Nr opracowania: MSJ327/2025
UMOWA Nr PZP.273.2.46.2025.MC.II z dnia 04.08.2025 r.

Wykonanie ekspertyz technicznych dla wskazanych drogowych obiektów inżynierskich – mostów zlokalizowanych w ciągu dróg powiatowych na terenie powiatu wrocławskiego.

Ekspertyza mostu drogowego przez potok Sulistrowicki,
w km 4+370 drogi powiatowej 1986 D w m. Nasławice (JNI 01002075)



Wrocław, wrzesień 2025 r.

NIP: 921 – 136 -21-53
REGON: 021074048
MBank: 42 1140 2017 0000 4602 1051 1782

ul. Gagarina 22/3, 54- 620 Wrocław
e-mail: biuro@msjprojket.com
tel.: +48 605 415 660

Numer raportu: MSJ327/2025 (UMOWA Nr PZP.273.2.46.2025.MC.II z dnia 04.08.2025 r.)

Ekspertyza została wykonana na zlecenie Zamawiającego:
Powiat Wrocławski z siedzibą przy ul. Kościuszki 131
50-440 Wrocław, NIP 897-16-47-961
w imieniu, którego działa Zarząd Powiatu.

Oświadcza się, że niniejsza dokumentacja pn.: „Wykonanie ekspertyz technicznych dla wskazanych drogowych obiektów inżynierskich – mostów zlokalizowanych w ciągu dróg powiatowych na terenie powiatu wrocławskiego". **Ekspertyza mostu drogowego przez potok Sulistrowicki, w km 4+370 drogi powiatowej 1986 D w m. Nasławice (JNI 01002075)",** wykonana została zgodnie z UMOWĄ Nr PZP.273.2.46.2025.MC.II z dnia 04.08.2025 r., gdzie Zamawiającym jest Powiat Wrocławski z siedzibą przy ul. Kościuszki 131 50-440 Wrocław, NIP 897-16-47-961 w imieniu, którego działa Zarząd Powiatu a Wykonawcą jest firma MSJPROJEKT Justyna Nowicka, z siedzibą: ul. Gagarina 22/3, 54-620 Wrocław, oraz została sprawdzona i uznana za sporządzoną prawidłowo, zgodnie z przepisami techniczno-budowlanymi, normami i wytycznymi oraz, że jest kompletna z punktu widzenia celu, któremu ma służyć.

Zespół autorski:

mgr inż. Justyna Nowicka
upr. nr 229/DOŚ/06

mgr inż. Szymon Migocki
upr. nr 124/DOŚ/14

Prawa autorskie zastrzeżone.
Kopiowanie niniejszego opracowania tak w całości jak i części wymaga zgody autorów.

SPIS TREŚCI

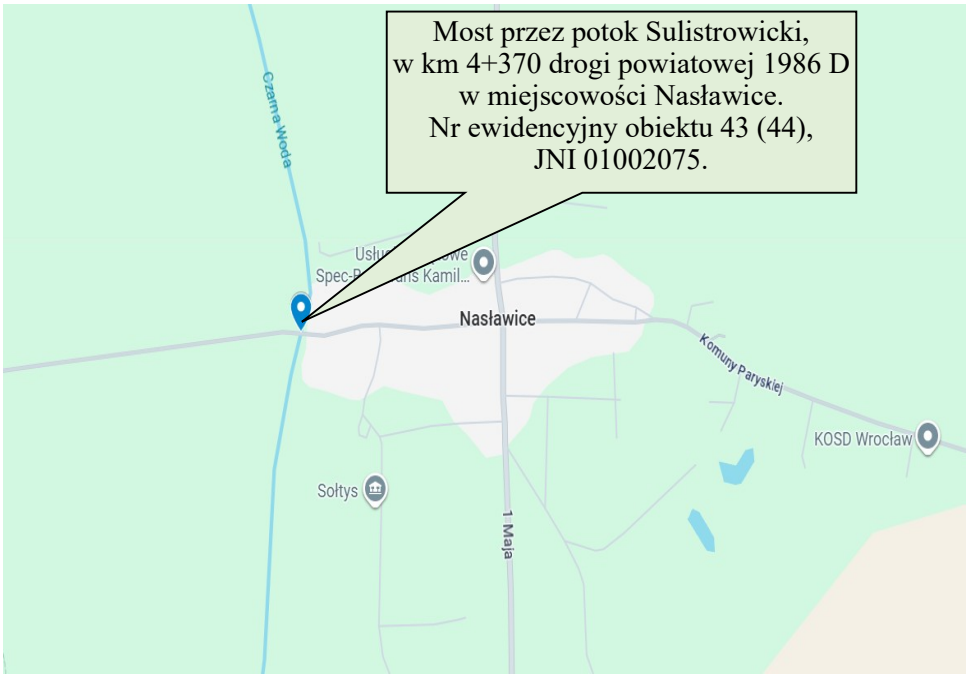
1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA 5
2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA 6
3. PODSTAWA OPRACOWANIA 6
3.1. Podstawa do sporządzenia opracowania 6
3.2. Literatura i normy z zakresu budownictwa mostowego 6
4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU 8
4.1. Wstęp 8
4.2. Opis ogólny obiektu 8
4.3. Inwentaryzacja fotograficzna obiektu 9
4.4. Inwentaryzacja rysunkowa obiektu 12
5. INWENTARYZACJA USZKODZEŃ 13
5.1. Dokumentacja przeglądu konstrukcji obiektu 13
5.2. Ocena poszczególnych elementów konstrukcyjnych 14
5.2.1. Nawierzchnia jezdni na obiekcie 15
5.2.2. Dojazdy do mostu 16
5.2.3. Balustrady 16
5.2.4. Nawierzchnia chodników i krawężniki. 17
5.2.5. Izolacja pomostu 18
5.2.6. Konstrukcja ustroju nośnego 19
5.2.7. Przyczółki 20
5.2.8. Koryto rzeki przestrzeń pomostowa 21
6. WYNIKI BADAŃ MATERIAŁOWYCH 23
6.1. Weryfikujące pomiary geometrii obiektu 23
6.2. Szczegółowy zakres badań 23
6.3. Lokalizacja i znakowanie badań 24
6.4. Przyjęte metody badawcze 24
6.5. Ocena wytrzymałości i jednorodności betonu na ściskanie za pomocą metody sklerometryczne 24
6.5.1. Cel badań. 24
6.5.2. Metodyka pomiaru 25
6.5.3. Wyniki badań sklerometrycznych 26
6.6. Lokalizacja prętów zbrojeniowych, ocena grubości ich betonowej otuliny oraz ubytków korozyjnych na zbrojeniu 28
6.7. Badania chemiczne betonu elementów konstrukcyjnych obiektu 29
6.7.1. Głębokość karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu 30
6.8. Ocena zawartości i rozkładu jonów chlorkowych, siarczanowych w przekroju betonowym 30
6.9. Wnioski z badań 33
7. OBLICZENIA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWE MOSTU 34
7.1. Oprogramowanie 34
7.2. Model obliczeniowy 34
7.3. WYZNACZENIE NOŚNOŚCI NORMOWEJ 35

7.3.1. Analiza statyczno wytrzymałościowa - ruszt 37
7.3.2. Ugięcie konstrukcji 38
7.3.3. Wymiarowanie zbrojenia na zginanie 39
7.3.4. Wymiarowanie zbrojenia na ścinanie 40
7.4. WYZNACZENIE NOŚNOŚCI UŻYTKOWEJ 42
7.4.1. Wymiarowanie zbrojenia na zginanie 43
7.4.2. Wymiarowanie zbrojenia na ścinanie 44
7.5. WNIOSKI 45
8. ORZECZENIE O STANIE TECHNICZNYM I USTALENIE STRATEGII DALSZEGO POSTĘPOWANIA 46
9. WNIOSKI KOŃCOWE 49
10. KONCEPCJA REMONTU OBIEKTU 50
10.1. Stan technologiczny (realizacyjny) – organizacja ruchu 50
10.2. Rozbiórka istniejącego obiektu 50
10.3. Charakterystyka ogólna obiektu 50
10.4. Nośność obiektu 51
10.5. Parametry techniczne obiektu 51
10.6. Umocnienie koryta rzeki 51
10.7. Opis stanu projektowanego 51
10.7.1. Informacje ogólne 51
10.7.2. Konstrukcja nośna przęseł 52
10.7.3. Naprawy powierzchniowe betonu przęsła 53
10.7.4. Naprawy powierzchniowe podpór i skrzydeł 54
10.7.5. Wyposażenie obiektu. Nawierzchnia na obiekcie 54
10.7.6. Wyposażenie obiektu. Izolacja 54
10.7.7. Wyposażenie obiektu. Urządzenia bezpieczeństwa ruchu 55
10.7.8. Wyposażenie obiektu. Krawężniki i kapy chodnikowe 55
10.7.9. Dylatacja bitumiczna 55
10.7.10. Wyposażenie obiektu. Zabezpieczenie antykorozyjne 55
11. ZAŁĄCZNIKI 57
Załącznik 1- Rys. 01 Inwentaryzacja obiektu 58
Załącznik 2- Rys. 02 Plan sytuacyjny 59
Załącznik 3- Rys. 03 Rysunek zestawczy-stan projektowany 60
Załącznik 4- Przedmiar robót 61
Załącznik 5- Specyfikacje techniczne wykonania i odbioru robot budowlanych 62
Załącznik 6- Kosztorys inwestorski 63

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest most drogowy przez potok Sulistrowicki, w km 4+370 drogi powiatowej 1986 D w miejscowości Nasławice. Nr ewidencyjny obiektu 43 (44), JNI 01002075.

Na rysunku 1.1 pokazano lokalizację obiektu, a na fotografii (fot. 1.2.) widok obiektu mostowego z boku. Usytuowanie obiektu na mapie terenu zaprezentowano na rysunku 1.1.



Rys. 1.1 Lokalizacja mostu na mapie terenu (źródło https://serwis.wrosip.pl/imap/).



Fot. 1.2 Widok obiektu mostowego z boku.

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem opracowania jest ekspertyza mostu drogowego przez potok Sulistrowicki, w km 4+370 drogi powiatowej 1986 D w m. Nasławice.

Zakres opracowania obejmuje:

- szczegółowe oględziny obiektu wraz z inwentaryzacją rysunkową i fotograficzną,
- szczegółowa weryfikacja stanu technicznego,
- badania materiałowe,
    a) badania chemiczne betonu:
        - pomiar głębokości karbonatyzacji betonu - profil karbonatyzacji betonu określony preparatem Rainbow-Test.

    b. ocena jakości i wytrzymałości betonu w konstrukcji:
        - badanie jednorodności i wytrzymałości betonu na ściskanie metodą sklerometryczną (młotek Schmidta),

    c. lokalizacja prętów zbrojeniowych, ocena grubości ich betonowej otuliny wraz z oceną ubytków korozyjnych zbrojenia.

    d. ocena zawartości i rozkładu jonów chlorkowych, siarczanowych w przekroju betonowym.
- sprawdzenie aktualnej nośności normowej i użytkowej mostu,
- orzeczenie o stanie technicznym i ustalenie strategii dalszego postępowania,
- koncepcja przebudowy obiektu,
- wnioski końcowe.

3. PODSTAWA OPRACOWANIA

Niniejszą ekspertyzę wykonano na zlecenie Powiatu Wrocławskiego z siedzibą przy ul. Kościuszki 131 50-440 Wrocław, NIP 897-16-47-961 w imieniu, którego działa Zarząd Powiatu, na podstawie Umowy nr PZP.273.2.46.2025.MC.II z dnia 04.08.2025 r.

3.1. Podstawa do sporządzenia opracowania

[1] Oględziny obiektu, inwentaryzacja i materiały zdjęciowe wykonane we wrześniu 2025 r.

[2] Badania materiałowe wykonane we wrześniu 2025 r.

[3] Protokół okresowej kontroli rocznej z 05 czerwca 2024 r.

[4]. Karta obiektu mostowego JNI: 01002075.

3.2. Literatura i normy z zakresu budownictwa mostowego

[5]. Ustawa Prawo budowlane z dnia 7 lipca 1994 r. (Dz. U. z 2020 r., poz. 1333, ze zmianami).

[6]. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 24 czerwca 2022 r. w sprawie przepisów techniczno-budowlanych dotyczących dróg publicznych (Dz.U. 2022 poz. 1518).
[7]. Załącznik do Zarządzenia nr 35 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 28 września 2020 roku, „Instrukcja przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich".
[8]. Zarządzenie nr 1 z dnia 30 stycznia 2019r. w sprawie wprowadzenia zasad stosowania skali ocen punktowych stanu technicznego i przydatności do użytkowania drogowych obiektów inżynierskich.
[9] PN-EN 12504-2:2021 Badania betonu w konstrukcjach – Część 2: Badanie nieniszczące - Oznaczanie liczby odbicia.
[10] PN-EN 13791:2019-12 Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych.
[11] PN-EN 206-1:2003/A1:2005 Beton – Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
[12] PN-EN 206+A1:2016-12 Beton - Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
[13] PN-88/B-06250 Beton zwykły.
[14] PN-EN 1990:2004/Ap2 Podstawy projektowania konstrukcji.
[15] PN-EN 1990:2004/AC Podstawy projektowania konstrukcji. – Poprawka do Polskiej Normy.
[16] PN-EN 1991-1-1:2004/Ap1 Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
[17] PN-EN 1991-2:2007/Ap1 Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
[18] PN-EN 1992 Projektowanie konstrukcji z betonu.
[19] PN-EN 1991-5 Oddziaływanie na konstrukcje. Część 1-5: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne.
[20] 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"
[21] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 24 czerwca 2022 r. w sprawie przepisów techniczno-budowlanych dotyczących dróg publicznych Dz. U. 2022 poz. 1518.
[22] Typowe mosty drogowe. Przęsła prefabrykowane z belek strunobetonowych typu „Płońsk"
[23] PN-91/S-10042 Obiekty Mostowe. Konstrukcje Betonowe, Żelbetowe i Sprężone. Projektowanie.

4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

4.1. Wstęp

W poniższym opisie zawarto podstawowe informacje dotyczące konstrukcji mostu, istotne z punktu widzenia niniejszego opracowania. Opis sporządzono na podstawie własnych oględzin, dokumentacji fotograficznej, pomiarów inwentaryzacyjnych oraz informacji pochodzących z dokumentacji archiwalnej Zamawiającego.

4.2. Opis ogólny obiektu

Przedmiotowy most usytuowany jest nad potokiem Sulistrowickim, w km 4+370 drogi powiatowej nr 1986 D w miejscowości Nasławice.

Most jest obiektem jednoprzęsłowym, belka swobodnie podparta. Ustój nośny stanowi konstrukcja żelbetowa, w przekroju poprzecznym składająca się z 5 dźwigarów spiętych poprzecznicami ze współpracująca płytą żelbetową. Obiekt umiejscowiony w planie jest na prostym odcinku drogi. Nawierzchnia jezdni z betonu asfaltowego. Na jezdni wykształcono spadek daszkowy. Przęsło oparte zostało na kamiennych podporach. Posadowienie przyczółków prawdopodobnie bezpośrednie.

