



**TEMAT:**

**BUDOWA UL. NOWO-LAZUROWEJ NA ODCINKU  
OD AL. JEROZOLIMSKICH DO TRASY AK**

**Etap I zadanie A – Odcinek od Al. Jerozolimskich  
do ul. Ks. J. Chrościckiego z uwzględnieniem tymczasowego  
włączenia ul. Nowo-Lazurowej w ul. Ks. J. Chrościckiego**

**PROJEKT BUDOWLANO-WYKONAWCZY**

**TOM VC**

**PROJEKT KONSTRUKCYJNY**

**Dzielnica Ursus**

nr. obrębu:

2-09-09, 2-11-08, 2-11-16

**Dzielnica Włochy**

nr. obrębu:

2-08-31, 2-09-10, 2-08-30

**INWESTOR: Zarząd Miejskich Inwestycji Drogowych  
00-801 Warszawa, ul. Chmielna 120**

**EGZEMPLARZ NR**

**ARCHITEKTURA \* INŻYNIERIA  
PLANOWANIE \* GEODEZJA \* GEOLOGIA  
KARTOGRAFIA**

Temat: **BUDOWA UL. NOWOLAZUROWEJ NA ODCINKU OD AL. JEROZOLIMSKICH DO TRASY AK**  
**Etap I zadanie A – Odcinek od Al. Jerozolimskich do ul. Ks. J. Chrościckiego z uwzględnieniem tymczasowego włączenia ul. Nowo-Lazurowej w ul. Ks. J. Chrościckiego**

Numer umowy: Umowa nr **DZP/30/W/16/10** z dnia 2010.09.14

Zamawiający: **Miasto Stołeczne Warszawa**, reprezentowane przez **ZARZĄD MIEJSKICH INWESTYCJI DROGOWYCH** 0-801 Warszawa, ul. Chmielna 120

Jednostka projektująca: **„BAKS” Sp. z o.o.** ul. Żywiczna 22,, 01-179 Warszawa

Stadium: **PROJEKT BUDOWLANO-WYKONAWCZY**

Kod CPV:

Specjalność: **KONSTRUKCJE MOSTOWE**

Obiekt: **Tom VC**  
**TP-1 TUNEL POCZTY GDAŃSKIEJ**  
W ciągu ul. Poczty Gdańskiej w Warszawie  
pik w km **1+417,12**

Zakres opracowania	Imię i nazwisko	Specjalność	Nr uprawnień	Data	Podpis
Główny projektant	Mgr Inż. <b>Andrzej Czapski</b>	Drogi	497/66	2009.06	
Projektant - konstruktor	mgr inż. <b>Bogdan Kotowski</b>	Konstrukcyjno- inżynieryjne	1921/63	2009.06	
Opracował	mgr inż. <b>Kamil Pachocki</b>	Mosty		2009.06	
Sprawdzający - mosty	mgr inż. <b>Janusz Michalik</b>	Mosty	410/66	2009.06	

**EGZEMPLARZ NR**

# SPIS TREŚCI

<b>I. Część ogólna.....</b>	<b>4</b>
I.1. Uprawnienia.....	4
I.1.1. Uprawnienia projektowe konstruktora.....	4
I.1.2. Uprawnienia sprawdzającego .....	5
I.2. Zaświadczenia o przynależności do Izby Inżynierów Budownictwa.....	6
I.2.1. Zaświadczenie Projektanta o przynależności do Izby Inżynierów Budownictwa.....	6
I.2.2. Zaświadczenia Sprawdzającego o przynależności do Izby Inżynierów Budownictwa.....	7
I.3. Oświadczenie projektanta i sprawdzającego .....	8
<b>II. OPIS TECHNICZNY.....</b>	<b>9</b>
II.1. Dane ogólne.....	9
II.1.1. Inwestor .....	9
II.1.2. Jednostka projektująca.....	9
II.1.3. Nazwa i adres inwestycji .....	9
II.1.4. Podstawa opracowania .....	9
II.1.5. Wykaz działek ewidencyjnych ulicznych.....	9
II.1.6. Lokalizacja i program inwestycji.....	9
II.1.7. Wykaz projektów obiektów inżynierskich w Części II inwestycji .....	10
II.1.8. Cel i zakładany efekt inwestycji .....	10
II.1.9. Podział inwestycji na etapy i kolejność ich realizacji.....	11
II.1.10. Lokalizacja projektowanego tunelu .....	11
II.1.11. Przedmiot opracowania .....	12
II.1.12. Materiały referencyjne: prawo, normy, literatura .....	12
II.1.12.1. Przepisy prawa, instrukcje resortowe .....	12
II.1.12.2. Podstawowe normy.....	12
II.2. Dane wyjściowe do projektu .....	13
II.2.1. Wcześniejsze opracowania mające wpływ na projekt .....	13
II.2.2. Niweleta przebudowywanej drogi .....	13
II.2.3. Zakres projektu w ramach inwestycji .....	13
II.2.4. Projektowany obiekt w istniejącym układzie komunikacyjnym.....	13
II.2.5. Uzasadnienie przyjętego rozwiązania konstrukcyjnego .....	13
II.2.6. Skrajnia pionowa .....	13
II.2.7. Dostępność obiektu dla osób niepełnosprawnych .....	13
II.2.8. Opis konstrukcji.....	13
II.2.9. Geometria .....	14
II.2.10. Kolorystyka obiektu .....	17
II.3. Obciążenia.....	17
II.3.1.1. Obciążenia stałe .....	17
II.3.1.2. Obciążenia zmienne .....	17
II.4. Materiały .....	17
II.4.1. Beton .....	17
II.4.1.1. Beton konstrukcyjny .....	17
II.4.2. Stal zbrojeniowa .....	17
II.5. Wyposażenie obiektu .....	18
II.5.1. Dylatacje.....	18
II.5.2. Poręcze .....	18
II.5.3. System odwodnienia płyty dennej.....	18
II.5.4. System izolacji przeciwwodnej tunelu .....	18
II.5.4.1. Izolacja płyty dennej tunelu i płyty fundamentowej konstrukcji oporowej. ....	18
II.5.4.2. Izolacja płyty górnej .....	18
II.5.4.3. Izolacja ścian tunelu i ścian konstrukcji oporowej przy schodach.....	19
II.5.5. Nawierzchnia w tunelu .....	19
II.5.6. Płyty przejściowe.....	19

II.6. Rozwiązania technologiczne .....	19
II.6.1. Zalecenia ogólne.....	19
II.6.2. Płyta denna tunelu .....	19
II.6.3. Ściany boczne tunelu .....	20
II.6.4. Płyta górna.....	20
II.6.5. Płyta fundamentowa konstrukcji oporowej .....	20
II.6.6. Ściany konstrukcji oporowej .....	20
II.6.7. Zabezpieczenie antykorozyjne niekonstrukcyjnych elementów stalowych.....	20
II.6.8. Zabezpieczenie antykorozyjne powierzchni betonu .....	20
II.6.9. Oświetlenie i inne instalacje na obiekcie .....	20
II.7. Charakterystyka ekologiczna obiektu.....	20
II.8. Bezpieczeństwo i higiena pracy podczas wykonywania robót.....	21
II.9. Bezpieczeństwo podczas eksploatacji obiektu .....	21
II.10. Przekopy kontrolne.....	21
II.11. Roboty betonowe.....	21
II.12. Aprobaty techniczne.....	21
II.13. Model matematyczny tunelu i konstrukcji oporowej przy schodach.....	21
II.13.1. Założenia dla pracy projektowanych przekrojów .....	21
II.13.2. Opis i uzasadnienie przyjęcia modelu obliczeniowego konstrukcji tunelu.....	22
II.13.3. Opis i uzasadnienie przyjęcia modelu obliczeniowego konstrukcji oporowej .....	22
II.14. Wyciąg z dokumentacji geotechnicznej .....	23
II.14.1. Informacje ogólne.....	23
II.14.2. Ogólne warunki geotechniczne posadowienia – opis zbiorczy.....	23
II.14.3. Ogólne warunki geotechniczne posadowienia obiektu .....	24
II.14.4. Szczegółowe warunki geotechniczne posadowienia obiektu.....	24
<b>III. WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH .....</b>	<b>24</b>
III.1. Jednostki .....	24
III.2. Zestawienie ważniejszych sił wewnętrznych, koniecznych dla zwymiarowania konstrukcji i jej elementów .....	24
III.2.1. Płyta górna .....	24
III.2.1.1. Obliczeniowe wartości sił.....	24
III.2.1.2. Charakterystyczne wartości sił .....	24
III.2.2. Ściany .....	25
III.2.2.1. Obliczeniowe wartości sił.....	25
III.2.2.2. Charakterystyczne wartości sił .....	25
III.2.3. Płyta denna .....	25
III.2.3.1. Obliczeniowe wartości sił.....	25
III.2.3.2. Charakterystyczne wartości sił .....	25
III.2.4. Konstrukcja oporowa przy schodach.....	25
III.2.4.1. Odcinek I ( wysokość ściany oporowej w schemacie statycznym $h = 5,51$ m).....	25
III.2.4.2. Odcinek II ( wysokość ściany oporowej w schemacie statycznym $h = 4,32$ m).....	26
III.2.4.3. Odcinek III ( wysokość ściany oporowej w schemacie statycznym $h = 3,37$ m) .....	26
<b>IV. wymiarowanie.....</b>	<b>27</b>
IV.1. Zasady ogólne .....	27
IV.2. Wymiarowanie płyty górnej .....	27
IV.3. Wymiarowanie ścian.....	28
IV.4. Wymiarowanie płyty dennej .....	29
IV.5. Wymiarowanie konstrukcji oporowej.....	30
<b>V. CZĘŚĆ RYSUNKOWA .....</b>	<b>33</b>
Spis rysunków projektu budowlanego wiaduktu .....	33

# I. CZĘŚĆ OGÓLNA

## I.1. Uprawnienia

### I.1.1. Uprawnienia projektowe konstruktora

PREZYDIUM  
RADY NARODOWEJ m. st. WARSZAWY  
WYDZIAŁ ARCHITEKTURY,  
NADZORU BUDOWLANEGO I GEODEZJI  
Nr ewid. uprawn. AB-II-1.Upr/1921/53

Warszawa, dnia 3 września 1963 r.

