

Numer pracy: **TPM-473/TP-38/2018**

**Ekspertyza stanu technicznego obiektu mostowego
zlokalizowanego w ciągu ulicy Paderewskiego nad potokiem
Lubatówka w Krośnie
wraz z koncepcją remontu/przebudowy**



Wrocław, czerwiec 2018 r.

Numer pracy: **TPM-473/TP-38/2018**

Praca została wykonana na zlecenie:

Gmina Miasto Krosno

Ul. Lwowska 28

38-400 Krosno

ZESPÓŁ AUTORSKI:

mgr inż. Tomasz Raif

mgr inż. Kazimierz Piwowarczyk

dr inż. Tomasz Łakomy

Koordynator prac projektowych

mgr inż. Ryszard Wodyński

Firma TARCOPOL Sp. z o.o. Oddział Wrocław TPM Consulting oświadcza, że niniejsze opracowanie jest wykonane zgodnie z Umową nr D.7011.11.4.2018.S (TPM-473/TP-38/2018), zawartą w dniu 13 kwietnia 2017 r. oraz zgodnie z obowiązującymi przepisami techniczno-budowlanymi, normami i wytycznym, a także, że jest kompletna z punktu widzenia celu, któremu ma służyć.

SPIS TREŚCI

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA	4
2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA.....	4
3. PODSTAWA OPRACOWANIA.....	4
4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU.....	5
5. OCENA STANU TECHNICZNEGO KONSTRUKCJI.....	14
5.1. Wprowadzenie	14
5.2. Oględziny obiektu	15
5.2.1. Ocena stanu technicznego dźwigarów stalowych	15
5.2.2. Ocena stanu technicznego płyty pomostowej	19
5.2.3. Ocena stanu technicznego wyposażenia	23
5.2.4. Ocena stanu technicznego podpór.....	35
5.2.5. Ocena stanu przestrzeni podmostowej i otoczenia obiektu	40
6. BADANIA KONSTRUKCJI.....	41
6.1. Szczegółowy zakres badań.....	41
6.2. Opis przyjętych metod badawczych.....	42
7. WYNIKI BADAŃ.....	43
7.1. Badania składu chemicznego i twardości stali.....	43
7.2. Badania laboratoryjne odwiertów kontrolnych	45
7.3. Badania sklerometryczne betonu.....	48
7.4. Ocena wytrzymałości betonu na rozciąganie (odrywanie) metodą „pull-off”	50
7.5. Badania chemiczne betonu ustroju niosącego i podpór	52
7.5.1. Ocena zawartości i rozkładu jonów Cl ⁻ w przekroju betonowym.....	52
7.5.2. Zawartość siarczanów w konstrukcji	52
7.5.3. Zawartość azotanów w konstrukcji	53
7.5.4. Głębokość karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu.....	53
7.6. Lokalizacja prętów zbrojeniowych.....	55
7.7. Przewiert kontrolny przez płytę pomostową.....	56
8. OCENA NOŚNOŚCI UŻYTKOWEJ KONSTRUKCJI.....	57
8.1. Konstrukcja istniejąca - wyciąg z obliczeń.....	57
8.2. Podsumowanie obliczeń konstrukcji istniejącej	65
8.3. Wzmocnienie przęsła przez wymianę ustroju nośnego - wyciąg z obliczeń	66
8.4. Podsumowanie obliczeń wymienionej konstrukcji przęsła	74
9. RAPORT KOŃCOWY	75
10. STRATEGIA DALSZEGO POSTĘPOWANIA Z OBIEKTEM	79
11. ANALIZA EKONOMICZNA WARIANTÓW POSTĘPOWANIA Z OBIEKTEM	81
12. WNIOSKI KOŃCOWE.....	82

Załączniki:

1. Rysunki inwentaryzacyjne uszkodzeń
2. Kosztorys inwestorski prac remontowych wg wariantu I, II i III

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest most drogowy zlokalizowany w ciągu ulicy Paderewskiego nad potokiem Lubatówka w Krośnie.

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem opracowania jest wykonanie ekspertyzy stanu technicznego przedmiotowego obiektu wraz z koncepcją remontu / przebudowy.

Zakres opracowania w szczególności obejmuje:

- ◆ inwentaryzację geometryczną obiektu na podstawie pomiarów gabarytowych, niwelacyjnych oraz przewiertów kontrolnych, wraz z określeniem rzeczywistego układu warstw nawierzchni,
- ◆ szczegółowe oględziny obiektu wraz z oceną stanu technicznego ustroju nośnego,
- ◆ inwentaryzację fotograficzną i rysunkową uszkodzeń obiektu z opisem i analizą,
- ◆ badania materiałowe i chemiczne elementów obiektu: podpór i przęsła,
- ◆ ustalenie aktualnej nośności użytkowej obiektu na podstawie wyników badań i obliczeń statyczno wytrzymałościowych,
- ◆ ocenę stanu technicznego obiektu na podstawie wniosków z przeglądu oraz wyników badań i obliczeń,
- ◆ określenie strategii dalszego postępowania z obiektem,
- ◆ koncepcję remontu lub przebudowy obiektu wraz z przedmiarem i kosztorysem,
- ◆ analizę ekonomiczną proponowanych zaleceń z podziałem na działania doraźne i docelowe (z założeniem podniesienia nośności obiektu do klasy B wg PN-85/S-10030).

3. PODSTAWA OPRACOWANIA

Niniejsze opracowanie wykonano na podstawie umowy nr D.7011.11.4.2018.S (TPM-473/TP-38/2018), zawartej w dniu 13 kwietnia 2018 pomiędzy Gminą - Miastem Krosno

Ul. Lwowska 28; 38-400 Krosno, a firmą Tarcopol Sp. z o.o. Oddział Wrocław TPM Consulting.

Podstawę do sporządzenia opracowania stanowią:

- Oględziny obiektu, inwentaryzacja i materiały zdjęciowe wykonane w dniach 17-18.04.2018 r.
- Badania materiałowe wykonane w dniach 17-18.04.2018,
- Literatura i normy z zakresu budownictwa mostowego.

4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

Przedmiotowy obiekt to most nad potokiem Lubatówka w ciągu ul. Paderewskiego w Krośnie (jest to droga nr 119636R, km 0+231).

Jest to konstrukcja belkowa, jednoprzęsłowa, swobodnie podparta. Konstrukcja przęsła jest zespolona, złożona z trzech dźwigarów stalowych zespolonych z żelbetową płytą pomostową. Dźwigary stalowe mają przekrój spawany, blachownicowy, dwuteowy o wysokości 960mm. Szerokość pasów wynosi 200mm przy podporach oraz 290mm w środku rozpiętości, grubość 30mm. Grubość środnika wynosi 12mm. Na pasie dolnym naszpawana jest nakładka o grubości 32mm i długości 4,65m. Dźwigary stalowe stężone są poprzecznicami kratownicowymi wykonanymi z ceowników C300 (pas górny) oraz kątowników L75x75x8 (pas dolny i krzyżulce). Poprzecznice połączone są z dźwigarami za pomocą połączeń śrubowych. Rozstaw poprzecznic wynosi ~2,70m. Rozstaw osiowy dźwigarów wynosi 3,00m. Na dźwigarach oparta jest płyta pomostowa o grubości około 30cm (między dźwigarami) oraz 16,5cm (w obrębie wsporników podchodnikowych). Wsporniki podchodnikowe mają wysięg 1,88m (od strony górnej wody) oraz 1,90m (od strony dolnej wody).

Rozpiętość teoretyczna konstrukcji wynosi 17,00m. Długość całkowita przęsła wynosi 17,58m. Szerokość całkowita konstrukcji wynosi 10,0m. Na pomoście zlokalizowana jest jezdnia o szerokości 6,13m oraz dwa chodniki o szerokości 1,62m i 1,64m.

Nawierzchnia jezdni na obiekcie jest asfaltowa, o grubości ~7,5cm (~3,5cm warstwa ścieralna + ~4,0cm warstwa wiążąca). Pod nawierzchnią asfaltową występuje stara nawierzchnia z kostki granitowej gr. 7cm na podbudowie cementowo - piaskowej o grubości ~10cm. Pod podbudową występuje izolacja o bitumiczna o grubości do 2 cm. Nawierzchnię chodników wykonano z kostki betonowej na podbudowie piaskowej. Chodniki ograniczone są od strony jezdni krawężnikami betonowymi oraz obrzeżami betonowymi od strony swobodnej krawędzi.

Obiekt wyposażony jest w balustrady wykonane z żelbetowych słupków o wymiarach 0,20m x 0,17m, w rozstawie 2,16m. Pochwyt wykonany jest z rury stalowej śr 80mm, przebiegającej na wysokości 1,0m. Wypełnienie balustrady stanowią pasy stalowe podłużne połączone słupkami.

Obiekt nie został wyposażony w urządzenia lub przekrycia dylatacyjne. Dla zabezpieczenia szczelin dylatacyjnych zastosowano uciąglenie nawierzchni jezdni. Odwodnienie obiektu odbywa się powierzchniowo, za pomocą spadków poprzecznych i podłużnych do studzienek odwodnienia drogowego zlokalizowanych poza obiektem.

Obiekt został wyposażony w łożyska o konstrukcji stalowej: stałe oraz wałkowe o średnicy 260mm. Łożyska wałkowe zlokalizowane od strony ul. Kletówki, łożyska stałe od strony ul. Podwale.

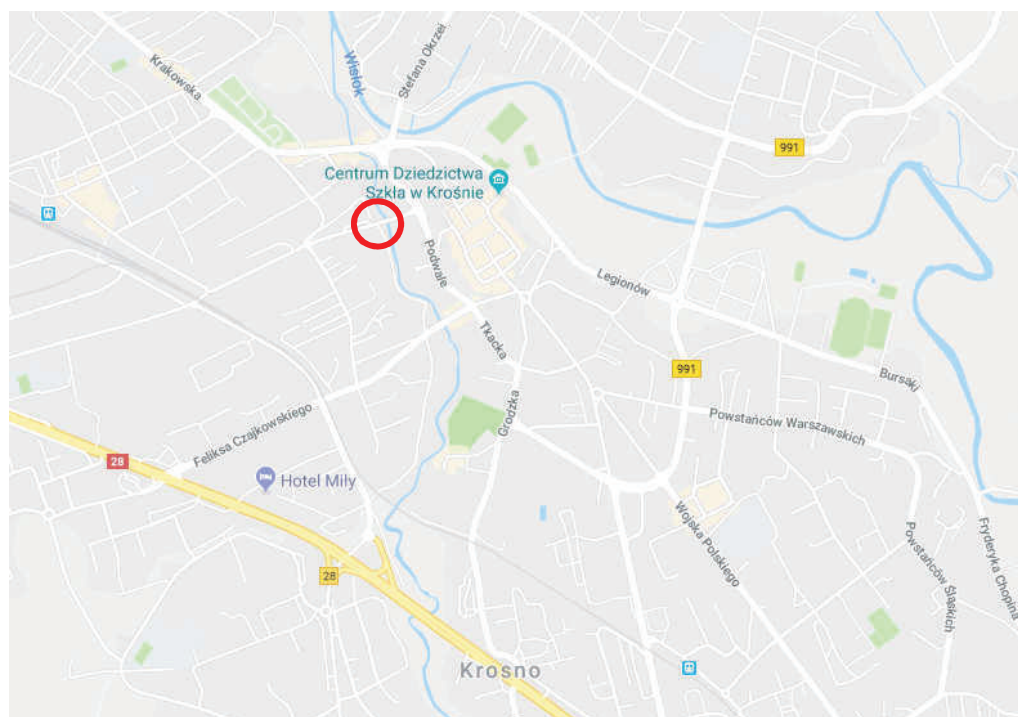
Przyczółki obiektu są masywne. Szerokość przyczółków wynosi 9,76 m. Przyczółki wyposażone są w skrzydła o długości 5,60m od strony ul. Podwale i 5,62 m od strony ul. Kletówki. Ścianki zapleczne przyczółków wznoszą się ponad niszę podłożyskową o 1,95m, (od strony ul. Kletówki) oraz o 1,74m (od strony ul. Podwale). Grubość ścianek zapleczych wynosi 0,62m. Grubość korpusów wynosi ponad 1,2m. Grubość skrzydeł wynosi min 0,3m.

Pod obiektem zlokalizowane jest koryto potoku Lubatówka. Szerokość koryta pod obiektem wynosi około 8m. Rozstaw przyczółków w świetle wynosi 16,36m.

Jednolity numer inwentarzowy obiektu: 30006214

Brak informacji o czasie budowy obiektu oraz o projektowej nośności. Obiekt w przeszłości przechodził przeglądy okresowe. W czasie ostatniego przeglądu szczegółowego wykonanego w listopadzie 2016 roku zalecono m. in. wykonanie napraw skorodowanych stref przypodporowych dźwigarów głównych. Prace te zrealizowano w 2017 roku.

Lokalizację obiektu przedstawiono na rys. 4.1. Inwentaryzację fotograficzną obiektu przedstawiono na rys. 4.2 – 4.7, natomiast rysunkową na rys. 4.8-4.11.



Rys. 4.1 Lokalizacja obiektu



Rys. 4.2. Wjazd na obiekt od strony ul. Podwale



Rys. 4.3. Wjazd na obiekt od strony ul. Kletówki



Rys. 4.4. Widok mostu od strony dolnej wody



Rys. 4.5. Widok mostu od strony górnej wody



Rys. 4.6. Widok na spód konstrukcji i przyczółek od strony ul. Podwale



Rys. 4.7. Spód konstrukcji. Widok na poprzecznice i dźwigar skrajny od strony dolnej wody

WIDOK Z BOKU

Technical drawing showing the side view (WIDOK Z BOKU) of a bridge structure. The drawing includes dimensions for the bridge deck, approach, and various structural elements.

Key dimensions and labels:

- Overall width: 17530
- Deck width: 17000
- Approach width: 17640
- Bridge piers: P1, P2
- Structural elements: Balustrada, Bariera ochronna, Poszerzenie pasa
- Dimensions: 5600, 690, 380, 2706, 2699, 2695, 2710, 2700, 2705, 391, 294, 300, 150, 380, 2840, 350, 1360, 2700, 6160, 4655, 1500, 16360, 350, 2870, 280, 640, 330, 2200, 6185, 1800, 2700, 8000, 2200, 3400, 17580

PRZKRÓJ POPRZECZNY przy podporze P1

Technical drawing showing a cross-section of a roof structure at support P1. The drawing includes dimensions and a list of material layers.

Dimensions (mm):

- Overall width: 1920
- Distance from wall to centerline: 1590
- Wall height: 1120
- Window height: 290
- Roof slope height: 145
- Roof slope length: 165
- Base height: 150
- Base width: 1900
- Roof span: 3000
- Overall length: 6200 (6290 po pos.)

Material layers and thicknesses (mm):

Warstwa	Grubość
Warstwa ścierna	~3,5 cm
Warstwa wylewka	~4 cm
Grunt	~7 cm
Podbudowa cement-piasek	~10 cm
Isolacja	~1,2 cm
Płyta żelbetowa	~20,5 cm

Other labels: kątka brukowa na podparcie

PRZĘKÓJ POPRZECZNY
przy podporze P2

Rys. 4.8

1880

10-6130)

1935

1635

300

120

34

1120

150

165

32

3000

Przerzenu - przekr. B)

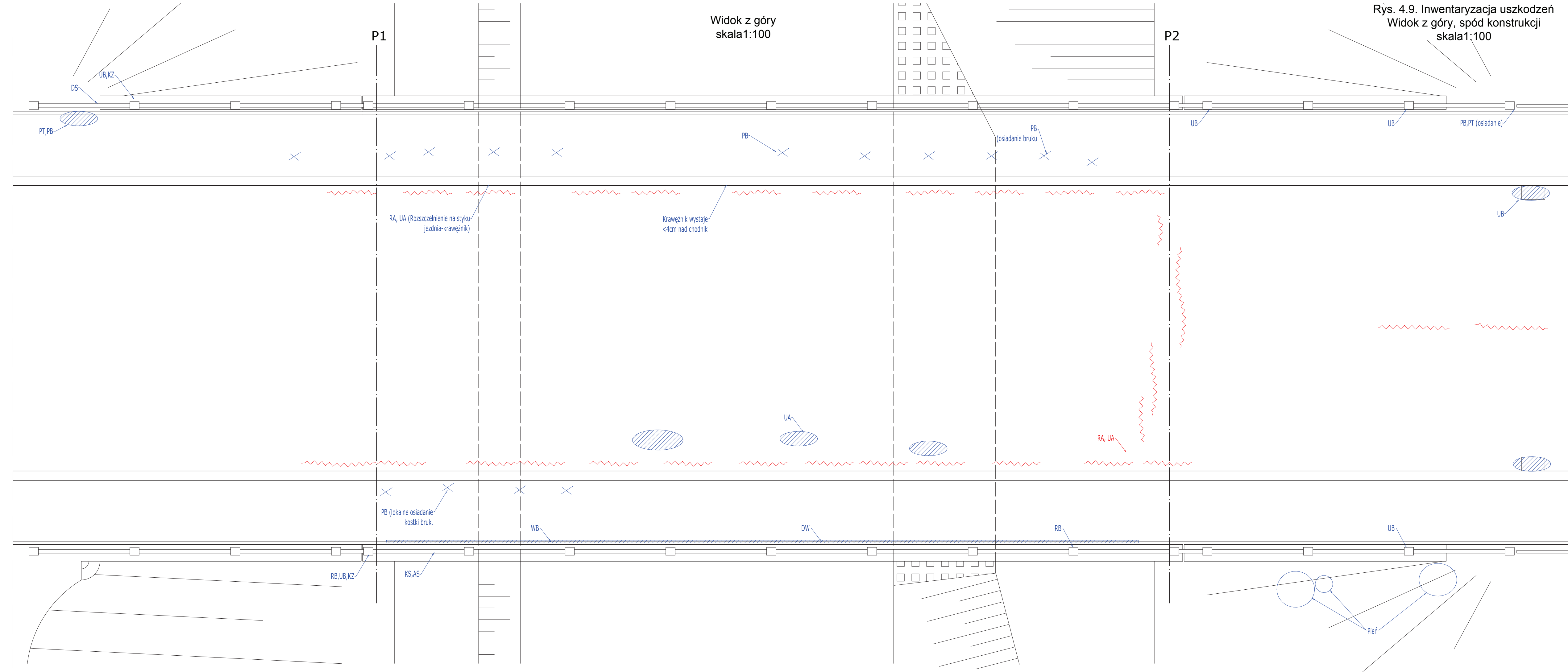
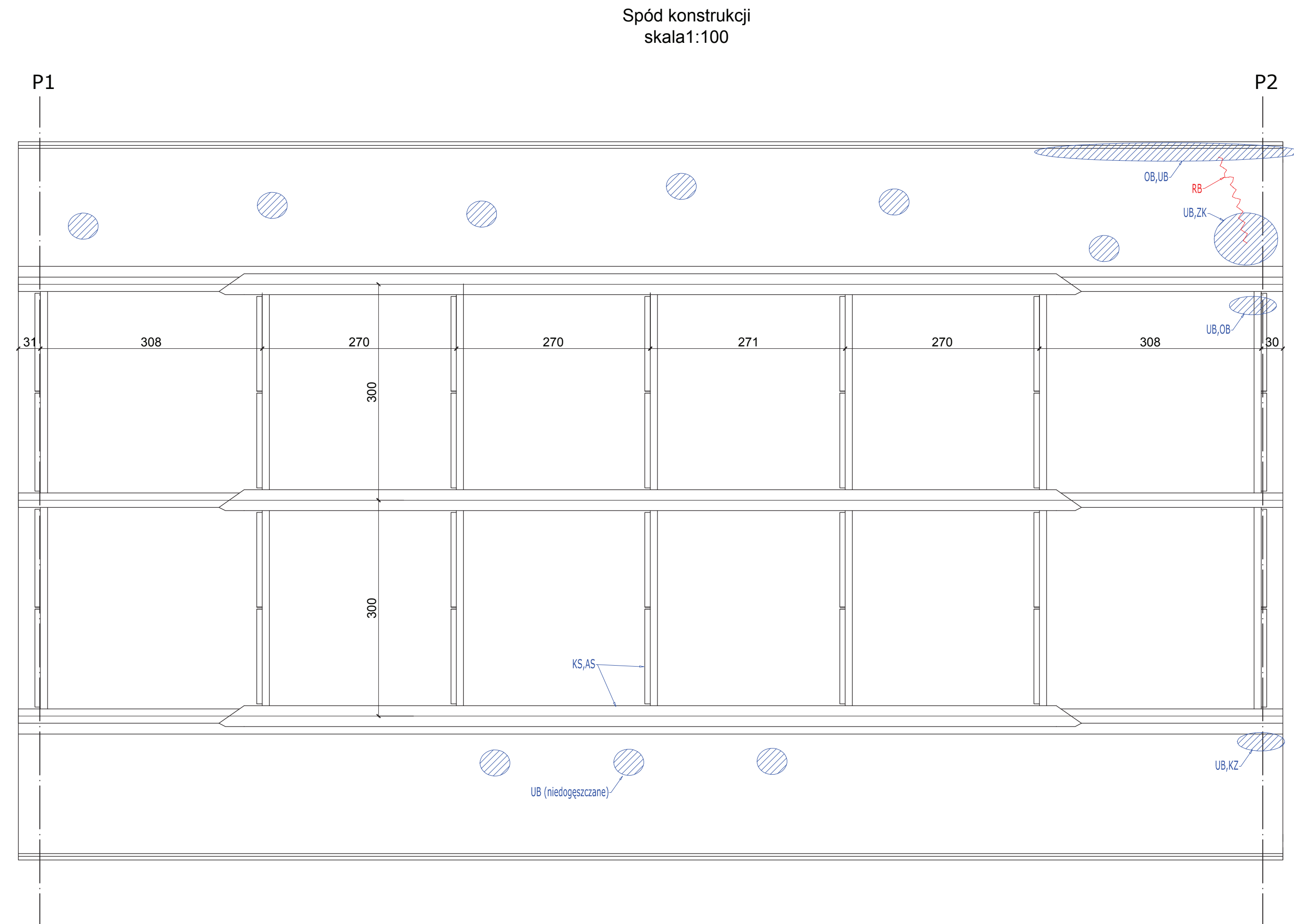
1880