Geometrię obiektu przedstawiono w formie graficznej na rysunku inwentaryzacyjnym Rys. 01 sporządzonym na podstawie pomiarów przeprowadzonych w ramach wizji lokalnej.

Podstawowe parametry geometryczne oraz techniczno-użytkowe mostu:

- liczba przęseł n = 1;
- rozpiętość teoretyczna przęsła Lt = ok. 7,35 m;
- skos obiektu $\alpha = 90°$
- szerokość użytkowa jezdni Bj= 6,13 m;
- szerokość całkowita konstrukcji Bk = ok. 9,01 m;
- szerokość chodników Lch = 1,44 cm i 1,43 cm,
- wysokość balustrad L=0,95 - 1,07 m
- długość obiektu L=13,85 m

Inwentaryzację fotograficzną obiektu przedstawiono na fot. 4.1 – 4.6, inwentaryzację rysunkową przedstawiono na Rys. 01.

4.3. Inwentaryzacja fotograficzna obiektu



Fot. 4.1 Wjazd na obiekt od strony m. Nasławice



Fot. 4.2 Wjazd na obiekt od strony Sobótki.



Fot. 4.3. Widok ogólny na chodnik od strony dolnej wody.



Fot. 4.4. Widok ogólny na chodnik od strony górnej wody.

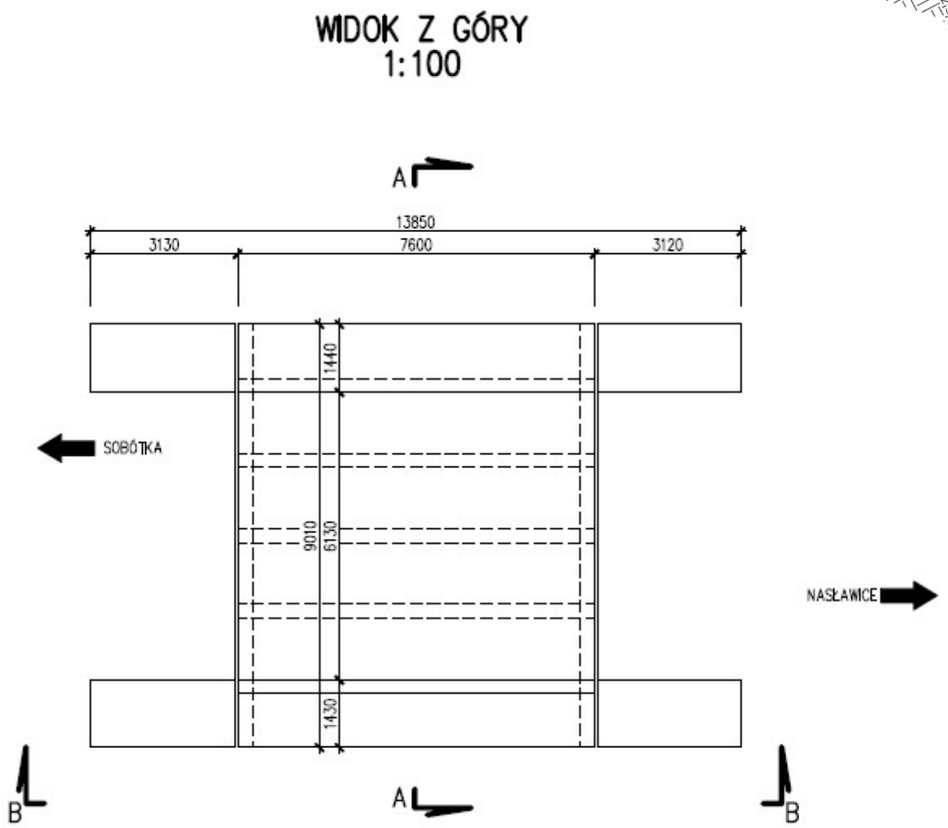


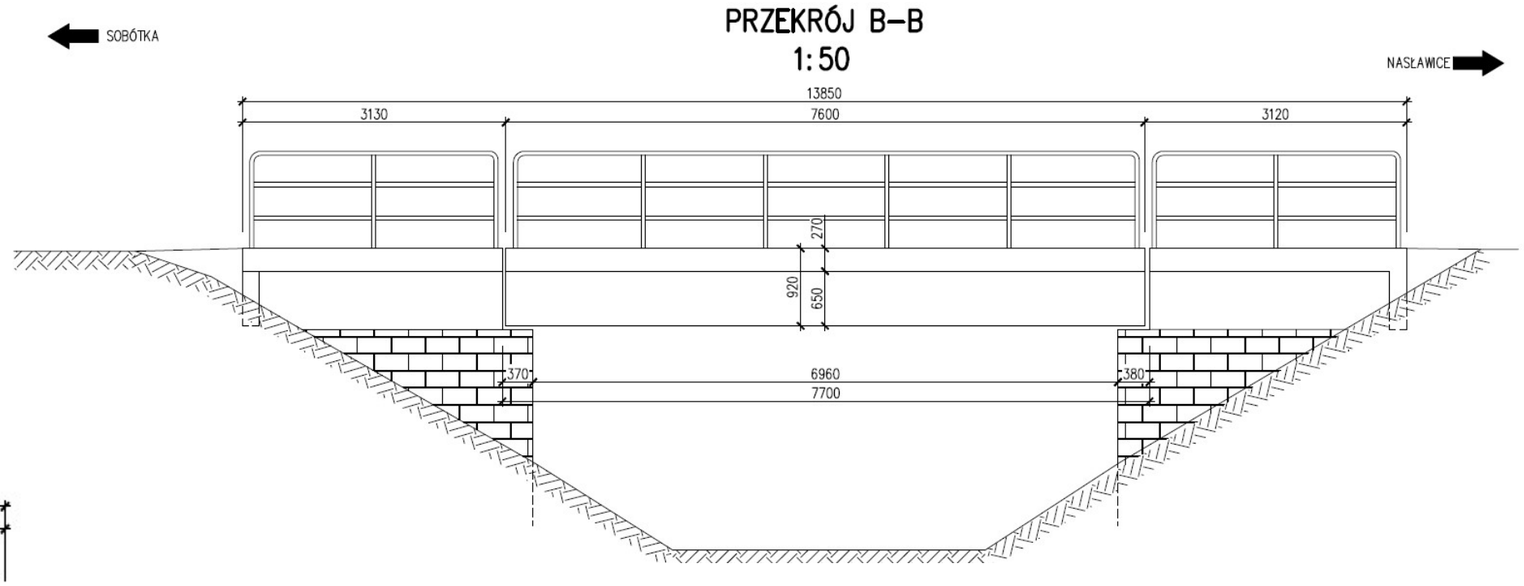
Fot. 4.5. Widok ogólny spodu ustroju niosącego.

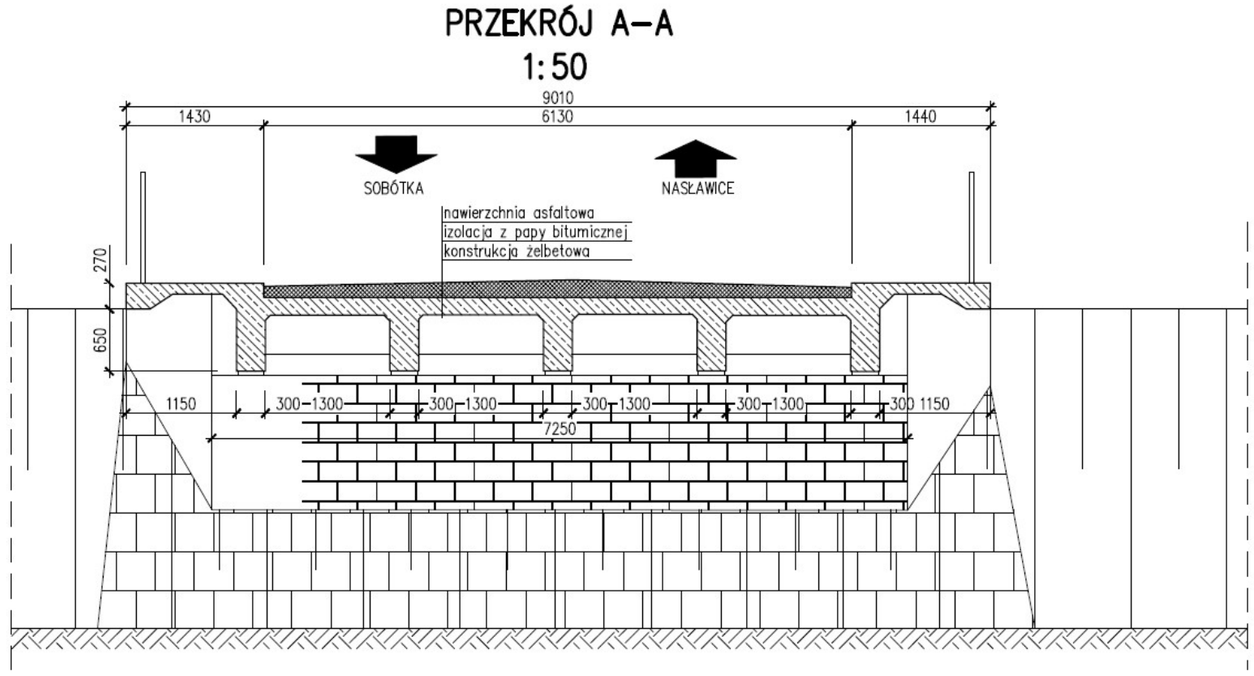


Fot. 4.6. Widok ogólny na przyczółek od strony Sobótki.

4.4. Inwentaryzacja rysunkowa obiektu







5. INWENTARYZACJA USZKODZEŃ

5.1. Dokumentacja przeglądu konstrukcji obiektu

Istniejący stan konstrukcji oceniono na podstawie wizji lokalnej i oględzin obiektu przeprowadzonych we wrześniu 2025 r.

Przegląd obiektu oraz badania terenowe przeprowadzono z poziomu terenu oraz wykorzystując drabiny.

W poniższym opisie ujęto charakterystyczne uszkodzenia, które wpływają na nośność mostu.

Do opisu uszkodzeń poszczególnych elementów konstrukcji przyjęto między innymi następujące oznaczenia:

- belki ustroju niosącego,
- przyczółek,
- skrzydła,
- GW – górna woda,
- DW – dolna woda,
- widok od strony Nasławic,
- widok od strony Sobótki.

Wygląd i skrótowy opis uszkodzeń elementów konstrukcyjnych mostu przedstawiono na fotografiach od fot. 5.1 do fot. 5.15.

5.2. Ocena poszczególnych elementów konstrukcyjnych

Ocenę aktualnego stanu konstrukcji oparto na analizie rozkładu oraz wielkości obecnych uszkodzeń, poszerzoną o analizę porównawczą z uszkodzeniami stwierdzonymi w trakcie przeglądu podstawowego wykonanego w czerwcu 2024 r.

Na potrzeby opracowania niniejszej ekspertyzy 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 5.1. Skala i kryteria oceny stanu technicznego drogowych obiektów inżynierskich

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

Na potrzeby oceny izolacji przyjęto kryteria oceny zawarte w „Instrukcji przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich" zgodnie z zaleceniami GDDKiA wg poniższej tabeli.

Tabela 5.2. Skala i kryteria oceny izolacji

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

5.2.1. Nawierzchnia jezdni na obiekcie

Stan bitumicznej nawierzchni jezdni na obiekcie mostowym jest niepokojący (3), wykazuje uszkodzenia, których nienaprawienie spowoduje skrócenie okresu bezpiecznej eksploatacji. Podczas przeglądu stwierdzono pęknięcie nawierzchni jezdni na obiekcie w strefie dylatacyjnej (fot. 5.1), zalegające zanieczyszczenia organiczne i wegetację roślinności w strefie przykrawężnikowej (fot. 5.2).



Fot. 5.1. Pęknięcie nawierzchni jezdni na obiekcie w strefie dylatacyjnej.



Fot. 5.2. Zalegające zanieczyszczenia organiczne i wegetacja roślinności w strefie przykrawężnikowej.

5.2.2. Dojazdy do mostu

Stan bitumicznej nawierzchni jezdni na dojeździe do obiektu jest niepokojący (3), wykazuje uszkodzenia, których nienaprawienie spowoduje skrócenie okresu bezpiecznej eksploatacji. Podczas przeglądu stwierdzono poprzeczne pęknięcia nawierzchni jezdni (fot. 5.3).



Fot. 5.3. Poprzeczne pęknięcia nawierzchni jezdni na dojeździe do mostu.

5.2.3. Balustrady

Stan balustrad jest przedawaryjny (1), wykazuje nieodwracalne uszkodzenia dyskwalifikujące przydatność użytkową. Podczas przeglądu stwierdzono ubytki betonu w strefie mocowania słupków balustrady w kapie chodnikowej (fot. 5.4).



Fot. 5.4. Stan awaryjny, ubytki betonu w strefie mocowania słupków balustrady w kapie chodnikowej.



Fot. 5.5. Korozja stalowych elementów balustrady. Wysokość balustrady wynosi 107 cm.

5.2.4. Nawierzchnia chodników i krawężniki.

Stan chodników oraz krawężników ocenia się jako jest niepokojący (3), wykazuje uszkodzenia, których nienaprawienie spowoduje skrócenie okresu bezpiecznej eksploatacji. Podczas przeglądu stwierdzono pęknięcia betonu i znaczne ubytki żelbetowej kapy chodnikowej, odkryte i korodujące pręty zbrojeniowe (fot. 5.6), korozję opasek stalowych (fot. 5.7).



Fot. 5.6. Pęknięcie betonu i znaczny ubytek żelbetowej kapy chodnikowej, stwierdzono odkryte i korodujące pręty zbrojeniowe.



Fot. 5.7. Korozja opaski stalowej, stanowiącej krawężnik.

5.2.5. Izolacja pomostu

Stan izolacji jest niedostateczny (2), występują nieliczne małe zacieki; miejscowa naprawa może zatrzymać proces niszczenia elementu. Podczas przeglądu stwierdzono Zacieki wody, zaleganie zanieczyszczeń na niszy podłożyskowej (fot. 5.8), zacieki na spodzie wspornika podchodnikowego (fot. 5.9).



Fot. 5.8. Zacieki wody, zaleganie zanieczyszczeń na niszy podłożyskowej.



Fot. 5.9. Zacieki na spodzie wspornika podchodnikowego.

5.2.6. Konstrukcja ustroju nośnego

Stan konstrukcji ustroju nośnego jest niedostateczny (2), wykazuje uszkodzenia obniżające przydatność użytkową, ale możliwe do naprawy. Podczas przeglądu stwierdzono zarysowania betonu belek ustroju niosącego o pomierzonej rozwartości 0,2 mm (fot. 5.10), zarysowania betonu poprzecznicy przęsłowej o rozwartości 0,2 mm (fot. 5.11), ścięcie naroży belek ustroju niosącego, pomierzona rozwartość rys wynosiła 0,6 mm (fot. 5.12).



