



## **OCENA STANU TECHNICZNEGO**

### **mostu przez rzekę Wisłę w ciągu ul. Nowohuckiej w Krakowie**

**Inwestor:** Gmina Miejska Kraków – Zarząd Dróg Miasta Kraków  
pl. Wszystkich Świętych 3-4  
31-004 Kraków





**Umowa:** nr 1007/ZDMK/2019 z dnia 27 września 2019r.

**Obiekt:** Most drogowy

**Lokalizacja:** Województwo: małopolskie,  
Powiat: krakowski  
Gmina: Kraków

**Branża:** Mostowa

**ZESPÓŁ OPRACOWUJĄCY**

<i>Autorzy opracowania</i>	<i>Imię i nazwisko</i>	<i>Nr uprawnień</i>	<i>Podpis i pieczęć</i>
<i>Rzecznawca</i>	dr inż. Józef RABIEGA	14/02/R/C/GINB w zakresie mostów	
<i>Weryfikator</i>	mgr inż. Roman HÖFFNER	84/83/WBPP w zakresie mostów	
<i>Asystent</i>	inż. Paweł BŁASIAK	-----	
<i>Asystent</i>	mgr Andrzej WOŹNICKI	-----	

## **OŚWIADCZENIE**

### ***Oświadcza się, że opracowanie:***

„OCENA STANU TECHNICZNEGO mostu przez rzekę Wisłę w ciągu ul. Nowohuckiej  
w Krakowie”

jest zgodne z obowiązującymi przepisami, normami i zasadami wiedzy technicznej oraz, że jest kompletne i zostało wykonane w zakresie niezbędnym do realizacji celu, któremu ma służyć, zgodnie z umową nr 2413.19.2018.3 z dnia 10 października 2018 r. Opracowane badania, wchodzące w zakres dokumentacji nie są obciążone żadnymi roszczeniami i prawami osób trzecich.

Rzecznik

Weryfikator

.....

.....

Wrocław, listopad 2019 r.

## SPIS TREŚCI

1. UWAGI FORMALNE .....	6
1.1. Podstawa opracowania .....	6
1.2. Przedmiot, cel i zakres opracowania.....	6
2. CHARAKTERYSTYKA KONSTRUKCJI OBIEKTU .....	12
2.1. Informacje ogólne o obiekcie.....	12
2.2. Szczegółowa charakterystyka konstrukcji nośnej .....	13
2.3. Nasypy i skarpy .....	14
2.4. Nawierzchnia na dojazdach .....	14
2.5. Nawierzchnia jezdni na obiekcie .....	14
2.6. Urządzenia dylatacyjne .....	14
2.7. Urządzenia odwadniające .....	15
2.8. Chodniki na obiekcie .....	15
2.9. Balustrady.....	15
2.10. Urządzenia bezpieczeństwa ruchu .....	15
2.11. Izolacja pomostu .....	15
2.12. Podpory skrajne .....	15
2.13. Podpory pośrednie .....	16
2.14. Przestrzeń pod obiektem.....	16
2.15. Urządzenia obce .....	16
2.16. Podstawowe parametry techniczne obiektu.....	16
3. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO MOSTU .....	18
3.1. Dojazdy do obiektu.....	19
3.2. Nawierzchnia drogowa na obiekcie.....	21
3.3. Chodniki na obiekcie .....	23
3.4. Gzymsy.....	26
3.5. Balustrady i bariery energochłonne.....	27
3.6. Urządzenia odwadniające .....	29
3.7. Izolacja pomostu .....	33
3.8. Pomost – ruszt stalowy .....	34
3.9. Ustrój nośny mostu.....	38
3.10. Łożyska .....	41
3.11. Urządzenia dylatacyjne .....	47
3.12. Podpory .....	49
3.13. Nasypy i skarpy .....	51
3.14. Urządzenia obce .....	53
3.15. Pomost technologiczny .....	54
4. BADANIA.....	55
4.1. Pomiary inwentaryzacyjne.....	55
4.2. Badania wizualne obiektu.....	55
4.3. Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie metodą sklerometryczną .....	55
4.4. Badania chemiczne betonu .....	60
4.4.1. Ocena zawartości i rozkładu jonów Cl <sup>-</sup> w przekroju betonowym .....	61
4.4.2. Ocena zawartości i rozkładu jonów SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> w przekroju betonowym.....	62
4.4.3. Ocena zawartości i rozkładu jonów azotanowych w przekroju betonowym .....	62
4.5. Badania laboratoryjne odwiertów pobranych z konstrukcji podpór .....	63
4.6. Badania stali konstrukcyjnej.....	65
4.6.1. Statyczna próba rozciągania .....	66
4.6.2. Analiza metalograficzna.....	67
4.7. Ocena wytrzymałości betonu na rozciąganie (odrywanie) metodą „pull-off” .....	68

---

5.	OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE .....	72
5.1.1.	Wnioski .....	72
6.	WNIOSKI I OKREŚLENIE WARUNKÓW DALSZEJ EKSPLOATACJI MOSTU .....	73
6.1.	Wnioski końcowe.....	73
6.2.	Zalecenia .....	74
6.3.	Ograniczenia eksploatacyjne .....	76

## WYKAZ RYSUNKÓW

Nr	Tytuł rysunku	Stan
Rys. 01	Inwentaryzacja geometryczna	Stan istniejący
Rys. 02	Inwentaryzacja geometryczna	Stan istniejący
Rys. 03	Inwentaryzacja Uszkodzeń	Stan istniejący

## WYKAZ ZAŁĄCZNIKÓW

Nr załącznika	Tytuł załącznika
Zał. nr 01	Obliczenia statyczno – wytrzymałościowe
Zał. nr 02	Raport z badań materiałowych
Zał. nr 03	Kserokopie uprawnień budowlanych i aktualnej przynależności do Izby Inżynierów Budownictwa

---

---

## 1. UWAGI FORMALNE

### 1.1. Podstawa opracowania

Niniejszą ekspertyzę techniczną sporządzono na zlecenie Gminy Miejskiej Kraków – Zarząd Dróg Miasta Kraków, pl. Wszystkich Świętych 3-4, 31-004 Kraków, w ramach umowy nr 1007/ZDMK/2019 z dnia 27 września 2019r.

Techniczną i merytoryczną podstawę do sporządzenia „Ocena Stanu Techniczne mostu przez rzekę Wisłę w ciągu ul. Nowohuckiej w Krakowie” stanowiły polskie normy, rozporządzenia i literatura branży mostowej.

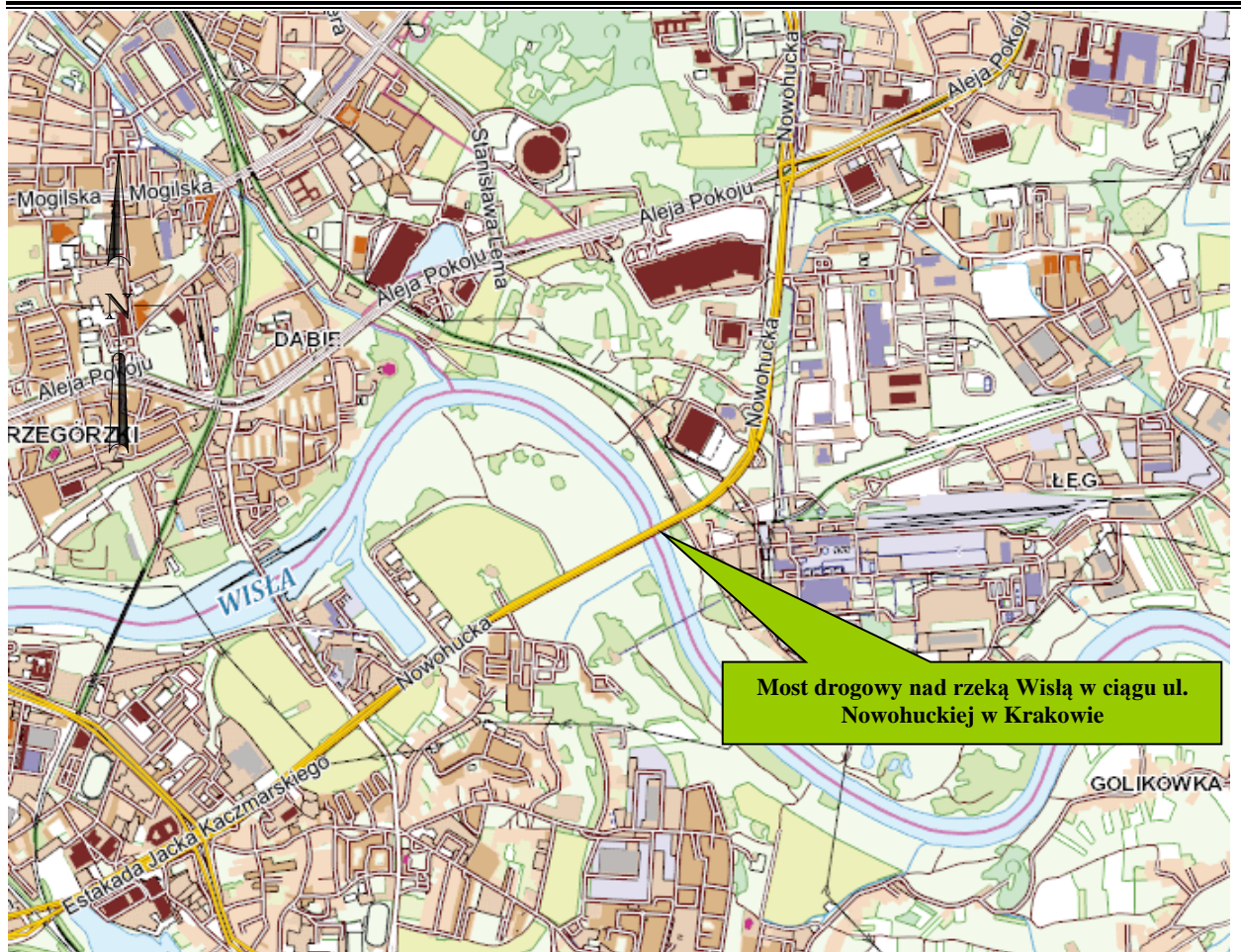
Ponadto na potrzeby niniejszego opracowania wykonano:

- a) przegląd obiektu polegający na oględzinach, ocenie stanu technicznego, przydatności użytkowej i zużycia korozyjnego każdego elementu składowego przęsła, podpór i wyposażenia obiektu,
- b) ogólną dokumentację fotograficzną konstrukcji mostu jak i detali, w tym szczególnie miejsc uszkodzonych wraz z ich opisem co do zakresu i znaczenia uszkodzenia,
- c) fotograficzną inwentaryzację i lokalizację istniejących uszkodzeń,
- d) pomiary geometryczne obiektu w celu wykonania modelu obliczeniowego i rysunków inwentaryzacyjnych,
- e) badania materiałowe,
- f) wnioski końcowe, zalecenia.

### 1.2. Przedmiot, cel i zakres opracowania

**Przedmiotem** niniejszego opracowania jest most drogowy o długości całkowitej wynoszącej 280,72 m, składający się z czterech przęseł blachownicowych, na których opiera się stalowy pomost z blachami nieckowymi, zespolony z płytą żelbetową. Most położony jest nad rzeką Wisłą w ciągu ul. Nowohuckiej w Krakowie.

Usytuowanie mostu na mapie topograficznej pokazano na fot 1.1 , natomiast ogólne widoki przedmiotowego obiektu przedstawiono na fotografiach od fot 1.2 do fot 1.7.



Fot. 1.1. Usytuowanie obiektu na mapie topograficznej

(źródło: <http://maps.geoportal.gov.pl/>)

**Celem** opracowania jest wykonanie oceny stanu technicznego obiektu wraz z analizą materiałową ustroju nośnego i podpór oraz ustalenie aktualnej nośności obiektu, i na tej podstawie sporządzenie dokumentacji projektowej remontu mostu (ukierunkowanej głównie na wymianę wpustów odwodnieniowych) wraz z opracowaniem przedmiaru robót, kosztorysu inwestorskiego oraz szczegółowej specyfikacji technicznej.