RYSUNKI SZCZEGÓŁOWE KONSTRUKCJI STALOWEJ
Skala 1:20

Szerokość całkowita 6200 (6290 po poszerzeniu - przekr. B)

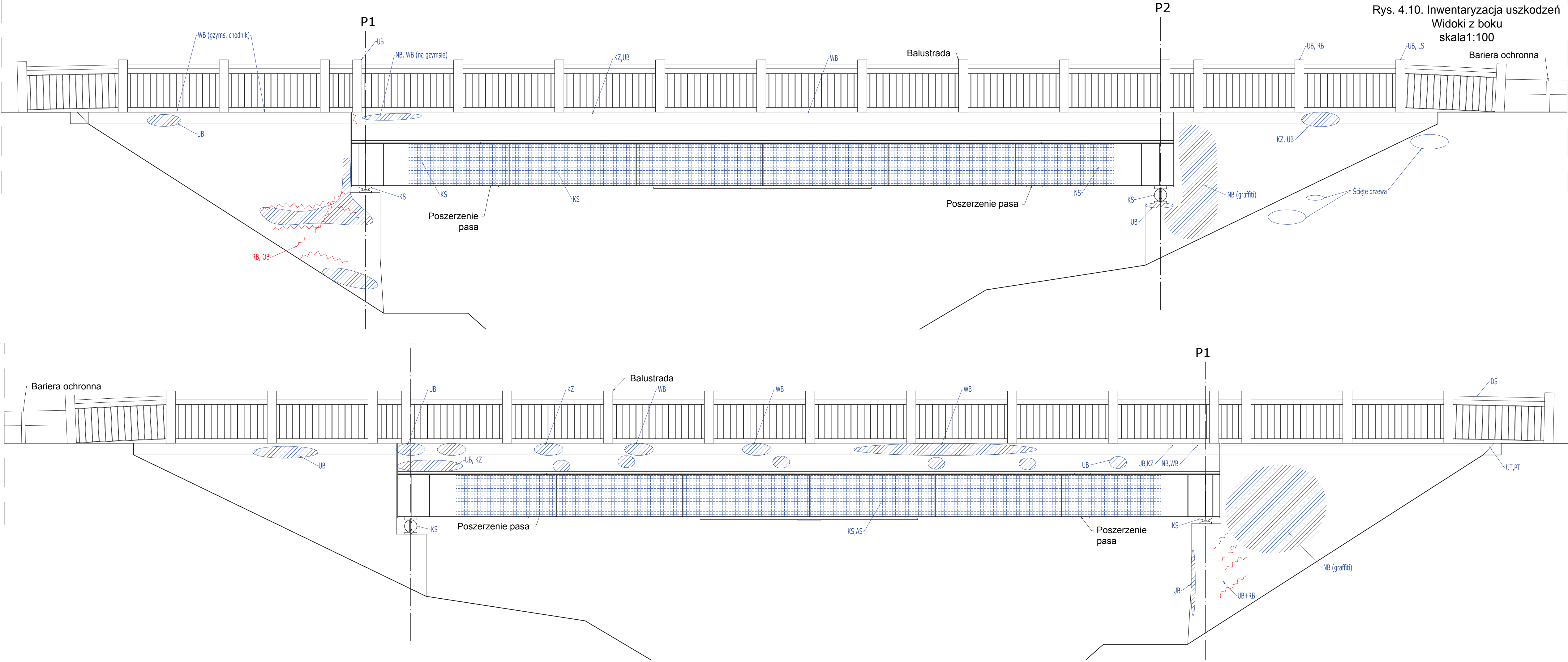
Technical drawing of a shaft-housing assembly. The main view shows a shaft with a diameter of 40 mm and a length of 300 mm, mounted in a housing with a bore diameter of 40 mm and a length of 210 mm. The housing has a total length of 450 mm. The shaft has a shoulder with a diameter of 60 mm and a height of 120 mm. The housing has a shoulder with a diameter of 130 mm and a height of 70 mm. The shaft is secured with a lock washer (Łożysko) and a lock nut (Młotek).

Łożyska



Rys. 4.9. Inwentaryzacja uszkodzeń
Widok z góry, spód konstrukcji
skala 1:100

Rys. 4.10. Inwentaryzacja uszkodzeń
Widoki z boku
skala 1:100



technicznego elementów konstrukcyjnych i wyposażenia przedstawiono w tab. 5.1.

Tablica 5.1. Skala i kryteria oceny elementów według w/w instrukcji

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

Do opisu konstrukcji oraz uszkodzeń przyjęto następujące oznaczenia:

- Przyczółki oznaczono jako P1 i P2, przy czym P1 to podpora od strony ulicy Podwale natomiast P2 to podpora od strony ulicy Kletówki,
- ponadto używano określeń "od strony GW" (górnej wody) oraz "od strony DW" (dolnej wody)

Opis i wygląd uszkodzeń elementów konstrukcyjnych obiektu przedstawiono na zamieszczonych fotografiach oznaczonych jako Rys. 5.1 ÷ 5.44.

5.2. Oględziny obiektu

5.2.1. Ocena stanu technicznego dźwigarów stalowych

Stan techniczny dźwigarów stalowych należy ocenić jako niedostateczny (2).

Powłoki antykorozyjne konstrukcji stalowej całkowicie wyczerpały swoje zdolności ochronne. Na powierzchni dźwigarów głównych stwierdzono ubytki warstwy nawierzchniowej oraz powierzchniową korozję stali konstrukcyjnej. Na spodzie pasów, w pachwinach blach oraz w rejonie blach węzłowych poprzecznic korozja występuje na praktycznie całej powierzchni elementów. Na powierzchni środników widoczne są liczne drobne ogniska korozji. (fot. 5.1, 5.2, 5.3, 5.4, 5.5). Korozja w podobnym stopniu dotyczy również poprzecznic (fot. 5.6, 5.7). Stwierdzono całkowity ubytek warstwy nawierzchniowej na powierzchni ceowników oraz korozję powierzchniową krzyżulców.

Uszkodzenia korozyjne konstrukcji powstały na skutek starzenia się powłok antykorozyjnych oraz wieloletniego braku prac konserwacyjnych.



Rys. 5.1. Degradacja powłok antykorozyjnych dźwigarów stalowych spowodowana starzeniem. Na nakładce dźwigara oraz w pachwinach blach widoczne są rozległe ogniska korozji powierzchniowej. Dźwigar od strony dolnej wody



Rys. 5.2. Korozja powierzchniowa na spodzie pasów dźwigara głównego i na blachach węzłowych. Na powierzchni środnika widoczne są liczne ogniska korozji. Uszkodzenia te spowodowane są zużyciem powłok antykorozyjnych. Dźwigar środkowy, w pobliżu środka rozpiętości



Rys. 5.3. Rozległa korozja powierzchniowa na spodzie pasów dźwigara skrajnego od strony górnej wody. Na powierzchni środnika widoczne są liczne drobne ogniska korozji, występujące na całej powierzchni. Uszkodzenia spowodowane są degradacją powłoki antykorozyjnej na skutek starzenia



Rys. 5.4. Korozja blach dźwigarów głównych, poprzecznic i blach węzłowych. Na powierzchni pasa dolnego widoczne jest zanieczyszczenie materiałem ziemnym. Dźwigar od strony dolnej wody



Rys. 5.5. Korozja na spodzie pasa dolnego środkowego dźwigara w środku rozpiętości. Na spodzie blach węzłowych poprzecznicy korozja dotyczy 100% powierzchni



Rys. 5.6. Korozja powierzchniowa poprzecznicy od strony dolnej wody. Widoczny jest całkowity ubytek warstwy nawierzchniowej na powierzchni ceownika górnego oraz korozja powierzchniowa krzyżulców

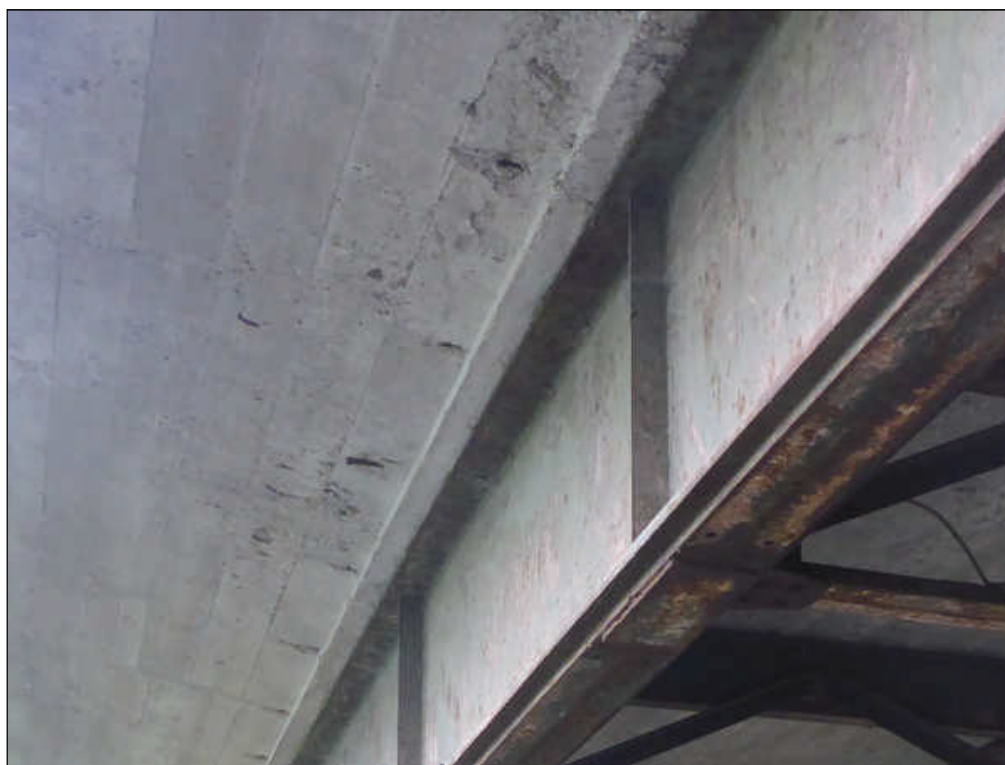


Rys. 5.7. Ubytek nawierzchniowej warstwy powłoki antykorozyjnej poprzecznicy oraz drobne ogniska korozji na górnym ceowniku oraz na powierzchni środnika dźwigara. Na powierzchni środnika dźwigara widoczne są również stare zanieczyszczenia malowidłami graffiti. Dźwigar i poprzecznicą od strony dolnej wody

5.2.2. Ocena stanu technicznego płyty pomostowej

Stan techniczny płyty pomostowej należy ocenić jako niepokojący (3).

Na spodzie płyty pomostowej stwierdzono dość liczne drobne ubytki betonu o głębokości do 5cm, spowodowane nieprawidłowościami z czasu budowy obiektu. Ubytki powstały w miejscach nieprawidłowo ukształtowanych prętów zbrojeniowych (pręty wystające z powierzchni betonu - fot. 5.8) oraz w miejscach nieprawidłowo zagęszczonej mieszanki betonowej (raki, połączone z korozją zbrojenia pozbawionego otuliny betonowej - fot. 5.9, 5.10, 5.11). Stwierdzono ponadto korozję betonu gzymsów oraz liczne drobne ubytki betonu gzymsów spowodowane zaciekaniem wody opadowej (fot. 5.12, 5.13, 5.14). Na górnej powierzchni gzymsów występuje intensywna wegetacja mchów (fot. 5.13) spowodowana gromadzeniem się zanieczyszczeń utrzymujących wilgoć wzdłuż chodnika (niewystarczające czynności utrzymaniowe). Nie stwierdzono nieprawidłowości wskazujących na nieszczelność izolacji pomostu.



Rys. 5.8. Drobne ubytki betonu na spodzie wspornika od strony dolnej wody, w sąsiedztwie wystających prętów zbrojeniowych. Uszkodzenia te powstały na skutek nieprawidłowo ukształtowanego lub ułożonego zbrojenia na etapie budowy obiektu



Rys. 5.9. Raki, nieprawidłowe ułożenie i przygotowanie mieszanki betonowej na etapie budowy obiektu oraz korozja prętów zbrojeniowych pozbawionych otuliny betonowej na spodzie wspornika od strony górnej wody przy przyczółku P2 (od strony ul. Kletówki)



Rys. 5.10. Raki na spodzie wspornika podchodnikowego od strony górnej wody spowodowane nieprawidłowościami na etapie budowy obiektu (lokalizacja jak na fot 5.9)



Rys. 5.11. Ubytki otuliny betonowej odsłaniające korodujące pręty zbrojeniowe w sąsiedztwie skrajnej poprzecznicy. Uszkodzenie spowodowane jest nieprawidłowościami przy budowie obiektu (nieprawidłowe zagęszczenie mieszanki betonowej). Widoczna jest miejscowo odnowiona powłoka antykorozyjna konstrukcji



Rys. 5.12. Drobne ubytki betonu na powierzchni gzymsu spowodowane korozją materiału na skutek zaciekania wód opadowych. Widok na gzyms od strony górnej wody



Rys. 5.13. Drobne ubytki betonu gzymsu spowodowane korozją materiału. Na górnej powierzchni gzymsu widoczna jest intensywna wegetacja mchów. Gzyms od strony dolnej wody



Rys. 5.14. Degradacja powierzchni betonu gzymsu od strony dolnej wody spowodowana korozją materiału

5.2.3. Ocena stanu technicznego wyposażenia

5.2.3.1. Nawierzchnia jezdni

Stan techniczny nawierzchni jezdni należy ocenić jako niepokojący (3).

Na nawierzchni jezdni stwierdzono liczne spękania poprzeczne nad szczelinami dylatacyjnymi spowodowane brakiem urządzeń dylatacyjnych (fot. 5.15, 5.16). Na obiekcie występują liczne naprawy nawierzchni. W sąsiedztwie spójień technologicznych występują drobne ubytki nierówności nawierzchni (fot. 5.16). Wzdłuż krawężników stwierdzono niewielkie ubytki nawierzchni oraz zanieczyszczenia nawierzchni materiałem ziemnym (fot. 5.19).

Na dojazdach do obiektu stwierdzono rysy podłużne oraz zaniżenia i degradację nawierzchni jezdni w sąsiedztwie wpustów przed obiektem od strony ul. Klatówki (fot. 5.17, 5.18).



Rys. 5.15. Poprzeczne spękania nawierzchni jezdni nad szczeliną dylatacyjną od strony ul. Klatówki, spowodowana brakiem urządzenia dylatacyjnego



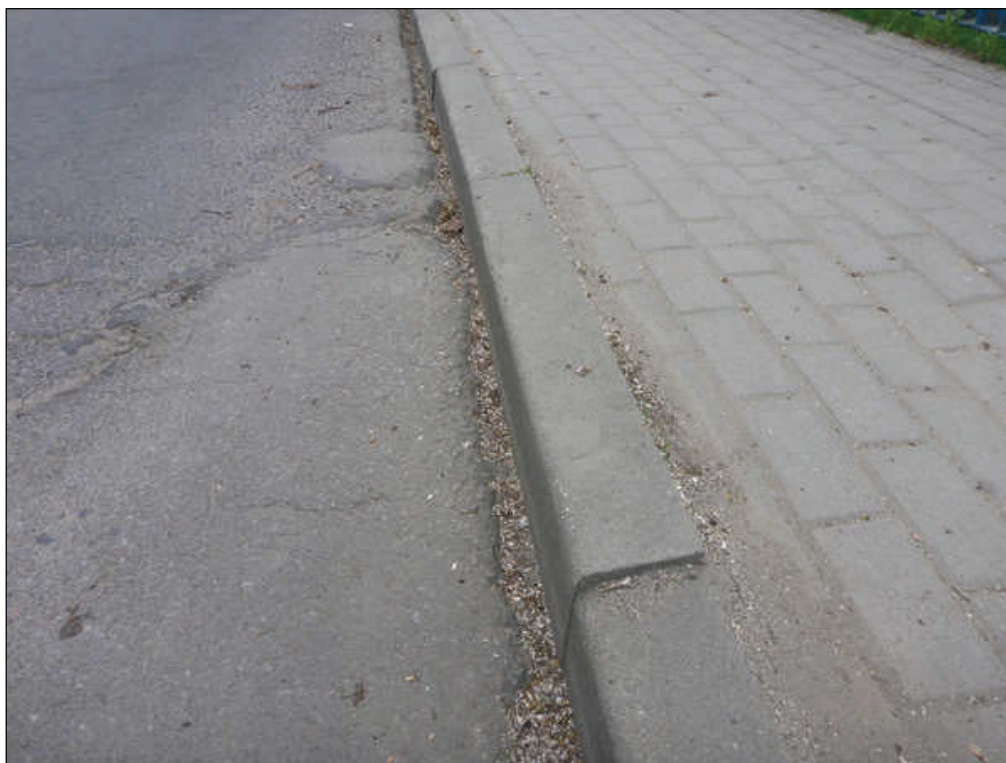
Rys. 5.16. Spękania i deformacje nawierzchni jezdni nad szczeliną dylatacyjną od strony ul. Podwale



Rys. 5.17. Zaniżenia, spękania i degradacja nawierzchni jezdni w sąsiedztwie studzienek odwodnienia ulicznego na dojeździe do obiektu od strony ul. Kletówki



Rys. 5.18. Zarysowanie podłużne (nieszczelne spojenie technologiczne) nawierzchni jezdni na dojeździe od strony ul. Kletówki. Widoczne jest również zaniżenie, spękanie i deformacja nawierzchni przy wpuście ulicznym



Rys. 5.19. Szczelina i ubytki nawierzchni jezdni wzdłuż krawężnika od strony górnej wody/ Widoczne są również przemieszczenia krawężnika

5.2.3.2. Nawierzchnia chodników, krawężniki

Stan techniczny nawierzchni chodników oraz krawężników należy ocenić jako niepokojący (3).

