



**Ekspertyza stanu technicznego wiaduktu drogowego  
w km 6+007 drogi powiatowej nr 7605S – ul. Wojska Polskiego  
w Sosnowcu, nad torami PKP**



Zakres w opracowaniu	Imię i nazwisko	Pieczętka z uprawnieniami	Podpis
Autor	mgr inż. Marcin Czech	<b>mgr inż. MARCIN CZECH</b> uprawnienia budowlane w specjalności mostowej bez ograniczeń: - do projektowania nr: SLK/0614/POOM/04 - do kierowania robotami budowlanymi nr: SLK/2105/OWOM/08	
Opracowanie	mgr inż. Zuzanna Wąsik	-	

## Spis treści:

<b>1</b>	<b>CEL I ZAKRES OPRACOWANIA .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>PODSTAWY PRACY.....</b>	<b>4</b>
2.1	Formalne podstawy opracowania.....	4
2.2	Normy i przepisy.....	4
2.3	Techniczne podstawy opracowania.....	5
2.4	Materiały archiwalne.....	5
<b>3</b>	<b>CHARAKTERYSTYKA OGÓLNA OBIEKTU .....</b>	<b>6</b>
3.1	Informacje ogólne .....	6
3.2	Historia obiektu.....	6
<b>4</b>	<b>INWENTARYZACJA KONSTRUKCJI.....</b>	<b>8</b>
4.1	Inwentaryzacja geometryczna .....	8
4.2	Inwentaryzacja materiałowa.....	8
4.2.1	Badanie betonu.....	8
4.2.2	Stal zbrojeniowa .....	9
<b>5</b>	<b>OPIS POSZCZEGÓLNYCH ELEMENTÓW OBIEKTU WRAZ Z OPISEM STANU TECHNICZNEGO .....</b>	<b>10</b>
5.1	Ustrój nośny .....	10
5.2	Podpory .....	14
5.3	Elementy wyposażenia obiektu .....	16
5.3.1	Izolacja i odwodnienie obiektu .....	16
5.3.2	Łożyska .....	17
5.3.3	Dylatacje .....	18
5.3.4	Nawierzchnia jezdni.....	18
5.3.5	Nawierzchnia torowiska.....	19
5.3.6	Nawierzchnia chodników .....	20
5.3.7	Balustrady, bariery energochłonne i osłony przeciwporażeniowe .....	22
5.3.8	Umocnienia skarp i stożków .....	24
5.3.9	Uszynienie i elementy zamocowania trakcji kolejowej do konstrukcji .....	25
5.4	Przestrzeń podmostowa.....	25
5.5	Urządzenia obce .....	26
5.6	Podsumowanie stanu technicznego obiektu .....	27
<b>6</b>	<b>OBLICZENIE NOŚNOŚCI W AKTUALNYM STANIE TECHNICZNYM .....</b>	<b>29</b>
6.1	Zestawienie obciążeń ruchomych wg Normatywu obciążeń z roku 1956 .....	29

6.2	Zestawienie obciążeń ruchomych wg PN-85/S-10030 [6].....	30
6.3	Zestawienie obciążeń ruchomych użytkowych wg Instrukcji GDDKiA [5] .....	31
6.4	Model obliczeniowy.....	32
6.5	Obliczenie sił wewnętrznych i określenie nośności obiektu.....	33
6.6	Wnioski z obliczenia nośności.....	36
<b>7</b>	<b>ANALIZA STANU TECHNICZNEGO I NOŚNOŚCI OBIEKTU.....</b>	<b>36</b>
7.1	Ocena stanu technicznego oraz bezpieczeństwa użytkowania obiektu w świetle wymogów Prawa Budowlanego.....	37
<b>8</b>	<b>AKTUALNE WARUNKI EKSPLOATACJI OBIEKTU .....</b>	<b>37</b>
<b>9</b>	<b>MOŻLIWOŚCI WZMOCNIENIA, PRZEBUDOWY OBIEKTU Z POZOSTAWIENIEM ISTNIEJĄCEJ KONSTRUKCJI.....</b>	<b>38</b>
<b>10</b>	<b>WNIOSKI KOŃCOWE .....</b>	<b>39</b>
<b>11</b>	<b>SPIS ZAŁĄCZNIKÓW.....</b>	<b>40</b>

## **1 CEL I ZAKRES OPRACOWANIA**

Opracowanie dotyczy wiaduktu drogowego w km 6+007 drogi powiatowej nr 7605S – w ciągu ul. Wojska Polskiego - w Sosnowcu, zlokalizowanego nad torami linii kolejowej nr 62 i 171 na działce 17/2, obręb 0012. Celem pracy jest ocena stanu technicznego obiektu, nośności oraz określenie wariantów strategii dalszego postępowania z obiektem oraz zakresu i kosztu wykonania modernizacji obiektu wraz z analizą jej opłacalności.

Zakres opracowania obejmuje:

- inwentaryzację geometryczną,
- inwentaryzację uszkodzeń,
- inwentaryzację materiałową,
- ocenę stanu technicznego,
- ustalenie aktualnej nośności obiektu na podstawie z uwzględnieniem stanu technicznego obiektu, wyników badań i obliczeń statyczno – wytrzymałościowych,
- określenie strategii dalszego postępowania z obiektem z uwzględnieniem potrzeby utrzymania istniejącej konstrukcji oraz sposobu i zakresu sugerowanych prac naprawczych
- określenie zaleceń dotyczących utrzymania i warunków bezpiecznej eksploatacji obiektu;

## **2 PODSTAWY PRACY**

### **2.1 Formalne podstawy opracowania**

Prace wykonano na podstawie umowy nr WDR.272.1.18.2018 z dnia 5.11.2018 z Gminą Sosnowiec z siedzibą w Sosnowcu, przy ul. Zwycięstwa 20, 41-200 Sosnowiec, zarządcą obiektu.

### **2.2 Normy i przepisy**

- [1] Prawo budowlane (Dz.U. 1994.89.414 z późn. zm.)
- [2] Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 16 lutego 2005 r. w sprawie numeracji i ewidencji dróg publicznych, obiektów mostowych, tuneli, przepustów i promów oraz rejestru numerów nadanych drogom, obiektom mostowym i tunelom, (Dz.U. 2005.67.582)
- [3] 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. 2000. nr 63, poz. 735)
- [4] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakimi powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz.U. 1999 nr 43 poz.430)
- [5] Załącznik do Zarządzenia nr 14 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 7 lipca 2005 roku – Instrukcje przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich.
- [6] Załącznik do Zarządzenia nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 1 czerwca 2004 roku – Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych

- [7] PN-85/S10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [8] PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- [9] PN-69/K-02057 Koleje normalnotorowe. Skrajnie budowli.

### **2.3 Techniczne podstawy opracowania**

- [10] Przebudowa i wzmacnianie mostów – Mieczysław Rybak, WKŁ Warszawa 1983 r.

### **2.4 Materiały archiwalne**

- [11] Karta informacyjna obiektu mostowego nr 22/004-22/008. Wiadukt w ciągu drogi nr 004-22, ul. Wojska Polskiego nad torami PKP. Wykonana przez Wojewódzką Dyрекcję Dróg Miejskich, Katowice, ul. Lechicka 24, wykonana w 1986 r. potwierdzona w 1991 r.
- [12] Ocena stanu technicznego wraz z propozycją remontu zabezpieczającego wiadukt drogowy w ciągu ul. Wojska Polskiego nad torami PKP w m. Sosnowiec- Dańdówka, wykonana przez Zakład Projektowania Dróg i Mostów TWZ I we wrześniu 2004 r.
- [13] Dziennik Budowy z remontu zabezpieczającego wiadukt drogowy nad torami PKP w Sosnowcu -Dańdówce, wykonany w 2005 r.
- [14] Operat Kolaudacyjny dotyczący „Remontu zabezpieczającego wiadukt drogowy w ciągu ul. Wojska Polskiego nad torami PKP w Sosnowcu – Dańdówce” wykonany przez Firmę ANKOR w 2005 r.
- [15] Karta przeglądu szczegółowego wiaduktu drogowego w ciągu ul. Wojska Polskiego w m. Sosnowiec- Dańdówka nad torami PKP
- [16] Określenie nośności użytkowej metodą obliczeń statycznych wiaduktu drogowego w ciągu ul. Wojska Polskiego wykonane przez mgr inż. Romana Rogowskiego w listopadzie 2009 r.
- [17] Raport z przeglądu szczegółowego wiaduktu w ciągu ul. Wojska Polskiego nad torami PKP, wykonany przez EMProjekt Sp. z o.o. w kwietniu 2015 r.
- [18] Raport z przeglądu podstawowego wiaduktu w ciągu ul. Wojska Polskiego nad torami PKP, wykonany przez mgr inż. Barbarę Śliwkę w lipcu 2017 r.
- [19] Raport z przeglądu rozszerzonego wiaduktu w ciągu ul. Wojska Polskiego nad torami PKP, wykonany przez Bernarda Kaczmarka w lipcu 2018 r.
- [20] Raport z przeglądu szczegółowego wiaduktu w ciągu ul. Wojska Polskiego nad torami PKP, wykonany przez Biuro Projektowe TOKBUD w lipcu 2018 r.
- [21] Ekspertyza obiektu mostowego pozostającego w zarządzie prezydenta miasta Sosnowca - wiadukt w ciągu ul. Wyzwolenia w ciągu ul. Wojska Polskiego nad torami kolejowymi, wykonana przez Biuro Projektowe TOKBUD w lipcu 2018 r.
- [22] Pismo od mgr inż. Krzysztofa Tokarka do Śląskiego Wojewódzkiego Inspektora Nadzoru Budowlanego dot. uzupełnienia informacji do przeprowadzonej w dniu 29 sierpnia 2018 r. rozprawy w sprawie nieodpowiedniego stanu technicznego wiaduktu drogowego w km 6+007 drogi powiatowej 7605S – ul. Wojska Polskiego w Sosnowcu.
- [23] Pismo od Śląskiego Wojewódzkiego Inspektora Nadzoru Budowlanego nr WINB-WI.7741.28.2018.MK2

### **3 CHARAKTERYSTYKA OGÓLNA OBIEKTU**

#### **3.1 Informacje ogólne**

Wiadukt drogowy usytuowany jest w km 6+007 drogi powiatowej nr 7605S – w ciągu ul. Wojska Polskiego - w Sosnowcu. Obiekt usytuowany jest nad torami PKP, linii kolejowej nr 62 i 171 oraz torami stacyjnymi, stacji Sosnowiec Dańdówka. Przeszkodę stanowi 10 torów z których 8 aktualnie posiada trakcję elektryczną. Pod przęsłami przedskrajnymi występują po trzy torowiska, w przęśle środkowym występują cztery torowiska. Obiekt przeprowadza ruch samochodowy, tramwajowy i pieszy. Oś podłużna obiektu względem osi torów kolejowych pod obiektem i osi podpór usytuowana jest w skosie wynoszącym od 61-69°.

Schemat statyczny wiaduktu stanowi trójprzęsłowa belka ciągła z przegubami w przęśle środkowym – układ Gerberowski, ze wspornikami stanowiącymi dwa dodatkowe przęsła skrajne. Rozpiętości przęseł wewnętrznych (przęsła przedskrajne i przęsło środkowe) w osiach podparcia wynoszą 22,40 + 23,30 + 22,40 m. Wysięg wsporników (przęsła skrajne) mierzony od osi podparcia wynosi 5,20 m. Rozpiętość między przegubami gerbera wynosi 16.80 m. Długość całkowita obiektu wynosi 78,50 m.

Konstrukcja przęseł jest belkowo - płytowa i składa się z 8 belek monolitycznych oraz płyty pomostu. Belki stężone są w przęsłach wewnętrznych poprzecznkami podporowymi i 3 poprzecznkami przęsłowymi, w części wspornikowej (przęsłach skrajnych) stężone są poprzecznką skrajną.

Całkowita szerokość przęseł wynosi 17,60 m. Na obiekcie znajduje się:

- chodnik lewy (wschodni) 2,9 m
- jezdnia 7,5 m
- pas tramwajowy 3,1 m
- chodnik prawy (zachodni) 2,6 m

Podpory obiektu stanowią cztery filary o konstrukcji ścianowej, które przebiegają w kierunku równoległym do torów kolejowych. W obiekcie nie występują przyczółki. Wsporniki (przęsła skrajne) zakończone są poprzecznkami skrajnymi.

Obiekt wyposażony jest w łożyska stalowe styczne, balustrady betonowo - stalowe, osłony przeciwporażeniowe oraz latarnie oświetleniowe. Do balustrad od strony wewnętrznej zamontowano blachy trapezowe.

#### **3.2 Historia obiektu**

Zarządca obiektu nie posiada żadnej dokumentacji projektowej przedmiotowego obiektu, dlatego też nieznanym jest rok budowy oraz projektowana nośność konstrukcji. Wiadukt najprawdopodobniej wybudowano w latach 60 XX w., na co wskazuje forma konstrukcji przęseł i podpór wiaduktu.

W 2005 r. w oparciu o wyniki oceny stanu technicznego zawartych w opracowaniu [12] wykonano remont zabezpieczający wiaduktu. Z dokumentacji odbiorowej [13] i [14] wynika, że w remont obejmował swoim zakresem: oczyszczenie i renowację powierzchni betonowych podpór, wykonanie torkretowania filarów, wykonanie izolacji części podziemnych podpór, wyprofilowanie skarp nasypów przy wspornikach (przęsłach skrajnych) oraz umocnienie skarp elementami betonowymi.





**Fot. 1 Widok wiaduktu od strony prawej (wschodniej).**



**Fot. 2 Widok konstrukcji nośnej przęsła przedskrajnego od spodu.**



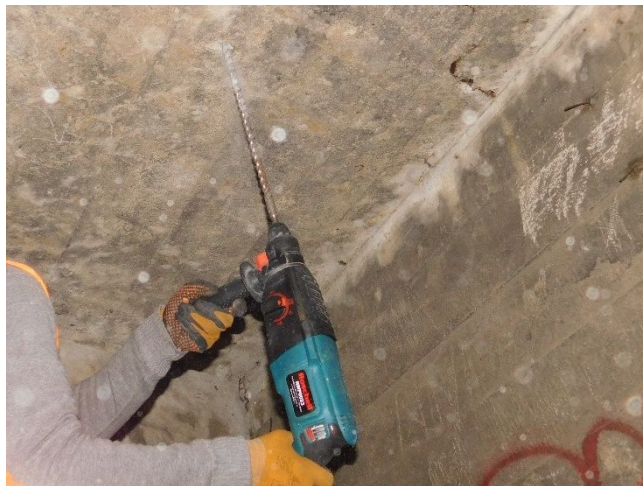
**Fot. 3 Widok na część przejazdową obiektu**

## 4 INWENTARYZACJA KONSTRUKCJI

### 4.1 Inwentaryzacja geometryczna

Na podstawie przeprowadzonej inwentaryzacji geometrycznej obiektu oraz dokumentacji, uzyskanej od zarządcy obiektu wykonano rysunki konstrukcji obiektu. Rysunek zawarto w załączniku nr 4.

Grubość płyty ustroju nośnego ustalono poprzez przewiercenie jej od spodu na pełną wysokość tzn. do momentu osiągnięcia poziomu izolacji płyty i pomiar głębokości wykonanego otworu. Grubość płyty wynosi **18 cm**. Przewiert wykonano w przeszle skrajnym (wspornikowym) od strony Sosnowca.



Fot. 4 Przewiert płyty pomostu w celu określenia jej grubości.

