osiadania zostaną zrealizowane w okresie budowy (w tym celu zaprojektowano okresowe przeciążenie) oraz – częściowo – w okresie eksploatacji.

Osiadania całkowite poszczególnych podpór obliczono i oszacowano na około 10÷12 cm; uwaga: znacząca część osiadań przyczółków (a także podpór pośrednich) jest wynikiem obciążenia słabonośnego podłoża nasypami budowlanymi. Nierównomierne osiadania, które zostaną zrealizowane w okresie eksploatacji obiektu (tj. po wykonaniu przęsła) szacowane są na około 20 mm.

8. Posadowienie mostu MG3:

Projektuje się most nad starorzeczem – zakolem rzeki Gwdy, we wschodniej części doliny; jednoprzęsłowy, z podporami – dwoma przyczółkami w km 2+985,5 oraz 3+017,5 (fundamenty przyczółków oznaczono kolejno: F3/1 F3/2); przęsło mostu zaprojektowano o rozpiętości równej 32,0 m.

Projektuje się posadowienie podpór mostu na podłożu wzmocnionym włącznie, kolumnami żwirowymi KSS, wykonanie kolumn KSS pod przyczółkiem F3/1 musi zostać poprzedzone lokalną wymianą gruntu (połączoną z wymianą pod nasyp drogowy); wykonanie kolumn KSS pod przyczółkiem F3/2 może zostać przeprowadzone bez konieczności wymiany gruntu.

8.1. Rozwiązanie projektowe:

Projektuje się posadowienie podpór mostu na stopach fundamentowych, opartych na podłożu wzmocnionym wglębnie, żwirowymi kolumnami KSS. Ze względów technicznych i technologicznych, przed wykonaniem wzmocnienia podłoża, projektowane fundamenty zostaną „wygradzone” traconymi ściankami szczelnymi Larssena o długości 6,0 m (tj. od platformy roboczej: 56,5 m n.p.m. do poziomu 50,5 m n.p.m.).

Fundament F3/1 (przyczółka w km 2+985,5) posadowiony zostanie na stopie o wymiarach 7,0 x 16,0 m, na rzędnej 55,0 m n.p.m.; na podłożu wzmocnionym kolumnami KSS, w siatce kwadratowej 1,10 x 1,10 m (wykonanymi do rzędnej 43,00 m n.p.m.): łącznie 105 kolumn o całkowitej długości 1420 m. Całkowite osiadania podpory: ok. 8,3 cm.

Fundament F3/2 (przyczółka w km 3+017,5) posadowiony zostanie na stopie o wymiarach 7,0 x 16,0 m, na rzędnej 55,00 m n.p.m.; na podłożu wzmocnionym kolumnami KSS, w siatce kwadratowej 1,10 x 1,10 m (wykonanymi do rzędnej 43,00 m n.p.m.): łącznie 105 kolumn o całkowitej długości 1420 m. Całkowite osiadania podpory: ok. 8,3 cm.

8.2. Technologia, kolejność, organizacja robót:

Specjalistyczne roboty wzmocniające należy wykonać zgodnie z warunkami technicznymi i specyfikacjami dla poszczególnych technologii. Kolejność i organizacja robót:

1. Wykonanie platformy roboczej (w obrębie obu nasypów pomiędzy estakadą EG2 a mostem MG2), na rzędnej 56,5 m n.p.m.
2. Wykonanie wymiany gruntu (w obrębie nasypu pomiędzy estakadą EG2 a mostem MG2, od rzędnej 56,5 m n.p.m. do rzędnej opisanej szczegółowo w projekcie posadowienia nasypów) pod przyczółkiem mostu: F3/1. Wymiana „pod wodą” gruntów organicznych na nasyp piaskowo – żwirowy (parametry gruntu nasypowego: piasek średni, piasek gruby lub pospółka, spełniający warunek: $d_5 > 0,05$ mm; kruszywo musi być podatne na zagęszczanie wibroflotem, pozbawione frakcji ilowej i zawierające nie więcej niż 5% frakcji pyłowej).
3. Wbicie ścianki szczelnej Larssen „traconej”, wygradzającej obydwa fundamenty mostu. Poziom „góry” ścianki: 56,50 m n.p.m.; poziom „dołu”: 50,50 m n.p.m. Ścianka z profilu G62 lub Larssen 704 lub innego, o równoważnych parametrach wytrzymałościowych.
4. Wykonanie wzmocnienia wglębnego – kolumn żwirowych KSS od poziomu platformy roboczej do rzędnych określonych w punkcie 8.1. powyżej i na rysunkach konstrukcyjnych.
Kolumny KSS o rzeczywistej średnicy około 60÷80 cm należy wykonać wibroflotem słuzowym o średnicy około 40÷50 cm (średnica formowanych kolumn jest zawsze uzależniona od parametrów wzmocnianego ośrodka i zostaje ostatecznie określona – zweryfikowana przez wykonawcę na etapie wykonywania prac wzmocniających podłoże). Kolumny należy wykonać z kwalifikowanego kruszywa naturalnego: pospółki lub żwiru o następujących parametrach uziarnienia: $d_5 > 0,05$ mm; $d_{50} > 0,50$ mm; $d_{70} > 2,00$ mm. Kolumny należy zagęścić do osiągnięcia żądanych parametrów wytrzymałościowych ($I_{D(śr.)} \geq 0,60$, $E_{V2} \geq 90$ MPa)
Uwaga: górne partie kolumn (pomiędzy rzędną 56,50 a około 54,8 m n.p.m.), które zostaną usunięte w dalszym etapie prac – nie muszą być zagęszczone i nie muszą być wykonane z kwalifikowanego kruszywa. Kolumny – w części konstrukcyjnej, poniżej rzędnej 54,8 m n.p.m. muszą być wykonane z kwalifikowanego kruszywa i zagęszczone do $I_{D(śr.)} \geq 0,60$.
5. Wykonanie wykopu „pod wodą” w obrębie wygradzonymi ściankami szczelnymi, pod obydwa fundamenty przyczółków, do rzędnych określonych w punkcie 8.1. powyżej i na rysunkach konstrukcyjnych, tj. 54,50 m n.p.m.
6. Betonowanie pod wodą „korka” betonowego (B15) do rzędnych określonych w punkcie 8.1. powyżej i na rysunkach konstrukcyjnych, tj. 55,00 m n.p.m.
7. Obniżenie zwierciadła wody gruntowej wewnątrz wykopów wygradzonych ściankami szczelnymi – spompowanie wody znad korka betonowego.

8. Wykonanie stóp fundamentowych przyczółków: zbrojenie, betonowanie; (wg odrębnego opracowania projektowego).
9. Wykonanie pionowych ścian przyczółków; założenie stałych reperów obserwacyjnych na ścianach przyczółków – po dwa na podporę (fundament).
10. Geodezyjny pomiar „0”. Dalsze pomiary: dwa razy w miesiącu.
11. Wykonanie nasypów przy przyczółkach. Uwaga: nasypy przy przyczółkach z gruntu zbrojonego, w celu eliminacji parcia gruntu na podpory.
12. Tymczasowe przeciążenie: przez okres 2 miesięcy: wartość obciążenia: 80% przewidywanego obciążenia całkowitego na podporę; niwelacja szczygółowa – obserwacje osiadań co 14 dni.
13. „Zdjęcie” obciążenia przeciążającego. Dalsze prace budowlane; (wg odrębnego opracowania projektowego).
14. Dalsze pomiary geodezyjne (przez cały czas realizacji inwestycji; 1 raz w miesiącu).

8.3. Warunki wykonawstwa i kontroli robót:

Wszystkie projektowane roboty specjalistyczne, związane ze wzmocnieniem podłoża wymagają stałego nadzoru geotechnicznego, a w późniejszym etapie – również geodezyjnego i kontroli jakości materiałów i robót. Zakres kontroli i odbiorów:

1. Sprawdzenie poziomu platformy roboczej, rodzaju i stanu gruntu.
2. Kontrola wykonania kolumn KSS:
 - 2.1. Kontrola jakości użytego kruszywa.
 - 2.2. Wykonawca zobowiązany jest opracować i dostarczyć metryki poszczególnych kolumn KSS.
 - 2.3. Sprawdzające sondowania kontrolne: należy sprawdzić zagęszczenie minimum 4 kolumn KSS pod każdą podporą.
3. Monitoring geodezyjny:
 - 3.1. Należy założyć po dwa stałe repery na każdej podporze (na dwóch przeciwległych stronach przyczółka).
 - 4.2. Pomiar „0” bezpośrednio po wykonaniu fundamentu i ścian.
 - 4.3. Pomiary przy wykonywaniu nasypu oraz przeciążeniu: co 14 dni
 - 4.4. Pomiary w trakcie całej realizacji inwestycji: 1 raz w miesiącu.
 - 4.5. Pomiary w czasie realizacji: częstotliwość zostanie określona na etapie projektu wykonawczego i zweryfikowana w czasie realizacji inwestycji.