---

**Zakres** niniejszego opracowania obejmuje:

- 1) Inwentaryzacja geometryczna
- 2) Inwentaryzacja uszkodzeń wraz z opisem i analizą
- 3) Badania wytrzymałościowe i chemiczne betonu podpór:
  - określenie wytrzymałości betonu na ściskanie,
  - badanie wytrzymałości warstwy przypowierzchniowej betonu na odrywanie metodą pull-off,
  - określenie rozkładu jonów chlorkowych, siarczanowych i azotanowych,
  - ocena stopnia skarbonatyzowania przekroju betonowego z określeniem rozkładu pH,
  - oszacowanie zagrożenia konstrukcji korozją chemiczną.
- 4) Badania konstrukcji stalowej:
  - analiza składu chemicznego metodą spektrometryczną,
  - pomiar twardości,
  - pomiar stopnia skorodowania elementów stalowych,
  - określenie wytrzymałości stali na rozciąganie.
- 5) Pomiary gabarytowe i niwelacyjne obiektu oraz ewentualne przewierty kontrolne.
- 6) Ustalenie aktualnej nośności użytkowej obiektu na podstawie wyników badań i obliczeń statyczno-wytrzymałościowych.
- 7) Wykonanie raportu końcowego obejmującego ocenę stanu technicznego obiektu na podstawie wniosków z przeglądu oraz wyników z badań materiałowych i obliczeń.





Fot. 1.2. Widok ogólny na przęsło obiektu.



Fot. 1.3. Widok ogólny na filar w terenie zalewowym.



Fot. 1.4. Widok ogólny od spodu na ustrój nośny przęsła.



Fot. 1.5. Widok ogólny od spodu na ruszt przęsła.



Fot. 1.6. Widok ogólny na obiekt z poziomu jezdni.



Fot. 1.7. Widok ogólny na obiekt z poziomu jezdni.

---

---

## 2. CHARAKTERYSTYKA KONSTRUKCJI OBIEKTU

### 2.1. Informacje ogólne o obiekcie

Istniejący obiekt jest mostem drogowym o całkowitej długości 280,72 m i szerokości całkowitej 18,90 m. Most jest konstrukcją belkową ciągłą, trójprzęsłową oraz jednoprzęsłową wolnopodpartą. Konstrukcja stalowa mostu składa się z czterech belek blachownicowych nitowanych o wysokości ~3,0 m łączonych poprzecznkami w odstępach do 5,0 m, na których oparty jest stalowy ruszt z blachami nieckowymi zespolony z płytą żelbetową. Całość stężona jest wiatrownicami poziomymi oraz przeponami w odstępach co 20,0m. Trzy przęsła zalewowe mają jednakową rozpiętość teoretyczną wynoszącą 60,00 m. Przęsło nurtowe ma długość 100,00 m. Rozstaw osiowy dźwigarów głównych wynosi 3,75 m. Przęsła opierają się na łożyskach:

- ruchomych stalowych, dwupiętrowych,
- ruchomych stalowych, wałkowych,
- stałych stalowych, liniowo – stycznych,
- stałych stalowych,

Podpory obiektu stanowią dwa monolityczne żelbetowe masywne przyczółki posadowione prawdopodobnie pośrednio oraz trzy tarczowe filary żelbetowe również posadowione pośrednio. Przy przyczółkach zlokalizowano konstrukcje oporowe.

Na obiekcie znajduje się jezdnia bitumiczna o szerokości między krawężnikami 14,00 m i dwoma chodnikami o szerokości użytkowej po 1,46 m każdy. Na chodnikach na obiekcie wykonano nawierzchnię z żywic poliuretanowo – epoksydowych, a na dojeściach do obiektu z kostki brukowej. Gzymsy wykonano w postaci prefabrykowanych desek z polimerobetonu. Obiekt wyposażono w dylatacje palczaste na krańcach obiektu oraz dylatacje jednomodułowe pomiędzy przęsłami. Odwodnienie obiektu realizowane jest za pomocą wpustów mostowych zlokalizowanych po obu stronach jezdni. Woda odprowadzana jest do kolektorów odwodnieniowych i dalej poza obiekt. Na obiekcie zastosowano elementy bezpieczeństwa ruchu drogowego w postaci: barier energochłonnych typu SP-06 usytuowanych wzdłuż krawędzi jezdni po obu jej stronach, balustrad wysokości 1,10 m usytuowanych na krawędziach obiektu po obu jego stronach oraz krawężników stalowych wyniesionych nad poziom jezdni na wysokość 2 cm.

---

W obrębie obiektu znajdują się także urządzenia obce m.in.: latarnie oświetleniowe usytuowane po obu stronach obiektu oraz sieci teletechniczne i gazociągowe.

## **2.2. Szczegółowa charakterystyka konstrukcji nośnej**

Dźwigar główny blachownicowy został wykonany w technologii nitowanej. Na dwuteowy przekrój belki składa się środnik w postaci blachy 17x2897 mm oraz półka dolna i górna (jako blacha 24x600 mm). Połączono je za pomocą kątownika L250x250x24. Środnik dźwigara usztywniono za pomocą pionowych i poziomych żeber. Pierwsze z nich wykonano jako spawane, o przekroju teowym i rozstawiono je co 2,50 m. Żebra poziome wykonane są z ceowników C200. Ich dokładna lokalizacja na każdym przęśle (ze względu na różne wysokości występowania profilu) została pokazana w części rysunkowej opracowania. Półkę górną i dolną blachownicy wzmocniono na długości obiektu blachami nakładkowymi 24x600 mm, gdzie w najgrubszym miejscu zinwentaryzowano łącznie 5 blach. W strefach podporowych (dwa pola utworzone przez żebra pionowe od osi podparcia) zwiększono przekrój środnika poprzez donitowanie do niego obustronnie blachy o gr. 24mm. Dokładna lokalizacja i długości blach nakładkowych została pokazana w części rysunkowej.

Poprzecznice są rozstawione równomiernie na całej długości obiektu co 5,0 m. Wykonane zostały jako blachownice, w technologii spawanej. Całkowita wysokość przekroju wynosi 700 mm. Składają się na niego blachy 24x200 mm jako półka górna i dolna oraz środnik o grubości 12 mm. Wzmocnienie poprzecznicy odbywa się dzięki dospawanym żebrům w osi podparcia podłużnic rusztu. Poprzecznice zostały przynitowane do dźwigarów głównych doczołowo środnikiem i do półki górnej.

W rozstawie co 20,0 m wykonano poprzeczne stężenia pionowe w postaci przepony, którą tworzy blacha o gr. 12 mm. Jej kształt oraz wymiary zostały zamieszczone w części rysunkowej.

Pomiędzy dźwigarami nr 1 i 2 oraz 3 i 4, na całej długości obiektu, zostały wykonane stężenia podłużne w płaszczyźnie półki górnej za pomocą dwóch kątowników L150x150x16 oraz blachy 5x150 mm skratowaniem typu „V”. Stężenie podłużne w poziomie półki dolnej wykonano z dwóch kątowników L150x150x12.

---

Występuje ono w dwóch skrajnych polach pomiędzy tandemami, od każdej osi podparcia.

Ruszt stalowy opiera się bezpośrednio na poprzecznicach. Jego konstrukcję tworzą dwuteowniki IPN400 ustawione wzdłuż osi obiektu w rozstawie 1,92 m oraz dwuteowniki IPN340 ustawione prostopadle do osi obiektu w rozstawie 1,66m. W polach pomiędzy nimi umiejscowiono blachy nieckowe o grubości 10 mm. Na blachach nieckowych ułożona została warstwa betonu zbrojonego.

### **2.3. Nasypy i skarpy**

W otoczeniu obiektu występują nasypy i skarpy. Skarpy na dojazdach do obiektu od strony zachodniej są wyprofilowane o spadku 1:1,5. Utworzone nasypy po wschodniej stronie koryta rzeki pełnią funkcję wałów przeciwpowodziowych, na których poprowadzona jest droga rowerowa.

### **2.4. Nawierzchnia na dojazdach**

Nawierzchnia jezdni na dojazdach do obiektu jest asfaltowa. Jej szerokość wynosi 14,00m. Jezdnia jest obustronnie ograniczona krawężnikami. Dojścia do obiektu od strony zachodniej nie są przystosowane do ruchu pieszych. Prowadzą do niego nieutwardzone pobocza. Od strony wschodniej wykonano chodnik z płyt betonowych.

### **2.5. Nawierzchnia jezdni na obiekcie**

Jezdnia na obiekcie wylana jest z asfaltu. Jej Szerokość wynosi 14,00m. Warstwa asfaltu wynosi 15 cm. Wykształtowano 2%-owy spadek daszkowy. Jezdnia na obiekcie została wyposażona w obustronne stalowe krawężniki, wystające około 2 cm ponad poziom jezdni.

### **2.6. Urządzenia dylatacyjne**

Na przedmiotowym obiekcie na dojazdach do obiektu zastosowano palczaste urządzenia dylatacyjne oraz jednomodułowe w miejscu dylatacji przęseł pośrednich.

## **2.7. Urządzenia odwadniające**

Woda opadowa i roztopowa na obiekcie odprowadzana jest dzięki spadkom poprzecznym i podłużnym, kierującym ją do wpustów przykrawężnikowych i za pomocą rur spustowych odprowadzana jest pod obiekt.

## **2.8. Chodniki na obiekcie**

Przedmiotowy obiekt został wyposażony w chodniki po obu stronach jezdni. Ich szerokość od krawężnika do deski gzymsowej wynosi 2,48 m. Konstrukcją nośną chodnika jest stalowy, spawany wspornik wykonany wypuszczony około 3,80 m od końca dźwigara blachownicowego. Wierzchnią warstwę tworzy zaprawa bitumiczna o grubości 3 cm. Spadek poprzeczny na chodniku wynosi 1,5%.

## **2.9. Balustrady**

Bariery i balustrady na obiekcie ustawione są po obu stronach jezdni. W odległości 9 cm od skraju wspornika zamontowano balustradę o wysokości 1,10 m, której poręcz i przelot stanowi stalowy przekrój prostokątny 80x40 mm, a słupki płaskowniki 30 x 4 mm. Całkowita długość balustrady na obiekcie wynosi  $\approx 290,00\text{m}$ .

## **2.10. Urządzenia bezpieczeństwa ruchu**

Na obiekcie po obu stronach jezdni zamontowano bariery energochłonne.

## **2.11. Izolacja pomostu**

Wg dokumentacji archiwalnej na obiekcie zastosowano warstwę izolacji o gr. 1 cm. pod asfaltową warstwą jezdni i chodnika.

## **2.12. Podpory skrajne**

Przyczółki mostu wykonano jako masywne, żelbetowe, posadowione bezpośrednio na gruncie. Podpora od strony wschodniej jest schowana w całości w

---

nasypie. Szerokość podpory wynosi 18,00 m. Wysokość przyczółku „odkrytego” po stronie zachodniej wynosi 2,55 m. od poziomu gruntu do niszy podłożyskowej. Wysokość ścianki zapleczej jest równa 4,40 m. Przyczółki wyposażone są w żelbetowe skrzydła o długości  $\approx 5,30$ m.

### **2.13. Podpory pośrednie**

Kamienne filary wykonano jako masywne, o opływowych kształtach i na posadowieniu bezpośrednim. Szerokość filarów wynosi około 16,00 m, natomiast ich wysokość w zależności od poziomu gruntu wynosi  $\sim 5,00$  m. Na filarach wykonano nowe ciosy podłożyskowe oraz oczepy jako żelbetowe.

### **2.14. Przestrzeń pod obiektem**

Most stanowi przekroczenie rzeki Wisły. Przepływa ona pod środkowym przęsłem. Szerokość koryta w tym miejscu wynosi  $\approx 89,00$ m. Pozostałą część stanowi teren zalewowy.

### **2.15. Urządzenia obce**

Podczas inwentaryzacji po obu stronach obiektu zlokalizowano stalowe profile rurowe, stanowiące osłonę dla przewodów telekomunikacyjnych, energetycznych i wodociągowych umiejscowionych na wsporniku podchodnikowym. Dodatkowo między środkowymi dźwigarami głównymi poprowadzony jest gazociąg przymocowany do konstrukcji rusztu.

### **2.16. Podstawowe parametry techniczne obiektu**

- rodzaj obiektu - most drogowy
- przeszkoda - rzeka Wisła
- liczba przęseł - 4
- długość całkowita (między zewnętrznymi krawędziami pomostu) – 280,72 m;
- rozpiętości teoretyczne – 3x60,00 m + 1x100,00 m
- szerokość całkowita – 18,90 m;



- 
- rozstaw dźwigarów głównych – 3,75 m
  - szerokości użytkowe na obiekcie:
    - jezdnia – 14,0m tj. 2 × 7,0 m;
    - chodniki – 2x1,46m;
  - kąt skrzyżowania osi podłużnej mostu z osią rzeki - 90°;
  - spadek poprzeczny daszkowy – 2%.
-

### 3. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO MOSTU

Dla oceny stanu technicznego mostu przeprowadzono inwentaryzację geometryczną istniejących elementów i inwentaryzację uszkodzeń z poziomu terenu, wykorzystując drabiny i rusztowania, a także używając podnośnika koszowego.

