

NAZWA, ADRES OBIEKTU BUDOWLANEGO	EKSPERTYZA STANU KONSTRUKCJI FILARÓW Z OKREŚLENIEM WARUNKÓW DALSZEJ EKSPLOATACJI – WIADUKT W CIĄGU UL. MIKOŁAJCZYKA NAD TORAMI KOLEJOWYMI			
NAZWA I ADRES INWESTORA	GMINA SOSNOWIEC al. Zwycięstwa 20 41-200 Sosnowiec tel. 32 2960600, fax: 32 2960605, e-mail: um@um.sosnowiec.pl www.sosnowiec.pl			
STADIUM	EKSPERTYZA TECHNICZNA BRANŻA: MOSTOWA <div style="text-align: right;"><i>Wersja: 01</i></div>			
NAZWA I ADRES JEDNOSTKI PROJEKTOWEJ		BIURO PROJEKTOWE TOKBUD <i>os. A. Biernackiego 94, 44-370 Pszów, www.tokbud.com.pl</i> <i>tel. 698 248 000, fax 32 7206165, e-mail: biuro@tokbud.com.pl</i>		
IMIĘ I NAZWISKO	STANOWISKO	SPECJALNOŚĆ	NR UPRAWNIENÍ	PODPIS
mgr inż. Krzysztof TOKAREK	Projektant , Kierownik zespołu	Mosty bez ograniczeń	SLK/2562/PWOM/09	
mgr inż. Anna TOKAREK	Opracowała	Konstr-budowlana bez ograniczeń	SLK/2873/OWOK/10	
inż. Jadwiga DOBROWOLSKA	Opracowała			
NR UMOWY	WDR nr 272.1.12.2018 z dnia 15.06.2018 r.			
EGZEMPLARZ	NR 1			
PSZÓW, wrzesień 2018 r.				

SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA

1	WSTĘP	2
1.1	PODSTAWY FORMALNE OPRACOWANIA	2
1.2	PRZEDMIOT I CEL OPRACOWANIA	3
2	INWENTARYZACJA ILOŚCIOWA I GEOMETRYCZNA -ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNE ISTNIEJĄCEGO OBIEKTU	3
2.1	PODSTAWOWE PARAMETRY OBIEKTU.....	3
2.2	USTRÓJ NOŚNY.....	4
2.3	ELEMENTY WYPOSAŻENIA OBIEKTU	4
3	OCENA STANU TECHNICZNEGO OBIEKTU MOSTOWEGO	5
3.1	USTRÓJ NOŚNY	5
3.2	PRZYCZÓŁKI SKRAJNE	5
3.3	PODPORY POŚREDNIE.....	5
3.4	ELEMENTY WYPOSAŻENIA OBIEKTU	6
3.4.1	<i>Nawierzchnia jezdni</i>	6
3.4.2	<i>Nawierzchnia chodników</i>	7
3.4.3	<i>Gzymsy</i>	7
3.4.4	<i>Izolacja przeciwwodna</i>	7
3.4.5	<i>Odwodnienie</i>	7
3.4.6	<i>Dylatacja</i>	8
3.4.7	<i>Łożyska</i>	8
3.4.8	<i>Balustrady, bariery i osłony</i>	8
3.4.9	<i>Urządzenia obce</i>	8
3.4.10	<i>Otoczenie obiektu</i>	8
4	OKREŚLENIE NOŚNOŚCI OBIEKTU	9
5	SPOSTRZEŻENIA I WNIOSKI Z EKSPERTYZY	9
5.1	PROJEKTOWANIE I TECHNOLOGIA WYKONANIA REMONTU OBIEKTU.....	9
5.2	PROJEKTOWANIE I TECHNOLOGIA WYKONANIA PRZEBUDOWY OBIEKTU.....	10
5.3	DALSZE POSTĘPOWANIE Z OBIEKTEM.....	10
6	PODSUMOWANIE	11

Załącznik nr 1 – Dokumentacja fotograficzna z opisem uszkodzeń i analizą.

Załącznik nr 2 – Badania betonu.

Załącznik nr 3 – Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe.

Załącznik nr 4 – Kserokopia uprawnień i zaświadczenia z OIIB projektanta.

Załącznik nr 5 – Część rysunkowa – 1 - Inwentaryzacja obiektu.
– 2 - Inwentaryzacja uszkodzeń.

1 WSTĘP

1.1 Podstawy formalne opracowania

Podstawę formalną niniejszego opracowania stanowi umowa nr WDR. 272.1.12.2018 zawarta w dniu 15.06.2018 r. pomiędzy Gminą Sosnowiec, al. Zwycięstwa 20, 41-200 Sosnowiec, a Biurem Projektowym TOKBUD, os. A. Biernackiego 94, 44-370 Pszów.

Podstawy merytoryczne wykonania opracowania stanowią:

- I. Inwentaryzacja geometryczna oraz inwentaryzacja uszkodzeń.
- II. Wizja lokalna.
- III. Opinia techniczno konstrukcyjna wiaduktu w ciągu ulicy Mikołajczyka w Sosnowcu, sporządzona przez mgr inż. R. Melcer oraz dra inż. R. Kopel z 1977 r.
- IV. Karta informacyjna obiektu wydana przez Wojewódzką Dyрекcję dróg miejskich w 1986 r.
- V. Określenie nośności użytkowej metodą obliczeń statycznych, sporządzone przez mgr inż. Romana Rogowskiego w listopadzie 2009r.
- VI. Ekspertyza wiaduktu w ciągu ul. Stanisława Mikołajczyka nad torami kolejowymi - ekspertyza stanu podpór z określeniem nośności obiektu oraz określeniem warunków dalszej eksploatacji, sporządzony przez mgr inż. Grzegorza Wilka oraz mgr inż. Wojciecha Pająka w maju 2015 r.
- VII. Raport z przeglądu podstawowego obiektu mostowego, sporządzony przez mgr inż. Barbarę Śliwkę, mgr inż. Franciszka Bartmanowicz w lipcu 2017r.
- VIII. Obowiązujące normy i przepisy, literatura:
 - [1] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. Dz.U.2000 r. Nr 63 poz.735.
 - [2] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dz.U.1999 r. Nr 43 poz.430.
 - [3] PN-66/B-02015 - Mosty, wiadukty i przepusty. Obciążenia i oddziaływania.
 - [4] PN-85/S-10030 - Obiekty mostowe. Obciążenia.
 - [5] PN-91/S-10042 - Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone.

[6] PN -03264/2002 - Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

[7] PN-89/S-10050 – Obiekty Mostowe. Wymagania i badania.

[8] PN-S/10060/1998 – Obiekty mostowe. Wymagania i metody badań.

1.2 Przedmiot i cel opracowania

Przedmiotem opracowania jest ekspertyza stanu technicznego konstrukcji ustroju i w szczególności filarów z określeniem warunków dalszej eksploatacji, sporządzony dla wiaduktu w ciągu ulicy Mikołajczyka nad torami kolejowymi w Sosnowcu.

Opracowanie obejmuje:

- wstęp,
- ocenę wizualną elementu wiaduktu i wyposażenia,
- inwentaryzację występujących uszkodzeń,
- badania sklerometryczne i chemiczne betonu,
- ocenę stanu technicznego elementów,
- interpretację badań oraz ocenę techniczną cech materiałowych,
- ocenę stanu technicznego wiaduktu,
- opis możliwego zakresu wykorzystania istniejącego obiektu do remontu,
- propozycje, zalecenia i sugestie remontu/przebudowy wiaduktu,
- określenie dalszego postępowania z obiektem,
- określenie szacunkowych kosztów remontu wiaduktu,
- dokumentację fotograficzną.

2 INWENTARYZACJA ILOŚCIOWA I GEOMETRYCZNA - ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNE ISTNIEJĄCEGO OBIEKTU

2.1 Podstawowe parametry obiektu.

Przedmiotowy obiekt mostowy leży w ciągu drogi publicznej relacji Mysłowice – Sosnowiec nad torami kolejowymi linii nr 62 i 171.

Podstawowe parametry obiektu:

- | | |
|---|-----------------|
| - rozpiętość teoretyczna | 12,70 x 5=63,5m |
| - długość całkowita obiektu (ze skrzydłami) | 69,1 m |
| - szerokość całkowita | 14,90 m |

- szerokość użytkowa:
 - jezdnia 4,5 x 2=9,0m
 - chodnika 2x2,75m
- kąt skrzyżowania z przeszkodą $\alpha = 82,5^\circ$

2.2 Ustrój nośny.

Konstrukcja obiektu składa się z pięciu przęseł opartych czterech podporach pośrednich oraz dwóch skrajnych przyczółkach. Każdy z przęseł stanowi płyta żelbetowa na belkach prefabrykowanych swobodnie oparta na podporach. Konstrukcja płyty jest wykonana na 29 belkach kablobetonowych typu odwrócone "T". Belki mają szerokość około 0,5 metra każda, oraz zmienną wysokość kształtującą się od 0,43 m w przęśle do 0,29 m nad podporami. Grubość płyty wraz z warstwą nadlewki wynosi około 0,53m. Przyczółki wykonowano jako żelbetowe zatopione w nasypach. Podpory pośrednie stanowią żelbetowe filary trójslupowe spięte wspólnym oczepem i podstawą fundamentu, posadowione na studniach fundamentowych wykonanych z prefabrykowanych kręgów betonowych. Podpory przebiegają w kierunku równoległym do przeszkody. Przyczółki wykonano jako żelbetowe, zatopione w nasypie. Kąt skrzyżowania obiektu z przeszkodą to $82,5^\circ$.

Przekrój poprzeczny drogi na obiekcie:

- jezdnia o nawierzchni asfaltowej: 2 pasy ruchu o łącznej szerokości 9m,
- dwa chodniki o nawierzchni asfaltowej: 2,75m,

2.3 Elementy wyposażenia obiektu

Nawierzchnia drogi na obiekcie jest w konstrukcji asfaltobetonowej. Nawierzchnia chodników wykonana jest jako bitumiczna. Na obiekcie nie zastosowano widocznych urządzeń dylatacyjnych. Role łożysk na których oparto przęsła obiektu pełnią stalowe szyny kolejowe. Obiekt wyposażono w stalową balustradę, zabezpieczoną osłonami przeciwporażeniowymi. Obiekt nie posiada funkcjonującej izolacji poziomej przeciwwodnej ani sprawnego systemu odwodnienia. Brak krawężników na obiekcie, występują dopiero w strefie przyczółków. Wiadukt jest wyposażony w instalacje oświetlenia ulicznego (2 latarnie). Obiekt posiada dwie rury ochronne instalacji przebiegające wzdłuż zachodniego gzymsu obiektu. Nie wyklucza się istnienia innych sieci przebiegającej w warstwach nawierzchni chodnika lub zakopanych w rejonie obiektu.

3 OCENA STANU TECHNICZNEGO OBIEKTU MOSTOWEGO.

3.1 Ustrój nośny

Stan techniczny konstrukcji ustroju nośnego obiektu określa się jako **niepokojący(3)**.

W następstwie braku funkcjonującej izolacji przeciwwodnej, braku prawidłowego odwodnienia obiektu, braku funkcjonujących dylatacji, poprzez konstrukcje płyty w sąsiedztwie podpór ma miejsce ciągłe sączenie wody. Co skutkuje wypłukiwaniem z konstrukcji składników wapiennych i stopniowym spadkiem wytrzymałości betonu na ściskanie.

Płyta pomostu jest silnie przemoczona. Widoczne są liczne osady, wykwit i zacieki, miejscami stalaktyty wapienne. Stwierdza się przekroczone stężenia chlorków (*załącznik nr 2*) – zatem zbrojenie w betonie jest zagrożone.

Na podstawie badań wytrzymałościowych betonu (młotkiem Schmidta) belki ustroju nośnego określono, jako spełniającą wymagania wytrzymałościowe dla klasy B45 (C35/45).

3.2 Przyczółki skrajne

Stan techniczny przyczółków skrajnych można uznać za **niepokojący(3)**. Na podporach widoczne są skutki przesączania się wody, występują liczne osady, wykwit i zacieki. Na skrzydłach podpór dochodzi do odpajania się elementów betonowych wraz z odsłonięciem zbrojenia oraz korozją zbrojenia. Na stożkach nasypu występuje wegetacja roślin. Dochodzi do wypłukiwania gruntu spod przyczółku z odsłonięciem studni fundamentowych. Stwierdza się przekroczone stężenia chlorków (*załącznik nr 2*) – zatem zbrojenie w betonie jest zagrożone.

3.3 Podpory pośrednie

Stan techniczny podpór pośrednich można uznać za **niedostateczny (2)**. Ze względu na ciągłe sączenie się wody przez płytę pomostu w sąsiedztwie podpór, istniejące filary są poddane ciągłemu oddziaływaniu wody. Powierzchnia słupów jest silnie przemoczona występują liczne osady, wykwit i zacieki. Na powierzchni słupów ma miejsce odpajanie się ułamków betonowych, prowadzące do odsłonięcia i korozji zbrojenia. Ubytki betonu występują w wielu miejscach, mają spore rozmiary, doprowadziły do miejscowego pocienienia przekroju betonowego (zmniejszenie średnicy słupów o około 7cm). Korozja zbrojenia doprowadziła do zmniejszenia się przekroju zbrojenia (pocienienie średnicy o około

2mm.). Sztywność przekroju jest mniejsza od projektowanej co wpływa ujemnie na bezpieczeństwo konstrukcji.

W miejscu połączenia słupa z oczepem występują liczne zarysowania na powierzchni betonu. Co może sugerować, że nieprawidłowo rozkładają się siły ściskające przekazywane na podporę. Miejscami na powierzchni słupów występuje zabrudzenie w postaci graffiti będące wynikiem wandalizmu.

Oczepy filarów są silnie zawilgocone, występują osady, zacieki i wykwyty oraz dochodzi do kształtowania się stalaktytów wapiennych. Dochodzi do odspajania się odłamków betonowych, które opadają w przestrzeń pod obiektem. Następuje odsłonięcie i korozja zbrojenia. W miejscach zatopienia szyn kolejowych, spełniających rolę łożysk, występują liczne zarysowania. Odspajające się odłamki betonowe mogą stanowić zagrożenie dla zdrowia ludzi poruszających się w przestrzeni pod obiektem oraz dla mienia użytkowników infrastruktury znajdującej się pod obiektem (np. pojazdy, elementy infrastruktury kolejowej).

Podstawy fundamentów filarów są silnie zawilgocone, występują osady, zacieki i wykwyty. Stwierdza się przekroczone stężenia chlorków (*załącznik nr 2*) – zatem zbrojenie w betonie jest zagrożone. Dochodzi do odspajania się odłamków betonowych. Następuje odsłonięcie i korozja zbrojenia. Miejscami występują zarysowania. Dochodzi do wypłukiwania gruntu spod podstawy ławy fundamentowej. Braki gruntu pod podstawą fundamentu może prowadzić do nieprawidłowego, niezgodnego z projektem przekazywania się obciążeń na podłoże gruntowe.