8.4. Uwagi i wytyczne do projektu konstrukcji mostu MG3:

W projekcie konstrukcji mostu MG3 należy uwzględnić fakt, że zarówno ten most jak i sąsiednie nasypy posadowione zostaną na podłożu cechującym się dużą zmiennością przestrzenną parametrów geotechnicznych oraz dużą i zróżnicowaną ściśliwością. Obliczone osiadania zostaną zrealizowane w okresie budowy (w tym celu zaprojektowano okresowe przeciążenie) oraz – częściowo – w okresie eksploatacji.

Osiadania całkowite fundamentów przyczółków obliczono i oszacowano na około 7 cm; uwaga: znacząca (zwłaszcza w przypadku przyczółka F3/1) część osiadań przyczółków jest wynikiem obciążenia słabonośnego podłoża nasypami budowlanymi. Nierównomierne osiadania, które zostaną zrealizowane w okresie eksploatacji obiektu (tj. po wykonaniu przęsła) szacowane są na około 20 mm.

9. Posadowienie nasypów drogowych pomiędzy estakadą a mostami:

Projektuje się posadowienie dwóch nasypów pomiędzy estakadą i mostami oraz dwóch nasypów przy „zewnątrznych” przyczółkach mostów:

- przy moście MG1, na prawym brzegu rzeki; $km \approx 2+500 \div 2+667,2$ nasyp N₁
- pomiędzy mostem MG1 a estakadą EG2; $2+667,2 \div 2+838,6$ nasyp N₁₋₂
- pomiędzy estakadą EG2 a mostem MG3; $2+898,6 \div 2+985,5$ nasyp N₂₋₃

- przy moście MG3, na lewym brzegu starorzecza; km $\approx 3+017,5 \div 3+050$ nasyp N_3

Projektuje się posadowienie nasypów na podłożu wzmocnionym włąębnie, metodą wibrowymiany (kolumnami żwirowymi KSS), oraz metodą wibroflotacji, po wcześniejszej, częściowej wymianie gruntów organicznych na nasyp budowlany.

9.1. Rozwiązanie projektowe:

Projektuje się posadowienie nasypów drogowych na podłożu włąębnie wzmocnionym, przy czym technologia i zakres (głąębokość) wzmocnienia uzależniona jest od, bardzo zróżnicowanych, warunków geotechnicznych (rodzaju i stanu gruntów).

Nasyp N 1 (km $\approx 2+500 \div 2+667,2$) przy zachodnim przyczółku mostu MG1 projektuje się posadowiony na podłożu wzmocnionym kolumnami KSS zagłąębionymi do zmiennych, zróżnicowanych rzędnych: od 49,5 do 43,0 m n.p.m., wykonanych w siatce kwadratowej (1,10*1,10 m). Zaprojektowano łącznie 364 kolumn KSS o całkowitej dłąękości 3290 m.

Nasyp N 1 2 (km $2+758,0 \div 2+836,0$) pomiędzy mostem MG1 a estakadą EG2 projektuje się posadowiony na podłożu częściowo (w górnej partii) wymienionym, a następnie wzmocnionym metodą wibrowymiany: kolumnami KSS (przy przyczółkach obiektów mostowych) oraz metodą wibroflotacji (w części środkowej).

Wymiana gruntu projektowana jest na obszarze o wymiarach 35 x 80 m, na średnią głąębokość 3,5 m (od około 2,0 do około 4,5 m): łącznie około 11.030 m³. Po wymianie gruntu należy uformować platformę roboczą na rzędnej 56,50 m n.p.m. Dalsze prace będą wykonywane z platformy roboczej.

Kolumny KSS w rejonie przyczółka F1/4 w siatce kwadratowej 1,40 x 1,40 m, (stopy kolumn na rzędnych od 45,5 do 51,0 m n.p.m.), 359 kolumn o średniej dłąękości 6,2 m.

Wibroflotacja pod środkową częścią korpusu nasypu – kolumny VIBRO (o dłąękości 5,5 m), do rzędnej 51,0 m n.p.m. w siatce trójkątnej 2,40 x 2,50 m.

Kolumny KSS w rejonie przyczółka F2/1 w siatce kwadratowej 1,80 x 1,80 m, (stopy kolumn na rzędnych od 51,0 do 50,0 m n.p.m.), 286 kolumn o średniej dłąękości 7,5 m.

Zaprojektowano łącznie 645 kolumn KSS o całkowitej dłąękości 4360 m oraz 600 kolumn VIBRO o całkowitej dłąękości 3300 mb.

Nasyp N 2 3 (km $2+900,0 \div 2+979,0$) pomiędzy estakadą EG2 a mostem MG3 projektuje się posadowiony na podłożu częściowo (w górnej partii) wymienionym, a następnie wzmocnionym metodą wibrowymiany: kolumnami KSS (przy przyczółkach obiektów mostowych) oraz metodą wibroflotacji (w części środkowej).

Wymiana gruntu projektowana jest na obszarze 32 x 90 m, na głąębokość średnią 2,0 m (od około 1,5 do około 3,5 m): łącznie około 5.760 m³. Po wymianie gruntu należy uformować platformę roboczą na rzędnej 56,50 m n.p.m. Dalsze prace – wykonywane z platformy roboczej.

Kolumny KSS w rejonie przyczółka F2/5 w siatce kwadratowej 1,10 x 1,10 m, (stopy kolumn na rzędnych od 50,0 do 51,0 m n.p.m.), 269 kolumn o średniej dłąękości 5,90 m.

Wibroflotacja pod środkową częścią korpusu nasypu – kolumny VIBRO (o dłąękości 5,5 m), do rzędnej 51,0 m n.p.m. w siatce trójkątnej 2,20 x 2,30 m.

Kolumny KSS w rejonie przyczółka F3/1 w siatce kwadratowej 1,10 x 1,10 m, (stopy kolumn na rzędnych od 43,0 do 51,0 m n.p.m.), 292 kolumn o średniej dłąękości 8,5 m.

Zaprojektowano łącznie 561 kolumn KSS o całkowitej dłąękości 4085 m oraz 600 kolumn VIBRO o całkowitej dłąękości 3300 mb.

Nasyp N 3 (km $3+023 \div \approx 3+032$) przy wschodnim przyczółku mostu MG3 projektuje się posadowiony na podłożu wzmocnionym kolumnami KSS zagłąębionymi do rzędnej 43,0 m n.p.m., wykonanych w zmiennej siatce: kwadratowej i trójkątnej. Zaprojektowano łącznie 72 kolumny KSS o całkowitej dłąękości 975 m.

9.2. Technologia, kolejność, organizacja robót:

Specjalistyczne roboty wzmocniające należy wykonać zgodnie z warunkami technicznymi i specyfikacjami dla poszczególnych technologii (VIBRO oraz KSS). Kolejność i organizacja robót:

1. Wykonanie platformy roboczej (w obrębie obu nasypów pomiędzy estakadą EG2 a mostem MG2), na rzędnej 56,5 m n.p.m.
2. Wykonanie wymiany gruntu (w obrębie nasypów: pomiędzy mostem MG1 i estakadą EG2 oraz pomiędzy estakadą EG2 a mostem MG3, od na rzędnej 56,5 m n.p.m. do rzędnej opisanej szczegółowo w projekcie posadowienia nasypów, w tym pod przyczółkami mostów i estakady: F1/4, F2/1, F2/5, F3/1). Wymiana „pod wodą” gruntów organicznych na nasyp piaskowo – żwirowy (parametry gruntu nasypowego: piasek średni, piasek gruby lub pospółka, spełniający warunek: $d_5 > 0,05$ mm; kruszywo musi być podatne na zagęszczanie wibroflotem, pozbawione frakcji ilowej i zawierające nie więcej niż 5% frakcji pyłowej).
3. Uformowanie platform (po wymianie gruntu) na rzędnej 56,5 m n.p.m.
4. Wbicie „traconej” ścianki szczelnej Larssen, wygradzającej fundamenty przyczółków mostów MG1 MG3 oraz estakady EG2. (Szczegóły: patrz: punkty 6.2., 7.2., 8.2. projektu).
5. Wykonanie wzmocnienia wglębnego – kolumn żwirowych KSS od poziomu platformy roboczej do rzędnych określonych w punkcie 9.1. powyżej i na rysunkach konstrukcyjnych.
Kolumny KSS o rzeczywistej średnicy około 60÷80 cm należy wykonać wibroflotem służowym o średnicy około 40÷50 cm (średnica formowanych kolumn jest zawsze uzależniona od parametrów wzmocnianego ośrodka i zostaje ostatecznie określona – zweryfikowana przez wykonawcę na etapie wykonywania prac wzmocniających podłoże). Kolumny należy wykonać z kwalifikowanego kruszywa naturalnego: pospółki lub żwiru o następujących parametrach (uziarnieniu): $d_5 > 0,05$ mm; $d_{50} > 0,50$ mm; $d_{70} > 2,00$ mm. Kolumny należy zagęścić do osiągnięcia żądanych parametrów wytrzymałościowych ($I_{D(sr)} \geq 0,60$ $E \geq 90$ MPa)
Wykonanie wzmocnienia wglębnego VIBRO metodą wibroflotacji (wibroflotem gwarantującym uzyskanie żądanego zagęszczenia nasypu i podłoża). Projektuje się zagęszczenie podłoża:
w zakresie rzędnych 51,0 ÷ 53,0 $I_{D(sr)} \geq 0,50$
w zakresie rzędnych 53,0 ÷ 56,0 $I_{D(sr)} \geq 0,60$
powyżej rzędnej 56,0 nasyp zostanie dodatkowo dogęszczony przy budowie nasypu drogowego
6. Wykonanie robót budowlanych przy przyczółkach obiektów mostowych.
7. Zainstalowanie reperów geodezyjnych (po trzy na obszarze nasypów pomiędzy obiektami mostowymi), wglębnych, na poziomie 56,50 m n.p.m. (celem monitorowania geodezyjnego osiadań podłoża obciążonego nasypami). Pomiar „0”.
8. Wykonanie robót ziemnych – uformowanie nasypów drogowego (wg odrębnego opracowania) wraz z przeciążeniem (projektuje się wykonanie nasypu o wysokości 1,5 m ponad projektowaną niweletę i przeciążenie przez okres 2 miesięcy).
Uwaga 1: nasyp drogowy przy przyczółkach musi być zbrojony, celem redukcji – zlikwidowania parcia gruntu na przyczółki.
Uwaga 2.: Należy założyć po trzy repery tymczasowe (na stropie nasypów) w sąsiedztwie stałych reperów wglębnych, celem obserwacji osiadań nasypu drogowego; repery te należy zdemontować równocześnie z likwidacją nasypu przeciążającego.
Uwaga 3: dalsze pomiary geodezyjne w trakcie formowania nasypu: co 14 dni
9. Dalsze roboty budowlane, drogowe, wg odrębnego opracowania projektowego.
10. Dalsze pomiary geodezyjne (przez cały czas realizacji inwestycji; 1 raz w miesiącu).

9.3. Warunki wykonawstwa i kontroli robót:

Wszystkie projektowane roboty specjalistyczne, związane ze wzmocnieniem podłoża wymagają stałego nadzoru geotechnicznego, a w późniejszym etapie – również geodezyjnego oraz kontroli jakości materiałów i robót. Zakres kontroli i odbiorów:

1. Sprawdzenie poziomu platformy roboczej, rodzaju i stanu gruntu.
2. Sprawdzenie skuteczności wymiany gruntów organicznych na nasyp budowlany (wiercenia penetracyjne głębokości 6,0 m (do rzędnej 50,5 m n.p.m.) w ilości 1 wiercenie na 250 m² dokonanej wymiany, tj. łącznie 2 x około 15 wierceń – w dwóch obszarach wymiany).
3. Kontrola skuteczności wibroflotacji (w środkowych częściach nasypów): należy wykonać minimum 2 x 8 sondowań (dynamicznych lub statycznych) w obu obszarach wzmocnionych technologią VIBRO.
4. Kontrola wykonania kolumn KSS:
 - 4.1. Kontrola jakości użytego kruszywa.
 - 4.2. Wykonawca zobowiązany jest opracować i dostarczyć metryki poszczególnych kolumn KSS.
 - 4.3. Sprawdzające sondowania kontrolne: należy sprawdzić zagęszczenie: minimum trzech kolumn KSS w rejonie wzmocnionym metodą wibrowymiarów przy każdym z przyczółków (łącznie 6 x 3 = 18 sondowań).
5. Monitoring geodezyjny:
 - 5.1. Należy założyć po trzy stałe repery na poziomie platformy roboczej (56,50 m n.p.m.), a następnie – po trzy tymczasowe na nasypach przeciążających.
 - 4.2. Pomiar „0” bezpośrednio po zakończeniu wibroflotacji/ wibrowymiarów.
 - 4.3. Pomiary w trakcie wykonywania nasypu oraz przeciążenia: co 14 dni
 - 4.4. Pomiary w trakcie całej realizacji inwestycji: 1 raz w miesiącu.
 - 4.5. Pomiary w czasie realizacji: częstotliwość zostanie określona na etapie projektu wykonawczego i zweryfikowana w czasie realizacji inwestycji.

9.4. Uwagi i wytyczne do projektu posadowienia nasypów:

W projekcie nasypów drogowych oraz projekcie konstrukcji drogowej należy uwzględnić fakt, że nasypy te posadowione zostaną na podłożu cechującym się dużą zmiennością przestrzenną parametrów geotechnicznych oraz dużą i zróżnicowaną ściśliwością. Zakłada się, że obliczone osiadania zostaną zrealizowane w okresie budowy (w tym celu zaprojektowano okresowe przeciążenie) oraz – częściowo – w okresie eksploatacji.

Osiadania całkowite nasypów obliczono i oszacowano na:

nasyp N_1	przy przyczółku F1/1	około 5,2 cm;
nasyp N_1_2	przy przyczółku F1/4	około 4,5 cm;
nasyp N_1_2	w części środkowej	około 6,5 cm;
nasyp N_1_2	przy przyczółku F2/1	około 8,8 cm;
nasyp N_2_3	przy przyczółku F2/5	około 6,4 cm;
nasyp N_2_3	w części środkowej	około 7,5 cm;
nasyp N_2_3	przy przyczółku F3/1	około 7,5 cm;
nasyp N_3	przy przyczółku F3/2	około 6,0 cm;

Uwaga: nierównomierne osiadania, które zostaną zrealizowane w okresie eksploatacji obiektu (tj. po wykonaniu nawierzchni drogowej) szacowane są na około 25 mm.

10. Przyjęte rozwiązanie technologiczne

Technologie: VIBRO, KSS, DSM, generalnie bardzo proste z założenia, wymagają dużego doświadczenia w wykonawstwie i projektowaniu oraz zastosowania odpowiednich maszyn i przestrzegania warunków bieżącej kontroli wykonania robót, zgodnie z wymogami niniejszego projektu i specyfikacji wykonywania wzmocnienia podłoża tą metodą.

Technologia wibroflotacji (VIBRO) dla projektowanego zadania przewiduje:

- użycie kwalifikowanego kruszywa naturalnego do wymiany gruntów organicznych na nasyp budowlany formowany pod wodą,*
- wykonanie kolumn VIBRO specjalistycznym sprzętem, umożliwiającym bieżącą kontrolę robót i skuteczności zagęszczenia podłoża,*
- prowadzenie stałego nadzoru geotechnicznego,*
- prowadzenie monitoringu geodezyjnego, w celu sprawdzenia skuteczności wzmocnienia podłoża (pomiar osiadań).*

Technologia wykonawstwa kolumn KSS dla projektowanego zadania przewiduje:

- użycie kwalifikowanego kruszywa naturalnego,*
- wykonanie kolumn KSS specjalistycznym sprzętem, umożliwiającym bieżącą kontrolę robót i skuteczności zagęszczenia kolumn,*
- prowadzenie stałego nadzoru geotechnicznego,*
- prowadzenie monitoringu geodezyjnego, w celu sprawdzenia skuteczności wzmocnienia podłoża (pomiar osiadań).*

Technologia wykonawstwa kolumn DSM (wet) dla projektowanego zadania przewiduje:

- użycie materiałów (cementu) o wysokiej, kontrolowanej jakości,*
- wykonanie kolumn DSM specjalistycznym sprzętem, umożliwiającym bieżącą kontrolę robót i poprawności formowania kolumn,*
- stałego nadzoru geotechnicznego,*
- prowadzenie monitoringu geodezyjnego, w celu sprawdzenia skuteczności wzmocnienia podłoża (pomiar osiadań).*

11. Wymagane warunki kontroli robót:

W zakresie badań kontrolnych kolumn VIBRO przewiduje się:

1. Konieczność sporządzenia skróconych metryk kolumn, obejmujących m.in.: datę wykonania, rzędną platformy roboczej (poziomu roboczego), zagłębienie poniżej poziomu roboczego, długość kolumny.

2. Badanie zagęszczenia podłoża wzmocnionego – zagęszczonego kolumnami VIBRO (w minimum 1 punkcie na każde rozpoczęte 200÷300 m² wzmocnienia).

W zakresie badań kontrolnych kolumn KSS przewiduje się:

1. Konieczność sporządzenia metryk kolumn. Każda kolumna musi posiadać metrykę obejmującą: numer kolumny, datę wykonania, rzędną platformy roboczej (poziomu roboczego), zagłębienie poniżej poziomu roboczego, długość kolumny, oraz – ewentualnie dodatkowo ilość zużytego kruszywa.