Na potrzeby opracowania opisu stanu technicznego elementów konstrukcyjnych obiektu przyjęto kryteria oceny elementów konstrukcyjnych obiektu zgodnie z zaleceniami Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad zawartymi w „Instrukcji przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich” wg poniższej tabeli.

Tabela 3.1. Skala oceny stanu obiektu

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

Tabela 3.2. Skala i kryteria oceny izolacji

Ocena	Stan	Opis stanu elementu
5	odpowiedni	bez objawów wskazujących na nieszczelność izolacji
2	niedostateczny	występują nieliczne małe zacieki, miejscowa naprawa może zatrzymać proces niszczenia elementu
0	awaryjny	występują rozległe przecieki powodujące zmniejszenie trwałości elementu

### 3.1. Dojazdy do obiektu

Stan techniczny nawierzchni jezdni na dojazdach do obiektu ocenia się jako **niepokojący (ocena 3)**.

Podczas realizacji przedmiotowego zadania stwierdzono następujące uszkodzenia:

- deformacje nawierzchni jezdni w postaci skoleinowania spowodowane wieloletnią eksploatacją jezdni,
- wegetacja roślinności oraz nieznaczne zanieczyszczenia stref przykrawężnikowych materiałem ziemnym,
- spękania nawierzchni bitumicznej na dojazdach,
- lokalne ubytki asfaltu (wykruszenia), ślady napraw.

Stan techniczny nawierzchni na dojazdach przedstawiono na fotografiach poniżej.



Fot. 3.1. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny nawierzchni jezdni na dojazdach.



Fot. 3.2. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny nawierzchni jezdni na dojazdach – widoczne deformacje nawierzchni jezdni w postaci skoleinowania, wegetacja roślinności oraz nieznaczne zanieczyszczenia stref przykrawężnikowych materiałem ziemnym, spękania nawierzchni bitumicznej oraz lokalne ubytki asfaltu i ślady napraw.

---

### 3.2. Nawierzchnia drogowa na obiekcie

Stan techniczny nawierzchni na obiekcie ocenia się jako **niepokojący (ocena 3)**.

Podczas realizacji przedmiotowego zadania stwierdzono następujące uszkodzenia:

- liczne spękania bitumicznej nawierzchni jezdni na całej długości obiektu,
- deformacje nawierzchni w postaci podłużnych kolein,
- lokalne braki wypełnienia masą zalewową szczelin na łączeniach napraw i nawierzchni,
- widoczne ślady po wykonanych naprawach,
- lokalne ubytki asfaltu (wykruszenia) w obrębie spękań i napraw,
- miejscowe zanieczyszczenia materiałem ziemnym w obrębie stref przy krawężnikach.

Stan techniczny nawierzchni drogowej na obiekcie przedstawiono na fotografiach poniżej.



Fot. 3.3. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny nawierzchni drogowej na obiekcie.



Fot. 3.4. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny nawierzchni drogowej na obiekcie – widoczne liczne spękania bitumicznej nawierzchni jezdni, deformacje nawierzchni w postaci podłużnych kolein, lokalne braki wypełnienia masą zalewową szczelin na łączeniach napraw i nawierzchni, ślady po wykonanych naprawach, lokalne ubytki asfaltu (wykruszenia) w obrębie spękań i napraw oraz miejscowe zanieczyszczenia materiałem ziemnym w obrębie stref przy krawężnikach.

### 3.3. Chodniki na obiekcie

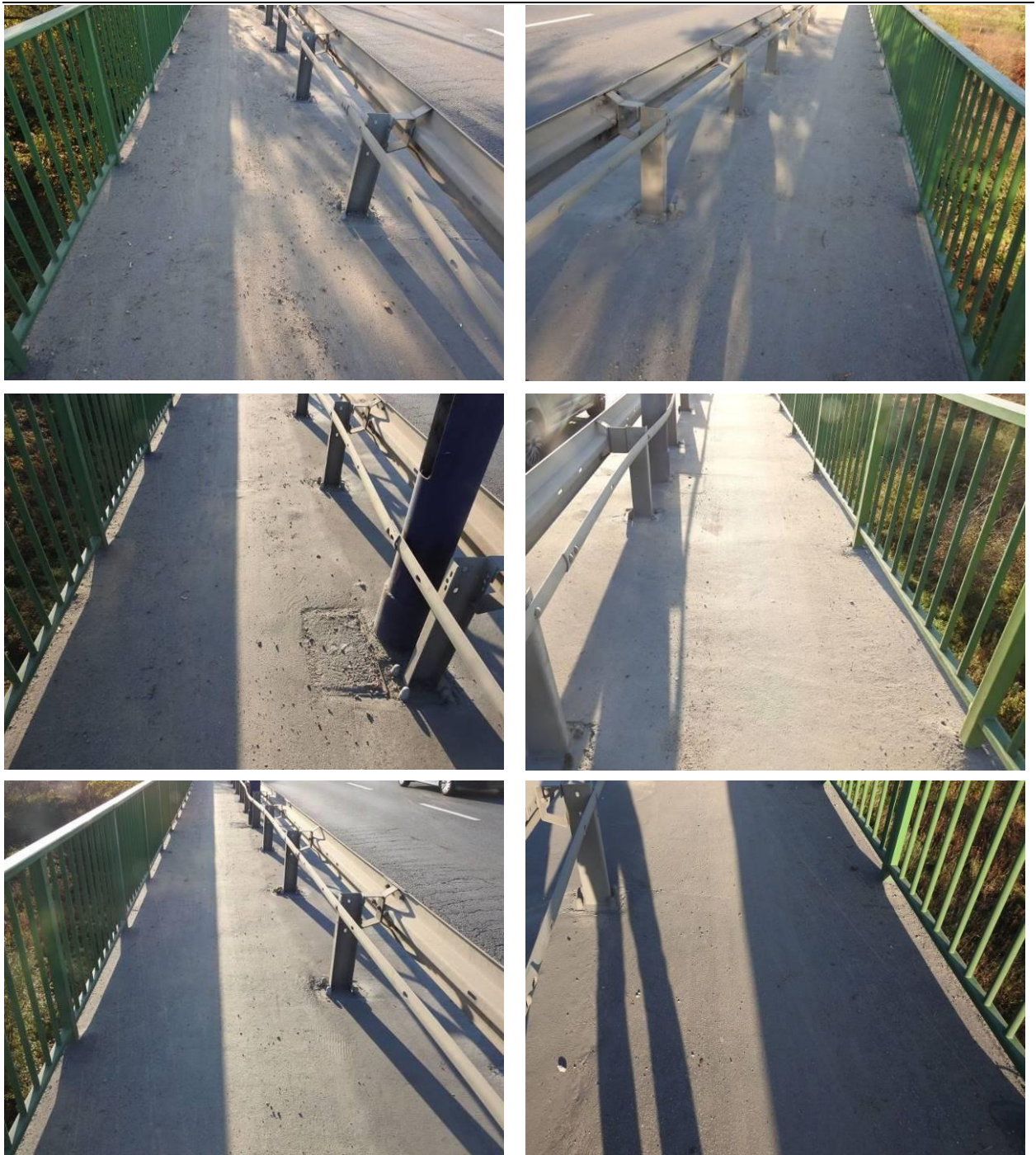
Stan techniczny chodników na obiekcie ocenia się jako **niepokojący (ocena 3)**.  
Podczas realizacji przedmiotowego zadania stwierdzono następujące uszkodzenia:

- lokalne spękania i odspojenia nawierzchni bitumicznej na chodnikach spowodowane wieloletnią eksploatacją,
- liczne ubytki i zarysowania nawierzchni asfaltowej chodnika,
- istniejące zdeformowania nawierzchni na chodniku od dolnej wody powodujące obniżenie komfortu poruszania się pieszych,
- widoczne ślady po wykonanych naprawach,
- nieznaczne zanieczyszczenia materiałem ziemnym i organicznym nawierzchni chodnika, głównie w strefie barier energochłonnych oraz balustrad,
- uszkodzenia powłok antykorozyjnych wraz z towarzyszącą korozją powierzchniową na belkach podłużnych i żebrach wsporników podchodnikowych.

Stan techniczny chodników przedstawiono na fotografiach poniżej.



Fot. 3.5. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny chodników na obiekcie.



Fot. 3.6. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny nawierzchni drogowej na obiekcie – widoczne liczne spękania bitumicznej nawierzchni jezdni, deformacje nawierzchni w postaci podłużnych kolein, lokalne braki wypełnienia masą zalewową szczelin na łączeniach napraw i nawierzchni, ślady po wykonanych naprawach, lokalne ubytki asfaltu (wykruszenia) w obrębie spękań i napraw oraz miejscowe zanieczyszczenia materiałem ziemnym w obrębie stref przy krawężnikach.





Fot. 3.7. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny nawierzchni drogowej na obiekcie – widoczna korozją powierzchniową na belkach podłużnych i żebrach wsporników podchodnikowych.

### 3.4. Gzysy

Stan techniczny gzysów na obiekcie ocenia się na **zadowalający (ocena 4)**.

Podczas realizacji przedmiotowego zadania stwierdzono następujące uszkodzenia:

- zanieczyszczenia powierzchni gzysów obniżające walory estetyczne,
- na całej długości gzysów po obu stronach obiektu występują uszkodzenia zabezpieczeń antykorozyjnych oraz towarzysząca im korozja powierzchniowa, dodatkowo stwierdzono zanieczyszczenia w postaci zacieków pochodzące z nawierzchni chodników.

Stan techniczny gzysów na obiekcie przedstawiono na fotografiach poniżej.



Fot. 3.8. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny gzysów.

---

### 3.5. Balustrady i bariery energochłonne

Stan techniczny balustrad i barier energochłonnych na obiekcie ocenia się na **zadowalający (ocena 4)**.

Podczas realizacji przedmiotowego zadania stwierdzono następujące uszkodzenia:

- drobne zanieczyszczenia powłok malarskich balustrad obniżające walory estetyczne,
- na całej długości balustrad po obu stronach obiektu występują niewielkie uszkodzenia zabezpieczeń antykorozyjnych oraz towarzysząca im korozja powierzchniowa,
- deformacje i zanieczyszczenia nawierzchni bitumicznej w miejscu kotwienia słupków bariery energochłonnej.

Stan techniczny balustrad i barier energochłonnych na obiekcie przedstawiono na fotografiach poniżej.



Fot. 3.9. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny balustrad.



Fot. 3.10. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny balustrad i barier energochłonnej na obiekcie – widoczne drobne zanieczyszczenia powłok malarskich balustrad obniżające walory estetyczne, na całej długości balustrad po obu stronach obiektu występują niewielkie uszkodzenia zabezpieczeń antykorozyjnych oraz towarzysząca im korozja powierzchniowa oraz deformacje i zanieczyszczenia nawierzchni bitumicznej w miejscu kotwienia słupków bariery energochłonnej.



Fot. 3.11. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny barier energochłonnej na obiekcie – widoczne deformacje i zanieczyszczenia nawierzchni bitumicznej w miejscu kotwienia słupków bariery energochłonnej.

### 3.6. Urządzenia odwadniające

Stan techniczny urządzeń odwadniających na obiekcie ocenia się na **niedostateczny (ocena 2)**.

Podczas realizacji przedmiotowego zadania stwierdzono następujące uszkodzenia:

- stalowe elementy wpustów mostowych, kielichy, uległy znacznej degradacji korozyjnej oraz lokalnej perforacji,
- brak rur odpływowych z blach nieckowych powoduje zacieki oraz procesy korozyjne blach nieckowych,
- deformacje i spękania nawierzchni jezdni w obrębie wpustów,
- nieznaczne zanieczyszczenia kratek wpustów odwodnieniowych.

Stan techniczny urządzeń odwodniających przedstawiono poniżej.



Fot. 3.12. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny urządzeń odwodniających na obiekcie.



Fot. 3.13. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny urządzeń odwadniających – widoczne stalowe elementy wpustów mostowych, kielichy, uległy znacznej degradacji korozyjnej oraz lokalnej perforacji.



Fot. 3.14. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny urządzeń odwadniających – brak rur odpływowych z blach nieckowych powoduje zacieki oraz procesy korozyjne blach nieckowych.





Fot. 3.15. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny barier energochłonnej na obiekcie – widoczne spękania i deformacje nawierzchni jezdni w obrębie wpustów

### 3.7. Izolacja pomostu

Stan techniczny izolacji przeciwwodnej pomostu ocenia się na **awaryjny (ocena 0)**.