#### UPRAWNIENIA BUDOWLANE

Na podstawie art. 18, art. 19, ust. 1, pkt. 1 i art. 20, ust. 1 ustawy z dnia 31 stycznia 1961 r. – prawo budowlane (Dz. U. nr 7, poz. 46) oraz § 29 i § 6 <sup>a, b, c,</sup> ~~ust. 1, pkt. 1, lit.~~ rozporządzenia Przewodniczącego Komitetu Budownictwa, Urbanistyki i Architektury z dnia 10 września 1962 r. w sprawie kwalifikacji fachowych osób wykonujących funkcje techniczne w budownictwie powszechnym (Dz. U. nr 53, poz. 266)  
Ob. BOGDAN STANISZAW KOTOWSKI s. Stanisława  
magister inżynier budownictwa lądowego  
urodzony dnia 27.I.1934 r. Warszawa

o t r z y m u j e

w specjalności konstrukcyjno-inżynierskiej  
uprawnienia budowlane do sporządzania projektów budowlanych konstrukcyjnych wszelkich obiektów budowlanych, projektów instalacji i urządzeń sanitarnych z wyjątkiem skomplikowanych urządzeń i instalacji oraz następujących projektów budowlanych architektonicznych :  
a/ wszelkich obiektów budowlanych inżynierskich sekcyjnych do budownictwa powszechnego,  
b/ obiektów budowlanych o prostej architekturze /§ 1 ust.3/,  
c/ budynków przemysłowych o charakterze wyłącznie produkcyjnym lub składowym,



## I.1.2. Uprawnienia sprawdzającego

WOJEWODZKI  
ZARZĄD DRÓG PUBLICZNYCH  
w Warszawie, ul. Sienkiewicza 12  
tel. 269151-3  
nr 410/66

Warszawa, dnia 4 paździer. 1966 r.

### Uprawnienia budowlane

Na podstawie art. 18 ustawy z dnia 31 stycznia 1961 r. – prawo budowlane (Dz. U. Nr 7, poz. 46) oraz § 14 zarządzenia Nr 195 Ministra Komunikacji z dnia 1 grudnia 1964 r. w sprawie uprawnień budowlanych w budownictwie specjalnym w zakresie komunikacji (Dziennik budownictwa nr 23, poz. 73)

Obywatel mgr inż. Janusz MICHAŁIK s. Juliana.

urodzony dnia 29 maja 1929 roku w Siedlcach.

otrzymuje

w specjalności mostów drogowych

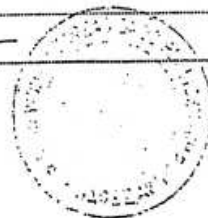
uprawnienia budowlane do projektowania i kierowania robotami

budowlanymi łącznie, w zakresie drogowych obiektów

budowlanych wymienionych w § 3 ust. 2 pkt. 2

zarządzenia nr 195 Ministra Komunikacji z dnia

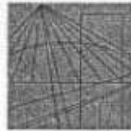
1 grudnia 1964 roku.



Dyrektor  
*J. Brulag*  
mgr inż. B. Przeciszowski

## I.2. Zaświadczenia o przynależności do Izby Inżynierów Budownictwa

### I.2.1. Zaświadczenie Projektanta o przynależności do Izby Inżynierów Budownictwa



MAZOWIECKA  
OKRĘGOWA  
I Z B A  
INŻYNIERÓW  
BUDOWNICTWA

Warszawa, 4 grudnia 2008

#### Zaświadczenie

Pan *BOGDAN KOTOWSKI*

miejsce zamieszkania:

KARMINOWA 4

03-599 WARSZAWA

jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa

o numerze ewidencyjnym: *MAZ/BO/3941/01*

i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

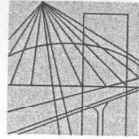
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia: 31 grudnia 2009 r.

MAZOWIECKA OKRĘGOWA IZBA  
INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA  
Z-cel PRZEWODNICZĄCEGO

*mgr inż. Jerzy Kotowski*

Biuro: ul. Świętokrzyska 14 klatka B, Vllp, 00-050 Warszawa, tel. 022 336 14 02-04, fax w. 18, E-mail: biuro@maz.plb.org.pl, www.maz.plb.org.pl  
Dział Członkowski: tel. 022 336 14 05, 022 826 11 05 w. 24, 25, 31, fax w. 26  
Komisja Kwalifikacyjna: ul. Mazowiecka 6/8 pokój 105, tel. 022 826 28 67, 022 826 34 10 w. 150, 151, fax w. 153

## I.2.2. Zaświadczenia Sprawdzającego o przynależności do Izby Inżynierów Budownictwa



MAZOWIECKA  
OKRĘGOWA  
I Z B A  
INŻYNIERÓW  
BUDOWNICTWA

Warszawa, 22 czerwca 2009

### Zaświadczenie

Pan JANUSZ MICHALIK

miejsce zamieszkania:

ul. NIEKŁAŃSKA 42 m12  
03-924 WARSZAWA

jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa

o numerze ewidencyjnym: MAZ/BO/1269/02

i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne

od dnia: 1 lipca 2009 r. do dnia: 31 grudnia 2009 r.

MAZOWIECKA OKRĘGOWA IZBA  
INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA  
Przewodniczący  
*[Podpis]*

Biurowo: ul. 1 Sierpnia 36B, 02-134 Warszawa, tel. 022 868 35 35, 022 868 35 81, 022 868 35 82, fax 022 868 35 49, www.maz.plib.org.pl e-mail: biuro@maz.plib.org.pl  
Dział Członkowski: tel. 022 878 04 11, 022 826 11 05, fax 022 300 99 00, Dział Szkoleń: 022 828 34 10, 022 868 35 50  
Komisja Kwalifikacyjna: tel. 022 878 04 03, 022 878 04 04, fax 022 826 28 67 w. 153



### **I.3. Oświadczenie projektanta i sprawdzającego**

Projekt budowlano-wykonawczy

**TP-1 TUNEL POCZTY GDAŃSKIEJ**  
w ciągu ul. Poczty Gdańskiej w Warszawie  
pik w km 1+417,12

będący częścią projektu :

**Budowa ul. Nowo-Lazurowej**  
**na odcinku od Al. Jerozolimskich do Trasy AK**  
**Etap I zadanie A – Odcinek od Al. Jerozolimskich**  
**do ul. Ks. J. Chrościckiego z uwzględnieniem tymczasowego**  
**włączenia ul. Nowo-Lazurowej w ul. Ks. J. Chrościckiego**

został wykonany zgodnie z obowiązującymi przepisami prawa, normami i wytycznymi.  
Projekt jest w stanie kompletnym z punktu widzenia celu, któremu ma służyć.

Projektant: mgr inż. **Bogdan Kotowski:**

.....  
(podpis)

.....  
(data)

Sprawdzający: mgr inż. **Janusz Michalik:**

.....  
(podpis)

.....  
(data)

## II. OPIS TECHNICZNY

### II.1. Dane ogólne

#### II.1.1. Inwestor

Zarząd Miejskich Inwestycji Drogowych w Warszawie, ul. Chmielna 120.

#### II.1.2. Jednostka projektująca

Firma BAKS Sp. z o.o., 03-179 Warszawa, ul. Żywiczna 22.

#### II.1.3. Nazwa i adres inwestycji

Ul. Nowolazurowa, odcinek od Al. Jerozolimskich do Trasy AK. Inwestycja jest położona na terenach dzielnic Warszawy: Włochy, Ursus, Bemowo.

#### II.1.4. Podstawa opracowania

Podstawą opracowania jest Umowa nr **DZP/30/W/16/10** z dnia 2010.09.14, zawarta między **Miastem Stołecznym Warszawa**, reprezentowanym przez **Zarząd Miejskich Inwestycji Drogowych**, 00-801 Warszawa, ul. Chmielna 120, a firmą „**BAKS**” Sp. z o.o. 03-179 Warszawa, ul. Żywiczna 22.

Ponadto:

- koncepcja programowo – przestrzenna,
- mapa geodezyjna do celów projektowych w skali 1:500,
- dokumentacja geologiczno – inżynierska,
- opinia komunikacyjna Miejskiego Inżyniera Ruchu w Warszawie,
- opinia komunikacyjna Zarządu Miejskich Inwestycji Drogowych w Warszawie,
- prognozy ruchu, opracowane przez BPRW S.A. dla 2010, 2015, 2020 i 2025 r.,
- opinie i warunki przebudowy dla występujących kolizji projektowanej trasy z liniami napowietrznymi i naziemnymi,
- projekt budowlany drogowy.

#### II.1.5. Wykaz działek ewidencyjnych ulicznych

Wykaz działek jest zamieszczony w Projekcie drogowym Tom 2.

#### II.1.6. Lokalizacja i program inwestycji

Zamieszczony niżej opis dotyczy **całości inwestycji**, w tym także jej II odcinka: od ul. Połczyńskiej do Trasy AK. Omawiany tunel TP-1 jest położony w obszarze I odcinka przebudowy.

Inwestycja jest zlokalizowana na terenie dzielnicy Warszawa Włochy; Warszawa Ursus; i jest związana z budową ul. Nowo – Lazurowej pokazanej na planie sytuacyjnym.

Zgodnie z zatwierdzoną przez inwestora koncepcją programowo – przestrzenną w programie inwestycji ujęto budowę nowej trasy na odcinku od Al. Jerozolimskie to jest od pik. 0+400 (granica styku z projektem węzła „Al. Jerozolimskie” ) do pik. 4+300 (skrzyżowanie ul. Szeligowska – ul. Sternicza) oraz rozbudowę istniejącej ul. Lazurowej do dwóch jezdni jednokierunkowych od pik. 4+300 do pik. 6+800 (granica styku z projektem węzła „Lazurowa”).

Dla całej trasy przyjęto parametry drogi kl. „**G**” – główna.

Dla przejścia przez tory kolejowe dla relacji trasy PKP Warszawa – Katowice przejście górą. Dla relacji PKP Warszawa – Poznań przejście dołem.

Dla przejścia przez stację postojową PKP „Odolany” przejście górą. Opracowania te obejmują tereny wyłączane z korytarza drogowego ulicy uzyskały wszystkie niezbędne uzgodnienia i pozwolenia na budowę.

W nawiązaniu do opracowanych prognoz ruchu skrzyżowanie trasy Nowo – Lazurtovej z ul. Połczyńska oraz skrzyżowanie z ul. Górczewską rozwiązano jako skrzyżowanie dwupoziomowe.

Pozostałe skrzyżowania rozwiązano jako skrzyżowania jednopoziomowe sterowane sygnalizacją uliczną. Ponadto w projekcie przewidziano budowę tunelowych przejść dla pieszych przy ul. Poczty Gdańskiej i ul. Narwik, oraz Kładki dla pieszych przy przystanku kolejowym „Ursus”.

Odcinek II budowy ul. Nowolazurowej jest położony w korytarzu drogowym ulicy Lazurtovej, rozszerzonym do szerokości **40,0 m**.

Rozszerzenie korytarza zostało zaprojektowane po zachodniej stronie istniejącego korytarza drogowego w ciągu ul. Lazurtovej. Korytarz przebiega przez tereny słabo zurbanizowane, w tym przez były tereny rolne, tereny o charakterze przemysłowym i usługowym oraz zabudowę mieszkaniową jedno- i wielorodzinną.