2. Badanie zagęszczenia kolumn KSS (w minimum 1 punkcie na każde rozpoczęte 100 kolumn KSS).

3. Kontrole liczby i położenia wykonanych kolumn. Po wykonaniu - należy skontrolować liczbę i położenie kolumn. Ze względu na to, że kolumny są elementami przestrzennego wzmocnienia podłoża pod fundamentem nie wymaga się sporządzenia powykonawczej inwentaryzacji geodezyjnej kolumny. Należy jednak w prosty sposób sprawdzić, czy układ kolumn odpowiada założeniom projektowym. Tolerancja umiejscowienia kolumn wynosi ±20 cm. W

przypadku występowania większych odchyłek należy powiadomić projektanta w celu podjęcia odpowiednich decyzji.

W zakresie badań kontrolnych kolumn DSM przewiduje się:

1. Konieczność sporządzenia metryk kolumn. Każda kolumna musi posiadać metrykę obejmującą: numer kolumny, datę wykonania, rzędną platformy roboczej (poziomu roboczego), zagłębienie poniżej poziomu roboczego, długość kolumny, oraz – ewentualnie dodatkowo ilość zużytego do tzw. doziarniania kruszywa.

2. Badanie jakości cementogruntu – materiału kolumny (w minimum 1 kolumna na każde 50 wykonanych).

3. Kontrole liczby i położenia wykonanych kolumn. Po wykonaniu - należy skontrolować liczbę i położenie kolumn. Ze względu na to, że kolumny są elementami przestrzennego wzmocnienia podłoża pod fundamentem nie wymaga się sporządzenia powykonawczej inwentaryzacji geodezyjnej kolumny. Należy jednak w prosty sposób sprawdzić, czy układ kolumn odpowiada założeniom projektowym. Tolerancja umiejscowienia kolumn wynosi ± 10 cm. W przypadku występowania większych odchyłek należy powiadomić projektanta w celu podjęcia odpowiednich decyzji.

Zakres nadzoru geotechnicznego:

Określony został szczegółowo w punktach 6, 7, 8, 9, niniejszego projektu.

W zakresie kontroli geodezyjnej osiadań nasypu drogowego przewiduje się:

1. Montaż reperów obserwacyjnych:

- po dwa na każdej podporze mostu (estakady);
- po trzy wgłębne oraz powierzchniowe w rejonie nasypów

2. Monitoring geodezyjny osiadań:

- pomiar „0” bezpośrednio po zamontowaniu reperów;
- co 14 dni w czasie realizacji robót ziemnych i przeciążenia;
- co 1 miesiąc w czasie dalszych robót budowlanych;
- w czasie eksploatacji (częstotliwość zostanie określona w projekcie wykonawczym i na etapie nadzoru geotechnicznego i geodezyjnego nad robotami).

Obiekt:	Nasyp przed MG1
Lokalizacja:	km od 2+655.0 do 2+667.2
Sposób wzmocnienia podłoża:	KSS
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:	57,00
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:	od 43.00 do 49.50
Średnia długość kolumn [m]:	9,00
Siatka kolumn [rozstaw w m]:	<input type="checkbox"/> 1.1 x 1.1
Liczba kolumn [szt.]:	364
Całkowita długość kolumn [mb]	3290

Objekt:		Most MG1	
Podpora F1/1:		przyczółek w km 2+667.2	
Wymiary stopy [m]:	B =	6,2	
	L =	18,6	
	h =	1,2	
Rzędna posadowienia stopy fundamentowej [m n.p.m.]:		55,80	
Rzędna "spodu korka" [m n.p.m.]:		55,30	
Sposób wzmocnienia podłoża:		KSS	
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:		57,00	
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:		43,00	
Długość kolumn [m]:		14,00	
Siatka kolumn [rozstaw w m]:		<input type="checkbox"/>	1.1 x 1.1
Liczba kolumn [szt.]:		102	
Całkowita długość kolumn [mb]		1430,00	
Zabezpieczenie ścianką szczerłą:		TAK [przed wykonaniem kolumn KSS]	
Rzędna góry ścianki szczerłej [m n.p.m.]:		57,00	
Rzędna dołu ścianki szczerłej [m n.p.m.]:		53,00	
Długość / powierzchnia ścianki szczerłej [m / m ²]		4.0 / 210.0	
WARUNEK SGN			
Jednostkowe naprężenie krawędziowe pod stopą [kN/m ²]:		189,80	
Warunek nośności granicznej spełniony:		TAK	
WARUNEK SGU			
Osiadania (od obciążenia podłoża podpora) :		4.50	
Osiadania (od obciążenia podłoża sąsiadującym nasypem):		3.90	
Całkowite osiadania podpory: [cm]		8,40	
Podpora F1/2:		podpora pośrednia w km 2+690.2	
Wymiary stopy [m]:	B =	7,0	
	L =	17,5	
	h =	1,2	
Rzędna posadowienia stopy fundamentowej [m n.p.m.]:		52,50	
Rzędna "spodu korka" [m n.p.m.]:		51,70	
Sposób wzmocnienia podłoża:		KSS+DSM	
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:		56,50	
KSS			
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:		43,00	
Długość kolumn [m]:		13,50	
Siatka kolumn [rozstaw w m]:		<input type="checkbox"/>	1.2 x 1.2
Liczba kolumn [szt.]:		128	
Całkowita długość kolumn [mb]		1730,00	
DSM			
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:		49,00	
Długość kolumn [m]:		7,50	
Siatka kolumn [rozstaw w m]:		<input type="checkbox"/>	0.8 x 0.8
Liczba kolumn [szt.]:		253	
Całkowita długość kolumn [mb]		1900,00	
Zabezpieczenie ścianką szczerłą:		TAK [I rząd: przed wykonaniem platformy roboczej w nurcie rzeki GWDY, II rząd dla obudowy stopy podpory]	
Rzędna góry ścianki szczerłej (I) [m n.p.m.]:		57,00	
Rzędna dołu ścianki szczerłej (I) [m n.p.m.]:		45,00	
Całkowita długość/powierzchnia ścianki szczerłej (I) [m / m ²]		12.0 / 532	
Rzędna góry ścianki szczerłej (II) [m n.p.m.]:		56,50	
Rzędna dołu ścianki szczerłej (II) [m n.p.m.]:		47,50	
Całkowita długość/powierzchnia ścianki szczerłej (II) [m / m ²]		9.0 / 710	
WARUNEK SGN			
Jednostkowe naprężenie krawędziowe pod stopą [kN/m ²]:		338,90	
Warunek nośności granicznej spełniony:		TAK	
WARUNEK SGU			
Osiadania (od obciążenia podłoża podpora) :		7.90	
Osiadania (od obciążenia podłoża sąsiadującym nasypem):		0.60	
Całkowite osiadania podpory: [cm]		8,50	

Podpora F1/3:		podpora pośrednia w km 2+728.2
Wymiary stopy [m]:	B =	7,0
	L =	17,5
	h =	1,2
Rzędna posadowienia stopy fundamentowej [m n.p.m.]:		52,50
Rzędna "spodu korka" [m n.p.m.]:		52,70
Sposób wzmocnienia podłoża:		KSS+DSM
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:		56,50
KSS		
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:		48,00
Długość kolumn [m]:		8,50
Siatka kolumn [rozstaw w m]:		<input type="checkbox"/> 1,45 x 1,5
Liczba kolumn [szt.]:		60
Całkowita długość kolumn [mb]		510,00
Zabezpieczenie ścianką szczelną:		TAK [I rząd: przed wykonaniem platformy roboczej w nurcie rzeki GWDY, II rząd dla obudowy stopy podpory]
Rzędna góry ścianki szczelnej (I) [m n.p.m.]		57,00
Rzędna dołu ścianki szczelnej (I) [m n.p.m.]		45,00
Całkowita długość/powierzchnia ścianki szczelnej (I) [m / m ²]		12,0 / 550,0
Rzędna góry ścianki szczelnej (II) [m n.p.m.]		56,50
Rzędna dołu ścianki szczelnej (II) [m n.p.m.]		49,50
Całkowita długość/powierzchnia ścianki szczelnej (II) [m / m ²]		7,0 / 402,5
WARUNEK SGN		
Jednostkowe naprężenie krawędziowe pod stopą [kN/m ²]:		340,50
Warunek nośności granicznej spełniony:		TAK
WARUNEK SGU		
Osiadania (od obciążenia podłoża podpora) :		5,50
Osiadania (od obciążenia podłoża sąsiadującym nasypem):		0,30
Całkowite osiadania podpory: [cm]		5,80
Podpora F1/4:		przyczółek w km 2+751.2
Wymiary stopy [m]:	B =	7,1
	L =	18,6
	h =	1,2
Rzędna posadowienia stopy fundamentowej [m n.p.m.]:		55,30
Rzędna "spodu korka" [m n.p.m.]:		54,80
Sposób wzmocnienia podłoża:		KSS
Uwaga: kolumny KSS dla przyczółka należy wykonać po wymianie gruntu (namułu) pod nasyp drogowy		
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:		56,50
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:		48,00
Długość kolumn [m]:		8,50
Siatka kolumn [rozstaw w m]:		<input type="checkbox"/> 1,4 x 1,4
Liczba kolumn [szt.]:		70
Całkowita długość kolumn [mb]		600,00
Zabezpieczenie ścianką szczelną:		TAK [przed wykonaniem kolumn KSS]
Rzędna góry ścianki szczelnej [m n.p.m.]		56,50
Rzędna dołu ścianki szczelnej [m n.p.m.]		50,50
Długość / powierzchnia ścianki szczelnej [m / m ²]		6,0 / 290,0
WARUNEK SGN		
Jednostkowe naprężenie krawędziowe pod stopą [kN/m ²]:		247,40
Warunek nośności granicznej spełniony:		TAK
WARUNEK SGU		
Osiadania (od obciążenia podłoża podpora) :		4,10
Osiadania (od obciążenia podłoża sąsiadującym nasypem):		1,80
Całkowite osiadania podpory: [cm]		5,90