### 4.2 Inwentaryzacja materiałowa

W ramach inwentaryzacji materiałowej wykonano:

- badanie wytrzymałości betonu metodą sklerometryczną młotkiem Schmidta konstrukcji nośnej przęsła i podpór,
- pomiar bezpośredni odsłoniętego zbrojenia w celu określenia ilości, rozstawu i średnicy prętów zbrojeniowych,
- skanowanie zbrojenia płyty pomostu skanerem Hilti w celu określenia ilości, rozstawu i średnicy prętów zbrojeniowych,
- badania chemiczne betonu konstrukcji nośnej;

#### 4.2.1 Badanie betonu

Podczas wizji lokalnej obiektu przeprowadzono nieniszczące badania wytrzymałości betonu konstrukcji przęsła i podpór na ściskanie metodą sklerometryczną za pomocą młotka Schmidta typu N. Na tej podstawie określono klasę betonu dźwigarów na B25 (C20/25) i B30 (C25/30), klasę betonu pomostu na B30 (C25/30), klasę betonu podpór na B20 (C16/20) do B25 (C20/25). Podczas badania sklerometrycznego oceniono także jednorodność betonu ustroju nośnego jako bardzo dobrą lub dobrą. Przy czym wszystkie wyniki wytrzymałości betonu odnoszą się do betonu niezdegradowanego. Protokoły z badań betonu zamieszczono w załączniku nr 1 opracowania.

Przeprowadzono również badania chemiczne betonu. W miejscach odspojonej otuliny wykonano dodatkowo odkuwki betonu i wykonano badanie chemiczne betonu pozwalające stwierdzić zasięg strefy

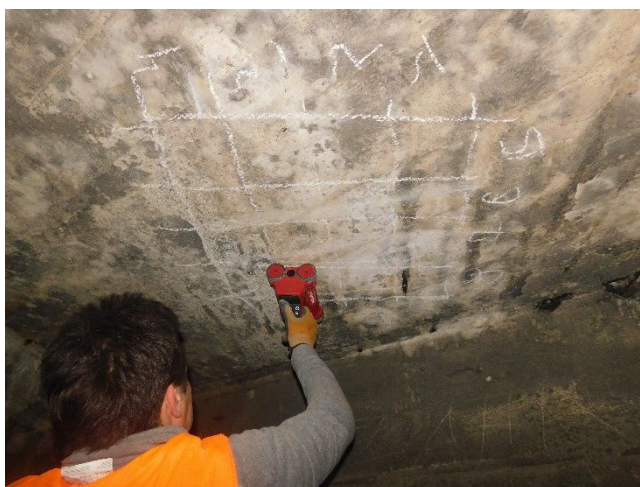


skarbonatyzowanej betonu. W czasie badania chemicznego stwierdzono występowanie strefy skarbonatyzowanej (odczyn kwasowy sprzyjający korozji zbrojenia) do głębokości 1,5 cm, a więc zasięg karbonatyzacji w niektórych miejscach jest większy niż grubość otuliny zbrojenia. Nie stwierdzono występowania szkodliwych jonów chlorkowych. Protokół z badania chemicznego przedstawiono w załączniku nr 2.

#### 4.2.2 Stal zbrojeniowa

Stal zbrojeniową mostu zakwalifikowano na podstawie oględzin (stal gładka) do klasy AI. Na obiekcie, z uwagi na ubytki betonu oraz odsłonięte zbrojenie, możliwy był bezpośredni pomiar średnicy pręta zbrojeniowego dźwigara głównego w przęśle skrajnym. Na podstawie pomiaru ustalono, że dźwigar jest zbrojony w dolnej warstwie prętami o średnicy  $\varphi = 32$  mm w liczbie 7 sztuk. W przęśle przedskrajnym od strony Mysłowic w okolicy środka rozpiętości widoczny są znaczne ubytki betonu odsłaniające zbrojenie główne. Widoczne jest, że na wysokości belka jest zbrojona 3 rzędami prętów.

Ponadto wykonano skanowanie systemem Hilti PS 200 spodu płyty pomostowej w przęśle skrajnym od strony Sosnowca. Stwierdzono występowanie zbrojenia o średnicy  $\varnothing 14$  mm w rozstawie co 125 - 150 mm. Grubość zmierzonej otuliny stali zbrojeniowej wynosi miejscami tylko 7 mm i jest znacznie mniejsza niż obecnie wymagana 25 mm. Tak mała grubość otuliny nie zapewnia jej trwałości i odpowiedniej ochrony zbrojenia. Wyniki badań skanowania płyty skanerem Hilti zamieszczono w załączniku nr 3.



Fot. 5 Widok na skanowany beton płyty pomostu w przęśle skrajnym od strony Sosnowca.

## **5 OPIS POSZCZEGÓLNYCH ELEMENTÓW OBIEKTU WRAZ Z OPISEM STANU TECHNICZNEGO**

Poniżej opisano szczegółowo poszczególne elementy obiektu oraz oceniono ich stan techniczny w oparciu o spostrzeżenia uzyskane podczas wizji lokalnych w terenie. Do oceny stanu technicznego elementów konstrukcji przyjęto skalę i kryteria ocen wg § 9 ust. 1 pkt 4 (Załącznik 4, Objąsnienia do części III) Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 16 lutego 2005 r. w sprawie numeracji i ewidencji dróg publicznych, obiektów mostowych, tuneli, przepustów i promów oraz rejestru numerów nadanych drogom, obiektom mostowym i tunelom, Dz.U. 2005.67.582 str. 4511 [2]. Skala ta jest zgodna ze skalą ocen wg Załącznika do Zarządzenia nr 14 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 7 lipca 2005 roku – Instrukcje przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich. Poniżej wypisano uszkodzenia poszczególnych elementów konstrukcji obiektu oraz pokazano ich dokumentację fotograficzną.

**Tab. 1 Skala i kryteria oceny elementów konstrukcji wiaduktu**

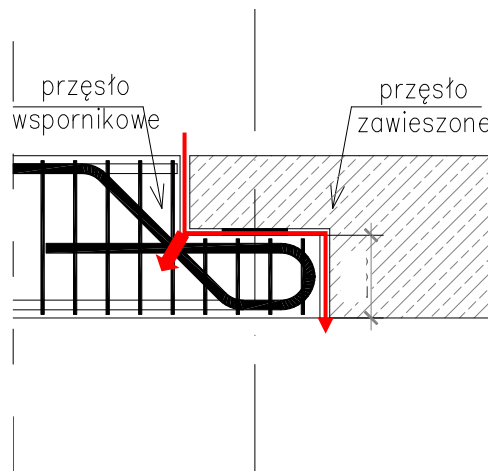
Ocena	Stan	Opis stanu elementu
5	odpowiedni	bez uszkodzeń i zanieczyszczeń możliwych do stwierdzenia podczas przeglądu
4	zadowalający	wykazuje zanieczyszczenia lub pierwsze objawy uszkodzeń pogarszających wygląd estetyczny
3	niepokojący	wykazuje uszkodzenia, których nienaprawienie spowoduje skrócenie okresu bezpiecznej eksploatacji
2	niedostateczny	wykazuje uszkodzenia obniżające przydatność użytkową, ale możliwe do naprawy
1	przedawaryjny	wykazuje nieodwracalne uszkodzenia dyskwalifikujące przydatność użytkową
0	awaryjny	uległ zniszczeniu lub przestał istnieć



### **5.1 Ustrój nośny**

Ustrój nośny jest ustrojem trójprzęsłowym, dwuwspornikowym z dwoma przegubami Gerbera w prześle środkowym. Dźwigary główne stanowi osiem belek o przekroju prostokątnymi o stałej szerokości wynoszącej 0,50 m. Wysokość dźwigarów jest zmienna, w prześle wynosi 0,50 m, a nad podporą 1,82 m. Przejście z przekroju przęsłowego w podporowy jest wykonstruowane poprzez skos o dł. 1,85 m. Belki w przęsłach wewnętrznych stężone są trzema poprzecznkami przęsłowymi o wymiarach 0,40 m x 1,00 m oraz podporowymi o przekroju 0,50 x 1,82m. Przęsła skrajne (wspornikowe) stężone są poprzecznkami skrajnymi o wymiarach 0,50 x 1,25 m. W prześle środkowym występują dwa przeguby gerberowskie, składające się z dwóch krótkich wsporników połączonych z przęsłem zawieszonym i przęsłem wspornikowym zachodzących na siebie. Na belkach wykonstruowano płytę pomostu o grubości 0,18 m. Wsporniki wraz z belką podporęczową mają szerokość 1,55 m.

W najgorszym stanie technicznym są przeguby gerberowskie, których stan techniczny oceniono jako niedostateczny. Występują tu wżery betonu, zaawansowana korozja betonu (stalaktyty solne) oraz zaawansowana korozja stalowych elementów przegubów. Tak znaczne uszkodzenia tych elementów

spowodowane są ciągłymi przeciekami wody. Woda penetrująca szczeliny w przegubie zbiera się w nich i szuka najkrótszej naturalnej drogi wypływu (zgodnie z prawem ciężenia). Stan taki prowadzi do szczególnego narażenia na degradacją betonu i zbrojenia we wsporniku wychodzącym z przęsła wspornikowego (dolnym). Wspornik ten dodatkowo jest dość cienki (połowa przekroju normalnego płyty pomostu) oraz jego całe zbrojenie główne jest umiejscowione w pobliżu miejsca szczególnie narażonego na przecieki i korozję (patrz rysunek). Ze względu na zamkniętą konstrukcję przegubów nie można dokładnie stwierdzić skali degradacji zbrojenia i betonu wsporników. Jednak sądząc po śladach przecieków na spodzie płyty oraz zawansowania korozji zbrojenia głównego w innych miejscach przęsła jego stan należy uznać jako bardzo zły. Poniżej zobrazowano zjawisko penetracji wody w przegubie.



-  Kierunki penetracji wody
-  Miejsce szczególnego narażenia zbrojenia na penetrację wody a równocześnie miejsce, w którym to samo zbrojenie decyduje o nośności całego przegubu.

Stan techniczny dźwigarów głównych i poprzecznic oceniono również jako niedostateczny. Na ustroju nośnym widoczne są uszkodzenia głównie w postaci ubytków betonu, odsłoniętego skorodowanego zbrojenia, przebarwień oraz korozji betonu. W największym stopniu uszkodzone są skrajne belki główne oraz wsporniki podchodnikowe. W przęsłach przedskrajnych i środkowym na spodniej powierzchni dźwigarów skrajnych i wsporników widoczne są rozległe ubytki betonu odsłaniające w dużym zakresie pręty nośne konstrukcji. Na bocznych powierzchniach dźwigarów skrajnych zaobserwowano białe zacieki, rdzawe przebarwienia oraz odspojenia otuliny. Na krawędziach belek skrajnych oraz na końcach wsporników płyty widoczne są wyługowania i wysolenia (stalaktyty solne), świadczące o zawansowanej korozji betonu w tych miejscach. W pozostałych miejscach konstrukcji (belkach wewnętrznych, poprzecznicach, płycie pomostu) występują podobne uszkodzenia jednak intensywność jest ich o wiele mniejsza. Pojawiające się na konstrukcji nośnej przęseł nieprawidłowości związane są z uszkodzeniem izolacji oraz nieprawidłowym odwodnieniem płyty pomostu, czego następstwem są ciągłe przecieki wody. Odpadające odłamki betonu mogą zagrażać bezpieczeństwu ruchu kolejowego pod obiektem, dlatego też na obiekcie zamontowano specjalne siatki zabezpieczające



**Fot. 6** Widok ogólny na przęsło przedskrajne od strony Sosnowca od strony prawej. Widoczne znaczne uszkodzenia dźwigara skrajnego i wspornika podchodnikowego.



**Fot. 7** Widok ogólny od strony prawej na przęsło przedskrajne od strony Mysłowic. Widoczne przebarwienia na powierzchniach betonowych.

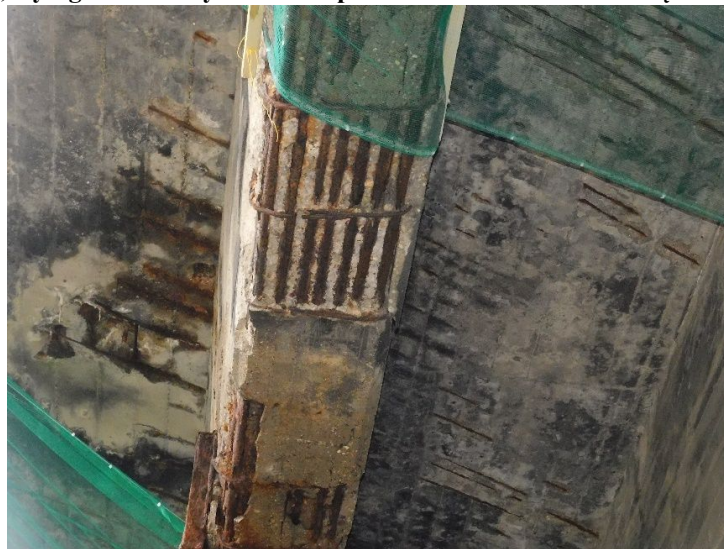


**Fot. 8** Widok na przęsło środkowe od strony prawej. Widoczne przebarwienia betonu na spodniej powierzchni poprzecznicy przęsła wspornikowego oraz na bocznej powierzchni dźwigara skrajnego głównego i wspornika podchodnikowego świadczące o korozji betonu.





**Fot. 9** Widok na wspornik prawy w prześle środkowym. Widoczne rozległe ubytki betonu i odsłonięte zbrojenie, a także przebarwienia, wylugowania i wysolenia na powierzchni betonu świadczące o zaawansowanej korozji.



**Fot. 10** Widok na spodnią powierzchnię belki skrajnej lewej w prześle przed skrajnym od strony Mysłowic. Widoczne ubytki betonu i odsłonięte skorodowane pręty nośne belki. Odsłonięte zbrojenie widoczne również na spodniej powierzchni płyty.



**Fot. 11** Widok na przegub gerberowski w belce skrajnej lewej w prześle środkowym. Widoczne krawędziowe ubytki betonu, zaawansowana korozja betonu i stalowych elementów przegubu.



## 5.2 Podpory

Podpory obiektu stanowią cztery filary o konstrukcji ścianowej o grubości 1,00m. Są one ścianami prostokątnymi zakończonymi w postaci półkola o promieniu równym połowie grubości filara tj. 0,50 m. Wysokość ścian wynosi 4,7 m, a długość 17,30 m. Oś podłużna podpór jest równoległa do osi przebiegu przeszkody. W obiekcie nie występują przyczółki. Przęsła skrajne (wspornikowe) zakończone są poprzecznicami skrajnymi. Podpora w osi A jest to podpora usytuowana od strony Sosnowca, natomiast podpora w osi D - od strony Mysłowic.

Stan techniczny podpór oceniono jako **niepokojący (3)**. Na każdej podporze widoczne są zarysowania zlokalizowane głównie w górnej części w narożach, pod łożyskami belek skrajnych. Powierzchniowe pęknięcia na całej wysokości w środkowej części korpusu zaobserwowano na podporach w osi B i C. Lokalnie widoczne są odspojenia warstwy antykorozyjnej betonu, ubytki zewnętrznej warstwy naprawczej z PCC oraz rdzawe zacieki. Większość powierzchni podpór jest zanieczyszczona graffiti.



Fot. 12 Widok powierzchni podpórę w osi A od strony Sosnowca. Na korpusie filara widoczne ubytki warstwy zewnętrznej, graffiti oraz zanieczyszczenie osadami.



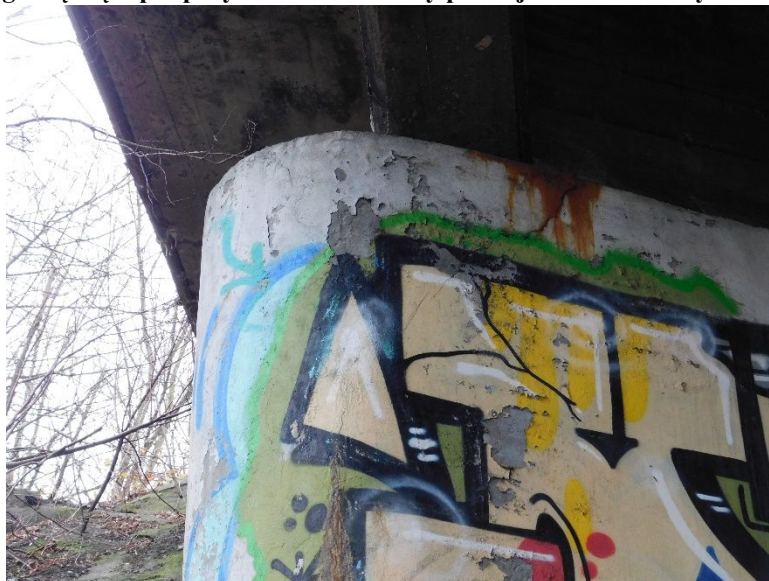
Fot. 13 Widok na fragment podpory w osi A pod łożyskiem dźwigara skrajnego lewego. Widoczne zarysowania na powierzchni podpory oraz zanieczyszczenie ławy podłożyskowej.