Świadczy o tym fakt licznych punktowych i liniowych przecieków, rdzawych zacieków oraz korozji w obrębie połączeń blach nieckowych ze stalowymi belkami rusztu.

Stan techniczny izolacji pomostu przedstawiono na fotografiach poniżej.



Fot. 3.16. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny izolacji na obiekcie.

### 3.8. Pomost – ruszt stalowy

Stan techniczny pomostu – rusztu stalowego ocenia się jako **niepokojący (ocena 3)**.

Podczas realizacji przedmiotowego zadania stwierdzono następujące uszkodzenia:

- duże obszary uszkodzeń powłok antykorozyjnych (niemal na każdym styku blachy nieckowej z belkami) z towarzyszącą im korozją powierzchniową,
- licznie występujące rdzawe zacieki,

- obszary zawilgoceń na powierzchniach blach nieckowych,
- przecieki i białe wykwity (w postaci stalaktytów) na spodzie belek pomostu.

Stan techniczny rusztu stalowego pokazano na fotografiach poniżej.



Fot. 3.17. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny pomostu – widoczne obszary uszkodzeń powłok antykorozyjnych z towarzyszącą im korozją powierzchniową.



Fot. 3.18. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny pomostu – widoczne obszary uszkodzeń powłok antykorozyjnych z towarzyszącą im korozją powierzchniową, licznie występujące rdzawe zacieki, obszary zawilgoceń na powierzchniach blach nieckowych oraz przecieki i białe wykwity (w postaci stalaktytów) na spodzie belek pomostu.



Fot. 3.19. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny pomostu – widoczne obszary uszkodzeń powłok antykorozyjnych z towarzyszącą im korozją powierzchniową, licznie występujące rdzawe zacieki, obszary zawilgoceń na powierzchniach blach nieckowych.

---

### 3.9. Ustrój nośny mostu

Stan techniczny dźwigarów blachownicowych, poprzecznic oraz stężeń ocenia się na **zadowalający (ocena 4)**.

Podczas realizacji przedmiotowego zadania stwierdzono następujące uszkodzenia:

- ubytki powłok antykorozyjnych wraz z towarzyszącą im korozją powierzchniową występującą głównie na pasach dolnych dźwigarów głównych (uszkodzenia zintensyfikowane na przęśle nurtowym),
- rdzawe zanieczyszczenia i zacieki na środnikach poprzecznic.

Stan techniczny ustroju nośnego pokazano na fotografiach poniżej.



Fot. 3.20. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny ustroju nośnego mostu – dźwigarów blachownicowych, poprzecznic oraz stężeń podłużnych i poprzecznych.



Fot. 3.21. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny ustroju nośnego mostu – widoczne ubytki powłok antykorozyjnych wraz z towarzyszącą im korozją powierzchniową występującą głównie na pasach dolnych dźwigarów głównych oraz rdzawe zanieczyszczenia i zacieki na środnikach poprzecznic.



Fot. 3.22. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny ustroju nośnego mostu – widoczne ubytki powłok antykorozyjnych wraz z towarzyszącą im korozją powierzchniową występującą głównie na pasach dolnych dźwigarów głównych oraz rdzawe zanieczyszczenia i zacieki na środnikach poprzecznic.



### 3.10. Łożyska

Stan techniczny łożysk znajdujących się na obiekcie ocenia się na **niepokojący (ocena 3)**. Nie zaobserwowano nieprawidłowej pracy łożysk. Podczas realizacji przedmiotowego zadania stwierdzono:

- intensywne ubytki powłok antykorozyjnych, zwłaszcza płyt górnych i wałków łożysk ruchomych wraz z towarzyszącą im korozją powierzchniową, lokalne zanieczyszczenia smarem tocznym,
- zanieczyszczenia ziemne oraz organiczne w obrębie łożysk na przyczółkach utrudniające ich pracę,
- niewielkie ogniska korozji wżerowej w miejscu posadowienia łożyska stałego na filarze,
- intensywne rdzawe zacieki, zniszczenia powłok ochronnych oraz ogniska korozji powierzchniowej na przegubowych łożyskach stałych,
- odchylenie od pionu ruchomych łożysk dwupiętrowych.

Stan techniczny łożysk przedstawiono na fotografiach poniżej.



Fot. 3.23. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny wałkowych łożysk ruchomych na przyczółku.



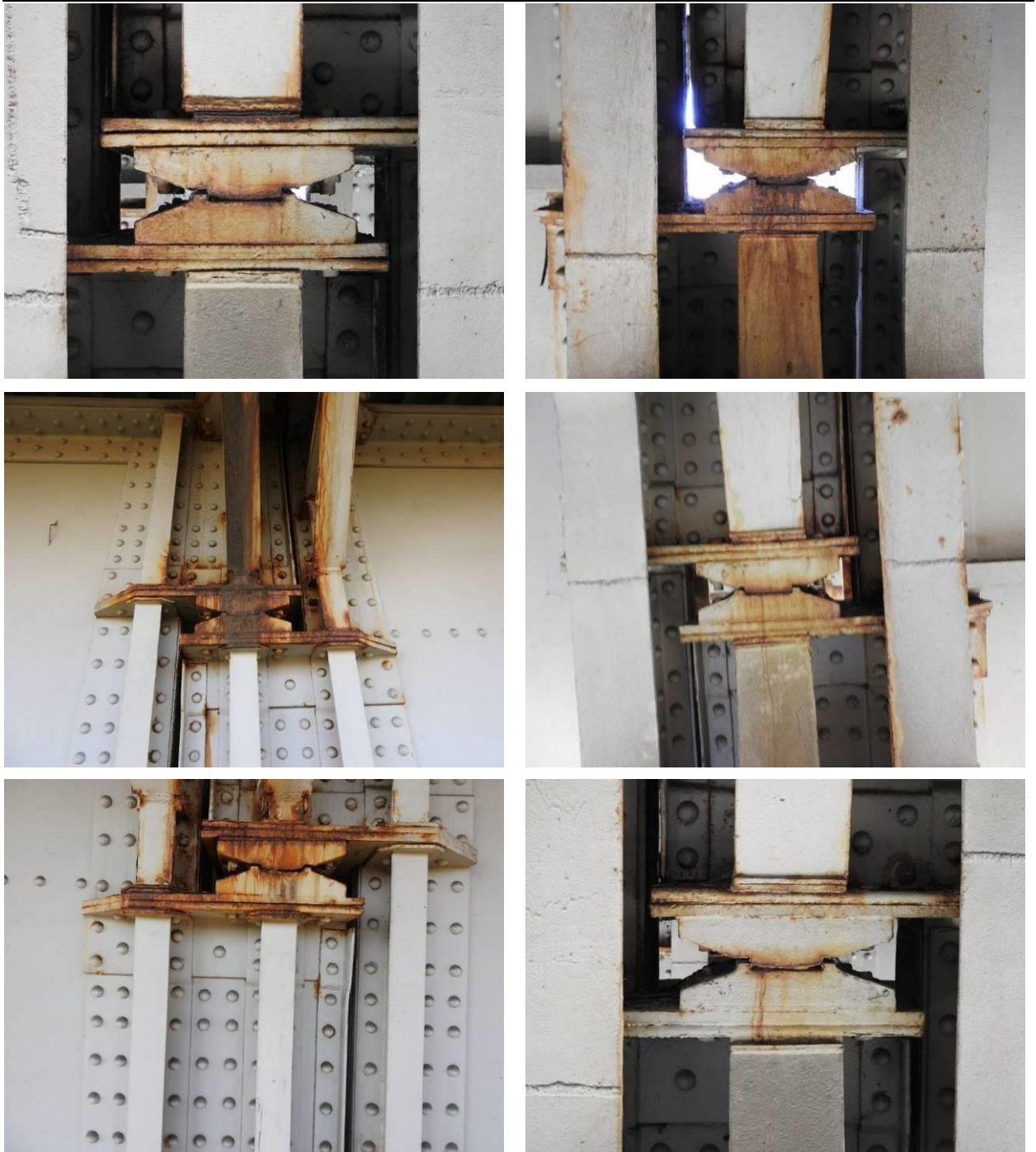
Fot. 3.24. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny łożysk ruchomych o ściętych wałkach, znajdujących się na prawobrzeżnym filarze nurtowym – brak widocznych uszkodzeń i zanieczyszczeń.



Fot. 3.25. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny łożysk stałych znajdujących się na lewobrzeżnym filarze nurtowym – niewielkie ogniska korozji wżerowej w miejscu posadowienia łożyska na filarze.



Fot. 3.26. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny łożysk stałych znajdujących się na lewobrzeżnym filarze nurtowym – niewielkie ogniska korozji wżerowej w miejscu posadowienia łożyska na filarze.



Fot. 3.27. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny przegubowych łożysk znajdujących się na filarze na terenie zalewowym – widoczne intensywne rdzawe zacieki oraz ogniska korozji powierzchniowej.



Fot. 3.28. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny ustroju nośnego mostu – widoczne odchylenie od pionu ruchomych łożysk dwupiętrowych oraz intensywne ogniska korozji powierzchniowej.



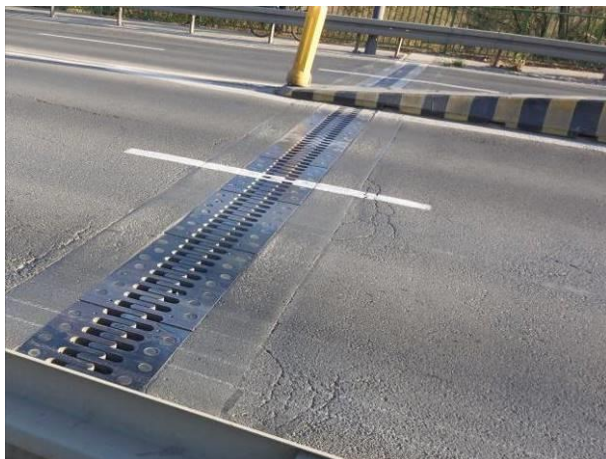
Fot. 3.29. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny wałkowych łożysk ruchomych na przyczółku – widoczne intensywne ubytki powłok antykorozyjnych, zwłaszcza płyt górnych i wałków łożysk ruchomych wraz z towarzyszącą im korozją powierzchniową, lokalne zanieczyszczenia smarem tocznym oraz zanieczyszczenia ziemne i organiczne w obrębie ciosów.

### 3.11. Urządzenia dylatacyjne

Stan techniczny urządzeń dylatacyjnych na obiekcie ocenia się na **niepokojący (ocena 3)**. Podczas realizacji przedmiotowego zadania stwierdzono następujące uszkodzenia:

- zanieczyszczenia materiałem ziemnym i organicznym wewnątrz urządzeń dylatacyjnych,
- pęknięcia i ubytki nawierzchni w obrębie dylatacji,
- korozja stalowych profili jednomodułowych urządzeń dylatacyjnych.

Stan techniczny urządzeń dylatacyjnych na obiekcie przedstawiono na fotografiach poniżej.



Fot. 3.30. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny urządzeń dylatacyjnych na obiekcie.



Fot. 3.31. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny urządzeń dylatacyjnych na obiekcie.



Fot. 3.32. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny urządzeń dylatacyjnych na obiekcie.



### 3.12. Podpory

Stan techniczny przyczółków i filarów ocenia się na **niepokojący (ocena 3)**.