3.4 Elementy wyposażenia obiektu

3.4.1 Nawierzchnia jezdni.

Stan nawierzchni jezdni na obiekcie oceniono jako **niepokojący (3)**. Nawierzchnia jezdni wykonana jest z betonu asfaltowego. Widoczne są miejscowe zanieczyszczenia nawierzchni w strefie sąsiedztwa z chodnikiem dla pieszych. W strefie ponad podporami nie zaobserwowano działających urządzeń dylatacyjnych, występują tam liczne zarysowania powierzchni asfaltobetonowej, przez które sączy się woda. Na styku jezdni z chodnikiem widoczne są zastoje wody.

3.4.2 Nawierzchnia chodników.

Stan chodników na obiekcie oceniono jako **niedostateczny(2)**. Chodnik posiada nawierzchnie asfaltową (częściowo betonową), w której stwierdzono liczne zanieczyszczenia. Powierzchnia chodników jest mocno zdeformowana, dochodzi do gromadzenia się wody w zagłębieniach powierzchni chodnika. Gzyms jest zdylatowany od chodnika przerwie dylatacyjnej doszło do wegetacji roślin i przecieków. Występują zarysowania powierzchni asfaltowej. Brak krawężnika oddzielającego chodnik od jezdni (na obiekcie), który miejscami nie jest wyniesiony ponad jezdnię i nie spełnia wymagań rozporządzenia [VIII.1.]. W linii odwodnienia występuje wegetacja roślin. W rejonie skrzydeł przyczółków wykonano fragmenty chodnika z kostki betonowej. Chodniki te są silnie zdeformowane, dochodzi do stałego zalegania na nich wody oraz wegetacji roślin.

3.4.3 Gzymsy.

Stan techniczny gzymsów na obiekcie oceniono jako **niedostateczny(2)**. Gzymsy żelbetowe na obiekcie są silnie uszkodzone. Występują liczne zarysowania oraz ubytki w betonie. Odsypające się odłamki betonowe mogą stanowić zagrożenie dla zdrowia ludzi poruszających się w przestrzeni pod obiektem oraz dla mienia użytkowników infrastruktury znajdującej się pod obiektem (np. pojazdy, elementy infrastruktury kolejowej). Powierzchnia betonu jest silnie zawilgocona występują liczne zacieki. W przerwie dylatacyjnej z chodnikiem występuje wegetacja roślinności.

3.4.4 Izolacja przeciwwodna.

Stan izolacji na obiekcie można określić jako **awaryjny(0)**, występują rozległe przecieki powodujące zmniejszenie trwałości elementu. Obiekt nie posiada funkcjonującej izolacji przeciwwodnej co prowadzi do postępującej degradacji obiektu w tym zniszczeniu struktury betonu. Stwierdzono rozliczne zacieki, wykwyty na płycie pomostowej świadczące o niewłaściwej pracy izolacji lub jej braku, szczególnie w strefie ponad podporami.

3.4.5 Odwodnienie.

Stan odwodnienia na obiekcie można określić jako **niedostateczny (2)**. Na obiekcie brak jest wpustów umożliwiających odprowadzenie wody z powierzchni pomostu. Na obiekcie brak sączków odprowadzających wodę znad izolacji poziomej. Dochodzi do

zastojów wody na obiekcie w linii chodnika, dochodzi do przesączania się wody przez konstrukcję.

3.4.6 Dylatacja.

Stan urządzeń dylatacyjnych na obiekcie oceniono jako **przedawaryjny(1)**. Stwierdzono brak widocznych urządzeń dylatacyjnych. Dylatacje w strefie nad podporami uciążłone są nawierzchnią asfaltową, co przy takich rozpiętościach przęseł nie jest dopuszczalne. Rozległe zacieki i wykwity w strefie nad podporami świadczą o nieprawidłowej pracy urządzeń dylatacyjnych lub ich braku. Miejscami w dylatacjach między płytami występuje wegetacja roślinności.

3.4.7 Łożyska.

Stan łożysk oceniono jako **niepokojący(3)**. Szyny stalowe pełniące funkcję łożysk są silnie skorodowane, brak powłok ochronnych.

3.4.8 Balustrady, bariery i osłony.

Stan techniczny balustrad, oceniono jako **zadowalający(4)**. Balustrady na obiekcie wykonane są jako stalowe. Występuje korozja powierzchniowa i braki antykorozyjnych powłok malarskich.

Stan techniczny barier przeciwporażeniowych oceniono jako **odpowiedni(5)**. Stan techniczny osłon przeciwporażeniowych jest prawidłowy i nie wykazuje uszkodzeń czy objawów starzenia.

3.4.9 Urządzenia obce.

Stan techniczny sieci oświetlenia ulicznego oceniono jako **niedostateczny(2)**. Po zachodniej stronie obiektu przebiegają rury ochronne instalacji oświetlenia ulicznego. Rura ochronna oświetlenia ulicznego jest pozbawiona antykorozyjnych powłok malarskich i miejscami skorodowana. Na długości rury ochronnej występują deformacje. Połączenia rur ochronnych wykazują uszkodzenia, przez które dostaje się woda opadowa. Latarnie i ich mocowania są skorodowane i występują na nich braki antykorozyjnych powłok malarskich.

3.4.10 Otoczenie obiektu

Stan techniczny przestrzeni podmostowej i otoczenia oceniono jako **niepokojący (2)**.

W przestrzeni podmostowej oraz na skarpach nasypu zaobserwowano nieuporządkowaną wegetację roślin, oraz liczne zanieczyszczenia. W przestrzeni podmostowej gromadzone są śmieci. Dochodzi do opadania ułamków betonowych w przestrzeń podmostową.

4 OKREŚLENIE NOŚNOŚCI OBIEKTU.

Wykonano obliczenia statyczno-wytrzymałościowe, mające na celu określenie nośności i stateczności obiektu (*załącznik nr 3*). Obliczenia przeprowadzono wykorzystując istniejący schemat statyczny oraz zaszły procesy korozyjne. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń, podtrzymano aktualną nośność obiektu, jako odpowiadającą **klasie C wg PN-85/S-10030**, co w przełożeniu na dopuszczalne **obciążenie użytkowe odpowiada ciężarowi 300 kN (30 ton)**.

5 SPOSTRZEŻENIA I WNIOSKI Z EKSPERTYZY.

5.1 Projektowanie i technologia wykonania remontu obiektu.

Odnośnie możliwości wykorzystania do dalszej eksploatacji istniejącego obiektu oraz biorąc pod uwagę;

- nośność istniejącego obiektu (jak w punkcie 4).

- ubytki w elementach konstrukcyjnych,
- korozję odsłoniętej stali zbrojeniowej elementów konstrukcyjnych,
- zarysowania elementów nośnych,
- stałe przemoczenie pomostu betonowego w strefie podporowej,
- postępującą degradację struktury betonu

istnieje możliwość remontu ustroju nośnego i podpór polegająca na wykonaniu:

- oczyszczeniu istniejącej konstrukcji z luźnych elementów betonowych i korozji,
- uzupełnieniu ubytków w konstrukcji zaprawami PCC na siatkach w celu zabezpieczenia antykorozyjnego zbrojenia,
- obetonowaniu oczepów, słupów i ław filarów oraz przyczółków z dozbrojeniem (za pomocą torkretu lub betonu samozagęszczalnego),
- uzupełnieniu ubytków gruntu w rejonie podpór z umocnieniem,
- wykonaniu ustawowych spadków poprzecznych na płycie pomostu za pomocą zapraw typu PCC (spadek daszkowy na jezdni 2%, na chodnikach 2,5-4%),
- wykonaniu szczelnej izolacji płyty pomostu i odwodnienia obiektu,
- wykonaniu nowej zabudowy pomostu (kap chodnikowych z gzymsami, krawężników),

- naprawie/wymianie wadliwych elementów wyposażenia (nawierzchni, balustrad, barier, latarni, urządzeń dylatacyjnych) - możliwe jest powtórne wykorzystanie barier przeciwporażeniowych,
- wymianie rur ochronnych uzbrojenia (ukrycie instalacji w nowych kapach chodnikowych),
- uprzągnięciu przestrzeni podmostowej.

Działanie takie nie podniesie jednak nośności, pozwoli jednak zatrzymać procesy degradacyjne na obiekcie i pozwoli na dłuższe jego użytkowanie w dobrym stanie technicznym. Przedmiotowe prace należy wykonać na podstawie szczegółowo opracowanego projektu budowlano-wykonawczego.

Remont obiektu wymusi tymczasowe zamknięcie obiektu lub wprowadzenie ruchu wahadłowego zgodnie z Projektem Tymczasowej Organizacji Ruchu oraz tymczasowe wyłączenie trakcji kolejowej torów pod obiektem.

5.2 Projektowanie i technologia wykonania przebudowy obiektu.

Brak szczegółowej dokumentacji projektowej oraz danych z budowy obiektu nastarcza wiele problemów i pytań co do zastosowanych w obiekcie rozwiązań technicznych (szczególnie posadowienia - jaka jest nośność studni fundamentowych). Jeżeli administrator obiektu chciałby podnieść nośności wiaduktu, jedynym słusznym rozwiązaniem jest przebudowa obiektu polegająca na rozbiórce istniejącego wiaduktu i budowie w jego miejscu nowego obiektu.

Przebudowa obiektu wymusi zamknięcie obiektu oraz wyznaczenie objazdu zgodnie z Projektem Tymczasowej Organizacji Ruchu oraz tymczasowe wyłączenie z użytkowania trakcji kolejowej pod obiektem.

5.3 Dalsze postępowanie z obiektem.

Po analizie wszystkich danych stwierdza się, że ze względu na stan podpór, możliwe są tylko dwie możliwości dalszego postępowania z obiektem: remont z utrzymaniem nośności 30t oraz przebudowa z całkowitą rozbiórką istniejącego obiektu.

Po oszacowaniu kosztów wygląda to następująco:

1. **Remont obiektu** – zakres jak w p. 5.1. Wydłużenie użytkowania obiektu o ok. 15-20 lat. Koszt: ok. 2`500`000 zł brutto.
2. **Przebudowa obiektu, cały nowy (nośności min 40t)** – rozbiórka całego wiaduktu i wykonanie w jego miejscu nowego obiektu. Wydłużenie użytkowania obiektu o ok. 80-100 lat. Koszt: ok. 7`400`000 zł brutto.

6 PODSUMOWANIE

Na podstawie przeprowadzonych oględzin wiaduktu w ciągu ul. Mikołajczyka nad torami kolejowymi w Sosnowcu, dokonanej ocenie jego stanu technicznego, przeprowadzeniu badań oraz wyników obliczeń można stwierdzić co następuje:

1. Analizowany obiekt znajduje się w **niedostatecznym (2)** stanie technicznym, szczególnie podpory wymagają pilnej uwagi, jednak poprawa stanu podpór związana jest ściśle z remontem ustroju nośnego.
2. W terminie **do końca 2018 r.** należy zabezpieczyć gzymsy, słupy i oczepy filarów przed spadającym betonem poprzez osiatkowanie.
3. Na podstawie oględzin wiaduktu trzeba stwierdzić, że miejscami obiekt został niedbale wykonany i zaprojektowany. Nie opracowano systemu odprowadzenia wody z obiektu i nie przewidziano urządzeń dylatacyjnych zapewniających swobodę odkształceń przęsła.
4. Na podstawie oględzin wiaduktu i analizy szczątkowej dokumentacji archiwalnej należy stwierdzić, że obiekt nie był prawidłowo utrzymany. Zaniedbano napraw bieżących usterek opisanych we wcześniejszych ocenach stanu technicznego oraz przeglądach co doprowadziło do nawarstwiania się problemów i stopniowej coraz większej degradacji obiektu.
5. Aktualną nośność wiaduktu, odpowiada **klasie C** wg PN-85/S-10030, co w przełożeniu na dopuszczalne obciążenie użytkowe odpowiada ciężarowi 300 kN (30 ton). Jeżeli do końca 2019 r. nie przeprowadzi się remontu obiektu, zaleca się ograniczenie nośności obiektu (ze względu na zły stan podpór) do 20 ton (wprowadzenie na dojazdach znaków B-18 (20t)).
6. Ze względu na pogarszający się stan techniczny (aby dalej użytkować obiekt) należy pilnie wykonać prace remontowe opisane w p. 5.1. Szybkie wykonanie remontu może powstrzymać lub znacząco ograniczyć korozję stali w betonie (ze względu na przekroczone stężenie chlorków w betonie). Termin wykonania remontu - do końca 2019 r.
7. Ewentualne podniesienie nośności obiektu wg PN-85/S-10030 będzie wymagać specjalnych zabiegów projektowych i technologicznych, których efekty mogą nie do końca sprostać stawianym wymaganiom wizualnym i trwałości obiektu. Pod względem technicznym i ekonomicznym jedynym słusznym rozwiązaniem wydaje się wówczas rozbiórka starego i budowa nowego obiektu.

8. Obiekt bez stosownej naprawy/remontu/przebudowy będzie podlegał dalszej degradacji technicznej, a w konsekwencji konieczne będzie obniżenie nośności obiektu (z zamknięciem włącznie) oraz znaczne zwiększenie kosztów remontu/przebudowy.
9. Wszelkie prace mogą być wykonane tylko na podstawie zatwierdzonego projektu sporządzonego zgodnie z obowiązującymi przepisami.
10. Z uwagi na postępujący proces korozji i uszkodzeń zaleca się przeprowadzanie obserwacji obiektu w cyklu półrocznym (wiosną i jesienią).
11. Ważność wniosków ekspertyzy ocenia się na ok. 1,5 roku – do końca 2019 r. Po upływie tego terminu, w przypadku nie podjęcia żadnych działań związanych z remontem czy przebudową obiektu, konieczne będzie przeprowadzenie kolejnej ekspertyzy / oceny stanu technicznej z określeniem nośności obiektu.

ZAŁĄCZNIK NR 1



Fot. 1. Widok pomostu na dojazd od strony południowej.



Fot. 2. Widok pomostu na dojazd od strony północnej.



Fot. 3. Widok obiektu z boku od strony zachodniej.



Fot. 4. Widok obiektu z boku od strony wschodniej.



Fot. 5. Widok na stożek skarpowy od strony południowo-wschodniej. Wegetacja roślin na stożku skarpowym. Zanieczyszczenia (śmieci) pod obiektem.



Fot. 6. Widok na stożek skarpowy od strony północno-zachodniej. Wegetacja roślin na stożku skarpowym.



Fot. 7. Widok na chodnik po stronie wschodniej.



Fot. 8. Widok na chodnik po stronie zachodniej.