Fot. 14 Widok ogólny na podporę w osi B od strony Sosnowca. Widoczne graffiti na całej powierzchni podpory.



Fot. 15 Widok na górną część podpory w osi C od strony prawej. Widoczne zarysowanie na powierzchni.



Fot. 16 Widok na górną część podpory w osi D od strony Sosnowca. Widoczne ubytki i odpajanie się powłoki antykorozyjnej podpory oraz rdzawy zacieki pod łożyskiem.

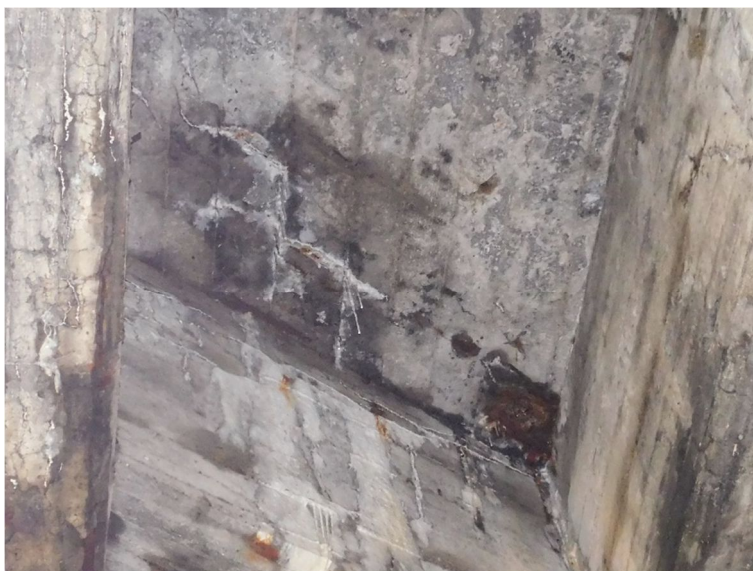


### 5.3 Elementy wyposażenia obiektu

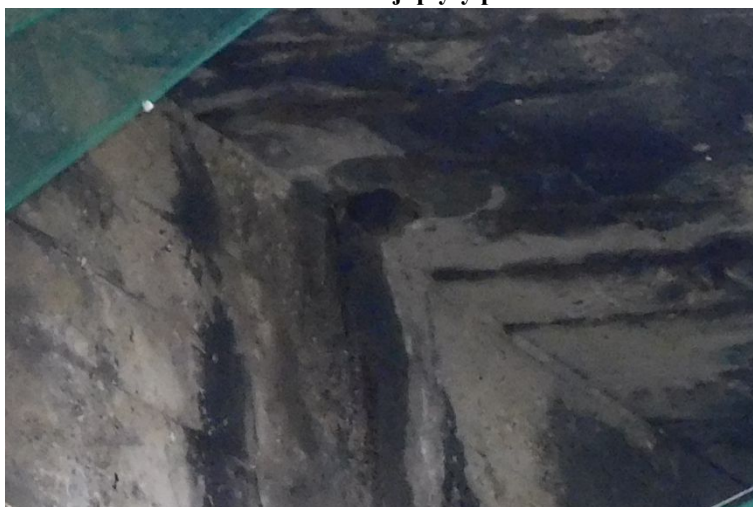
#### 5.3.1 Izolacja i odwodnienie obiektu

Obiekt w części drogowej odwadniany jest powierzchniowo. W części tramwajowej w każdym z przęseł znajdują się 2 wpusty, jeden w środku przy poprzecznicy, a drugi w strefie przypodporowej. Na powierzchni wsporników podchodnikowych w przęsłach skrajnych i przęśle środkowym widoczne są otwory, po dwa w każdym przęśle, stanowiące odwodnienie kanałów kablowych.

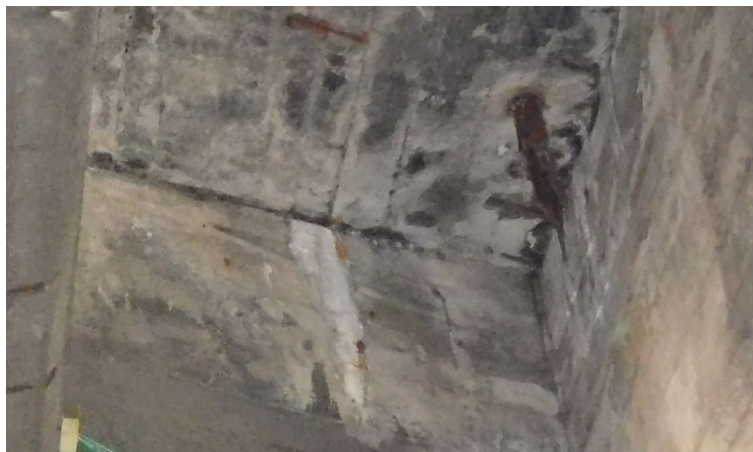
Stan izolacji płyty pomostu oraz odwodnienia oceniono jako **przedawaryjny (1)**. Izolacja jest w znacznym stopniu uszkodzona, o czym świadczą liczne ślady przecieków (przebarwienia, wyługowania, wysolenia) na spodzie konstrukcji nośnej przęseł. Rury odwadniające zlokalizowane pod częścią tramwajową są silnie skorodowane, zaobserwowano ubytki końców rur. W części wspornikowej pomostu rury odwadniające są niewidoczne, co może świadczyć o całkowitym ich braku lub bardzo silnej korozji, która spowodowała całkowitą degradację króćców rur.



**Fot. 17 Widok na fragment konstrukcji przęsła środkowego pomiędzy dźwigarem skrajnym i przedskrajnym w przęśle środkowym. W polu płyty widoczne wyługowania i wysolenia (stalaktyty solne) świadczące o uszkodzeniu izolacji płyty pomostu.**



**Fot. 18 Widok na otwór odwadniający we wsporniku podchodnikowym przy dźwigarze skrajnym, lewym w przęśle przedskrajnym od strony Mysłowic. Brak rury odwadniającej.**



Fot. 19 Widok na rurę odwadniającą pod częścią tramwajową w prześle środkowym. Widoczna zaawansowana korozja elementu i ubytki stali.

### 5.3.2 Łożyska

Konstrukcja prześel oparta jest na podporach pośrednich poprzez stalowe łożyska styczne.

Stan techniczny łożysk oceniono jako **niepokojący (3)**. Na całej powierzchni łożysk występuje korozja powierzchniowa.



Fot. 20 Widok na łożysko pod belką skrajną prawą na podporze w osi A. Widoczna korozja powierzchniowa na całym elemencie.



Fot. 21 Widok na łożysko pod belką wewnętrzną na podporze w osi D. Widoczna korozja powierzchniowa na całym elemencie.

### 5.3.3 Dylatacje

Nad istniejącymi przegubami gerberowskimi nie ma urządzenia dylatacyjnego, wykonano uciągnięcie nawierzchni.

Stan techniczny dylatacji oceniono jako **przedawaryjny (1)**. W strefie przegubów gerberowskich nie jest zapewniona szczelność, w skutek czego przeguby są narażone na destrukcyjny wpływ przeciekającej przez nawierzchnię wody.

### 5.3.4 Nawierzchnia jezdni

Na obiekcie znajduje się jezdnia o szerokości 7,5 m (między krawężnikami) z dwoma przeciwnymi pasami ruchu. Nawierzchnia wykonana jest z masy bitumicznej o gr. 10 cm. Pod nawierzchnią jezdni pomiędzy nawierzchnią a górą płyty pomostu znajdują się warstwa ochronna izolacji oraz warstwa pierwotnej nawierzchni. Suma grubości tych warstw wynosi ok. 30 cm. Pierwotnie nawierzchnia była ukształtowana w spadku daszkowym wynoszącym 2 %, aktualnie spadek ten zmniejszył się do 1%. Spadek podłużny nawierzchni jest jednostronny w kierunku Mysłowic i wynosi 2 %.

Stan techniczny nawierzchni jezdni oceniono jako **niepokojący (3)**. Na nawierzchni widoczne są znaczne deformacje w postaci kolein na całej długości obiektu. Przy torowisku tramwajowym i przy chodniku lewym zaobserwowano nagromadzenie zanieczyszczeń. Na krawędzi przy torowisku oraz miejscowo w środkowej części jezdni widoczne są podłużne zarysowania nawierzchni.



**Fot. 22** Widok ogólny na jezdnię na obiekcie od strony Mysłowic. Widoczne koleiny na całej długości obiektu oraz nagromadzenie zanieczyszczeń przy krawężniku chodnika lewego.





Fot. 23 Widok na krawędź jezdni przy torowisku tramwajowym. Widoczne nagromadzenie zanieczyszczeń.



Fot. 24 Widok na krawędź jezdni przy torowisku tramwajowym. Widoczne podłużne zarysowania nawierzchni.

### 5.3.5 Nawierzchnia torowiska

Na obiekcie znajduje się jeden tor tramwajowy. Nawierzchnię toru stanowią podkłady drewniane ułożone na tłuczniu. Wiadukt wyposażony jest w instalację trakcyjną tramwajową, w okolicy środka rozpiętości usytuowany jest słup trakcyjny.

Stan nawierzchni torowiska na obiekcie oceniono jako **niepokojący (3)**. Na torowisku widoczna jest wegetacja roślinności. Miejscowo stwierdzono brak wkrętów mocujących podkładkę szyny tramwajowej do podkładu drewnianego.



Fot. 25 Widok ogólny na torowisko od strony Mysłowic.



Fot. 26 Widok na zamocowanie szyny tramwajowej do podkładu drewnianego. Widoczny brak wkrętów.

### 5.3.6 Nawierzchnia chodników

Na obiekcie po obu stronach występują chodniki. Nawierzchnia chodnika prawego wykonana jest częściowo z masy bitumicznej, a częściowo z płyt żelbetowych stanowiących przekrycie kanałów kablowych. Nieznane są wymiary kanałów kablowych z uwagi na brak do nich dostępu. Szerokość użytkowa chodnika prawego ( od blachy trapezowej do końca płyt żelbetowych) wynosi 2,1 m. Nawierzchnia chodnika lewego wykonana jest z masy bitumicznej, szerokość użytkowa chodnika wynosi 2,6 m.

Stan techniczny nawierzchni chodników oceniono jako **niepokojący (3)**. Na chodniku prawym widoczne są nierówności nawierzchni bitumicznej, miejscowo zaobserwowano znaczne wgłębienia nawierzchni, w których powstały zastoiska wody. Na płytach chodnikowych stwierdzono ubytki betonu odsłaniające skorodowane zbrojenie oraz wzajemnie przemieszczenia płyt względem siebie powodujące nierówności nawierzchni chodnika. Na chodniku lewym widoczne są nierówności, poprzeczne spękania nawierzchni i ubytki nawierzchni bitumicznej głównie w rejonie słupków bariery energochłonnej. Miejscowo



przy krawężniku oraz przy gzymsie zaobserwowano wegetację roślin. Lokalnie widoczne jest również nagromadzenie zanieczyszczeń.



**Fot. 27** Widok na chodnik prawy. Widoczne ubytki betonu płyt chodnikowych i odsłonięte zbrojenie oraz spękania, nierówności i zastoiska wody na nawierzchni bitumicznej.



**Fot. 28** Widok na chodnik prawy. Widoczne przemieszczenia płyt chodnikowych względem siebie.



Fot. 29 Widok na chodnik lewy. Widoczne nierówności, spękania, ubytki nawierzchni bitumicznej chodnika oraz miejscową vegetację roślin przy krawężniku i gzymsie.

### 5.3.7 Balustrady, bariery energochłonne i osłony przeciwporażeniowe

Na obiekcie występują balustrady betonowo – stalowe. Balustrady składają się ze słupków betonowych o przekroju 0,16x0,16 m, pochwyty z rurki stalowej o średnicy 6 cm i przeciągów o średnicy 3 cm. Do balustrad od wewnątrz zamontowano zabezpieczenie w postaci blach trapezowych. Nad trakcją kolejową zamontowane są osłony przeciwporażeniowe. Chodnik lewy od jezdni oddzielono przy pomocy bariery energochłonnej.

Stan techniczny balustrad oceniono jako **niedostateczny (2)** z uwagi na zaawansowaną korozję betonu i stali, której następstwem są znaczne ubytki materiału oraz deformacje elementów z których zostały wykonane balustrady. Wykonane zabezpieczenie z blachy trapezowej nie spełnia wymagań ustawy [2] odnośnie wysokości. Wysokość zabezpieczenia nad linią kolejową powinna wynosić 1,3 m, tymczasem zmierzona wysokość zabezpieczenia wynosi 1,25 m. Ponadto blacha trapezowa nad stalowo-betonową balustradą nie jest w żaden sposób usztywniona, chwieje się pod lekkim naciskiem. Tym samym, powyżej wysokości 1,1 m (wysokość balustrady stalowo-betonowej) nie stanowi odpowiedniego zabezpieczenia dla ruchu pieszego.

Ponadto na powierzchni zabezpieczenia z blachy trapezowej widoczne są zanieczyszczenia w postaci graffiti.

Stan techniczny bariery energochłonnej na chodniku lewym oceniono jako **zadowalający (4)**. Na długości bariery zaobserwowano nieliczne deformacje.

Stan techniczny osłon przeciwporażeniowych oceniono jako **odpowiedni (5)**. Na osłonach przeciwporażeniowych nie zaobserwowano nieprawidłowości.





**Fot. 30** Widok na blachy i osłony przeciwporażeńowe zamontowane po lewej stronie wiaduktu.



**Fot. 31** Widok na balustradę po prawej stronie obiektu nad przesłem skrajnym od strony Sosnowca. Widoczna zaawansowana korozja oraz znaczne ubytki betonu, a także zaawansowana korozja elementów stalowych balustrady.



**Fot. 32** Widok na barierę energochłonną na chodniku lewym. Widoczny zadowalający stan elementu.



### 5.3.8 Umocnienia skarp i stożków

Stan techniczny skarp oceniono jako **niepokojący (3)**. Ze względu na brak prawidłowego zabezpieczenia przed penetracją wody w obrębie stożków i skarp przy poprzecznicy skrajnej przeszła skrajnego nastąpiło wypłukanie gruntu. Na umocnieniu skarp pod przesłem uszkodzeń nie zaobserwowano.



Fot. 33 Widok na skarpe pod poprzecznica skrajna przeszła skrajnego od strony Myslowic. Widoczne ubytki gruntu pod poprzecznica.



Fot. 34 Widok na umocnienie skarpy pod przeslem skrajnym od strony Myslowic.



Fot. 35 Widok na umocnienie skarpy pod przeslem skrajnym od strony Sosnowca.

### 5.3.9 Uszynienie i elementy zamocowania trakcji kolejowej do konstrukcji

W związku z tym, że przeszkodę stanowi 10 torów zelektryfikowanych do obiekt wyposażony jest w elementy mocowania trakcji kolejowej oraz uszynienie zamontowane do belek skrajnych przęseł przedskrajnych i przęśla środkowego.

Stan techniczny uszynienia oraz elementów zamocowania trakcji kolejowej oceniono jako **niedostateczny (2)**. Na wszystkich elementach stalowych widoczna jest korozja powierzchniowa, na kształtownikach stalowych zamocowania trakcji miejscowo występuje również korozja wżerowa.



Fot. 36 Widok na uszynienie i elementy zamocowania trakcji kolejowej zamontowane na belce skrajnej przęśla środkowego.



Fot. 37 Widok na element zamocowania trakcji kolejowej – widoczna zaawansowana korozja kształownika i ubytek stali.