W obrębie chodnika od strony górnej wody stwierdzono przemieszczenie krawężników na całej długości przęsła. Linia krawężników przebiega z wyraźnymi zaniżeniami na dojazdach, spowodowanymi konsolidacją podłoża (fot. 5.20). Od strony dolnej wody ta nieprawidłowość nie występuje (fot. 5.21). Stwierdzono zaniżenie i deformację nawierzchni chodnika od strony górnej wody spowodowaną konsolidacją podbudowy na wsporniku. Krawężniki uległy przemieszczeniu i obróceniu (fot. 5.22, 5.23). Zaniżenie nawierzchni utrudnia odpływ wody opadowej i powoduje gromadzenie się zanieczyszczeń wzdłuż krawężników (fot. 5.23). Wzdłuż obrzeży betonowych na zewnętrznych krawędziach chodników stwierdzono intensywne zanieczyszczenia oraz porastanie roślinności (fot. 5.20, 5.22, 5.24). Zanieczyszczenia spowodowane są brakiem regularnych prac porządkowych na obiekcie. Na dojeściach do obiektu na chodniku od strony górnej wody stwierdzono lokalne zaniżenia nawierzchni chodnika z przemieszczeniem obrzeży betonowych (od strony ul. Kletówki fot. 5.25, od strony ul. Podwale - fot. 5.26), spowodowane nieprawidłowym ukształtowaniem nasypu przy skrzydle przyczółka (niewystarczające obsypanie krawędzi skrzydła). oraz lokalną konsolidacją podłoża.



Rys. 5.20. Linia krawężnika od strony górnej wody. Widoczne są zaniżenia linii krawężnika na dojazdach spowodowane konsolidacją podłoża. Nawierzchnia chodnika na obiekcie jest zaniżona a krawężniki uległy obrotowi



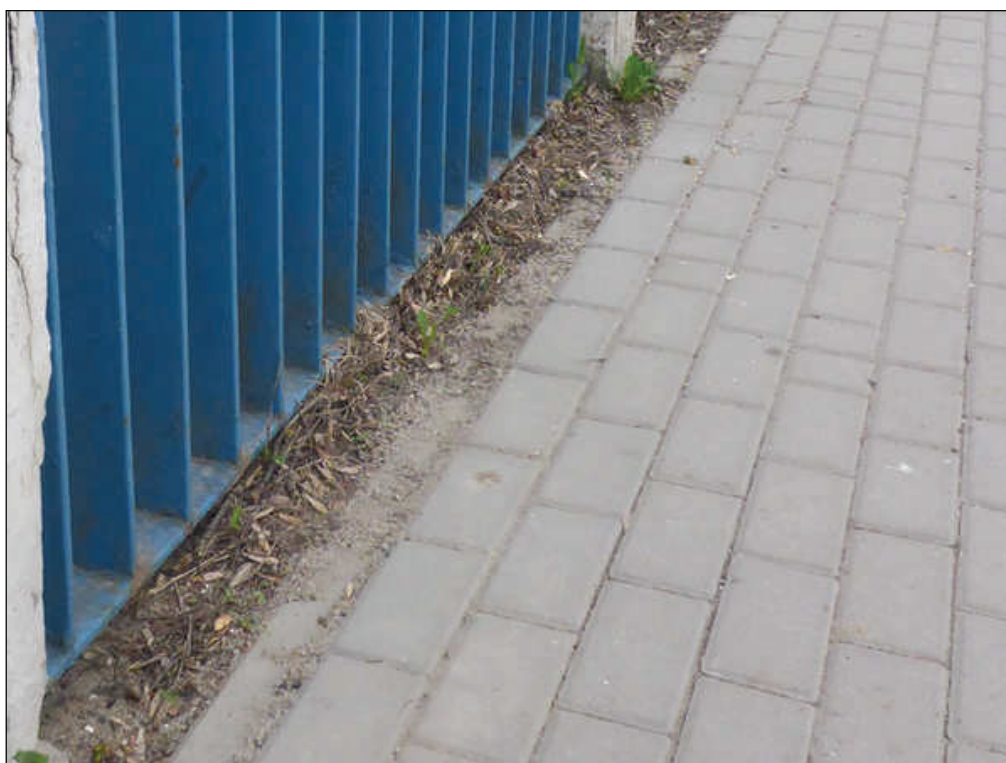
Rys. 5.21. Linia krawężnika od strony dolnej wody. Nie występują zaniżenia krawężników i deformacje nawierzchni chodnika



Rys. 5.22. Zaniżenie i deformacja nawierzchni chodnika od strony górnej wody. Zdeformowana linia krawężnika. Stwierdzono przemieszczenia obrotowe krawężników oraz zanieczyszczenia gromadzące się wzdłuż nich na skutek utrudnionego odpływu wody. Wzdłuż gzymsu widoczna jest intensywna roślinność spowodowana gromadzeniem się materiału ziemnego



Rys. 5.23. Zaniżenie nawierzchni chodnika od strony górnej wody połączone z obrotem krawężników w kierunku jezdni. Zaniżenie utrudnia odprowadzenie wód opadowych. Wzdłuż krawężników gromadzą się zanieczyszczenia



Rys. 5.24. Zanieczyszczenia gromadzące się na gzymsie poza skrajnym obrzeżem chodnika. Zanieczyszczenia sprzyjają utrzymywaniu wilgoci oraz wegetacji roślinnej na obiekcie. Zanieczyszczenia spowodowane są brakiem regularnych prac porządkowych na obiekcie. Chodnik od strony dolnej wody



Rys. 5.25. Lokalne zaniżenie nawierzchni chodnika od strony górnej wody na dojściu do obiektu od strony ul. Kletówki. Widoczne jest przemieszczenie obrzeży betonowych. Nieprawidłowość ta spowodowana jest nieprawidłowo ukształtowanym nasypem w sąsiedztwie skrzydła przyczółka



Rys. 5.26. Analogiczne jak na fot. 5.25 uszkodzenie nawierzchni chodnika od strony górnej wody na dojściu od strony ul. Podwale. Widoczne jest również zaniżenie balustrady oraz lokalna deformacja pochwyty spowodowana działaniem mechanicznym

5.2.3.3. Balustrady

Stan techniczny balustrad należy ocenić jako niepokojący (3).

Stwierdzono liczne spękania i ubytki betonu słupków (fot. 5.27, 5.28, 5.31). Spękania i ubytki spowodowane są korozją zbrojenia słupków. Stwierdzono również starzenie się powłok antykorozyjnych objawiające się ich łuszczeniem, zmatowieniem oraz licznymi ogniskami korozji wżerowej (fot. 5.27, 5.28, 5.29, 5.30). Powłoka antykorozyjna elementów stalowych utraciła swoje właściwości ochronne i nie zabezpiecza stali przed korozją.

Stwierdzono również lokalne deformacje stalowego pochwyty balustrady, występujące na dojsściach do obiektu (fot. 5.28, 5.31). Deformacje spowodowane są działaniem mechanicznym.



Rys. 5.27. Spękania i ubytki betonu słupków balustrady od strony dolnej wody. Na powierzchni stalowego wypełnienia balustrady widoczne są liczne złuszczenia powłok malarskich powstałe na skutek starzenia oraz ogniska korozji wżerowej



Rys. 5.28. Degradacja powłoki antykorozyjnej stalowych elementów balustrady wynikająca ze starzenia. Widoczne są liczne drobne ogniska korozji. Pochwyt balustrady uległ deformacji. Na powierzchni słupka widoczne są spękania betonu oraz zanieczyszczenia powierzchniowe. Balustrada od strony dolnej wody, od strony ul. Kletówki



Rys. 5.29. Złuszczenia zewnętrznej warstwy powłoki antykorozyjnej spowodowane starzeniem . Na powierzchni stalowych elementów widoczne są zanieczyszczenia. Balustrada od strony dolnej wody



Rys. 5.30. Liczne drobne ogniska korozji wżerowej stalowych elementów balustrady. Wzdłuż obrzeża betonowego ograniczającego chodnik widoczne są gromadzące się zanieczyszczenia oraz wegetacja roślin



Rys. 5.31. Siatka spękań betonu słupka balustrady na dojściu do obiektu od strony górnej wody / ul. Podwale. Deformacja pochwyty balustrady oraz uszkodzenia powłok antykorozyjnych. Na zdjęciu widoczne jest również przemieszczenie obrotowe obrzeża oraz deformację nawierzchni chodnika

5.2.3.1. Łożyska

Stan techniczny łożysk należy ocenić jako niepokojący (3).

Łożyska zostały oczyszczone i zabezpieczone antykorozyjnie w roku 2017, w czasie prac naprawczych prowadzonych w obrębie konstrukcji dźwigarów głównych. W czasie oględzin obiektu nie stwierdzono zanieczyszczeń ograniczających ruch łożysk (fot. 5.32), powierzchnie toczne zostały oczyszczone. Stwierdzono jednak intensywne ogniska korozji spowodowane zaciekaniami wody opadowej na niszę podłożyskową z otworów w ścianie zapleczonej przyczółka (fot. 5.32, 5.33, 5.34).



Rys. 5.32. Łożysko wałkowe skrajne od strony dolnej wody na przyczółku od strony ul. Kletówki. Nie stwierdzono zanieczyszczeń ograniczających swobodę ruchu łożyska. Widoczne są drobne ogniska korozji spowodowane zaciekaniami wody opadowej na niszę podłożyskową



Rys. 5.33. Łożysko stałe skrajne od strony górnej wody na przyczółku od strony ul. Podwale. Intensywna korozja elementów łożyska spowodowana zaciekaniami wody opadowej na niszę podłożyskową



Rys. 5.34. Łożysko stałe środkowe na przyczółku od strony ul. Podwale. Drobne ogniska korozji spowodowane zaciekaniami wody opadowej na niszę podłożyskową

5.2.4. Ocena stanu technicznego podpór

Stan techniczny podpór należy ocenić jako niedostateczny (2).

Na powierzchni przyczółków stwierdzono liczne spękania betonu, rozległe zawilgocenia i wykwyty wapienne (5.35, 5.36, 5.37). W ściankach zapleczy przyczółków P1 i P2 stwierdzono niezabezpieczone otwory po zdemonstowanym urządzeniu obcym. Woda opadowa wypływająca z otworów powoduje stałe zawilgocenie betonu ścianki zapleczy oraz niszy podłożyskowej. Wymywana zasypka przyczółków zanieczyszcza niszę (fot. 5.39, 5.43). W obrębie nisz podłożyskowych stwierdzono ubytki betonu w narożach (fot. 5.36, 5.40, 5.42). Ubytki betonu spowodowane są korozją materiału związaną z zawilgoceniem. Na powierzchni skrzydeł przyczółków oraz na powierzchni korpusów stwierdzono występowanie zanieczyszczeń malowidłami graffiti (fot. 5.38, 5.40). Uszkodzenia te powstały w wyniku aktów wandalizmu. W dolnej części gzymsów na skrzydłach przyczółków stwierdzono ubytki betonu spowodowane korozją materiału na skutek zaciekania wody opadowej (fot. 5.41, 5.42).



Rys. 5.35. Na powierzchni przyczółka P1 (od strony ul. Podwale) stwierdzono daleko posuniętą degradację betonu. Widoczne są ubytki przypowierzchniowej warstwy naprawczej, rozległe zacieki wilgotne i wapienne oraz porastanie mchów



Rys. 5.36. Liczne spękania i wykwity wapienne na bocznej powierzchni korpusu. Widoczne są ubytki betonu w narożu niszy podłożyskowej oraz zawilgocenie ścianki zapleczonej spowodowane wypływem wody opadowej z otworu po urządzeniu obcym. Widoczne są również drobne ogniska korozji na powierzchni łożyska. Przyczółek P1 (od strony ul. Podwale, widok od strony dolnej wody)



Rys. 5.37. Rozległy ubytek warstwy naprawczej przyczółka P1(od strony ul. Podwale) / górnej wody. Widoczne są wilgotne zacieki i porostanie mchów. W narożu widoczne jest stare malowidło graffiti



Rys. 5.38. Zanieczyszczenie powierzchni skrzydła przyczółka malowidłami graffiti. W dolnej części przy korpusie widoczny jest rozległy ubytek przypowierzchniowej warstwy betonu. Przyczółek P1 (od strony ul. Podwale), skrzydło od strony górnej wody



Rys. 5.39. Niezabezpieczony otwór w ścianie zapleczonej przyczółka P1 po zdemontowanym urządzeniu obcym. Przez otwór wypływa woda opadowa powodując wymywanie zasypki przyczółka oraz stałe zawilgocenie niszy podłożyskowej a w konsekwencji korozję elementów stalowych



Rys. 5.40. Zanieczyszczenie powierzchni przyczółka P2 (od strony ul. Kletówki) malowidłami graffiti. Widoczne są ubytki betonu w narożu niszy podłożyskowej. W sąsiedztwie skrzydła rosną drzewa mogące systemem korzennym zagrozić konstrukcji. Na spodzie gzymsu widoczne są ubytki betonu. Widok od strony dolnej wody



Rys. 5.41. Ubytki betonu dolnej części gzymsu na skrzydle przyczółka P2. Widoczna jest korozja prętów zbrojeniowych. W sąsiedztwie skrzydła przyczółka rosną drzewa



Rys. 5.42. Ubytki betonu na powierzchni niszy podłożyskowej. Na powierzchni czołowej przyczółka widoczne są wilgotne zacieki. Widoczny jest również ubytek betonu dolnej części gzymsu na skrzydle przyczółka P2



Rys. 5.43. Intensywne zawilgocenie ścianki zapleczonej oraz niszy podłożyskowej. Woda opadowa wypływająca z niezabezpieczonego otworu po zlikwidowanym urządzeniu obcym, wypłukuje zasypkę przyczółka. Zawilgocony materiał ziemny zalega na powierzchni niszy. Przyczółek P2, przestrzeń między dźwigarem środkowym (z lewej) oraz dźwigarem od strony dolnej wody

5.2.5. Ocena stanu przestrzeni podmostowej i otoczenia obiektu

Stan techniczny przestrzeni podmostowej i otoczenia obiektu należy ocenić jako niepokojący (3).

W otoczeniu obiektu stwierdzono nieprawidłowe ukształtowanie obsypania końcówek skrzydeł przyczółków, powodujące deformację nawierzchni chodników przed skrzydłami (fot. 5.25, 5.26, 5.31). Stwierdzono również porastanie drzew zagrażających konstrukcji skrzydeł przyczółków (fot. 5.40, 5.44). Część drzew została wcześniej usunięta.



Rys. 5.44. Drzewa rosnące w bezpośrednim sąsiedztwie skrzydła przyczółka P2 od strony dolnej wody, zagrażające konstrukcji skrzydła. Część drzew została usunięta przed inspekcją obiektu

6. BADANIA KONSTRUKCJI

6.1. Szczegółowy zakres badań

- ◆ 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.
- ◆ Zaplanowany program badawczy obejmował badania następujących elementów konstrukcji w zakresie:
 - określenia gatunku stali konstrukcyjnej z której zbudowana jest konstrukcja stalowa na podstawie pomiaru twardości oraz badania składu chemicznego,
 - oceny wytrzymałości betonu przyczółków i płyty pomostowej na ściskanie poprzez ściśnięcie wyciętych z konstrukcji betonowych rdzeni,
 - oceny wytrzymałości betonu płyty pomostowej i przyczółków na rozciąganie (odrywanie) metodą „pull-off” jako sprawdzenie możliwości wykonania napraw powierzchniowych,
 - oceny jednorodności betonu płyty pomostowej i podpór metodą sklerometryczną (młotkiem Schmidta),
 - lokalizacja i pomiar zbrojenia płyty pomostowej oraz przyczółków (średnica prętów, rozstaw, grubość otuliny betonowej),
 - oceny stopnia skarbonatyzowania przekroju betonowego wraz z określeniem rozkładu pH w przekroju,
 - oceny zawartości i rozkładu chlorków w przekroju betonowym.
- ◆ 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 i przyrządy pomiarowe:

- zestaw do wykonywania odwiertów - wiertnica HILTI model DD-200,
- zestaw „BOND-Test” do pomiaru wytrzymałości betonu na rozciąganie (odrywanie) metodą „pull-off”,
- przyrządy do lokalizacji i pomiaru grubości otuliny zbrojenia – „Elcometer 331” model THD
- zestaw do pomiaru stężenia chlorków, siarczanów i azotanów w konstrukcji metodą miareczkowania - „Aquamerck-Test”,

- preparat „Rainbow-Test” (test tęczy) umożliwiający identyfikację rozkładu pH w badanym przekroju betonowym, a tym samym ocenę zasięgu i intensywności procesu karbonatyzacji w jego warstwie przypowierzchniowej

6.2. Opis przyjętych metod badawczych

- ♦ Badania stali konstrukcyjnej wykonano metodą spektrograficzną na podstawie próbki stali pobranej z konstrukcji dźwigara głównego. Pomiar twardości zrealizowano metodą Brinell'a. Badania zrealizowała firma Kuźnia Jawor SA, ul. Kuziennicza 4, 59-400 Jawor.
- ♦ Wytrzymałość charakterystyczną betonu na ściskanie w konstrukcji określono na podstawie badania odwiertów rdzeniowych. Badania zrealizowano zgodnie z normą PN-EN 12504-1:2011. Ocenę średniej wytrzymałości betonu na ściskanie wykonano zgodnie z normą PN-EN-13791:2008 według przypadku B, tj dla ilości próbek mniejszej od 15, jako mniejszą z dwóch wartości:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k \quad \text{lub} \quad f_{ck,is} = f_{is,lowest} + 4, \quad \text{dla liczby próbek równej 3, wartość } k = 7$$

gdzie:

$f_{ck,is}$ - charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie w konstrukcji

$f_{m(n),is}$ - średnia wartość wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcji uzyskana z n wyników

$f_{is,lowest}$ - najmniejsza z oznaczonych wartości wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcji

- ♦ Klasę betonu określono na podstawie równoważnego oznaczenia klas betonu literami B według PN-91/S-10042 i PN-B-03264:2002 i C według PN-EN 206-1
- ♦ Głębokość karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu (przebieg zmian wartości pH w przekroju badanego przelomu) określono bezpośrednio na obiekcie, za pomocą metody „Rainbow-Test”, wykorzystując świeże przelomy betonu, uzyskane po wykonaniu odwiertów rdzeniowych oraz odkrywek zbrojenia.
- ♦ Ocenę zawartości i rozkładu chlorków w przekroju betonowym przeprowadzono za pomocą zestawu „Aquamerck-Test”, firmy Merck. W celu oznaczenia stężenia chlorków, siarczanów, azotanów i azotynów pobrano pył betonowy z głębokości:

Płyta pomostowa	Przyczółki
- od 0 do 5 mm	- od 0 do 5 mm
- od 5 do 15 mm	- od 5 do 30 mm
- od 15 do 30 mm	- od 30 do 50 mm

- ♦ Lokalizację prętów zbrojeniowych oraz pomiar grubości ich betonowej otuliny przeprowadzono za pomocą metody elektromagnetycznej, wykorzystując przyrządy „Elcometer 331” model THD i „COVER-Master” model CM9, oraz dokonując bezpośrednich pomiarów w odkrywkach (odkuwkach) prętów zbrojeniowych. W przyjętych do badań fragmentach konstrukcji zlokalizowano pręty zbrojeniowe. Następnie pomierzono rozstaw i grubość ich betonowej otuliny.