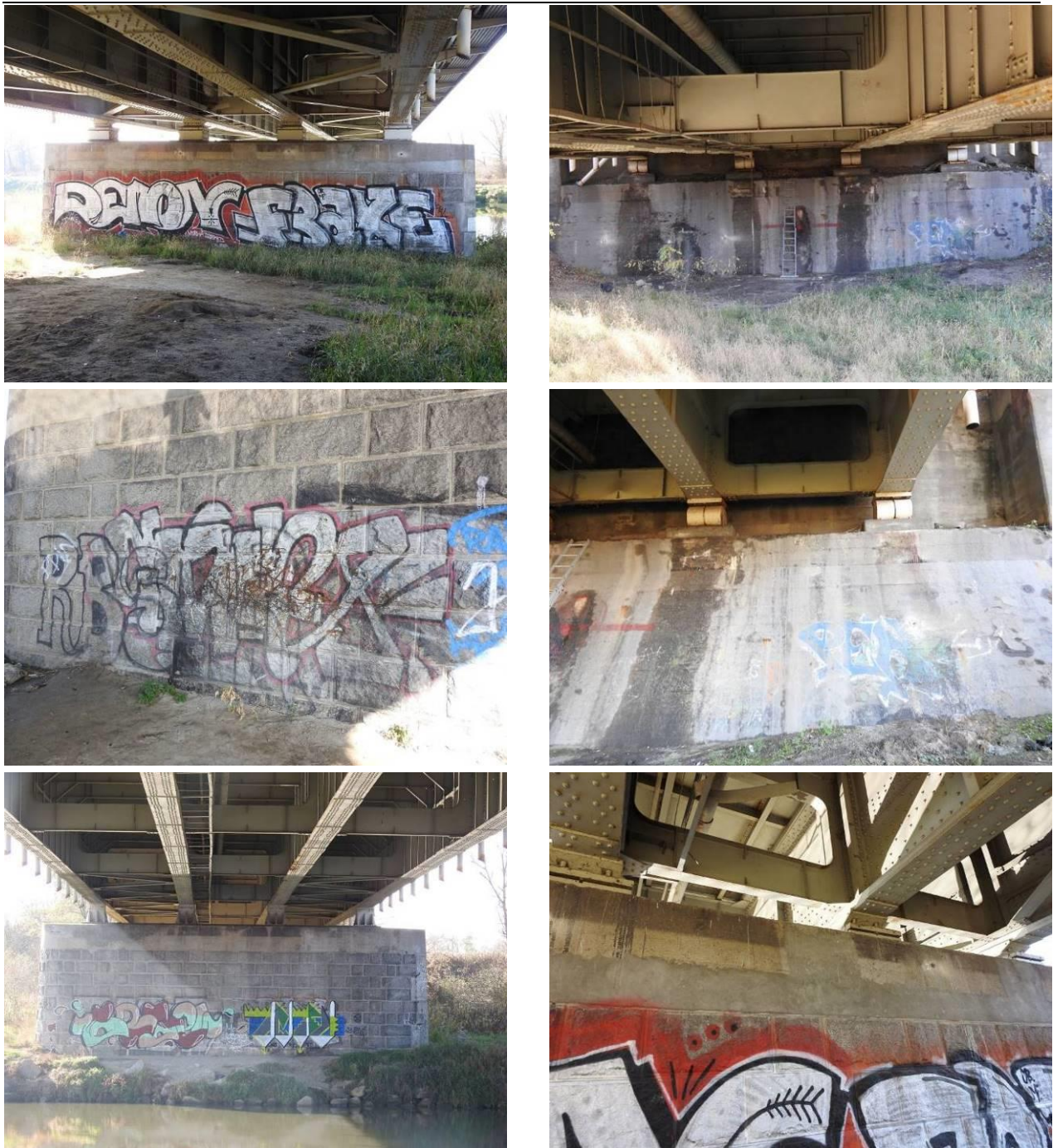
Podczas realizacji przedmiotowego zadania stwierdzono następujące uszkodzenia:

- zanieczyszczenia w postaci zacieków na powierzchni podpór wydobywające się w obrębie szczelin dylatacyjnych,
- spękania powierzchni betonu oczepów filarów oraz ciosów,
- materiał ziemny i organiczny na żelbetowych oczepach filarów,
- rdzawe zacieki na powierzchni oczepu filarów spowodowane naciekami korozyjnymi z konstrukcji nośnej obiektu,
- zanieczyszczenia w postaci graffiti.

Stan techniczny podpór przedstawiono na fotografiach poniżej.



Fot. 3.33. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny podpór.



Fot. 3.34. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny podpór – widoczne zanieczyszczenia w postaci graffiti oraz zanieczyszczenia w postaci zacieków na powierzchni podpór spowodowane zaciekami z nieszczelności w obrębie szczelin dylatacyjnych

### 3.13. Nasypy i skarpy

Stan techniczny nasypów i skarp ocenia się jako **zadawalający (ocena 4)**.

Podczas realizacji przedmiotowego zadania stwierdzono następujące uszkodzenia:

- wegetacja krzewów w obrębie nieumocnionych nasypów po lewej stronie Wisły,
- zalegające zanieczyszczenia organiczne i pochodzenia komunalnego w obrębie nasypów, skarp i schodów skarpowych.

Stan techniczny nasypów i skarp przedstawiono na fotografiach poniżej.



Fot. 3.35. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny nasypów i skarp przy obiekcie.



Fot. 3.36. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny podpór – widoczne zanieczyszczenia w postaci graffiti oraz zanieczyszczenia w postaci zacieków na powierzchni podpór spowodowane zaciekami z nieszczelności w obrębie szczelin dylatacyjnych

### 3.14. Urządzenia obce

Stan techniczny urządzeń obcych na obiekcie ocenia się na **niedostateczny (ocena 2)**.

Podczas realizacji przedmiotowego zadania stwierdzono następujące uszkodzenia:

- korozja wżerowa, obszerne perforacje osłon urządzeń obcych,
- nieszczelności rur osłonowych przewodów teletechnicznych oraz widoczna na niej korozja powierzchniowa.

Stan techniczny urządzeń obcych przedstawiono na fotografiach poniżej.



Fot. 3.37. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny urządzeń obcych.

### 3.15. Pomost technologiczny

Stan techniczny pomostu technologicznego pod przęsłem ocenia się jako **awaryjny (ocena 0)**.

Podczas realizacji przedmiotowego zadania stwierdzono następujące uszkodzenia:

- brak wypełnienia pomostu umożliwiającego bezpieczne poruszanie,
- korozja powierzchniowa stalowych elementów balustrady.

Stan techniczny pomostu technologicznego pod przęsłem przedstawiono na fotografiach poniżej.



Fot. 3.38. Przykładowe fotografie przedstawiające stan techniczny pomostu technologicznego pod przęsłem.

---

## 4. BADANIA

---

### 4.1. Pomiary inwentaryzacyjne

Wykonano inwentaryzację elementów konstrukcji nośnej i wyposażenia. Pomiary wykonano dalmierzem laserowym, ruletką stalową, przymiarem, suwmiarką i grubościomierzem. Na podstawie pomiarów w dostępnych miejscach zweryfikowano nominalne wymiary elementów oraz sporządzono aktualne rysunki inwentaryzacyjne przedmiotowego obiektu.

### 4.2. Badania wizualne obiektu

Poddano szczegółowym oględzinom wszystkie elementy konstrukcji nośnej przęsła mostu oraz podpór. Sprawdzone czy występują nacieki, rysy i spękania, deformacje, ubytki materiału na podporach, elementach konstrukcji nośnej obiektu, elementach wyposażenia obiektu. Wyniki tych badań przedstawione zostały w punkcie 3 (opis stanu istniejącego obiektu).

### 4.3. Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie metodą sklerometryczną

Badania sklerometryczne betonu przeprowadzono celem oceny jednorodności betonu płyty pomostowej i szacunkowego oznaczenia jego wytrzymałości na ściskanie dla potrzeb związanych z określaniem parametrów technicznych betonu w konstrukcji. Pomiary wykonano młotkiem Schmidta typu N wg PN-EN 12504-2:2002. Badanie sklerometryczne oparte jest na zasadzie, że odbicie się sprężystej masy po uderzeniu zależy od twardości powierzchni, z jaką owa masa się zderza. Metoda pomiaru polega tu na określeniu wytrzymałości na ściskanie betonu  $R$  na drodze wyznaczenia powierzchniowej twardości rozpatrywanego materiału scharakteryzowanej przez tzw. liczbę odbicia  $L$ , opisującą wielkość odskoku trzpienia połączonego z masą uderzeniową i układem sprężynowym od badanej powierzchni, po uprzednim uderzeniu w nią z określoną siłą.

Zależność  $R - L$  przyjęto wstępnie na podstawie "Instrukcji stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcji" wydanej przez ITB w 1969 r.

Za krzywą podstawową regresji R-L przyjęto krzywą paraboliczną, o równaniu:

$$R_{sr} = 0.3634(vL^2+1)L_{sr}^2 - 8.107L_{sr} + 65.255 \quad [kG/cm^2]$$

Metodą przekształceń matematycznych, powyższe równanie przekształcono na równanie o jednostkach w [MPa], tj.:

$$R_{sr} = 0.037044(vL^2+1) L_{sr}^2 - 0.8264L_{sr} + 6.652$$

$$sR = L_{sr} \cdot vL (0.00274 L_{sr}^2(vL^2+2) - 0.1224 L_{sr} + 0.6829) - 0.5$$

Odczytów liczby odbicia dokonano przy prostopadłym położeniu młotka do badanej powierzchni. Wybrana powierzchnia do badań charakteryzowała się możliwie brakiem uszkodzeń, nalotów oraz oznak skorodowania betonu W przypadku wystąpienia nierówności, powierzchnia została oczyszczona za pomocą kamienia ściernego lub/i szlifierki.



Fot. 4.1. Na zdjęciach powyżej przedstawiono wykonanie badania młotkiem Schmidta



Tabela 4.1. Dziennik pomiarów sklerometrycznych żelbetowych oczepów filara nr 1.

Data badania :		10,2019		Odbicie wzorc.: 80		Wiek betonu [dni] : 25550						
Nr pkt.	Kąt	Odczyty L					Odczyt średni $L_i$	Odczyt sprow. $L_i(0)$	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$	Wartości wyznaczone	
		1	2	3	4	5						
1	0	38	40	38	40	40	39,2	39,2	-0,8	0,58	$\bar{L} = 39,96$ $s(L) = 0,80$ $v(L) = 0,02$ - $R = 32,80 \text{ MPa}$ $R_{min} = 29,97 \text{ MPa}$ $s(R) = 1,72 \text{ MPa}$ $v(R) = 0,05$ $k = 0,91$	
2	0	41	42	39	39	41	40,4	40,4	0,4	0,19		
3	0	42	40	38	37	38	39,0	39,0	-1,0	0,92		
4	0	40	40	40	42	42	40,8	40,8	0,8	0,71		
5	0	39	40	39	42	42	40,4	40,4	0,4	0,19		
											-	
											$R = 32,80 \text{ MPa}$	
											$R_{min} = 29,97 \text{ MPa}$	
											$s(R) = 1,72 \text{ MPa}$	
											$v(R) = 0,05$	
											$k = 0,91$	
											współczynniki poprawkowe	
											wilg. bet. : 1,00	
											wiek bet. : 0,60	
							Suma	199,8	0,0	2,6		
Krzywa zależności R-L : <b>paraboliczna wg ITB</b>										Wytrzymałość po 28 dniach		
Ocena pod względem jednorodności wg PN-EN 12504-2:2002:												
<b>Beton bardzo dobry</b>										-		
										$R = 19,68 \text{ MPa}$		
										$R_{min} = 17,98 \text{ MPa}$		
										<b><math>R_{min}^* = 20,68 \text{ MPa}</math></b>		

\* wytrzymałość na ściskanie po uwzględnieniu współczynnika zależności wytrzymałości kostkowej  $\square 150 \times 150 \times 150 \text{ mm}$  od wytrzymałości walcowej  $\varnothing 160, h 160 \text{ mm}$  wynoszącego  $R_{\square 150 \times 150 \times 150} / R_{\varnothing 160, h 160} = 1,15$

Wyniki przeprowadzonych badań sklerometrycznych betonu żelbetowych oczepów wskazują pod kątem jednorodności beton bardzo dobry . Po uwzględnieniu współczynnika zależności wytrzymałości kostkowej  $\square 150 \times 150 \times 150 \text{ mm}$  od wytrzymałości walcowej  $\varnothing 160, h 160 \text{ mm}$  wynoszącego  $R_{\square 150 \times 150 \times 150} / R_{\varnothing 160, h 160} = 1,15$  określono, że minimalna wytrzymałość na ściskanie betonu (wytrzymałość gwarantowana) uzyskana na podstawie badania młotkiem Schmidta wynosi 20,68 MPa.

Tabela 4.2. Dziennik pomiarów sklerometrycznych żelbetowych oczepów filara nr 2.