Fot. 5.10. Zarysowania betonu belek ustroju niosącego o pomierzonej rozwartości 0,2 mm.



Fot. 5.11. Zarysowania betonu poprzecznicy przęsłowej o pomierzonej rozwartości 0,2 mm.



Fot. 5.12. Ścięcie naroży belek ustroju niosącego, pomierzona rozwartość rys wynosiła 0,6 mm.

5.2.7. Przyczółki

Stan przyczółków jest niedostateczny (2), wykazuje uszkodzenia obniżające przydatność użytkową, ale możliwe do naprawy. Podczas przeglądu stwierdzono zarysowanie korpusu przyczółka o rozwartości 2,0 mm (fot. 5.13), wegetację roślinności na niszy podłożyskowej (fot. 5.14).



Fot. 5.13. Zarysowanie korpusu przyczółka o rozwartości 2,0 mm.



Fot. 5.14. Wegetacja roślinności na niszach podłożyskowych.

5.2.8. Koryto rzeki przestrzeń pomostowa

Stan przestrzeni podmostowej jest niepokojący (3), wykazuje uszkodzenia, których nienaprawienie spowoduje skrócenie okresu bezpiecznej eksploatacji. Podczas przeglądu stwierdzono zaleganie elementów kamiennych umocnienia skarpy w korycie potoku

(fot. 5.15), rozległe ubytki kamiennego umocnienia skarp przy korpusie przyczółka w obrębie przestrzeni podmostowej (fot. 5.16).



Fot. 5.15. Zaleganie elementów kamiennych umocnienia skarpy w korycie potoku.



Fot. 5.16. Rozległe ubytki kamiennego umocnienia skarp przy korpusie przyczółka w obrębie przestrzeni podmostowej.

6. WYNIKI BADAŃ MATERIAŁOWYCH

6.1. Weryfikujące pomiary geometrii obiektu

Dla przedmiotowego obiektu wykonano pomiary inwetaryzacyjne w celu weryfikacji wymiarów zawartych w dokumentacji archiwalnej.

Na podstawie pomiarów, w dostępnych miejscach, zweryfikowano nominalne wymiary elementów oraz rysunki inwentaryzacyjne zawarte w opracowaniach archiwalnych.



Fot. 6.1. Weryfikujące pomiary geometrii obiektu.

6.2. Szczegółowy zakres badań

Celem badań materiałowych elementów konstrukcyjnych przedmiotowego obiektu było określenie podstawowych parametrów technicznych materiału konstrukcyjnego oraz określenie stopnia jego degradacji.

- Zaplanowany program badawczy obejmował badania elementów konstrukcji w zakresie:
  - oceny jednorodności betonu młotkiem Schmidta,
  - lokalizacji zbrojenia metodą elektromagnetyczną wraz z dokonaniem odkrywek zbrojenia potwierdzających: średnicę prętów zbrojeniowych, ich rozstaw, grubość otuliny oraz oszacowanie ubytków korozyjnych stali zbrojeniowej,
  - karbonatyzacji betonu, określającej stopień degradacji betonu, wpływający na cechy ochronne stali zbrojeniowej,
  - pomiaru szerokości rozwarcia pęknięć za pomocą suwmiarki.
- Każdorazowo tak dobrano zakres badań, aby z jednej strony uzyskać możliwie jak najpełniejszą informację o rozkładzie podstawowych parametrów technicznych, opisujących rzeczywisty stan techniczny obiektu, z drugiej zaś uzyskać możliwie jak najpełniejszą charakterystykę techniczną obiektu jako całości.
- Badania obiektu przeprowadzono w oparciu o poligonowe laboratorium badawcze, wykorzystując posiadaną aparaturę badawczą, spełniającą wszystkie niezbędne

wymagania techniczne stawiane tego typu pomiarom.

W jej skład weszły następujące urządzenia:

- przyrządy do lokalizacji i pomiaru grubości otuliny zbrojenia – „Elcometer 331" model THD,
- zestaw odczynników w aerozolu, umożliwiający identyfikację rozkładu pH w badanym przekroju betonowym, a tym samym ocenę zasięgu i intensywności procesu karbonatyzacji jego warstwy przypowierzchniowej – „RAINBOW-Test",
- młotek Schmidta,
- suwmiarka.

6.3. Lokalizacja i znakowanie badań

Badania wykonywane były na żelbetowym przęśle obiektu mostowego oraz podporach, obejmowały swym zakresem belki ustroju niosącego, poprzecznice i przyczółek. Zakres badań dobrano tak, aby z jednej strony uzyskać możliwie jak najpełniejszą informację o rozkładzie podstawowych parametrów technicznych, opisujących rzeczywisty stan techniczny obiektu, z drugiej zaś uzyskać możliwie jak najpełniejszą charakterystykę techniczną obiektu jako całości. Miejsca badań na elementach zostały wytypowane na podstawie wizji lokalnej.

Dla oznakowania badań przyjęto następujące nazewnictwo, którym posłużono się w dalszej części opracowania:

D – odkrywki i lokalizacja zbrojenia,

K – karbonatyzacja betonu,

S – oceny jednorodności betonu młotkiem Schmidta,

Cl – ocena zawartości i rozkładu jonów chlorkowych, siarczanowych.

6.4. Przyjęte metody badawcze

Całość badań zrealizowano zgodnie z Zaleceniami Generalnej Dyrekcji Dróg Publicznych w Warszawie z dnia 3 grudnia 1998, dotyczącymi oceny jakości betonu „in-situ" w istniejących obiektach mostowych.

6.5. Ocena wytrzymałości i jednorodności betonu na ściskanie za pomocą metody sklerometryczne

6.5.1. Cel badań.

Badania sklerometryczne betonu przeprowadzono celem oceny jednorodności betonu 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:

$$Rśr = 0.3634(\nu L2+1)Lśr2-8.107Lśr+65.255 \quad [kG/cm2]$$

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

$$Rśr = 0.037044(\nu L2+1)\ Lśr2-0.8264Lśr+6.652$$

$$sR = Lśr\ \nu L\ (0.00274\ Lśr2(\nu L2+2)-0.1224\ Lśr+0.6829)-0.5$$

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

6.5.2. Metodyka pomiaru

Pomiary wykonano młotkiem Schmidta typu N wg PN-EN 12504-2:2002. Uderzenia młotkiem prowadzono poziomo pod kątem $\alpha=0°$ i pionowo pod kątem $\alpha=90°$, do badanej powierzchni betonu. Przy pozycji młotka nachylonej do poziomu pod kątem $\alpha=0°$ dokonywano pomiarów na przyczółkach oraz pod kątem $\alpha=90°$ dokonywano pomiarów na belkach ustroju niosącego.



Fot. 6.2 Przyrząd do badań sklerometrycznych - młotek Schmidta typu N.

6.5.3. Wyniki badań sklerometrycznych

TABELA 6.1.

Wyniki z metody sklerometrycznej dla **belek ustroju niosącego**.





Fot. 6.3 Badania sklerometryczne. Odczyty liczby odbicia poziomo pod kątem α=0° i pionowo pod kątem α=90°, do badanej powierzchni betonu – belki ustroju niosącego.

Punkt nr	Kąt α [o]	Liczby odbicia 1	2	3	4	5	6	7	8	9	Odczyt średni $L_{śr}$ [MPa]	Odczyt sprow. $L_{śr\ spr}$ [MPa]
1	90	38	40	38	38	36	36	38	38	38	37,8	33,7
2	90	38	40	40	40	38	38	40	40	40	40	36,1
3	0	38	38	38	38	36	36	36	38	38	33,6	33,6
4	0	38	38	38	38	38	36	36	36	38	33,6	33,6
5	0	36	36	36	36	38	38	36	40	40	37,3	37,3
6	90	40	40	40	38	38	40	40	40	40	39,6	35,6
7	90	38	38	38	38	38	36	36	36	38	37,3	33,2
8	90	40	40	40	38	38	40	40	40	40	39,6	35,6
9	90	40	38	38	38	40	40	40	40	40	39,3	35,4
10	0	36	36	36	36	38	38	36	40	40	37,3	37,3
11	0	36	36	36	36	38	38	36	40	40	37,3	37,3
12	0	38	36	38	38	40	38	38	40	40	38,4	38,4

Obliczenie wytrzymałości betonu według Instrukcji ITB Nr 210

$$R = 0{,}041 \cdot L^2 - 0{,}914 \cdot L + 7{,}36$$

Wytrzymałość średnia betonu	$R_{śr}$	**26,9** MPa
Wytrzymałość minimalna betonu	R_{min}	**22,2** MPa
Po uwzględnieniu wieku i wilgotności betonu		
Współczynnik poprawkowy ze względu na wiek betonu	**B**	**0,6**
Skorygowana wytrzymałość średnia betonu	$R_{śr}$	**16,1** MPa
Skorygowana wytrzymałość minimalna betonu	R_{min}	**13,3** MPa
Odchylenie standardowe wytrzymałości średniej betonu	S_R	**2,1**
Współczynnik zmienności wytrzymałości betonu	v_R	**13,2** %
Ocena jednorodności betonu		**- dobra**
Szacunkowa klasa betonu		**~ B15**

Na podstawie badania sklerometrycznego służącego ocenie wytrzymałości betonu na ściskanie oraz do jednorodności betonu w badanych elementach konstrukcji obiektu stwierdza się, że beton spełnia wymagania wg PN-EN 13791 dla klasy C12/15. Dodatkowo jednorodność badanego betonu jest dobra, oznacza to, że beton wbudowany w konstrukcję posiada jednakowe właściwości mechaniczne i chemiczne ze względu na skład wbudowanej mieszanki.

Klasę betonu na ściskanie w badanym elemencie konstrukcji obiektu można oszacować jako C12/15.

TABELA 6.2.

Wyniki z metody sklerometrycznej dla **płyta**.





Fot. 6.4 Badania sklerometryczne. Odczyty liczby odbicia pionowo pod kątem α=90°, do badanej powierzchni betonu płyty.

Punkt nr	Kąt α [o]	Liczby odbicia 1	2	3	4	5	6	7	8	9	Odczyt średni Lśr [MPa]	Odczyt sprow. Lśr spr [MPa]
1	90	46	46	44	46	48	48	46	46	46	46,2	42,8
2	90	44	46	46	48	48	46	46	46	46	46,2	42,8
3	90	46	48	46	48	46	48	48	48	46	51,4	48,4
4	90	48	48	46	46	46	46	44	44	46	46,0	42,6
5	90	46	48	46	48	48	46	48	48	46	47,1	43,8
6	90	46	48	46	48	46	46	48	48	46	46,9	43,5
7	90	48	48	46	46	46	46	44	44	46	46,0	42,6
8	90	48	48	46	46	46	46	44	48	46	46,4	43,1
9	90	48	48	48	48	48	46	46	46	46	47,1	43,8
10	90	44	46	46	48	46	46	46	48	46	46,2	42,8
11	90	44	46	48	48	48	46	48	46	46	46,7	43,3
12	90	46	48	48	46	46	48	48	46	46	46,9	43,5

Obliczenie wytrzymałości betonu według Instrukcji ITB Nr 210

$$R = 0{,}041 \cdot L^2 - 0{,}914 \cdot L + 7{,}36$$

Wytrzymałość średnia betonu	**Rśr**	**45,5** MPa
Wytrzymałość minimalna betonu	**Rmin**	**42,8** MPa
Po uwzględnieniu wieku i wilgotności betonu		
Współczynnik poprawkowy ze względu na wiek betonu	**B**	**0,6**
Skorygowana wytrzymałość średnia betonu	**Rśr**	**27,3** MPa
Skorygowana wytrzymałość minimalna betonu	**Rmin**	**25,7** MPa
Odchylenie standardowe wytrzymałości średniej betonu	**SR**	**2,7**
Współczynnik zmienności wytrzymałości betonu	**vR**	**9,8** %
Ocena jednorodności betonu		**- dobra**
Szacunkowa klasa betonu		**~ B25**

Na podstawie badania sklerometrycznego służącego ocenie wytrzymałości betonu na ściskanie oraz do jednorodności betonu w badanych elementach konstrukcji obiektu stwierdza się, że beton spełnia wymagania wg PN-EN 13791 dla klasy C20/25. Dodatkowo jednorodność badanego betonu jest dobra, oznacza to, że beton wbudowany w konstrukcję posiada jednakowe właściwości mechaniczne i chemiczne ze względu na skład wbudowanej mieszanki.

Klasę betonu na ściskanie w badanym elemencie konstrukcji obiektu można oszacować jako C20/25.

6.6. Lokalizacja prętów zbrojeniowych, ocena grubości ich betonowej otuliny oraz ubytków korozyjnych na zbrojeniu

Badania przeprowadzono za pomocą metody elektromagnetycznej, wykorzystując przyrządy do lokalizacji i pomiaru grubości otuliny zbrojenia – „Elcometer 331" model THD oraz dokonując bezpośrednich pomiarów w odkrywkach (odkuwkach) prętów zbrojeniowych.

- W przyjętych do badań elementach konstrukcji zlokalizowano pręty zbrojeniowe. Następnie oszacowano średnice tych prętów oraz dokonano oceny grubości ich betonowej otuliny. Dla sprawdzenia przeprowadzono wyrywkową kontrolę średnicy zbrojenia oraz jego otuliny w kilku odkrywkach. Badania te potwierdziły wyniki uzyskane wcześniej za pomocą metody elektromagnetycznej.
- Podane grubości otuliny dotyczą przypowierzchniowej warstwy zbrojenia.
- Metoda elektromagnetyczna w przypadku wkładek zbrojeniowych rozmieszczonych bardzo blisko siebie na dużej głębokości obarczona jest błędem.



Fot. 6.5. Widoki z lokalizacji zbrojenia metodą elektromagnetyczną, wykonanych przykładowych odkrywek zbrojenia oraz sposób dokonywania pomiaru prętów zbrojeniowych w odkuwkach.

Belki ustroju niosącego – na podstawie detekcji elektromagnetycznej i wykonanych odkrywek zlokalizowano strzemiona pręt fi 8 gładkie, których otulina wynosiła około 6 mm mierząc od spodu - minimalna grubość otuliny powinna wynosić 25 mm wg

PN-EN 1992-1-1. Rozstaw prętów wahał się na poziomie 20 cm przy podporze dalej 18 cm. Zgodnie z przeprowadzonymi badaniami zbrojenie dolne pojedynczej belki, to 4 pręty gładkie fi 28 mm co 60 mm.

W wyniku przeprowadzonych pomiarów stwierdzono, że na prętach występują produkty korozji zmniejszające jego przekrój. W zależności od badanych miejsc (suche, bez zacieków) na prętach występują produkty korozji w postaci nalotu rdzy. Stwierdzono ubytki korozyjne wynoszące od 2% do 6% przekroju poprzecznego pręta, wynika to z faktu wieloletniej erozji.