### 5.4 Przestrzeń podmostowa

Obiekt usytuowany jest nad torami PKP linii kolejowej nr 62 Tunel – Sosnowiec Główny oraz linii kolejowej nr 171 Dąbrowa Górnicza – Panewniki. Przeszkodę stanowi 10 torów, zelektryfikowanych. Pod przęslami przedskrajnymi występują po trzy torowiska, natomiast w przęśle środkowym występują cztery



torowiska. Do spodu konstrukcji w przęsłach przedskrajnych i środkowym mocowane są elementy traktacji kolejowej przebiegającej pod obiektem.

Stan techniczny przestrzeni podmostowej oceniono jako **niepokojący (3)**. Pod przęsłem przedskrajnym od strony Mysłowic widoczne jest miejscowe zaśmiecenie. Widoczne są również przemieszczenia płyt betonowych w obydwóch przęsłach przedskrajnych.



Fot. 38 Widok na przestrzeń podmostową przy podporze w osi D. Widoczne przemieszczenie żelbetowych płyt i miejscowe zaśmiecenie



Fot. 39 Widok na teren pod przęsłem przedskrajnym.

## 5.5 Urządzenia obce

Obiekt posiada jedną rurę ochronną instalacji przebiegającej wzdłuż wschodniego gzymsu obiektu. Nie wyklucza się istnienia innych sieci przebiegającej w warstwach nawierzchni chodnika lub zakopanych w rejonie wiaduktu.

Zaobserwowano miejscowy brak osłony urządzenia obcego przy prześle skrajnym od strony Mysłowic.



Fot. 40 Widok na osłonę urządzenia obcego przy gzymsie lewym. Widoczny miejscowy brak rury osłonowej.

## 5.6 Podsumowanie stanu technicznego obiektu

Ogólnie obiekt znajduje się w **niedostatecznym (2)** stanie technicznym, co oznacza, że wykazuje uszkodzenia obniżające przydatność użytkową, ale możliwe do naprawy. Na tak niską ocenę przede wszystkim ma wpływ stan konstrukcji nośnej przęseł. Na powierzchni przęseł widoczne są liczne uszkodzenia w postaci przebarwień betonu, wykwitów, wyługowań i wysoleń, które są następstwem niesprawnie działającej izolacji płyty pomostu oraz nieprawidłowego odwodnienia obiektu i w dalszej kolejności ciągłych przecieków przez konstrukcję pomostu. Na skutek korozji betonu spowodowanej silnym przemoczeniem płyty na konstrukcji występuje wiele ubytków betonu z odsłoniętym skorodowanym zbrojeniem nośnym. W największym stopniu uszkodzenia te występują na belkach skrajnych przęseł przedskrajnych i środkowego, na całej powierzchni wsporników podchodnikowych oraz na konstrukcji przegubów gerberowskich. Oprócz uszkodzeń spowodowanych przeciekami wody, na konstrukcji występują również ubytki betonu na polach płyty pomiędzy dźwigarami wewnętrznymi spowodowane za małą grubością otuliny zbrojenia. Odpadające ułamki betonu aktualnie nie stanowią zagrożenia dla ruchu kolejowego pod obiektem, ponieważ nad torami zostały zamontowane siatki zabezpieczające.

Jak już wcześniej wspomniano główną przyczyną tak znacznej degradacji konstrukcji nośnej przęseł są przecieki, spowodowane niesprawnie działającą izolacją pomostu, nieprawidłowym systemem odwodnienia oraz nieszczelnym rozwiązaniem dylatacji na przegubach gerberowskich. Stan techniczny tych elementów oceniono jako **przedawaryjny (1)**.

Stan techniczny podpór oceniono jako **niepokojący (3)** z uwagi na występujące zarysowania zlokalizowane głównie w górnej części podpór, pod łożyskami belek skrajnych. Ponadto zaobserwowano również mniej znaczące uszkodzenia takie jak: lokalnie widoczne są odspojenia warstwy antykorozyjnej betonu, ubytki zewnętrznej warstwy naprawczej z PCC oraz rdzawe zacieki. W takim samym stanie technicznym są łożyska, na których widoczna jest korozja powierzchniowa.

W złym stanie technicznym są również balustrady betonowo-stalowe, a także uszynienie i elementy zamocowania trakcji kolejowej do obiektu, który oceniono jako **niedostateczny (2)**. Betonowe słupki oraz stalowe przeciągi są silnie skorodowane, widoczne są znaczne ubytki materiału. Zamontowane od strony wewnętrznej balustrad wypełnienie z blachy trapezowej nie stanowi odpowiedniego zabezpieczenia dla ruchu pieszego i nie jest zgodne z obowiązującymi przepisami. Na całej powierzchni elementów uszynienia i zamocowania trakcji kolejowej widoczna jest korozja powierzchniowa, miejscami wżerowa. Występowanie tego typu uszkodzeń poddaje w wątpliwość sprawne działanie zamontowanej instalacji.

Pozostałe elementy wyposażenia takie jak nawierzchnia jezdni, nawierzchnia torowiska, chodniki, łożyska są w **niepokojącym (3)** stanie technicznym. Na bitumicznej nawierzchni jezdni oraz chodników widoczne są liczne nierówności. Ponadto zaobserwowano miejscowe spękania i ubytki. Na chodniku po stronie prawej na płytach żelbetowych stwierdzono ubytki betonu i odsłonięte, skorodowane zbrojenie, ponadto niektóre płyty przemieściły się względem siebie, co doprowadziło do powstania nierówności na chodniku. Na torowisku widoczna jest wegetacja roślinności. Miejscowo stwierdzono brak wkrętów mocujących podkładkę szyny tramwajowej do podkładu drewnianego.

Stan techniczny bariery energochłonnej na chodniku lewym oceniono jako **zadowalający (4)**. Na długości bariery zaobserwowano nieliczne deformacje. Stan techniczny osłon przeciwporażeń oceniono jako **odpowiedni (5)**. Na osłonach przeciwporażeń nie zaobserwowano nieprawidłowości.

Na obiekcie występują również nieprawidłowości w postaci graffiti na podporach obiektu i wypełnieniu balustrad z blachy trapezowej pogarszające jedynie estetykę.



## 6 OBLICZENIE NOŚNOŚCI W AKTUALNYM STANIE TECHNICZNYM

Obliczenia mają na celu sprawdzenie, jakiej klasie obciążenia normowego wg PN-85/S-10030 [7] odpowiada nośność obiektu mostowego. Ponadto, wzorując się na zalecanej przez GDDKiA instrukcji do obliczania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych [6], starano się ocenić nośność obiektu w odniesieniu do rzeczywistych pojazdów, korzystających z sieci dróg publicznych.

Określenie nośności wiaduktu wykonano poprzez porównanie miarodajnych sił wewnętrznych w dźwigarach głównych od obciążeń ruchomych na które obiekt był zaprojektowany (Normatyw obciążeń z roku 1956) do obciążeń ruchomych wg normy PN-85/S-10030 [7] w celu określenia klasy obciążenia, oraz do obciążeń ruchomych wg instrukcji GDDKiA [6] w celu określenia nośności użytkowej wiaduktu.

Obliczenia statyczne przeprowadzono w programie komputerowym *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019*.

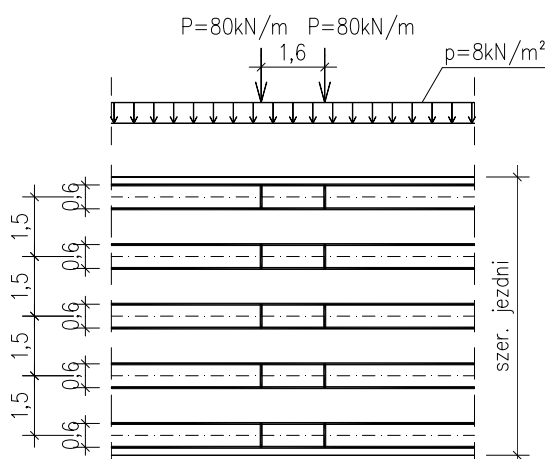
W modelu obliczeniowym (przestrzennym, prętowo-powłokowym) uwzględniono aktualny stan techniczny wiaduktu poprzez zmniejszenie sztywności skrajnych dźwigarów na całej ich długości, wykazujące one uszkodzenia w postaci znacznych ubytków betonu na spodzie belki z odsłoniętymi i skorodowanymi prętami zbrojeniowymi.

### 6.1 Zestawienie obciążeń ruchomych wg Normatywu obciążeń z roku 1956

Przyjęto I klasę obciążenia.

Zgodnie z książką [10] obciążenie wg Normatywu z 1956 r. dla I klasy składa się z poniższych obciążeń.

- Wzdłuż śladów kół umownych pojazdów, czyli na pasach szerokości 0,6 m o osiowym rozstawie poprzecznym co 1,5 m i wartości obciążenia  $p = 8 \text{ kN/m}^2$ , oraz dwóch obciążeń liniowo rozłożonych w kierunku poprzecznym na szerokości pasów o wartości obciążenia  $P = 80 \text{ kN/m}$ .



Rys. 6.1 Schemat obciążenia powierzchniowego wg Normatywu z 1956 r.

Na szerokości jezdni przedmiotowego wiaduktu równej 7 m mieści się 5 pasm obciążenia powierzchniowego, zgodnie z książką [10] przyjęto współczynnik redukcyjny  $r = 0,8$  dla wartości  $P$  i  $p$ . Ww. obciążenie ułożono w modelu obliczeniowym na każdym przęśle osobno,

a następnie w arkuszu kalkulacyjnym wykonano odpowiednie kombinacje w celu uzyskania ekstremalnej siły wewnętrznej.

- Umownym pojazdem samochodowym o całkowitej ciężarze 300 kN, o naciskach na osie:

1. pierwsza, przednia oś – 60 kN,
2. druga, tylna oś – 120 kN,
3. trzecia, tylna oś – 120 kN,

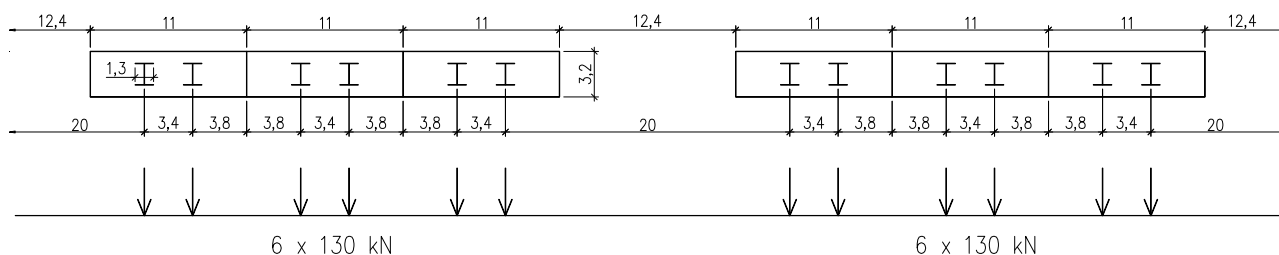
rozstaw osiowy podłużny tylnych osi wynosi 1,6 m, zaś odległość wewnętrzna tylnej osi od przedniej wynosi 6,0 m. Rozstaw poprzeczny osi kół wynosi 1,5 m.

Do obliczeń przyjęto współczynnik dynamiczny, którego wartość wynosi:

$$\varphi = 1 + 10 / (20 + 3L) = 1 + 10 / (20 + 3(22,4 + 23,3 + 22,4) / 3) = 1,234$$

Obciążenie pojazdem samochodowym zadano w programie komputerowym jako obciążenie ruchome którego trasa (oś podłużna) zbliżona jest maksymalnie do prawego krawężnika, gdyż w wyniku przeprowadzonych obliczeń statycznych najbardziej obciążonym dźwigarem jest dźwigar 2 licząc od prawej strony.

- Tramwajem, każdy tandem składa się z dwóch osi po 65 kN, razem 130 kN. Poniżej na rysunku przedstawiono schemat obciążenia tramwajem.



**Rys. 6.2 Schemat obciążenia tramwajem wg Normatywu z 1956 r.**

Obciążenie tramwajem zadano w programie komputerowym jako obciążenie ruchome, z uwagi na rozpiętości przęseł przeanalizowano przejazd jednego, dwóch i trzech członów 11 metrowych.

Do obliczeń przyjęto współczynnik dynamiczny analogicznie jak dla pojazdu samochodowego, jego wartość wynosi  $\varphi = 1,234$ .

## 6.2 Zestawienie obciążeń ruchomych wg PN-85/S-10030 [7]

- Obciążenie ruchome K w postaci sił skupionych

W wyniku przeprowadzonych obliczeń stwierdzono, że obiekt przenosi obciążenie normowe klasy D wg , w dalszej części opracowania wyniki sił wewnętrznych oraz obliczone naprężenia odpowiadają obciążeniu o wartościach wg klasy D.

Obciążenie K, klasa D 8 sił skupionych po 40 kN każda

rozstaw poprzeczny sił: 2,70 m

rozstaw podłużny sił: 3 x 1,20 m

Obciążenie ruchome K zadano w programie komputerowym jako obciążenie ruchome którego trasa (oś podłużna) w przekroju poprzecznym odsunięta jest o 2 m od linii krawężnika prawego (po przeciwległej stronie względem toru tramwajowego), gdyż w wyniku przeprowadzonych obliczeń statycznych najbardziej obciążonym dźwigarem jest dźwigar 2 licząc od prawej strony. Do obliczeń przyjęto współczynnik dynamiczny, którego wartość wynosi:

$$\varphi = 1,35 - 0,005L = 1,35 - 0,005 \cdot (22,4 + 23,3 + 22,4) / 3 = 1,237$$

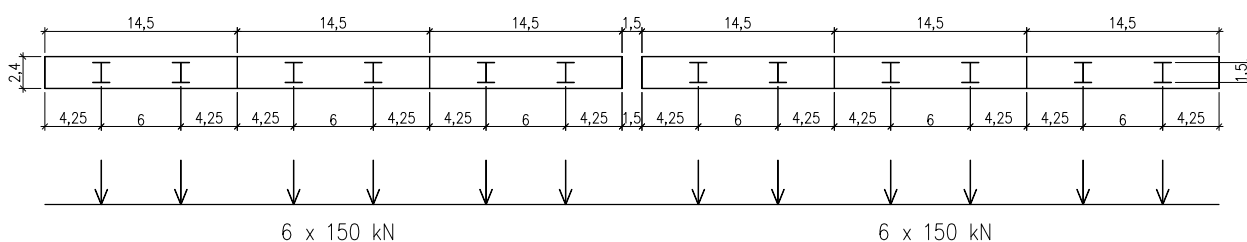
- Obciążenie zmienne równomiernie rozłożone q

Obciążenie q, klasa D  $q = 1,6 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie ułożono w modelu obliczeniowym na każdym przęśle osobno, a następnie w arkuszu kalkulacyjnym wykonano odpowiednie kombinacje w celu uzyskania ekstremalnej siły wewnętrznej.

- Obciążenie taborem tramwajowym

Każdy tandem składa się z dwóch osi po 75 kN, razem 150 kN. Poniżej na rysunku przedstawiono schemat obciążenia tramwajem.



**Rys. 6.3 Schemat obciążenia taborem tramwajowym wg PN-85/S-10030**

Obciążenie tramwajem zadano w programie komputerowym jako obciążenie ruchome, z uwagi na rozpiętości przęseł przeanalizowano przejazd jednego, dwóch i trzech członów 14,5 metrowych.

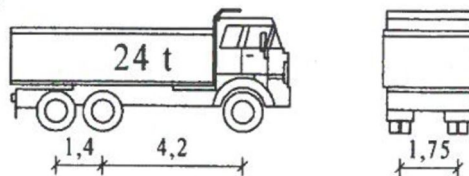
Do obliczeń przyjęto współczynnik dynamiczny analogicznie jak dla obciążenia K, jego wartość wynosi  $\varphi = 1,237$ .

Przy obliczaniu sił wewnętrznych od ww. obciążeń ruchomych nie uwzględniono współczynników obciążenia  $\gamma_f$ , gdyż Normatyw obciążenia z roku 1956 do którego porównuje się miarodajne siły wewnętrzne nie przewidywał współczynników bezpieczeństwa po stronie obciążeń, a jedynie jeden globalny po stronie wytrzymałości materiału.