Fot. 9. Widok konstrukcji nośnej. Widoczne wykwity, osady i zacieki. Zabrudzenia na powierzchni filarów. Ubytki betonu na oczepach i podstawie filarów.



Fot. 10. Szczegół ustroju nośnego. Widoczne wykwity, osady i zacieki.



Fot. 11. Szczegół ustroju nośnego. Widoczne wykwity, osady i zacieki.



Fot. 12. Ustrój nośny. Widok na belkę oczepową, słup, i podstawę filara. Ubytki betonu na oczepach i podstawie podpory.



Fot.13. Widok na przyczółek ze strony południowej. Widoczne ubytki gruntu. Widoczne osady i wykwyty na powierzchni betonu.



Fot.14. Widok na przyczółek ze strony północnej. Widoczne ubytki gruntu. Widoczne osady i wykwyty na powierzchni betonu.



Fot. 15. Szczegół północnego oczepu po stronie zachodniej. Widoczne ubytki betonu. Korozja szyn stalowych zastępujących łożyska. Zabrudzenia betonu. Widoczne zacieki (stalaktyty wapienne) i osady na powierzchni betonu. Wegetacja roślin w wnęce dylatacyjnej.



Fot. 16. Szczegół środkowego oczepu po stronie zachodniej. Widoczne ubytki betonu z odstąpieniem zbrojenia. Korozja zbrojenia. Korozja szyn stalowych zastępujących łożyska. Zabrudzenia betonu. Widoczne zacieki i osady na powierzchni betonu.



Fot. 17. Szczegół południowego oczepu po stronie zachodniej. Widoczne ubytki betonu z odstąpieniem zbrojenia. Korozja zbrojenia. Widoczne zacieki i osady na powierzchni betonu.



Fot. 18. Szczegół środkowego oczepu po stronie wschodniej. Widoczne ubytki betonu z odstąpieniem zbrojenia. Korozja zbrojenia. Zabrudzenia betonu. Widoczne zacieki i osady na powierzchni betonu. Widoczna wegetacja roślin we wnęce dylatacyjnej



Fot. 19. Szczegół oczepu po stronie wschodniej. Widoczne ubytki betonu z odsłonięciem zbrojenia. Korozja zbrojenia. Zabrudzenia betonu.



Fot. 20. Szczegół oczepu po stronie wschodniej. Widoczne ubytki betonu z odsłonięciem zbrojenia. Korozja zbrojenia. Zabrudzenia betonu.



Fot. 21. Widok na filar i oczep B. Widoczne ubytki betonu z odsłonięciem zbrojenia. Korozja zbrojenia. Zabrudzenia betonu. Zacieki i wykwity na powierzchni betonu.



Fot. 22. Szczegół filarów. Widok na filar i oczep. Widoczne ubytki betonu z odsłonięciem zbrojenia. Zabrudzenia betonu. Zacieki i wykwity na powierzchni betonu.



Fot. 23. Widok na filar. Widoczne ubytki betonu z odstąpieniem zbrojenia. Korozja zbrojenia. Zabrudzenia betonu (grafitti). Zarysowania na powierzchni betonu.



Fot. 24. Widok na filar. Widoczne ubytki betonu. Zabrudzenia betonu (grafitti). Zarysowania na powierzchni betonu. Wykwity i osady na powierzchni betonu.



Fot. 25. Widok na filar B. Widoczne ubytki betonu z odsłonięciem zbrojenia. Korozja zbrojenia, zanieczyszczenia (graffiti). Zarysowania, wykwyty i osady na powierzchni betonu.



Fot. 26. Widok na filar i podstawę B. Widoczne ubytki betonu z odsłonięciem zbrojenia. Korozja zbrojenia. Zabrudzenia betonu (graffiti). Zarysowania, wykwyty i osady na powierzchni betonu. Ubytki gruntu pod podstawą.



Fot. 27. Widok na filar i podstawę C. Widoczne ubytki betonu z odsłonięciem zbrojenia. Korozja zbrojenia. Zabrudzenia betonu (graffiti). Zarysowania na powierzchni betonu.



Fot. 28. Widok na filar i podstawę B. Widoczne ubytki betonu z odsłonięciem zbrojenia. Korozja zbrojenia. Zabrudzenia betonu (graffiti). Zarysowania na powierzchni betonu. Zawilgocona powierzchnia podstawy filara. Widoczne wykwity i osady na betonie. Ubytki gruntu pod podstawą.



Fot. 29. Widok na filar i podstawę E. Widoczne ubytki betonu z odsłonięciem zbrojenia. Korozja zbrojenia. Zabrudzenia betonu (graffiti). Zarysowania na powierzchni betonu. Zawilgocona powierzchnia podstawy filara. Widoczne wykwity i osady na betonie. Ubytki gruntu pod podstawą. Gromadzenie odpadów pod obiektem.



Fot. 30. Widok na przestrzeń pod obiektem. Gromadzenie odpadów pod obiektem. Wegetacja roślin pod obiektem.



Fot. 31. Widok na dylatacje nad przyczółkiem od strony północnej. Ubytki betonu z odstąpieniem zbrojenia. Zarysowania na powierzchni betonu. Wegetacja roślin.



Fot. 32. Widok na gzyms nad przyczółkiem od strony północnej. Ubytki betonu z odstąpieniem zbrojenia.



Fot. 33. Widok na gzyms po stronie wschodniej. Widoczne ubytki betonu, zarysowania betonu. Widoczna wegetacja roślin na powierzchni gzymsu. Zabrudzenia na powierzchni barierek. Korozja stali barierek. Deformacja elementów stalowych.



Fot. 34. Widok na barierki nad podporą południową. Deformacja barierek. Braki powłok antykorozyjnych, korozja stali.



Fot. 35. Widok na mocowanie barier przeciwporażeniowych do barierek. Braki powłok antykorozyjnych, korozja stali. Wegetacja roślin na gzymsie.



Fot. 36. Widok powierzchni chodnika nad przyczółkiem. Odkształcenia nawierzchni chodnika, zaleganie wody w niszach deformacyjnych. Widoczna wegetacja roślin.



Fot. 37. Widok powierzchni chodnika nad przyczółkiem od strony południowej. Odkształcenia nawierzchni chodnika. Widoczna wegetacja roślin.



Fot. 36. Widok na powierzchnię chodnika nad przyczółkiem od strony północnej. Odkształcenia nawierzchni chodnika, oznaki zalegania wody w niszach deformacyjnych. Rysy na powierzchni jezdni. Widoczna wegetacja roślin.



Fot. 37. Nieprawidłowe łączenie rur ochronnych instalacji na obiekcie po stronie północnej.



Fot. 38. Nieprawidłowe łączenie rur ochronnych instalacji na obiekcie po stronie południowej.

ZAŁĄCZNIK NR 2

1. BADANIE WYTRZYMAŁOŚCIOWE BETONU

Przedmiotem opracowania jest określenie klasy betonu elementów konstrukcyjnych obiektu. Badania sklerometryczne wykonano za pomocą młotka Schmidta, typu N.

Poniżej przedstawiono wyciąg z otrzymanych wyników wytrzymałościowych betonu.

Obliczenia wykonano na podstawie norm (instrukcji):

- PN-EN 206-1: 2003 "BETON". Część 1: Wymagania
- PN-EN 12504-2: 2002 "Część 2. Badania nieniszczące"
- Instrukcja ITB 210/1977

Dane wyjściowe:

- data badania: 29.06.2018 r.
- krzywa konwersji: TECNOTEST
- współczynnik korekcji (wieku betonu): 0,8 (>1000 dni)
- współczynnik wilgotność betonu: 1,00 (powietrzno-suchy)

l.p.	element	seria	kierunek uderzenia	odczyty dla kolejnych uderzeń [MPa]						średnia z pomiarów	wartość min	wartość max	odchyłka	współczynnik jednorodności	jednorodność betonu	wytrzymałość betonu	wytrzymałość skorygowana	KLASA BETONU
				1	2	3	4	5	6									
1	Słup w osi B strona zachodnia	1	→	42	44	42	41	42	42	42,2	41,0	44,0	0,98	0,97	bdb	40,6	34,3	C20/25
		2	→	42	40	44	41	42	43	42,0	40,0	44,0	1,41	0,95	bdb	39,7	33,1	
		3	→	38	42	38	40	41	42	40,2	38,0	42,0	1,83	0,95	bdb	37,2	29,7	
2	Słup w osi C środek	1	→	40	38	40	41	38	39	39,3	38,0	41,0	1,21	0,97	bdb	37,3	28,2	C20/25
		2	→	41	41	39	39	37	40	39,5	37,0	41,0	1,52	0,94	bdb	37,0	27,8	
		3	→	38	41	40	37	42	41	39,8	37,0	42,0	1,94	0,93	bdb	36,7	27,3	
3	Słup w osi D strona zachodnia	1	→	44	42	45	42	42	40	42,5	40,0	45,0	1,76	0,94	bdb	39,6	31,1	C25/30
		2	→	40	42	41	41	40	42	41,0	40,0	42,0	0,89	0,98	bdb	39,5	31,0	
		3	→	43	44	45	44	45	40	43,5	40,0	45,0	1,87	0,92	bdb	40,4	32,2	
4	Słup w osi E strona wschodnia	1	→	48	43	47	45	48	52	47,2	43,0	52,0	3,06	0,91	bdb	42,1	34,5	C20/25
		2	→	45	46	45	47	48	44	45,8	44,0	48,0	1,47	0,96	bdb	43,4	36,2	
		3	→	45	48	53	45	41	42	45,7	41,0	53,0	4,37	0,90	bdb	38,5	29,7	
5	Oczep w osi B	1	↑	48	46	46	47	45	45	46,2	45,0	48,0	1,17	0,97	bdb	44,2	31,6	C25/30
		2	↑	44	45	46	45	48	48	46,0	44,0	48,0	1,67	0,96	bdb	43,3	30,2	
		3	↑	45	46	48	51	45	48	47,2	45,0	51,0	2,32	0,95	bdb	43,4	30,3	
6	Oczep w osi E	1	↑	52	50	51	48	52	50	50,5	48,0	52,0	1,52	0,95	bdb	48,0	37,5	C25/30
		2	↑	50	50	48	48	49	48	48,8	48,0	50,0	0,98	0,98	bdb	47,2	36,2	
		3	↑	51	47	50	49	50	48	49,2	47,0	51,0	1,47	0,96	bdb	46,8	35,5	
7	Belki przęsło AB	1	↑	58	56	57	53	56	54	55,7	53,0	58,0	1,86	0,95	bdb	52,6	45,8	C35/45
		2	↑	58	53	54	55	55	57	55,3	53,0	58,0	1,86	0,96	bdb	52,3	45,2	
		3	↑	55	58	54	54	57	54	55,3	54,0	58,0	1,75	0,98	bdb	52,5	45,5	
8	Belki przęsło CD	1	↑	57	58	57	58	61	57	58,0	57,0	61,0	1,55	0,98	bdb	55,5	51,8	C35/45
		2	↑	58	61	56	58	56	60	58,2	56,0	61,0	2,04	0,96	bdb	54,8	50,4	
		3	↑	54	54	53	54	55	54	54,0	53,0	55,0	0,63	0,98	bdb	53,0	46,5	
9	Belki przęsło EF	1	↑	58	57	53	56	58	57	56,5	53,0	58,0	1,87	0,94	bdb	53,4	47,4	C35/45
		2	↑	56	58	54	57	58	56	56,5	54,0	58,0	1,52	0,96	bdb	54,0	48,6	
		3	↑	55	56	58	58	57	59	57,2	55,0	59,0	1,47	0,96	bdb	54,8	50,2	

WNIOSKI:

1. Beton słupów jest klasy co najwyżej C20/25.
Beton oczepu jest klasy co najwyżej C25/30.
Beton belek ustroju jest klasy co najwyżej C35/45.
2. Zauważa się dobrą jednorodność betonu świadczącą o jednolitej strukturze materiału danego elementu konstrukcyjnego.

2. BADANIE CHEMICZNE BETONU

Próbki do badań pobierano z elementów betonowych, w celu określenia stężenia chlorków w betonie. Dane do badań otrzymywano w postaci wierceń na 3 głębokości (I – 0 do 2cm, II – 2 do 4cm, III – 4-6 cm) oraz pobrania odspojonych kawałków betonu.

Pobranie próbek do badań (z wiercenia)



Próbki, odspojonych elementów betonowych



Raport z badań laboratoryjnych betonu



Rodzaj badania: badanie zawartości chlorków w betonie
Rodzaj próbek: pył betonowy o uziarnieniu < 0,125 mm
Data pobrania próbek: 29. 06. 2017 r.
Data wykonania badania: 02. 07. 2017 r.

Badanie wykonano według załącznika do zarządzenia nr 11 Generalnego Dyrektora Dróg Publicznych z dnia 3 grudnia 1998 roku: „Zalecenia dotyczące oceny jakości betonu „in-situ” w istniejących konstrukcjach obiektów mostowych”. Badanie zawartości jonów Cl⁻ wykonano przy użyciu zestawu pomiarowego „Aquamerck Chlorid-Test”. Do obliczeń przyjęto zawartość cementu w betonie konstrukcji na poziomie 400 kg/m³ oraz gęstość pozorną betonu 2500 kg/m³.

Wykonano po trzy oznaczenia dla każdej próbki, wyniki uśredniono i przedstawiono w tab. 1.

Tabela 1. Wyniki badań zawartości jonów Cl⁻ w spoiwie.

Nr próbki	Oznaczenie próbek	Głębokość	Średnia zawartość jonów Cl ⁻ [% masy betonu]	Średnia zawartość jonów Cl ⁻ [% masy cementu]	pH	Głębokość karbonatyzacji [mm]
1	Słup w osi B strona zachodnia	I	0,05	0,44	9,0	25-30
2		II	0,04	0,41	10,0	
3		III	0,02	0,22	11,5	
4	Słup w osi D strona zachodnia	I	0,05	0,47	9,0	35-40
5		II	0,04	0,43	9,5	
6		III	0,03	0,29	10,0	
7	Oczep w osi E	I	0,05	0,50	8,5	40-45
8		II	0,04	0,44	9,5	
9		III	0,03	0,30	10,5	
7	Belki przęsło AB	I	0,05	0,41	9,5	20-25
8		II	0,04	0,33	10,5	
9		III	0,02	0,22	11,5	
10	Belki przęsło EF	I	0,04	0,43	9,0	20-25
11		II	0,04	0,38	10,0	
12		III	0,02	0,21	11,5	

Zgodnie z Zaleceniami Instytutu Badawczego Dróg i Mostów wartość graniczna stężenia chlorków dla konstrukcji żelbetowych nie może być wyższa niż 0.4% masy cementu, a dla konstrukcji sprężonych 0.2% masy cementu. Korozja betonu powstaje pod wpływem czynników chemicznych, związana jest z działaniem wody i różnych substancji agresywnych rozpuszczonych w wodzie.