7. WYNIKI BADAŃ

7.1. Badania składu chemicznego i twardości stali

Próbkę do badań pobrano ze środka środkowego dźwigara stalowego nad podporą P2 (od strony ul. Kletówki). Celem badań było określenie składu chemicznego metodą spektrograficzną oraz pomiar twardości stali metodą Bienell'a.



Rys. 7.1. Próbkę stali konstrukcyjnej pobranej z konstrukcji

Wyniki badań w postaci sprawozdania z badań zamieszczono na następnej stronie.

NR DZIENNIKA 1230/18	DZIAŁ ZLECAJĄCY NJ	DATA ZLECENIA 07.05.2018																																			
 KUŹNIA JAWOR	SPRAWOZDANIE Z BADAŃ LABORATORYJNYCH																																				
Obiekt badań	Próbka stali pobrana z obiektu mostowego.																																				
1. ZAKRES BADAŃ.																																					
1.1. Analiza składu chemicznego. 1.2. Badanie twardości metodą Brinell'a.																																					
2. WYNIKI BADAŃ.																																					
2.1. Analiza składu chemicznego.	Norma: PN 04045:1997																																				
2.1.1. Przedmiot badań. Próbka stali pobrana z obiektu mostowego.																																					
2.1.2. Metoda badania. Próbkę stali przeszlifowano na ściernicy. Wykonano trzy napalenia na spektrometrze ARL 3460. Ze wszystkich pomiarów wyciągnięto średnią.																																					
2.1.3. Przedstawienie wyników badań. Wyniki analizy składu chemicznego przedstawia tabela 1.																																					
<table border="1"> <tr> <th></th> <th>C</th> <th>Mn</th> <th>Si</th> <th>S</th> <th>P</th> <th>Cr</th> <th>Ni</th> <th>Mo</th> </tr> <tr> <td rowspan="2">[%]</td> <td>0,10</td> <td>0,47</td> <td>0,009</td> <td>0,018</td> <td>0,037</td> <td>0,04</td> <td>0,04</td> <td>0,002</td> </tr> <tr> <th>V</th> <th>W</th> <th>Ti</th> <th>Cu</th> <th>Co</th> <th>Al.</th> <th>Nb</th> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>0,000</td> <td>0,04</td> <td>0,002</td> <td>0,04</td> <td>0,006</td> <td>0,002</td> <td>0,001</td> <td></td> </tr> </table> tabela 1. Próbka				C	Mn	Si	S	P	Cr	Ni	Mo	[%]	0,10	0,47	0,009	0,018	0,037	0,04	0,04	0,002	V	W	Ti	Cu	Co	Al.	Nb			0,000	0,04	0,002	0,04	0,006	0,002	0,001	
	C	Mn	Si	S	P	Cr	Ni	Mo																													
[%]	0,10	0,47	0,009	0,018	0,037	0,04	0,04	0,002																													
	V	W	Ti	Cu	Co	Al.	Nb																														
	0,000	0,04	0,002	0,04	0,006	0,002	0,001																														
2.1.4. Wnioski. Analiza składu chemicznego wykazała, że badanym gatunkiem stali może być: • S235JR/J0/J2 – wg PN-EN 10025-2:2007, • S275JR/J0/J2 - wg PN-EN 10025-2:2007.																																					
BADANIA PRZEPROWADZIŁA		DATA																																			
Aleksandra Stańczak		07.05.2018																																			
 KUŹNIA JAWOR	SPRAWOZDANIE Z BADAŃ LABORATORYJNYCH																																				
2.2. Badanie twardości metodą Brinell'a.	Norma: PN-EN ISO 6506-3:2014																																				
2.2.1. Przedmiot badań. Próbka stali pobrana z obiektu mostowego.																																					
2.2.2. Metoda badania. Próbkę stali sfrezowano na płaszczyźnie przedstawionej na (fot. 1). Wykonano 3 pomiary. Pomiary dokonano używając kulki o średnicy 10mm przy sile docisku 3000 kgf. Wyniki pomiarów próbki przedstawiono w tabeli 1.																																					
2.2.3. Przedstawienie wyników badań.																																					
<table border="1"> <tr> <th>Lp.</th> <th>Twardość HBW 10/3000 [kgf]</th> <th>Średnia twardość HBW 10/3000 [kgf]</th> </tr> <tr> <td>1</td> <td>114, 107, 110</td> <td>110</td> </tr> </table> Tabela 1. Badania twardości.			Lp.	Twardość HBW 10/3000 [kgf]	Średnia twardość HBW 10/3000 [kgf]	1	114, 107, 110	110																													
Lp.	Twardość HBW 10/3000 [kgf]	Średnia twardość HBW 10/3000 [kgf]																																			
1	114, 107, 110	110																																			
2.2.4. Wnioski. Średnia twardość dla badanej próbki wynosi 110 HBW.																																					
BADANIA PRZEPROWADZIŁA		DATA																																			
Grażyna Ościak		08.05.2018																																			
OPRACOWAŁ	KIEROWNIK	DATA																																			
Kamil Drozd	Bogusława Szwed - Stańczak	09.05.2018																																			

Badania chemiczne oraz badania twardości stali wykazały, że badana stal odpowiada składem chemicznym stali S235JR/J0/J2 lub stali S275JR/J0/J2. Do obliczeń statycznych należy przyjąć stal S235 o charakterystycznej granicy plastyczności wynoszącej $f_{yk}=235\text{MPa}$.

7.2. Badania laboratoryjne odwiertów kontrolnych

Dla oszacowania wytrzymałości betonu na ściskanie, za pomocą wiertnicy HILTI DD 200 wykonano odwierty kontrolne o średnicy 100 mm. Wysokość próbek była równa ich średnicy tj 100mm. Odwiert pobrano z przyczółków P1 i P2 oraz z płyty pomostowej.



Rys. 7.2 Odwiert kontrolny wycięty z korpusu przyczółka P1 (od strony ul. Podwale)

- ◆ **Ocena makroskopowa.** Przeprowadzone oględziny wyciętych z konstrukcji podpór odwiertów wykazały, że:
 - przyczółek P1 wykonano z betonu na kruszywie naturalnym o uziarnieniu 0-32mm, przy czym ziarna o średnicy 0-2mm stanowiły 50% składu objętościowego próbki, ziarna o średnicy 2-8mm stanowiły 30% składu objętościowego natomiast ziarna o średnicy 8-32mm stanowiły 20% składu objętościowego,
 - przyczółek P2 wykonano z betonu na kruszywie naturalnym o uziarnieniu 0-32mm, przy czym ziarna o średnicy 0-2mm stanowiły 60% składu objętościowego próbki, ziarna o średnicy 2-8mm stanowiły 30-35% składu objętościowego natomiast ziarna o średnicy 16-32mm stanowiły 5-10% składu objętościowego,

- beton pobrany z przyczółka P2 odznacza się dużą porowatością na skutek nieprawidłowego zagęszczenia mieszanki na etapie budowy
 - płytę pomostową wykonano z betonu na kruszywie naturalnym o uziarnieniu 0-40mm, przy czym ziarna o średnicy 0-2mm stanowiły 50% składu objętościowego próbki, ziarna o średnicy 2-8mm stanowiły 40% składu objętościowego natomiast ziarna o średnicy 16-40mm stanowiły 10% składu objętościowego,
 - z pobranych rdzeni kontrolnych wykonano próbki badawcze, które następnie poddano ścisłaniu w maszynie wytrzymałościowej
- ◆ **Oszacowanie wytrzymałości i klasy betonu** w przyczółkach i w płycie pomostowej na podstawie odwiertów kontrolnych. Wyniki badań laboratoryjnych próbek rdzeniowych betonu przyczółków i płyty pomostowej przedstawiono w tabelach 7.1 i 7.2.

TABELA 7.1

Zestawienie wyników badań laboratoryjnych próbek betonowych, pobranych z podpór

PRZYCZÓŁKI					
Lokalizacja	Punkt pomiarowy	Średnica odwiertu [mm]	Wytrzymałość na ścisłanie [MPa]	Współczynnik korekcyjny	Wytrzymałość kostkowa [MPa]
Przyczółek P1	O1/1	φ 100	26,89	1,00	26,89
Przyczółek P1	O1/2	φ 100	34,33	1,00	34,33
Przyczółek P2	O2/1	φ 100	9,34	1,00	9,34
Wartość średnia wytrzymałości betonu na ścisłanie R_{sr}					23,5
Wartość minimalna wytrzymałości betonu na ścisłanie $R_{i,min}$					9,3
Odchylenie standardowe S_R					12,8
Współczynnik zmienności wytrzymałości v_R					55%

- ◆ **Ocena wytrzymałości na ścisłanie betonu przyczółków**
- Zgodnie z PN-EN-13791, przy liczbie wyników $n=3<15$, wytrzymałość charakterystyczna betonu jest mniejszą z dwóch wartości (dla $n=3$, $k=7$):

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k = 23,5 - 7 = 16,7 \text{ MPa}$$
 oraz

$$f_{ck,is} = f_{is,lowest} + 4 = 9,3 + 4 = 13,3 \text{ MPa}$$
 - Na podstawie uzyskanych wyników badań, wartość wytrzymałości charakterystycznej badanego betonu można oszacować na poziomie **13,3 MPa**, co odpowiada klasie wytrzymałości **C12/15** wg PN-EN 201-6, natomiast wg normy PN-91/S-10042 badany beton jest **pozaklasowy**.

- Należy stwierdzić, że wyniki wytrzymałości uzyskane z próbek pobranych z poszczególnych przyczółków w sposób istotny od siebie odbiegają, co wskazuje, że badane elementy zostały wykonane z różnych mieszanek betonowych. W związku z tym uzyskaną wytrzymałość charakterystyczną należy traktować jako oszacowanie.
- Gdyby traktować każdy z przyczółków niezależnie, wytrzymałość charakterystyczną przyczółka P1 można oszacować na 23,6MPa, co odpowiada klasie wytrzymałości C20/25 wg PN-EN 201-6 lub B25 wg wg normy PN-91/S-10042. Wytrzymałość charakterystyczna przyczółka P2 wynosiłaby wówczas 2,3MPa, co zgodnie z PN-EN 201-6 jak i PN-91/S-10042 odpowiada betonowi pozaklasowemu.

TABELA 7.2

Zestawienie wyników badań laboratoryjnych próbek betonowych, pobranych z płyty pomostowej

PŁYTA POMOSTOWA					
Lokalizacja	Punkt pomiarowy	Średnica odwiertu [mm]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	Współczynnik korekcyjny	Wytrzymałość kostkowa [MPa]
Płyta pomostowa	O3/1	Ø 100	33,78	1,00	33,78
	O3/2	Ø 100	26,40	1,00	26,40
Wartość średnia wytrzymałości betonu na ściskanie R_{sr}					30,1
Wartość minimalna wytrzymałości betonu na ściskanie $R_{i,min}$					26,4
Odchylenie standardowe S_R					5,2
Współczynnik zmienności wytrzymałości v_R					17%

◆ **Oszacowanie wytrzymałości na ściskanie betonu płyty pomostowej**

- Wytrzymałość charakterystyczna betonu jest mniejszą z dwóch wartości:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k = 30,1 - 7 = \mathbf{23,1MPa} \text{ oraz } f_{ck,is} = f_{is,lowest} + 4 = 26,4 + 4 = 30,4MPa$$

- Na podstawie uzyskanych wyników badań, wartość wytrzymałości charakterystycznej badanego betonu można oszacować na poziomie **23,1 MPa**, co odpowiada klasie wytrzymałości **C20/25** wg PN-EN 201-6, natomiast wg normy PN-91/S-10042 klasie **B25**.

7.3. Badania sklerometryczne betonu

♦ Oszacowanie wytrzymałości na ściskanie betonu przyczółka P1

Wyniki badania wytrzymałości betonu przyczółka P1 metodą sklerometryczną

Punkt	Kąt	Liczby odbicia									Odczyt średni	Odczyt sprow.
nr	α	1	2	3	4	5	6	7	8	9	L _{sr}	L _{sr spr}
	[°]										[MPa]	[MPa]
1	0	30	34	30	31	32	32	34	33	31	31,9	31,9
2	0	32	36	33	32	36	36	33	33	36	34,1	34,1
3	0	30	32	30	31	32	32	30	30	32	31,0	31,0
4	0	32	36	33	32	33	36	35	33	36	34,0	34,0
5	0	41	45	42	42	44	41	42	41	44	42,4	42,4
6	0	42	46	43	43	42	46	45	45	44	44,0	44,0
7	0	40	44	40	42	41	42	43	40	44	41,8	41,8
8	0	44	48	45	45	48	44	43	46	43	45,1	45,1
9	0	42	46	43	42	42	45	46	45	42	43,7	43,7
10	0	48	52	49	50	50	48	48	52	51	49,8	49,8
11	0	44	48	45	44	46	45	46	48	44	45,6	45,6
12	0	42	46	42	46	46	42	45	43	45	44,1	44,1
13	0	34	38	36	34	34	36	35	34	34	35,0	35,0
14	0	36	40	36	39	38	37	36	38	40	37,8	37,8
15	0	30	34	30	31	31	34	30	34	34	32,0	32,0
16	0	36	40	36	37	37	39	40	36	49	38,9	38,9

Obliczenie wytrzymałości betonu według Instrukcji ITB Nr 210

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

Wytrzymałość średnia betonu

R_{sr} 36,4 MPa

Wytrzymałość minimalna betonu

R_{min} 18,4 MPa

Współczynnik korygujący

Δf_R 0,84

Skorygowana wytrzymałość średnia betonu

R_{sr} 30,6 MPa

Skorygowana wytrzymałość minimalna betonu

R_{min} 15,5 MPa

Odchylenie standardowe wytrzymałości średniej betonu

S_R 11,5

Współczynnik zmienności wytrzymałości betonu

v_R 37,5 %

Ocena jednorodności betonu

niedostateczna

♦ **Oszacowanie wytrzymałości na ściskanie betonu przyczółka P2**

Wyniki badania wytrzymałości betonu przyczółka P2 metodą sklerometryczną

Punkt	Kąt	Liczby odbicia									Odczyt średni	Odczyt sprow.
nr	α	1	2	3	4	5	6	7	8	9	L _{sr}	L _{sr spr}
	[°]										[MPa]	[MPa]
1	0	38	42	40	38	42	41	39	41	38	39,9	39,9
2	0	44	40	44	41	41	42	44	43	40	42,1	42,1
3	0	40	44	40	41	42	42	40	42	44	41,7	41,7
4	0	38	42	39	38	38	38	41	40	40	39,3	39,3
5	0	40	44	42	42	40	41	39	42	44	41,6	41,6
6	0	36	40	36	37	36	38	39	36	37	37,2	37,2
7	0	35	40	35	35	38	38	36	36	38	36,8	36,8
8	0	40	44	41	44	42	42	43	40	41	41,9	41,9
9	0	34	38	34	35	34	36	34	38	34	35,2	35,2
10	0	36	40	37	39	40	40	36	36	38	38,0	38,0
11	0	38	42	38	38	39	42	42	39	38	39,6	39,6
12	0	40	44	41	42	41	44	44	42	43	42,3	42,3
13	0	36	40	35	35	36	37	38	40	38	37,2	37,2
14	0	32	36	32	32	35	35	31	36	32	33,4	33,4
15	0	30	34	31	30	32	30	35	34	35	32,3	32,3
16	0	34	38	34	34	38	38	36	35	35	35,8	35,8
17	0	40	44	41	40	40	44	43	44	41	41,9	41,9
18	0	38	42	37	37	39	40	41	40	42	39,6	39,6
19	0	42	38	38	40	38	40	42	41	42	40,1	40,1
20	0	40	36	38	38	39	40	40	37	37	38,3	38,3

Obliczenie wytrzymałości betonu według Instrukcji ITB Nr 210

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

Wytrzymałość średnia betonu

R_{sr} 33,8 MPa

Wytrzymałość minimalna betonu

R_{min} 20,7 MPa

Współczynnik korygujący

Δf_R 0,30

Skorygowana wytrzymałość średnia betonu

R_{sr} 10,1 MPa

Skorygowana wytrzymałość minimalna betonu

R_{min} 6,2 MPa

Odchylenie standardowe wytrzymałości średniej betonu

S_R 1,9

Współczynnik zmienności wytrzymałości betonu

v_R 19,1 %

Ocena jednorodności betonu

dostateczna

♦ **Oszacowanie wytrzymałości na ściskanie betonu płyty pomostowej**

Wyniki badania wytrzymałości betonu płyty pomostowej metodą sklerometryczną

Punkt nr	Kąt α	Liczby odbicia									Odczyt średni	Odczyt sprow.
	[°]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	$\bar{L}_{sr}$	$\bar{L}_{sr spr}$
											[MPa]	[MPa]
1	90	56	55	57	55	60	59	59	55	60	57,3	54,8
2	90	60	61	60	61	60	60	63	61	64	61,1	58,9
3	90	56	55	56	55	55	54	55	58	60	56,0	53,4
4	90	64	61	60	64	60	59	59	61	62	61,1	58,9
5	90	64	59	64	59	59	60	60	62	60	60,8	58,5
6	90	56	56	55	55	55	60	58	54	60	56,6	54,0
7	90	62	62	58	58	59	58	61	58	58	59,3	57,0
8	90	60	55	55	56	56	57	56	55	56	56,2	53,6
9	90	56	55	56	56	60	57	59	55	60	57,1	54,6
10	90	60	58	58	60	58	59	62	59	62	59,6	57,2
11	90	58	58	59	58	60	57	62	62	62	59,6	57,2
12	90	56	57	57	60	60	55	56	57	58	57,3	54,8
13	90	62	58	59	58	60	62	58	57	58	59,1	56,7
14	90	56	55	55	60	59	58	60	56	60	57,7	55,2
15	90	60	56	58	58	56	58	57	59	56	57,6	55,1
16	90	58	58	58	59	60	60	58	59	62	59,1	56,7
17	90	56	57	58	58	56	55	55	55	60	56,7	54,1
18	90	54	59	56	58	57	55	56	55	58	56,4	53,9

Obliczenie wytrzymałości betonu według Instrukcji ITB Nr 210

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

Wytrzymałość średnia betonu

R_{sr} 84,2 MPa

Wytrzymałość minimalna betonu

R_{min} 75,4 MPa

Współczynnik korygujący

Δf_R 0,35

Skorygowana wytrzymałość średnia betonu

R_{sr} 29,5 MPa

Skorygowana wytrzymałość minimalna betonu

R_{min} 26,4 MPa

Odchylenie standardowe wytrzymałości średniej betonu

S_R 2,4

Współczynnik zmienności wytrzymałości betonu

v_R 8,2 %

Ocena jednorodności betonu

bardzo dobra

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

Badania przeprowadzono za pomocą zestawu BOND-TEST duńskiej firmy Germann Instruments, zgodnie z *Zaleceniami Generalnej Dyrekcji Dróg Publicznych* w Warszawie z dnia 3 grudnia 1998, dotyczącymi oceny jakości betonu „in-situ” w istniejących obiektach mostowych, wykorzystując metalowe stemple o średnicy 50 mm.