Obiekt:	Nasyp pomiędzy MG1-EG2	
Lokalizacja:	km od 2+758.0 do 2+836.0	
Sposób wzmocnienia podłoża:	WYMIANA+KSS+VIBRO	
<i>WYMIANA GRUNTU (namutu)</i>		
<i>Uwaga: wymianą należy objąć także obszary sąsiadujących z nasypem przyczółków estakady i mostu</i>		
Średnia głębokość wymiany [m]:		3,50
Średnia szerokość wymiany [m]:		35,00
Długość wymiany [m]:		90,00
Objętość gruntu do wymiany [m ³]:		11030,00
KSS		
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:		56,50
<i>Siatka kolumn km od 2+758.0 do 2+768</i>		
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:		od 51,00 do 50,00
Średnia długość [m]:		6,20
Rozstaw [m]:	□	1,4 x 1,4
Liczba kolumn [szt]:		359
Osiadania: [cm]		4,50
KOLUMNY VIBRO		
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:		56,50
<i>Siatka kolumn km od 2+768.0 do 2+826.0</i>		
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:		51,00
Długość [m]:		5,50
Rozstaw [m]:	△	2,4 x 2,5
Liczba kolumn [szt]:		600
Osiadania: [cm]		6,50
KSS		
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:		56,50
<i>Siatka kolumn km od 2+826.0 do 2+836.0</i>		
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:		od 45,50 do 51,00
Średnia długość [m]:		7,45
Rozstaw [m]:	□	1,4 x 1,4
Liczba kolumn [szt]:		286
Osiadania: [cm]		8,80
Całkowita liczba kolumn KSS [szt]:		645
Całkowita długość kolumn KSS [mb]:		4360
Całkowita liczba kolumn VIBRO [szt]:		600
Całkowita długość kolumn VIBRO [mb]:		3300,00

Objekt:		Estakada EG2
Podpora F2/1:		przyciółek w km 2+838.6
Wymiary stopy [m]:	B =	6,0
	L =	15,1
	h =	1,2
Rzędna posadowienia stopy fundamentowej [m n.p.m.]:		55,30
Rzędna "spodu korka" [m n.p.m.]:		54,80
Sposób wzmocnienia podłoża:		KSS
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:		56,50
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:		45,50
Długość kolumn [m]:		11,00
Siatka kolumn [rozstaw w m]:		<input type="checkbox"/> 1.4 x 1.4
Liczba kolumn [szt.]:		44
Całkowita długość kolumn [mb]		484,00
Zabezpieczenie ścianką szczelną:		TAK [przed wykonaniem kolumn KSS]
Rzędna góry ścianki szczelnej [m n.p.m.]		56,50
Rzędna dołu ścianki szczelnej [m n.p.m.]		52,50
Długość / powierzchnia ścianki szczelnej [m / m ²]		4.0 / 160.0
WARUNEK SGN		
Jednostkowe naprężenie krawędziowe pod stopą [kN/m ²]:		226,0
Warunek nośności granicznej spełniony:		TAK
WARUNEK SGU		
Osiadania (od obciążenia podłoża podpora) :		6,60
Osiadania (od obciążeń nasypem i sąsiednimi podporami):		6,20
Całkowite osiadania podpory:		12,80
Podpora F2/2:		podpora pośrednia w km 2+850.6
Wymiary stopy [m]:	B =	4,2
	L =	12,0
	h =	1,2
Rzędna posadowienia stopy fundamentowej [m n.p.m.]:		55,30
Rzędna "spodu korka" [m n.p.m.]:		54,80
Sposób wzmocnienia podłoża:		WYMIANA+KSS
WYMIANA GRUNTU (namutu)		
Średnia głębokość wymiany [m]:		3,00
Średnia szerokość wymiany [m]:		4,80
Długość wymiany [m]:		12,60
Objętość gruntu do wymiany [m ³]:		190,00
KSS		
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:		56,50
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:		50,00
Długość kolumn [m]:		6,50
Siatka kolumn [rozstaw w m]:		<input type="checkbox"/> 1.1 x 1.1
Liczba kolumn [szt.]:		44
Całkowita długość kolumn [mb]		286,00
Zabezpieczenie ścianką szczelną:		TAK [przed wymianą i wykonaniem kolumn KSS]
Rzędna góry ścianki szczelnej [m n.p.m.]		56,50
Rzędna dołu ścianki szczelnej [m n.p.m.]		52,50
Długość / powierzchnia ścianki szczelnej [m / m ²]		4.0 / 152.0
WARUNEK SGN		
Jednostkowe naprężenie krawędziowe pod stopą [kN/m ²]:		409,2
Warunek nośności granicznej spełniony:		TAK
WARUNEK SGU		
Osiadania (od obciążenia podłoża podpora) :		8,20
Osiadania (od obciążeń nasypem i sąsiednimi podporami):		2,20
Całkowite osiadania podpory:		10,40

Podpora F2/3:		podpora pośrednia w km 2+888.6	
Wymiary stopy [m]:	B =	4,5	
	L =	12,0	
	h =	1,2	
Rzędna posadowienia stopy fundamentowej [m n.p.m.]:		55,30	
Rzędna "spodu korka" [m n.p.m.]:		54,80	
Sposób wzmocnienia podłoża:		WYMIANA+KSS	
<i>WYMIANA GRUNTU (namulu)</i>			
Średnia głębokość wymiany [m]:		3,00	
Średnia szerokość wymiany [m]:		4,80	
Długość wymiany [m]:		12,60	
Objętość gruntu do wymiany [m ³]:		190,00	
KSS			
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:		56,50	
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:		50,00	
Długość kolumn [m]:		6,50	
Siatka kolumn [rozstaw w m]:		□ 1.1 x 1.1	
Liczba kolumn [szt.]:		44	
Całkowita długość kolumn [mb]		286,00	
Zabezpieczenie ścianką szczelną:		TAK [przed wykonaniem kolumn KSS]	
Rzędna góry ścianki szczelnej [m n.p.m.]:		56,50	
Rzędna dołu ścianki szczelnej [m n.p.m.]:		52,50	
Długość / powierzchnia ścianki szczelnej [m / m ²]		4,0 / 155.0	
WARUNEK SGN			
Jednostkowe naprężenie krawędziowe pod stopą [kN/m ²]:		413,80	
Warunek nośności granicznej spełniony:		TAK	
WARUNEK SGU			
Osiadania (od obciążenia podłoża podpora) :		8,60	
Osiadania (od obciążeń nasypem i sąsiednimi podporami):		1,60	
Całkowite osiadania podpory:		10,20	
Podpora F2/4:		podpora pośrednia w km 2+886.6	
Wymiary stopy [m]:	B =	4,2	
	L =	12,0	
	h =	1,2	
Rzędna posadowienia stopy fundamentowej [m n.p.m.]:		55,30	
Rzędna "spodu korka" [m n.p.m.]:		54,80	
Sposób wzmocnienia podłoża:		WYMIANA+KSS	
<i>WYMIANA GRUNTU (namulu)</i>			
Średnia głębokość wymiany [m]:		3,00	
Średnia szerokość wymiany [m]:		4,80	
Długość wymiany [m]:		12,60	
Objętość gruntu do wymiany [m ³]:		190,00	
KSS			
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:		56,50	
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:		50,00	
Długość kolumn [m]:		6,50	
Siatka kolumn [rozstaw w m]:		□ 1.1 x 1.1	
Liczba kolumn [szt.]:		44	
Całkowita długość kolumn [mb]		286,00	
Zabezpieczenie ścianką szczelną:		TAK [przed wykonaniem kolumn KSS]	
Rzędna góry ścianki szczelnej [m n.p.m.]:		56,50	
Rzędna dołu ścianki szczelnej [m n.p.m.]:		52,50	
Długość / powierzchnia ścianki szczelnej [m / m ²]		4,0 / 152.0	
WARUNEK SGN			
Jednostkowe naprężenie krawędziowe pod stopą [kN/m ²]:		409,2	
Warunek nośności granicznej spełniony:		TAK	
WARUNEK SGU			
Osiadania (od obciążenia podłoża podpora) :		8,20	
Osiadania (od obciążeń nasypem i sąsiednimi podporami):		2,30	
Całkowite osiadania podpory:		10,50	