Wodorotlenek wapnia jest najbardziej wrażliwy na rozpuszczanie składnikiem stwardniałego zaczynu cementowego (rozpuszczalność rzędu 1200-1700mg /l). Do póki Ca(OH)₂ znajduje się w porach betonu i utrzymuje odczyn silnie zasadowy (pH>12) układ jest w stanie równowagi i zachowuje trwałość. Rozpuszczanie i wypłukanie Ca(OH)₂ z zaczynu narusza istniejący stan równowagi. Następujące obniżenie zasadowości fazy ciekłej do wartości pH <12 i stabilne wcześniej minerały ulegają rozpuszczeniu.

Przy wartości pH 10 i wyższej, stal zbrojeniowa w betonie jest chroniona przez tzw. alkaliczną warstwę pasywną. Przyczyną tak wysokiej wartości pH jest pochodzący z cementu wodorotlenek wapniowy, który znajduje się w porach betonu. Z upływem czasu na skutek postępującej karbonatyzacji maleje wartość pH, przy wartości pH ok. 10 następuje utrata naturalnej ochrony antykorozyjnej, co można stwierdzić w badanych elementach obiektu.

Karbonatyzacja jest naturalnym procesem zawsze zachodzącym w betonie. Z upływem czasu wodorotlenek wapniowy Ca(OH)₂ (rozpuszczalny i bardzo zasadowy składnik stwardniałego zaczynu) stanowiący jego spoiwo reaguje z dwutlenkiem węgla (CO₂) zawartym w powietrzu. W rezultacie powolnego procesu (można przyjmować, że w ciągu roku ulega karbonatyzacji warstwa betonu o grubości 0.5-1 mm) powstaje obojętny węglan wapniowy i następuje zmniejszenie pH.

W wyniku karbonatyzacji oprócz zmian właściwości betonu (spadek zdolności ochronnej) zmianie ulega jego wytrzymałość mechaniczna - następuje wzrost wytrzymałości.

Korozja chlorkowa - chlorki obecne w betonie, pochodzą najczęściej ze środków odladzających, nie niszczą w zasadzie struktury samego betonu (uwaga: stosowanie solenia w okresie zimowym powoduje szkodliwe dla betonu działania, chlorki, krystalizując, mogą w strefie zmieniającego się zawilgocenia betonu powodować korozję fizyczną: reagując z wapnem, tworzą łatwo rozpuszczalny chlorek wapniowy, po którego wypłukaniu beton jest bardziej porowaty i przepuszczalny) powodują natomiast korozję stali zbrojeniowej, a stąd jej pęcznienie (pęcznienie rdzy) i rozsadzanie (odspajanie) betonowej otuliny.

Chlorki w nieskarbonatyzowanym betonie wiązane są głównie poprzez Al_2O_3 z cementu, w wyniku czego powstaje *sól Friedla* czyli $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 10H_2O$, trudno rozpuszczalna w wodzie.

Beton na cemencie portlandzkim o przeciętnej zawartości Al_2O_3 wiąże 0.4% Cl od masy cementu w tym betonie. Tę właśnie wartość przyjęto jako krytyczną dla żelbetu. Wartość krytyczna odnosi się do przypadku betonu nieskarbonatyzowanego. Karbonatyzacja powoduje bowiem rozkład soli Friedla, a tym samym uwolnienie do roztworu porowego (zaktywizowanie) zawartych w niej chlorków.

Korozja siarczanowa wywołana jest reakcją składników betonu ze środowiskiem zawierającym jony SO_4^{2-} -w korozji siarczanowej jony siarczanowe reagują ze składnikami stwardniałego zaczynu cementowego, tworząc nierozpuszczalne produkty korozji, krystalizujące z przyłączeniem wody i zwiększające przy tym znacznie swoją objętość.

WNIOSKI:

1. Odczyn pH wskazuje, że beton utracił właściwości ochronnych w stosunku do stali zbrojeniowej do głębokości: podpory: 5 do 6 cm i ustroju nośnego: 3 do 4 cm.
2. Znaczne stężenie chlorków w betonie nie wyklucza objawów korozji zbrojenia w innych miejscach konstrukcji obiektu (gdzie obecnie jest niewidoczna gołym okiem).
3. Beton nie zachował właściwości ochronnych z uwagi na siarczki.

ZAŁĄCZNIK NR 3

SPIS TREŚCI:

1. ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE	42
2. MATERIAŁY	42
3. OBCIĄŻENIA	42
3.1 <i>Obciążenia stałe</i>	42
3.2 <i>Obciążenia zmienne</i>	42
4. OBLICZENIA DŹWIGARA I SŁUPA	44
4.1 <i>Założenia obliczeniowe</i>	44
4.2 <i>Wyniki obliczeń statycznych</i>	44
4.3 <i>Wyniki obliczeń wytrzymałościowych</i>	45
5. PODSUMOWANIE	52

1. Założenia obliczeniowe

Obliczenia sił wewnętrznych wykonane zostały dla charakterystycznych i obliczeniowych wartości obciążeń w zależności od rozpatrywanego stanu granicznego. W zestawieniu obliczeniowych wartości sił wewnętrznych dla poszczególnych układów obciążeń wprowadzono współczynniki obciążeń.

2. Materiały

Dla obliczenia wytrzymałości elementów istniejących przewidziano następujące materiały konstrukcyjne, które określono na podstawie badań sklerometrycznych, pomiarów i dokumentacji archiwalnej:

BETON ZASTOSOWANY W KONSTRUKCJI	
Płyta nadbetonu	B20 (C16/20)
Belki sprężone	B35 (C30/37)
Oczep żelbetowy	B30 (C25/30)
Słupy żelbetowe	B25 (C20/25)
STAL W KONSTRUKCJI	
Stal sprężająca	Y1570C
Stal zbrojeniowa	St3SX

3. Obciążenia

3.1 Obciążenia stałe

Ciężar własny konstrukcji - g .

RODZAJ OBCIĄŻENIA	g_k [kN/m ³]
1. Elementy żelbetowe (25 lub 27 kN/m ³)	8,375

Obciążenie dodatkowy - Δg .

RODZAJ OBCIĄŻENIA	Δg_k [kN/m ²]	
1. Izolacja	14kN/m ³ *0,005	0,07
2. Nawierzchnia bitumiczna	23kN/m ³ *0,195m	5,3
3. Nawierzchnia chodnika	25 kN/m ³ *0,237m	8,4
4. Balustrada	przyjęto 0,5kN/m	0,5 [kN/m]

3.2 Obciążenia zmienne

Obciążenie obciążeniem rozłożonym – q [kN/m²] – klasa obciążenia od A do E

RODZAJ OBCIĄŻENIA	q_k [kN]
Obc. obciążeniem równomiernie rozłożonym (wg PN [VI.4] tabl. 3)	4 do 1,2

Obciążenie pojazdem – K [kN] – klasa obciążenia od A do E

RODZAJ OBCIĄŻENIA	K _k [kN]
Obc. taborem (wg PN [VI.4] tabl. 3)	800 do 240

Obciążenie pojazdami – S [kN] – klasa obciążenia od A do E

RODZAJ OBCIĄŻENIA	S _k [kN]
Obc. dwoma pojazdami samochodowymi (wg PN [VI.4] tabl. 4)	300 do 150

– współczynnik dynamiczny (wg PN[VI.5] p.6.3.2.),

$$\phi = 1,35 - 0,005 * L_t \leq 1,325$$

$$\phi = 1,35 - 0,005 * 12 = 1,29$$

Zamodelowano różne trasy pojazdów (aby osiągnąć max wartości w poszczególnych miejscach ustroju).

Brak informacji o istniejących (trwałych) przemieszczeniach podpór (np. od szkód górniczych).

Temperatura wg PN [VIII.4] - Δt.

Przyjęto obciążenia wywołane temperaturą dla elementów betonowych w wysokości:

- przyjęto temperaturę montażu na poziomie 10°C,

$$\text{ozębienie } (-5^{\circ}C) - 10^{\circ}C = -15^{\circ}C$$

$$\text{ogrzanie } (+40^{\circ}C) - 10^{\circ}C = 30^{\circ}C$$

oraz nierównomiernym ogrzaniem/ozębieniem skrajnych krawędzi o 5°C.

Tabela współczynników obc. dla układu obciążeń podstawowego i dodatkowego (UP/UD).

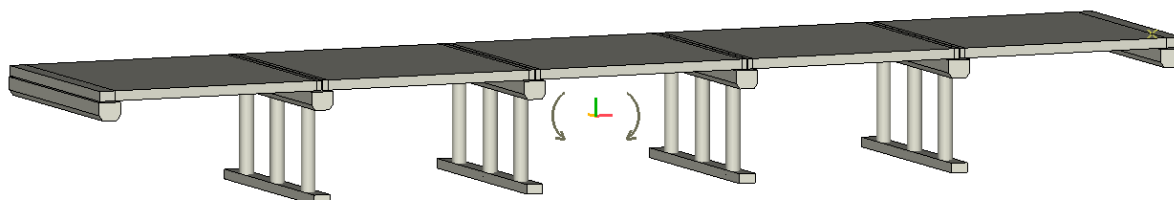
RODZAJ OBCIĄŻENIA	Obc. oblicz. max ($\gamma_f > 1$)	Obc. oblicz. min ($\gamma_f < 1$)
<i>OBC. STAŁE</i>		
g	1,2/1,2	0,9
Δg	1,5/1,05	0,9
<i>OBC. ZMIENNE</i>		
q _t	1,3/1,2	1,3/1,2
q, K, S	1,5/1,25	1,5/1,25
s	1,3/1,2	1,3/1,2
Δt	1,3/1,2	1,3/1,2

4. Obliczenia dźwigara i słupa

4.1. Założenia obliczeniowe

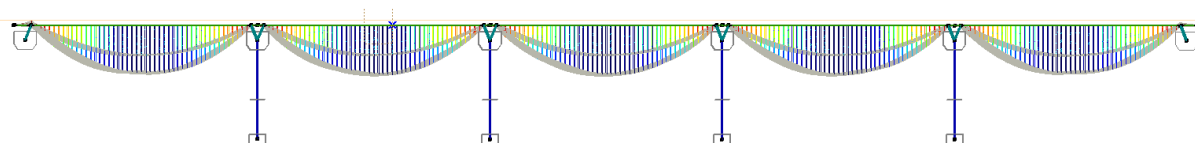
Ustrój nośny składa się z dwudziestu dziewięciu dźwigarów kablobetonowe betonowych typu Płóńsk połączonych płytą nadlewki. Dźwigary oparto przegubowo na oczepach żelbetowych oraz przyczółkach. Oczepy żelbetowe oparto na filarach żelbetowych.

Schemat obliczeniowy - obliczenia wykonano dla obciążeń klasy A do E.

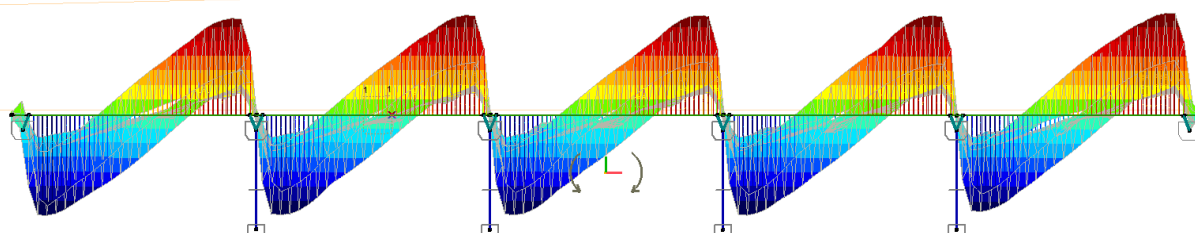


Element obliczamy jako dźwigar zespolony żelbetowy

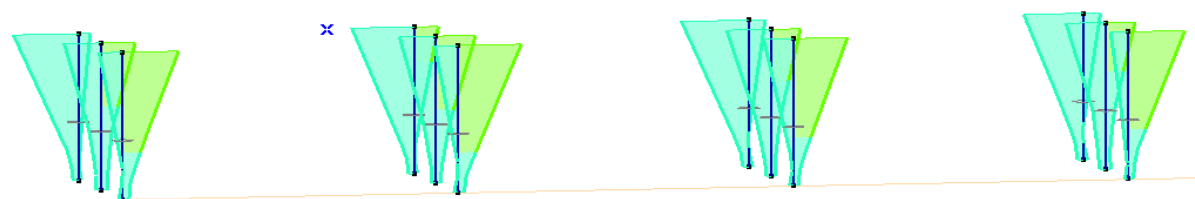
4.2. Wyniki obliczeń statycznych



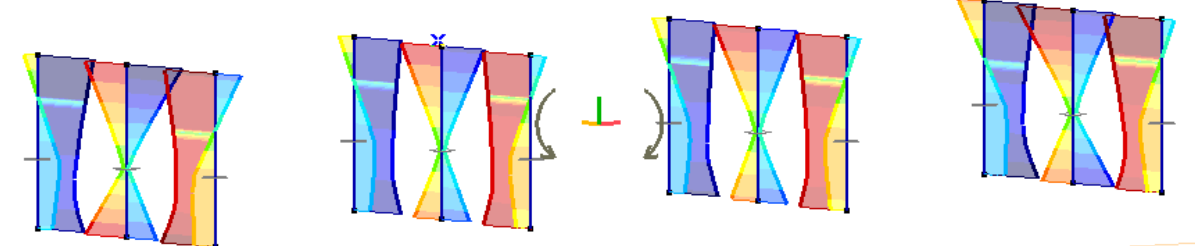
Wykres obwiedni momentów dla płyty na belkach typu odwrócone "T"



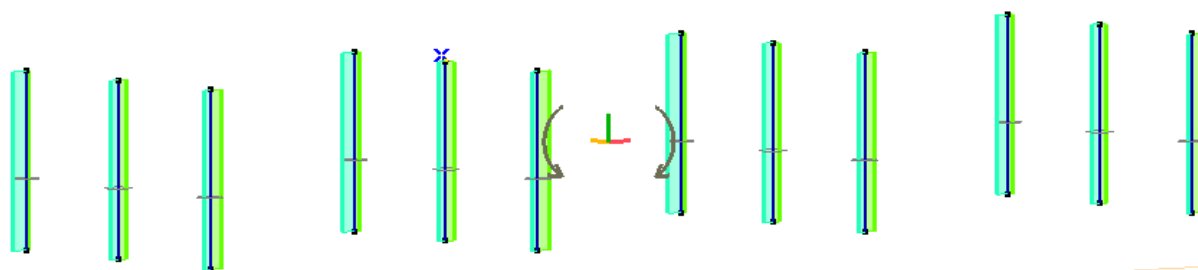
Wykres obwiedni sił tnących dla belek typu odwrócone "T"