TABELA 7.3

Wytrzymałość na rozciąganie betonu w konstrukcji przyczółków i płyty pomostowej określona metodą pull-off

Lokalizacja	Punkt pomiarowy	Bezpośredni odczyt siły odrywającej	Rzeczywista siła odrywająca	Wytrzymałość na odrywanie	
		[kN]	[kN]	[MPa]	
Przyczółek P1					
Korpus przyczółka	B1	4,8	5,0	2,50	
	B2	2,8	3,0	1,50	
	B3	3,0	3,2	1,60	
Wartość średnia wytrzymałości betonu na odrywanie				1,8	> 1,5 MPa
Wartość minimalna wytrzymałości betonu na odrywanie				1.5	>1,0 MPa
Przyczółek P2					
Korpus przyczółka	B4	1,0	1,1	0,55	
	B5	1,7	1,8	0,90	
	B6	2,4	2,6	1,30	
Wartość średnia wytrzymałości betonu na odrywanie				0.9	< 1,5 MPa
Wartość minimalna wytrzymałości betonu na odrywanie				0.5	<1,0 MPa
Płyta pomostowa					
Spód płyty pomostowej	B7	1,4	1,5	0,75	
	B8	1,6	1,7	0,85	
	B9	1,9	2,1	1,05	
Wartość średnia wytrzymałości betonu na odrywanie				0.9	< 1,5 MPa
Wartość minimalna wytrzymałości betonu na odrywanie				0.7	<1,0 MPa

Na podstawie powyższych wyników należy stwierdzić, że:

- beton przyczółka P1 spełnia wymagania warunkujące możliwość wykonania napraw powierzchniowych zarówno pod względem minimalnej i średniej wytrzymałości na odrywanie jak i średniej wytrzymałości na ściskanie (min 25MPa).
- beton przyczółka P2 nie spełnia zarówno warunków minimalnej i średniej wytrzymałości na odrywanie jak i warunku średniej wytrzymałości na ściskanie (min 25MPa). Z tego względu nie powinno się wykonywać napraw powierzchniowych przyczółka P2.
- beton płyty pomostowej nie spełnia wymagań warunkujących możliwość wykonania napraw powierzchniowych.

Badania wykonano po uprzednim oczyszczeniu i wyrównaniu warstwy betonu.

7.5. Badania chemiczne betonu ustroju niosącego i podpór

7.5.1. Ocena zawartości i rozkładu jonów Cl^- w przekroju betonowym

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

- ◆ Wobec braku szczegółowych danych odnośnie składu betonu założono orientacyjnie, że do produkcji betonu, z którego wykonano elementy konstrukcyjne obiektu zużyto około 400 kg cementu w przeliczeniu na 1 m^3 mieszanki oraz przyjęto wartość gęstości pozornej betonu na poziomie około 2500 kg/m^3 .

Zgodnie z powyższym założeniem oraz zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30.05.2000 (Dz.U. nr 63 z dnia 3.08.2000), dopuszczalną wartość stężenia chlorków w przekroju betonowym określono:

Rodzaj skażenia	Jednostka miary	Graniczna wartość liczbowa wielkości
Ułamek masowy jonów Cl^- w betonie nieskarbonatyzowanym: 1. konstrukcji żelbetowych 2. konstrukcji sprężonych	%	nie większy niż 0,064% masy betonu nie większy niż 0,032% masy betonu
Ułamek masowy jonów Cl^- w betonie skarbonatyzowanym:	%	nie większy niż 0,016% masy betonu

- ◆ Badania chemiczne betonu zrealizowano we wszystkich elementach głównych obiektu:
 - H_1 - płyta pomostowa, spód wspornika podchodnikowego w miejscu zacieków
 - H_2 - płyta pomostowa, spód płyty w miejscu wizualnie bez nieprawidłowości (zacieków, wykwitów).
 - H_3 - korpus przyczółka P2 od czoła
 - H_4 - korpus przyczółka P1 od czoła.

W badanych punktach pomiarowych (H_i) pobrano pył betonowy (zwierciny). W przypadku przyczółków zwierciny pobierano z głębokości 0-5 mm; 5-30 mm, 30-50 mm. W przypadku płyty pomostowej zwierciny pobierano z głębokości 0-5 mm; 5-15 mm, 15-30 mm.

- ◆ Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 7.4.

7.5.2. Zawartość siarczanów w konstrukcji

Badania zawartości siarczanów przeprowadzono za pomocą zestawu Aquamerck-Test w tych samych miejscach pomiarowych, w których przeprowadzono pomiar stężenia jonów Cl^- w badanych elementach betonowych.

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

Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 7.4.

7.5.3. Zawartość azotanów w konstrukcji

Badania zawartości azotanów przeprowadzono za pomocą zestawu Aquamerck-Test w tych samych miejscach pomiarowych, w których przeprowadzono pomiar stężenia jonów Cl⁻ i siarczanów w badanych elementach betonowych.

Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 7.4.

TABELA 7.4

Wyniki badań stężenia i rozkładu chlorków, w przypowierzchniowej warstwie betonu konstrukcji obiektu

Lokalizacja	Punkt pomiar.	CHLORKI				SIARCZANY	AZOTANY / AZOTYNY
		Jakościowo	Głębokość	Ilościowo		Ilościowo	Ilościowo
		+ / -	[cm]	[%] m betonu		[%] m betonu	[%] m betonu
Spód wspornika podchodnikowego w miejscu zacieków							
	H _{1/1}	+	0 - 0,5	0,228	>0,016	<0,2	0,01 / 0
	H _{1/2}	+	0,5 – 1,5	0,175	>0,016	<0,2	0,01 / 0
	H _{1/3}	+	1,5 – 3,0	0,107	>0,016	<0,2	0,01 / 0
Spód płyty w miejscu wizualnie bez nieprawidłowości (zacieków, wykwitów)							
	H _{2/1}	+	0 - 0,5	0,010	<0,016	<0,2	0 / 0
	H _{2/2}	+	0,5 – 1,5	0,009	<0,016	<0,2	0 / 0
	H _{2/3}	+	1,5 – 3,0	0,006	<0,016	<0,2	0 / 0
Korpus przyczółka P2 od czoła							
	H _{3/1}	+	0 - 0,5	0,122	>0,016	<0,2	0,01 / 0
	H _{3/2}	+	0,5 – 3,0	0,046	>0,016	<0,2	0 / 0
	H _{3/3}	+	3,0 – 5,0	0,042	<0,064	<0,2	0 / 0
Korpus przyczółka P1 od czoła							
	H _{4/1}	+	0 - 0,5	0,116	>0,016	<0,2	0 / 0
	H _{4/2}	+	0,5 – 3,0	0,102	>0,064	<0,2	0 / 0
	H _{4/3}	+	3,0 – 5,0	0,046	<0,064	<0,2	0 / 0

7.5.4. Głębokość karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu

Wykorzystując świeże przełomy betonu, uzyskane w czasie badania wytrzymałości betonu na ściskanie metodą rdzeniową oraz odkrywki prętów zbrojeniowych, określono bezpośrednio na obiekcie, za pomocą metody „Rainbow-Test”, przebieg zmian wartości pH w przekroju badanego przełomu.

- ◆ Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 7.4

TABELA 7.4

Wyniki badań głębokości karbonatyzacji przypowierzchniowej warstwy betonu konstrukcji podpór i ustroju nośnego

Lokalizacja	Punkt pomiarowy	Głębokość karbonatyzacji [mm]
Podpory		
Przyczółek P1	O ₁	pH 11/13mm dalej pH 13
Przyczółek P2	O ₂	pH 9/13mm dalej pH 13
Wartość średnia głębokości karbonatyzacji betonu podpór		13 mm
Wartość maksymalna głębokości karbonatyzacji		13 mm
Płyta pomostowa		
Spód płyty pomostowej	D ₁	pH 9/36 mm dalej pH 13
Przewiert kontrolny przez płytę pomostową	O ₃	pH 9/43 mm dalej pH 13
Wartość średnia głębokości karbonatyzacji betonu płyty		39 mm
Wartość maksymalna głębokości karbonatyzacji		43 mm



Fot. 7.1 Pomiar zasięgu procesu karbonatyzacji metodą „Rainbow-Test”. Punkt pomiarowy D₁. Zasięg procesu karbonatyzacji wynosi 36mm (pH9),

- ◆ Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, że głębokość karbonatyzacji betonu podpór wynosi 13mm.

Karbonatyzacja betonu płyty pomostowej wynosi średnio 39mm, maksymalnie 43mm i jest większa niż grubość otuliny prętów zbrojeniowych. Oznacza to, że otulina utraciła swoje właściwości pasywacyjne i nie stanowi ochrony zbrojenia przed korozją.

7.6. Lokalizacja prętów zbrojeniowych

Badania przeprowadzono za pomocą metody elektromagnetycznej, wykorzystując przyrządy „Elcometer 331” model THD. Po zlokalizowaniu prętów zbrojeniowych metodą elektromagnetyczną wykonano odkuwkę zbrojenia, która potwierdziła wyniki badania elektromagnetycznego.

- ◆ Badania przeprowadzono w odniesieniu do przyczółków oraz płyty pomostowej.
- ◆ Badania przyczółków nie wykazały zbrojenia w przypowierzchniowej warstwie około 150mm (zasięg pomiarowy przyrządu).
- ◆ Na spodzie płyty pomostowej zlokalizowano:
 - Pręty główne, przebiegające prostopadłe do osi jezdni, Ø16 gładkie (AI), w rozstawie średnio 7,2cm. Otulina wynosi około 18mm mierząc od spodu płyty. Na prętach zaobserwowano nalot rdzy (ubytek korozyjny wynosi <1% powierzchni przekroju).
 - Pręty rozdzielcze, przebiegające równoległe do osi jezdni, Ø6 gładkie (AI), w rozstawie średnio 21,5cm. Otulina wynosi około 37mm mierząc od spodu płyty. Na prętach zaobserwowano nalot rdzy (ubytek korozyjny wynosi <1% powierzchni przekroju).
 - Minimalna grubość otuliny powinna wynosić 25 mm wg PN-91/S-10042.

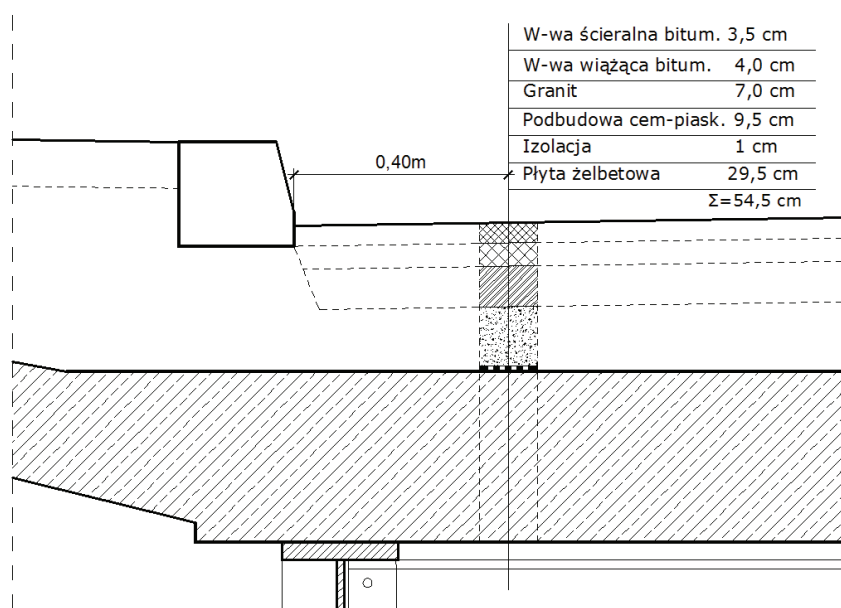


Fot. 7.2 Pręty zbrojeniowe zlokalizowane na spodzie płyty pomostowej. Widoczny jest pręt główny (Ø16 gładki - stal AI) oraz pręt rozdzielczy (Ø6 gładki AI)

7.7. Przewiert kontrolny przez płytę pomostową

Przewiert kontrolny wykonano w nawierzchni jezdni w kierunku ul. Kletówki, w odległości 0,40m od krawężnika oraz 2,5m od szczeliny dylatacyjnej nad przyczółkiem P2. Przewiert zrealizowano wiertnicą Hilti DD200. Wykonano 1 przewiert kontrolny o średnicy 100mm przez całą grubość pomostu.

Po wykonaniu przewiertu stwierdzono, że łączna grubość pomostu wynosi 54,5cm. Żelbetowa płyta pomostowa ma grubość 29,5cm; resztę grubości stanowią warstwy wyposażenia zgodnie z rysunkiem 7.2.



Rys. 7.2 Układ warstw wyposażenia pomostu



Fot. 7.3 Przewiert kontrolny przez płytę pomostową

8. OCENA NOŚNOŚCI UŻYTKOWEJ KONSTRUKCJI

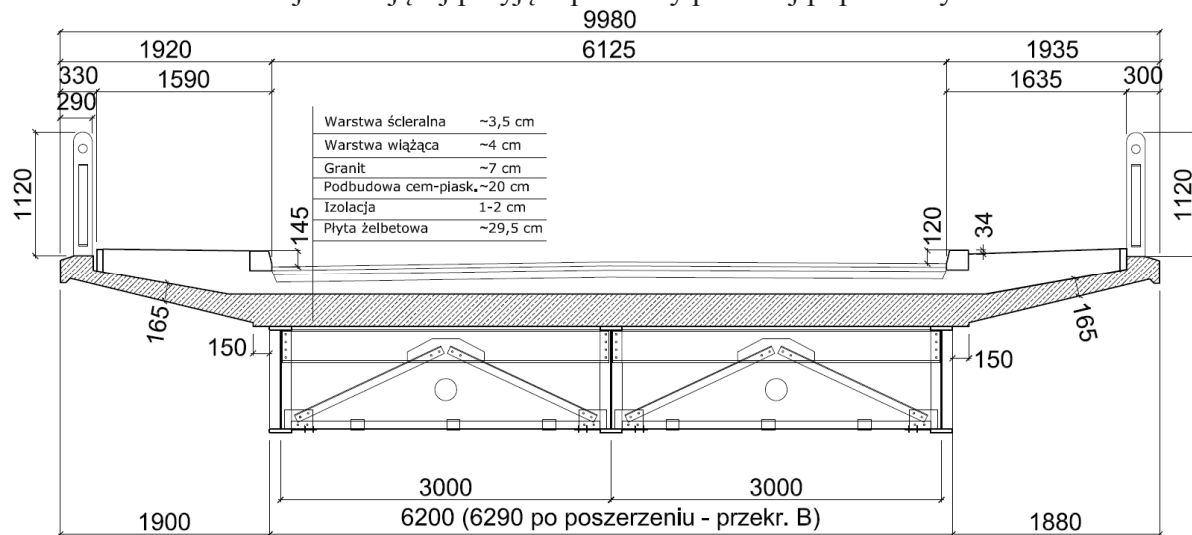
Ocenę aktualnej nośności użytkowej przeprowadzono w oparciu o obliczenia statyczno-wytrzymałościowe konstrukcji, z uwzględnieniem wyników badań materiałowych, pomiarów inwentaryzacyjnych oraz przewiertów kontrolnych.

W toku obliczeń statycznych przeanalizowano pracę konstrukcji stalowej bez zespolenia z płytą pomostową oraz przy założeniu istnienia zespolenia.

Obliczenia przeprowadzono w oparciu o metodę stanów granicznych. Obiekt w stanie istniejącym sprawdzono na obciążenia wg PN-85/S-10030 oraz na obciążenia użytkowe wg instrukcji GDDKiA do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych. W drugiej części obliczeń statyczno-wytrzymałościowych przeanalizowano nośność nowej konstrukcji stalowej, o podobnej do istniejącej obecnie wysokości dźwigarów stalowych, z tą różnicą, że nowa konstrukcja składałaby się z czterech dźwigarów w przekroju poprzecznym.

8.1. Konstrukcja istniejąca - wyciąg z obliczeń

Do obliczeń konstrukcji istniejącej przyjęto poniższy przekrój poprzeczny.



Rys. 8.1 Przekrój poprzeczny konstrukcji istniejącej przyjęty do obliczeń statyczno-wytrzymałościowych

Wyciąg z obliczeń statyczno-wytrzymałościowych przedstawiono na kolejnych stronach.