### 6.3 Zestawienie obciążeń ruchomych użytkowych wg Instrukcji GDDKiA [6]

W celu określenia nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych zadano w modelu obliczeniowym zastępcze obciążenia użytkowe samochodami modelowymi kategorii obciążenia 1/S42 (42 t), 2/S32 (32 t), 3/S24 (24 t), 4/S16 (16 t) i 5/S8 (10 t) wraz z odpowiadającymi im obciążeniami liniowymi o wartości odpowiednio 5, 4, 4, 3, 2 kN/m. W wyniku przeprowadzonych obliczeń stwierdzono że obiekt przenosi obciążenie kategorii 3/S24 (24 t). Poniżej w opracowaniu zestawiono wyniki dla obciążenia kategorii 3/S24.

### Kategoria 3/S24



Rys. 6.4 Samochód kategorii 3/S24 (24 t)

Nacisk osi samochodu kategorii 3/S24 (240 kN):

1. pierwsza, przednia oś – 80 kN,
2. druga, tylna oś – 80 kN,
3. trzecia, tylna oś – 80 kN,

Obciążenie samochodami kategorii 3/S42 zadano w programie komputerowych jako obciążenie ruchome, przy czym z uwagi na rozpiętości teoretyczne przęseł oraz z uwagi na szerokość jezdni (7 m z dwoma pasami ruchu), wykonano przejazdy jednym, dwoma (jeden za drugim) i trzema (jeden za drugim) samochodami, w środku pasa ruchu w kierunku na Sosnowiec i na Mysłowice, i w ten sposób odczytano ekstremalne wartości miarodajnej siły wewnętrznej. Do obliczeń przyjęto współczynnik dynamiczny analogicznie jak dla obciążenia K wg PN-85/S-10030, jego wartość wynosi  $\varphi = 1,237$ .

Obciążenie liniowe o wartości 4 kN/m podzielono na szerokość jezdni równą 7 m, to jest 0,6 kN/m<sup>2</sup>, i ułożono w modelu obliczeniowym na każdym przęśle osobno, a następnie w arkuszu kalkulacyjnym wykonano odpowiednie kombinacje w celu uzyskania ekstremalnej siły wewnętrznej.

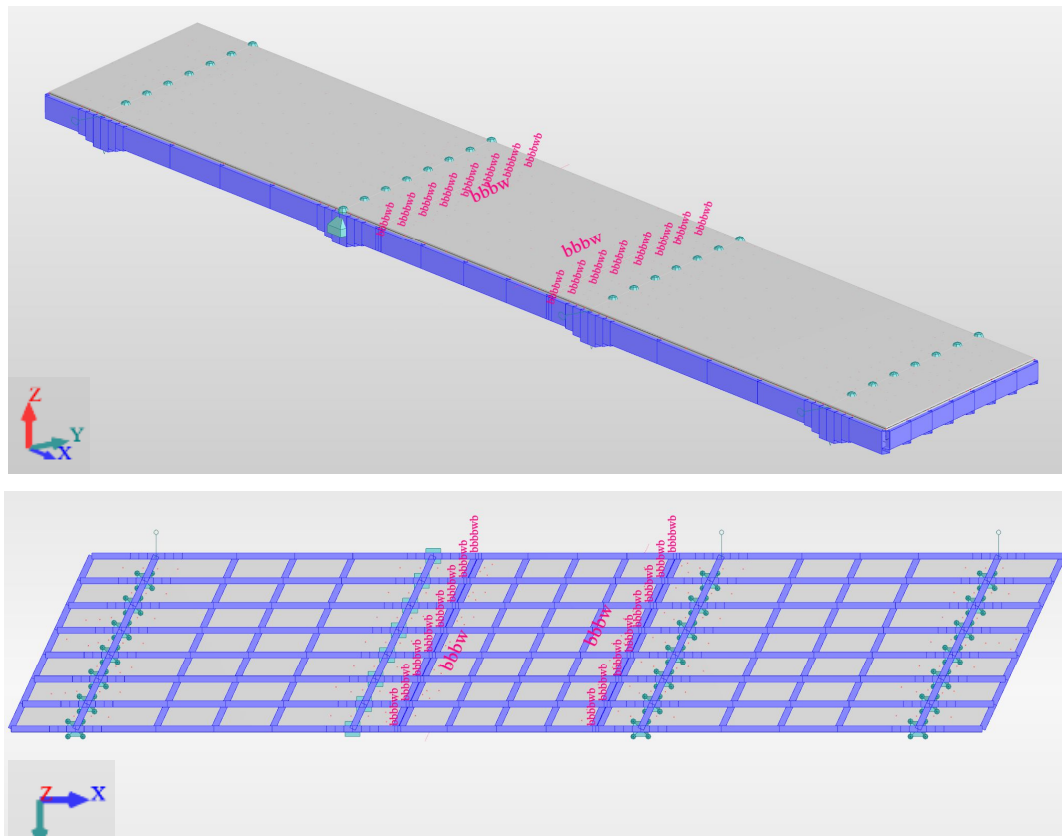
## 6.4 Model obliczeniowy

W programie komputerowym *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019* zamodelowano konstrukcję nośną wiaduktu jako model prętowo – powłokowy. Elementami prętowymi zamodelowano dźwigary główne i poprzecznice, elementem powłokowym zamodelowano płytę pomostu. Elementom prętowym zadano cechę offset względem powłoki ułożonej w poziomie 0. Przekrojom zadano odpowiednie cechy materiałowe odpowiadające betonowi B25 (C20/25). Z uwagi na przeguby gerberowskie w przęśle środkowym wprowadzono odpowiednie zwolnienie momentu zginającego w elementach prętowych oraz w elemencie powłokowym. W modelu przyjęto kąt skosu 65°. W miejscach występowania łożysk zamodelowano odpowiednie podpory.

W modelu obliczeniowym aktualny stan techniczny wiaduktu uwzględniono poprzez zmniejszenie sztywności skrajnych dźwigarów na całej ich długości poprzez zmniejszenie ich wysokości z 1250 mm do 800 mm w przekrojach przęsłowych, zaś w podporowych z 1820 mm do 1370 mm – zmniejszono wysokość o 450 mm. Sztywność przekroju dźwigara skrajnego stanowi około 30% sztywności dźwigara wewnętrznego. Mniejsza sztywność dźwigarów skrajnych spowodowała zwiększenie wartości sił wewnętrznych w pozostałych dźwigarach wewnętrznych, w przypadku dźwigara drugiego (pod jezdnią – dźwigar miarodajny z uwagi na określenie nośności) moment zginający przęsłowy w przęśle 1 stanowi 130% wartości momentu obliczonego w modelu bez uwzględnienia zmniejszenia sztywności.

Poniżej na rysunku przedstawiono zamodelowaną konstrukcję nośną wiaduktu.



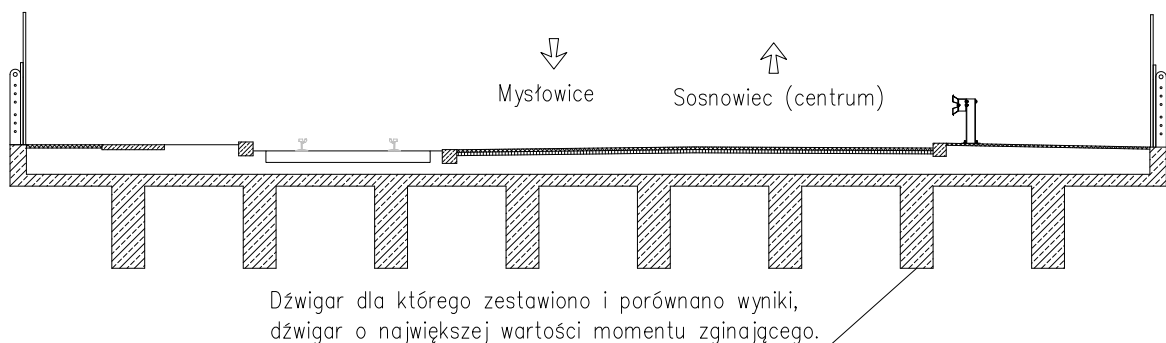


Rys. 6.5 Model obliczeniowy, widok ogólny 3D oraz widok na spód konstrukcji 2D

## 6.5 Obliczenie sił wewnętrznych i określenie nośności obiektu

Określenie nośności obiektu wykonano metodą porównawczą poprzez porównanie miarodajnej siły wewnętrznej od obciążeń ruchomych na które obiekt był zaprojektowany (Normatyw obciążeń z roku 1956) do obciążeń ruchomych wg normy PN-85/S-10030 [7] w celu określenia klasy obciążenia, oraz do obciążeń ruchomych wg instrukcji GDDKiA [6] w celu określenia nośności użytkowej wiaduktu.

Jako miarodajną siłę wewnętrzną do określenia nośności przyjęto moment zginający w dźwigarach głównych. Obliczono momenty zginające przęsłowe i podporowe w każdym przęśle i nad każdą podporą, w każdym dźwigarze głównym. Największe wartości momentów występują w dźwigarze drugim w strefie pod jezdnią. Poniżej w opracowaniu zestawiono i porównano momenty w ww. dźwigarze i na tej podstawie określono nośność wiaduktu.



Rys. 6.6 Przekrój poprzeczny ze wskazaniem dźwigara dla którego zestawiono i porównano wyniki

Określenie nośności wykonano z warunku:

- $M$  (Normatyw z 1956 r.)  $\geq$   $M$  (PN-85/S-10030)

gdzie:

$M$  (Normatyw z 1956 r.) – moment zginający od obciążeń ruchomych klasy I: powierzchniowego w postaci pasm  $p$  i  $P$ , umownym pojazdem samochodowym, tramwajem,

obciążenie pojazdem samochodowym i tramwajem z uwzględnieniem współczynnika dynamicznego  $\varphi = 1,234$ ;

$M$  (PN-85/S-10030) – moment zginający od obciążeń ruchomych: taborem samochodowym  $K$  i  $q$  klasy D, taborem tramwajowym,

obciążenia z uwzględnieniem współczynnika dynamicznego  $\varphi = 1,237$ ,

moment zginający od obciążenia powierzchniowego na szerokości jezdni z uwagi na podniesienie niwelety jezdni w porównaniu do stanu projektowanego, w wyniku przeprowadzonych pomiarów wysokościowych (niwelacji) w terenie stwierdzono że niweleta jezdni jest wyżej o około 0,20 m – przyjęto obciążenie rozłożone o wartości  $0,20 \text{ m} * 23 \text{ kN/m}^3 = 4,6 \text{ kN/m}^2$ ,

w celu w celu określenia klasy obciążenia wg PN-85/S-10030.

- $M$  (Normatyw z 1956 r.)  $\geq$   $M$  (Instrukcja [6] GDDKiA +  
obc. taborem tramwajowym wg PN-85/S-10030)

gdzie:

$M$  (Instrukcja [6] GDDKiA

obc. taborem tramwajowym wg PN-85/S-10030) –

moment zginający od obciążeń użytkowych samochodem modelowym kategorii obciążenia 3/S24 wraz z obciążeniem liniowymi o wartości 4 kN/m,

obciążenie taborem tramwajowym wg PN-85/S-10030,

obciążenia z uwzględnieniem współczynnika dynamicznego  $\varphi = 1,237$ ,

moment zginający od obciążenia powierzchniowego na szerokości jezdni z uwagi na podniesienie niwelety jezdni w porównaniu do stanu projektowanego o wartości  $4,6 \text{ kN/m}^2$ ,

w celu określenia nośności użytkowej wiaduktu.

Poniżej w tabelach zestawiono wyniki.

**Tab. 1 Zestawienie wyników i sprawdzenie warunku w celu określenia klasy obciążenia wg PN-85/S-10030**

		M (Normatyw 1956 r.)	WARUNEK	M (PN-85/S-10030) klasa obc. D	SPRAWDZENIE % M (PN-85/S-10030) / M (Normatyw 1956 r.)
Momenty zginające [kNm] Dźwigar drugi (w strefie pod jezdnią)	Podpora A	-641	>	-527	82%
	Przęsło 1	959	>	881	92%
	Podpora B	-880	>	-870	99%
	Przęsło 2	786	>	733	93%
	Podpora C	-887	>	-804	91%
	Przęsło 3	925	>	855	92%
	Podpora D	-658	>	-549	83%

Aktualna nośność wiaduktu odpowiada klasie D wg normy PN-85/S-10030.

Tab. 2 Zestawienie wyników i sprawdzenie warunku w celu określenia nośności użytkowej wiaduktu  
wg Instrukcji [6] GDDKiA

		M (Normatyw 1956 r.)	WARUNEK	M (Instrukcja GDDKiA kat. obc. 3/S24 + obc tram. wg PN-85/S-10030)	SPRAWDZENIE % M (Instrukcja GDDKiA kat. obc. 3/S24 + obc tram. wg PN-85/S-10030) / M (Normatyw 1956 r.)
Momenty zginające [kNm] Dźwigar drugi (w strefie pod jezdnią)	Podpora A	-641	>	-556	87%
	Przęsło 1	959	>	814	85%
	Podpora B	-880	>	-869	99%
	Przęsło 2	786	>	677	86%
	Podpora C	-887	>	-846	95%
	Przęsło 3	925	>	804	87%
	Podpora D	-658	>	-505	77%

Bezpieczne jest przenoszone obciążenie użytkowe kategorii 3/S24 wg Instrukcji [6] GDDKiA z uwzględnieniem współczynnika dynamicznego  $\phi = 1,237$ .



## 6.6 Wnioski z obliczenia nośności

Nośność wiaduktu określono metodą porównawczą poprzez porównanie momentów zginających w dźwigarach głównych w miarodajnych przekrojach (podporowych i przęsłowych) od obciążeń ruchomych wg Normatywu obciążeń z roku 1956 (na które to obciążenia wiadukt został zaprojektowany) do momentów zginających od obciążeń ruchomych wg normy PN-85/S-10030 [7] w celu określenia klasy obciążenia oraz do momentów zginających od obciążenia użytkowego wg Instrukcji [6] GDDKiA w celu określenia kategorii obciążenia użytkowego.

Nośność obliczono z uwzględnieniem aktualnego stanu technicznego konstrukcji wiaduktu. W modelu obliczeniowym zmniejszono sztywność skrajnych dźwigarów na całej ich długości w celu uwzględnienia ich uszkodzeń w postaci ubytków betonu na ich spodach. W modelu obliczeniowym sztywność dźwigara skrajnego stanowi 30% sztywności dźwigara wewnętrznego. Wartość momentu zginającego w drugim dźwigarze (w strefie pod jezdnią) stanowi 130% wartości momentu odczytanego bez uwzględnienia zmniejszenia sztywności.

Aktualna nośność obiektu odpowiada klasie D wg normy PN-85/S-10030. Ponadto bezpiecznie jest przenoszone obciążenie użytkowe kategorii 3/S24 wg Instrukcji [6] GDDKiA z uwzględnieniem współczynnika dynamicznego  $\varphi = 1,237$  przyjętego wg normy [7] zezwalającej na przejazdy po obiekcie pojazdów o masie całkowitej nie przekraczającej 24 t. W związku z powyższym stwierdza się potrzebę utrzymania aktualnego ograniczenia nośności wiaduktu znakiem B-18 (24 t) – zakaz wjazdu pojazdów o rzeczywistej masie całkowitej ponad 24 t.

## 7 ANALIZA STANU TECHNICZNEGO I NOŚNOŚCI OBIEKTU

Wiadukt drogowy usytuowany w km 6+007 drogi powiatowej nr 7605S – w ciągu ul. Wojska Polskiego - w Sosnowcu, nad torami PKP linii kolejowej nr 62 i 171, stosując skalę i kryteria opisane w rozporządzeniu [2] i instrukcji [6], znajduje się ogólnie w niedostatecznym stanie technicznym, czyli wykazuje uszkodzenia obniżające przydatność użytkową.

Na tak niską ocenę obiektu przede wszystkim ma wpływ stan techniczny konstrukcji nośnej przęseł, na której widoczne są liczne uszkodzenia, będące następstwem niesprawnej izolacji i nieprawidłowego odwodnienia obiektu. Ciągłe przecieki wody przez konstrukcję pomostu powodują znaczną degradację ustroju nośnego i nie usunięcie tych nieprawidłowości w dalszej perspektywie czasowej może zagrozić bezpiecznemu użytkowaniu obiektu. W szczególności kwestia ta dotyczy konstrukcji przegubów gerberowskich, która jest wyjątkowo narażona na szkodliwą penetrację wody. Dalsza eskalacja uszkodzeń przegubów powoduje możliwość wystąpienia awarii konstrukcji. W bardzo złym stanie są również belki skrajne i wsporniki podchodnikowe.