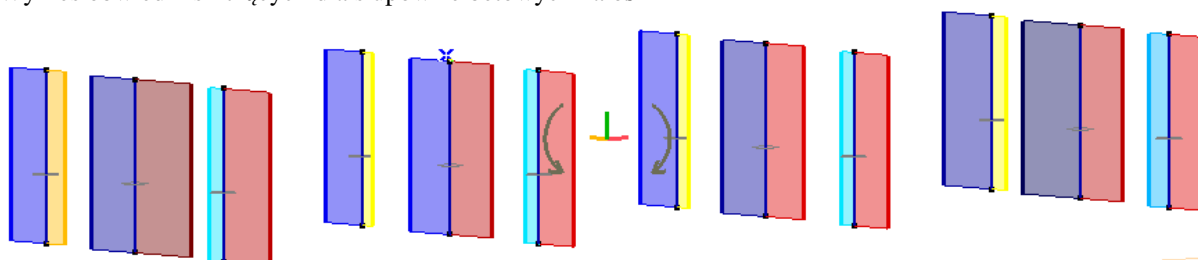
Wykres obwiedni momentów dla słupów żelbetowych wokół osi y



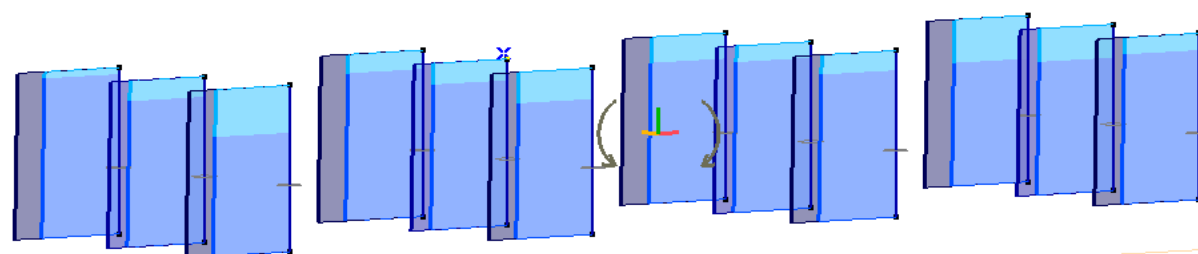
Wykres obwiedni momentów dla słupów żelbetowych wokół osi z



Wykres obwiedni sił tnących dla słupów żelbetowych na oś z



Wykres obwiedni sił tnących dla słupów żelbetowych na oś y



Wykres siły osiowej w słupach

4.3. Wyniki obliczeń wytrzymałościowych

Analizę wytrzymałościową przeprowadzono dla najbardziej wyczerpanego elementu

4.3.1 Wyniki obliczeń wytrzymałościowych dla płyty na belkach kablobetonowych typu odwrócone typu "T"

1. Charakterystyka geometryczna, materiałowa i obciążeniowa belki typu odwrócone T.

OGÓLNE

- belki typu odwrócone "T" $L_t = 12,0$ m

BETON

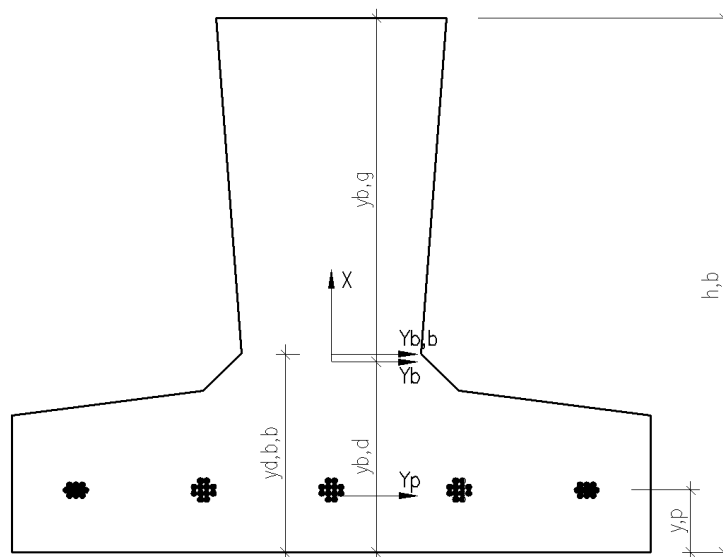
- klasa **B45 (C35/45)** $f_{od,b} = 23,3$ MPa *wg uwczesnego projektu*
 $f_{ctk} = 2,2$ MPa $R_w = 400 \text{ kg/cm}^2$
 - wsp. sprężystości $E_{b,b} = 34,0$ GPa
 - objętość belki $V_b = 1,3$ m³

STAL MIĘKKA

- wytrzymałość stali **S13S** $f_{yd,b} = 210,0$ MPa $R_k = 2500 \text{ kg/cm}^3$
 - wsp. sprężystości $E_{s,b} = 200,0$ GPa

STAL SPRĘŻAJĄCA

- wytrzymałość stali	$f_{pk,b} =$	1570,0 MPa	$R_p = 15700 \text{ kg/cm}^3$
- wsp. sprężystości	$E_{p,b} =$	180,0 GPa	$E_{st} = 1800000 \text{ kg/cm}^2$
- rodzaj splotów, ilość, pow.		sploty 3x12Ø5+2x10Ø5	$A_{p1,b} =$ 19,6 mm²
- ilość cięgien	$n_p =$	56,0 kN	$A_{p,b} =$ 1097,6 mm²
- siła zrywająca	ciągną	$F_{pk1,b} =$ 30,8 kN	
	wszystkie	$F_{pk,b} =$ 1724,8 kN	
- siła po stratach	ciągną	$F_{p1,b} =$ 16,3 kN	
	wszystkie	$F_{p,b} =$ 914,3 kN	
- środek ciężkości splotów od dolnej krawędzi przekroju			$y_p = a_{sp} + \frac{\sum n \cdot y_i}{\sum n} =$ 0,05 m



Rys. 1. Geometria belki Odwrócone "T".

GEOMETRIA

- pole przekroju betonu	$A_{b,b} =$	0,110 m²
- moment bezwładności betonu	$I_{b,b} =$	0,001791 m⁴
- moment bezwładności przekroju	$I_b =$	0,001857 m⁴
- odległość od włókien dolnych	$y_{d,b,b} =$	0,159 m
- wysokość belki	$h_b =$	0,430 m
- odległość włókien górnych	$y_{g,b} =$	0,276 m
- odległość od włókien dolnych	$y_{d,b} =$	0,154 m
- wskaźnik zginania górny	$W_{g,b} =$	0,00672 m³
- wskaźnik zginania dolny	$W_{d,b} =$	0,01209 m³

OBCIĄŻENIA

- charakterystyczny moment zginający od ciężaru własnego	$M_{kg,b} =$	48,7 kNm
- charakterystyczny moment zginający od ciężaru betonu mokrego	$M_{mb,b} =$	59,9 kNm

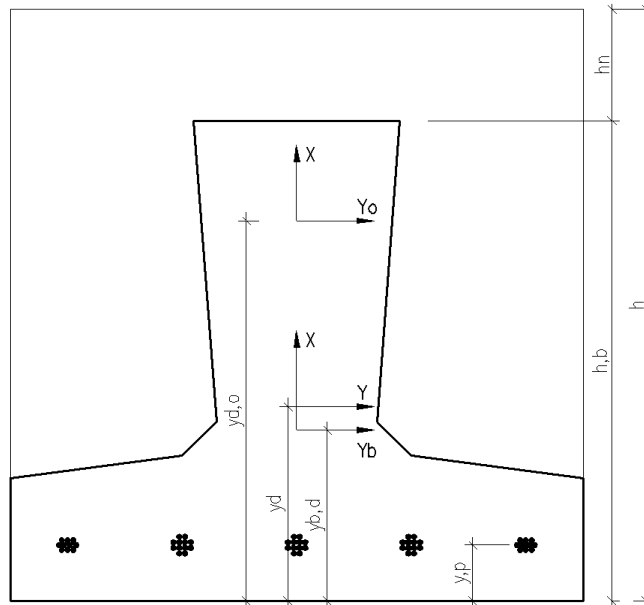
2. Charakterystyka geometryczna, materiałowa i obciążeniowa belki z nadbetonem.

BETON

- klasa nadbetonu	B20 (C16/20)	$f_{cd} =$	16,0 MPa
- wsp. sprężystości nadbetonu		$E_b =$	29,0 GPa

STAL MIĘKKA

- wytrzymałość stali **St3S** $f_{yd} = 210,0$ MPa
- wsp. sprężystości $E_s = 200,0$ GPa



Rys. 2. Geometria belki Odwrócone "T" z nadbetonem.

GEOMETRIA

- pole przekroju obetonowania $A_o = 0,155$ m²
- moment bezwładności obetonowar $I_o = 0,002303$ m⁴
- moment bezwładności przekroju $I = 0,005968$ m⁴
- odległość do środka ciężkości $y_{d,o} = 0,340$ m
- wysokość belki $h = 0,530$ m
- odległość włókien górnych $y_g = 0,277$ m
- odległość od włókien dolnych $y_d = 0,253$ m
- wskaźnik zginania górny $W_g = 0,02153$ m³
- wskaźnik zginania dolny $W_d = 0,02362$ m³

OBCIĄŻENIA

- charakterystyczny moment zginający od ciężaru własnego (g) $M_{kg} = 104,2$ kNm
- charakterystyczny moment zginający od cięż. stałego dod. (dg) $M_{kdg} = 46,1$ kNm
- charakterystyczny moment zginający od obc. rozłożonego (q) $M_{kq} = 36,0$ kNm
- charakterystyczny moment zginający od taboru samoch. (K) $M_{kk} = 100,7$ kNm

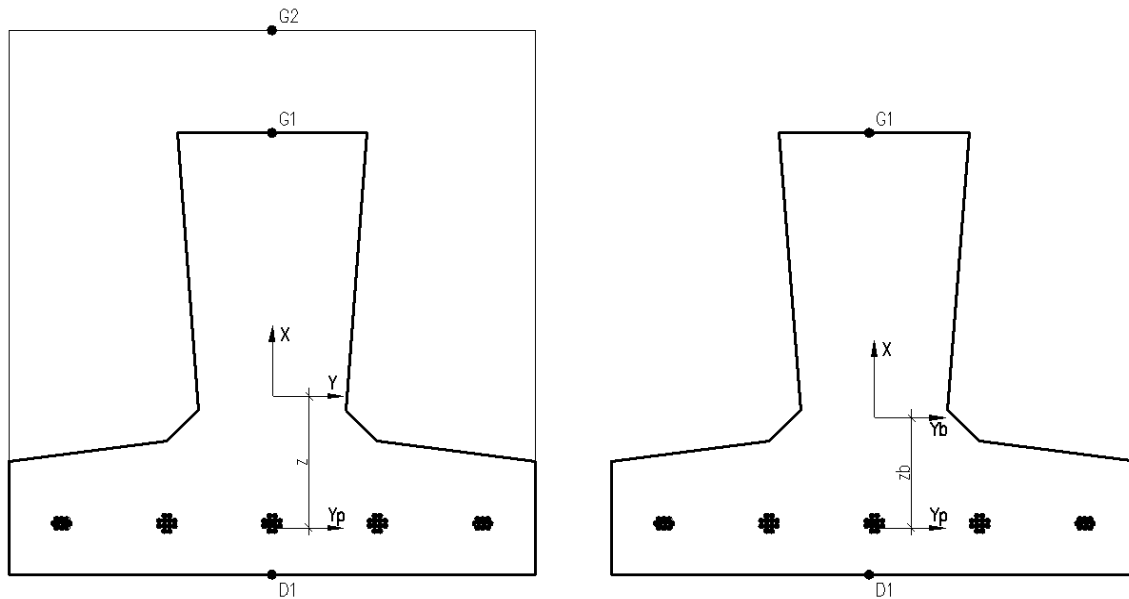
* wartość obc. taborem K wyznaczono bez współczynnika dynamicznego

WSPÓŁCZYNNIKI OBCIĄŻEŃ

obciążenie	$Y_{f,min}$	$Y_{f,max}$
g	0,9	1,2
dg	0,9	1,5
p	0,85	1,2
q	-	1,5
K	-	1,5

- współczynnik dynamiczny

$$\varphi = 1,35 - 0,005 \cdot L_i = 1,29$$



Rys. 3. Punkty do obliczeń naprężeń.

NAPRĘŻENIA (wyznaczono tylko wartości miarodajne)

stadium "0" bezużytkowe

- włókna górne

$$\sigma_{G1} = \frac{F_{p,b} \cdot \gamma_{f,\min}}{A_{b,b}} - \frac{F_{p,b} \cdot z_b \cdot \gamma_{f,\min}}{W_{g,b}} + \frac{M_{kg,b} \cdot \gamma_{f,\max}}{W_{g,b}} + \frac{M_{mb,b} \cdot \gamma_{f,\max}}{W_{g,b}} =$$

$$= 17,2 \text{ MPa} < f_{cd} = 23,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{G1,k} = \frac{F_{p,b}}{A_{b,b}} - \frac{F_{p,b} \cdot z_b}{W_{g,b}} + \frac{M_{kg,b}}{W_{g,b}} = 1,4 \text{ MPa} > f_{ctk} = -2,2 \text{ MPa}$$

rozciąganie nie występuje

- włókna dolne

$$\sigma_{D1} = \frac{F_{p,b} \cdot \gamma_{f,\max}}{A_{b,b}} + \frac{F_{p,b} \cdot 0,1144 \cdot \gamma_{f,\max}}{W_{d,b}} - \frac{M_{kg,b} \cdot \gamma_{f,\min}}{W_{d,b}} =$$

$$= 15,7 \text{ MPa} < f_{cd} = 23,3 \text{ MPa}$$

stadium "2" użytkowe

- włókna górne

$$\sigma_{G2} = \frac{\Sigma M_k \cdot \gamma_{f,\max}}{W_g} = 14,8 \text{ MPa} < f_{cd} = 16,0 \text{ MPa}$$

$$M_k = M_{k,dg} + M_{k,q} + M_{k,K}$$

$$\sigma_{G1} = \frac{F_{p,b} \cdot \gamma_{f,\min}}{A_{b,b}} - \frac{F_{p,b} \cdot z_b \cdot \gamma_{f,\min}}{W_{g,b}} + \frac{M_{kg} \cdot \gamma_{f,\max}}{W_{g,b}} + \frac{\Sigma M_k \cdot \gamma_{f,\max}}{W_g} =$$

$$= 28,5 \text{ MPa} < f_{cd} = 23,3 \text{ MPa}$$

nośność niewystarczająca

- włókna dolne

$$\sigma_{D1k} = \frac{F_{p,b}}{A_{b,b}} + \frac{F_{p,b} \cdot z_b}{W_{d,b}} - \frac{M_{kg}}{W_{d,b}} - \frac{\Sigma M_k}{W_d} =$$

$$= 6,5 \text{ MPa} > f_{ctk} = -2,2 \text{ MPa}$$

rozciąganie nie występuje

Zestawienie wyników

Klasa obciążeń	Napężenia [Mpa]						Wyteżenie [%]
	faza I			faza II			
	punkt G1		punkt D1	punkt G2	punkt G1	punkt D1	
	ściskanie	rozciąganie	ściskanie	ściskanie	ściskanie	rozciąganie	
A	17,2	1,4	15,70	14,8	28,50	6,50	122
B				11,90	25,60	8,10	110
C				9,00	22,7	9,70	97
D				7,80	21,50	10,30	92
E				6,70	20,40	11,00	88
Napężenia Graniczne	23,3	-2,2	23,3	16	23,3	-2,2	

4.3.2 Wyniki obliczeń wytrzymałościowych dla słupów

Słupy zostały zaprojektowane jako żelbetowe o średnicy 80cm zbrojone przez dwadzieścia jeden wiązek zbrojenia 2Φ25. Ze względu na postępujące ubytki betonu średnica słupa żelbetowego miejscami sięga około 73cm. Ze względu na postępującą korozję stali zbrojeniowej w miejscach odsłonięcia zbrojenia przekrój prętów zbrojeniowych wynosi około 23mm.