Zestawienie obciążenia na dźwigar

Ciężar własny ustroju niosącego wg PN-85/S-10030

$$L_m := 17,58 \text{ m} \quad \text{długość ustroju nośnego}$$

$$\gamma_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{ciężar objętościowy betonu}$$

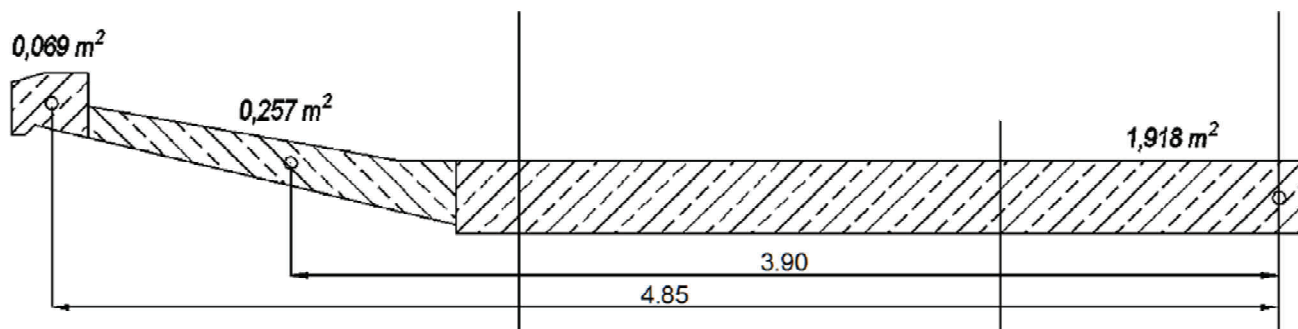
$$\gamma_{Gmax} := 1,2 \quad \gamma_{Gmin} := 0,9$$

funkcja linii wpływu dla belki skrajnej

$$b := 3,00 \quad \eta(x) := \frac{1}{3} + \frac{x}{2 \cdot b}$$

$$x_0 := \text{solve}(\eta(x); x) = -2,00 \quad \text{miejsce zerowe linii wpływu}$$

przekroje części betonowych - rys.1



$$A_{b1} := 0,069 \text{ m}^2 \quad x_1 := 4,85$$

$$A_{b2} := 0,257 \text{ m}^2 \quad x_2 := 3,90$$

$$A_{b3} := 1,918 \text{ m}^2 \quad x_3 := 0$$

$$A_{b4} := 0,257 \text{ m}^2 \quad x_4 := -3,90$$

$$A_{b5} := 0,069 \text{ m}^2 \quad x_5 := -4,85$$

$$g_{ok} := \gamma_b \cdot (A_{b1} \cdot \eta(x_1) + A_{b2} \cdot \eta(x_2) + A_{b3} \cdot \eta(x_3) + A_{b4} \cdot \eta(x_4) + A_{b5} \cdot \eta(x_5)) = 21,42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{od} := \gamma_b \cdot (\gamma_{Gmax} \cdot (A_{b1} \cdot \eta(x_1) + A_{b2} \cdot \eta(x_2) + A_{b3} \cdot \eta(x_3)) + \gamma_{Gmin} \cdot (A_{b4} \cdot \eta(x_4) + A_{b5} \cdot \eta(x_5))) = 26,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Wyposażenie

$$B_j := 620 \text{ cm} \quad \text{szerokość jezdni}$$

nawierzchnia asfaltowa:

$$g_1 := 7,5 \text{ cm} \cdot \gamma_{naw} = 1,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \gamma_{naw} := 23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

kostka brukowa granitowa:

$$g_2 := 7 \text{ cm} \cdot 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

podbudowa cementowo-piaskowa gr. śr. 13 cm

$$g_3 := 13 \text{ cm} \cdot 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 2,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

izolacja 1 cm

$$g_4 := 1 \text{ cm} \cdot 23 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0,23 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Razem wypadkowa:

$$g_{11} := (g_1 + g_2 + g_3 + g_4) \cdot B_j = 41,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad x_{11} := 0$$

krawężnik:

$$g_{12} := 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad x_{12} := 3,18 \quad x_{22} := -x_{12} = -3,18$$

kostka betonowa chodnika:

$$g_{13} := 8 \text{ cm} \cdot 140 \text{ cm} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 2,69 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad x_{13} := 3,99 \quad x_{23} := -x_{13} = -3,99$$

podbudowa cementowo-piaskowa chodnika

$$g_{14} := 0,329 \text{ m}^2 \cdot 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 7,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad x_{14} := 3,88 \quad x_{24} := -x_{14} = -3,88$$

balustrada:

słupki co $a_s = 2,16 \text{ m}$ o przekroju $17 \times 20 \text{ cm}$ i wysokości 110 cm

$$g_6 := \frac{17 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 110 \text{ cm} \cdot \gamma_b}{a_s} = 0,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_7 := 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{wypełnienie balustrady}$$

$$g_{15} := g_6 + g_7 = 0,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad x_{15} := 4,80 \quad x_{25} := -x_{15} = -4,80$$

Razem wyposażenie z całej szerokości $\gamma_{Gmax} := 1,5$

$$g_{1k} := g_{11} \cdot \eta(x_{11}) + g_{12} \cdot (\eta(x_{12}) + \eta(x_{22})) + g_{13} \cdot (\eta(x_{13}) + \eta(x_{23})) = 16,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{1k} := g_{1k} + g_{14} \cdot (\eta(x_{14}) + \eta(x_{24})) + g_{15} \cdot (\eta(x_{15}) + \eta(x_{25})) = 22,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{1d} := \gamma_{Gmax} \cdot (g_{11} \cdot \eta(x_{11}) + g_{12} \cdot \eta(x_{12}) + g_{13} \cdot \eta(x_{13}) + g_{14} \cdot \eta(x_{14}) + g_{15} \cdot \eta(x_{15})) = 39,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{1d} := g_{1d} + \gamma_{Gmin} \cdot (g_{12} \cdot \eta(x_{22}) + g_{13} \cdot \eta(x_{23}) + g_{14} \cdot \eta(x_{24}) + g_{15} \cdot \eta(x_{25})) = 35,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Obciążenie ruchome klasy "A" wg PN-85/S-10030

Obliczenia na podstawie linii wpływu rozdziału poprzecznego obciążeń i reakcji podporowej - rys.2

Od obciążenia równomiernego jezdni

$$q_k := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$A_q := m \cdot \int_{x_o}^{3,1} \eta(x) dx = 2,17 \text{ m}$$

$$P_{1k} := q_k \cdot A_q = 8,67 \frac{kN}{m}$$

Od obciążenia pojazdem K800

współczynnik dynamiczny

$$L := 17,0 \text{ m}$$

$$\varphi := 1,35 - 0,005 \cdot \frac{L}{m} = 1,26$$

Nacisk osi

$$P_K := 200 \text{ kN} \quad \text{obciążenie osi pojazdu K800}$$

$$P_{1k} := P_K \cdot \varphi \cdot \eta\left(\frac{B_j}{2m} - 2\right) = 130,72 \text{ kN}$$

Obciążenie ruchome kategorii eksploatacyjnej 1/S42

Obliczenia na podstawie linii wpływu rozdziału poprzecznego obciążeń i reakcji podporowej - rys.2

Oś pasma skrajnego, przyjęto szerokość pasm $a := 3,0 \text{ m}$

$$e_1 := \frac{B_j - a}{2} = 1,6 \text{ m}$$

$$e_2 := \frac{B_j}{2} - 0,75 \cdot B_j = -1,55 \text{ m}$$

Od obciążenia równomiernego pasm

$$q_k := \frac{5 \frac{kN}{m}}{a} = 1,67 \frac{kN}{m}$$

$$x_p := \frac{\max\left(\left[e_2 - \frac{a}{2} x_o\right]\right)}{m} = -2,00$$

$$A_q := m \cdot \left(\int_{e_1 - 0,5 \cdot a}^{e_1 + 0,5 \cdot a} \eta(x) dx + \int_{x_p}^{e_2 + 0,5 \cdot a} \eta(x) dx \right) = 2,12 \text{ m}$$

$$P_{1sk} := q_k \cdot A_q = 3,53 \frac{kN}{m}$$

Od obciążenia pojazdów S42

Nacisk osi

$$P_{S1k} := 80 \text{ kN} \cdot \left(\eta\left(\frac{e_1}{m}\right) + \eta\left(\frac{e_2}{m}\right) \right) = 54,00 \text{ kN} \quad \text{osie 1, 3, 4 i 5 pojazdu}$$

$$P_{S2k} := 100 \text{ kN} \cdot \left(\eta\left(\frac{e_1}{m}\right) + \eta\left(\frac{e_2}{m}\right) \right) = 67,50 \text{ kN} \quad \text{oś 2 pojazdu}$$

Obciążenie ruchome kategorii eksploatacyjnej 2/S32

Obliczenia na podstawie linii wpływu rozdziału poprzecznego obciążeń i reakcji podporowej - rys.2

Oś pasma skrajnego, przyjęto szerokość pasm $a := 3,0 \text{ m}$

$$e_1 := \frac{B_j - a}{2} = 1,6 \text{ m}$$

$$e_2 := \frac{B_j}{2} - 0,75 \cdot B_j = -1,55 \text{ m}$$

Od obciążenia równomiernego pasm

$$q_k := \frac{4 \frac{kN}{m}}{a} = 1,33 \frac{kN}{m} \quad x_p := \frac{\max \left(\left[e_2 - \frac{a}{2} \cdot x_o \right] \right)}{m} = -2,00$$

$$A_q := m \cdot \left[\int_{e_1 - 0,5 \cdot a}^{e_1 + 0,5 \cdot a} \eta(x) dx + \int_{x_p}^{e_2 + 0,5 \cdot a} \eta(x) dx \right] = 2,12 \text{ m}$$

$$p_{2sk} := q_k \cdot A_q = 2,82 \frac{kN}{m}$$

Od obciążenia pojazdów S32

Nacisk osi

$$P_{S21k} := 50 \text{ kN} \cdot \left[\eta \left(\frac{e_1}{m} \right) + \eta \left(\frac{e_2}{m} \right) \right] = 33,75 \text{ kN} \quad \text{os 1 pojazdu}$$

$$P_{S22k} := 70 \text{ kN} \cdot \left[\eta \left(\frac{e_1}{m} \right) + \eta \left(\frac{e_2}{m} \right) \right] = 47,25 \text{ kN} \quad \text{os 2 pojazdu}$$

$$P_{S23k} := 100 \text{ kN} \cdot \left[\eta \left(\frac{e_1}{m} \right) + \eta \left(\frac{e_2}{m} \right) \right] = 67,50 \text{ kN} \quad \text{osie 3 i 4 pojazdu}$$

Wyznaczenie momentów zginających

$$kNm := 1 \text{ kN} \cdot 1 \text{ m}$$

- od obciążeń stałych

$$M_{Gk} := (g_{ok} + g_{1k}) \cdot \frac{L}{8} = 1581,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Gd} := (g_{od} + g_{1d}) \cdot \frac{L}{8} = 2256,6 \text{ kNm}$$

- od obciążeń ruchomych klasy A

$$M_{pAk} := p_{1k} \cdot \frac{L}{8} + 4 \cdot P_{1k} \cdot 3,6500 \text{ m} = 2221,7 \text{ kNm}$$

$$M_{pAd} := 1,5 \cdot M_{pAk} = 3332,5 \text{ kNm}$$

- od obciążeń ruchomych klasy B

$$M_{pBk} := 0,75 \cdot M_{pAk} = 1666,3 \text{ kNm}$$

$$M_{pBd} := 1,5 \cdot M_{pBk} = 2499,4 \text{ kNm}$$

- od obciążeń ruchomych klasy C

$$M_{pCk} := 0,50 \cdot M_{pAk} = 1110,8 \text{ kNm}$$

$$M_{pCd} := 1,5 \cdot M_{pCk} = 1666,3 \text{ kNm}$$

- od obciążeń ruchomych kategorii eksploatacyjnej 1/S42

$$M_{pS1k} := P_{1sk} \cdot \frac{L^2}{8} + 3 \cdot P_{S1k} \cdot 3,5500 \text{ m} + P_{S2k} \cdot 1,6500 \text{ m} = 813,9 \text{ kNm}$$

$$M_{pS1d} := 1,5 \cdot M_{pS1k} = 1220,9 \text{ kNm}$$

- od obciążeń ruchomych kategorii eksploatacyjnej 2/S32

$$M_{pS2k} := P_{2sk} \cdot \frac{L^2}{8} + P_{S2k} \cdot (4,2500 + 3,2500) \text{ m} + P_{S2k} \cdot 1,6500 \text{ m} = 719,6 \text{ kNm}$$

$$M_{pS2d} := 1,5 \cdot M_{pS2k} = 1079,4 \text{ kNm}$$

- od obciążeń ruchomych kategorii eksploatacyjnej 4/S16

$$M_{pS4k} := 0,75 \cdot P_{2sk} \cdot \frac{L^2}{8} + P_{S23k} \cdot 4,2500 \text{ m} + 0,6 \cdot P_{S23k} \cdot 2,0000 \text{ m} = 444,3 \text{ kNm}$$

$$M_{pS4d} := 1,5 \cdot M_{pS4k} = 666,5 \text{ kNm}$$

Sprawdzenie nośności na zginanie dla przekroju stalowego

Parametry przekroju belki stalowej w środku rozpiętości

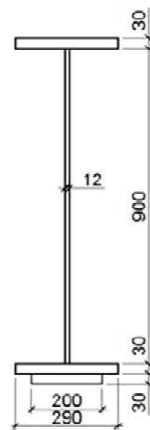
$$A_s := 342 \text{ cm}^2$$

$$J_{sy} := 570529 \text{ cm}^4$$

$$J_{sz} := 14207 \text{ cm}^4$$

$$z_s := -56,68 \text{ cm} \quad h_s := 990 \text{ mm}$$

$$W_s := \frac{J_{sy}}{z_s} = -10066 \text{ cm}^3$$



Area:	342
Bounding box:	X: -14.5 -- 14.5 Y: 99.0 -- 0.0
Centroid:	X: 0.00 Y: -56.68
Moments of inertia:	X: 1689410 Y: 14207
Product of inertia:	XY: 0
Radii of gyration:	X: 69.9 Y: 6.45
Principal moments and X-Y directions about centroid:	I: 14207 along [0.0000 1.0000] J: 570529 along [-1.0000 0.0000]

Naprężenia obliczeniowe, przy założeniu braku zespolenia

od oddziaływań stałych

od ciężaru płyty betonowej

$$M_{gok} := \frac{g_{ok} \cdot L^2}{8} = 773,68 \text{ kNm}$$

$$M_{god} := 1,2 \cdot M_{gok} = 928,41 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{gok} := \frac{M_{gok}}{W_s} = -76,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{god}} := \frac{M_{\text{god}}}{W_s} = -92,23 \text{ MPa}$$

naprężenia rozciągające we włóknach dolnych
od ciężaru płyty betonowej

Tak wysoki poziom naprężeń charakterystycznych wyklucza by była to konstrukcja wolnopodparta ze stali klasy S235

Parametry płyty betonowej

$$A_b := 7730 \text{ cm}^2$$

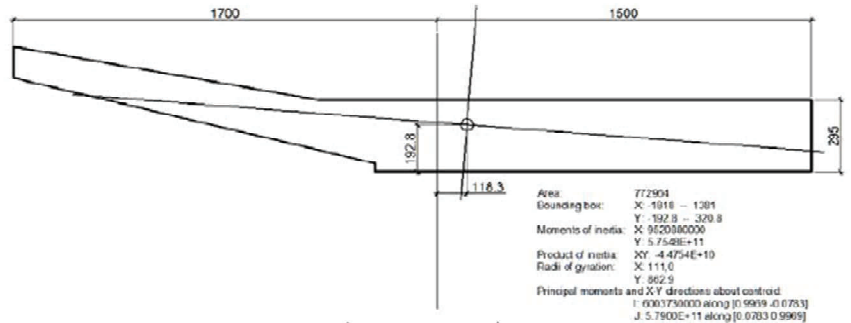
$$J_{by} := 952088 \text{ cm}^4$$

$$J_{bz} := 57548000 \text{ cm}^4$$

$$J_{byz} := (-4475400) \text{ cm}^4$$

$$y_b := 118,3 \text{ mm}$$

$$z_b := 192,8 \text{ mm}$$



$$\varphi := 0,5 \cdot \arctg \left(\frac{2 \cdot J_{byz}}{J_{bz} - J_{by}} \right) = -4,49 \text{ deg}$$

Przekrój zespolony

$$n := 7$$

$$A_i := A_s + \frac{A_b}{n} = 1446 \text{ cm}^2$$

$$S_{iy} := \frac{A_b}{n} \cdot z_b + A_s \cdot z_s = 1906 \text{ cm}^3$$

$$S_{iz} := \frac{A_b}{n} \cdot y_b + A_s \cdot 0 = 13064 \text{ cm}^3$$

$$y_i := \frac{S_{iz}}{A_i} = 9,03 \text{ cm}$$

$$z_i := \frac{S_{iy}}{A_i} = 1,32 \text{ cm}$$

$$J_{iy} := J_{sy} + A_s \cdot (z_s - z_i)^2 + \frac{1}{n} \cdot \left(J_{by} + A_b \cdot (y_b - y_i)^2 \right) = 1865588 \text{ cm}^4$$

$$J_{iz} := J_{sz} + A_s \cdot (0 - y_i)^2 + \frac{1}{n} \cdot \left(J_{bz} + A_b \cdot (z_b - z_i)^2 \right) = 8619536 \text{ cm}^4$$

$$J_{iyz} := A_s \cdot (0 - y_i) \cdot (z_s - z_i) + \frac{1}{n} \cdot \left(J_{byz} + A_b \cdot (y_b - y_i) \cdot (z_b - z_i) \right) = -404691 \text{ cm}^4$$

$$\varphi := 0,5 \cdot \arctg \left(\frac{2 \cdot J_{iyz}}{J_{iz} - J_{iy}} \right) = -3,42 \text{ deg}$$

$$J_1 := \frac{J_{iz} + J_{iy}}{2} - \frac{J_{iz} - J_{iy}}{2 \cdot \cos(2 \cdot \varphi)} = 1841426 \text{ cm}^4$$

$$J_2 := \frac{J_{iz} + J_{iy}}{2} + \frac{J_{iz} - J_{iy}}{2 \cdot \cos(2 \cdot \varphi)} = 8643698 \text{ cm}^4$$

Dla punktu belki A:

$$y_A := -10 \text{ cm} \quad z_A := -96 \text{ cm}$$

$$z_{\text{maxA}} := \left((z_A - z_i) \cdot \cos(\varphi) \right) + \left((y_A - y_i) \cdot \sin(\varphi) \right) = -96 \text{ cm}$$

$$W_{iA} := \frac{J_1}{z_{\text{maxA}}} = -19179 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} \text{klasa A} \quad \sigma_{Amax} &:= \sigma_{god} + \frac{M_{Gd} - M_{god} + M_{pAd}}{W_{iA}} = -335,24 \text{ MPa} \\ \text{klasa C} \quad \sigma_{Amax} &:= \sigma_{god} + \frac{M_{Gd} - M_{god} + M_{pCd}}{W_{iA}} = -248,36 \text{ MPa} \\ \text{kat. 1/S42} \quad \sigma_{Amax} &:= \sigma_{god} + \frac{M_{Gd} - M_{god} + M_{pS1d}}{W_{iA}} = -225,14 \text{ MPa} \\ \text{kat. 2/S32} \quad \sigma_{Amax} &:= \sigma_{god} + \frac{M_{Gd} - M_{god} + M_{pS2d}}{W_{iA}} = -217,76 \text{ MPa} \\ \text{kat. 4/S16} \quad \sigma_{Amax} &:= \sigma_{god} + \frac{M_{Gd} - M_{god} + M_{pS4d}}{W_{iA}} = -196,24 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Naprężenia dla każdej klasy obciążenia przekraczają wartości obliczeniowe wytrzymałości stali, która przy grubości elementu >16mm wynosi $R_a = 195 \text{ MPa}$

Dla obciążeń klasy E

$$\sigma_{Emax} := \sigma_{god} + \frac{M_{Gd} - M_{god} + 0,3 \cdot M_{pAd}}{W_{iA}} = -213,61 \text{ MPa}$$

Dla obciążeń pozaklasowych o współczynniku $m=0,2$ względem klasy A

$$\sigma_{Fmax} := \sigma_{god} + \frac{M_{Gd} - M_{god} + 0,2 \cdot M_{pAd}}{W_{iA}} = -196,23 \text{ MPa}$$

Przekroczenie wynosi $\frac{|\sigma_{Fmax}| - R_a}{R_a} = 0,63 \%$

Można przyjąć, że masa całkowita pojazdu dopuszczonego do ruchu na przedmiotowym obiekcie odniesiona do masy dopuszczalnej pojazdu dla klasy A obciążeń nie powinna przekraczać:

$$0,2 \cdot 50 \text{ t} = 10 \text{ t}$$

Spełnione są warunki nośności dla kategorii eksploatacyjnej 4/S16 co umożliwia przejazdu pojazdów o masie całkowitej do 16t

Wniosek:

Obiekt nie spełnia wymagań żadnej z klas obciążeń zgodnych z PN-85/S-10030 ani kategorii eksploatacyjnej 1/S42 ani 2/S32.