Data badania :		10,2019					Odbicie wzorc.: 80		Wiek betonu [dni] : 25550		
Nr pkt.	Kąt	Odczyty L					Odczyt średni	Odczyt sprow.	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$	Wartości wyznaczone
		1	2	3	4	5	$L_i$	$L_i(0)$			
1	0	40	41	39	41	13	34,8	34,8	-5,0	24,60	$\bar{L} = 39,76$ $s(L) = 3,06$ $v(L) = 0,08$ - $R = 32,70 \text{ MPa}$ $R \text{ min} = 21,97 \text{ MPa}$ $s(R) = 6,50 \text{ MPa}$ $v(R) = 0,20$ $k = 0,67$
2	0	38	38	40	41	40	39,4	39,4	-0,4	0,13	
3	0	43	42	43	41	39	41,6	41,6	1,8	3,39	
4	0	42	43	44	42	43	42,8	42,8	3,0	9,24	
5	0	40	40	40	41	40	40,2	40,2	0,4	0,19	
											-
											$R = 32,70 \text{ MPa}$
											$R \text{ min} = 21,97 \text{ MPa}$
											$s(R) = 6,50 \text{ MPa}$
											$v(R) = 0,20$
											$k = 0,67$
											współczynniki poprawkowe
											wilg. bet. : 1,00
											wiek bet. : 0,60
							Suma	198,8	0,0	37,6	
Krzywa zależności R-L : <b>paraboliczna wg ITB</b> Ocena pod względem jednorodności wg PN-EN 12504-2:2002: <b>Beton mierny</b>											<b>Wytrzymałość po 28 dniach</b> - $R = 19,62 \text{ MPa}$ $R \text{ min} = 13,18 \text{ MPa}$ $R \text{ min}^* = 15,16 \text{ MPa}$

\* wytrzymałość na ściskanie po uwzględnieniu współczynnika zależności wytrzymałości kostkowej  $\square 150 \times 150 \times 150 \text{ mm}$  od wytrzymałości walcowej  $\varnothing 160, h160 \text{ mm}$  wynoszącego  $R_{\square 150 \times 150 \times 150} / R_{\varnothing 160, h160} = 1,15$

Wyniki przeprowadzonych badań sklerometrycznych betonu żelbetowych oczepów wskazują pod kątem jednorodności beton mierny. Po uwzględnieniu współczynnika zależności wytrzymałości kostkowej  $\square 150 \times 150 \times 150 \text{ mm}$  od wytrzymałości walcowej  $\varnothing 160, h160 \text{ mm}$  wynoszącego  $R_{\square 150 \times 150 \times 150} / R_{\varnothing 160, h160} = 1,15$  określono, że minimalna wytrzymałość na ściskanie betonu (wytrzymałość gwarantowana) uzyskana na podstawie badania młotkiem Schmidta wynosi 15,16 MPa.

Tabela 4.3. Dziennik pomiarów sklerometrycznych żelbetowych oczepów filara nr 3.

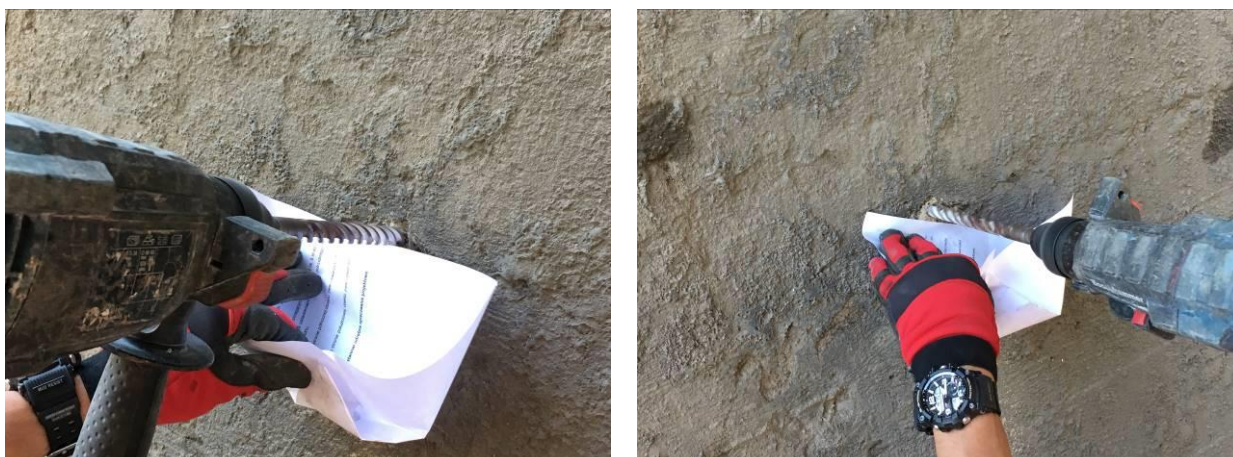
Data badania :		10,2019					Odbicie wzorc.: 80		Wiek betonu [dni] : 25550		
Nr pkt.	Kąt	Odczyty L					Odczyt średni	Odczyt sprow.	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$	Wartości wyznaczone
		1	2	3	4	5	$L_i$	$L_i(0)$			
1	0	38	38	38	39	41	38,8	38,8	-1,4	1,96	$\bar{L} = 40,20$ $s(L) = 1,40$ $v(L) = 0,03$ - $R = 33,37 \text{ MPa}$ $R \text{ min} = 28,40 \text{ MPa}$ $s(R) = 3,01 \text{ MPa}$ $v(R) = 0,09$ $k = 0,85$
2	0	42	42	42	40	40	41,2	41,2	1,0	1,00	
3	0	43	42	40	41	42	41,6	41,6	1,4	1,96	
4	0	38	38	39	38	40	38,6	38,6	-1,6	2,56	
5	0	42	38	40	41	43	40,8	40,8	0,6	0,36	
											-
											$R = 33,37 \text{ MPa}$
											$R \text{ min} = 28,40 \text{ MPa}$
											$s(R) = 3,01 \text{ MPa}$
											$v(R) = 0,09$
											$k = 0,85$
											współczynniki poprawkowe
											wilg. bet. : 1,00
											wiek bet. : 0,60
							Suma	201,0	0,0	7,8	
Krzywa zależności R-L : <b>paraboliczna wg ITB</b> Ocena pod względem jednorodności wg PN-EN 12504-2:2002: <b>Beton bardzo dobry</b>											
											<b>Wytrzymałość po 28 dniach</b>
											-
											$R = 20,02 \text{ MPa}$
											$R \text{ min} = 17,04 \text{ MPa}$
											<b><math>R \text{ min}^* = 19,60 \text{ MPa}</math></b>

\* wytrzymałość na ściskanie po uwzględnieniu współczynnika zależności wytrzymałości kostkowej  $\square 150 \times 150 \times 150 \text{ mm}$  od wytrzymałości walcowej  $\varnothing 160, h 160 \text{ mm}$  wynoszącego  $R_{\square 150 \times 150 \times 150} / R_{\varnothing 160, h 160} = 1,15$

Wyniki przeprowadzonych badań sklerometrycznych betonu żelbetowych oczepów wskazują pod kątem jednorodności beton bardzo dobry . Po uwzględnieniu współczynnika zależności wytrzymałości kostkowej  $\square 150 \times 150 \times 150 \text{ mm}$  od wytrzymałości walcowej  $\varnothing 160, h 160 \text{ mm}$  wynoszącego  $R_{\square 150 \times 150 \times 150} / R_{\varnothing 160, h 160} = 1,15$  określono, że minimalna wytrzymałość na ściskanie betonu (wytrzymałość gwarantowana) uzyskana na podstawie badania młotkiem Schmidta wynosi 19,60 MPa.

#### 4.4. Badania chemiczne betonu

Na potrzeby niniejszego opracowania wykonano badania chemiczne betonu mające na celu określenie typu oraz intensywności zagrożenia związanego z oddziaływaniem szkodliwych jonów na materiał elementów konstrukcyjnych przedmiotowego obiektu.



Fot. 4.2 Na zdjęciach powyżej przedstawiono przykładowe zdjęcia z poboru rdzeni betonowych z dźwigara głównego i poprzecznicy między słupami

Próbki betonu pobierane zostały bezpośrednio z elementów konstrukcyjnych obiektu. Próbki pobierane były w postaci zwiercin z trzech różnych głębokości, przy czym głębokość ostatniego odwiertu powinna odpowiadać grubości otuliny prętów zbrojeniowych. Miejsca odwiertów dobierane są na podstawie oceny wizualnej obiektu jako miejsca najbardziej uszkodzone lub najbardziej narażone na oddziaływanie agresywnych jonów. Próbki pobierane były również z miejsc bez widocznych uszkodzeń jako próby kontrolne. Pobrane zwierciny osuszono i w szczelnych, opisanych pojemnikach przewieziono do laboratorium. Ze zwiercin przygotowano określone naważki, a następnie przeprowadzono je do roztworów wodnych. Tak przygotowane roztwory posłużyły do przeprowadzenia analiz: ocena zawartości i rozkładu jonów chlorkowych, siarczanowych i azotanowych.

Tabela 4.4. Lokalizacja miejsc poboru próbek betonu do badań chemicznych

Element	Głębokość [cm]	Ocena wizualna miejsca odwiertu	Nr próbki
Przyczółek	1 – 3 – 6	- miejsce bez widocznych uszkodzeń betonu - beton suchy	1
Przyczółek	1 – 3 – 6	- miejsce w okolicy odbarwień na betonie - beton wilgotny	2
Oczep filara nr 1	1 – 3 – 6	- miejsce bez widocznych uszkodzeń betonu - beton suchy	3
Oczep filara nr 1	1 – 3 – 6	- miejsce w okolicy odspojień betonu - beton suchy	4
Oczep filara nr 3	1 – 3 – 6	- miejsce bez widocznych uszkodzeń betonu - beton suchy	5
Oczep filara nr 3	1 – 3 – 6	- miejsce w okolicy odspojień betonu - beton suchy	6

#### 4.4.1. Ocena zawartości i rozkładu jonów Cl<sup>-</sup> w przekroju betonowym

Wykonano oznaczenie jakościowe obecności chlorków przy pomocy rozcieńzonego kwasu azotowego i azotanu srebra. Następnie przeprowadzono oznaczanie ilościowe stężenia jonów chlorkowych metodą argentometrycznego miareczkowania, w której jony rtęci reagują z jonami chlorkowymi tworząc trudnorozpuszczalny chlorek rtęci. Nadmiar jonów rtęci reaguje z dwufenylokarbazonem w środowisku kwasu azotowego tworząc niebiesko – fioletowy kompleks, którego pojawienie się oznacza koniec miareczkowania. Krytycznym stężeniem jonów chlorkowych w stosunku do masy betonu jest wartość 0,064 %. W przypadku betonu skarbonatyzowanego ta wartość to 0,016 %.

Tabela 4.5. Wyniki oznaczenia zawartości jonów chlorkowych

Jony chlorkowe	Nr.	Test jakościowy na obecność Cl <sup>-</sup>			Oznaczona ilościowo zawartość Cl <sup>-</sup>			Oznaczona ilościowo zawartość Cl <sup>-</sup> w betonie		
					[mg/l]			[% m/m]		
		1cm	3cm	6cm	1cm	3cm	6cm	1cm	3cm	6cm
	1	Poz	Neg	Neg	133	24	0	0,133	0,024	0,0
	2	Poz	Neg	Neg	114	13	0	0,114	0,013	0,0
	3	Poz	Neg	Neg	128	16	0	0,128	0,016	0,0
	4	Poz	Neg	Neg	111	26	0	0,111	0,026	0,0
	5	Poz	Neg	Neg	120	36	0	0,120	0,036	0,0
	6	Poz	Neg	Neg	130	28	0	0,130	0,028	0,0

Legenda:

Poz – próba pozytywna na obecność jonów

Neg – próba negatywna na obecności jonów

Na podstawie otrzymanych wyników stwierdza się brak zagrożenia korozją prętów zbrojeniowych wynikającą z oddziaływania szkodliwych jonów chlorkowych. Przekroczone stężenia jonów stwierdzono jedynie w warstwie przypowierzchniowej betonu co może wynikać z omywania powierzchni podpór wodą pochodzącą z odladzania jezdni.

#### 4.4.2. Ocena zawartości i rozkładu jonów $SO_4^{2-}$ w przekroju betonowym

Wykonano oznaczenie jakościowe obecności jonów siarczanowych przy pomocy rozcieńczonego kwasu solnego i chlorku baru oraz oznaczanie ilościowe stężenia jonów siarczanowych metodą kolorymetryczną, w której podstawą oznaczenia jest barwna reakcja jodanów z tanią w słabo kwaśnym środowisku, z utworzeniem czerwono – brązowego barwnika. Krytycznym stężeniem jonów siarczanowych w stosunku do masy betonu jest wartość 0,50 %.