6.7. Badania chemiczne betonu elementów konstrukcyjnych obiektu

„RAINBOW-Test" jest metodą bezpośredniej oceny zasięgu (głębokości) i zaawansowania procesu (stopnia) karbonatyzacji betonu. Polega na określeniu przebiegu zmian wartości pH w przekroju badanego elementu, na podstawie oceny rozkładu barw na powierzchni jego przełomu.

Pomiar głębokości karbonatyzacji oraz określenie profilu rozkładu stopnia karbonatyzacji po głębokości badanego elementu ma zastosowanie przy:

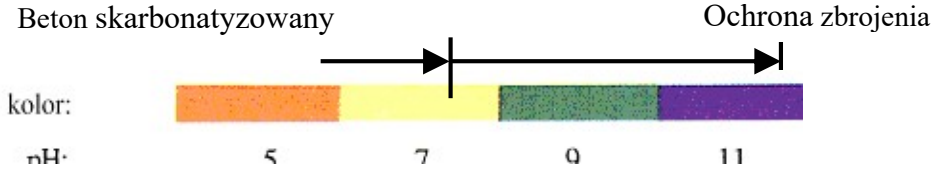
- ocenie stanu technicznego konstrukcji żelbetowych w celu ustalaniu przyczyny jej korozji,
- określeniu pozostałego czasu eksploatacji obiektu w sytuacjach, gdy stopień korozji jest czynnikiem krytycznym,
- monitorowaniu efektywności procesu re-alkalizacji otuliny betonowej.

„RAINBOW -Test" pozwala na identyfikację poszczególnych wartości pH w zakresie od 5 do 13. Test wykonuje się na świeżym przełomie (najczęściej na przełomie wykonanego odwiertu kontrolnego), poprzez pokrycie go aerozolowym natryskiem - RAINBOW INDICATOR. Kompozycja odczynników chemicznych znajdująca się w arietce, w zależności od pH betonu zabarwia go na kolor:

- czerwony dla pH = 5
- pomarańczowy dla pH = 7
- zielony dla pH = 9
- fioletowy dla pH = 11
- granatowy dla pH = 13



„RAINBOW INDICATOR" - opakowanie 80 ml z atomizerem



6.7.1. Głębokość karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu

Wykorzystując świeże przełomy betonu, uzyskane w czasie wykonywania odkrywek, określono bezpośrednio na obiekcie, za pomocą metody „Rainbow-Test", przebieg zmian wartości pH w przekroju badanego przełomu.

Uzyskane wyniki zestawiono w poniższej tabeli 6.4.

Tabela 6.4.
Wyniki badań głębokości karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu belek i poprzecznicy podporowej.

Lokalizacja	**Punkt pomiarowy**	**Głębokość karbonatyzacji [mm]**
Belka ustroju niosącego - spód	D_1	pH 7/34 mm dalej pH 9-13
Poprzecznica podporowa.	D_2	pH 7 /35 mm dalej pH 9-13

Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, że proces karbonatyzacji **zachodzi w badanych elementach – belkach ustroju niosącego i poprzecznicy podporowej**. Przypowierzchniowa warstwa betonu straciła swoje właściwości pasywacyjne i nie chroni wkładek zbrojeniowych przed niekorzystnym wpływem środowiska.



Fot. 6.6. Widok przełomów, na których określono głębokość karbonatyzacji.

6.8. Ocena zawartości i rozkładu jonów chlorkowych, siarczanowych w przekroju betonowym

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.

Próbki betonu pobierane zostały bezpośrednio z konstrukcji. Próbki pobierane były w postaci fragmentu betonu, przy czym tak pobrano fragment betonu, by jego przełom całościowy odpowiadał grubości otuliny prętów zbrojeniowych. Miejsca poboru próbki zostało

dobrane na podstawie oceny wizualnej obiektu jako miejsca najbardziej uszkodzone lub najbardziej narażone na oddziaływanie agresywnych jonów (skrajna belka ustroju niosącego). Pobrany fragment betonu osuszono i w szczelnych, opisanych pojemnikach przewieziono do laboratorium. Rozkruszono beton i przygotowano określone naważki, a następnie przeprowadzono je do roztworów wodnych. Tak przygotowane roztwory posłużyły do przeprowadzenia analiz: ocena zawartości i rozkładu jonów chlorkowych i siarczanowych.

Badania wykonano, wykorzystując zestaw „Aquamerck-Test", firmy Merck.

Dopuszczalną wartość stężenia chlorków w badanym przekroju betonowym określono zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30.05.2000 (Dz.U. nr 63 z dnia 3.08.2000 z późniejszymi zmianami), przyjmując ją na poziomie 0.4% wagi cementu. Wobec braku szczegółowych danych odnośnie składu betonu, założono orientacyjnie, iż do produkcji betonu, z którego wykonano badany fragment betonu zużyto około 400 kg cementu w przeliczeniu na 1 m3 mieszanki oraz przyjęto wartość gęstości betonu na poziomie około 2500 kg/m3, warunek ten sprowadza się do granicznej wartości zawartości jonów Cl - równej: około 0.064% masy betonu dla konstrukcji żelbetowych i odpowiednio dla konstrukcji sprężonych 0.032%. Natomiast w betonie skarbonatyzowanym warunek ten sprowadza się do granicznej wartości zawartości jonów Cl - równej: około 0,016% masy betonu.

Jako graniczną zawartość siarczanów azotanów i azotynów w betonie, zgodnie z obowiązującymi w tym zakresie wytycznymi, przyjęto na poziomie **0.50%** w odniesieniu do wagi betonu.

Badania przeprowadzono za pomocą zestawu „**Aquamerck-Test**", firmy Merck.



Fot. 6.7. Miejsce pobrania fragmentu betonu do badań chemicznych. Zestaw do laboratoryjnych badań chemicznych.

Uzyskane wyniki zestawiono w poniższej tabeli 6.5.

Tabela 6.5. Wyniki badań stężenia i rozkładu chlorków, w przypowierzchniowej warstwie betonu.

Nr próbki	Miejsce pobrania próbki	Oznaczenie próbki	ZAWARTOŚĆ							
			Chlorków		Siarczanów [SO_4^{2-}]		Azotanów [NO_3^-]		Azotynów [NO_2^-]	
			udział % w stosunku do wagi betonu x)							
			Jakościowo	Ilościowo	Jakościowo	Ilościowo	Jakościowo	Ilościowo	Jakościowo	Ilościowo
			+ / -	[%]	+ / -	[%]	+ / -	[%]	+ / -	[%]
1.	H1 - Belka ustroju niosącego bezzacieków	$H_{1/1}$	-	0,010	-	<0,200	-	0	-	0
		$H_{1/2}$	-	0,010	-	<0,200	-	0	-	0
		$H_{1/3}$	-	0,010	-	<0,200	-	0	-	0

- Stwierdzono, że stężenie jonów chlorkowych **nie zostało przekroczone** w przypowierzchniowej warstwie badanego betonu. Wartości stężeń nie są wysokie i wynikają z warunku na beton skarbonatyzowany przypowierzchniowo, w związku z powyższym stwierdzono, że **zagrożenie korozją chemiczną** prętów zbrojeniowych **nie istnieje**.
- **Nie stwierdzono przekroczenia stężeń** siarczanów w betonie pobranym z konstrukcji.
- **Nie stwierdzono przekroczenia stężeń** azotanów i azotynów w betonie pobranym z konstrukcji.

6.9. Wnioski z badań

- Oceny wytrzymałości betonu na ściskanie w badanych elementach konstrukcji obiektu dokonano przy wykorzystaniu metody sklerometrycznej, uzyskując następujące wyniki:
  - Belki ustroju niosącego – klasa betonu C12/15 badanie sklerometrem,
  - Płyta – klasa betonu C20/25 badanie sklerometrem.
- Ocena grubości betonowej otuliny oraz ubytków korozyjnych na zbrojeniu oraz lokalizacja prętów zbrojeniowych dokonano za pomocą „Elcometer 331" model THD, uzyskując następujące wyniki:
  - Belki ustroju niosącego – na podstawie detekcji elektromagnetycznej i wykonanych odkrywek zlokalizowano strzemiona pręt fi 8 gładkie, których otulina wynosiła około 6 mm mierząc od spodu - minimalna grubość otuliny powinna wynosić 25 mm wg PN EN 1992-1-1. Rozstaw prętów wahał się na poziomie 20 cm przy podporze dalej 18 cm. Zgodnie z przeprowadzonymi badaniami zbrojenie dolne pojedynczej belki, to 4 pręty gładkie fi 28 mm w rozstawie co 60 mm.
  - W wyniku przeprowadzonych pomiarów stwierdzono, że na prętach występują produkty korozji zmniejszające jego przekrój. W zależności od badanych miejsc (suche, bez zacieków) na prętach występują produkty korozji w postaci nalotu rdzy. Stwierdzono ubytki korozyjne wynoszące od 2% do 6% przekroju poprzecznego pręta, wynika to z faktu wieloletniej erozji.
- Głębokość karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu dokonano za pomocą „RAINBOW-Test", uzyskując następujące wyniki:
  - Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, że proces karbonatyzacji **zachodzi w badanych elementach – belkach ustroju niosącego i poprzecznicy podporowej**. Przypowierzchniowa warstwa betonu straciła swoje właściwości pasywacyjne i nie chroni wkładek zbrojeniowych przed niekorzystnym wpływem środowiska.
- Oceny zawartości i rozkładu jonów chlorkowych, siarczanowych w przekroju betonowym dokonano wykorzystując zestaw „Aquamerck-Test", firmy Merck. , uzyskując następujące wyniki:
  - Stwierdzono, że stężenie jonów chlorkowych **nie zostało przekroczone** w przypowierzchniowej warstwie badanego betonu belek ustroju niosącego i betonie poprzecznicy podporowej. Wartości stężeń nie są wysokie, w związku z powyższym stwierdzono, że **zagrożenie korozją chemiczną prętów zbrojeniowych nie istnieje.**

    Nie stwierdzono przekroczenia stężeń siarczanów, azotanów i azotynów w betonie pobranym z konstrukcji.

7. OBLICZENIA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWE MOSTU

7.1. Oprogramowanie

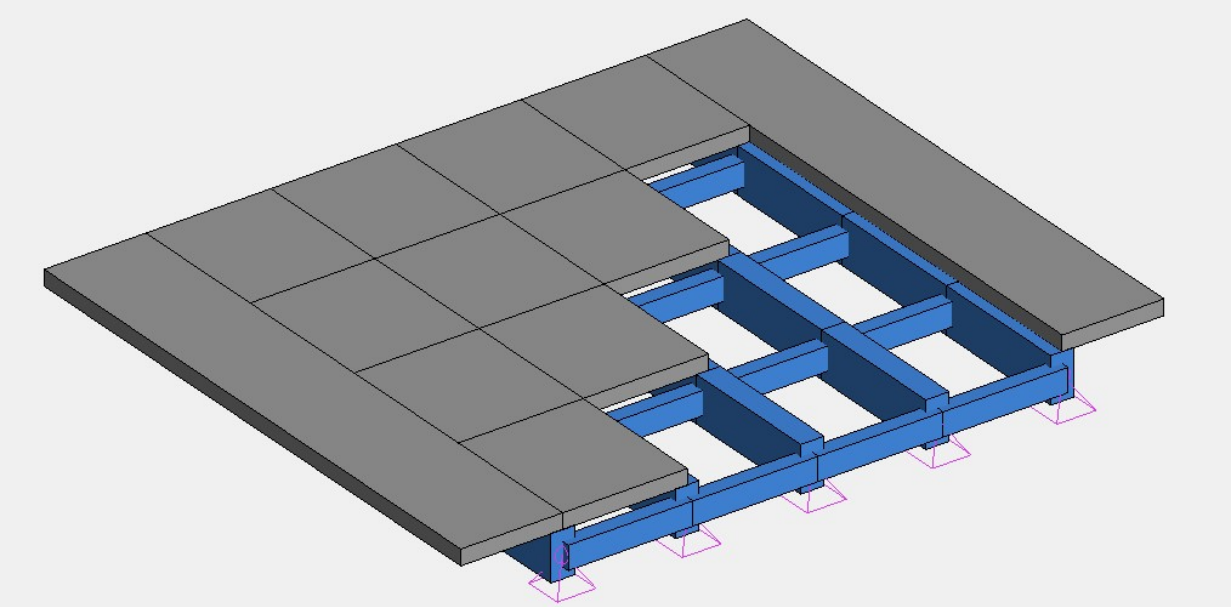
Obliczenia przeprowadzono w programie Advance Design 2025. Program Advance" wykorzystuje metodę elementów skończonych. Obiekt zamodelowano w układzie klasy e1p3 jako ruszt jednoprzęsłowy swobodnie podparty. Płytę mostu zamodelowano jako element powierzchniowy, panelowy

W celu wyznaczenia nośności normowej analizę elementów konstrukcji mostu wykonano na podstawie Eurocodów. Konstrukcję mostu sprawdzano na obciążenie stałe (ciężar własny oraz wyposażenie), obciążenie zmienne model LM1. Obciążenia przykładane do konstrukcji są jako charakterystyczne, tworząc kombinację obciążeń przemnażane są one przez odpowiednie współczynniki obliczeniowe. Miejsca przyłożenia obciążeń zmiennych wynikają z linii wpływu szukanych wielkości statycznych dla danych elementów.

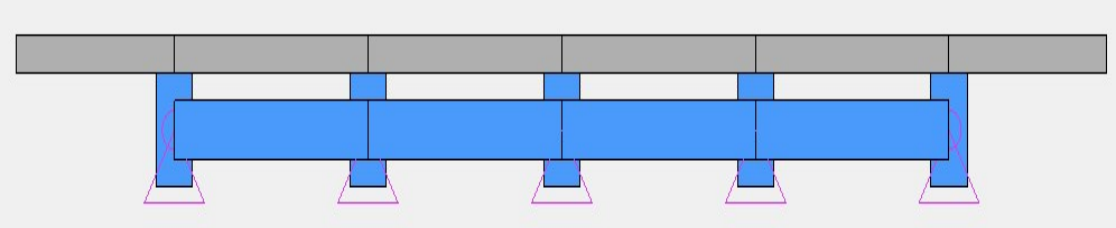
W celu wyznaczenia nośności użytkowej obliczeń, rzeczywistej obiektu, obiekt przeanalizowano na obciążenia zgodnie z nieaktualną normą PN-85/S-10030.

7.2. Model obliczeniowy

Ogólna wizualizacja modelu obliczeniowego przedstawiona jest poniżej. Do analizy za-chowana się konstrukcji mostu. Do wyznaczenia sił wewnętrznych wszystkie elementy konstrukcji zostały zamodelowane ze sztywnością nieuwzględniającą ich zarysowania (I faza pracy prze-kroju). Wymiarowanie konstrukcji przeprowadzono przy użyciu autorskich arkuszy kalkulacyjnych. Obciążenia przykładane zostały jako obciążenia powierzchniowe lub w postaci sił skupionych.