II odcinek budowy ul. Lazurtovej łączy się: na południu - z wcześniej zaprojektowanym odcinkiem I budowy ul. Nowolazurowej i – w części północnej – z Trasą AK.

Po zachodniej części korytarza drogowego w większości występują grunty rolne, pozbawione infrastruktury podziemnej. W obszarach zbliżonych do ul. Górczewskiej i węzła z Trasą AK, mamy do czynienia z terenami zabudowanymi (w większości) niewysokimi (do 4 kondygnacji) budynkami mieszkalnymi (zabudowa jedno- i wielorodzinna) i z zabudową o charakterze przemysłowym (magazyny) oraz usługowym.

Po stronie wschodniej z korytarzem drogowym (częściowo obejmującym dotychczasowy korytarz ul. Lazurtovej) graniczą tereny o zabudowie mieszkalnej wielorodzinnej oraz tereny usługowo – handlowe.

### **II.1.7. Wykaz projektów obiektów inżynierskich w Części II inwestycji**

W zakres projektów konstrukcyjnych w Części II inwestycji wchodzi 6 obiektów (**Tom V**):

1. Projekt wykonawczy budowy wiaduktu WD-6 na skrzyżowaniu z ul. Połczyńską na pik 3+822.05 - **Tom VA**,
2. Projekt wykonawczy budowy wiaduktu WD-7 na skrzyżowaniu z ul. Górczewską na pik 6+415.16 - **Tom VB**,
3. Projekt wykonawczy budowy tunelowego przejścia dla pieszych TP-1 przy ul. Poczty Gdańskiej na pik 1+417.12 - **Tom VC** (niniejszy projekt)
4. Projekt wykonawczy budowy tunelowego przejścia dla pieszych TP-8 przy ul. Narwik na pik 6+666.23 - **Tom VD**,
5. Projekt wykonawczy kładki dla pieszych KP-4 na pik 2+513.67 – **Tom VE**
6. Projekt wykonawczych murów oporowych MO - **Tom VF**

### **II.1.8. Cel i zakładany efekt inwestycji**

Ciąg ul. Nowolazurowej spełni ważną rolę w obsłudze **powiązań tras ekspresowych S-8 i Północnej Obwodnicy Warszawy**. Umożliwia podniesienie standardu obsługi wewnętrznego związanego z istniejącymi i projektowanymi osiedlami mieszkaniowymi i centrami usługowymi dzielnic Włochy, Ursusa, Bemowa.

Biegąc równolegle do ciągu ulic: Dźwigowa – Powstańców – Śląskich, ciąg ul. Nowolazurowej wzbogaci kład drogowy zachodnich dzielnic Warszawy podnosząc zdolność przepustową tras drogowych na tym kierunku.

Projektowana trasa będzie obciążona największym natężeniem ruchu w godzinach szczytu do około 2015 roku, kiedy to powstaną nowe osiedla mieszkaniowe na zachód od ul. Lazurowej oraz w rejonie

ul. Ks. J. Chrościckiego w Dzielnicy Warszawa Włochy, a także gdy nastąpi przedłużenie ul. Nowolazurowej do Mostu Północnego. Natężenia te osiągną wartości ok. 2000 pojazdów rzeczywistych w jednym kierunku.

W projekcie zakłada się, że przyjęte parametry trasy oraz sposób rozwiązania węzłów i skrzyżowań pozwolą na zapewnienie zdolności przepustowej trasy w stopniu, pozwalającym spełnić potrzeby prognozowanych natężeń ruchu od 2010 do 2025 r. Poza utrzymaniem odpowiedniego poziomu obsługi ruchu zostaną uwzględnione odpowiednie warunki bezpieczeństwa ruchu i zmniejszenie uciążliwości trasy na środowisko.

Zaprojektowane obiekty inżynierskie nie naruszają parametrów ruchowych, przyjętych dla przekrojów drogowych.

### II.1.9. Podział inwestycji na etapy i kolejność ich realizacji

Budowa ul. Nowolazurowej jest inwestycją jednoetapową z dostosowaniem kolejności realizacji do utrzymania istniejącego ruchu drogowego. Stwierdzenie to dotyczy także budowy obiektów inżynierskich.

**Odcinek I** – od węzła z Al. Jerozolimskimi do węzła z ul. Połczyńską przebiega przez Dzielnicę: Warszawa Włochy, Ursus i Bemowo. Został on umieszczony w nowym korytarzu drogowym o szerokości około 40,0 m. Korytarz drogowy biegnie częściowo przez tereny kolejowe PKP, częściowo przez tereny rolne i magazynowo – składowe. Na tym odcinku występuje największa liczba kolizji z istniejącym zagospodarowaniem.

**Odcinek II** – od węzła z ul. Połczyńską do węzła z Trasą AK przebiega przez Dzielnicę Bemowo dotyczy poszerzenia istniejącego korytarza ul. Lazurowej do szerokości około 40,0 m. Poszerzenie korytarza nastąpi w kierunku na zachód od istniejącej ul. Lazurowej na tereny obecnie o stosunkowo małym zainwestowaniu.

### II.1.10. Lokalizacja projektowanego tunelu

Położenie geograficzne projektowanego tunelu pokazano na poniższych mapkach. Tunel TP-1 jest usytuowany w rejonie ul. Poczty Gdańskiej i przebiega pod ul. Nowolazurową. Tunel służy do bezkolizyjnego przeprowadzenia ciągów pieszych pod ul. Nowolazurową.



**Rys. 1.** Lokalizacja projektowanego tunelu TP-1 przy ul. Poczty Gdańskiej w Warszawie.

### **II.1.11. Przedmiot opracowania**

Przedmiotem opracowania jest projekt wykonawczy tunelu **TP-1** pod ul. Nowolazurową, w ciągu ul. Poczty Gdańskiej w Warszawie (pik 1+417.12) (kilometraż w przecięciu osi podłużnej tunelu i ul. Nowolazurowej).

### **II.1.12. Materiały referencyjne: prawo, normy, literatura**

Niniejszy Projekt Budowlany został opracowany w oparciu o następujące podstawowe dokumenty wyjściowe:

#### **II.1.12.1. Przepisy prawa, instrukcje resortowe ...**

- [1] Prawo budowlane z dnia 1994.07.07 (Dz. U. nr **89** poz. **414**) wraz z późniejszymi zmianami
- [2] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. nr **63/2000** z dnia 3 sierpnia 2000 r.);
- [3] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz. U. nr **43/1999** z dnia 14 maja 1999 r.);
- [4] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 2.09.2004 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy dokumentacji projektowej, specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych oraz programu funkcjonalno – użytkowego (Dz. U. nr **202/2004** poz. **2072** z dn. 2004.09.02);
- [5] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 3.07.2003 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego (Dz. U. nr **120/2003** poz. **1133**);
- [6] Prawo geologiczne i górnicze z dn. 1994.02.04 (Dz. U. nr **228/1994** poz. **1947** z późn. zmianami oraz z aktami wykonawczymi);
- [7] Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 1998.09.24 w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz. U. nr **126/1998** poz. **839**);
- [8] Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz. U. nr **120/2003** poz. **1133**);
- [9] Wymagania i zalecenia dotyczące wykonywania betonów do konstrukcji mostowych. Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych. Warszawa, 1990.
- [10] Prawo zamówień publicznych. Ustawa z dnia 29.01.2004 r. (Dz. U. nr **19/2004** poz. **177**) wraz z późniejszymi zmianami.
- [11] Zalecenia do wykonywania odbioru antykorozyjnych zabezpieczeń konstrukcji stalowych drogowych obiektów mostowych – nowelizacja w 2006 r. **ISBN 83-89252-80-5**. Załącznik do Zarządzenia nr **15** Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 08.03.2006 r. Warszawa, 2006 r.
- [12] Zespół autorski. Stadia i skład dokumentacji projektowej dla dróg i mostów w fazie przygotowania zadań. Załącznik do Zarządzenia nr **30** z dnia 08.11.2005 r. Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad. Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Warszawa, listopad 2005.
- [13] Zalecenia dotyczące doboru mostowych urządzeń dylatacyjnych oraz ich wbudowania i odbioru. Załącznik do Zarządzenia nr **4** Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 24.01.2007 r. Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad Warszawa 2007.

#### **II.1.12.2. Podstawowe normy**

- [14] **PN-74/B-03020** Grunty budowlane. Projektowanie i obliczenia statyczne posadowień bezpośrednich;
- [15] **PN-77/B-02011** Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem;
- [16] **PN-80/B-02010** Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem;
- [17] **PN-81/B-03020** Posadowienia bezpośrednie. Obliczenia statyczne i projektowanie;
- [18] **PN-82/B-02000** Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości;
- [19] **PN-82/B-02001** Obciążenia budowli. Obciążenia stałe;
- [20] **PN-82/B-02003** Obciążenia budowli. Obciążenia technologiczne i montażowe;
- [21] **PN-82/B-02004** Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Obciążenia pojazdami;
- [22] **PN-82/S-10052** Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie;
- [23] **PN-83/B-02482** Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych;
- [24] **PN-85/S-10030** Obiekty mostowe. Obciążenia;
- [25] **PN-88/B-06250** Beton zwykły;
- [26] **PN-89/S-10050** Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Wymagania i badania;
- [27] **PN-90/B-03000** Projekty budowlane. Obliczenia statyczne;
- [28] **PN-91/S-10042** Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie;
- [29] **PN-99/S-10040** Żelbetowe i betonowe konstrukcje mostowe. Wymagania i badania;

## **II.2. Dane wyjściowe do projektu**

### **II.2.1. Wcześniejsze opracowania mające wpływ na projekt**

Podstawowe założenia koncepcyjne dla całego przebudowywanego odcinka drogi są zawarte w części pierwszej dokumentacji projektowej (**Etap I**), w tym w „Koncepcji programowo – przestrzennej” oraz dokumentacji drogowej. Do wymienionych tu dokumentów dołączono uzgodnienia formalne i decyzje administracyjne.

### **II.2.2. Niweleta przebudowywanej drogi**

Projekty obiektów inżynierskich, wchodzących w skład inwestycji dla II odcinka przebudowy, są wykonane na bazie projektów drogowych, w szczególności wykorzystywany jest w nich przebieg i kształt niwelety jezdni w rzucie poziomym i pionowym oraz skrajnie pod tymi obiektami oraz przekroje drogowe, których geometria jest kontynuowana na konstrukcyjnych obiektach przebiegu drogi. Projekt niniejszego tunelu jest skoordynowany z geometrią drogi.

### **II.2.3. Zakres projektu w ramach inwestycji**

Zakres projektu został określony w zatwierdzonej „Koncepcji programowo – przestrzennej” i obejmuje wszystkie elementy konstrukcyjne oraz wyposażenie obiektu, których wykonanie jest uwarunkowane postanowieniami norm przedmiotowych i prawa [2] .