Tabela 4.6 Wyniki oznaczenia zawartości jonów siarczanowych

Jony siarczanowe	Nr.	Test jakościowy na obecność $SO_4^{2-}$			Oznaczona ilościowo zawartość $SO_4^{2-}$ [mg/l]			Oznaczona ilościowo zawartość $SO_4^{2-}$ w betonie [% m/m]		
		1cm	3cm	6cm	1cm	3cm	6cm	1cm	3cm	6cm
	1	Neg	Neg	Neg	0	0	0	0	0	0
2	Neg	Neg	Neg	0	0	0	0	0	0	
3	Neg	Neg	Neg	0	0	0	0	0	0	
4	Neg	Neg	Neg	0	0	0	0	0	0	
5	Neg	Neg	Neg	0	0	0	0	0	0	
6	Neg	Neg	Neg	0	0	0	0	0	0	

Legenda:

Poz – próba pozytywna na obecność jonów

Neg – próba negatywna na obecności jonów

Na podstawie otrzymanych wyników stwierdza się brak zagrożenia korozją prętów zbrojeniowych wynikającą z oddziaływania szkodliwych jonów siarczanowych.

#### 4.4.3. Ocena zawartości i rozkładu jonów azotanowych w przekroju betonowym

Wykonano oznaczenie jakościowe obecności jonów azotanowych przy pomocy rozcieńczonego kwasu siarkowego, siarczanu żelazawego i stężonego kwasu siarkowego. Wykonano też oznaczanie ilościowe stężenia jonów azotanowych

metodą kolorymetryczną, która rozpoczyna się od redukcji (czynnikiem redukującym) azotanów do azotynów. W obecności kwaśnego buforu azotyny przekształcają się w kwas azotawy, który diazuje aminę aromatyczną, a produkt sprzęga się z N-(1-naftylo)etylenodiaminą i tworzy czerwono-purpurowy barwnik azowy. Krytycznym stężeniem jonów azotanowych w stosunku do masy betonu jest wartość 0,15 %.

Tabela 4.7. Wyniki oznaczenia zawartości jonów azotanowych

Jony azotanowe	Nr.	Test jakościowy na obecność NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>			Oznaczona półilościowo zawartość NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> [mg/l]			Oznaczona półilościowo zawartość NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> w betonie [% m/m]		
		1cm	3cm	6cm	1cm	3cm	6cm	1cm	3cm	6cm
	1	Neg	Neg	Neg	0	0	0	0	0	0
2	Neg	Neg	Neg	0	0	0	0	0	0	
3	Neg	Neg	Neg	0	0	0	0	0	0	
4	Neg	Neg	Neg	0	0	0	0	0	0	
5	Neg	Neg	Neg	0	0	0	0	0	0	
6	Neg	Neg	Neg	0	0	0	0	0	0	

Legenda:

Poz – próba pozytywna na obecność jonów

Neg – próba negatywna na obecności jonów

Na podstawie otrzymanych wyników stwierdza się brak zagrożenia korozją prętów zbrojeniowych wynikającą z oddziaływania szkodliwych jonów azotanowych.

#### 4.5. Badania laboratoryjne odwiertów pobranych z konstrukcji podpór

Celem badania jest określenie podstawowych parametrów technicznych materiału konstrukcyjnego na podstawie badania wytrzymałości na ściskanie próbek betonu pobranych w postaci rdzeni betonowych bezpośrednio z konstrukcji przedmiotowego obiektu.

Dla poboru próbek rdzeniowych wykonano 2 odwierty wiertnicą rdzeniową Hilti DD-150 przy pomocy wiertła koronowego Ø 100 mm chłodzonego wodą.

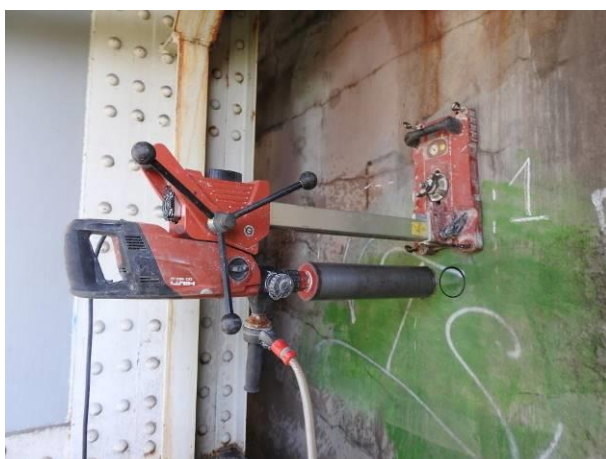
Lokalizację miejsc odwiertów wraz z ich oznaczeniami przedstawia tabela 4.9, a przykładowe fotografie dokumentujące przeprowadzone odwierty przedstawione są na fotografii fot. 4.3. Ubytki powstałe po poborze próbek zastały uzupełnione materiałem betonowym w celu odtworzenia stanu z przed poboru.

Tabela 4.9. Lokalizacja miejsc odwiertów próbek rdzeniowych do badań wytrzymałościowych

Oznaczenie próbki	Element
1	Przyczółek od strony zachodniej
2	Przyczółek od strony wschodniej



Fot. 4.3 Na zdjęciach powyżej przedstawiono przykładowe zdjęcia z poboru rdzeni betonowych z podpory od strony zachodniej (nr 2).



Fot. 4.4 Na zdjęciach powyżej przedstawiono przykładowe zdjęcia z poboru rdzeni betonowych z podpory od strony wschodniej (nr 1).

Zakwalifikowane pozytywnie rdzenie betonowe zostały przekazane do Laboratorium Badań Betonu LABTECHNE sp. z o.o. celem przeprowadzania na nich badania wytrzymałości betonu na ściskanie jednoosiowe w stanie powietrzno – suchym wg PN-EN 206:2014-04. Pełne sprawozdanie z badań laboratoryjnych zostało



zawarte w załączniku nr 2 do niniejszego opracowania. Poniżej w tabeli 4.10 przedstawiono zebrane wyniki badań.

Tabela 4.10. Wyniki badań wytrzymałości betonu na ściskanie

Oznaczenie próbki	Oznaczenie fragmentu	Wytrzymałości betonu na ściskanie jednoosiowe w stanie powietrzno – suchym [MPa]
1	1/1	13,45
	1/1	11,46
2	2/1	17,91
	2/3	18,80
	2/3	17,66
	2/3	20,16

Badane próbki spełniają wymagania dla minimalnej charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcji wg normy PN-EN 13791:2008 Przypadek B -  $f_{ck, is} = 9,6 \text{ N/mm}^2$  co odpowiada klasie wytrzymałości na ściskanie betonu wg normy PN-EN 206-1 C8/10.

#### 4.6. Badania stali konstrukcyjnej

Pobór próbek stali konstrukcyjnej wykonano z przy wykorzystaniu szlifierki kątovej. Dla przeprowadzenia badań pobrano próbki stali z konstrukcji blachownicowej. Pobrano 2 próbki z półki dolnej blachownicy od strony wschodniej oraz w miejscu przegubowego oparcia przęsła na filarze od strony zachodniej. Materiał został pobrany z elementu za strefą podparcia.



Fot. 4.5. Miejsca poboru próbek stali z konstrukcji blachownicowej.

#### 4.6.1. Statyczna próba rozciągania

W celu określenia właściwości wytrzymałościowych pobranej próbki stali, przeprowadzono statyczną próbę rozciągania – zgodnie z normą PN-EN ISO 6892-1:2016-09. Badania przeprowadzone zostały w Politechnice Wrocławskiej, w laboratorium Katedry Mechaniki i Inżynierii Materiałowej Wydziału Mechanicznego. Pełny raport z przeprowadzonych badań zamieszczono w załączniku nr 02 do niniejszego opracowania.

Poniżej w tabelach przedstawiamy zbiorcze zestawienie wyników z przeprowadzonych badań, które zostały przyjęte jako założenia do obliczeń statyczno-wytrzymałościowych.

Tabela 4.11 Wyniki pomiarów dla próbek uzyskanych z wycinka stali pobranego z konstrukcji

Próbka 1

Oznaczenie próbki	A <sub>5</sub> [%]	Z [%]	R <sub>m</sub> [MPa]	R <sub>e</sub> /R <sub>0,2</sub> [MPa]	E [GPa]
1	26,6	68,7	583	371	211
2	27,6	64,7	589	361	178
3	22,9	63,6	626	441	205
4	24,2	70,0	584	381	213
<b>średnia</b>	<b>25,3</b>	<b>66,7</b>	<b>596</b>	<b>389</b>	<b>202</b>

---

**Próbka 2**

Oznaczenie próbki	A <sub>5</sub> [%]	Z [%]	R <sub>m</sub> [MPa]	R <sub>e</sub> /R <sub>0.2</sub> [MPa]	E [GPa]
1	21,6	64,6	600	391	212
2	24,7	65,1	582	344	199
3	23,0	63,6	595	389	215
4	24,1	56,2	577	331	212
<b>średnia</b>	<b>23,3</b>	<b>62,4</b>	<b>589</b>	<b>364</b>	<b>210</b>

**4.6.2. Analiza metalograficzna**

Celem prowadzonych analiz i obserwacji było ustalenie składu chemicznego oraz określenie rodzaju tworzywa z jakiego zostały wzniesione obiekty mostowe. W celu realizacji w/w zadań, zakres badań i analiz na tym etapie obejmował:

- pięcioskładnikową analizę składu chemicznego metodą spektrometryczną,
- obserwacje mikrostruktur w stanie poeksploatacyjnym w stanie nietrawionym oraz po wytrawieniu odczynnikiem Mi1Fe wg norm PN-61/H-04503 oraz ASTM E407 - 07(2015)e1,
- pomiary twardości metodą Vickersa na przekroju poprzecznym, w warunkach zgodnych z PN-EN ISO 6507-1:2007.

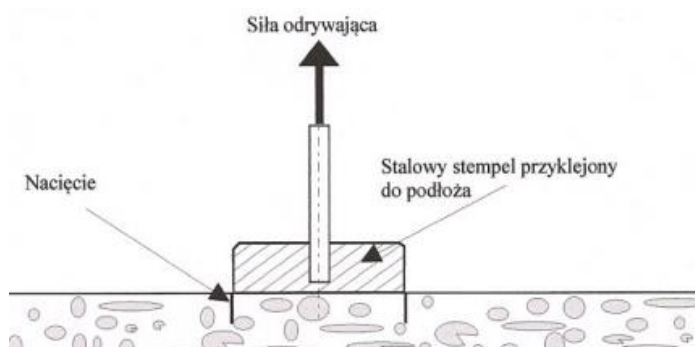
Badania przeprowadzone zostały na Politechnice Wrocławskiej, w laboratorium Katedry Mechaniki i Inżynierii Materiałowej Wydziału Mechanicznego. Pełny raport z przeprowadzonych badań zamieszczono w załączniku nr 02 do niniejszego opracowania.

Poniżej przedstawiamy podsumowanie wyników z przeprowadzonych badań próbki pobranej z konstrukcji:

- nie obserwuje się oznak mikrostrukturalnej degradacji.
- badaną próbkę (ozn. „NOWOHUCKI”) można zakwalifikować na podstawie analizy składu chemicznego i jej mikrostruktury do grupy półuspokojonych stali zbliżonych do 08Y (wg normy PN-89/H-84023/03).

#### 4.7. Ocena wytrzymałości betonu na rozciąganie (odrywanie) metodą „pull-off”

Badanie wytrzymałości powierzchniowych warstw betonu na odrywanie miało na celu sprawdzenie, czy warstwa przypowierzchniowa betonu na obszarze pomiarowym spełnia wymagania wytrzymałościowe warunkujące ewentualne wykonanie jego napraw powierzchniowych. Wstępnie obwiercono miejsce wykonania badania wiertłem koronowym o średnicy wewnętrznej 50 mm. Pomiar wytrzymałości na odrywanie wykonano poprzez przyklejenie do badanej powierzchni stalowego krążka (stempla) o średnicy 50 mm. Po stwardnieniu kleju do stempla mocuje się urządzenie dynamometryczne, którym wykonuje się test odrywania, z przyrastającą siłą.



Rys. 4.1 Schematyczne przedstawienie metody pull – off.

Do wykonania badania metodą „pull-off” wykorzystano:

- szybkotwardniejący dwuskładnikowy klej epoksydowy, zgodnie z zaleceniami producenta.
- krążki o średnicy ( $50 \pm 0,5$ ) mm i grubości co najmniej 20 mm. Powierzchnia krążka, na którą nakłada się klej była płaska z tolerancją 0,1 mm na 50 mm długości.
- krążki zaopatrzone były w urządzenie umożliwiające przyłączenie przyrządu do odrywania, zapewniające prostopadłe przyłożenie obciążenia do badanej powierzchni, nie powodujące zginania ani powstawania sił ścinających.
- urządzenie do szlifowania i do czyszczenia z kleju krążków po ich użyciu.
- szczotkę stalową i szczotkę o miękkim włosiu.