Na podstawie wykonanej w niniejszym opracowaniu analizy obliczeniowej, uwzględniającej stan techniczny konstrukcji nośnej przęseł oraz wyniki przeprowadzonych badań materiałowych, określono nośność obiektu odpowiadającą klasie D wg normy PN-85/S10030 [7]. Ponadto konstrukcja nośna przenosi obciążenie użytkowe kategorii 3/S24 wg instrukcji GDDKiA [6], dopuszczające do ruchu po obiekcie pojazdu, którego masa rzeczywista nie przekracza 24 t.

Oprócz konstrukcji nośnej przęseł w niedostatecznym stanie technicznym są również balustrady, uszynienie i elementy zamocowania trakcji kolejowej do obiektu. Na całej powierzchni stalowych elementów uszynienia i zamocowania trakcji kolejowej widoczna jest korozja powierzchniowa, miejscami wżerowa. Występowanie tego typu uszkodzeń poddaje w wątpliwość sprawne działanie zamontowanej instalacji. Betonowe słupki oraz stalowe przeciągi balustrady są silnie skorodowane. Zamontowane od strony wewnętrznej balustrad wypełnienie w postaci blachy trapezowej, powyżej wysokości górnego przeciągu balustrady chwieje się. Ponadto zgodnie z rozporządzeniem [3] zastosowane wypełnienie powinno być zwieńczone poręczą o średnicy nie mniejszej niż 3,5 cm i jego wysokość powinna wynosić nie mniej niż 1,3 m ( w rzeczywistości ma 1,25 m). Opisane wyżej nieprawidłowości zastosowanego wypełnienia balustrady nie stanowią dostatecznego zabezpieczenia ruchu publicznego na obiekcie.

Pozostałe uszkodzenia występujące na obiekcie nie powodują obniżenia nośności i nie zagrażają bezpieczeństwu użytkowania obiektu, jednak wymagają podjęcia prac remontowych. Należą do nich miejscowe zarysowania podpór, korozja powierzchniowa łożysk, uszkodzenia nawierzchni jezdni, torowiska oraz chodników. Ich stan techniczny oceniono jako niepokojący.

### **7.1 Ocena stanu technicznego oraz bezpieczeństwa użytkowania obiektu w świetle wymogów Prawa Budowlanego**

Ocenia się, że obiekt aktualnie nie jest w należytym stanie technicznym i estetycznym o którym mowa w Art. 5 ust. 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r.- Prawo budowlane (Dz.U. 1994.89.414 z późn. zm.) [1] z uwagi na liczne uszkodzenia występujące na konstrukcji nośnej przęseł, do czego w dużej mierze przyczyniły się zaniedbania ze strony zarządcy obiektu. Na podstawie dokładnej analizy obliczeniowej uwzględniającej stan techniczny ustroju nośnego wykonanej w niniejszym opracowaniu wykazano, że wiadukt aktualnie spełnia wymagania o których mowa w Art. 5 ust. 1 ww. ustawy odnośnie nośności i stateczności konstrukcji. Należy mieć jednak na uwadze, że dalszy brak podejmowania jakichkolwiek działań remontowych, mających na celu wyeliminowanie głównych nieprawidłowości obiektu, jakimi są ciągłe przecieki przez pomost, może doprowadzić do awarii konstrukcji.

Nieodpowiednie wypełnienie balustrady z blachy trapezowej powoduje, że wiadukt nie spełnia w pełni wymogów bezpieczeństwa użytkowania, określonych w Art. 5 ust. 1 pkt 1 litera d) ustawy Prawo budowlane [3] w odniesieniu do wymagań określonych w załączniku I ust. 4 do rozporządzenia Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) Nr 305/2011 z dnia 9 marca 2011 r.

## **8 AKTUALNE WARUNKI EKSPLOATACJI OBIEKTU**

Na podstawie wykonanej w niniejszym opracowaniu analizy obliczeniowej stwierdzono, że nośność obiektu odpowiada klasie D wg normy PN-85/S10030 [7]. Ponadto konstrukcja nośna przenosi obciążenie użytkowe kategorii 3/S24 wg instrukcji GDDKiA [6], dopuszczające do ruchu po obiekcie pojazdy, których masa rzeczywista nie przekracza 24 t. Takie ograniczenie zostało wprowadzone wcześniej na podstawie wyników ekspertyzy z 2009 r [16]. Przed obiektem ustawione są znaki B-18 z ograniczeniem do 24 t, a więc nie zachodzi potrzeba dodatkowego oznakowania obiektu.

Biorąc pod uwagę wyniki badań materiałowych i analizy obliczeniowej oraz aktualny stan techniczny konstrukcji nośnej ocenia się, że obiekt może być użytkowany z określonymi ograniczeniami eksploatacyjnymi warunkowo przez okres 3 lat, do końca 2021 r. W tym czasie obiekt powinien być poddany zaostrożonej procedurze diagnostycznej, polegającej na wykonywaniu przeglądów stanu technicznego raz na kwartał przez specjalistę, - osobę z odpowiednimi uprawnieniami budowlanymi. Podczas tych przeglądów należy szczególnie zwracać uwagę na uszkodzenia występujące w rejonie przegubów gerberowskich, belek skrajnych i wsporników podchodnikowych. W przypadku niepodjęcia w przeciągu najbliższych 3 lat odpowiednich działań modernizacyjnych, opisanych w dalszej części opracowania, należy wykonać na nowo analizę techniczną warunków eksploatacji obiektu najpóźniej do grudnia 2021 r.

Niezależnie na obiekcie w ramach prac bieżącego utrzymania należy wymienić istniejące wypełnienie balustrady z blachy trapezowej na takie, które spełnia wymagania w świetle obowiązujących przepisów. Działania te należy podjąć niezwłocznie z uwagi na bezpieczeństwo ruchu publicznego na obiekcie.

## **9 MOŻLIWOŚCI WZMOCNIENIA, PRZEBUDOWY OBIEKTU Z POZOSTAWIENIEM ISTNIEJĄCEJ KONSTRUKCJI**

W celu dostosowania przedmiotowego obiektu do ruchu pojazdów bez ograniczenia nośności należy w pierwszej kolejności zlikwidować główne nieprawidłowości występujące na obiekcie tj. przecieki przez dylatację w przegubach gerberowskich oraz przecieki przez konstrukcję płyty pomostu w szczególności, wsporników podchodnikowych. Są one przyczyną poważnych uszkodzeń konstrukcji przegubów gerberowskich, belek skrajnych oraz wsporników podchodnikowych. Aby wyeliminować problem przecieków oraz zwiększyć aktualną nośność obiektu, należy wzmocnić płytę pomostu, dźwigary główne i zlikwidować newralgiczne elementy konstrukcji jakimi są przeguby gerberowskie.

W związku z powyższym ewentualna przebudowa musiałaby polegać na wykonaniu nadpłyty, co wiąże się ze zwiększeniem ciężaru własnego konstrukcji wiaduktu. Aby ustrój nośny mógł przenieść dodatkowy ciężar własny oraz większe obciążenia eksploatacyjne, odpowiadające wymaganiom w dzisiejszych czasach, należy wzmocnić dźwigary główne poprzez ich obetonowanie z montażem dodatkowego zbrojenia. Wykonanie takiego wzmocnienia koliduje z i tak już zaniżoną skrajnią budowli dla ruchu kolejowego pod obiektem. Ocenia się, że wykonanie takiego wzmocnienia byłoby skomplikowane i kosztowne. Ponadto wykonanie przebudowy ustroju nośnego przeszłoby wiązałoby się również z koniecznością wzmocnienia istniejących podpór obiektu. Poszerzenie filara w osi B i C wiąże się ze znacznym zwiększeniem kosztów przebudowy oraz może kolidować ze skrajnią budowli pod przęsłem środkowym przy filarach w osiach B i C.

W związku z powyższym, zdaniem autora ekspertyzy przebudowa wiaduktu jest to ekonomicznie nieuzasadniona z uwagi na znaczny stopień skomplikowania wykonania zaproponowanych robót, kolizji ze skrajnią budowli pod obiektem oraz wysokie koszty. Jedynym rozsądnym rozwiązaniem jest rozbiórka istniejącego i budowa nowego obiektu. Koszty związane z tym przedsięwzięciem szacuje się na ok. 17 mln zł. Czas potrzebny na przygotowanie szczegółowej dokumentacji projektowej, uzyskanie stosownych uzgodnień ze strony administracji architektoniczno - budowlanej oraz wybór wykonawcy wynosi ok. 3 lata.



## 10 WNIOSKI KOŃCOWE

Aktualnie wiadukt drogowy usytuowany w km 6+007 drogi powiatowej nr 7605S – w ciągu ul. Wojska Polskiego - w Sosnowcu, nad torami PKP, stosując skalę i kryteria opisane w Rozporządzeniu z dnia 16 lutego 2005 r. w sprawie numeracji i ewidencji dróg publicznych, obiektów mostowych, tuneli, przepustów i promów oraz rejestru numerów nadanych drogom, obiektom mostowym i tunelom (Dz.U. 2005.67.582), znajduje się ogólnie w niedostatecznym stanie technicznym, czyli wykazuje uszkodzenia obniżające przydatność użytkową. Nośność obiektu odpowiada klasie D wg normy PN-85/S10030 Obiekty mostowe; Obciążenia. Ponadto obiekt przenosi obciążenie użytkowe kategorii 3/S24 wg instrukcji GDDKIA do określania nośności użytkowej, zezwalającej na przejazdy pojazdów o masie rzeczywistej nie przekraczającej 24 t.

Obiekt aktualnie nie jest w należytym stanie technicznym i estetycznym o którym mowa w Art. 5 ust. 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r.- Prawo budowlane (Dz.U. 1994.89.414 z późn. zm.) z uwagi na liczne uszkodzenia występujące na konstrukcji nośnej przęseł. Na podstawie dokładnej analizy obliczeniowej uwzględniającej stan techniczny ustroju nośnego wykazano, że wiadukt aktualnie spełnia wymagania o których mowa w Art. 5 ust. 1 ww. ustawy odnośnie nośności i stateczności konstrukcji. Należy mieć jednak na uwadze, że nie podejmowanie działań remontowych, mających na celu wyeliminowanie głównych nieprawidłowości obiektu, może doprowadzić do awarii konstrukcji. Ponadto zastosowane na obiekcie wypełnienie balustrad nie stanowi odpowiedniego zabezpieczenia ruchu pieszych.

Stopień zaawansowania uszkodzeń konstrukcji nośnej obiektu oraz niska skrajnia kolejowa pod obiektem uniemożliwiają wykonanie jego przebudowy poprzez wzmocnienie konstrukcji, gwarantujące odpowiednią trwałość. Dlatego też proponuje się rozbiórkę istniejącego i budowę nowego obiektu. Koszt tej inwestycji szacuje się na ok. 17 mln zł.

Na obiekcie w ramach prac bieżącego utrzymania należy wymienić istniejące wypełnienie balustrady z blachy trapezowej na takie, które spełnia wymagania w świetle obowiązujących przepisów. Działania te należy podjąć niezwłocznie z uwagi na bezpieczeństwo ruchu publicznego na obiekcie.

Biorąc pod uwagę wyniki badań materiałowych i analizy obliczeniowej oraz aktualny stan techniczny obiektu stwierdza się, że obiekt może być użytkowany warunkowo przy ograniczeniu nośności do 24 t przez okres 3 lat, do końca 2021 r. W tym czasie obiekt powinien być poddany zaostrej procedurze diagnostycznej, polegającej na wykonywaniu przeglądów stanu technicznego raz na kwartał. W razie stwierdzenia nieprawidłowości w znaczący sposób odbiegających od ustaleń niniejszego przeglądu lub w przypadku nierozpoczęcia w przeciągu najbliższych 3 lat, czyli do grudnia 2021 r., budowy nowego obiektu, należy wykonać kolejną analizę techniczną i określić warunki eksploatacji wiaduktu.

mgr inż. MARCIN CZECH  
uprawnienia budowlane  
w specjalności mostowej bez ograniczeń:  
- do projektowania nr: SLK/0614/POOM/04  
- do kierowania robotami budowlanymi  
nr: SLK/2105/OWOM/08



Katowice, listopad 2018 r.

mgr inż. Marcin CZECH  
upr. bud. w specjalności mostowej bez ograniczeń:  
- do projektowania nr: SLK/0614/POOM/04  
- do kierowania robotami budowlanymi nr: SLK/2105/OWOM/08

## 11 SPIS ZAŁĄCZNIKÓW

<b>Załącznik nr 1</b>	<b>Protokoły z badań sklerometrycznych młotkiem Schmidta</b>
<b>Załącznik nr 2</b>	<b>Badania chemiczne betonu</b>
<b>Załącznik nr 3</b>	<b>Obraz zbrojenia płyty pomostu otrzymany ze skanera Hilti</b>
<b>Załącznik nr 4</b>	<b>Rysunki inwentaryzacyjne</b>
Rys nr 1	Inwentaryzacja geometryczna
Rys nr 2	Inwentaryzacja uszkodzeń





*KARTA INFORMACYJNA ZAŁĄCZNIKA*

**Załącznik nr: 1**

**Nazwa: Protokoły z badań sklerometrycznych młotkiem Schmidta**

**Ilość stron: 7**

# DZIENNIK POMIARÓW SKLEROMETRYCZNYCH MŁOTKIEM SCHMIDT'A

Program Młotek Schmidt'a - wersja 2.51 Digi

Obiekt: **Wiadukt w ciągu ul. Wojska Polskiego w Sosnowcu**

Element: **Dźwigar skrajny**

Typ młotka: **N**

Wilgotność betonu: **Powietrzno-suchy**

Data: **14-11-2018** Liczba odbicia: **80**

Wiek betonu: **>1000 dni**

Seria	Kąt	Punkt							Odczyt średni	Odczyt średni sprow.	L1-L	(L1-L) <sup>2</sup>
		1	2	3	4	5	6	7				
1	90°	48	49	48	48	50	49	52	49,14	45,99	-2,72	7,39
2	0°	50	51	51	52	50	52	48	50,57	50,57	1,86	3,46
3	0°	49	52	50	50	50	48	48	49,57	49,57	0,86	0,74
$\Sigma =$									149,3	146,1	0,00	11,6

## Wskaźniki jakości betonu:

L = **48,71**  
L/S/ = **2,41**  
 $\mu$ L = **4,9 %**  
L' = **48,7**

R<sub>•</sub> = **52,4 MPa**  
R<sub>•</sub> min = **41,8 MPa**  
S/R/ = **6,4 MPa**  
 $\mu$ R = **12,3 %**  
K = **0,8**

R<sub>■</sub> = **60,2 MPa**  
R<sub>■</sub> min = **48,0 MPa**

## Ostatecznie:

R<sub>■</sub> = **36,1 MPa**  
R<sub>■</sub> min = **28,8 MPa**

KLASA BETONU  
**B25**

JEDNORODNOŚĆ BETONU WEDŁUG ITB  
**DOBRA**

Prowadzący pomiary: **mgr inż. Maciej Waliczek**

# DZIENNIK POMIARÓW SKLEROMETRYCZNYCH MŁOTKIEM SCHMIDT'A

Program Młotek Schmidt'a - wersja 2.51 Digi

Obiekt: **Wiadukt w ciągu ul. Wojska Polskiego w Sosnowcu**

Element: **Dźwigar wewnętrzny**

Typ młotka: **N**

Wilgotność betonu: **Powietrzno-suchy**

Data: **14-11-2018** Liczba odbicia: **80**

Wiek betonu: **>1000 dni**

Seria	Kąt	Punkt							Odczyt średni	Odczyt średni sprow.	L1-L	(L1-L) <sup>2</sup>
		1	2	3	4	5	6	7				
1	90°	52	50	50	51	50	50	50	50,43	47,39	-1,36	1,85
2	90°	54	54	50	52	54	50	54	52,57	49,71	0,96	0,93
3	0°	48	52	48	48	49	50	49	49,14	49,14	0,40	0,16
$\Sigma =$									152,1	146,2	0,00	2,9