Rozpatrzono dwa przypadki obliczeniowe dla wypadku A

- (1) N=2724,94kN M=0
 (2) N=2595,77kN M=134,893kNm

Materiały

Beton	B 25	czyli	C20/25
Średnia wartość siecznego modułu bezwładności	[GPa]	30	E_{cm}
Charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie	[MPa]	20	f_{ck}
Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie	[MPa]	28	f_{cm}
Wytrzymałość obliczeniowa betonu	[MPa]	13,3	f_{cd}

Pełzanie betonu

wiek betonu w chwili obciążenia	28			
wilgotność względna	80			
Napężenia w betonie	15000	[kPa]	$k_{\sigma} = \frac{\sigma_c}{f_{cm}}$	0,535714 [-]
Końcowy współczynnik pełzania betonu wg zał. A			$\phi(\infty, t_0) =$	1,887
			dla	$\sigma_c \leq 0,45f_{cm}$
Końcowy współczynnik pełzania betonu			$\phi_k(\infty, t_0) = \phi(\infty, t_0)e^{1,5(k_{\sigma}-0,45)}$	2,1459
			dla	$\sigma_c > 0,45f_{cm}$
Końcowy współczynnik pełzania betonu przyjęty do obliczeń			$\phi_k(\infty, t_0) =$	2,1459

Stal

Moduł odkształcalności	[GPa]	205	E_s
------------------------	-------	-----	-------

Zbrojenie

AI	St3S
----	-------------

Char. granica plastyczności stali	[MPa]	240	f_{yk}
-----------------------------------	-------	-----	----------

Obl. granica plastyczności stali	[MPa]	210	f_{yd}
----------------------------------	-------	-----	----------

Wytrzymałość stali na rozciąganie	[MPa]	320	f_{tk}
-----------------------------------	-------	-----	----------

Ilość	[-]	42	n
-------	-----	-----------	---

Średnica	[mm]	23	d_a
----------	------	-----------	-------

Pole pręta	[cm ²]	4,15	$A_p = \frac{\pi d_a^2}{4}$
------------	--------------------	------	-----------------------------

Pole zbrojenia	[cm ²]	174,3	$A_s = A_p \cdot n$
----------------	--------------------	-------	---------------------

Zbrojenie min.	$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{N}{f_{yd}} = \\ 0,003 A_c = \\ 0,008 A_{core} = \end{array} \right.$	=	19,46		=	32,39	[cm ²]
			12,56				
			32,39				

Uzwojenie

AI	St3S
----	-------------

Char. granica plastyczności stali	[MPa]	240	f_{yk}
-----------------------------------	-------	-----	----------

Obl. granica plastyczności stali	[MPa]	210	f_{yd}
----------------------------------	-------	-----	----------

Wytrzymałość stali na rozciąganie	[MPa]	320	f_{tk}
-----------------------------------	-------	-----	----------

Średnica uzwojenia	[mm]	6	d_u
--------------------	------	----------	-------

Skok uzwojenia	[m]	0,2	s_n
----------------	-----	------------	-------

Powierzchnia pręta rozdzielczego	[cm ²]	0,28	$A_{st} = \frac{\pi d_u^2}{4}$
----------------------------------	--------------------	------	--------------------------------

Powierzchnia zbrojenia ukośnego	[cm ²]	3,158	$A_{s,core} = \pi d_{core} \frac{A_{st}}{s_n}$
---------------------------------	--------------------	-------	--

Stopień zbrojenia ukośnego	[%]	0,078	$\rho_{s,core} = \frac{A_{s,core}}{A_{core}}$
----------------------------	-----	-------	---

Geometria

Średnica	[m]	0,73	d
----------	-----	-------------	---

Długość	[m]	5,31	L
---------	-----	-------------	---

Otulina zbrojenia	[m]	0	c_i
-------------------	-----	----------	-------

Promień do środka ciężkości zbrojenia	[m]	0,3475	R_a
---------------------------------------	-----	--------	-------

Pole przekroju betnowego	[m ²]	0,418539	$A_c = \frac{\pi d^2}{4}$	
Moment bezwładności betonu	[m ⁴]	0,01394	$I_c = \frac{\pi d^4}{64}$	
Promień bezwładności	[m]	0,1825	$i_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$	
Średnica rdzenia	[m]	0,718	$d_{core} = d - 2c_i - 2d_u$	
Pole przekroju	[m ²]	0,404892	$A_{core} = \frac{\pi d_{core}^2}{4}$	
Moment bezwładności pojedynczego pręta	[m ⁴]	1,3737E-08	$I_p = \frac{\pi d_a^4}{64}$	
Moment bezwładności zbrojenia				
$I_s = \sum I_p + A_p x_i^2$	[m ⁴]	0,001053		

Ściskająca siła krytyczna

Współczynnik wybocheniowy $\mu = 1$ [-]

$$N_{crit} = \frac{9}{L^2} \left[\frac{E_{cm} I_c}{2k_{it}} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{e_0}{d}} + 0,1 \right) + E_s I_s \right] = 4157292,6 \quad [\text{kN}]$$

$$k_{it} = 1 + 0,5 \frac{N_{Sd,lt}}{N_{Sd}} * \phi(\infty, t_0) = 1,536475 \quad [-]$$

Przypadek (1)

MAŁY MIMOŚRÓD

Zakładam że zbrojenie rozciągane nie pracuje

Przyjmuje współczynniki obliczeniowe zgodnie z

Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu

$$\mu = \frac{N * e_{tot}}{A_c d f_{cd}} = 0,0059 \quad \nu = \frac{N}{A_c f_{cd}} = -0,4895$$

$$\omega_{tot} = \frac{A_{s,tot} f_{yd}}{A_c f_{cd}} = 0,6576 \quad \omega_{min} = 0$$

$$\epsilon_{c2} = 3,1624 \text{ ‰} \quad \epsilon_{c1} = 0,5499 \text{ ‰}$$

Nośność słupa 1760,24 kN

wykorzystanie przekroju 122 %

Przypadek (2)

MAŁY MIMOŚRÓD

Zakładam że zbrojenie rozciągane nie pracuje

Przyjmuje współczynniki obliczeniowe zgodnie z

Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu

$$\mu = \frac{N * e_{tot}}{A_c d f_{cd}} = 0,0059 \qquad \nu = \frac{N}{A_c f_{cd}} = -0,4895$$

$$\omega_{tot} = \frac{A_{s,tot} f_{yd}}{A_c f_{cd}} = 0,6576 \qquad \omega_{min} = 0$$

$$\epsilon_{c2} = 3,1624 \text{ ‰} \qquad \epsilon_{c1} = 0,5499 \text{ ‰}$$

Nośność słupa 2162,6508 kN

wykorzystanie przekroju 126 %

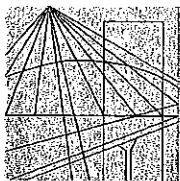
Zestawienie wyników

Klasa obciążeń	Siły wewnętrzne			Wytężenie [%]
	Przypadek 1	Przypadek 2		
	Siła osiowa [kN]	Siła osiowa [kN]	Moment zginający [kNm]	
A	2724,94	2595,77	134,893	126
B	2464,34	2348,18	101,435	104
C	2203,74	2197,78	84,842	79
D	2099,51	2001,56	74,832	64
E	2038,58	1995,26	64,822	48

5. PODSUMOWANIE

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń, nośność dźwigarów można określić jako odpowiadającą klasie obciążenia C(30t). Nośność słupów żelbetowych określono jako odpowiadającą klasie obciążenia C(30t). Nośność obiektu określono, jako odpowiadającą dla wymaganiom klasy C, co w przełożeniu na dopuszczalne **obciążenie użytkowe odpowiada ciężarowi 300 kN (30 ton).**

ZAŁĄCZNIK NR 4



Ś L Ą S K A
O K R Ę G O W A
I Z B A
I N Ż Y N I E R Ó W
B U D O W N I C T W A

SLK/OKK/7131.7132/2562/09

Katowice, dnia 25 maja 2009 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz.U. z 2001 r. Nr 5, poz. 42 z późn. zm.), art. 13 ust. 1 pkt 1 i 2 i ust.2, art. 14 ust. 1 pkt 2b ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz.U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118 z późn. zm.) oraz § 11 ust. 1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. z 2006 r. Nr 83, poz. 578 z późn. zm.) w związku z art. 104 Kodeksu postępowania administracyjnego (Dz.U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071 z późn. zm.)

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Śl.OIIB n a d a j e

Panu(i) Krzysztofowi Tokarek

Mgr inż. budownictwa
ur. dnia 13 maja 1980 w Wodzisławiu Śląskim

UPRAWNIENIA BUDOWLANE numer ewidencyjny SLK/2562/PWOM/09

**do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności mostowej**

UZASADNIENIE

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Katowicach na podstawie protokołów z postępowania kwalifikacyjnego oraz z przeprowadzonego egzaminu, stwierdziła, że Pan(i) **Krzysztof Tokarek** posiada wymagane prawem: wykształcenie i praktykę zawodową oraz uzyskał(a) pozytywny wynik egzaminu - konieczne do uzyskania uprawnień budowlanych **do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń w specjalności mostowej.**

Szczegółowy zakres uprawnień jest określony na odwozie niniejszej decyzji.

Pouczenie

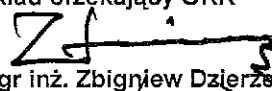

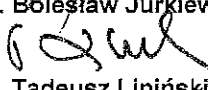
1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 w/w ustawy Prawo budowlane – podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej Izby samorządu zawodowego.
2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Śl.OIIB w Katowicach w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

Otrzymują:

1. Pan(i) Krzysztof Tokarek
Os. A. Biernackiego 94
44-370 Pszów
2. Okręgowa Rada Izby
3. Główny Inspektor
Nadzoru Budowlanego
4. a/a.



Skład orzekający OKK

1. 
Mgr inż. Zbigniew Dzierżawicz
2. 
Mgr inż. Bolesław Jurkiewicz
3. 
Mgr inż. Tadeusz Lipiński

z a k r e s:

Na podstawie art. 12 ust. 1 pkt 1 i 2 i art. 13 ust. 3 i 4 Prawa budowlanego w związku z § 19 ust. 1 i 2 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie **Pan(i) Krzysztof Tokarek** jest uprawniony(a) w specjalności **mostowej** do:

- 1) projektowania obiektu budowlanego i kierowania robotami budowlanymi związanymi z obiektem budowlanym, takim jak:
 - a) drogowy obiekt inżynierski, w rozumieniu przepisów o drogach publicznych
 - b) kolejowy obiekt inżynierski: most, wiadukt, przepust, konstrukcja oporowa oraz nadziemne i podziemne przejście dla pieszych, w rozumieniu przepisów o warunkach technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe;
- 2) obliczania światła mostów i przepustów
- 3) sprawdzania projektów budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego;
- 4) kierowania wytwarzaniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzoru i kontroli technicznej wytwarzania tych elementów,
- 5) wykonywania nadzoru inwestorskiego,
- 6) sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych

bez ograniczeń.

Na podstawie § 15 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie - uprawnienia niniejsze uprawniają do sporządzania projektów zagospodarowania działki lub terenu w zakresie specjalności mostowej.

PRZEWODNICZĄCY
OKRĘGOWEJ KOMISJI KWALIFIKACYJNEJ
ŚLĄSKO-LODZKIEJ ZBY INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA


mgr inż. Zbigniew Dzierżewicz



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

SLK-6KW-NR3-HJD *

Pan Krzysztof Tokarek o numerze ewidencyjnym SLK/BM/6412/09
adres zamieszkania os. A.Biernackiego 94, 44-370 Pszów
jest członkiem Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2018-11-30.