Rysunek 7**Błąd! W dokumencie nie ma tekstu o podanym stylu.**.1 Model obliczeniowy obiektu klasy e2p3 – asonometria



Rysunek 7.2 Model obliczeniowy obiektu klasy e2p3 – przekrój poprzeczny

7.3. WYZNACZENIE NOŚNOŚCI NORMOWEJ

Na konstrukcję działają następujące obciążenia:

- obciążenie ciężarem własnym,
- obciążenie zmienne – Model LM1

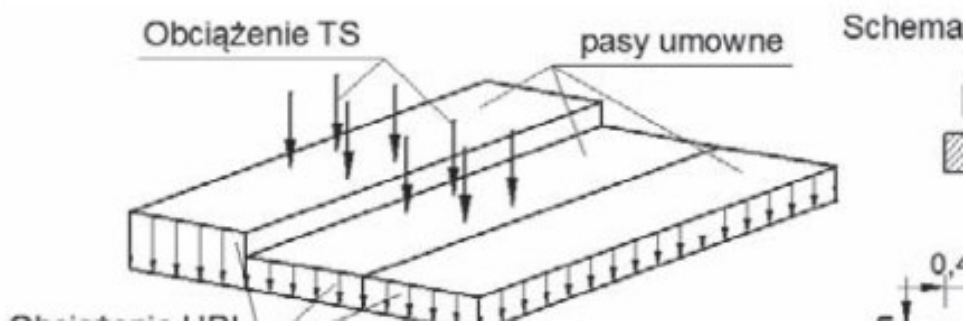
- **Obciążenia stałe**

- beton konstrukcji	automatycznie kalkulowany przez program
- hydroizolacja	$g_1^c = 14 \times 0{,}01 = 0{,}14$ kN/m^2,
- nawierzchnia asfaltowa	$g_2^c = 23 \times 0{,}10 = 2{,}30$ kN/m^2,
- balustrady	$q_3^c = 0{,}50$ kN/m,

- **Obciążenia ruchome**

Model obciążenia LM1

- Model obciążenia 1składa się z dwóch układów częściowych:
  dwuosiowych obciążeń skupionych (układ tandemowy: TS), w których każda oś ma następujące obciążenie: αqi·Qki.
- obciążeń równomiernie rozłożonych (układ UDL), dających następujący nacisk na m2 pasa umownego: αqi·qki.



Model obciążenia LM1 należy ustawiać na każdym pasie umownym i obszarze pozostałym, ale tylko na niekorzystnych obszarach powierzchni wpływu.

Na pasie umownym i wielkości obciążeń wynoszą:

- αqi Qik – pojedyncza oś układu TS na pasie i,
- αqi qik – obciążenie UDL na pasie i,
- αqr qrk – obciążenie UDL na obszaże pozostałym,
- αQi, αqi , αqr – współczynniki dostosowawcze

Wytyczne stosowania układu obciążeń TS:

- Na pasie umownym należy uwzględnić nie więcej niż jeden układ tandemowy.
- Należy uwzględniać wyłącznie pełne układy tandemowe.
- Do oceny skutków ogólnych, każdy system tandemowy należy przyjmować za przemieszczających się osiowo wzdłuż pasów umownych.
- Każdą oś układu tandemowego należy uwzględniać w postaci dwóch identycznych kół, z naciskiem na koło wynoszącym: 0,5αQ·Qk.
- Powierzchnię kontaktu każdego koła z nawierzchnią jezdni należy przyjmować za kwadrat o boku 0,40 m.

Wartości współczynników dostosowawczych dla modelu LM1 i poszczególnych klas obciążenia pojazdami samochodowymi wynoszą zgodnie z tabelą

Klasa obciążenia pojazdami samochodowymi	Wartości współczynników dostosowawczych					
	$^{\alpha}Q1$	$^{\alpha}Qi$ $i > 2$	$^{\alpha}q1$	$^{\alpha}q2$	$^{\alpha}qi$ $i \geq 3$	α_{qr}
Klasa I	1,00	1,00	1,33	2,40	1,20	1,20
Klasa II	**1,00**	**1,00**	**1,00**	**1,00**	**1,00**	**1,00**

Model obciażeń 1 : wartości charaktervstvczne.

Położenie	**Układ tandemowy TS**	**Ukł**
	Obciążenia osi Q_{ik} (kN)	**q_{ik} (lub**
Pas Numer 1	300	
Pas Numer 2	200	
Pas Numer 3	100	
Pozostałe pasy	0	

Wartości współczynników obciążeń γf dla SGN w UP

✓ Ciężar własny konstrukcji przęsła (działanie niekorzystne) – γf = 1,35

✓ Ciężar własny konstrukcji przęsła (działanie korzystne) – γf = 1,0

✓ Ciężary własny elementów niekonstrukcyjnych (działanie niekorzystne) – γf = 1,35

✓ Ciężary własny elementów niekonstrukcyjnych (działanie korzystne) – γf = 1,0

✓ Obciążenia zmienne - γf = 1,45

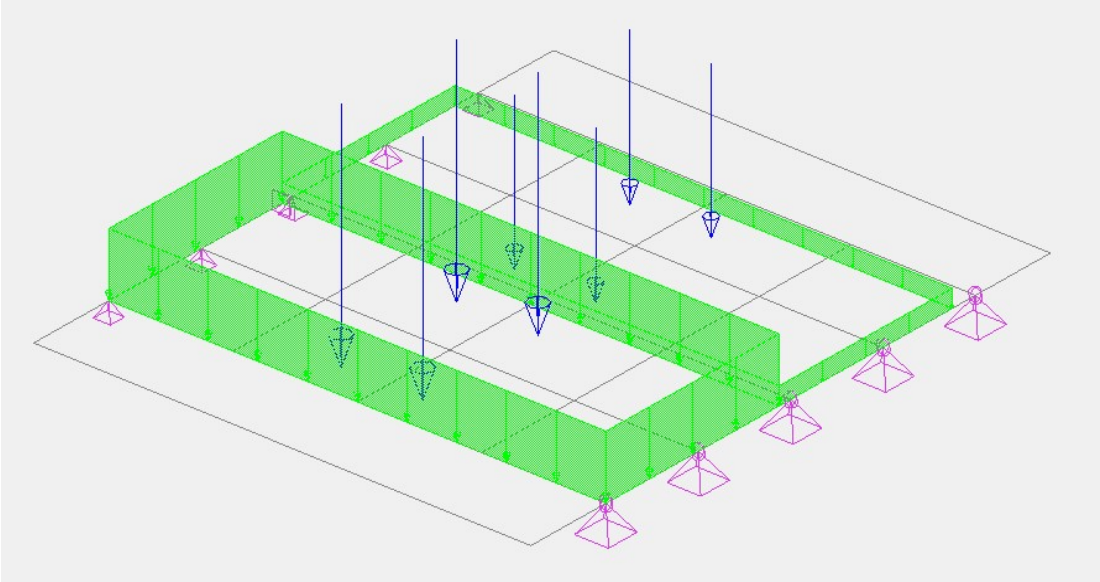
Siły przyspieszania i hamowania

Model obciążeń poziomych został przyjęty na podstawie modelu obciążeń LM1

$$Q_{1k} = 0{,}6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0{,}1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w \cdot L$$

$$180 \cdot \alpha_{q1}\ kN \leq Q_{1k} \leq 900kN$$

Schemat obciążenia

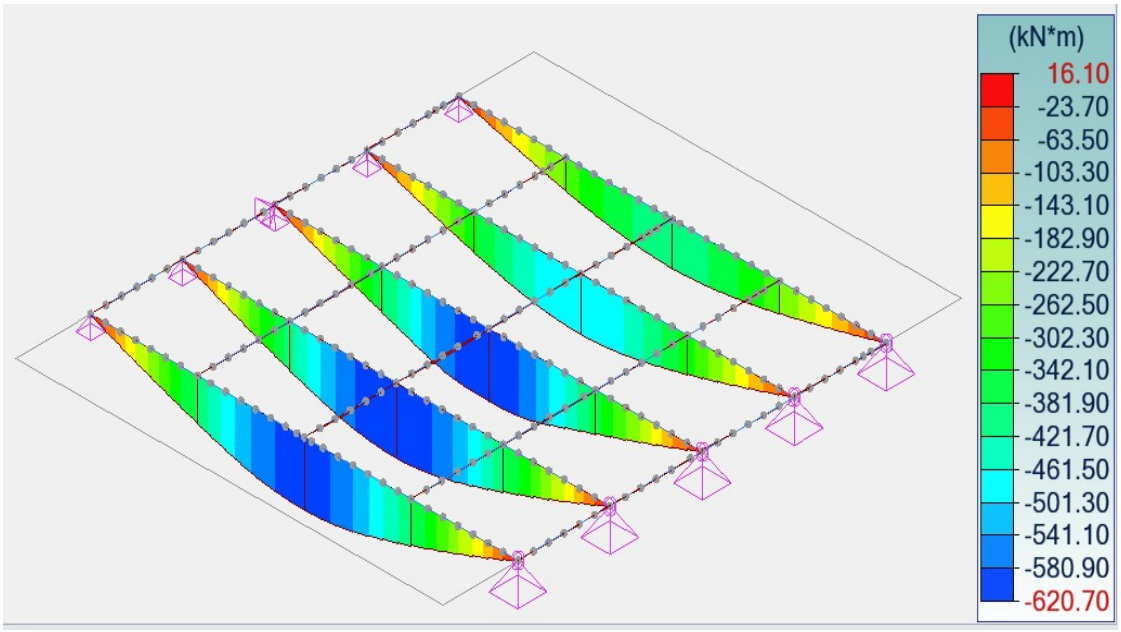


7.3.1. Analiza statyczno wytrzymałościowa - ruszt

Wykresy sił wewnętrznych od obciążeń stałych i zmiennych

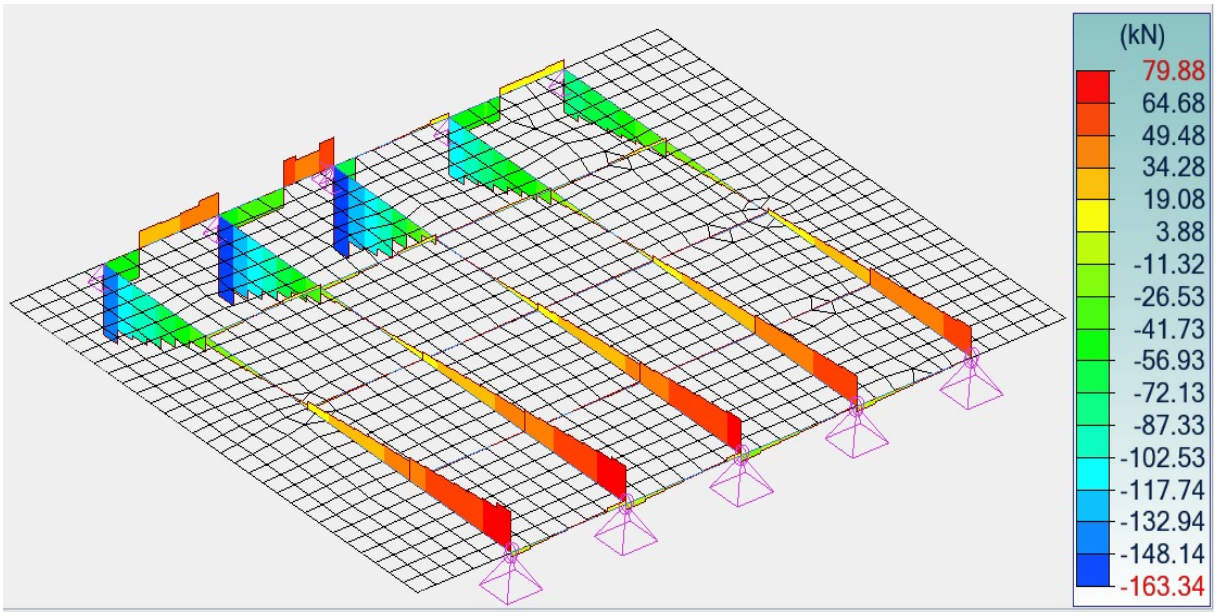
Wykresy momentów zginających – moment

MOMENTY

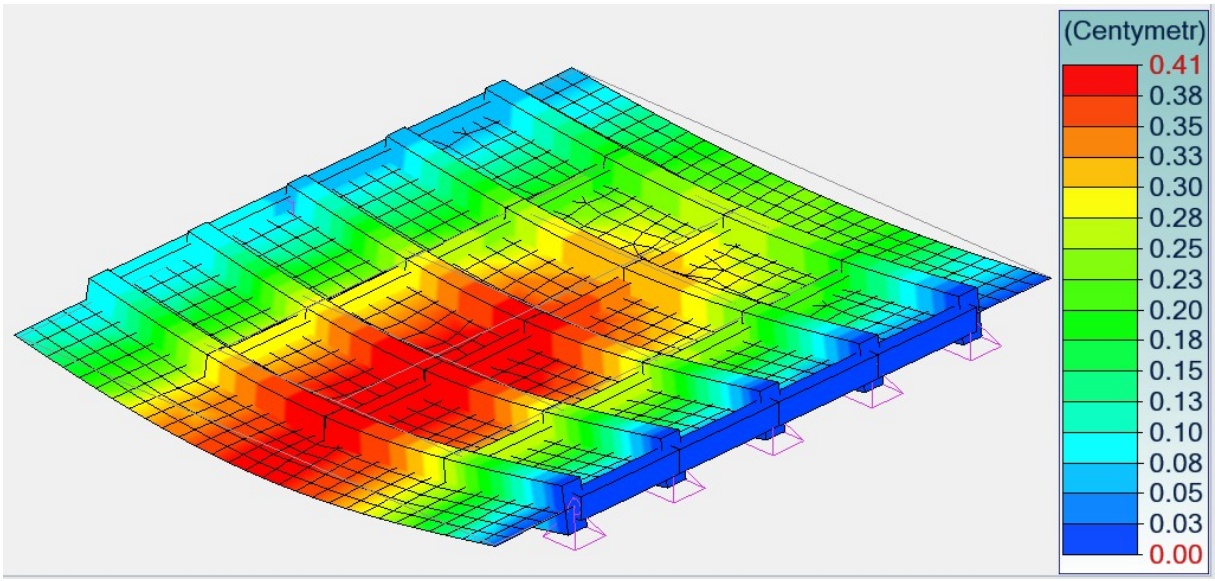


Wykresy sił tnących

SIŁY TNĄCE



7.3.2. Ugięcie konstrukcji



Ugięcie u=0,99cm <8,4/500 = 1,68cm

Warunek spełniony

7.3.3. Wymiarowanie zbrojenia na zginanie

Zbrojenie w przęśle

Na podstawie wykonanych badań do obliczeń przyjęto na zginanie w strefie dolnej przęsła zbrojenie w postaci 4 prętów gładkich fi 28 mm / co 60 mm. Nośność prętów gładkich wg normy wynosi 190 MPa