### **II.2.4. Projektowany obiekt w istniejącym układzie komunikacyjnym**

Tunel jest obiektem nowoprojektowanym w istniejącej infrastrukturze drogowej rejonu skrzyżowania ul. Nowolazurowej i ul. Poczty Gdańskiej w Warszawie, włączonym w strukturę nowych rozwiązań komunikacyjnych, związanych z budową ul. Lazurowej (w północnym jej odcinku) i budową ul. Nowolazurowej - na południe od ul. Połczyńskiej. Projektowany tunel jest położony w południowym odcinku budowy ul. Nowolazurowej w Dzielnicy Ursus.

Zgodnie z Projektem drogowym przyjęto, że tunel zostanie usytuowany w rejonie ul. Poczty Gdańskiej i będzie przebiegać pod nowozaprojektowanym odcinkiem ul. Nowolazurowej, przeprowadzając ruch pieszy pod ul. Nowolazurową.

### **II.2.5. Uzasadnienie przyjętego rozwiązania konstrukcyjnego**

Konstrukcja tunelu jest prostą ramą zamkniętą. Jest to naturalny wybór dla większości tuneli, przeznaczonych dla przeprowadzania ciągów pieszych. Natomiast konstrukcja oporowa przy schodach jest ramą otwartą ( kształt litery „U” ).

### **II.2.6. Skrajnia pionowa**

Szczegółowe charakterystyki geometryczne skrajni pod i nad obiektami zostały umieszczone w części rysunkowej projektu.

### **II.2.7. Dostępność obiektu dla osób niepełnosprawnych**

Konstrukcja obiektu i jego wkomponowanie w system dojazdów oraz dojazdów została dostosowana do wymaganej przez Zamawiającego (Inwestora) obsługi osób niepełnosprawnych.

### **II.2.8. Opis konstrukcji**

Schematem statycznym przejścia podziemnego jest zamknięty układ ramowy składający się ze:

- stropu i płyty dennej grubości **0,50 m**
- ścian żelbetowych o grubości **0,40 m**

Konstrukcję nośną zaprojektowano z betonu **B40**.

Zbrojenie stałą **AIIIIN**.

Z obu stron tunelu zaprojektowano monolityczne, żelbetowe schody, oparte na gruncie, wykonane z betonu **B40**, zbrojonego stalą **AIIIIN i AI**. Konstrukcja schodów jest oddylatowana od płyty dennej tunelu i zabezpieczona z obu stron konstrukcją oporową.

Konstrukcję tunelu stanowi żelbetowa monolityczna skrzynia (rama) o sztywnych węzłach i wymiarach w świetle **6,00 x 2,70 m** części komunikacyjnej. Grubość płyty stropowej i dennej jest równa **0,50 m** oraz grubości ścian **0,40 m**. Pod jezdnią ul. Nowolazurowej, na bocznych, zewnętrznych ścianach tunelu z obu jego stron ukształtowano wsporniki podpierające płytę przejściową. W środku przejścia podziemnego wykonano dylatację tunelu.

Ścianę oporową schodów, charakteryzującą się **zmienną wysokością i grubością 0,40 m** oraz jej **fundament o grubości 0,50 m** zaprojektowano z betonu **B40** i zbrojono stalą **AIIIIN i AI**. Ściany oporowe wraz ze schodami są oddylatowane od konstrukcji tunelu.

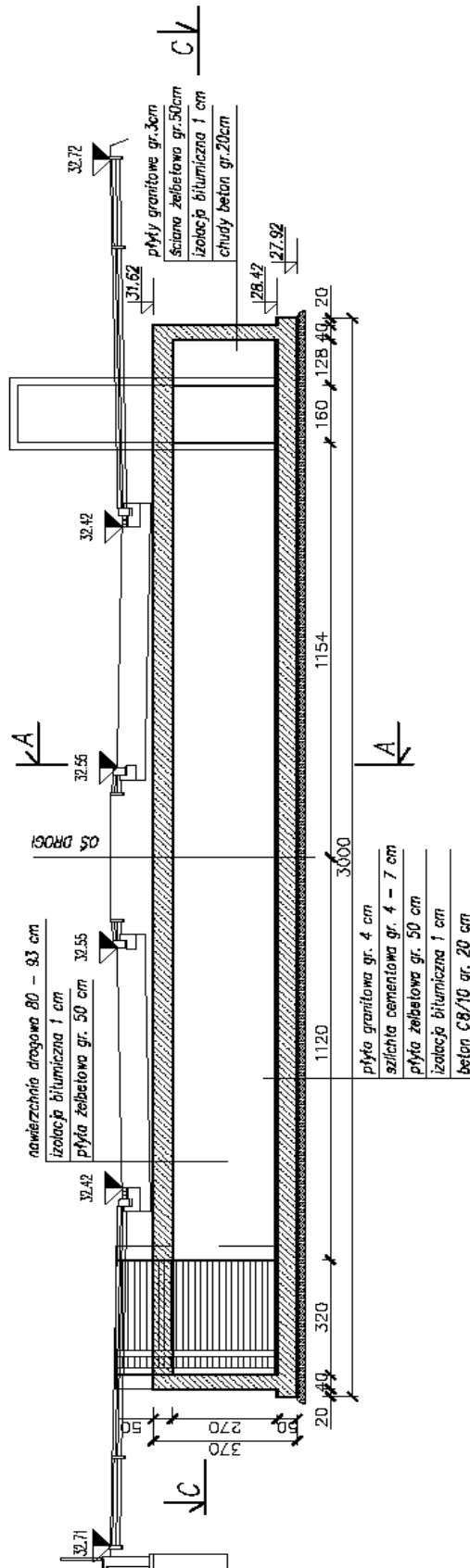
## **II.2.9. Geometria**

Podstawowe parametry geometryczne i komunikacyjne tunelu przedstawiono na **Rys. 2 i Rys. 3**.





**PRZEKRÓJ PODŁUŻNY**  
**PRZEKRÓJ B-B skala 1:100**



**Rys. 3.** Przekrój podłużny tunelu TP-1.

## II.2.10. Kolorystyka obiektu

Kolorystyka obiektu zostanie uzgodniona w trybie nadzoru autorskiego.

## II.3. Obciążenia

### II.3.1.1. Obciążenia stałe

Obciążenia stałe zostały rozmieszczone odpowiednio do ich fizycznego usytuowania w konstrukcji. Wielkości obciążeń stałych oraz towarzyszące im wielkości współczynników materiałowych przyjęto w oparciu o normę [24].

### II.3.1.2. Obciążenia zmienne

Obiekt został zaprojektowany na obciążenie ruchome w oparciu o normę [24] oraz Rozporządzenie Ministra Transportu [2].

Obciążenia ruchome nad tunelem zostało umieszczane w schemacie statycznym jako obciążenie równomiernie rozłożone. Obciążenie chodnika w tunelu przyjęto jako obciążenie tłumem wg [24]

Wielkości sił wewnętrznych zostały obliczone z uwzględnieniem właściwych współczynników obciążających.

## II.4. Materiały

### II.4.1. Beton

#### II.4.1.1. Beton konstrukcyjny

Do wykonania betonowych elementów konstrukcyjnych zastosowano beton **B40**, który winien spełniać wymagania norm przedmiotowych, wskazanych w p. **II.1.12** niniejszego Projektu, w tym w szczególności wymagania normy [28].

Klasę wymaganej wytrzymałości betonu w elementach konstrukcyjnych oraz klasy ekspozycji na warunki środowiskowe wskazano w poniższej Tablicy.

**Tablica 1.** Beton w elementach konstrukcyjnych

Element konstrukcyjny:	Klasa betonu wg: <b>PN-91/S-10042</b>
Płyta górna	B 40
Ściany	B 40
Płyta denna	B 40

Do wykonania elementów nie konstrukcyjnych przyjmuje się beton klasy **B10**.

### II.4.2. Stal zbrojeniowa

Do zbrojenia elementów konstrukcyjnych zostaną zastosowane pręty zbrojeniowe ze stali **AIIIIN** dla prętów nośnych i **AI** dla prętów rozdzielczych oraz konstrukcyjnych. Szczegółowe wymagania materiałowe, dotyczące zbrojenia, zostały zawarte w normie [28] i zostały zamieszczone na rysunkach konstrukcyjnych.

Przyjęto minimalną grubość otuliny prętów zbrojeniowych **a=0,05 m**.

## **II.5. Wyposażenie obiektu**

### **II.5.1. Dylatacje**

W dylatacji tunelu a także między tunelem a konstrukcją oporową należy umieścić ciągłą, elastyczną listwę uszczelniającą, umożliwiającą wzajemne przemieszczenia i gwarantującą brak przecieków wody w tym rejonie do wnętrza tunelu. Listwy winny gwarantować co najmniej 15 letnią bezawaryjną pracę.

### **II.5.2. Poręcze**

Dla ułatwienia korzystania ze schodów ludziom z niepełnosprawnością ruchową, wzdłuż schodów zostały umieszczone poręcze rurowe, zamocowane do ścian bocznych schodów. Poręcze winny być wykonane ze stali nierdzewnej. Szczegóły – wg projektu architektonicznego.

### **II.5.3. System odwodnienia płyty dennej**

W dobrze zaizolowanym tunelu wraz z przylegającymi doń schodami nie należy oczekiwać przecieków wody., przenikającej przez konstrukcję. Woda może jednak napłynąć przez otwory wejściowe na schody. Zwykle jej ilość jest bez znaczenia, jednak dla komfortu i bezpieczeństwa użytkowników, dzięki właściwemu ukształtowaniu spadków, woda ta jest sprowadzana w pobliże styku tunelu ze schodami, jest kumulowana w rynience odwadniającej,

### **II.5.4. System izolacji przeciwwodnej tunelu**

Tunel jest chroniony przed napływem wód opadowych i gruntowych na kilka różnych sposobów, działających w miejscach, w których przecieki mogłyby zaistnieć.

Jedną z metod ochrony jest zastosowanie dylatacji, opisanych w p. **II.5.1.**

Drugą metodą – jest zabezpieczenie płyty dennej izolacją.

Trzeci poziom zabezpieczeń przed przenikaniem wody i wilgoci do tunelu jest zabezpieczenie dookolne tunelu izolacją.

Czwartym etapem zabezpieczeń jest izolacja ścian schodów i samych schodów.

Osobnym problemem jest izolacja płyty górnej tunelu, która jest poddana także obciążeniom od pojazdów, poruszających się po drodze.

Ogólne omówienie każdego z tych rodzajów zabezpieczeń zamieszczono niżej.

#### **II.5.4.1. Izolacja płyty dennej tunelu i płyty fundamentowej konstrukcji oporowej.**

Izolacja płyty dennej tunelu tak jak i konstrukcji oporowej przy schodach winna być ułożona na warstwie chudego betonu przed wykonanie tych płyt.