### Wskaźniki jakości betonu:

L = <b>48,75</b>	R <sub>•</sub> = <b>52,3 MPa</b>	R <sub>■</sub> = <b>60,1 MPa</b>
L/S/ = <b>1,21</b>	R <sub>•</sub> min = <b>47,0 MPa</b>	R <sub>■</sub> min = <b>54,0 MPa</b>
μL = <b>2,5 %</b>	S/R/ = <b>3,2 MPa</b>	
L' = <b>48,7</b>	μR = <b>6,2 %</b>	
	K = <b>0,9</b>	

### Ostatecznie:

R<sub>■</sub> = **36,1 MPa**  
R<sub>■</sub> min = **32,4 MPa**

KLASA BETONU  
**B30**

JEDNORODNOŚĆ BETONU WEDŁUG ITB  
**BARDZO DOBRA**

Prowadzący pomiary: **mgr inż. Maciej Waliczek**



# DZIENNIK POMIARÓW SKLEROMETRYCZNYCH MŁOTKIEM SCHMIDT'A

Program Młotek Schmidt'a - wersja 2.51 Digi

Obiekt: **Wiadukt w ciągu ul. Wojska Polskiego w Sosnowcu**

Element: **Płyta pomostu**

Typ młotka: **N**

Wilgotność betonu: **Powietrzno-suchy**

Data: **14-11-2018** Liczba odbicia: **80**

Wiek betonu: **>1000 dni**

Seria	Kąt	Punkt							Odczyt średni	Odczyt średni sprow.	L1-L	(L1-L) <sup>2</sup>
		1	2	3	4	5	6	7				
1	90°	54	54	52	50	54	50	50	52,00	49,09	0,31	0,10
2	90°	50	54	52	50	50	50	50	50,86	47,85	-0,93	0,86
3	90°	52	52	50	54	54	54	50	52,29	49,40	0,62	0,38
$\Sigma =$									155,1	146,3	0,00	1,3

## Wskaźniki jakości betonu:

L = **48,78**  
L/S/ = **0,82**  
 $\mu$ L = **1,7 %**  
L' = **48,8**

R<sub>•</sub> = **52,4 MPa**  
R<sub>•</sub> min = **48,8 MPa**  
S/R/ = **2,2 MPa**  
 $\mu$ R = **4,2 %**  
K = **0,9**

R<sub>■</sub> = **60,2 MPa**  
R<sub>■</sub> min = **56,1 MPa**

## Ostatecznie:

R<sub>■</sub> = **36,1 MPa**  
R<sub>■</sub> min = **33,6 MPa**

KLASA BETONU  
**B30**

JEDNORODNOŚĆ BETONU WEDŁUG ITB  
**BARDZO DOBRA**

Prowadzący pomiary: **mgr inż. Maciej Waliczek**

# DZIENNIK POMIARÓW SKLEROMETRYCZNYCH MŁOTKIEM SCHMIDT'A

Program Młotek Schmidt'a - wersja 2.51 Digi

Obiekt: **Wiadukt w ciągu ul. Wojska Polskiego w Sosnowcu**

Element: **Podpora w osi A**

Typ młotka: **N**

Wilgotność betonu: **Powietrzno-suchy**

Data: **14-11-2018** Liczba odbicia: **80**

Wiek betonu: **>1000 dni**

Seria	Kąt	Punkt							Odczyt średni	Odczyt średni sprow.	L1-L	(L1-L) <sup>2</sup>
		1	2	3	4	5	6	7				
1	0°	40	42	40	42	40	40	40	40,57	40,57	-1,71	2,94
2	0°	42	44	43	44	44	44	43	43,43	43,43	1,14	1,31
3	0°	40	40	44	44	46	42	44	42,86	42,86	0,57	0,33
$\Sigma =$									126,9	126,9	0,00	4,6

## Wskaźniki jakości betonu:

L = **42,29**  
L/S/ = **1,51**  
 $\mu$ L = **3,6 %**  
L' = **42,3**

R<sub>•</sub> = **36,5 MPa**  
R min = **31,0 MPa**  
S/R/ = **3,4 MPa**  
 $\mu$ R = **9,2 %**  
K = **0,8**

R = **42,0 MPa**  
R<sub>■</sub> min = **35,7 MPa**

## Ostatecznie:

R<sub>■</sub> = **25,2 MPa**  
R<sub>■</sub> min = **21,4 MPa**

KLASA BETONU  
**B20**

JEDNORODNOŚĆ BETONU WEDŁUG ITB  
**BARDZO DOBRA**

Prowadzący pomiary: **mgr inż. Maciej Waliczek**

# DZIENNIK POMIARÓW SKLEROMETRYCZNYCH MŁOTKIEM SCHMIDT'A

Program Młotek Schmidt'a - wersja 2.51 Digi

Obiekt: **Wiadukt w ciągu ul. Wojska Polskiego w Sosnowcu**

Element: **Podpora w osi B**

Typ młotka: **N**

Wilgotność betonu: **Powietrzno-suchy**

Data: **14-11-2018** Liczba odbicia: **80**

Wiek betonu: **>1000 dni**

Seria	Kąt	Punkt							Odczyt średni	Odczyt średni sprow.	L1-L	(L1-L) <sup>2</sup>
		1	2	3	4	5	6	7				
1	0°	46	46	46	45	44	46	46	45,57	45,57	1,43	2,04
2	0°	40	46	46	38	40	42	42	42,00	42,00	-2,14	4,59
3	0°	45	45	45	46	44	45	44	44,86	44,86	0,71	0,51
$\Sigma =$									132,4	132,4	0,00	7,1

### Wskaźniki jakości betonu:

L = <b>44,14</b>	R <sub>•</sub> = <b>40,8 MPa</b>	R <sub>■</sub> = <b>46,9 MPa</b>
L/S/ = <b>1,89</b>	R <sub>•</sub> min = <b>33,5 MPa</b>	R <sub>■</sub> min = <b>38,5 MPa</b>
μL = <b>4,3 %</b>	S/R/ = <b>4,4 MPa</b>	
L' = <b>44,1</b>	μR = <b>10,9 %</b>	
	K = <b>0,8</b>	

### Ostatecznie:

R<sub>■</sub> = **28,2 MPa**  
R<sub>■</sub> min = **23,1 MPa**

KLASA BETONU  
**B20**

JEDNORODNOŚĆ BETONU WEDŁUG ITB  
**BARDZO DOBRA**

Prowadzący pomiary: **mgr inż. Maciej Waliczek**



# DZIENNIK POMIARÓW SKLEROMETRYCZNYCH MŁOTKIEM SCHMIDT'A

Program Młotek Schmidt'a - wersja 2.51 Digi

Obiekt: **Wiadukt w ciągu ul. Wojska Polskiego w Sosnowcu**

Element: **Podpora w osi C**

Typ młotka: **N**

Wilgotność betonu: **Powietrzno-suchy**

Data: **14-11-2018** Liczba odbicia: **80**

Wiek betonu: **>1000 dni**

Seria	Kąt	Punkt							Odczyt średni	Odczyt średni sprow.	L1-L	(L1-L) <sup>2</sup>
		1	2	3	4	5	6	7				
1	0°	44	38	40	40	42	44	44	41,71	41,71	-1,29	1,65
2	0°	46	45	45	44	44	45	46	45,00	45,00	2,00	4,00
3	0°	41	42	42	44	42	43	42	42,29	42,29	-0,71	0,51
$\Sigma =$									129,0	129,0	0,00	6,2

1,76

## Wskaźniki jakości betonu:

L = **43,00**

R<sub>•</sub> = **38,1 MPa**

R<sub>■</sub> = **43,9 MPa**

L/S/ =

R<sub>•</sub> min = **31,6 MPa**

R<sub>■</sub> min = **36,4 MPa**

μL = **4,1 %**

S/R/ = **4,0 MPa**

L' = **43,0**

μR = **10,5 %**

K = **0,8**

## Ostatecznie:

R<sub>■</sub> = **26,3 MPa**

KLASA BETONU

JEDNORODNOŚĆ BETONU WEDŁUG ITB

R<sub>■</sub> min = **21,8 MPa**

**B20**

**BARDZO DOBRA**

Prowadzący pomiary: **mgr inż. Maciej Waliczek**

# DZIENNIK POMIARÓW SKLEROMETRYCZNYCH MŁOTKIEM SCHMIDT'A

Program Młotek Schmidt'a - wersja 2.51 Digi

Obiekt: **Wiadukt w ciągu ul. Wojska Polskiego w Sosnowcu**

Element: **Podpora w osi D**

Typ młotka: **N**

Wilgotność betonu: **Powietrzno-suchy**

Data: **14-11-2018** Liczba odbicia: **80**

Wiek betonu: **>1000 dni**

Seria	Kąt	Punkt							Odczyt średni	Odczyt średni sprow.	L1-L	(L1-L) <sup>2</sup>
		1	2	3	4	5	6	7				
1	0°	46	46	46	45	46	46	45	45,71	45,71	0,24	0,06
2	0°	48	46	48	48	47	46	46	47,00	47,00	1,52	2,32
3	0°	42	42	44	46	44	44	44	43,71	43,71	-1,76	3,10
$\Sigma =$									136,4	136,4	0,00	5,5

## Wskaźniki jakości betonu:

L = 45,48

R<sub>•</sub> = 44,0 MPa

R<sub>■</sub> = 50,6 MPa

L/S/ = 1,66

R<sub>•</sub> min = 37,3 MPa

R<sub>■</sub> min = 42,9 MPa

L = 3,6 %

S/R/ = 4,1 MPa

L' = 45,5

μR = 9,2 %

K = 0,8

## Ostatecznie:

R<sub>■</sub> = 30,3 MPa

KLASA BETONU

JEDNORODNOŚĆ BETONU WEDŁUG ITB

R<sub>■</sub> min = 25,8 MPa

**B25**

**BARDZO DOBRA**

Prowadzący pomiary: **mgr inż. Maciej Waliczek**

*KARTA INFORMACYJNA ZAŁĄCZNIKA*

**Załącznik nr: 2**

**Nazwa: Badania chemiczne betonu**

**Ilość stron: 1**

# PROTOKÓŁ BADAŃ CHEMICZNYCH

## INFORMACJE OGÓLNE

<b>Obiekt</b>	Wiadukt drogowy w km 6+007 drogi powiatowej nr 7605S – ul. Wojska Polskiego w Sosnowcu, nad torami linii kolejowej nr 62 i 171
<b>Przyrząd badawczy</b>	Zestaw odczynników chemicznych, walizka inspekcyjna firmy Proceq
<b>Data badania</b>	Listopad 2018 r.

## TABELA WYNIKÓW

Miejsce pomiaru	Badanie	Odczynniki chemiczne, zabarwienie, znaczenie	Głębokość na jakiej pojawiło się zabarwienie
Słup podpory pośredniej	Wykrywanie karbonatyzacji	tymoloftaleina, niebieski, pH powyżej 10	1,5 cm
		fenoloftaleina, czerwony, pH powyżej 8,5	1,5 cm
	Jakościowe wykrywanie chlorków	azotan srebra + chromian potasu, brąz, brak chlorków	-

Forma ochrony stali zbrojeniowej	Zasięg procesu od lica powierzchni betonu
<b>Karbonatyzacja</b>	
Możliwa korozja wżerowa i powierzchniowa	do 1,5 cm
Możliwa korozja powierzchniowa	do 1,5 cm
Ochrona przed korozją	od 1,5 cm
<b>Wpływ chlorków</b>	
Brak ochrony przed korozją	-
Ochrona przed korozją	-

**Pomiary wykonał:**

mgr inż. Maciej Waliczek

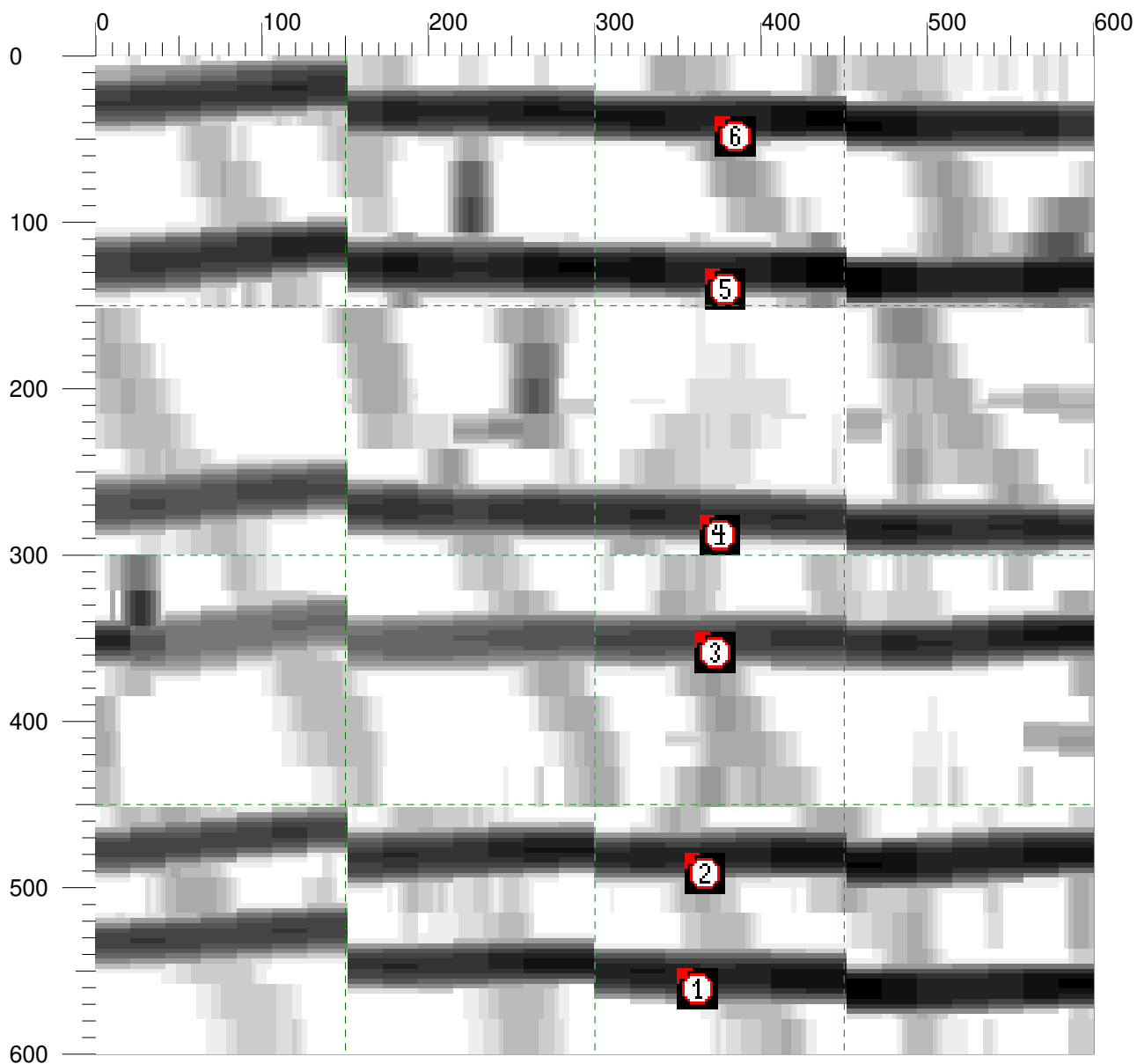


*KARTA INFORMACYJNA ZAŁĄCZNIKA*

**Załącznik nr: 3**

**Nazwa: Obraz zbrojenia płyty pomostu otrzymany ze skanera Hilti**

**Ilość stron: 2**



Klient: Urząd Miejski w Sosnowcu

Lokalizacja: Wiadukt km 6+007 DP 7605S w Sosnowcu ator: Maciej Waliczek

Komentarz:

Skan obrazu: FS000589.XFF

---

	Znacznikx: [mm]	y: [mm]	Komentarz:
1	353	552	fi 14 mm
2	356	482	fi 14 mm
3	363	350	fi 14 mm
4	365	278	fi 14 mm
5	369	130	fi 14 mm
6	375	37	fi 14 mm

*KARTA INFORMACYJNA ZAŁĄCZNIKA*

**Załącznik nr: 4**

**Nazwa: Rysunki inwentaryzacyjne**

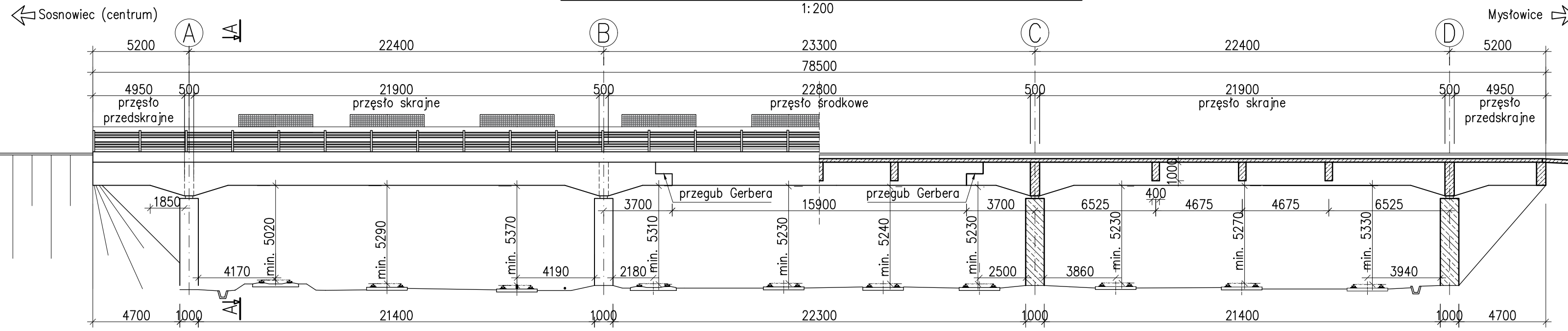
**Ilość rysunków: 2**

**Rys. 1      Inwentaryzacja geometryczna**

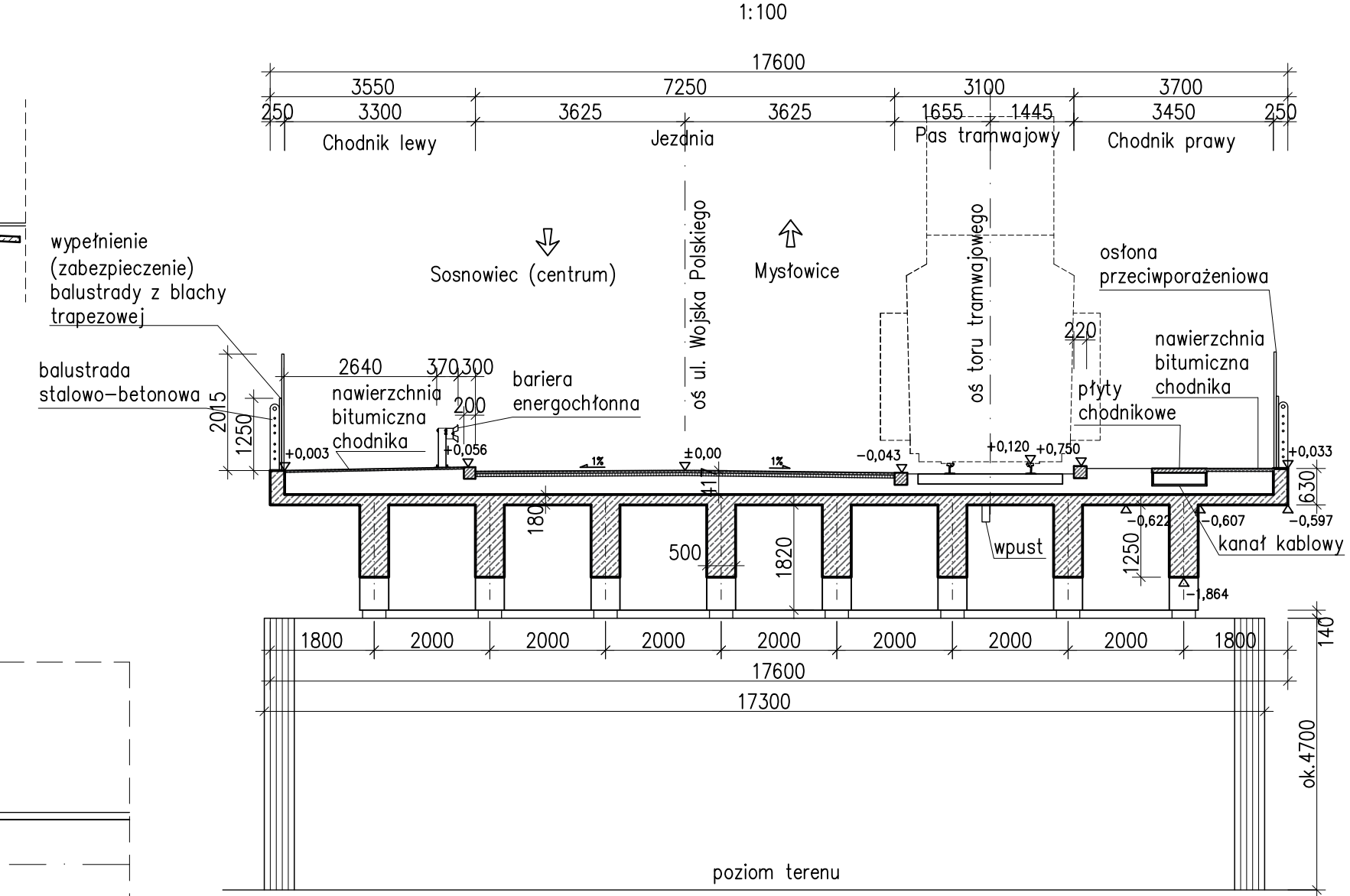
**Rys. 2      Inwentaryzacja uszkodzeń**



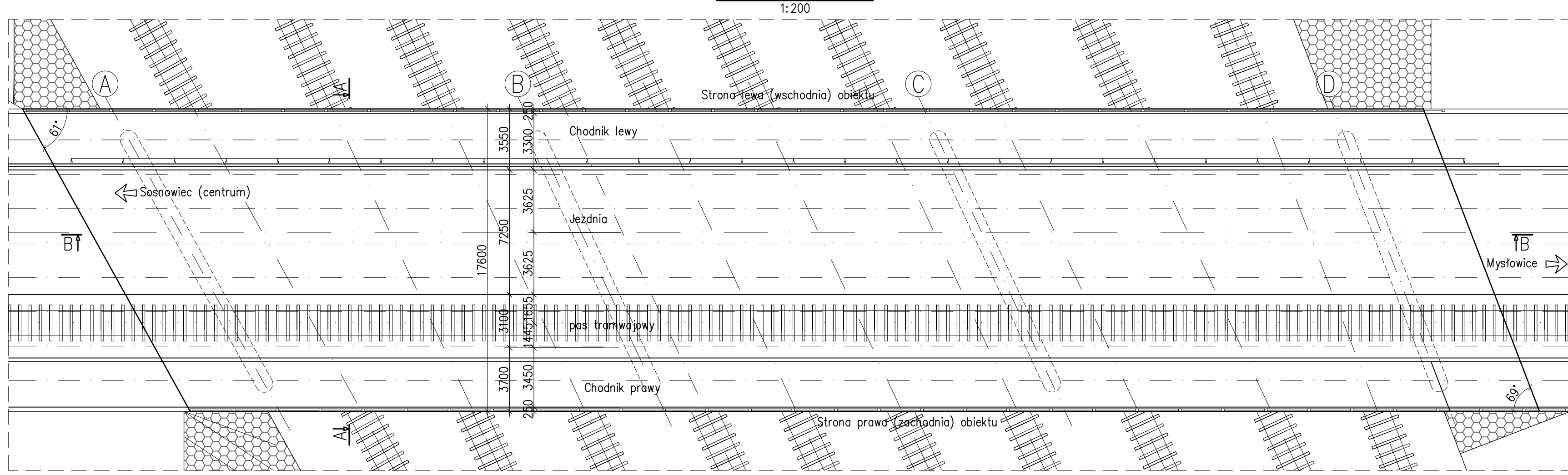
# WIDOK Z BOKU / PRZEKRÓJ PODŁUŻNY B-B



# PRZEKRÓJ POPRZECZNY A-A



# WIDOK Z GÓRY





**MOSTOPROJEKT Katowice**  
PRACOWNIA PROJEKTOWANIA I DIAGNOSTYKI BUDOWLI INŻYNIERSKICH

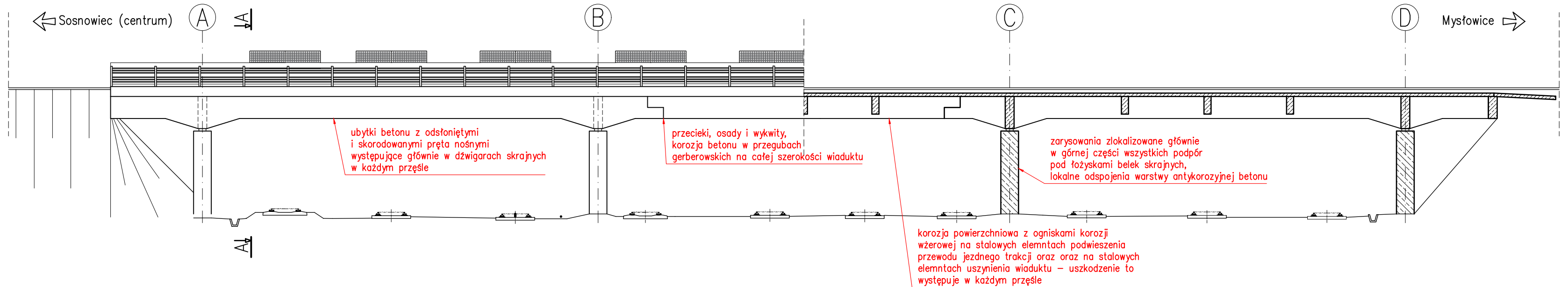
Pracownia projektowania i diagnostyki budowli inżynierskich MOSTOPROJEKT KATOWICE  
mgr inż. Marcin CZECH  
ul. Słupska 12/68, 40-715 Katowice  
tel. 502 646 235, tel./fax 322 524 756  
www.mostoprojekt.pl, mostoprojekt@mostoprojekt.pl

TYTUŁ ZADANIA:  
Ekspertyza stanu technicznego wiaduktu drogowego w km 6+007 drogi powiatowej nr 7605S – ulicy Wojska Polskiego w Sosnowcu nad torami linii kolejowej nr 62 i 171

PROJEKTANT: mgr inż. Marcin CZECH NR UPRAWN.: SLK/0614/P00M/04	<i>Marcin Czech</i>	NAZWA RYSUNKU: Inwentaryzacja geometryczna	
RYSUNEK WYKONAŁ: mgr inż. Zuzanna WAŚIK	<i>Zuzanna Wasik</i>	DATA: LISTOPAD 2018 r.	SKALA: 1:100, 1:200
		NR RYSUNKU: 1	

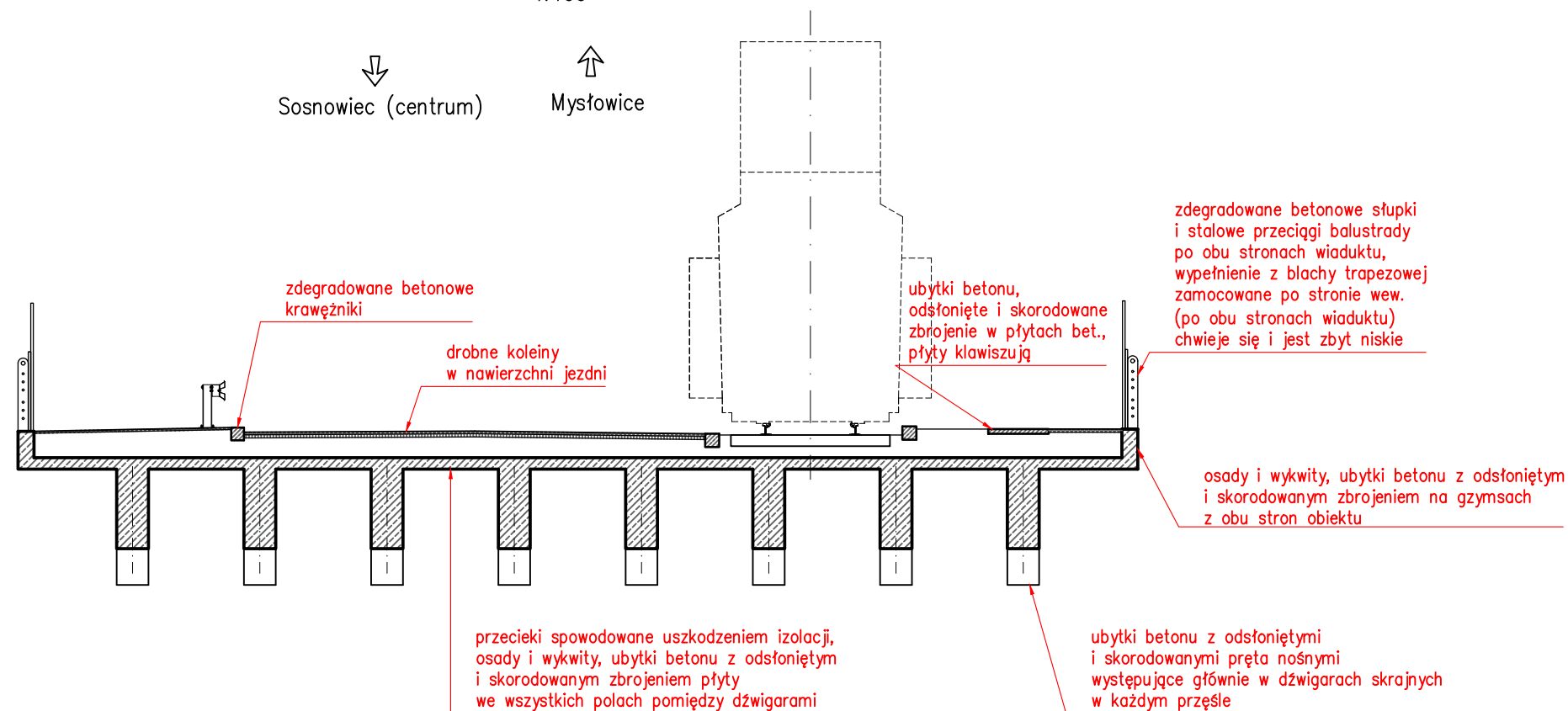
# WIDOK Z BOKU / PRZEKRÓJ PODŁUŻNY B-B

1:200



# PRZEKRÓJ POPRZECZNY A-A

1:100



**MOSTOPROJEKT Katowice**  
PRACOWNIA PROJEKTOWANIA I DIAGNOSTYKI BUDOWLI INŻYNIERSKICH

Pracownia projektowania i diagnostyki budowli inżynierskich MOSTOPROJEKT KATOWICE  
mgr inż. Marcin CZECH  
ul. Słupska 12/68, 40-715 Katowice  
tel. 502 646 235, tel./fax 322 524 756  
www.mostoprojekt.pl, mostoprojekt@mostoprojekt.pl

TYTUL ZADANIA:

Ekspertyza stanu technicznego wiaduktu drogowego w km 6+007 drogi powiatowej nr 7605S – ulicy Wojska Polskiego w Sosnowcu nad torami linii kolejowej nr 62 i 171

PROJEKTANT:  
mgr inż. Marcin CZECH  
NR UPRAWN.: SLK/0614/P00M/04

*Marcin Czech*

NAZWA RYSUNKU:  
Inwentaryzacja uszkodzeń

RYSUNEK WYKONAŁ:  
mgr inż. Zuzanna WĄSIK

*Z. Wąsik*

DATA:  
LISTOPAD 2018 r.

SKALA:  
1:100, 1:200

NR RYSUNKU:  
2