Z uwagi na znaczne zużycie eksploatacyjne i niedoszacowanie naprężeń reologicznych można przyjąć, że dopuszczalna masa całkowita pojazdu dopuszczonego do ruchu na obiekcie bez ograniczeń nie powinna przekraczać 10 ton a przejazd pojazdu do 16 ton można by dopuścić wyjątkowo.

8.2. Podsumowanie obliczeń konstrukcji istniejącej

Na podstawie wykonanych obliczeń statyczno wytrzymałościowych stwierdzono, że:

- przy założeniu braku zespolenia dźwigarów stalowych z płytą betonową naprężenia w konstrukcji dźwigarów głównych od samego ciężaru płyty pomostowej osiągają wartość 92,2MPa. Obciążenia od obciążeń stałych osiągają wówczas wartość 224,2MPa co przekracza wytrzymałość obliczeniową stali
- należy przyjąć, że płyta pomostowa jest zespolona z konstrukcją stalową,
- przy założeniu istnienia zespolenia naprężenia obliczeniowe w stali od obciążeń stałych i ruchomych klasy A wg PN-85/S-10030 są przekroczone o ~72%. Dla klasy C (mnożnik obciążeń do klasy A wynosi 0,5) przekroczenie naprężeń wynosi 27%, natomiast dla klasy E (mnożnik obciążeń do klasy A wynosi 0,3) 9,5%,
- w stanie istniejącym obiekt nie przenosi obciążeń żadnej z klas wg PN-85/S-10030,
- dla obciążeń pozaklasowych (założono mnożnik normowy obciążeń do klasy A o wartości 0,2) stwierdzono przekroczenie naprężeń o 0,63%. Można zatem przyjąć, że przedmiotowy obiekt może przenosić obciążenia wynoszące 0,2 klasy A, co pozwala dopuścić do ruchu po obiekcie pojazdy o masie całkowitej do 10ton bez dodatkowych ograniczeń w ruchu,
- obciążenia użytkowe kategorii 1/S42, 2/S32 i 4/S16 wywołują przekroczenie naprężeń w stali odpowiednio o 15%, 10% i 0,6%, należy przy tym zaznaczyć, że z uwagi na wyeksploatowanie obiektu oraz jego stan techniczny przejazdu pojazdów o masie 16 ton mogą być dopuszczane wyjątkowo,
- stosunkowo duży udział w wyłożeniu przęsła ma ciężar wyposażenia, w szczególności starych warstw nawierzchni z kostki kamiennej,
- usunięcie nawierzchni z kostki kamiennej oraz połowy zasypki cementowo – piaskowej zmniejszyłoby naprężenia w dźwigarach stalowych do poziomu 194,2MPa dla klasy E wg PN-85/S-10030; 198,4MPa dla obciążeń użytkowych kategorii 2/S32 oraz 176,9 MPa dla obciążeń kategorii 4/S16. Taki zabieg wiązałby się jednak z obniżeniem niwelety jezdni o około 15cm a co za tym idzie z przebudową jezdni i chodników na moście i na dojazdach,
- obiekt ma nietypową konstrukcję, złożoną z trzech dźwigarów stalowych. Takie ukształtowanie ustroju nośności powoduje nieoptymalne wykorzystanie nośności przekrojów i utrudnia efektywne wzmocnienie konstrukcji,
- konstrukcja obiektu reprezentuje niskie standardy wykonawcze: stwierdzono np połączenia konstrukcyjne w miejscach najbardziej wyłożonych, zastosowanie nakładek na pasy w postaci blach wycinanych z półek profili stalowych, stosowanie nakładek na nakładkach

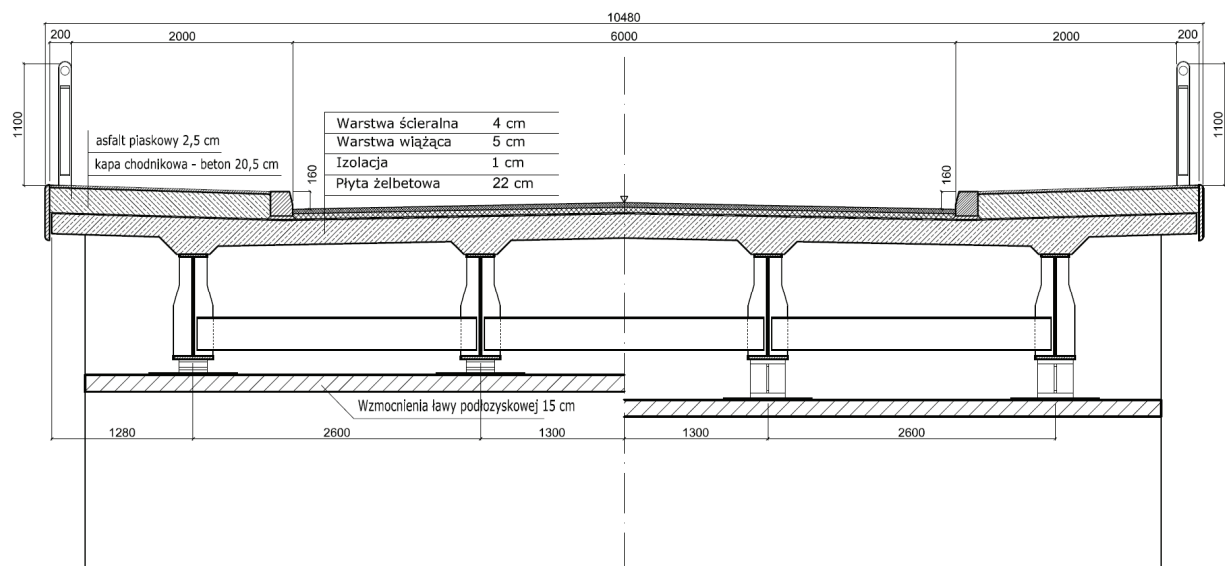
wzmacniających, "sztukowanie" elementów z krótszych fragmentów oraz liczne raki betonu płyty pomostowej,

- z tego względu działania doraźne polegające na wzmacnianiu poszczególnych dźwigarów są technicznie i ekonomicznie niezasadnione,
- wzmocnienie konstrukcji przez dołożenie dźwigarów wymagałoby częściowego demontażu istniejącej konstrukcji a uzyskane efekty byłyby nieadekwatne do poniesionych kosztów,
- wzmocnienie konstrukcji przęsła do nośności klasy B wg PN-85/S-10030 jest możliwe jedynie przez wymianę całego przęsła,
- wymiana konstrukcji przęsła wymaga również wzmocnienia istniejących przyczółków, np. przez opłaszczowanie. Należy przy tym zaznaczyć, że nośność posadowienia pozostanie na obecnym poziomie,
- przykładowy przekrój poprzeczny nowego przęsła poddano analizie obliczeniowej w punkcie 8.3.

8.3. Wzmocnienie przęsła przez wymianę ustroju nośnego - wyciąg z obliczeń

W przekroju poprzecznym przyjęto jezdnię o szerokości 6,0m oraz dwa chodniki o szerokości 2,0m. Konstrukcję przęsła stanowią cztery dźwigary stalowe o wysokości podobnej jak w stanie istniejącym, zespolone z żelbetową płytą pomostową. Zastosowanie takiej konstrukcji pozwoli na wykonanie tylko niewielkiej korekty niwelety jezdni na obiekcie i dojazdach oraz na wykorzystanie istniejących przyczółków po wykonaniu ich napraw (opłaszczowaniu) oraz wzmocnieniu ławy podłożyskowej.

Do obliczeń nowej konstrukcji przęsła przyjęto poniższy przekrój poprzeczny.



Rys. 8.2 Przekrój poprzeczny nowej konstrukcji przęsła o podobnej wysokości dźwigarów jak w stanie istniejącym

Zestawienie obciążenia na dźwigar skrajny

Faza 1 - przed zespoleniem

Ciężar własny ustroju niosącego wg PN-85/S-10030

$$\begin{aligned} L_m &:= 17,58 \text{ m} && \text{długość ustroju nośnego} \\ Y_b &:= 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} && \text{ciężar objętościowy betonu} \\ Y_{bw} &:= 26 \frac{\text{kN}}{\text{m}} && \text{ciężar objętościowy mokrego betonu} \\ Y_{Gmax} &:= 1,2 && Y_{Gmin} := 0,9 \end{aligned}$$

ciężar własny konstrukcji stalowej

$$Y_s := 78,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{ciężar objętościowy stali}$$

Parametry przekroju belki stalowej

$$\begin{aligned} A_d &:= 278,5 \text{ cm}^2 && z_d := 55,15 \text{ cm} \\ J_{dy} &:= 423916 \text{ cm}^4 && h_d := 955 \text{ mm} \\ J_{dz} &:= 14932 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

nakładka pasa dolnego

$$b_n := 150 \text{ mm} \quad t_n := 0 \text{ mm}$$

$$A_n := b_n \cdot t_n = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_s := A_d + A_n = 278,5 \text{ cm}^2$$

$$z_s := z_d + \frac{A_n \cdot (0,5 \cdot t_n + h_d)}{A_s} = 551,5 \text{ mm}$$

$$h_s := h_d + t_n = 955 \text{ mm}$$

$$J_{sy} := J_{dy} + A_n \cdot (z_d + 0,5 \cdot t_n)^2 - A_s \cdot (z_s - z_d)^2 = 423916 \text{ cm}^4$$

$$J_{sz} := J_{dz} + \frac{1}{12} \cdot t_n \cdot b_n^3 = 14932 \text{ cm}^4$$

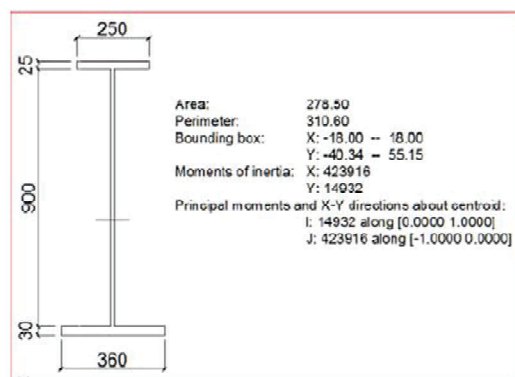
$$W_{sg} := \frac{J_{sy}}{z_s} = 7687 \text{ cm}^3 \quad \text{włókna górne}$$

$$W_{sd} := \frac{J_{sy}}{z_s - h_s} = -10506 \text{ cm}^3 \quad \text{włókna dolne}$$

ciężar własny konstrukcji stalowej - założono 20% zwiększenia przekroju na stężenia

$$g_{osk} := 1,2 \cdot A_s \cdot Y_s = 2,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{osd} := 1,2 \cdot g_{osk} = 3,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

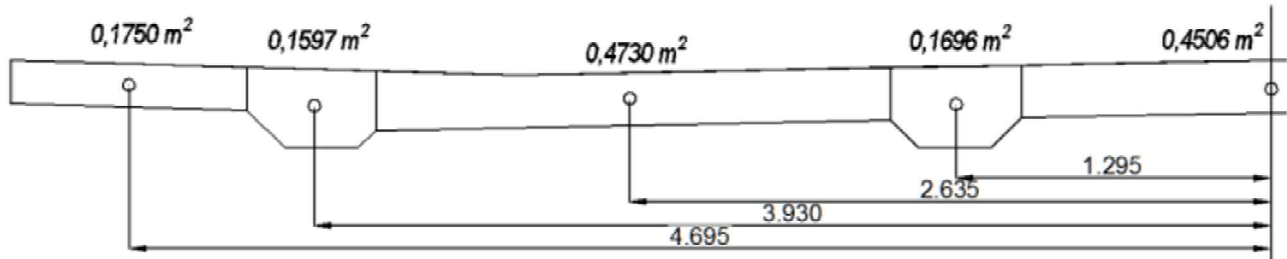


funkcja linii wpływu dla belki skrajnej (sztywna poprzecznicą)

$b = 2,60$ rozstaw dźwigarów w (m)

$$\eta(x) := \frac{1}{4} + 0,3 \cdot \frac{x}{b}$$

$x_0 := \text{solve}(\eta(x); x) = -2,17$ miejsce zerowe linii wpływu



przekroje części betonowych

$A_{b1} := 0,1750 \text{ m}^2$	$x_1 := 4,695$	$A_{b6} := 0,1696 \text{ m}^2$	$x_6 := -1,295$
$A_{b2} := 0,1597 \text{ m}^2$	$x_2 := 3,930$	$A_{b7} := 0,4730 \text{ m}^2$	$x_7 := -2,635$
$A_{b3} := 0,4730 \text{ m}^2$	$x_3 := 2,635$	$A_{b8} := 0,1597 \text{ m}^2$	$x_8 := -3,930$
$A_{b4} := 0,1696 \text{ m}^2$	$x_4 := 1,295$	$A_{b9} := 0,1750 \text{ m}^2$	$x_9 := -4,695$
$A_{b5} := 0,4506 \text{ m}^2$	$x_5 := 0$		

$$g_{ok} := \gamma_b \cdot (A_{b1} \cdot \eta(x_1) + A_{b2} \cdot \eta(x_2) + A_{b3} \cdot \eta(x_3) + A_{b4} \cdot \eta(x_4) + A_{b5} \cdot \eta(x_5))$$

$$g_{ok} := g_{ok} + \gamma_b \cdot (A_{b6} \cdot \eta(x_6) + A_{b7} \cdot \eta(x_7) + A_{b8} \cdot \eta(x_8) + A_{b9} \cdot \eta(x_9)) = 15,03 \frac{kN}{m}$$

$$g_{od} := \gamma_b \cdot \gamma_{Gmax} \cdot (A_{b1} \cdot \eta(x_1) + A_{b2} \cdot \eta(x_2) + A_{b3} \cdot \eta(x_3) + A_{b4} \cdot \eta(x_4) + A_{b5} \cdot \eta(x_5) + A_{b6} \cdot \eta(x_6))$$

$$g_{od} := g_{od} + \gamma_b \cdot \gamma_{Gmin} \cdot (A_{b7} \cdot \eta(x_7) + A_{b8} \cdot \eta(x_8) + A_{b9} \cdot \eta(x_9)) = 18,86 \frac{kN}{m}$$

Deskowanie

przyjęto $0,50 kN/m^2$ i dodatkowo $0,8 kN/m$ na końcach wsporników

$$B := 10,40 \text{ m}$$

$$g_{odk} := 0,50 \frac{kN}{m} \cdot \frac{B}{2} \cdot \eta\left(\frac{B}{2}\right) + 0,80 \frac{kN}{m} \cdot \left(\eta\left(\frac{B}{2}\right) + \eta\left(-\frac{B}{2}\right)\right) = 1,7 \frac{kN}{m}$$

$$g_{odd, sup} := 1,2 \cdot g_{odk} = 2,04 \frac{kN}{m}$$

$$g_{odd, inf} := 0,8 \cdot g_{odk} = 1,36 \frac{kN}{m}$$

Wypośażenie —

$$B_j := 600 \text{ cm} \quad \text{szerokość jezdni}$$

nawierzchnia asfaltowa:

$$g_1 := 9 \text{ cm} \cdot \gamma_{\text{naw}} = 2,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \gamma_{\text{naw}} := 23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

izolacja 1 cm

$$g_2 := 1 \text{ cm} \cdot 14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Razem wypadkowa:

$$g_{11} := (g_1 + g_2) \cdot B_j = 13,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad x_{11} := 0$$

krawężnik:

$$g_{12} := 1,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad x_{12} := 3,10 \quad x_{22} := -x_{12} = -3,10$$

nawierzchnia asfaltowa chodnika:

$$g_1 := 2,5 \text{ cm} \cdot \gamma_{\text{naw}} = 0,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

kapa betonowa chodnika:

$$g_2 := 22,5 \text{ cm} \cdot \gamma_b = 5,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Razem wypadkowa:

$$g_{13} := (g_1 + g_2) \cdot 200 \text{ cm} = 12,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad x_{13} := 4,20 \quad x_{23} := -x_{13} = -4,20$$

balustrada:

$$g_{14} := 0,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad x_{14} := 5,10 \quad x_{24} := -x_{14} = -5,10$$

deska gzymsowa:

$$g_{15} := 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad x_{15} := 5,22 \quad x_{25} := -x_{15} = -5,22$$

Razem wyposażenie z całej szerokości $\gamma_{\text{Gmax}} := 1,5$

$$g_{1k} := g_{11} \cdot \eta(x_{11}) + g_{12} \cdot (\eta(x_{12}) + \eta(x_{22})) + g_{13} \cdot (\eta(x_{13}) + \eta(x_{23})) + g_{14} \cdot (\eta(x_{14}) + \eta(x_{24})) + g_{15} \cdot \eta(x_{15})$$

$$g_{1d} := \gamma_{\text{Gmax}} \cdot (g_{11} \cdot \eta(x_{11}) + g_{12} \cdot \eta(x_{12}) + g_{13} \cdot \eta(x_{13}) + g_{14} \cdot \eta(x_{14}) + g_{15} \cdot \eta(x_{15}))$$

$$g_{1d} := g_{1d} + \gamma_{\text{Gmin}} \cdot (g_{12} \cdot \eta(x_{22}) + g_{13} \cdot \eta(x_{23}) + g_{14} \cdot \eta(x_{24}) + g_{15} \cdot \eta(x_{25}))$$

$$g_{1k} = 10,66 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad g_{1d} = 18,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Obciążenie ruchome klasy "A" wg PN-85/S-10030

Obliczenia na podstawie linii wpływu rozdziału poprzecznego obciążeń i reakcji podporowej - rys.2

Od obciążenia równomiernego jezdni

$$q_k := 4 \frac{kN}{m}$$

$$A_q := m \cdot \int_{x_0}^{3,0} \eta(x) dx = 1,54 \text{ m}$$

$$P_{1k} := q_k \cdot A_q = 6,16 \frac{kN}{m}$$

Od obciążenia pojazdem K800

współczynnik dynamiczny

$$L := 17,0 \text{ m}$$

$$\varphi := 1,35 - 0,005 \cdot \frac{L}{m} = 1,26$$

Nacisk osi

$$P_K := 200 \text{ kN} \quad \text{obciążenie osi pojazdu K800}$$

$$P_{1k} := P_K \cdot \varphi \cdot \eta \left(\frac{B_j}{2 \text{ m}} - 2 \right) = 92,44 \text{ kN}$$

Wyznaczenie momentów zginających

$$kNm := 1 \text{ kN} \cdot 1 \text{ m}$$

- od obciążeń stałych Fazy 1 (konstrukcja, mokry beton, deskowanie)

$$M_{G1k} := \left(g_{osk} + \frac{Y_{bw}}{Y_b} \cdot g_{ok} + g_{odk} \right) \cdot \frac{L^2}{8} = 721 \text{ kNm}$$

$$M_{G1d} := \left(g_{osd} + \frac{Y_{bw}}{Y_b} \cdot g_{od} + g_{odd, sup} \right) \cdot \frac{L^2}{8} = 895,9 \text{ kNm}$$