Izolacja ta winna być wyprowadzona na pionowe zewnętrzne ściany tunelu jak i na ściany konstrukcji oporowej. Wysokość wyprowadzenia izolacji z płyty dennej na ściany pionowe - ponad poziom występujących wód opadowych i gruntowych.

#### **II.5.4.2. Izolacja płyty górnej**

Płytę górną tunelu zabezpiecza się przed korozyjnym oddziaływaniem wilgoci i wód opadowych przez wykonanie izolacji termozgrzewalnej na płycie górnej.

Izolacja winna posiadać **Certyfikat CE**, dopuszczający ją do stosowania na obiektach mostowych pod ciężkim obciążeniem ruchomym. Nie dopuszcza się stosowania izolacji, dysponujących aprobatami ośrodków, upoważnionych do wydawania aprobat dla budownictwa ogólnego. Izolacja winna gwarantować co najmniej 15 letni okres bezawaryjnej pracy.

Przygotowanie powierzchni płyty górnej tunelu do ułożenia na niej izolacji oraz odbiór izolacji przez Nadzór Inwestorski winny być zgodne z wymaganiami **Certyfikatu CE**, albo – co najmniej – warunkami, opisanymi w niniejszym opracowaniu dla przygotowania powierzchni do ułożenia nawierzchni/izolacji na chodnikach.

### **II.5.4.3. Izolacja ścian tunelu i ścian konstrukcji oporowej przy schodach.**

Powierzchnie betonowe, stykające się z gruntem, należy zabezpieczyć bitumiczną powłokową izolacją, nanoszoną na zimno. Łączna grubość wszystkich nanoszonych warstw nie powinna być mniejsza niż **0,003 m**. Izolację tych powierzchni należy zabezpieczyć przed uszkodzeniami mechanicznymi oraz dostępem wilgoci.

Izolacje, stosowane na powierzchniach zewnętrznych tunelu i konstrukcji oporowych schodów powinny pochodzić od jednego producenta i nie mogą wchodzić w konflikt materiałowy. Wszelkie zmiany materiałowe i technologiczne winny zyskać aprobatę Nadzoru Inwestycyjnego.

### **II.5.5. Nawierzchnia w tunelu**

Jako nawierzchnię tunelu przyjmuje się płyty granitowe o grubości **0,04 m** - według projektu architektonicznego.

### **II.5.6. Płyty przejściowe**

W celu zabezpieczenia przed powstawaniem nierówności (uskoku) nawierzchni drogi na jej styku z tunelem, powstających pod wpływem obciążeń dynamicznych, powodowanych gwałtowną zmianą sztywności podłoża w miejscu wjazdu pojazdu na konstrukcję tunelu, pod konstrukcją nawierzchni drogowej poza tunelem, należy zastosować żelbetowe płyty przejściowe wykonywane na mokro.

Płyty umieszcza się pod jezdnią ul. Nowolazurowej. Jednym końcem są one oparte (przegubowo) na konstrukcji tunelu. Drugi koniec płyty spoczywa swobodnie na zagęszczonym gruncie zasyпки przyczółka. Stopień zagęszczenia gruntu zasykowego: **1,0**.

Grubość konstrukcyjna płyt przejściowych jest stała i wynosi **0,20 m**. Pozostałe wymiary oraz usytuowaniem płyt względem konstrukcji tunelu są pokazane w części rysunkowej projektu.

Przyjęto co najmniej **10%** spadek podłużny płyt przejściowych. Na płytach przejściowych nie przewiduje się stosowania spadków poprzecznych (prostopadłych do osi podłużnej tunelu).

Swobodne końce płyt przejściowych są zakończone trapezowym pogrubieniem, ułatwiającym zakotwienie płyt w gruncie i utrudniającym możliwość ich przemieszczenia pod wpływem ruchomych, dynamicznych obciążeń.

Zakotwienie płyt w konstrukcji tunelu winno zapewniać możliwość obrotu, tworząc rodzaj podpory przegubowo – nieprzesuwnej.

## **II.6. Rozwiązania technologiczne**

### **II.6.1. Zalecenia ogólne**

Elementy konstrukcji należy wykonywać zgodnie ze wskazanymi w projekcie normami (w tym normami wykonania i odbioru konstrukcji), wymaganiami obowiązującego prawa, aktami wykonawczymi tego prawa oraz dobrze pojętą „sztuką inżynierską” (patrz p. **II.1.12**).

Należy pamiętać by przejście podziemne było równomiernie zasypywane (warstwami gr. 30 cm) w celu uniknięcia poziomego przesunięcia tunelu. Tak samo należy wykonać zasypywanie ścian konstrukcji oporowych przy schodach.

### **II.6.2. Płyta denna tunelu**

W Projekcie zakłada się jednakową grubość konstrukcyjną płyty dennej na długości tunelu: Spadki poprzeczne są zapewnione przez zmianę grubości warstw wykończeniowych.

Beton płyty winien być wylewany w odcinkach co **max 15,0 m**. z przerwami o długości co najmniej **0,5 m**. Technologia ta służy zminimalizowaniu skutków skurczu betonu na wielkość sił wewnętrznych w płycie i uniknięciu spękań wywołanych tym zjawiskiem.

Złącza technologiczne płyty przed wypełnieniem niezabetonowanych odcinków winny być piaskowane. Na wypięskowaną powierzchnię winna być naniesiona warstwa materiału uszczelniającego typu Xypex.

Po zakończeniu wylewania płyty dennej, winny z niej wystawać pręty zbrojenia, służące powiązaniu z prętami zbrojeniowymi ścian tunelu.

### **II.6.3. Ściany boczne tunelu**

Powierzchnię betonu płyty dolnej, na której zostaną wylane ściany boczne, należy opiaskować, usuwając z niej szklistą warstwę związanego mlecza cementowego. Na opiaskowaną powierzchnię należy nałożyć warstwę materiału uszczelniającego, wiążącego się z betonem (typu Xypex). Ściany boczne tunelu należy wykonać w szalowaniu, zapewniającym ich pionową orientację.

### **II.6.4. Płyta górna**

Z górnej powierzchni ścian bocznych winno być wyprowadzone zbrojenie, łączące się ze zbrojeniem płyty górnej tunelu, które – wraz ze zbrojeniem ścian bocznych – będą służyć pracy naroża tunelu, jako naroża sztywnego ramy (podobnie jak w węzłach płyty dolnej i ścian bocznych).

Przed wylaniem betonu płyty górnej, powierzchnie poziome ścian bocznych winny być przygotowane analogicznie, jak została przygotowana płyta dolna przed betonowaniem ścian bocznych (opiaskowane mleczo cementowe, zastosowanie materiału uszczelniającego typu Xypex).

Technologia wylewania płyty górnej analogiczna jak dla płyty dennej.

### **II.6.5. Płyta fundamentowa konstrukcji oporowej**

W Projekcie zakłada się jednakową grubość płyty dennej na długości konstrukcji oporowej: Całość jest nachylona pod kątem 28° i równoległa do płyty bieguj schodów.

Po zakończeniu wylewania płyty dennej, winny z niej wystawać pręty zbrojenia, służące do powiązania z prętami zbrojeniowymi ścian konstrukcji oporowej.

### **II.6.6. Ściany konstrukcji oporowej**

Powierzchnię betonu płyty dennej, na której zostaną wylane ściany oporowe, należy opiaskować, usuwając z niej szklistą warstwę związanego mlecza cementowego. Na opiaskowaną powierzchnię należy nałożyć warstwę materiału uszczelniającego, wiążącego się z betonem (typu Xypex). Ściany konstrukcji oporowej należy wykonać w szalowaniu, zapewniającym ich pionową orientację.

### **II.6.7. Zabezpieczenie antykorozyjne niekonstrukcyjnych elementów stalowych**

Zabezpieczenie antykorozyjne niekonstrukcyjnych elementów stalowych wyposażenia tunelu winno być wykonane zgodnie z wymaganiem odpowiednich norm, certyfikatów lub aprobat.

Zabezpieczenie antykorozyjne nie może kolidować z wymaganiami projektu architektonicznego wyposażenia tunelu.

### **II.6.8. Zabezpieczenie antykorozyjne powierzchni betonu**

Powierzchnie betonowe konstrukcji tunelu i konstrukcji oporowej należy wykończyć zgodnie z wymaganiami projektu architektonicznego. Nie przewiduje się stosowania zabezpieczeń antykorozyjnych wewnętrznych ścian.

### **II.6.9. Oświetlenie i inne instalacje na obiekcie**

Projekty instalacji, umieszczonych w tunelu są przedmiotem osobnych opracowań.

## **II.7. Charakterystyka ekologiczna obiektu**

Po jej wykonaniu, konstrukcja tunelu, nie stanowi istotnego zagrożenia ekologicznego.

W czasie eksploatacji tunel nie wnosi zanieczyszczeń powietrza, ziemi, wód gruntowych ani powierzchniowych. Jedyne zagrożenia ekologiczne mogą powstawać w czasie mycia tunelu i usuwania zanieczyszczeń, powodowanych jego użytkowaniem przez użytkowników. Zanieczyszczenia

mają postać stałą i muszą być wywożone przez lokalne służby miejskie. Produkty mycia tunelu - po wstępnym podczyszczeniu - winny być odprowadzane do ogólnodostępnej kanalizacji miejskiej.

W czasie użytkowania, tunel nie generuje hałasu.

Naruszony robotami budowlanymi teren zostanie – po zakończeniu robót - doprowadzony do stanu pierwotnego.

Gospodarka odpadami winna być przeprowadzona zgodnie z obowiązującymi przepisami, dotyczącymi ochrony środowiska.

## **II.8. Bezpieczeństwo i higiena pracy podczas wykonywania robót**

Za bezpieczeństwo i ochronę zdrowia w trakcie budowy odpowiada Kierownik Budowy, który musi posiadać kwalifikacje zgodne z wymaganiami prawa budowlanego (w szczególności art. 21a pkt. 1 Dz.U. Nr. 156/2006 Ustawa z dnia 7 lipca 1994r.).

## **II.9. Bezpieczeństwo podczas eksploatacji obiektu**

W warunkach normalnej eksploatacji, prawidłowo wykonany tunel nie stwarza zagrożenia dla bezpieczeństwa użytkowników, osób trzecich ani otoczenia pod warunkiem utrzymania go w należytych stanie technicznym (wymaganie Prawa budowlanego), dokonywania systematycznych przeglądów rocznych i pięcioletnich oraz usuwania skutków awarii i wypadków, mających miejsce w czasie eksploatacji obiektu.