Podpora F2/5:		przyciótek w km 2+898.6
Wymiary stopy [m]:	B =	6,0
	L =	15,1
	h =	1,2
Rzędna posadowienia stopy fundamentowej [m n.p.m.]:		55,30
Rzędna "spodu korka" [m n.p.m.]:		54,80
Sposób wzmocnienia podłoża:		KSS
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:		56,50
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:		50,00
Długość kolumn [m]:		6,50
Siatka kolumn [rozstaw w m]:		<input type="checkbox"/> 1.4 x 1.4
Liczba kolumn [szt.]:		44
Całkowita długość kolumn [mb]		286,00
Zabezpieczenie ścianką szczelną:		TAK [przed wykonaniem kolumn KSS]
Rzędna góry ścianki szczelnej [m n.p.m.]:		56,50
Rzędna dołu ścianki szczelnej [m n.p.m.]:		52,50
Długość / powierzchnia ścianki szczelnej [m / m ²]		4,0 / 160,0
WARUNEK SGN		
Jednostkowe naprężenie krawędziowe pod stopą [kN/m ²]:		223,80
Warunek nośności granicznej spełniony:		TAK
WARUNEK SGU		
Osiadania (od obciążenia podłoża podpora) :		5,30
Osiadania (od obciążeń nasypem i sąsiednimi podporami):		6,70
Całkowite osiadania podpory:		12,00

Obiekt:	Nasyp N 2-3
Lokalizacja:	km od 2+900.0 do 2+979
Sposób wzmocnienia podłoża:	WYMIANA+KSS+VIBRO
<i>WYMIANA GRUNTU (namutu)</i>	
<i>Uwaga: wymianę należy objąć także obszary sąsiadujących z nasypem przyczółków mostu i estakady</i>	
Średnia głębokość wymiany [m]:	2,00
Średnia szerokość wymiany [m]:	32,00
Długość wymiany [m]:	90,00
Objętość gruntu do wymiany [m ³]:	5760,00
KSS	
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:	56,50
<i>Siatka kolumn km od 2+900.0 do 2+910</i>	
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:	od 51.00 do 50.00
Średnia długość [m]:	5,90
Rozstaw [m]:	□ 1.1 x 1.1
Liczba kolumn [szt]:	269
Osiadania: [cm]	6,40
KOLUMNY VIBRO	
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:	56,50
<i>Siatka kolumn km od 2+910.0 do 2+969.0</i>	
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:	51,00
Długość [m]:	5,50
Rozstaw [m]:	△ 2.3 x 2.2
Liczba kolumn [szt]:	600
Osiadania: [cm]	7,50
KSS	
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:	56,50
<i>Siatka kolumn km od 2+969.0 do 2+979</i>	
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:	od 43.00 do 51.00
Średnia długość [m]:	8,50
Rozstaw [m]:	□ 1.1 x 1.1
Liczba kolumn [szt]:	292
Osiadania: [cm]	7,50
Całkowita liczba kolumn KSS [szt]:	561
Całkowita długość kolumn KSS [mb]:	4085,00
Całkowita liczba kolumn VIBRO [szt]:	600
Całkowita długość kolumn VIBRO [mb]:	3300,00

Obiekt:		Most MG3	
Podpora F3/1:		przyczółek w km 2+985.5	
Wymiary stopy [m]:	B =	7,0	
	L =	16,0	
	h =	1,2	
Rzędna posadowienia stopy fundamentowej [m n.p.m.]:		55,00	
Rzędna "spodu korka" [m n.p.m.]:		54,50	
Sposób wzmocnienia podłoża:		Wymiana+KSS	
Uwaga: kolumny KSS dla przyczółka należy wykonać po wymianie gruntu (namułu) pod nasyp drogowy			
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:		56,50	
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:		43,00	
Długość kolumn [m]:		13,50	
Siatka kolumn [rozstaw w m]:		<input type="checkbox"/>	1.1 x 1.1
Liczba kolumn [szt.]:		105	
Całkowita długość kolumn [mb]		1420,00	
Zabezpieczenie ścianką szczelną:		TAK [przed wykonaniem kolumn KSS]	
Rzędna góry ścianki szczelnej [m n.p.m.]:		56,50	
Rzędna dołu ścianki szczelnej [m n.p.m.]:		50,50	
Długość / powierzchnia ścianki szczelnej [m / m ²]		6.0 / 312.0	
WARUNEK SGN			
Jednostkowe naprężenie krawędziowe pod stopą [kN/m ²]:		281,50	
Warunek nośności granicznej spełniony:		TAK	
WARUNEK SGU			
Osiadania (od obciążenia podłoża podpora) :		5,20	
Osiadania (od obciążenia podłoża sąsiadującym nasypem):		3,10	
Całkowite osiadania podpory:		8,30	
Podpora F3/2:		przyczółek w km 3+017.5	
Wymiary stopy [m]:	B =	7,0	
	L =	16,0	
	h =	1,2	
Rzędna posadowienia stopy fundamentowej [m n.p.m.]:		55,00	
Rzędna "spodu korka" [m n.p.m.]:		54,50	
Sposób wzmocnienia podłoża:		KSS	
Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:		56,50	
Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:		43,00	
Długość kolumn [m]:		13,50	
Siatka kolumn [rozstaw w m]:		<input type="checkbox"/>	1.1 x 1.1
Liczba kolumn [szt.]:		105	
Całkowita długość kolumn [mb]		1420,00	
Zabezpieczenie ścianką szczelną:		TAK [przed wykonaniem kolumn KSS]	
Rzędna góry ścianki szczelnej [m n.p.m.]:		56,50	
Rzędna dołu ścianki szczelnej [m n.p.m.]:		50,50	
Długość / powierzchnia ścianki szczelnej [m / m ²]		6.0 / 312.0	
WARUNEK SGN			
Jednostkowe naprężenie krawędziowe pod stopą [kN/m ²]:		269,20	
Warunek nośności granicznej spełniony:		TAK	
WARUNEK SGU			
Osiadania (od obciążenia podłoża podpora) :		6,40	
Osiadania (od obciążenia podłoża sąsiadującym nasypem):		1,90	
Całkowite osiadania podpory:		8,30	

	Obiekt:	Nasyp N 3
	Lokalizacja:	km od 3+017.5 do 3+031.5
	Sposób wzmocnienia podłoża:	KSS
	Rzędna platformy roboczej dla kolumn [m n.p.m.]:	56,50
	Rzędna stopy kolumn [m n.p.m.]:	43,00
	Długość kolumn [m]:	13,50
	Siatka kolumn [rozstaw w m]:	zmienna
	Liczba kolumn [szt.]:	72
	Całkowita długość kolumn [mb]:	975

GT PROJEKT

ul. Świerzawska 1, 60-321 Poznań
tel. (061) 861 11 67, fax. (061) 861 11 68
www.gtprojekt.pl, e-mail: info@gtprojekt.pl



KRS 0000164892 Regon: 639663013 NIP 779-20-85-606 BZ WBK S.A. 17 o/Poznań 26 1090 1346 0000 0000 3403 6163


DOKUMENTACJA BADAŃ GEOTECHNICZNYCH UZUPEŁNIAJĄCE BADANIA PODŁOŻA GRUNTOWO - WODNEGO W MIEJSCU PROJEKTOWANEGO ODCINKA OBWODNICZY ŚRÓDMIEJSKIEJ


miejsowość: **Piła**
gmina: **Piła**
powiat: **pilski**
województwo: **wielkopolskie**

STAROSTWO POWIATOWE
W PILE
Al. Niepodległości 33/35

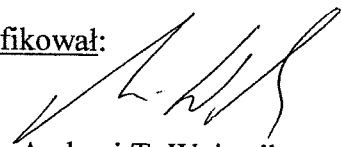
Zleceniodawca: **Lafrentz – Polska Sp. z o.o.**
60-359 Poznań, ul. Zbąszyńska 29

Opracowali:


mgr inż. Paweł Łęcki
(upr. 361/PW/91; cert PKG 0144)


mgr inż. Piotr Zalisz

Weryfikował:


dr inż. Andrzej T. Wojtasik
(upr. geol. MOSZniL VII-1197; cert PKG 0048)

dokumentacja nr 0888 / 2004

egzemplarz nr **4**

Poznań, kwiecień 2004 r.