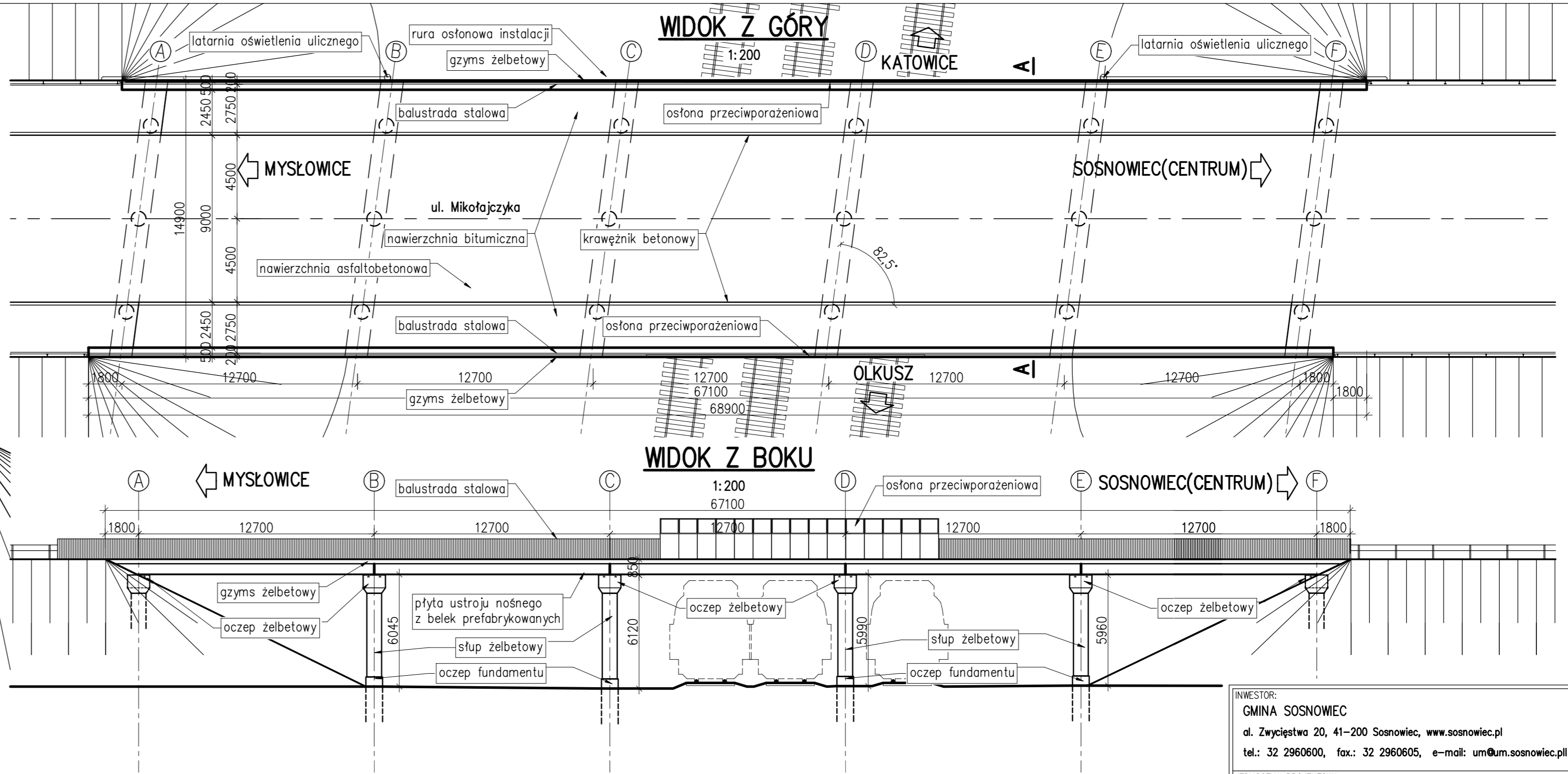
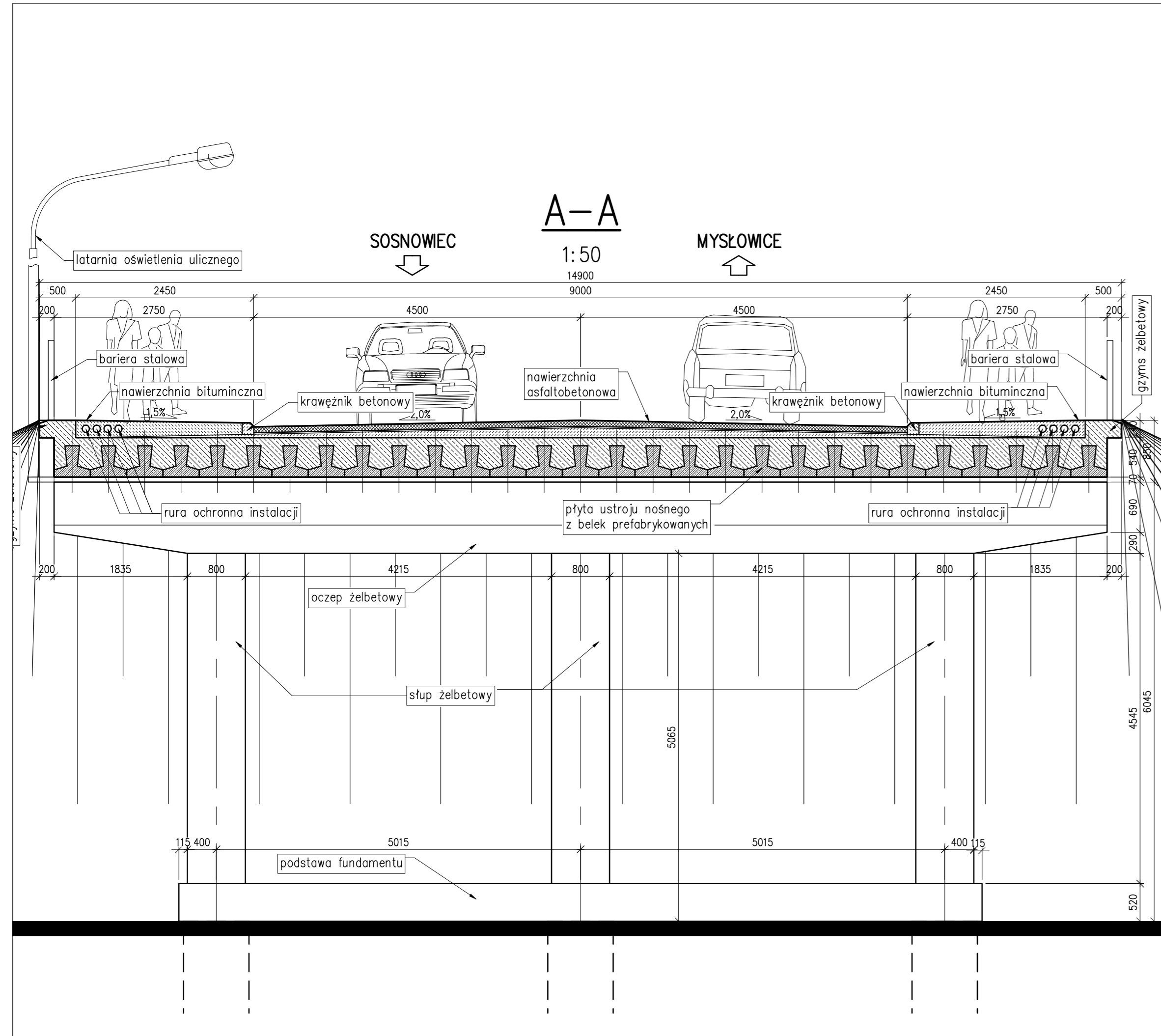
Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2017-11-24 roku przez:

Franciszek Buszka, Przewodniczący Rady Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