## **II.10. Przekopy kontrolne**

Przed rozpoczęciem robót ziemnych, w miejscach posadowienia tunelu należy wykonać przekopy kontrolne celem identyfikacji przebiegu nie zinwentaryzowanego wcześniej uzbrojenia terenu. Przekopy wykonywać należy ręcznie z zachowaniem należytej ostrożności.

Prace w obrębie przewodów instalacyjnych należy prowadzić pod nadzorem użytkowników. Wszystkie przewody należy zabezpieczyć na czas prowadzenia robót.

## **II.11. Roboty betonowe**

Roboty betonowe należy wykonywać w zgodności z wymaganiami wskazanymi wyżej norm i przepisów, w tym w szczególności w zgodności z „Wymaganiami i zaleceniami dotyczącymi wykonywania betonów do konstrukcji mostowych” [9].

## **II.12. Aprobaty techniczne**

Zgodnie z postanowieniami Prawa budowlanego, zastosowane urządzenia, materiały, prefabrykаты, urządzenia, maszyny, technologie, itp., stosowane w budownictwie muszą posiadać **Certyfikaty CE, Aprobaty Techniczne, wydane przez Instytut Badawczy Dróg i Mostów lub mieć właściwe wskazania w przepisach normowych.**

## **II.13. Model matematyczny tunelu i konstrukcji oporowej przy schodach**

### **II.13.1. Założenia dla pracy projektowanych przekrojów**

W projekcie przyjęto, że projektowany obiekt będzie konstrukcją żelbetową, wykonywaną w otwartym wykopie i – po zasypaniu wykopów – umieszczoną pod jezdnią ul. Nowolazurową.

Układ geometryczny tunelu wynika z funkcji, którą tunel będzie wypełniał. Założono, że dla wypełnienia funkcji komunikacyjnych najkorzystniejszy będzie zamknięty przekrój prostokątny tunelu. Dojścia do niego będą wykonane w postaci schodów zabezpieczonych konstrukcją oporową, wiodących z poziomu terenu. Z uwagi na to, że przez tunel nie jest prowadzona ścieżka rowerowa, w przestrzeni komunikacyjnej nie przewidziano urządzeń, charakterystycznych dla wypełniania tej funkcji. Obsługę osób niepełnosprawnych pełnić będą dwie windy, umieszczone w pobliżu końców tunelu. Poza swoją funkcją podstawową, windy powinny umożliwiać przewożenie rowerów.

Do tunelu, z obu jego końców, prowadzą żelbetowe schody masywne, umieszczone na gruncie, jednym końcem opierające się na spągu tunelu, a drugim – na fundamencie płaskim. Całość zabezpieczona jest konstrukcją oporową przed zasypaniem. Połączenie schodów z otaczającymi je elementami konstrukcyjnymi musi zapewniać szczelność w stopniu, uniemożliwiającym wnikanie wód gruntowych i opadowych do wnętrza tunelu.

### **II.13.2. Opis i uzasadnienie przyjęcia modelu obliczeniowego konstrukcji tunelu**

Konstrukcja tunelu jest zamkniętą, prostokątną ramą o sztywnych węzłach, umieszczoną na wymienionym gruncie zastanym o grubości warstwy ok. 1,00 m. Wymiana gruntu była konieczna z uwagi na niekorzystny układ warstw zastanych w poziomie spodu tunelu i możliwość gromadzenia wody pod konstrukcją tunelu. Wymiana gruntu miała na celu stabilizację warunków hydrologicznych pracy tunelu i utrudnienie lokalnego gromadzenia wody pod spągami tunelu.

Warstwa gruntu nasypowego tworzy jednorodne podłoże dla pracy obiektu na całej jego długości.

Podstawowym założeniem pracy konstrukcji jest praca jej elementów oraz całej konstrukcji w zakresie sprężystym przy założeniu małych odkształceń konstrukcji, co oznacza zachowanie płaskiej postaci przekroju poprzecznego we wszystkich stanach pracy konstrukcji.

Obliczenia statyczne i wytrzymałościowe konstrukcji zostały wykonane przy pomocy programu Robot. Z uwagi na kształt konstrukcji, przyjęty do obliczeń model jej pracy jest ramą płaską o szerokości 1,00m. Konstrukcja została obciążona obciążeniami, wskazanymi w Polskiej normie obciążeń konstrukcji mostowych [24].

Obciążenia stałe zostały rozmieszczone odpowiednio do ich fizycznego usytuowania w konstrukcji.

Zestaw wyników obliczeń statycznych był poddany analizie, mającej na celu wyznaczenie obwiedni ekstremalnych sił wewnętrznych. Zadanie to zostało wykonane przy wykorzystaniu programu Robot przy współpracy z programem Excel (Microsoft).

Pełny zakres obliczeń statycznych zostanie dołączony do Projektu Wykonawczego w formie elektronicznej. **Zestawienie wielkości podstawowych sił wewnętrznych, przyjętych do wymiarowania głównych elementów konstrukcyjnych, przedstawiono w części III Projektu.**

### **II.13.3. Opis i uzasadnienie przyjęcia modelu obliczeniowego konstrukcji oporowej.**

Konstrukcja oporowa przy schodach jest otwartą ramą ( kształt litery „U” ), o sztywnych węzłach.

Podstawowym założeniem pracy konstrukcji jest praca jej elementów oraz całej konstrukcji w zakresie sprężystym przy założeniu małych odkształceń konstrukcji, co oznacza zachowanie płaskiej postaci przekroju poprzecznego we wszystkich stanach pracy konstrukcji.

Obliczenia statyczne zostały wykonane z uwzględnieniem wymagań §147.2 i §147.3 Rozporządzenia [2], dotyczących sprawdzenia stanów granicznych pracy konstrukcji. Źródłami powoływanych w obliczeniach wielkości referencyjnych są: Rozporządzenie [2] oraz normy, właściwe dla projektowania konstrukcji betonowych, w tym w szczególności [25], [28]

Obliczenia statyczne i wytrzymałościowe konstrukcji zostały wykonane przy pomocy programu Robot. Z uwagi na kształt konstrukcji, przyjęty do obliczeń model jej pracy jest ramą płaską o szerokości 1,00m. Ponadto ze względu na zmienną wysokość ściany oporowej od 5,31 m do 3,17 m, cała konstrukcja została podzielona na 3 odcinki ( 3 schematy statyczne o odpowiednio różnej wysokości: I – 5,51m, II – 4,32m, III – 3,37m ) co umożliwi zastosowanie różnego rozstawu zbrojenia wpływając w ten sposób na ekonomiczne wykorzystanie stali. Konstrukcja została obciążona obciążeniami, wskazanymi w Polskiej normie obciążeń konstrukcji mostowych [24].

Obciążenia stałe zostały rozmieszczone odpowiednio do ich fizycznego usytuowania w konstrukcji.

Zestaw wyników obliczeń statycznych był poddany analizie, mającej na celu wyznaczenie obwiedni ekstremalnych sił wewnętrznych. Zadanie to zostało wykonane przy wykorzystaniu programu Robot przy współpracy z programem Excel (Microsoft).

Pełny zakres obliczeń statycznych zostanie dołączony do Projektu Wykonawczego w formie elektronicznej. **Zestawienie wielkości podstawowych sił wewnętrznych, przyjętych do wymiarowania głównych elementów konstrukcyjnych, przedstawiono w części III Projektu.**

## **II.14. Wyciąg z dokumentacji geotechnicznej**

### **II.14.1. Informacje ogólne**

Dane geotechniczne warunków posadowienia są zamieszczone w opracowaniu zbiorczym pt. **„Dokumentacja geologiczno – inżynierska Etap I”**, odnoszącej się do wiaduktu drogowego nad skrzyżowaniem ul. Połczyńskiej i ul. Nowo-Lazurowej, wykonanej przez BAKS Sp. z o.o. w roku 2006. Niniejszy opis jest wyciągiem z tych badań, dostosowanym do wymagań projektowych dla konstrukcji inżynierskich.

Zestawienie geologicznych charakterystyk podłoża gruntowego w rejonach rozmieszczenia każdej podpory zostało przedstawione w Części rysunkowej projektu.

### **II.14.2. Ogólne warunki geotechniczne posadowienia – opis zbiorczy**

Powierzchnię terenu pokrywają nasypy gliniasto – ceglano – betonowe o miąższości 0,6 m. W budowie podłoża dominują grunty niespoiste, lokalnie zawierające soczewki gruntów spoistych o nieznaczonej miąższości – ca 0,5 – 1,0 m. Grunty niespoiste – to piaski drobne, pylaste, średnie i grube – średnio zagęszczone ( $I_D = 0,64$ )

Grunty spoiste – reprezentowane są przez piaski gliniaste, gliny piaszczyste, pyły i pyły piaszczyste o konsystencji półzwartej ( $I_L = 0$ ), twaroplastycznej ( $I_L = 0,22$ ) oraz plastycznej ( $I_L = 0,41$ ).

Wyżej wymienione grunty rodzime podzielono na warstwy geotechniczne, jako kryterium przyjmując wykształcenie litologiczne, stan i własności fizyczno – mechaniczne. Parametry wiodące ( $I_L$  i  $I_D$ ) określono metodą A w oparciu o badania in situ i laboratoryjne. Pozostałe parametry podano według normy PN-81/B-03020.

Wydzielono następujące warstwy geotechniczne:

I – Grunty niespoiste, średnio zagęszczone ( $I_D = 0,64$ ).

Ia<sub>1</sub> - piaski drobne i pylaste

Ib<sub>1</sub> – piaski średnie i piaski grube

II - Grunty spoiste

IIa<sub>2</sub> - gliny piaszczyste, gliny pylaste, gliny zwięzłe, piaski gliniaste, twaroplastyczne ( $I_L = 0,22$ )

IIa<sub>3</sub> - gliny piaszczyste, gliny pylaste, gliny zwięzłe, piaski gliniaste, plastyczne ( $I_L = 0,44$ )

IIb<sub>1</sub> - pyły, pyły piaszczyste półzwarte ( $I_L = 0$ )

IIb<sub>2</sub> - pyły, pyły piaszczyste twaroplastyczne ( $I_L = 0,25$ )

IIb<sub>3</sub> - pyły, pyły piaszczyste plastyczne ( $I_L = 0,41$ )

Wykonywanymi w styczniu i lutym 2007 r. wierceniami stwierdzono występowanie swobodnego zwierciadła wody:

- w rejonie projektowanego przejścia na głębokości 3,0 m ppt, t.j. na rzędnej 29,0 m w układzie lokalnym dla miasta Warszawy



### II.14.3. Ogólne warunki geotechniczne posadowienia obiektu

W podłożu dokumentowanego terenu występują grunty zróżnicowane pod względem litologicznym i geotechnicznym: nasypy gliniasto – gruzowo – ceglane, grunty rodzime niespoiste średnio zagęszczone, grunty spoiste o konsystencji półzwartej, twaroplastycznej i plastycznej.