SGN faza II

b_1 =	**160** cm	=	1,6 m
n =	**15**	=	15
A_a =	**24,62936**	=	0,002463 m^2
t =	**16** cm	=	0,16 m
a =	**3** cm	=	0,03 m
h =	**75** cm	=	0,75 m
h_1 =	72 cm	=	0,72 m
M =	**621** kNm	=	0,621 MNm

- położenie osi obojętnej:

$$x = \frac{b_1 \cdot t^2 + 2 \cdot n \cdot A_a \cdot h_1}{2 \cdot (b_1 \cdot t + n \cdot A_a)}$$

x = 0,161 m

- rzędna wypadkowej w strefie ściskanej:

$$y = \frac{t}{3} \cdot \frac{3 \cdot x - 2 \cdot t}{2 \cdot x - t}$$

y= 0,054 m

- naprężenia rozciągające w stali

$$\sigma_a = \frac{M}{A_a \cdot (h_1 - y)}$$

σ_a = 378,3 MPa < Ra = 190 MPa

- naprężenia ściskające w betonie:

$$\sigma_{b\,max} = \frac{\sigma_a}{n} \cdot \left(\frac{x}{h_1 - x} \right)$$

$\sigma_{b\,max}$ = 7 MPa < Rb1 = 20 MPa

7.3.4. Wymiarowanie zbrojenia na ścinanie

Przyjęto zbrojenie na ścinanie w postaci strzemion #8 co 200 mm

b =	**160** cm	=	1,6 m
a =	**6** cm	=	0,06 m
h =	**65** cm	=	0,65 m
h_1 =	**59** cm	=	0,59 m
z =	50,15 cm	=	0,50150 m
A_{aL} =	**24,62936** cm^2	=	0,00246 m^2
A_{aw} =	**1,00528** cm^2		0,00010 m^2
V =	**163** kN	=	0,16300 MN
t_R =	**0,23** MPa	=	230 kPa
t_{bmax} =	**3,35** MPa	=	3350 kPa
$R_{bt\ 0,05}$ =	**1,25** MPa	=	1250 kPa
R_{aw} =	**375** MPa	=	375000 kPa
s	**20** cm	=	0,2 m

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot z}$$

t_b = 0,20 MPa < $0.75R_{bt\ 0,05}$= 0,94 MPa

- stopień zbrojenia podłużnego:

$$\mu = \frac{A_{aL}}{b \cdot h_1}$$

m= 0,003

$(1 + 50\ \mu)$ = 1,130

$\tau_R(1 + 50\ \mu)$ = 0,26 Mpa

- średnia wartość naprężenia ścinającego w betonie:

t_b = 0,20 MPa < t_{bmax} = 3,35 MPa

t_b = 0,20 MPa < $t_{R(1+50\mu)}$ = 0,26 MPa

- siła poprzeczna przenoszona przez beton:

$$\Delta V_b = \tau_R \cdot (1+50\mu) \cdot b \cdot z$$

ΔV_b = 208,6 kN

- siła poprzeczna przenoszona przez strzemiona:

$$\Delta V_w = \frac{A_{aw}}{s} \cdot z \cdot R_{aw}$$

ΔV_w = 94,5 kN > 0,5V= 81,5 kN

- siła poprzeczna przenoszona przez strzemiona pod kątem a:

$$\Delta V_{w\alpha} = \frac{A_{aw}}{s} \cdot z \cdot R_{aw} \cdot (1+ctg\alpha_3) \cdot \sin\alpha_3$$

ΔV_{wa} = 0,0 kN

$\Delta V_b + \Delta V_w + \Delta V_{w\alpha}$ = 303,2 kN > V= 163 kN

7.4. WYZNACZENIE NOŚNOŚCI UŻYTKOWEJ

Na konstrukcję działają następujące obciążenia:

- obciążenie ciężarem własnym,
- obciążenie zmienne – q + pojazd K

- **Obciążenia stałe**

- beton konstrukcji automatycznie kalkulowany przez program
- hydroizolacja $g_1^c = 14 \times 0{,}01 = 0{,}14$ kN/m^2,
- nawierzchnia asfaltowa $g_2^c = 23 \times 0{,}10 = 2{,}30$ kN/m^2,
- balustrady $q_3^c = 0{,}50$ kN/m,

- **Obciążenia ruchome**

Przedmiotem obliczeń jest wyznaczenie nośności użytkowej, rzeczywistej obiektu, związku z tym przeanalizowano obiekt na obciążenia zgodnie z nieaktualną normą PN-85/S-10030.

Obiekt sprawdzono na obciążenia zmienne począwszy od klasy A. Następnie ze względu na brak spełnienia warunków obiekt przeanalizowano dla niższych klas. Warunki nośności dla dźwigarów spełnione są dla obciążeń klasy E. Poniżej przedstawiono wyniki dla klasy E

Klasa obciążeń **„E”** wg PN-85/S-10030.

obciążenie rozłożone jezdni q ($q_0 = 1{,}2$kN/m^2)

q = 1,20×1.50 = **1,80 kN/m^2**

obciążenie 1 kołem pojazdu K ($K_0 = 320$ kN)

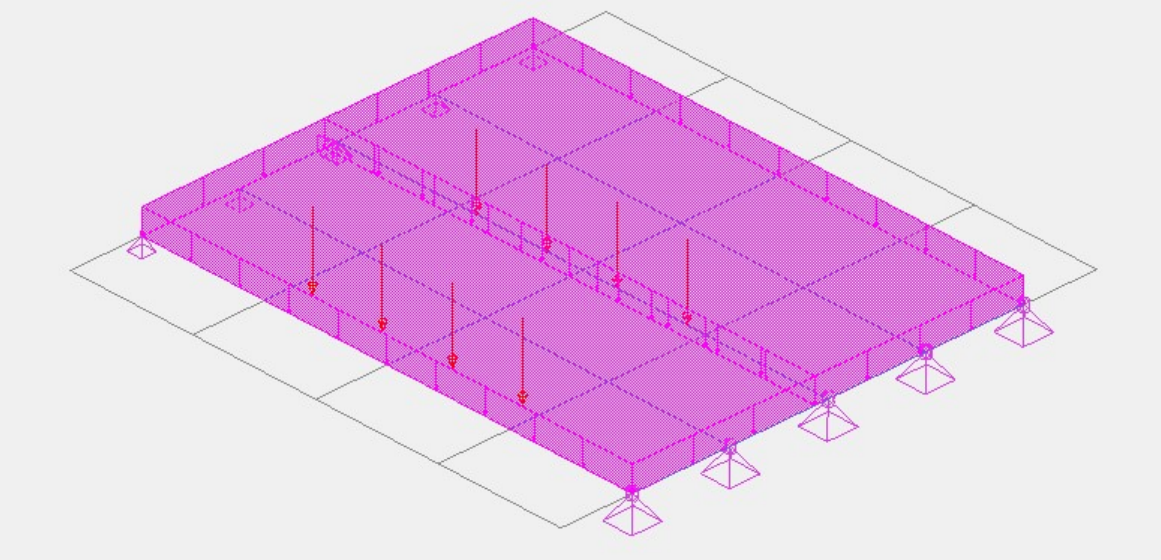
L = 7,35 m – *rozpiętość przęsła*

φ = 1.35 – 0.005×7,35 = 1,313 < 1.325 – *współczynnik dynamiczny*

K = 320×1,328×1.50 = 637,4 kN

P_K = K/8 = 79,7 = **79,77 kN**

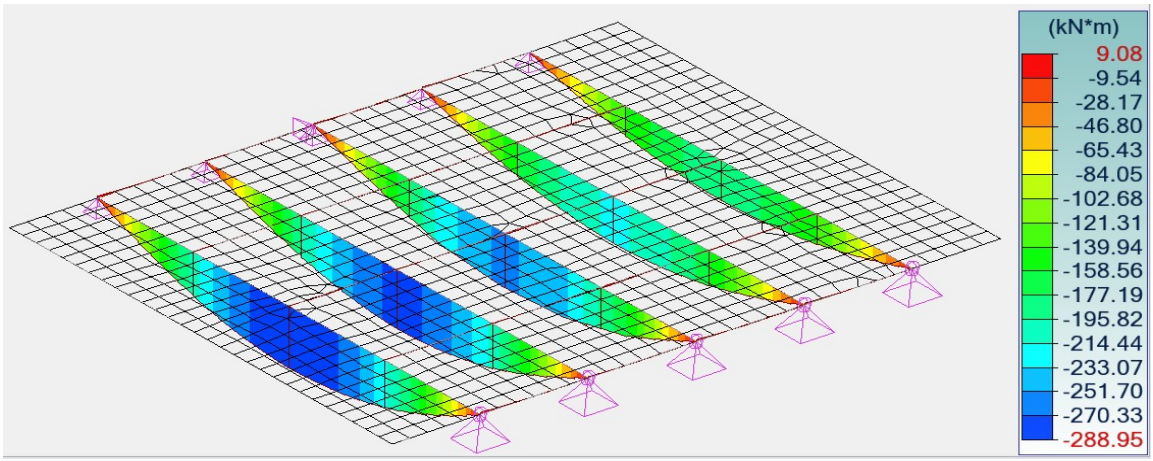
Schemat obciążenia



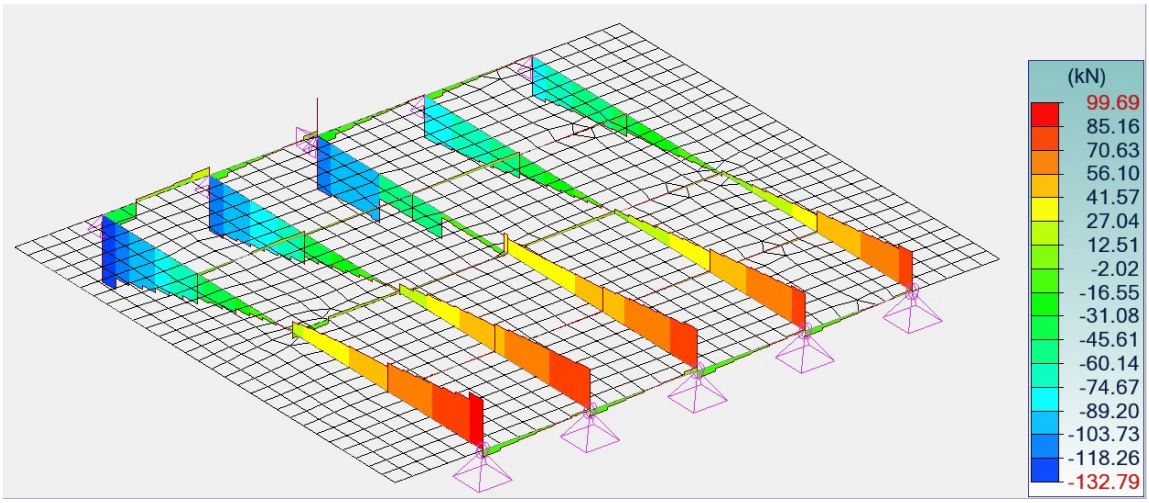
Analiza statyczno wytrzymałościowa – płyta

Wykresy sił wewnętrznych od obciążeń stałych i zmiennych

Wykresy momentów zginających



Wykresy sił tnących



7.4.1. Wymiarowanie zbrojenia na zginanie

Zbrojenie w przęśle.

Na podstawie wykonanych badań do obliczeń przyjęto na zginanie w strefie dolnej przęsła zbroje-nie w postaci 4 prętów gładkich fi 28 mm w rozstawie / co 60 mm. Nośność prętów gładkich wg normy wynosi 190 MPa.

SGN faza II

b_1 =	**160** cm	=	1,6 m
n =	**15**	=	15
A_a =	**24,62936**	=	0,002463 m^2
t =	**16** cm	=	0,16 m
a =	**3** cm	=	0,03 m
h =	**75** cm	=	0,75 m
h_1 =	72 cm	=	0,72 m
M =	**288** kNm	=	0,288 MNm

- położenie osi obojętnej:

$$x = \frac{b_1 \cdot t^2 + 2 \cdot n \cdot A_a \cdot h_1}{2 \cdot (b_1 \cdot t + n \cdot A_a)}$$

x = 0,161 m

- rzędna wypadkowej w strefie ściskanej:

$$y = \frac{t}{3} \cdot \frac{3 \cdot x - 2 \cdot t}{2 \cdot x - t}$$

y= 0,054 m

- naprężenia rozciągające w stali

$$\sigma_a = \frac{M}{A_a \cdot (h_1 - y)}$$

σ_a = 175,5 MPa < Ra = 190 MPa

- naprężenia ściskające w betonie:

$$\sigma_{b\,max} = \frac{\sigma_a}{n} \cdot \left(\frac{x}{h_1 - x} \right)$$

$\sigma_{b\,max}$ = 3 MPa < Rb1 = 20 MPa

7.4.2. Wymiarowanie zbrojenia na ścinanie

Przyjęto zbrojenie na ścinanie w postaci strzemion fi 8 mm gładkich co 200 mm.

b =	**160** cm	=	1,6 m
a =	**6** cm	=	0,06 m
h =	**65** cm	=	0,65 m
h_1 =	**59** cm	=	0,59 m
z =	50,15 cm	=	0,50150 m
A_{aL} =	**24,62936** cm^2	=	0,00246 m^2
A_{aw} =	**1,00528** cm^2		0,00010 m^2
V =	**132** kN	=	0,13200 MN
t_R =	**0,23** MPa	=	230 kPa
t_{bmax} =	**3,35** MPa	=	3350 kPa
$R_{bt\,0,05}$ =	**1,25** MPa	=	1250 kPa
R_{aw} =	**375** MPa	=	375000 kPa
s	**20** cm	=	0,2 m

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot z}$$

t_b = 0,16 MPa < $0.75R_{bt\,0,05}$ = 0,94 MPa

- stopień zbrojenia podłużnego:

$$\mu = \frac{A_{aL}}{b \cdot h_1}$$

m= 0,003

$(1 + 50\ \mu)$ = 1,130

$\tau_R (1 + 50\ \mu)$ = 0,26 Mpa

- średnia wartość naprężenia ścinającego w betonie:

t_b = 0,16 MPa < t_{bmax} = 3,35 MPa

t_b = 0,16 MPa < $t_{R(1+50\mu)}$ = 0,26 MPa

- siła poprzeczna przenoszona przez beton:

$$\Delta V_b = \tau_R \cdot (1+50\alpha_l) \cdot b \cdot z$$

ΔV_b = 208,6 kN

- siła poprzeczna przenoszona przez strzemiona:

$$\Delta V_w = \frac{A_{aw}}{s} \cdot z \cdot R_{aw}$$

ΔV_w = 94,5 kN > 0,5V= 66 kN

- siła poprzeczna przenoszona przez strzemiona pod kątem a:

$$\Delta V_{w\alpha} = \frac{A_{aw}}{s} \cdot z \cdot R_{aw} \cdot (1+ctg\alpha_3) \cdot \sin\alpha_3$$

ΔV_{wa} = 0,0 kN

$\Delta V_b+\Delta V_w+\Delta V_{w\alpha}$= 303,2 kN > V= 132 kN

7.5. WNIOSKI

Na podstawie przeprowadzonej analizy stwierdza się, iż **nośność użytkowa mostu wynosi 15 t i odpowiada klasie E** wg nieaktualnej normy PN-85/S-10030 Obiekty mostowe Obciążenia.