1. Wstęp; podstawa opracowania.

Dokumentację opracowano na zlecenie głównego projektanta obwodnicy śródmiejskiej miasta Piły, Lafrentz – Polska Sp. z o.o. z siedzibą: ul Zbąszyńska 29, 60-359 Poznań, zwanego dalej Zamawiającym.

Dokumentację opracowano w oparciu o wytyczne Rozporządzenia Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24. września 1998 roku w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz.U. Nr 126 z dn. 08.10.1998; poz. 839) oraz zgodnie z zasadami Polskiej Normy PN-B-02479: Geotechnika. Dokumentowanie geotechniczne. Zasady Ogólne.

W dokumentacji opisano ogólnie budowę geologiczną podłoża oraz warunki geotechniczne dla realizacji planowanej inwestycji (zwanej dalej Inwestycją) – budowy odcinka obwodnicy śródmiejskiej miasta Piły. Inwestycja projektowana jest w Pile pomiędzy: Aleją Niepodległości, a ulicą gen. Dąbrowskiego.

Dokumentację opracowano w celu uściślenia rozpoznania warunków geotechnicznych w miejscu planowanej Inwestycji. Podstawowym celem prowadzenia dodatkowych badań było określenie parametrów geotechnicznych gruntów słabonośnych występujących w podłożu planowanej Inwestycji, pomierzonych „in-situ” przy użyciu sondy statycznej CPTU. Parametry geotechniczne gruntów słabonośnych są niezbędne dla opracowania projektu budowlanego wzmocnienia słabonośnego podłoża oraz opracowania projektu posadowienia obiektów mostowych realizowanych w ramach planowanej Inwestycji. Dokumentacja niniejsza stanowi uzupełnienie wcześniejszych badań geotechnicznych, przedstawionych w opracowaniu: „Dokumentacja ustalająca warunki geotechniczne posadowienia”, zwanym dalej Opracowaniem, wykonanym przez Przedsiębiorstwo Geotechniczno-Konsultingowe „GEOTECH” Sp. z o.o. w marcu 2004 r. (autorzy: mgr inż. A. Przybylska i mgr inż. Z. Ciesielski).

Na etapie wcześniejszych prac i badań parametry geotechniczne podłoża gruntowego planowanej Inwestycji określono metodą C (wg PN-80/B-03020). Zbadanie i określenie parametrów geotechnicznych podłoża przy użyciu metody bezpośredniej, tj. metody A wg PN-81/B-03020 umożliwi właściwe zaprojektowanie oraz zoptymalizowanie posadowienia nasypów drogowych oraz obiektów inżynierskich realizowanych w ramach planowanej Inwestycji.

Podstawę do sporządzenia opracowania stanowią:

- a) Zlecenie Zamawiającego z dnia 19. marca 2004 r.;
- b) informacje dotyczące projektowanej Inwestycji, uzyskane od Zamawiającego;
- c) analiza archiwalnego Opracowania i materiały w nim zawarte;
- d) analiza map geologicznych oraz innych, geotechnicznych dokumentacji archiwalnych, opracowanych dla obiektów projektowanych w pobliżu Inwestycji;
- e) wyniki wizji lokalnej terenu Inwestycji, przeprowadzonej w dniu 22. marca 2004 r.; w trakcie wizji lokalnej sprawdzono m.in. możliwość wykonania planowanych sondowań;

- f) wyniki badań terenowych przeprowadzonych w dniach: 23.+25. lutego 2004 r., w postaci:
- prac geodezyjnych: tyczenia oraz niwelacji technicznej wyrobisk badawczych, wykonanej przez geodetę uprawnionego, mgra inż. Antoniego Maćkowskiego,
 - wyników sondowań statycznych CPTU do głębokości od 4,30 do 36,76 m p.p.t., w szesnastu miejscach (łącznie wykonano 291,14 mb sondowań); uwaga: pierwotnie planowano wykonanie sondowań statycznych w dwunastu punktach, o łącznym metrażu około 160 mb, jednak ze względu na stwierdzone badaniami warunki geotechniczne, generalnie gorsze od wstępnie oczekiwanych, w trakcie badań terenowych podjęto decyzję o rozszerzeniu ich zakresu, tak aby dostarczyć kompletnych danych, niezbędnych do zaprojektowania posadowienia planowanej **I**nwestycji);
 - wyników pięciu płytkich wierceń penetracyjnych (do głębokości maksymalnej około 3,5 m p.p.t.), wykonanych przy punktach sondowań CPTU nr 1, 2, 7, 13, 14, w celu pobrania prób osadów organicznych, do wykonania badań laboratoryjnych;
- g) wyniki badań laboratoryjnych dziesięciu prób gruntów: wykonano analizę makroskopową, oznaczenie wilgotności naturalnej oraz zawartości części organicznych w wybranych próbkach gruntów organicznych, w celu określenia ich rodzaju i stanu;
- h) obowiązujące normy i literatura przedmiotu.

Uwaga: niniejszą dokumentację należy rozpatrywać łącznie z **O**pracowaniem.

2. Teren badań.

2.1. Położenie terenu badań.

Teren badań znajduje się w Pile, dzielnica Jadwiżyn, w rejonie ulic: Aleja Niepodległości – ulica gen. Dąbrowskiego, w dolinie rzeki Gwdy, na wysokości jej starorzecza (zakola). Rzędne terenu badań wahają się od 56,59 do 58,10 m n.p.m. Rzędna zwierciadła wody rzeki Gwdy wynosi (marzec 2004): 56,02 m n.p.m.

2.2. Opis terenu badań.

Szczegółowy opis terenu badań zamieszczony został w **O**pracowaniu, przywołanym w punkcie 1. niniejszej dokumentacji.

3. Krótka charakterystyka projektowanych obiektów.

Projektuje się budowę obwodnicy śródmiejskiej miasta Piły na odcinku od Alei Wojska Polskiego do Alei Powstańców Wielkopolskich. Niniejsza dokumentacja dotyczy odcinka obwodnicy w dolinie rzeki Gwdy na wysokości jej starorzecza (zakola) zlokalizowanego pomiędzy Aleją Niepodległości, a ulicą gen. Dąbrowskiego. Na tym odcinku obwodnicy zaprojektowano następujące obiekty inżynierskie:

- most [1] nad głównym korytem rzeki Gwdy – obiekt trójprzęsłowy,
- nasyp drogowy (pomiędzy mostem [1] a estakadą),
- estakada na przewietrzanie doliny – obiekt czteroprzęsłowy,
- nasyp drogowy (pomiędzy estakadą a mostem [2]),
- most [2] nad starym korytem rzeki – obiekt jednoprzęsłowy.

Wyniki badań przedstawione w mniejszej dokumentacji posłużą do opracowania koncepcji posadowienia poszczególnych obiektów inżynierskich projektowanej Inwestycji.

4. Opis warunków gruntowo - wodnych.

4.1. Budowa geologiczna.

Pod względem fizjograficznym odcinek projektowanej obwodnicy położony jest w Dolinie Gwdy (314.68). Stanowi ona część Pojezierza Południowopomorskiego (314.6).

Pod względem geomorfologicznym teren Inwestycji położony jest na dnie doliny rzecznej, rzeki Gwdy.

Budowę geologiczną badanego terenu stanowią osady rzeczne, wykształcone w facji korytovej (piaski o zróżnicowanym uziarnieniu, od piasków pylastych i drobnych do pospółek i żwirów), facji rozlewiskowej (mułki: gliny pylaste, pyły i pyły piaszczyste, lokalnie gliny pylaste zwięzłe) oraz organicznej (namuły przewarstwione piaskami i lokalnie torfy). Lokalnie (otwory badawcze nr 1, 15 i 16) występują kulturowe osady holocenijskie pochodzenia antropologicznego (nasypy niekontrolowane, złożone z piasków średnich i drobnych, humusu, gruzu, namułów), zalegające do głębokości około 3,0 m p.p.t.

Poniżej osadów holocenijskich zalegają osady plejstocenijskie, wykształcone również w postaci piasków różnoziarnistych. Uwaga: wyznaczenie granicy pomiędzy utworami holocenijskimi i plejstocenijskimi jest bardzo trudne, bowiem zarówno w ocenie makroskopowej jak i w odniesieniu do parametrów wytrzymałościowych klastyczne osady holocenijskie i plejstocenijskie są bardzo podobne.

Uwaga: rozpoznanie podłoża sięga głębokości około 36 m poniżej powierzchni terenu, tj. rzędnej około 21 m n.p.m.

4.2. Warunki geotechniczne.

Na badanym terenie stwierdza się złożone warunki gruntowe – występujące w przypadku warstw gruntów niejednorodnych, nieciągłych, zmiennych genetycznie, obejmujących grunty słabonośne, przy zwierciadle wód gruntowych w poziomie i powyżej projektowanego poziomu posadowienia oraz braku występowania niekorzystnych zjawisk geologicznych; (Dz.U.Nr 126 poz.839).