Pyły i pyły piaszczyste (warstwa IIb<sub>1</sub>, IIb<sub>2</sub> i , IIb<sub>3</sub>) – to grunty tiksotropowe, łatwo ulegające upłynnieniu pod wpływem wody i obciążeń dynamicznych (drgań).

Woda gruntowa o zwierciadle swobodnym występuje w rejonie projektowanego przejścia na głębokości 3,0 m, t.j. na rzędnej 29,0 w układzie lokalnym dla Warszawy.

Wiercenia wykonano w okresie średnich stanu wód gruntowych.

Wyniki analizy chemicznej wody pobranej podczas dokumentowania terenu znajdującego się w rejonie skrzyżowania projektowanej ulicy Nowo-Lazurowej i torów PKP Warszawa – Katowice wykazały słabą - „Ia2” – agresywność kwasowo – węglanowo – magnezowo – siarczanową w stosunku do betonu.

### II.14.4. Szczegółowe warunki geotechniczne posadowienia obiektu

Warunki posadowienia przejścia podziemnego są zawarte w Części Rysunkowej.

## III. WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

(WYCIĄG)

W niniejszym rozdziale zawarto wyniki obliczeń. Jest to wyciąg z obliczeń szczegółowych, których wyniki – w formie elektronicznej (na płycie CD-R) - są dołączone do Projektu Wykonawczego.

### III.1. Jednostki

W całej dokumentacji projektowej jest stosowany system jednostek **SI**. Dla uniknięcia wielokrotnego przeliczania jednostek przyjęto koordynację jednostek z jednostkami, stosowanymi w Polskich Normach. Inne jednostki są stosowane wyłącznie w szczególnych przypadkach.

### III.2. Zestawienie ważniejszych sił wewnętrznych, koniecznych dla zwymiarowania konstrukcji i jej elementów

#### III.2.1. Płyta górna

##### III.2.1.1. Obliczeniowe wartości sił.

Wartości ekstremalne dla płyty górnej			
Przęsło		Podpora	
obliczeniowe		obliczeniowe	
M <sub>max</sub>	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	N <sub>max</sub>
506,91kNm	72,70kN	-348,36kNm	72,70kN

##### III.2.1.2. Charakterystyczne wartości sił.

Wartości ekstremalne dla płyty górnej			
Przęsło		Podpora	
charakterystyczne		charakterystyczne	
M <sub>max</sub>	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	N <sub>max</sub>

346,28kNm	49,42kN	-236,93kNm	49,42kN
-----------	---------	------------	---------

### III.2.2. Ściany

#### III.2.2.1. Obliczeniowe wartości sił.

Wartości ekstremalne dla ściany			
Podpora 1		Podpora 2	
obliczeniowe		obliczeniowe	
Mmax	Nmax	Mmax	Nmax
-348,36kNm	496,61kN	-517,48kNm	496,61kN

#### III.2.2.2. Charakterystyczne wartości sił.

Wartości ekstremalne dla ściany			
Podpora 1		Podpora 2	
charakterystyczne		charakterystyczne	
Mmax	Nmax	Mmax	Nmax
-236,93kNm	-342,25kN	-359,59kNm	-342,25kN

### III.2.3. Płyta denna

#### III.2.3.1. Obliczeniowe wartości sił.

Wartości ekstremalne dla płyty dennej			
Przęsło		Podpora	
obliczeniowe		obliczeniowe	
Mmax	Nmax	Mmax	Nmax
-419,39kNm	0	517,48kNm	0

#### III.2.3.2. Charakterystyczne wartości sił.

Wartości ekstremalne dla płyty dennej			
Przęsło		Podpora	
charakterystyczne		charakterystyczne	
Mmax	Nmax	Mmax	Nmax
-292,28kNm	0	359,6kNm	0

### III.2.4. Konstrukcja oporowa przy schodach.

#### III.2.4.1. Odcinek I ( wysokość ściany oporowej w schemacie statycznym h = 5,51 m) Obliczeniowe wartości sił

Wartości ekstremalne dla konstrukcji oporowej	
obliczeniowe	charakterystyczne
Mmax	Mmax
621,98kNm	501,09kNm

**III.2.4.2. Odcinek II ( wysokość ściany oporowej w schemacie statycznym  $h = 4,32$  m)  
Charakterystyczne wartości sił.**

<b>Wartości ekstremalne dla konstrukcji oporowej</b>	
obliczeniowe	charakterystyczne
Mmax	Mmax
402,97kNm	327,55kNm

**III.2.4.3. Odcinek III ( wysokość ściany oporowej w schemacie statycznym  $h = 3,37$  m)  
Charakterystyczne wartości sił.**

<b>Wartości ekstremalne dla konstrukcji oporowej</b>	
obliczeniowe	charakterystyczne
Mmax	Mmax
276,57kNm	226,78kNm

## IV. WYMIAROWANIE

### IV.1. Zasady ogólne

Zgodnie z wymaganiami Rozporządzenia Ministra Infrastruktury nr 63 [2] wymiarowanie konstrukcji i jej elementów przeprowadza się w oparciu o wyniki obliczeń statycznych, wykorzystujących metodę SGN (stan graniczny nośności) i SGU (stan graniczny użytkowania).

### IV.2. Wymiarowanie płyty górnej

Wymiarowanie płyty górnej przeprowadza się w oparciu o normę [22], przyjmując beton klasy B40, stal zbrojeniową AIIIIN i stal na pręty rozdzielcze i strzemiona klasy AI.

Wielkości ekstremalnych sił wewnętrznych, konieczne dla zwymiarowania konstrukcji i jej elementów, zostały zestawione w **Rozdziale III.2.1.**

#### • STAN GRANICZNY NOŚNOŚCI

<b>Beton: B40</b>	<b>Stal: AIIIIN</b>
$E_b = 36,4$ [GPa]	$E_a = 200$ [GPa]
$R_b = 23,1$ [MPa]	$R_a = 375$ [MPa]

#### - wymiarowanie płyty na maksymalny moment przęsłowy

**Dane:**

$$M_{sd} = 506,91 \text{ [kNm]}; b = 1 \text{ [m]}; h = 0,5 \text{ [m]}; a = 0,07 \text{ [m]}$$

#### - wysokość przekroju użytecznego

$$h_I = h - a = 0,43 \text{ [m]}$$

#### - współczynnik „n”

$$n = E_a / E_b = 5,495$$

$$x_I = [(n \times R_b) / (n \times R_b + R_a)] \times h_I = 0,1087 \text{ [m]}$$

$$A_a = M / [R_a \times (h_I - (x_I / 3))] = 0,0034 \text{ [m}^2\text{]} = 34 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{przyjmuje: } A_a = 38 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \phi 22 \text{ co } 10 \text{ cm}$$

#### - sprawdzenie naprężeń dla przyjętego zbrojenia.

$$x = 0,1147 \text{ [m]}$$

$$\sigma_{amax} = M / [A_a \times (h_I - (x / 3))] = 340,65 \text{ [MPa]} < R_a = 375 \text{ [MPa]}$$

#### - wymiarowanie płyty na maksymalny moment podporowy

**Dane:**

$$M_{sd} = 348,36 \text{ [kNm]}; b = 1 \text{ [m]}; h = 0,5 \text{ [m]}; a = 0,07 \text{ [m]}$$

#### - wysokość przekroju użytecznego

$$h_I = h - a = 0,43 \text{ [m]}$$

#### - współczynnik „n”

$$n = E_a / E_b = 5,495$$

$$x_I = [(n \times R_b) / (n \times R_b + R_a)] \times h_I = 0,1087 \text{ [m]}$$

$$A_a = M / [R_a \times (h_I - (x_I / 3))] = 0,0024 \text{ [m}^2\text{]} = 24 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{przyjmuje: } A_a = 31,68 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \phi 22 \text{ co } 12 \text{ cm}$$

- **sprawdzenie naprężeń dla przyjętego zbrojenia.**

$$x = 0,1062 \text{ [m]}$$

$$\sigma_{amax} = M / [A_a \times (h_I - (x / 3))] = 269,5 \text{ [MPa]} < R_a = 375 \text{ [MPa]}$$

### IV.3. Wymiarowanie ścian

Wymiarowanie ścian przeprowadza się w oparciu o normę [28], przyjmując beton klasy **B40**, stal zbrojeniową klasy **AIII** i stal na pręty rozdzielcze i strzemiona klasy **AI**.

Wielkości ekstremalnych sił wewnętrznych, konieczne dla zwymiarowania konstrukcji i jej elementów, zostały zestawione w **Rozdziale III.2.2.**

#### • STAN GRANICZNY NOŚNOŚCI

**Beton: B40**

$$E_b = 36,4 \text{ [GPa]}$$

$$R_b = 23,1 \text{ [MPa]}$$

**Stal: AIII**

$$E_a = 200 \text{ [GPa]}$$

$$R_a = 375 \text{ [MPa]}$$

- **wymiarowanie ścian tunelu**

**Dane:**

$$M_{sd1} = 348,36 \text{ [kNm]}; M_{sd2} = 517,48 \text{ [kNm]}; N = 496,61 \text{ [kN]}; b = 1 \text{ [m]}; h = 0,4 \text{ [m]}; a = 0,07 \text{ [m]}$$
$$L = 3,2 \text{ [m]}$$

- **mimośród całkowity „e<sub>c</sub>”**

- **mimośród wynikający z projektu „e<sub>0</sub>”**

$$e_0 = (M_{sd1} + M_{sd2}) / 2 \times N = 0,872 \text{ [m]}$$

- **mimośród uwzględniający przypadkowe odchylenie „e<sub>1</sub>”**

$$\max \begin{cases} b / 30 = 0,033 \text{ [m]} \\ 0,02 \text{ [m]} \\ L / 300 = 0,011 \text{ [m]} \end{cases}$$

$$e_1 = 0,033 \text{ [m]}$$

- **mimośród niezamierzony „e<sub>2</sub>”**

$$e_2 = L / 150 = 0,0213 \text{ [m]}$$

- **mimośród uwzględniający wpływ odkształceń „e<sub>3</sub>”**

$$I_b = (b \times h^3) / 12 = 0,00533 \text{ [m}^4\text{]}$$

$$i = \sqrt{I_b / A_b} = 0,1155 \text{ [m]}$$

$$\mu = 1 - \text{ze względu na podparcie ściany}$$

$$L_w = \mu \times L = 3,2 \text{ [m]}$$

$$\lambda = L_w / i = 27,71 < 50 \rightarrow 0,1 \times (e_0 + e_1) = 0,0733 \text{ [m]}$$

$$1/r = [N \times (e_0 + e_1)] / EI = 0,0023 \text{ [1/m]}$$

$$e_3 = (L_w^2 / 10) \times (1/r) = 0,0024 \text{ [m]} < 0,1 \times (e_0 + e_1) = 0,0886 \text{ [m]}.$$

W związku z powyższym, mimośród  $e_3$  można pominąć.