Obiekt nie spełnia wymagania nośności normowej zgodnie PN-EN 1991-2 Eurocod 1: Oddziaływania na konstrukcję – Część 2: Oddziaływania ruchome mostów dla LM-1 klasy II, zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 24 czerwca 2022 r.w sprawie przepisów techniczno-budowlanych dotyczących dróg publicznych

Ze względu na brak informacji odnośnie geometrii podpór i fundamentów, nie było możliwości wykonania obliczeń nośności fundamentów. Poznanie warunków gruntowych jest niewystarczające do przeprowadzenia miarodajnych obliczeń nośności posadowienia, w związku z po-wyższym odstąpiono od przeprowadzenia badań geotechnicznych.

W ramach niniejszego opracowania przeprowadzono analizę nośności na podstawie czynników pośrednich. Mając na uwadze fakt, że nie stwierdzono uszkodzeń o charakterze wytrzymałościowym, innych oznak nieprawidłowej pracy podpór i fundamentów oraz wystąpienia konsolidacji podłoża gruntowego w wyniku długotrwałej eksploatacji obiektu – założono, że nośność podpór odpowiada co najmniej nośności konstrukcji przęsła/przęseł. Za przyjęciem takiego założenia przemawia dodatkowo stwierdzony brak osiadań i uszkodzeń podpór o charakterze przeciążeniowym.

W celu zwiększenia nośności obiektu do klasy A (LM1 klasy II) należy wzmocnić ustrój nośny minimum 3 taśmami z włókna węglowego szerokości 60 mm w strefie rozciąganej. Dodatkowo zaleca się przyklejenie mat z włókna węglowego w strefie podporowej.

8. ORZECZENIE O STANIE TECHNICZNYM I USTALENIE STRATEGII DALSZEGO POSTĘPOWANIA

I. Ocena stanu technicznego przedmiotowego obiektu.

Na podstawie wykonanego przeglądu, szczegółowej inwentaryzacji i analizy stwierdzonych uszkodzeń, wyników badań materiałowych konstrukcji oraz obliczeń statyczno – wytrzymałościowych, dokonano oceny stanu technicznego przedmiotowego obiektu, która prowadzi do niżej zapisanych wniosków i orzeczeń.

1. **Stan obiektu oceniono jako niedostateczny (2) z uwagi na stan techniczny belek ustroju niosącego i przyczółków.** Podczas przeglądu stwierdzono zarysowania betonu belek ustroju niosącego o pomierzonej rozwartości 0,2 mm, zarysowania betonu poprzecznicy przęsłowej o rozwartości 0,2 mm, ścięcie naroży belek ustroju niosącego, pomierzona rozwartość rys wynosiła 0,6 mm. Stan przyczółków jest niedostateczny (2), wykazuje uszkodzenia obniżające przydatność użytkową, ale możliwe do naprawy. Podczas przeglądu stwierdzono zarysowanie korpusu przyczółka o rozwartości 2,0 mm, wegetację roślinności na niszy podłożyskowej. Stan bitumicznej nawierzchni jezdni na obiekcie mostowym jest niepokojący (3), wykazuje uszkodzenia, których nienaprawienie spowoduje skrócenie okresu bezpiecznej eksploatacji. Podczas przeglądu stwierdzono pękniecie nawierzchni jezdni na obiekcie w strefie dylatacyjnej, zalegające zanieczyszczenia organiczne i wegetację roślinności w strefie przykrawężnikowej. Stan bitumicznej nawierzchni jezdni na dojeździe do obiektu jest niepokojący (3), wykazuje uszkodzenia, których nienaprawienie spowoduje skrócenie okresu bezpiecznej eksploatacji. Podczas przeglądu stwierdzono poprzeczne pęknięcia nawierzchni jezdni. Stan balustrad jest przedawaryjny (1), wykazuje nieodwracalne uszkodzenia dyskwalifikujące przydatność użytkową. Podczas przeglądu stwierdzono ubytki betonu w strefie mocowania słupków balustrady w kapie chodnikowej. Stan chodników oraz krawężników ocenia się jako jest niepokojący (3), wykazuje uszkodzenia, których nienaprawienie spowoduje skrócenie okresu bezpiecznej eksploatacji. Podczas przeglądu stwierdzono pęknięcia betonu i znaczne ubytki żelbetowej kapy chodnikowej, odkryte i korodujące pręty zbrojeniowe, korozję opasek stalowych. Stan izolacji jest niedostateczny (2), występują nieliczne małe zacieki; miejscowa naprawa może zatrzymać proces niszczenia elementu. Podczas przeglądu stwierdzono Zacieki wody, zaleganie zanieczyszczeń na niszy podłożyskowej, zacieki na spodzie wspornika podchodnikowego. Stan przestrzeni podmostowej jest niepokojący (3), wykazuje uszkodzenia, których nienaprawienie spowoduje skrócenie okresu bezpiecznej eksploatacji. Podczas przeglądu stwierdzono zaleganie elementów

kamiennych umocnienia skarpy w korycie potoku, rozległe ubytki kamiennego umocnienia skarp przy korpusie przyczółka w obrębie przestrzeni podmostowej.

2. **Wyniki z badań materiałowych**, oceny wytrzymałości betonu na ściskanie w badanych elementach konstrukcji obiektu dokonano przy wykorzystaniu metody sklerometrycznej, uzyskując następujące wyniki: belki ustroju niosącego – klasa betonu C12/15 badanie sklerometrem, płyta – klasa betonu C20/25 badanie sklerometrem. Oceny grubości betonowej otuliny oraz ubytków korozyjnych na zbrojeniu oraz lokalizacja prętów zbrojeniowych dokonano za pomocą „Elcometer 331" model THD, uzyskując następujące wyniki: o Belki ustroju niosącego – na podstawie detekcji elektromagnetycznej i wykonanych odkrywek zlokalizowano strzemiona pręt fi 8 gładkie, których otulina wynosiła około 6 mm mierząc od spodu - minimalna grubość otuliny powinna wynosić 25 mm wg PN EN 1992-1-1. Rozstaw prętów wahał się na poziomie 20 cm przy podporze dalej 18 cm. Zgodnie z przeprowadzonymi badaniami zbrojenie dolne pojedynczej belki, to 4 pręty gładkie fi 28 mm w rozstawie co 60 mm.

   W wyniku przeprowadzonych pomiarów stwierdzono, że na prętach występują produkty korozji zmniejszające jego przekrój. W zależności od badanych miejsc (suche, bez zacieków) na prętach występują produkty korozji w postaci nalotu rdzy. Stwierdzono ubytki korozyjne wynoszące od 2% do 6% przekroju poprzecznego pręta, wynika to z faktu wieloletniej erozji. Głębokość karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu dokonano za pomocą „RAINBOW-Test", uzyskując następujące wyniki: Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, że proces karbonatyzacji **zachodzi w badanych elementach – belkach ustroju niosącego i poprzecznicy podporowej**. Przypowierzchniowa warstwa betonu straciła swoje właściwości pasywacyjne i nie chroni wkładek zbrojeniowych przed niekorzystnym wpływem środowiska. Oceny zawartości i rozkładu jonów chlorkowych, siarczanowych w przekroju betonowym dokonano wykorzystując zestaw „Aquamerck-Test", firmy Merck. uzyskując następujące wyniki: Stwierdzono, że stężenie jonów chlorkowych nie zostało przekroczone w przypowierzchniowej warstwie badanego betonu belek ustroju niosącego. Wartości stężeń nie są wysokie, w związku z powyższym stwierdzono, że **zagrożenie korozją chemiczną prętów zbrojeniowych nie istnieje**. **Nie stwierdzono przekroczenia stężeń siarczanów, azotanów i azotynów w betonie pobranym z konstrukcji.**
3. **Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe** wykazały, że nośność użytkowa mostu wynosi **15 t** i odpowiada klasie E wg nieaktualnej normy PN-85/S-10030 Obiekty mostowe Obciążenia. Obiekt **nie spełnia** wymagania nośności normowej zgodnie

PN-EN 1991-2 Eurocod 1: Oddziaływania na konstrukcję – Część 2: Oddziaływania ruchome mostów dla LM-1 klasy II, zgodnie z *Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 24 czerwca 2022 r.w sprawie przepisów techniczno-budowlanych dotyczących dróg publicznych.*

Ze względu na brak informacji odnośnie geometrii podpór i fundamentów, nie było możliwości wykonania obliczeń nośności fundamentów. Poznanie warunków gruntowych jest niewystarczające do przeprowadzenia miarodajnych obliczeń nośności posadowienia, w związku z powyższym odstąpiono od przeprowadzenia badań geotechnicznych. W ramach niniejszego opracowania przeprowadzono analizę nośności na podstawie czynników pośrednich. Mając na uwadze fakt, że nie stwierdzono uszkodzeń o charakterze wytrzymałościowym, innych oznak nieprawidłowej pracy podpór i fundamentów oraz wystąpienia konsolidacji podłoża gruntowego w wyniku długotrwałej eksploatacji obiektu – założono, że nośność podpór odpowiada co najmniej nośności konstrukcji przęsła/przęseł. Za przyjęciem takiego założenia przemawia dodatkowo stwierdzony brak osiadań i uszkodzeń podpór o charakterze przeciążeniowym.

II. Ustalenie strategii dalszego postępowania z obiektem:

1. **Obiekt należy wyremontować do końca roku 2027.**
   Cel remontu, to usunięcie stwierdzonych usterek i odtworzenie stanu pierwotnego mostu, co wpłynie na poprawę bezpieczeństwa użytkowników obiektu.
2. **W celu zwiększenia nośności obiektu do klasy A (LM1 klasy II) należy wzmocnić ustrój nośny minimum 3 taśmami z włókna węglowego szerokości 60 mm w strefie rozciąganej. Dodatkowo zaleca się przyklejenie mat z włókna węglowego w strefie podporowej. W tym celu należy opracować dokumentację projektową i uzyskać stosowne pozwolenia administracyjne.**
3. **Do czasu remontu obiekt może być dalej bezpiecznie użytkowany przy zachowaniu ograniczenia nośności do 15 t.**
4. **Do czasu remontu obiektu należy prowadzić regularne kontrole stanu technicznego mostu nie rzadziej niż raz na rok.**
5. **W przypadku nieprzeprowadzenia remontu do końca 2027 r. zaleca się wykonanie kolejnej szczegółowej oceny stanu technicznego, określającej warunki dalszego bezpiecznego użytkowania obiektu.**
6. **Do czasu remontu zaleca się prowadzić prace z zakresu bieżącego utrzymania, w celu ograniczenia dalszej degradacji obiektu i zapewnienia bezpiecznej eksploatacji.**

9. WNIOSKI KOŃCOWE

- **W związku ze stwierdzonym niedostatecznym stanem technicznym obiektu, wymagane jest przeprowadzenie remontu obiektu, poprzedzone opracowaniem dokumentacji projektowej, do opracowania której należy niezwłocznie przystąpić, mając na uwadze fakt, iż dalsza propagacja stwierdzonych uszkodzeń, w niedługim czasie, może mieć znaczący wpływ na nośność obiektu.**
- **W celu zwiększenia nośności obiektu do klasy A (LM1 klasy II) należy wzmocnić ustrój nośny minimum 3 taśmami z włókna węglowego szerokości 60 mm w strefie rozciąganej. Dodatkowo zaleca się przyklejenie mat z włókna węglowego w strefie podporowej. W tym celu należy opracować dokumentację projektową i uzyskać stosowne pozwolenia administracyjne.**
- **W chwili obecnej obiekt można bezpiecznie użytkować, wprowadzając ograniczenia dopuszczalnej masy całkowitej pojazdów poruszających się po obiekcie do 15 t.**
- **Do czasu remontu obiektu należy prowadzić regularne kontrole stanu technicznego mostu nie rzadziej niż raz na rok.**
- **Na obiekcie należy w dalszym ciągu prowadzić prace z zakresu bieżącego utrzymania, do czasu remontu, w celu ograniczenia dalszej degradacji obiektu i propagacji uszkodzeń oraz w celu zapewnienia bezpiecznej eksploatacji.**
- **W przypadku niewykonania remontu mostu do końca 2027 r., wymagane będzie przeprowadzenie kolejnej szczegółowej oceny stanu technicznego mostu wraz z orzeczeniem o stanie technicznym i ustaleniem strategii dalszego postępowania z obiektem.**

Za zespół:
mgr inż. Justyna Nowicka
upr. nr 229/DOŚ/06

10. KONCEPCJA REMONTU OBIEKTU

10.1. Stan technologiczny (realizacyjny) – organizacja ruchu

Zakres robót dopuszcza możliwość prowadzeniu połówkowego ruchu na obiekcie – sygnalizacja świetlna lub sterowanie ręczne.

10.2. Rozbiórka istniejącego obiektu

Zakres rozbiórki.

Rozbiórce podlegają elementy wyposażenia - balustrady. Dodatkowo w ramach zadania przewiduje się wykonanie nowych kap chodnikowych oraz wykonanie nowej warstw spadkowej na jezdni.

Zakres prac:

- wzmocnienie ustroju nośnego za pomocą taśm z włókna węglowego,
- przyklejenie mat z włókna węglowego w strefie podporowej,
- naprawa rys, wykonanie iniekcji sklejającej rys w ustroju nośnym,
- oczyszczenie konstrukcji ustroju niosącego, wykonanie miejscowych napraw PCC, naprawa cienkowarstwowa zaprawami PCC całego ustroju nośnego oraz wykonanie zabezpieczenia powłoką malarską
- uzupełnienie dużych ubytków w gzymsach,
- oczyszczenie kamiennych elementów przyczółków i skrzydeł, uzupełnienie spoinowania za pomocą zapraw PCC, zabezpieczenie powierzchni powłoką hydrofobowa,
- uzupełnienie umocnienia skarp w obrębie obiektu – kostka granitowa,
- oczyszczenie i usunięcie roślinności ze skarp w obrębie obiektu,
- wykonanie schodów skarpowych,
- demontaż istniejących i montaż nowych balustrad wysokości h=1,10 m zgodnie z KDM,
- uzupełnienie uszkodzonego, rozmytego umocnienia pod obiektem,
- montaż barieroporęczy,
- montaż krawężników kamiennych,
- wykonanie nadbudowy kapy chodnikowej,
- montaż prefabrykowanych desek gzymsowych,
- nowa warstwa spadkowa na obiekcie,
- wykonanie nowej nawierzchni na obiekcie.

  Wymiary istniejącego mostu pokazano na rysunku inwentaryzacyjnym.