Na podstawie analizy archiwalnych przekrojów i profili geotechnicznych oraz wyników badań polowych (wykonanych w marcu 2004 r.), dla potrzeb niniejszej dokumentacji, wyróżnio-

no trzy pakiety, na które składają się: osady kulturowe, holocenijskie osady organiczne, holocenijskie i plejstocenijskie osady niespoiste. W zależności od rodzaju i stanu gruntów wydzielono następujące warstwy geotechniczne:

I - pakiet osadów kulturowych (nasypów niekontrolowanych):

Nasypy zbudowane są z lokalnych gruntów mineralnych (piaski), z lokalnymi domieszkami gruzu, kamieni, gruntów organicznych (namulów).

Ia – NN[Pd+Nm+H]	$q_c^{(r)} = 2,0[\text{MPa}]$	$f_s^{(r)} = 40[\text{kPa}]$	$M = 8,0[\text{MPa}]$
Ib – NN[Pd/Ps+K+H]	$q_c^{(r)} = 12,0[\text{MPa}]$	$f_s^{(r)} = 100[\text{kPa}]$	$M=44,0[\text{MPa}]$

II - pakiet holocenijskich osadów rzecznych:

IIa – (Nmg,Nmp)//Pd	$I_D \approx 0,30$	$q_c^{(r)}=1,5[\text{MPa}]$	$f_s^{(r)}=20[\text{kPa}]$	$M=4,0[\text{MPa}]$
IIb – Pd,P π	$I_D \approx 0,30$	$q_c^{(r)}=4,5[\text{MPa}]$	$f_s^{(r)}=30[\text{kPa}]$	$M=18,0[\text{MPa}]$
IIc – Pd,P π	$I_D \approx 0,35$	$q_c^{(r)}=5,5[\text{MPa}]$	$f_s^{(r)}=40[\text{kPa}]$	$M=22,0[\text{MPa}]$
IId – Pd,P π	$I_D \approx 0,40$	$q_c^{(r)}=6,0[\text{MPa}]$	$f_s^{(r)}=70[\text{kPa}]$	$M=24,0[\text{MPa}]$
IIe – Ps, Pr	$I_D \approx 0,40$	$q_c^{(r)}=6,5[\text{MPa}]$	$f_s^{(r)}=50[\text{kPa}]$	$M=26,0[\text{MPa}]$
IIf – Ps, Pr	$I_D \approx 0,50$	$q_c^{(r)}=9,0[\text{MPa}]$	$f_s^{(r)}=60[\text{kPa}]$	$M=36,0[\text{MPa}]$
IIg – Ps, Pr	$I_D \approx 0,60$	$q_c^{(r)}= 15[\text{MPa}]$	$f_s^{(r)}=120[\text{kPa}]$	$M=60,0[\text{MPa}]$
IIh – Ps, Pr	$I_D \approx 0,75$	$q_c^{(r)}= 20[\text{MPa}]$	$f_s^{(r)}=160[\text{kPa}]$	$M=80,0[\text{MPa}]$
IIi – G π , π , π_p	$I_L \approx 0,40$	$q_c^{(r)}=3,0[\text{MPa}]$	$f_s^{(r)}=90[\text{kPa}]$	$M=12,0[\text{MPa}]$
IIj – G π , π , π_p	$I_L \approx 0,55$	$q_c^{(r)}=1,8[\text{MPa}]$	$f_s^{(r)}=60[\text{kPa}]$	$M= 7,0[\text{MPa}]$

III - pakiet osadów wodnolodowcowych - piaski plejstocenijskie):

III – Pd	$I_D \approx 0,85$	$q_c^{(r)}= 25[\text{MPa}]$	$f_s^{(r)}=300[\text{kPa}]$	$M=100,0[\text{MPa}]$
----------	--------------------	-----------------------------	-----------------------------	-----------------------

Uwaga!

- 1) wartości: $q_c^{(r)}$, $f_s^{(r)}$, M , I_L , I_D podano jako wartości uśrednione dla wydzielonych warstw geotechnicznych;
- 2) wartości: I_L , I_D podano jedynie w celu ogólnego określenia stanu (konsystencji lub zagęszczenia) charakteryzowanych gruntów; nie należy na podstawie tych wartości określać parametrów wytrzymałościowych – zgodnie z PN-80/B-03020

4.3. Warunki wodne.

Szczegółowy opis warunków wodnych terenu badań zamieszczony został w Opracowaniu, przywołanym w punkcie 1. niniejszej dokumentacji.

5. Wnioski.

Badania geotechniczne i dokumentację opracowano w celu uściślenia rozpoznania warunków geotechnicznych. Wcześniej wykonane prace studialne i badania, których wyniki przedstawiono w Opracowaniu, przywołanym w punkcie 1. niniejszej dokumentacji, pozwoliły na bardzo dokładne opisanie budowy geologicznej i warunków hydrogeologicznych w miejscu planowanej Inwestycji. Jednak, na etapie opracowywania tej Opinii nie określono „in-situ” parametrów wytrzymałościowych osadów organicznych oraz słabonośnych mułków, stwierdzonych wierceniami.

Badania terenowe, sondowania statyczne CPTU, uzupełniły wcześniejsze rozpoznanie, umożliwiły podanie miąższości, głębokości zalegania oraz parametrów poszczególnych warstw gruntów, niezbędnych do opracowania projektu posadowienia poszczególnych obiektów planowanej Inwestycji. Obecny stan wiedzy pozwala na przedstawienie następujących wniosków:

1. Grunty rodzime spoiste oraz organiczne, stanowiące holocenijskie osady rzeczne, występują w strefie fundamentowania analizowanych obiektów inżynierskich. Grunty te charakteryzują się niskimi parametrami wytrzymałościowymi oraz stosunkowo duża ściśliwością (grunty warstw geotechnicznych IIa, IIi oraz IIj). Miąższość gruntów słabonośnych jest zmienna od kilku do kilkudziesięciu metrów (nie osiągnięto spągu warstwy słabonośnej do głębokości 36,5 m p.p.t. w punkcie badawczym CPTU nr 15).
2. Biorąc pod uwagę wnioski nr 1, bezpośrednie posadowienie fundamentów projektowanych obiektów inżynierskich oraz wysokich nasypów drogowych wiązać się będzie ze znacznymi i nierównomiernymi osiadaniami tych obiektów. Głębokie – pośrednie posadowienie może okazać się niezwykle kosztowne i ekonomicznie nie uzasadnione.
3. Podstawowym kryterium koniecznym dla projektu posadowień poszczególnych obiektów inżynierskich oraz nasypów drogowych, po spełnieniu I stanu granicznego nośności podłoża, musi być zapewnienie możliwie równomiernych osiadań poszczególnych elementów obiektów. Spełnienie tego kryterium będzie możliwe pod warunkiem zastosowania zabiegów wzmacniających słabonośne podłoże gruntowe w strefie fundamentowania (np. przy zastosowaniu technik wzmocnienia wgłębnego kolumnami KSS lub FSS, albo też kolumn „DSM-wet” – wgłębnego mieszania gruntu z zaczynem cementowym). Szczegółowy zakres wzmocnienia podłoża gruntowego należy określić na etapie opracowywania projektów budowlanych, a technologię wykonania wzmocnienia – na etapie projektów wykonawczych obiektów inżynierskich.
4. Stwierdza się, że parametry geotechniczne podłoża gruntowego występującego przy planowanej Inwestycji pozwalają na zastosowanie wzmocnienia zarówno kolumnami żwirowymi KSS, kolumnami scementowanymi FSS jak i metodą DSM – na mokro.
5. Konstrukcję obiektów inżynierskich należy zaprojektować, uwzględniając możliwość wystąpienia nierównomiernych osiadań poszczególnych podpór. Zakres całkowitych oraz różnicowych osiadań będzie wynikał z przyjętego zakresu oraz sposobu wzmocnienia podłoża gruntowego.

6. Do przeprowadzenia obliczeń wzmocnienia podłoża oraz posadowień obiektów należy użyć parametrów podanych w niniejszej dokumentacji geotechnicznej.
7. Stwierdza się że, generalnie, korzystne będzie zrealizowanie całej Inwestycji na podłożu wzmocnionym przy użyciu jednolitej technologii. Przy przyjęciu takiego rozwiązania wszystkie fundamenty (wszystkie fragmenty planowanej Inwestycji) zostaną posadowione na podłożu o podobnej podatności.
8. Wstępna analiza wskazuje, że celowym byłoby rozważenie posadowienia poszczególnych obiektów inżynierskich planowanej Inwestycji na podłożu gruntowym wzmocnionym kolumnami KSS.
9. Ze względu na niekorzystne warunki geotechniczne, konieczny jest stały nadzór geotechniczny nad robotami ziemnymi i fundamentowymi.