**Mimośród całkowity „ $e_c$ ” wynosi więc:**

$$e_c = e_0 + e_1 + e_2 = 0,872 \text{ [m]}$$

**- pełzanie**

$\lambda = L_w / i = 27,71 < 50$  – nie uwzględnia się wpływu pełzania ze względu na spełniony warunek

**- duży mimośród**

$$y_{01} = y_{02} = 0,5 \times h = 0,2 \text{ [m]}$$

$$A_a = A_{a'} = 0,007697 \text{ [m}^2] \rightarrow \Phi 28 \text{ co } 8 \text{ cm}$$

**- zasięg strefy ściskanej**

$$x^3 + 3 \times x^2 \times (e - y_{02}) + (6n / b) \times [A_{a'} \times (e - y_{02} + a) + A_a \times (e + y_{01} - a)] \times x - (6n / b) \times [A_{a'} \times a \times (e - y_{02} + a) + A_a \times h_1 \times (e + y_{01} - a)] = 0$$

$$x = 0,1307 \text{ [m]}$$

**- naprężenia w betonie ściskanym**

$$\sigma_b = (2 \times N \times x) / (b \times x^2 + 2 \times n \times (A_a + A_{a'}) \times x - 2 \times n \times (A_a \times a + A_{a'} \times h_1)) = 22,25 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_b = 22,25 \text{ [MPa]} < R_b = 23,1 \text{ [MPa]}$$

**- naprężenia w prętach rozciąganych**

$$\sigma_a = [N \times (e - y_{02} + (x / 3))] / [A_a \times (h_1 - (x / 3))] - [(((x / 3) - a) \times (x - a)) / (h_1 - x)] \times A_{a'} = 175,57 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_a = 175,57 \text{ [MPa]} < R_a = 375 \text{ [MPa]}$$

#### IV.4. Wymiarowanie płyty dennej

Wymiarowanie płyty dennej przeprowadza się w oparciu o normę [28], przyjmując beton klasy **B40**, stal zbrojeniową klasy **AIII** i stal na pręty rozdzielcze i strzemiona klasy **AI**.

Wielkości ekstremalnych sił wewnętrznych, konieczne dla zwymiarowania konstrukcji i jej elementów, zostały zestawione w **Rozdziale III.2.3**.

#### • STAN GRANICZNY NOŚNOŚCI

**Beton: B40**

$$E_b = 36,4 \text{ [GPa]}$$

$$R_b = 23,1 \text{ [MPa]}$$

**Stal: AIII**

$$E_a = 200 \text{ [GPa]}$$

$$R_a = 375 \text{ [MPa]}$$

**- wymiarowanie płyty na maksymalny moment przęsłowy**

**Dane:**

$$M_{sd} = 419,39 \text{ [kNm]}; b = 1 \text{ [m]}; h = 0,5 \text{ [m]}; a = 0,07 \text{ [m]}$$

**- wysokość przekroju użytecznego**

$$h_I = h - a = 0,43 \text{ [m]}$$

**- współczynnik „n”**

$$n = E_a / E_b = 5,495$$

$$x_I = [(n \times R_b) / (n \times R_b + R_a)] \times h_I = 0,1087 \text{ [m]}$$

$$A_a = M / [R_a \times (h_I - (x_I / 3))] = 0,0028 \text{ [m}^2\text{]} = 28 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{przyjmuje: } A_a = 38 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \phi 22 \text{ co } 10 \text{ cm}$$

**- sprawdzenie naprężeń dla przyjętego zbrojenia.**

$$x = 0,1147 \text{ [m]}$$

$$\sigma_{amax} = M / [A_a \times (h_I - (x / 3))] = 281,8 \text{ [MPa]} < R_a = 375 \text{ [MPa]}$$

**- wymiarowanie płyty na maksymalny moment podporowy**

**Dane:**

$$M_{sd} = 517,48 \text{ [kNm]}; b = 1 \text{ [m]}; h = 0,5 \text{ [m]}; a = 0,07 \text{ [m]}$$

**- wysokość przekroju użytecznego**

$$h_I = h - a = 0,43 \text{ [m]}$$

**- współczynnik „n”**

$$n = E_a / E_b = 5,495$$

$$x_I = [(n \times R_b) / (n \times R_b + R_a)] \times h_I = 0,1087 \text{ [m]}$$

$$A_a = M / [R_a \times (h_I - (x_I / 3))] = 0,0028 \text{ [m}^2\text{]} = 28 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{przyjmuje: } A_a = 38 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \phi 22 \text{ co } 10 \text{ cm}$$

**- sprawdzenie naprężeń dla przyjętego zbrojenia.**

$$x = 0,1147 \text{ [m]}$$

$$\sigma_{amax} = M_{sd} / [A_a \times (h_I - (x / 3))] = 281,82 \text{ [MPa]} < R_a = 375 \text{ [MPa]}$$

## **IV.5. Wymiarowanie konstrukcji oporowej**

Wymiarowanie konstrukcji oporowej przeprowadza się w oparciu o normę [28], przyjmując beton klasy **B40**, stal zbrojeniową klasy **AIII** i stal na pręty rozdzielcze i strzemiona klasy **AI**.

Wielkości ekstremalnych sił wewnętrznych, konieczne dla zwymiarowania konstrukcji i jej elementów, zostały zestawione w **Rozdziale III.2.4.**

- **Ściana oporowa na I ODCINEKU ( 0 – 3m) h = 5,51m**

### **STAN GRANICZNY NOŚNOŚCI**

**Beton: B40**                      **Stal: AIIIIN**  
 $E_b = 36,4$  [GPa]               $E_a = 200$  [GPa]  
 $R_b = 23,1$  [MPa]               $R_a = 375$  [MPa]

- **wymiarowanie płyty na maksymalny moment przęsłowy**

**Dane:**

$M_{sd} = 621,98$  [ kNm];  $b = 1$  [m];  $h = 0,4$  [m];  $a = 0,07$  [m]

- **wysokość przekroju użytecznego**

$h_I = h - a = 0,33$  [m]

- **współczynnik „n”**

$n = E_a / E_b = 5,495$

$x_I = [(n \times R_b) / (n \times R_b + R_a)] \times h_I = 0,0834$  [m]

$A_a = M / [R_a \times (h_I - (x_I / 3))] = 0,0055$  [m<sup>2</sup>] = 55 [cm<sup>2</sup>]

przyjmuje:  $A_a = 61,36$  [cm<sup>2</sup>] →  $\phi 25$  co 8 cm (zbrojenie fundamentu ściany  $\phi 25$  co 8 cm)

- **sprawdzenie naprężeń dla przyjętego zbrojenia.**

$x = 0,1192$  [m]

$\sigma_{amax} = M / [A_a \times (h_I - (x / 3))] = 349,22$  [MPa] <  $R_a = 375$  [MPa]

- **Ściana oporowa na II ODCINEKU ( 3m – 6m) h = 4,32m**

### **STAN GRANICZNY NOŚNOŚCI**

**Beton: B40**                      **Stal: AIIIIN**  
 $E_b = 36,4$  [GPa]               $E_a = 200$  [GPa]  
 $R_b = 23,1$  [MPa]               $R_a = 375$  [MPa]

- **wymiarowanie płyty na maksymalny moment przęsłowy**

**Dane:**

$M_{sd} = 402,97$  [ kNm];  $b = 1$  [m];  $h = 0,4$  [m];  $a = 0,07$  [m]

- **wysokość przekroju użytecznego**

$h_I = h - a = 0,33$  [m]



**- współczynnik „n”**

$$n = E_a / E_b = 5,495$$

$$x_I = [(n \times R_b) / (n \times R_b + R_a)] \times h_I = 0,0834 \text{ [m]}$$

$$A_a = M / [R_a \times (h_I - (x_I / 3))] = 0,0036 \text{ [m}^2\text{]} = 36 \text{ [cm}^2\text{]}$$

przyjmuje:  $A_a = 49,09 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \phi 25 \text{ co } 10 \text{ cm}$  (zbrojenie fundamentu ściany  $\phi 25 \text{ co } 10 \text{ cm}$ )

**- sprawdzenie naprężeń dla przyjętego zbrojenia.**

$$x = 0,1092 \text{ [m]}$$

$$\sigma_{\text{amax}} = M / [A_a \times (h_I - (x / 3))] = 279,58 \text{ [MPa]} < R_a = 375 \text{ [MPa]}$$

• **Ściana oporowa na III ODCINEKU ( 6m – 9,48m) h = 3,37m**

**STAN GRANICZNY NOŚNOŚCI**

**Beton: B40**

$$E_b = 36,4 \text{ [GPa]}$$

$$R_b = 23,1 \text{ [MPa]}$$

**Stal: AIIIIN**

$$E_a = 200 \text{ [GPa]}$$

$$R_a = 375 \text{ [MPa]}$$

**- wymiarowanie płyty na maksymalny moment przeszłowy**

**Dane:**

$$M_{sd} = 276,57 \text{ [kNm]}; b = 1 \text{ [m]}; h = 0,4 \text{ [m]}; a = 0,07 \text{ [m]}$$

**- wysokość przekroju użytecznego**

$$h_I = h - a = 0,33 \text{ [m]}$$

**- współczynnik „n”**

$$n = E_a / E_b = 5,495$$

$$x_I = [(n \times R_b) / (n \times R_b + R_a)] \times h_I = 0,0834 \text{ [m]}$$

$$A_a = M / [R_a \times (h_I - (x_I / 3))] = 0,0024 \text{ [m}^2\text{]} = 24 \text{ [cm}^2\text{]}$$

przyjmuje:  $A_a = 35,06 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \phi 25 \text{ co } 14 \text{ cm}$  (zbrojenie fundamentu ściany  $\phi 25 \text{ co } 14 \text{ cm}$ )

**- sprawdzenie naprężeń dla przyjętego zbrojenia.**

$$x = 0,0951 \text{ [m]}$$

$$\sigma_{\text{amax}} = M / [A_a \times (h_I - (x / 3))] = 279,58 \text{ [MPa]} < R_a = 375 \text{ [MPa]}$$

## **V. CZĘŚĆ RYSUNKOWA**

### **Spis rysunków projektu budowlanego wiaduktu**

Rys.K-1. Plan sytuacyjny.

Rys.K-2. Przekroje: A-A, B1-B1, B2-B2

Rys.K-3. Przekroje: C-C, szczegóły zbrojenia ścian

Rys.K-4. Przekroje: D-D, E1-E1, E2-E2, E3-E3, E4-E4, J1-J1, J2-J2

Rys.K-5. Przekroje: F-F, G-G, H-H, I-I

Rys.K-6. Detale dylatacji: „A”, „B”, „C”, „D”