10.3. Charakterystyka ogólna obiektu

Przedmiotowy most jest obiektem jednoprzęsłowym, belka swobodnie podparta. Ustój nośny stanowi konstrukcja żelbetowa, w przekroju poprzecznym składająca się z pięciu (5) dźwigarów spiętych poprzecznicami ze współpracująca płytą żelbetową. Obiekt umiejscowiony w planie jest na prostym odcinku drogi. Nawierzchnia jezdni z betonu asfaltowego. Na jezdni wykształcono spadek daszkowy.

Przęsło oparte zostało na kamiennych podporach. Posadowienie przyczółków prawdopodobnie bezpośrednie. Geometrię obiektu przedstawiono w formie graficznej na rysunku inwentaryzacyjnym Rys. 1. sporządzonym na podstawie pomiarów przeprowadzonych w ramach wizji lokalnej.

10.4. Nośność obiektu

Obiekt nie posiada wystarczającej nośności. - **klasę II** model LM-1 (wg PN-EN 1991-2). Przewiduje się wykonanie wzmocnienia ustroju niosącego taśmami i matami z włókna węglowego.

10.5. Parametry techniczne obiektu

Remont obiektu zaprojektowano z uwzględnieniem następujących parametrów technicznych:

a) klasa obciążeń ruchomych — II model LM-1
b) liczba przęseł — n = 1;
c) rozpiętości teoretyczne przęseł — L_t = 7,35 m;
d) skos obiektu — α = 90,00°
e) szerokość użytkowa jezdni — B_j= 6,13 m;
f) szerokość całkowita jezdni — B_p = 6,13 m;
g) szerokość całkowita konstrukcji — B_k = 9,14 m;
h) bariery ochronne — H2W1B;

Dla poszczególnych elementów betonowych obiektu przewidziano następujące klasy ekspozycji:

Element	Klasa ekspozycji
Nadbudowa płyty ustroju niosącego	XC4, XD1, XF2
Kapy chodnikowe	XC4, XD3, XF4

10.6. Umocnienie koryta rzeki

W ramach zadania przewiduje się odtworzenie umocnienia skarp pod obiektem. Nie przewiduje się ingerencji w koryto potoku.

10.7. Opis stanu projektowanego

10.7.1. Informacje ogólne

Projektowane prace polegają na wykonaniu robót remontowych istniejącego obiektu mostowego. Celem robót jest usunięcie stwierdzonych usterek poprzez odtworzenie stanu pierwotnego mostu, co wpłynie na poprawę bezpieczeństwa użytkowników obiektu.

Projekt zakłada rozbiórkę istniejącego mostu w zakresie nawierzchni na obiekcie, stalowych krawężników oraz górnych powierzchni kap chodnikowych.

Przewiduje się wydzielenie jezdni na obiekcie ograniczonej krawężnikiem oraz wykonanie obustronnych opasek. Dodatkowo projektuje się wykonanie niezbędnego wyposażenia obiektu, tj.: barieroporęczy i urządzeń dylatacyjnych.

Przed przystąpieniem do robót, celem odtworzenia stanu pierwotnego, Wykonawca zobowiązany jest utrwalić geodezyjnie położenie wysokościowe i sytuacyjne wszystkich elementów jezdni, chodników roboczych i belek gzymsowych.

Wykonawca zobowiązany jest do prowadzenia robót w taki sposób, aby nie dopuścić do zanieczyszczenia środowiska. Realizacja zamierzonych obiektów budowlanych wymaga wycinki drzew i krzewów, jednak ze względu na średnicę drzew nie ma konieczności uzyskiwania decyzji o wycince drzew.

Inwestycja nie powoduje uciążliwości i zakłóceń oraz zanieczyszczenia powietrza, wody i gleby, nie narusza również warunków wodnych ani geologicznych w obrębie działek ewidencyjnych zajmowanych przez obiekt mostowy, jak również działek sąsiednich. Podczas realizacji inwestycji nie będą używane substancje szkodliwe mogące stanowić zagrożenie dla środowiska.

10.7.2. Konstrukcja nośna przęsła

W celu zwiększenia nośności obiektu do klasy A (LM1 klasy II) należy wzmocnić ustrój nośny minimum 3 taśmami z włókna węglowego szerokości 60 mm w strefie rozciąganej. Dodatkowo zaleca się przyklejenie mat z włókna węglowego w strefie podporowej.

- minimalną wytrzymałość na odrywanie podłoża betonowego (pull off) po odpowiednim przygotowaniu powinna wynosić 1,5 MPa,
- warunkiem realizacji wzmocnienia o nośności zgodnej z obliczeniową jest spełnienie wymogów producenta bądź dostawcy systemu,
- dodatkowo zaleca się zastosowanie niżej opisanych wytycznych:
  - maksymalny rozstaw taśm nie powinien przekraczać 0,5 wysokości elementu,
  - minimalna odległość wzmocnienia od krawędzi nie powinna być większa niż otulina zbrojenia,
  - zakłady wzmocnień FRP na długości należy wykonywać w miejscach, gdzie wytężenie wzmocnionego elementu jest mniejsze niż 60%,
  - zakłady na długości stosowane mogą być wyłącznie pod obciążeniem statycznym,
  - minimalny promień zagięcia maty nie powinien być mniejszy niż 30 mm,
  - wzmocnienie nie powinno się składać z więcej niż 3 warstw taśm lub 5 warstw maty.

10.7.3. Naprawy powierzchniowe betonu przęsła

Przygotowanie podłoża zgodnie z powyższym.

Do napraw powierzchniowych i miejscowych należy stosować jednoskładnikowe zaprawy cementowe z dodatkiem żywic syntetycznych, dopuszczone do stosowania na konstrukcjach bezpośrednio obciążonych dynamicznie (typ PCC I).

Naprawy można dokonać przy użyciu zestawu materiałów w postaci jednoskładnikowych, drobnoziarnistych zapraw naprawczych na bazie cementu modyfikowanego polimerami z dodatkiem mikrokrzemionki i zbrojonych włóknami syntetycznymi z wodną dyspersją akrylową jako płynem zarobowym.

Zaprawy winny spełniać następujące wymagania:

- średnia wytrzymałość na ściskanie po 7d ≥ 30MPa, po 28d ≥ 45MPa,
- średnia wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu po 7d ≥ 5MPa, po 28d ≥ 9MPa,
- skurcz po 90d ≤ 1,0 $^{0}/_{00}$,
- przyczepność do betonu po 7 dobach (badana w warunkach laboratoryjnych):
  - wartość średnia ≥ 2,0MPa,
  - wartość minimalna 1,5MPa,
- przyczepność do betonu po 7 dobach (badana na budowie):
  - wartość średnia ≥ 1,5MPa,
  - wartość minimalna 1,0MPa.

Właściwości materiału:

- łatwy w przygotowaniu, gotowy do użycia po wymieszaniu z wodą,
- plastyczny i urabialny, o regulowanej konsystencji,
- bardzo dobra tiksotropowość mieszanki,
- wysoka wytrzymałość mechaniczna i mrozoodporność,
- produkt na bazie cementu o podwyższonej odporności na siarczany.

Technologia wykonania napraw:

- w odstępie ok. 3-5 godz. (w zależności od temp.) nanosić drugą warstwę, która jest jednocześnie warstwą szczepną pod wypełnienie ubytku,
- w chwili układania warstwy naprawczej warstwa szczepna powinna być matowo-wilgotna,
- materiał naprawczy można stosować w temp. nie mniejszej niż. +50C i wilgotności wzg. powietrza max 80%,
- czas przydatności zaprawy naprawczej do stosowania 50-60 min.,
- beton naprawianego elementu wzdłuż krawędzi ubytku należy podkuć lub naciąć pod kątem prostym na głębokość nie mniejszą niż 1 cm,
- temperatura podłoża betonowego i powietrza powinna wynosić: dla materiałów na bazie cementów i cementów modyfikowanych żywicami syntetycznymi nie niższa niż

$+5^0$C (temperatura podłoża musi być wyższa o 3^0C od punktu rosy) i nie wyższa niż $+25^0$C, przy wypełnianiu ubytków i spoinowaniu nie wolno stosować technik tynkarskich, zaprawę należy wciskać w ubytek lub pustą fugę, zaprawa typu PCC powinna być zagęszczona mechanicznie.

10.7.4. Naprawy powierzchniowe podpór i skrzydeł

Istniejące powierzchnie kamienne należy oczyścić, usunąć luźne kamienie, uzupełnić ubytki materiałem kamiennym na zaprawie cementowej. Na powierzchniach kamiennych należy wykonać fugi między kamieniami tak aby wyeliminować ubytki. Jednocześnie nie należy "zacierać" fugi powodując znaczne poszerzanie zaprawy i zakrywanie elementów kamiennych.

Powierzchnie oczyszczonego kamienia zostaną zabezpieczone hydrofobizacją przed szkodliwym wpływem zanieczyszczeń.

Przygotowanie (oczyszczenie) powierzchni obejmuje:

- oczyszczenie powierzchni kamiennej piaskowca polegające na usunięciu: luźnych frakcji materiału, fragmentów materiału powierzchniowo zerodowanego, pozostałości substancji szkodliwych, smarów, tłuszczy, lepiku, powłok ochronnych i pyłów,
- czyszczenie metodą strumieniowo-cierną: piaskowanie,
- zmycie pod ciśnieniem.

Naprawy powierzchniowe, miejscowe, spoinowanie

- Uzupełnienie ubytków należy wykonać materiałem pochodzącym z rozbiórki ścian czołowych.
- Do spoinowania należy stosować jednoskładnikowe zaprawy bezcementowe.

10.7.5. Wyposażenie obiektu. Nawierzchnia na obiekcie

Warstwę ścieralną nawierzchni jezdni na obiekcie zaprojektowano z MMA 0/12/8 o grubości 4 cm. Warstwę ochronno-wiążącą jezdni stanowi beton asfaltowy MMA 0/16 o gr. 4,5 cm. Na kapach chodnikowych zaprojektowano nawierzchnię z żywic epoksydowych odpornych na działanie promieni UV o gr. 0,4 cm.

Pod warstwą wiążącą na całej powierzchni obiektu (pod jezdnią) należy ułożyć geosiatkę przeznaczoną do nawierzchni drogowych o dwukierunkowej wytrzymałości na rozciąganie 100 kN. Warstwę geosiatki wyprowadzić ponad płytę przejściową na długości ~2,0 m.

10.7.6. Wyposażenie obiektu. Izolacja

Na płycie pomostowej należy ułożyć izolację przeciwwilgociową z papy termozgrzewalnej o grubości 5 mm. Pozostałe powierzchnie betonu stykające się z gruntem

będą pokryte powłokową izolacją bitumiczną, układaną w 3 warstwach o grubości całkowitej 0,5 mm. Izolację powłokową należy wyprowadzić min. 10 cm ponad powierzchnię projektowanego terenu. Tylne ściany przyczółków oraz powierzchnie wewnętrzne skrzydeł należy dodatkowo zabezpieczyć warstwą filtracyjną – drenaż z folii kubełkowej osłonięty geowłókniną filtracyjną.

10.7.7. Wyposażenie obiektu. Urządzenia bezpieczeństwa ruchu

Na długości mostu projektuje się skrajne barieroporęcze o charakterystyce H2W1/B dostosowane do ruchu pieszego, maksymalnej wartości ugięcia dynamicznego 0,6 m i wysokości 1,10 m. Bariera za obiektem łączy się z barierą drogową.

10.7.8. Wyposażenie obiektu. Krawężniki i kapy chodnikowe

Na długości obiektu zaprojektowano krawężniki mostowe (kamienne) o wymiarach 20 x 20 x 100 cm. Krawężniki należy układać na grysie bazaltowym, otoczonym kompozycją z żywic epoksydowych oraz kotwić w nadbudowach kap chodnikowych za pomocą prętów wklejanych na żywicę epoksydową.

Zabudowę chodnikową projektuje się w formie monolitycznych, żelbetowych kap chodnikowych z betonu C25/30 W8 F150. Zabudowę kap należy betonować po ułożeniu krawężników oraz ustawieniu i zamocowaniu desek gzymsowych. Uszczelnienie nawierzchni na styku z krawężnikami należy wykonać przy pomocy elastycznej taśmy uszczelniającej.

10.7.9. Dylatacja bitumiczna

Nad podporami skrajnymi, przyczółkami mostu zaprojektowano dylatacje bitumiczne.

Dylatacja składa się z gąbczastej wkładki neoprenowej umieszczonej pomiędzy płytami lub płytą mostu a żelbetowym a ścianką żwirową. Całe połączenie zostanie przykryte aluminiową blachą szerokości 0,30 m i grubości 2 mm, a następnie membraną izolacyjną gr. 1 cm. Na izolacji zostaną wylane 2 warstwy asfaltu z przerwą nad dylatacją o szerokości 30 cm dla pierwszej warstwy i 50 cm dla drugiej. Przestrzeń nad dylatacją i pomiędzy przerwami w warstwach asfaltu zostanie wypełniona odkształcalną mieszanką mineralno-asfaltową.

10.7.10. Wyposażenie obiektu. Zabezpieczenie antykorozyjne

Powierzchnie betonowe należy pokryć powłoką malarską gr. 300 µm, RAL7035 (jasno szary) ze zdolnością pokrywania zarysowań o rozwartości do 0,30 mm. Zabezpieczeniu podlega bok ustroju nośnego, skrzydła przyczółków oraz spód belek ustroju niosącego i przednie ściany przyczółków. Dopuszcza się wykonanie zabezpieczenia antykorozyjnego spodu belek ustroju niosącego powłoką malarską gr. 300 µm ze zdolnością pokrywania zarysowań o rozwartości do 0,10 mm.

Zastosowane preparaty ochrony powierzchniowej betonowych muszą być:

- wodoszczelne,
- jednokierunkowo przepuszczalne dla pary wodnej,

- powstrzymujące wnikanie dwutlenku węgla w głąb betonu,
- odporne na działanie soli i mrozu,
- nietoksyczne.

Na powierzchniowe zabezpieczenie betonu należy stosować systemowe materiały posiadające aktualne aprobaty IBDiM. Poza tym muszą się one charakteryzować odpornością na żółknięcie i kredowanie oraz być odporne na UV, a także na zmywanie technikami ciśnieniowymi. Kolorystykę poszczególnych elementów należy ustalić z Zamawiającym.

11. ZAŁĄCZNIKI

Załącznik 1- Rys. 01 Inwentaryzacja obiektu

Załącznik 2- Rys. 02 Plan sytuacyjny

Załącznik 3- Rys. 03 Rysunek zestawczy-stan projektowany

Załącznik 4- Przedmiar robót

Załącznik 5- Specyfikacje techniczne wykonania i odbioru robot budowlanych

Załącznik 6- Kosztorys inwestorski

Załącznik 1- Rys. 01 Inwentaryzacja obiektu

Załącznik 2- Rys. 02 Plan **sytuacyjny**

Załącznik 3- Rys. 03 Rysunek zestawczy-stan projektowany

Załącznik 4- Przedmiar robót

Załącznik 5- Specyfikacje techniczne wykonania i odbioru robot budowlanych

Załącznik 6- Kosztorys inwestorski