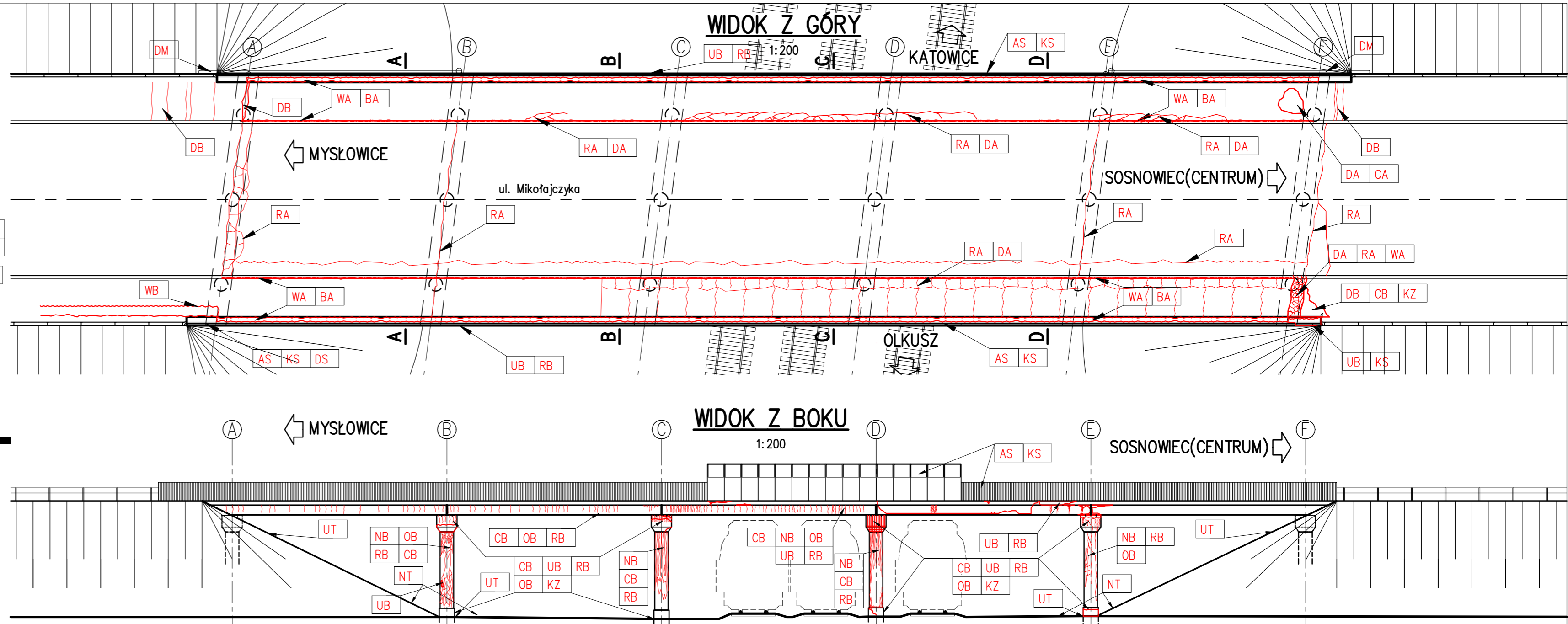
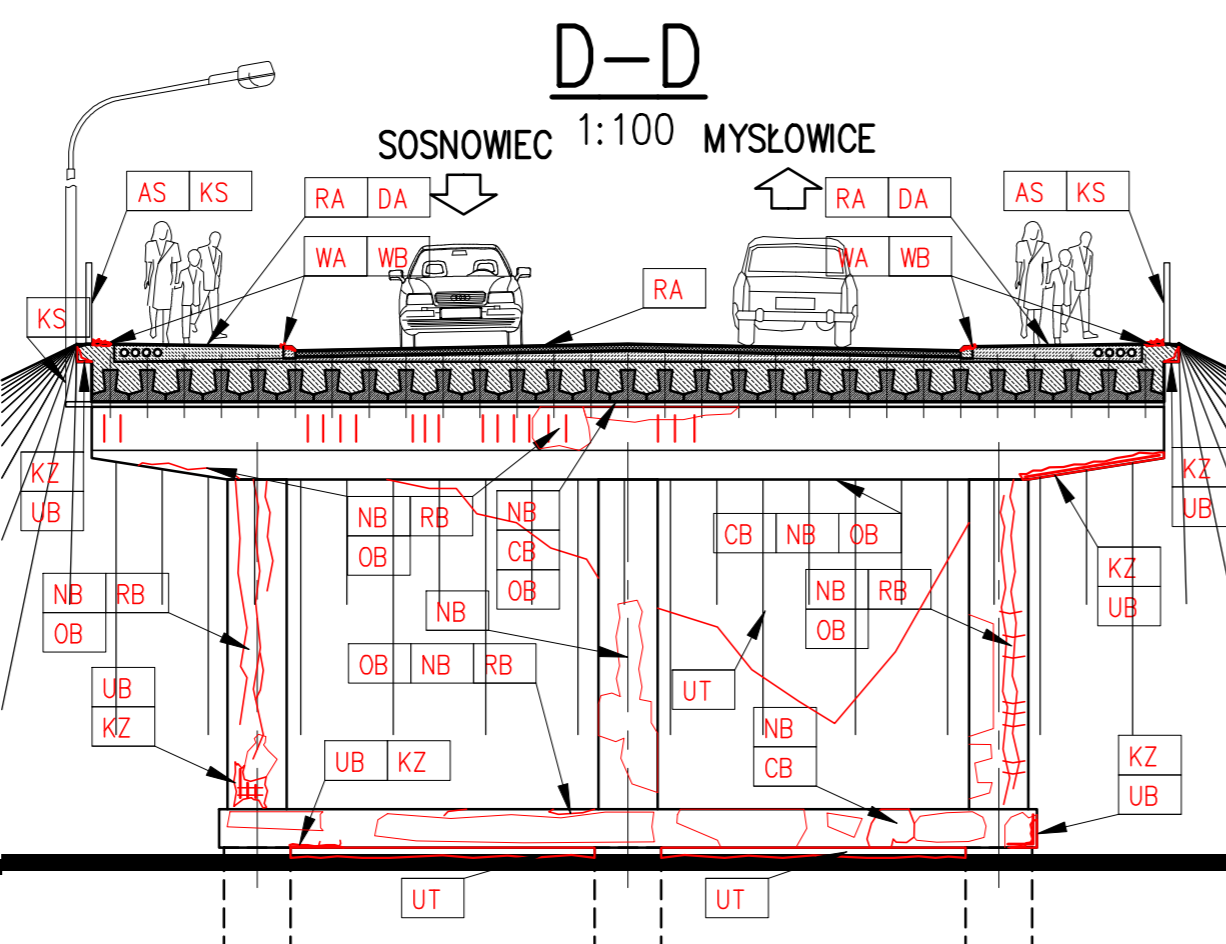
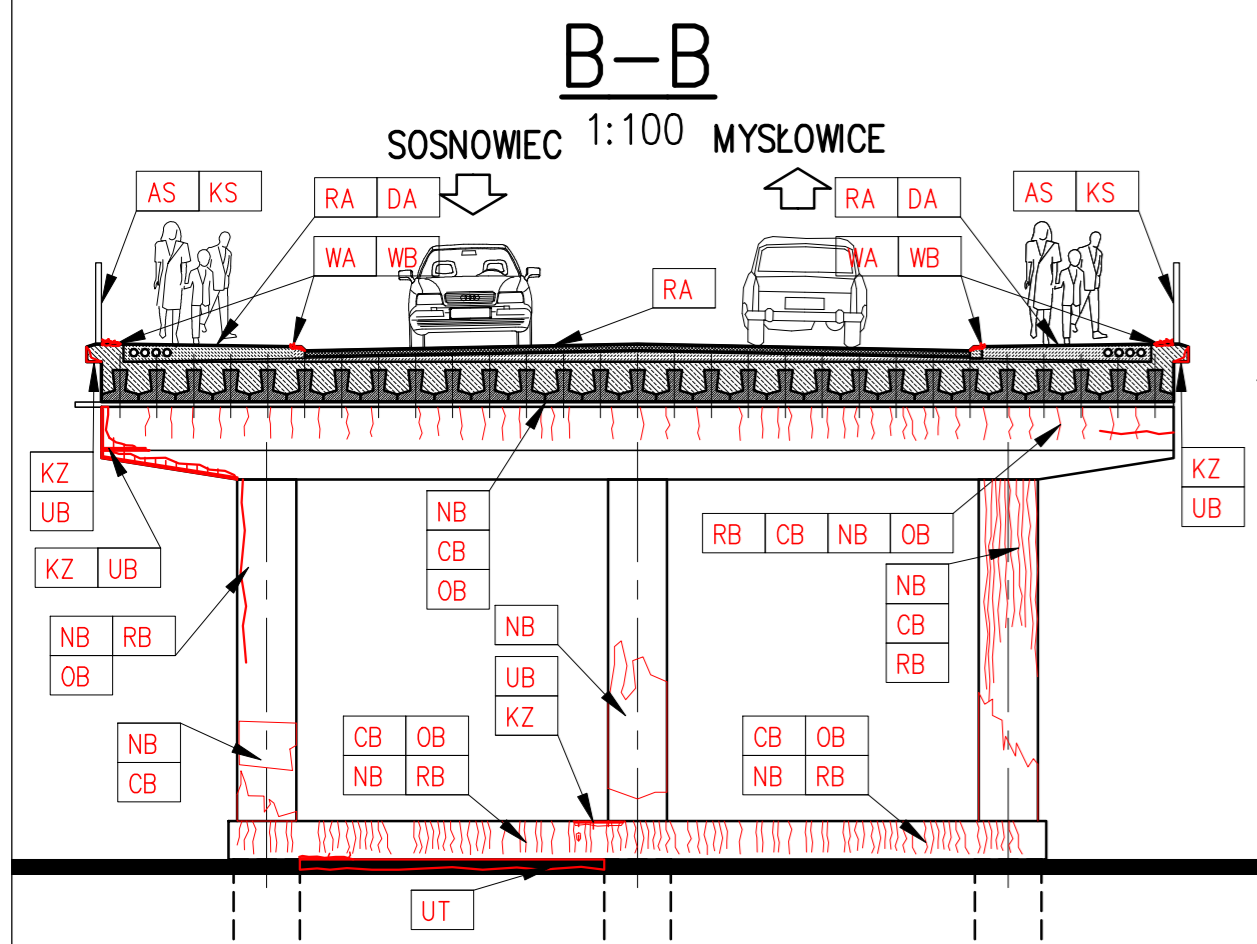
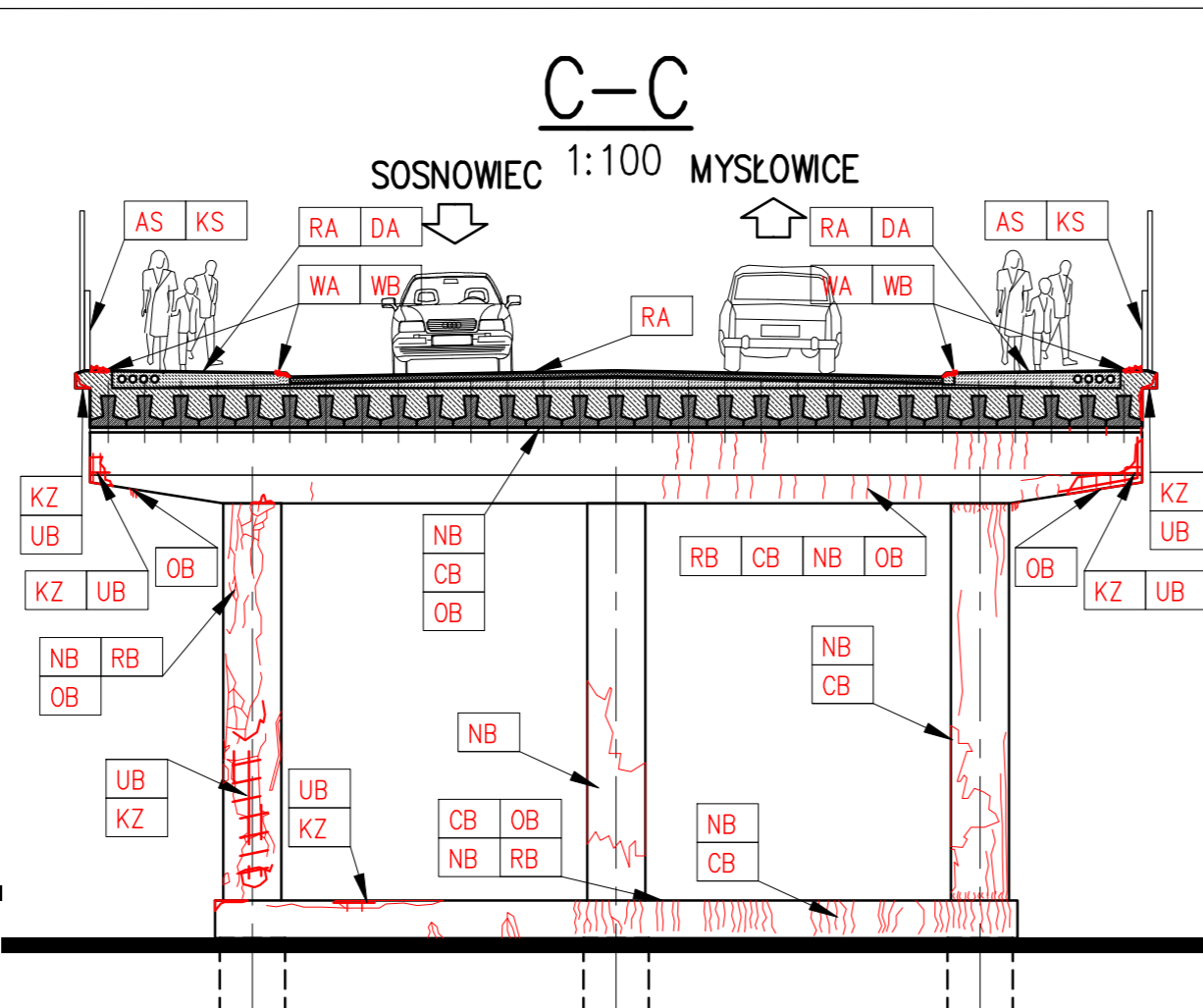
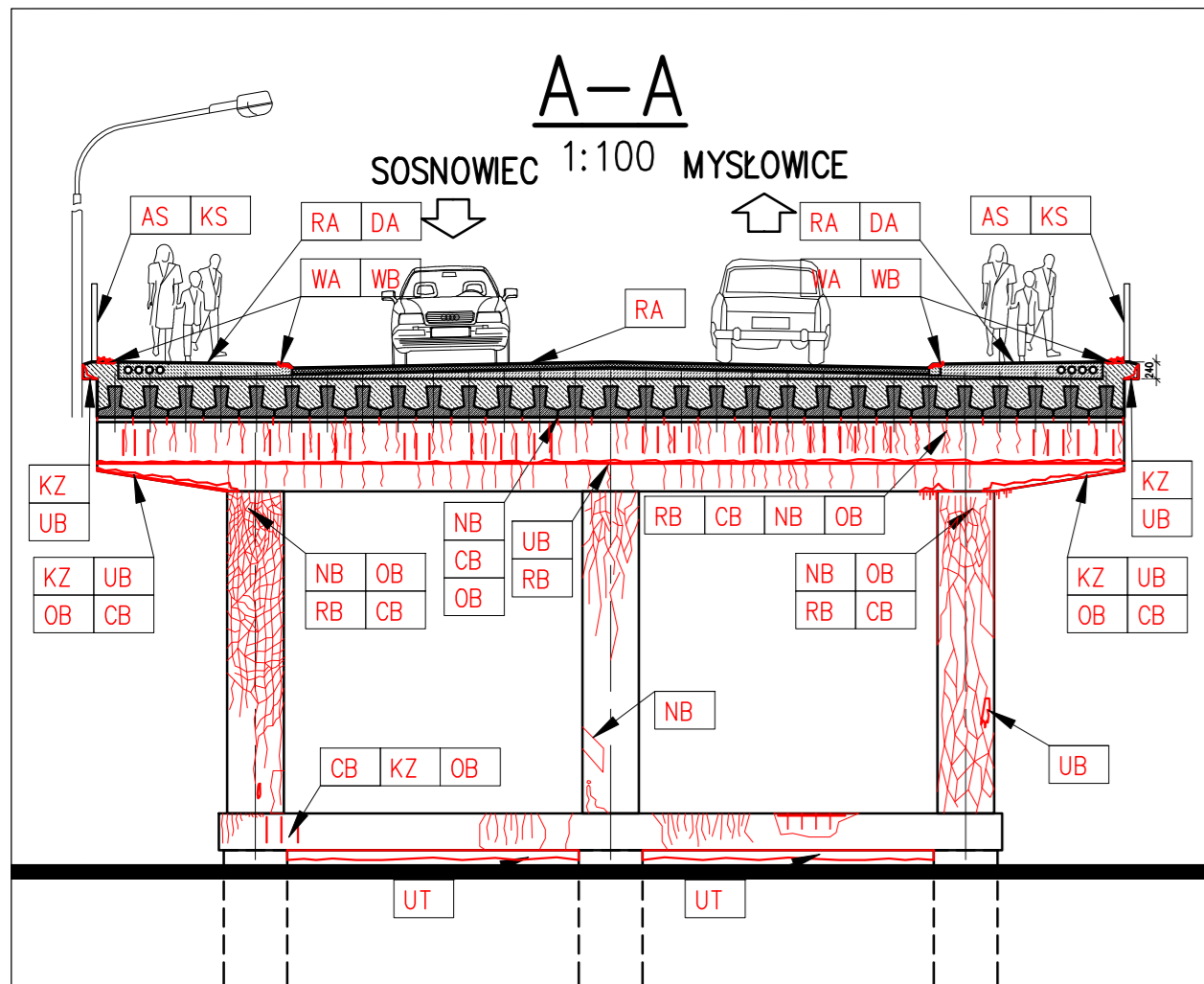
(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

ZAŁĄCZNIK NR 5



INWESTOR: GINA SOSNOWIEC ul. Zwycięstwa 20, 41-200 Sosnowiec, www.sosnowiec.pl tel.: 32 2960600, fax: 32 2960605, e-mail: um@um.sosnowiec.pl	
JEDNOSTKA PROJEKTOWA: Biuro Projektowe TOKBUD os. A. Biernackiego 94, 44-370 Pszów, www.tokbud.com.pl tel.: 698 248 000, fax: 32 7206165, e-mail: biuro@tokbud.com.pl	
Branża: M	Obiekt (nazwa):
Stadium: EKSP	PRZEGLĄD SZCZEGÓŁOWY
Wersja: 1	WIADUKT W CIĄGU UL. MIKOŁAJEWICZA
Tytuł rysunku:	INWENTARYZACJA OBIEKTU
Rys.nr: 1	Skala: 1:50, 1:200
Funkcja: Tytuł, Imię, Nazwisko: Data Specjalność: Numer uprawnień: Podpis:	
Projektował: mgr inż. Krzysztof TOKAREK 07.2018 mosty SLK/2562/PWOM/09 Tokarek	
Opracowała: mgr inż. Anna TOKAREK 07.2018 konstr.-bud. SLK/2873/OWOK/10 Tokarek	
Opracowała: inż. Jadwiga DOBROWOLSKA 07.2018	
Niniejsza dokumentacja stanowi własność B. P. TOKBUD i jest chroniona Ustawą o Prawie Autorskim z 1994r. (Dz. U. Nr 24, poz. 83). Udostępnianie osobom trzecim lub kopiowanie metodami mechanicznymi i elektronicznymi wymaga pisemnej zgody B. P. TOKBUD.	



WIDOK Z BOKU

1:200

← MYSŁOWICE → → SOSNOWIEC(CENTRUM) →

KATALOG USZKODZEŃ ELEMENTÓW MOSTÓW DLA PRZEGLĄDÓW	USZKODZONY MATERIAŁ														
	A	B	C	D	G	K	T	S	P	Z	M	STAL		ZBROZYWO	
RODZAJ USZKODZENIA	A	B	C	D	G	K	T	S	P	Z	M	A	S	T	Z
N ZANIECZYSZCZENIA	NA	NB	NC	ND	NG	NK	NT	NS	NP	NM					
W WEGETACJA ROŚLIN	WA	WB	WC	WD	WG	WK	WT	WS							
C PRZECIEKI WODY	CA	CB	CC	CD	CG	CK	CT	CS	CP	CM					
O OSADY LUB WYKWIŁY	OA	OB	OC	OD	OG	OK	OT	OS	OP	OM					
A ZNISZCZENIE ZABEZP. ANTYKOROZYJNEGO	AA	AB	AC	AD	AG	AK	AT	AS	AP	AZ	AM				
K KORROZJA, GNICIE, STARZENIE	KA	KB	KC	KD	KG	KK	KT	KS	KP	KZ	KM				
R ZARYSOWANIA I PEKNIĘCIA	RA	RB	RC	RD	RG	RK	RT	RS	RP	RZ	RM				
L USZKODZENIA SPOIN I ŁĄCZNIKÓW	LA	LB	LC	LD	LG	LK	LT	LS	LP	LZ	LM				
D DEFORMACJE	DA	DB	DC	DD	DG	DK	DT	DS	DP	DZ	DM				
P PRZEMIESZCZENIA, OSIADANIE	PA	PB	PC	PD	PG	PK	PT	PS	PP	PZ	PM				
B ZABLOKOWANIE LUB OGRANICZENIE RUCHU	BA	BB	BC	BD	BG	BK	BT	BS	BP	BZ	BM				
U UBYTKI MATERIAŁU, BRAKI LUB EROZJA	UA	UB	UC	UD	UG	UK	UT	US	UP	UZ	UM				
Z ZNISZCZENIE STRUKTURY MATERIAŁU	ZA	ZB	ZC	ZD	ZG	ZK	ZT	ZS	ZP	ZZ	ZM				

INWESTOR:
GMINA SOSNOWIEC
al. Zwycięstwa 20, 41-200 Sosnowiec, www.sosnowiec.pl
tel.: 32 2960600, fax.: 32 2960605, e-mail: um@um.sosnowiec.pl

JEDNOSTKA PROJEKTOWA:
Biuro Projektowe TOKBUD
oś. A. Biernackiego 94, 44-370 Pszów, www.tokbud.com.pl
tel.: 698 248 000, fax.: 32 7206165, e-mail: biuro@tokbud.com.pl

Branża: M Obiekt (nazwa):
Stadium: EKSP PRZEGLĄD SZCZEGÓLWY
Wersja: 1 WIADUKT W CIĄGU UL. MIKOŁAJEWICZA

Tytuł rysunku: **INWENTARYZACJA OBIEKTU** Rys.nr.: **2** Skala: 1:50, 1:200

Funkcja: Tytuł, Imię, Nazwisko: Data: Specjalność: Numer uprawnień: Podpis:

Projektował: mgr inż. Krzysztof TOKAREK 07.2018 mosty SLK/2562/PWOM/09 *Tokarek*

Opracowała: mgr inż. Anna TOKAREK 07.2018 konstr.-bud. SLK/2873/OWOK/10 *Tokarek*

Opracowała: inż. Jadwiga DOBROWOLSKA 07.2018 *DOBROWOLSKA*

Niniejsza dokumentacja stanowi własność B. P. TOKBUD i jest chroniona Ustawą o Prawie Autorskim z 1994r. (Dz. U. Nr 24, poz. 83). Udobudowanie osobom trzecim lub kopiowanie metodami mechanicznymi i elektronicznymi wymaga pisemnej zgody B. P. TOKBUD.