- przyrząd do odrywania TPO-W16 firmy ArHo (Świadectwo Wzorcowania wydane przez akredytowane laboratorium firmy APLA) zgodny z EN 24624, o sile odrywającej wystarczającej do spowodowania zniszczenia przyczepności badanej próbki. Dokładność wskazań przyrządu wynosiła  $\pm 1$  %. Przyrząd odrywający umożliwiał przyłożenie obciążenia zgodnie z EN 24624:1992 p. 3.1 i zaopatrzony był w urządzenie pomiarowe umożliwiające zarejestrowanie odczytu maksymalnej wartości przyłożonej siły.

Do przeprowadzenia badań wybrano powierzchnię najmniej zanieczyszczoną, a wszelkie nierówności i zanieczyszczenia zostały usunięte poprzez starcie. Przed wykonaniem badania powierzchni została odpylona. Powierzchnię krążka, która będzie się stykać z klejem, oczyszczono, odtłuszczono i osuszono. Następnie nałożono ciekłą warstwę kleju na powierzchnię krążka, tak aby utworzył on jednolitą warstwę pomiędzy krążkiem a podłożem. Krążek odpowiednio dociśnięto w celu usunięcia powietrza i nadmiaru kleju. Pozostawiono klej do stwardnienia, zgodnie z instrukcją producenta. Przyrząd do odrywania wraz z wyposażeniem stosowano zgodnie z instrukcją producenta. Przyrząd umieszczono współśrodkowo nad krążkiem, pod kątem  $(90\pm 1)^\circ$  do powierzchni. Przyrząd zabezpieczono przed zmianą pozycji w czasie badania. Przyłożone obciążenie wzrastało w sposób ciągły i równomierny aż do wystąpienia zniszczenia. Zapisano wartość obciążenia przy zniszczeniu oraz określono procentowy typ zniszczenia (przełom) w każdym miejscu badania zgodnie z oznaczeniem: B – kohezyjne zerwanie w betonie, K – kohezyjne zerwanie w kleju, B/K – adhezyjne zerwanie między betonem i klejem.

Dokładną lokalizację miejsc badanych oraz wyniki badania przedstawia tabela 4.12.





Fot. 4.6 Przykładowe zdjęcia przedstawiające przebieg badania.

Tabela 4.12. Lokalizacja miejsc badania wytrzymałości betonu na rozciąganie (odrywanie) metodą „pull-off” wraz z zmierzoną wytrzymałością betonu na rozciąganie [MPa].

Obszar badania	Sekcja	Oznaczenie	Przybliżona lokalizacja miejsca badania	Zmierzona wytrzymałość betonu na rozciąganie [MPa]	Typ przełomu
Filar nr 1	I	1	Lewa strona filara	5,37	B75% / K25%
		2	Środek filara	4,39	B100%
		3	Prawa strona filara	3,33	B100%
Przyczółek od strony zachodniej	II	4	Lewa strona podpory	1,12	B70% / K30%
		5	Środek podpory	0,93	B100%
		6	Prawa strona podpory	1,66	B100%

### Analiza wyników:

Badanie wytrzymałości powierzchniowych warstw betonu na odrywanie miało na celu sprawdzenie, czy warstwa przypowierzchniowa betonu na obszarze pomiarowym spełnia wymagania wytrzymałościowe ( $>1,5\text{MPa}$ ) warunkujące ewentualne wykonanie jego napraw powierzchniowych. Na podstawie otrzymanych wyników stwierdza się, że na podporze od strony zachodniej zmierzona wytrzymałość jest mniejsza od  $1,5\text{MPa}$ , ze względu na większe zawilgocenie podpory w porównaniu do pozostałych.



---

---

## 5. OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE

---

Analizy elementów konstrukcji mostu wykonano na podstawie normy PN-82/S-10052. Konstrukcję sprawdzano na obciążenie stałe (ciężar własny oraz wyposażenie) oraz obciążenie zmienne taborem samochodowym i tłumem wg PN-85/S-10030, dodatkowo uwzględniając efekty parcia wiatru.

Analiza konstrukcji polega na określeniu wielkości sił wewnętrznych w jej elementach oraz określeniu wyężenia przy parametrach geometrycznych oraz materiałowych określonych na podstawie inwentaryzacji, dostępnej dokumentacji oraz badań materiałowych. W wyniku analizy konstrukcji określona została klasa obciążenia wg normy PN-85/S-10030.

Analizę statyczno-wytrzymałościową przeprowadzono dla wszystkich normowych klas obciążeń oraz dla schematów obciążenia pojazdem zgodnie z załącznikiem do zarządzenia nr 17 GDDKiA z 2004 r. (instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych) dla dwóch pasów ruchu.

Pełny raport z przeprowadzonej analizy statyczno-wytrzymałościowej przedstawiono w załączniku nr 1 do niniejszego opracowania. Poniżej przedstawiamy wnioski z przeprowadzonej analizy.

### 5.1.1. Wnioski

Analizowana konstrukcja obiektu mostowego przenosi obciążenia klasy C wg PN-85/S-10030 oraz obciążenia użytkowe dla modelu samochodowego dla jednego pasa ruchu.



---

## 6. WNIOSKI I OKREŚLENIE WARUNKÓW DALSZEJ EKSPLOATACJI MOSTU

Po przeprowadzeniu szczegółowej inwentaryzacji uszkodzeń, wykonaniu statyczno-wytrzymałościowej analizy, wykonaniu badań materiałowych oraz określeniu stanu technicznego mostu przez rzekę Wisłę w ciągu ul. Nowohuckiej w Krakowie, poniżej podaje się wnioski końcowe, zalecenia odnośnie dalszego postępowania z obiektem oraz ograniczenia eksploatacyjne.

### 6.1. Wnioski końcowe

1. Na podstawie analizy statyczno-wytrzymałościowej stwierdza się, że analizowana konstrukcja obiektu mostowego przenosi obciążenia klasy C wg PN-85/S-10030 oraz obciążenia użytkowe dla modelu samochodowego dla jednego pasa ruchu.
2. **Na podstawie przeprowadzonej oceny stanu technicznego stwierdza się, że przedmiotowy obiekt jest w niepokojącym stanie technicznym ale nie stanowi zagrożenia dla życia lub zdrowia ludzi, bezpieczeństwa mienia i środowiska. Nie mniej jednak stwierdza się, że przedmiotowy obiekt wymaga przeprowadzenia prac remontowych, których głównym celem jest odtworzeniu stanu pierwotnego, utrzymanie obiektu budowlanego w dobrym stanie i zabezpieczenie przed szybkim zużyciem się.**

Główne uszkodzenia ustroju nośnego wynikają przede wszystkim z braku szczelnej izolacji przeciwwodnej oraz nieszczelnych urządzeń dylatacyjnych. Objawem tego są uszkodzenia w postaci degradacji powłok antykorozyjnych oraz widocznej korozji na połączeniach blach nieckowych z elementami rusztu oraz belki podłużnej wspornika z żebrami. Z uwagi na to, że uszkodzenia obserwuje się już na stalowych elementach ustroju nośnego, należy przewidzieć, że woda pochodząca z opadów atmosferycznych ma możliwość penetracji przez żelbetową płytę pomostową. Bark możliwości wysychania płyty sprawia, że najprawdopodobniej mogła ulec intensywnej degradacji. Skutkiem nieszczelnych dylatacji jest możliwość omywania elementów stalowych w ich obrębie. W stanie istniejącym skutkuje to postępującą degradacją powłok antykorozyjnych oraz towarzyszącą korozją łożysk.

Uszkodzenia podpór wynikają przede wszystkim z narażenia na kontakt z wodą opadową oraz pochodzącą z nieszczelnych dylatacji. Zawilgocony materiał betonowy, w kontakcie ze zmiennymi warunkami temperaturowymi otoczenia, ulega powolnej degradacji – woda w porach betonowych zamarzając zwiększa swoją objętość, co powoduje rozsadzanie porów a w efekcie ukruszenia i odspojenia materiału betonowego.

Stan nawierzchni na obiekcie świadczy o znacznym stopniu jej wyeksploatowania.

W stanie istniejącym system odwodnienia nie spełnia swojej funkcji – brak ciągłości rur spustowych oraz perforacje korozyjne kielichów nie pozwalają na kierunkowe odprowadzenie wody z obiektu. Dodatkowo brak sączków w blachach nieckowych powoduje ich korozję w miejscu otworu spustowego.

Należy również zwrócić szczególną uwagę na awaryjny stan techniczny pomostu roboczego (brak wypełnienia pomostu uniemożliwia bezpieczne poruszanie się) oraz znaczne odchylenie od pionu ruchomych łożysk dwupiętrowych, które wymagają korekty.

Wpływ pozostałych uszkodzeń, szeroko opisywanych w punkcie 3 niniejszego opracowania, nie jest decydujący dla oceny stanu technicznym obiektu jak również nie mają one istotnego znaczenia w kontekście jego bezpiecznej eksploatacji.

## 6.2. Zalecenia

- 1) Z uwagi na przedstawione wnioski z przeglądu, w ramach brak jest zaleceń co do prac bieżącego utrzymania.
- 2) Z uwagi na przedstawione wnioski z przeglądu, dla przedmiotowego obiektu w ramach prac objętych bieżącą konserwacją i remontem głównym tzn. wykonywanie w istniejącym obiekcie budowlanym robót polegających na odtworzeniu stanu pierwotnego oraz mających na celu utrzymanie obiektu budowlanego w dobrym stanie, w celu jego zabezpieczenia przed szybkim zużyciem się, czy też zniszczeniem i dla utrzymania go w celu użytkowania w stanie zgodnym z przeznaczeniem tego obiektu, do 2 lat od daty utworzenia niniejszej dokumentacji zaleca się:
  - demontaż istniejącej nawierzchni jezdni, chodników, dylatacji oraz elementów wyposażenia,

- 
- demontaż istniejących elementów systemu odwodnienia,
  - demontaż istniejącej żelbetowej płyty pomostowej wraz z izolacją aż do konstrukcji stalowej,
  - oczyszczenie strumieniowo-ścierne elementów stalowych ustroju nośnego, wsporników podchodnikowych, pomostu technologicznego oraz łożysk z pozostałości powłok antykorozyjnych i produktów korozji (uwaga, w ramach rozwiązań projektowych należy przewidzieć możliwą konieczność wymiany poszczególnych elementów i arkuszy blach nieckowych, których ubytki korozyjne ujawnione po oczyszczeniu dyskwalifikują je dla możliwości dalszego użytkowania),
  - oczyszczenie strumieniowo-ścierne żelbetowych elementów podpór ze zdegradowanej i luźnej otuliny (w przypadku odkrytego zbrojenia należy je oczyścić z produktów korozji i zabezpieczyć antykorozyjnie) oraz jej uzupełnienie w technologii napraw powierzchniowych betonu,
  - oczyszczenie strumieniowo-ścierne kamiennych elementów podpór z zanieczyszczeń i uzupełnienie spoinowania,
  - naprawę rys na podporach i ciosach podłożyskowych metodą iniekcji ciśnieniowej,
  - rektyfikację ruchomych łożysk dwupiętrowych,
  - konserwację wszystkich łożysk na obiekcie,
  - zabezpieczenie antykorozyjne konstrukcji stalowej ustroju nośnego,
  - wykonanie nowej żelbetowej płyty pomostowej z izolacją typu mostowego,
  - odtworzenie systemu odwodnianie obiektu z dodaniem sączków w blachach nieckowych,
  - wykonanie nowej nawierzchni na obiekcie
  - ponowny montaż elementów wyposażenia

Powyższy remont powinien być wykonany na podstawie odrębnej, wymaganej Prawem Budowlanym, dokumentacji technicznej gdzie o ostatecznych rozwiązaniach decyduje projektant.

- 3) Z uwagi na przedstawione wnioski z przeglądu oraz wyniki obliczeń statyczno – wytrzymałościowych brak jest zaleceń w ramach prac objętych kompleksową przebudową, tj. wykonywania robót budowlanych, w wyniku których następuje

---

zmiana parametrów użytkowych lub technicznych istniejącego obiektu budowlanego.

### **6.3. Ograniczenia eksploatacyjne**

- 1) Przedmiotowy obiekt dopuszcza się do eksploatacji na 2 lata dla obciążeń klasy C wg PN-85/S-10030 lub do czasu wykonania jego remontu (o ile nastąpi to wcześniej).
- 2) Po upływie 2 lat, w przypadku braku remontu, należy wykonać powtórnie ocenę stanu technicznego obiektu z wpływem uszkodzeń na jego nośność a na jej podstawie możliwe będzie dopuszczenie obiektu do dalszej eksploatacji zgodnie z warunkami w niej określonymi.