- od obciążeń stałych Fazy 2 - uwzględniono ubytek wody, rozdeskowanie i wyposażenie

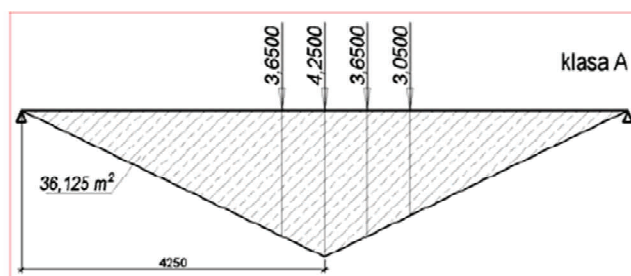
$$M_{G2k} := \left(\frac{Y_b - Y_{bw}}{Y_b} \cdot g_{ok} - g_{odk} + g_{1k} \right) \cdot \frac{L^2}{8} = 302,1 \text{ kNm}$$

$$\frac{Y_b - Y_{bw}}{Y_b} \cdot g_{ok} = -0,6 \frac{kN}{m}$$

$$M_{G2d} := \left(Y_{Gmin} \cdot \frac{Y_b - Y_{bw}}{Y_b} \cdot g_{ok} - g_{odd, inf} + g_{1d} \right) \cdot \frac{L^2}{8} = 583,3 \text{ kNm}$$

$$g_{ok} = 15,03 \frac{kN}{m}$$

- od obciążeń ruchomych klasy A



$$M_{pAk} := p_{1k} \cdot \frac{L^2}{8} + 4 \cdot p_{1k} \cdot 3,6500 \quad m = 1572,2 \quad kNm$$

$$M_{pAd} := 1,5 \cdot M_{pAk} = 2358,3 \quad kNm$$

Sprawdzenie nośności na zginanie

Materiały

Beton C30/37 (B35)

$$R_b := 20,2 \quad MPa$$

$$R_{btk} := 2,70 \quad MPa$$

$$E_b := 34,6 \quad GPa$$

Stal S355J2G3

$$R_{a16} := 295 \quad MPa \quad \text{do } 16mm$$

$$R_a := 285 \quad MPa \quad 16mm - 30mm$$

$$E_s := 205 \quad GPa$$

Naprężenia obliczeniowe, Fazy I - przekrój stalowy

założono wsp. zwężenia $\chi := 1,1$

$$\sigma_{sld} := \frac{M_{Gld} \cdot \chi}{W_{sd}} = -93,8 \quad MPa \quad \text{naprężenia rozciągające we włóknach dolnych}$$

$$\sigma_{slg} := \frac{M_{Gld} \cdot \chi}{W_{sg}} = 128,2 \quad MPa \quad \text{naprężenia ściskające we włóknach górnych}$$

Parametry obliczeniowe płyty betonowej

$$A_b := 5800 \quad cm^2$$

$$J_b := 309700 \quad cm^4$$

$$z_b := 211,7 \quad mm$$

$$h_b := 328 \quad mm$$

Przekrój zespolony2

$$n := \frac{E_s}{E_b} = 5,92$$

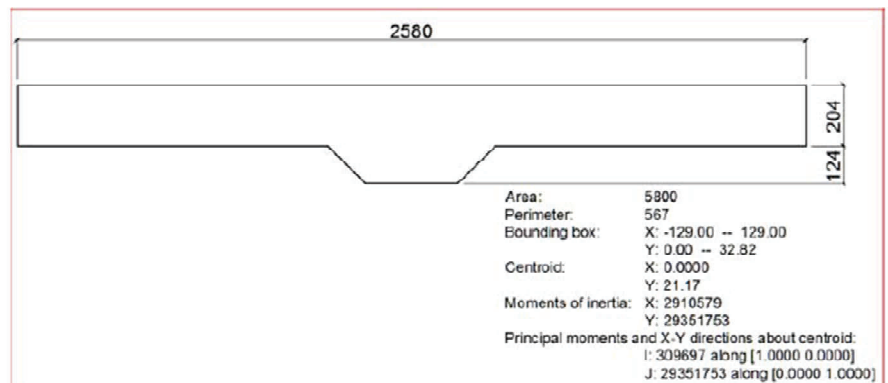
$$A_i := A_s + \frac{A_b}{n} = 1257 \quad cm^2$$

$$S_{iy} := \frac{A_b}{n} \cdot z_b - A_s \cdot z_s = 5365 \quad cm^3$$

$$z_i := \frac{S_{iy}}{A_i} = 4,27 \quad cm$$

$$J_i := J_{sy} + A_s \cdot (z_s + z_i)^2 + \frac{1}{n} \cdot \left(J_b + A_b \cdot (z_b - z_i)^2 \right) = 1739089 \quad cm^4$$

$$W_{aid} := \frac{J_i}{-z_i - h_s} = -17432 \quad cm^3 \quad \text{włókna dolne stali}$$



$$W_{aig} := \frac{I}{-z_i} = -407630 \text{ cm}^3 \quad \text{włókna górne stali}$$

$$W_{bid} := n \cdot W_{aig} = -2415152 \text{ cm}^3 \quad \text{włókna dolne betonu}$$

$$W_{big} := \frac{n \cdot J_i}{h_b - z_i} = 361112 \text{ cm}^3 \quad \text{włókna górne betonu}$$

od obciążeń stałych

$$\sigma_{s2d} := \frac{M_{G2d}}{W_{aid}} = -33,5 \text{ MPa} \quad \text{włókna dolne stali}$$

$$\sigma_{s2g} := \frac{M_{G2d}}{W_{aig}} = -1,4 \text{ MPa} \quad \text{włókna górne stali}$$

$$\sigma_{b2d} := \frac{M_{G2d}}{W_{bid}} = -0,2 \text{ MPa} \quad \text{włókna dolne betonu}$$

$$\sigma_{b2g} := \frac{M_{G2d}}{W_{big}} = 1,6 \text{ MPa} \quad \text{włókna górne betonu}$$

od obciążeń klasy A

$$\sigma_{spd} := \frac{M_{pAd}}{W_{aid}} = -135,3 \text{ MPa} \quad \text{włókna dolne stali}$$

$$\sigma_{spg} := \frac{M_{pAd}}{W_{aig}} = -5,8 \text{ MPa} \quad \text{włókna górne stali}$$

$$\sigma_{bpd} := \frac{M_{pAd}}{W_{bid}} = -1,0 \text{ MPa} \quad \text{włókna dolne betonu}$$

$$\sigma_{bpg} := \frac{M_{pAd}}{W_{big}} = 6,5 \text{ MPa} \quad \text{włókna górne betonu}$$

Napężenia summaryczne

$$\sigma_{sd} := \sigma_{s1d} + \sigma_{s2d} + \sigma_{spd} = -262,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} := \sigma_{s1g} + \sigma_{s2g} + \sigma_{spg} = 121 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bd} := \sigma_{b2d} + \sigma_{bpd} = -1,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bg} := \sigma_{b2g} + \sigma_{bpg} = 8,1 \text{ MPa}$$

Wpływ skurczu

Zakładając współczynnik pełzania dla skurczu $\varphi_s := 2,0$

oraz odkształcenia skurczu $\varepsilon_s := 0,00025$

Obliczamy charakterystyki przekrojowe dla wsp. współpracy

$$n_s := n \cdot (1 + 0,55 \cdot \varphi_s) = 12,44$$

$$E_{bs} := \frac{E_s}{n_s} = 16,48 \text{ GPa}$$

Przekrój zespolony skurcz

$$A_{is} := A_s + \frac{A_b}{n_s} = 745 \text{ cm}^2$$

$$S_{iys} := \frac{A_b}{n_s} \cdot z_b - A_s \cdot z_s = -5491 \text{ cm}^3$$

$$z_{is} := \frac{S_{iys}}{A_{is}} = -7,37 \text{ cm}$$

$$J_{is} := J_{sy} + A_s \cdot (z_s + z_{is})^2 + \frac{1}{n_s} \cdot \left(J_b + A_b \cdot (z_b - z_{is})^2 \right) = 1464301 \text{ cm}^4$$

$$W_{asd} := \frac{J_{is}}{-z_{is} - h_s} = -16616 \text{ cm}^3 \quad \text{włókna dolne stali}$$

$$W_{asg} := \frac{J_{is}}{-z_{is}} = 198588 \text{ cm}^3 \quad \text{włókna górne stali}$$

$$W_{bsd} := n \cdot W_{asg} = 1176606 \text{ cm}^3 \quad \text{włókna dolne betonu}$$

$$W_{bsg} := \frac{n \cdot J_{is}}{h_b - z_{is}} = 453510 \text{ cm}^3 \quad \text{włókna górne betonu}$$

$$N_s := \varepsilon_s \cdot E_{bs} \cdot A_b = 2389,05 \text{ kN}$$

$$M_s := N_s \cdot (z_b - z_{is}) = 681,92 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{ssd} := \frac{N_s}{A_{is}} + \frac{M_s}{W_{asd}} = -9,0 \text{ MPa} \quad \text{włókna dolne stali}$$

$$\sigma_{ssg} := \frac{N_s}{A_{is}} + \frac{M_s}{W_{asg}} = 35,5 \text{ MPa} \quad \text{włókna górne stali}$$

$$\sigma_{bsd} := \frac{N_s}{n \cdot A_{is}} + \frac{M_s}{W_{bsd}} - \frac{N_s}{A_b} = -1,0 \text{ MPa} \quad \text{włókna dolne betonu}$$

$$\sigma_{bsg} := \frac{N_s}{n \cdot A_{is}} + \frac{M_s}{W_{bsg}} - \frac{N_s}{A_b} = 0,0 \text{ MPa} \quad \text{włókna górne betonu}$$

Wpływ pełzania

Zakładając współczynnik pełzania dla odkształceń pełzania $\varphi_p = 1,9$

Obliczamy charakterystyki przekrojowe dla wsp. współpracy

$$n_p := n \cdot (1 + 1,1 \cdot \varphi_p) = 18,31$$

$$E_{bp} := \frac{E_s}{n_p} = 11,2 \text{ GPa}$$

Przekrój zespolony pełzanie

$$A_{ip} := A_s + \frac{A_b}{n_p} = 599 \text{ cm}^2$$

$$S_{iyp} := \frac{A_b}{n_p} \cdot z_b - A_s \cdot z_s = -8846 \text{ cm}^3$$

$$z_{ip} := \frac{S_{iyp}}{A_{ip}} = -14,77 \text{ cm}$$

$$J_{ip} = J_{sy} + A_s \cdot (z_s + z_{ip})^2 + \frac{1}{n_p} \cdot (J_b + A_b \cdot (z_b - z_{ip})^2) = 1335203 \text{ cm}^4$$

$$W_{apd} = \frac{J_{ip}}{-z_{ip} - h_s} = -16540 \text{ cm}^3 \quad \text{włókna dolne stali}$$

$$W_{apg} = \frac{J_{ip}}{-z_{ip}} = 90387 \text{ cm}^3 \quad \text{włókna górne stali}$$

$$W_{bpd} = n \cdot W_{apg} = 535533 \text{ cm}^3 \quad \text{włókna dolne betonu}$$

$$W_{bpg} = \frac{n \cdot J_{ip}}{h_b - z_{ip}} = 513845 \text{ cm}^3 \quad \text{włókna górne betonu}$$

Wzrost naprężeń w dźwigarze stalowym

$$\Delta\sigma_{spd} = \frac{M_{G2k}}{W_{apd}} - \frac{M_{G2k}}{W_{aid}} = -0,93 \text{ MPa} \quad \text{włókna dolne stali}$$

$$\Delta\sigma_{spg} = \frac{M_{G2k}}{W_{apg}} - \frac{M_{G2k}}{W_{aig}} = 4,08 \text{ MPa} \quad \text{włókna górne stali}$$

Sumaryczne naprężenia obliczeniowe

$$\sigma_{sd} = \sigma_{sd} + 1,2 \cdot \sigma_{ssd} + 1,2 \cdot \Delta\sigma_{spd} = -274,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \sigma_{sg} + 1,2 \cdot \sigma_{ssg} + 1,2 \cdot \Delta\sigma_{spg} = 168,51 \text{ MPa}$$

Zaproponowany przekrój jest właściwy dla przeniesienia zadanych obciążeń klasy A zgodnie z PN-85/S-10030

8.4. Podsumowanie obliczeń wymienionej konstrukcji przęsła

Na podstawie wykonanych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych stwierdzono, że:

- zaproponowany przekrój poprzeczny przęsła pozwala na przeniesienie obciążeń klasy A wg PN-85/S-10030,
- wysokość konstrukcyjna nowego przęsła jest zbliżona do wysokości przęsła istniejącego co pozwala na zastosowanie minimalnej korekty wysokościowej niwelety pomostu oraz wykorzystanie istniejących przyczółków po wykonaniu ich wzmocnienia np. przez opłaszczowanie z wykonaniem napraw w obrębie nisz podłożyskowych,
- nośność obiektu po wymianie przęsła warunkowana będzie nośnością podpór i ich posadowienia, która, biorąc pod uwagę wiek obiektu była projektowana na nie więcej niż 30 ton,
- opłaszczowanie podpór czasowo powstrzyma procesy degradacyjne, jednak z uwagi na niską jakość materiału podpór ich trwałość zwiększy się o 10-15 lat,
- z uwagi na powyższe najbardziej pożądanym działaniem jest rozbiórka istniejącego obiektu oraz budowa nowego.

9. RAPORT KOŃCOWY

- ◆ **Szczegółowe oględziny** jakim poddany został przedmiotowy obiekt wykazały, że:
 - stan techniczny dźwigarów stalowych jest niedostateczny (2),
 - stan techniczny płyty pomostowej jest niepokojący (3),
 - stan techniczny nawierzchni jezdni jest niepokojący (3),
 - stan techniczny nawierzchni chodników jest niepokojący (3),
 - stan techniczny balustrad jest niepokojący (3),
 - stan techniczny łożysk jest niepokojący (3),
 - stan techniczny podpór jest niedostateczny (2)
 - stan przestrzeni podmostowej i otoczenia obiektu jest niepokojący (3),
 - Średnia ocena całego obiektu jest równa 2,75
 - Średnia ocena ustroju nośnego tj dźwigarów zespolonych i płyty pomostowej jest równa 2,50
 - Ocena całego obiektu uwzględniająca wagi poszczególnych ocen składowych jest równa 2,0 – stan niedostateczny.
- ◆ **Badania chemiczne oraz badania twardości stali** wykazały, że badana stal odpowiada składem chemicznym stali S235JR/J0/J2 lub stali S275JR/J0/J2. Do obliczeń statycznych należy przyjąć stal **S235** o charakterystycznej granicy plastyczności wynoszącej $f_{yk}=235\text{MPa}$.
- ◆ **Oceny wytrzymałości betonu przyczółków i płyty pomostowej** na ściskanie dokonano przy wykorzystaniu laboratoryjnych badań odwiertów kontrolnych, uzyskując następujące wyniki:

Przyczółki - oszacowanie

$$f_{ck, is, cube} = 13,3 \text{ MPa},$$

wg PN-EN 201-6 - beton C12/15,

wg PN-91/S-10042 - beton pozaklasowy,

wyniki wytrzymałości uzyskane z próbek pobranych z poszczególnych przyczółków w sposób istotny od siebie odbiegają, co wskazuje, że badane elementy zostały wykonane z różnych mieszanek betonowych.

Płyta pomostowa - oszacowanie

$$f_{ck, is, cube} = 23,1 \text{ MPa},$$

wg PN-EN 201-6 - beton C20/25,

wg PN-91/S-10042 - beton B25,

- ◆ **Oględziny próbek betonowych** wykazały, że:
 - przyczółki wykonano z betonu na kruszywie naturalnym.
 - płytę pomostową wykonano z betonu na kruszywie naturalnym.
- ◆ **Badania sklerometryczne betonu** wykazały, że:
 - beton przyczółka P1 ma wytrzymałość średnią wynoszącą 30,6 MPa, i cechuje się niedostateczną jednorodnością.
 - Beton przyczółka P2 ma wytrzymałość średnią wynoszącą 10,1 MPa i cechuje się dostateczną jednorodnością.
 - Beton płyty pomostowej ma wytrzymałość średnią równą 29,5 MPa i charakteryzuje się bardzo dobrą jednorodnością.
- ◆ **Badania wytrzymałości betonu na odrywanie** metodą pull-off, wykazały, że:
 - beton przyczółków nie spełnia żadnego z wymogów warunkujących wykonanie napraw powierzchniowych.
 - beton płyty pomostowej nie spełnia wymogu minimalnej i średniej wytrzymałości na odrywanie, warunkującej wykonywanie napraw powierzchniowych.
- ◆ **Badania chemiczne** przypowierzchniowej warstwy betonu wykazały, że:
 - W betonie przyczółków występuje przekroczenie dopuszczalnego stężenia jonów chlorkowych na głębokość do 3,0cm,
 - W betonie płyty pomostowej występuje przekroczenie dopuszczalnych wartości stężenia jonów chlorkowych na pełną zbadaną głębokość tj do 3,0cm, w miejscu zaciekania wody ze szczeliny dylatacyjnej. W miejscach nie narażonych na zaciekanie wody nie stwierdzono przekroczenia dopuszczalnego stężenia jonów chlorkowych,
 - W żadnym z punktów pomiarowych nie stwierdzono występowania siarczanów.
 - W żadnym z punktów pomiarowych nie stwierdzono występowania azotanów i azotynów.
 - Głębokość karbonatyzacji betonu podpór wynosi 13mm
 - Głębokość karbonatyzacji betonu płyty pomostowej wynosi średnio 39mm (maksymalnie 43mm) i jest większa niż grubość otuliny prętów zbrojeniowych.
- ◆ **Badania lokalizacji prętów zbrojeniowych:**
 - w betonie przyczółków nie wykazały zbrojenia w przypowierzchniowej warstwie betonu o grubości do 150mm.
 - na spodzie płyty pomostowej wykazały występowanie:
 - prętów głównych, przebiegających prostopadle do osi jezdni. Są to pręty Ø16 gładkie (AI), w rozstawie średnio 7,2cm, pokryte nalotem rdzy (ubytek korozyjny

wynosi $<1\%$ powierzchni przekroju). Otulina wynosi około 18mm mierząc od spodu płyty.

- pręty rozdzielczych, przebiegających równolegle do osi jezdni. Są to pręty $\varnothing 6$ gładkie (AI), w rozstawie średnio 21,5cm, pokryte nalotem rdzy (ubytek korozyjny wynosi $<1\%$ powierzchni przekroju).

Otulina wynosi około 37mm mierząc od spodu płyty. Na prętach zaobserwowano nalot rdzy (ubytek korozyjny wynosi $<1\%$ powierzchni przekroju).

◆ **Przewiert kontrolny przez płytę pomostową wykazał, że:**

- łączna grubość pomostu wynosi 54,5cm,
- grubość płyty pomostowej wynosi 29,5cm, pozostałe 25cm stanowią warstwy wyposażenia (licząc od góry):
 - nawierzchnia bitumiczna w dwóch warstwach 3,5+4,0cm
 - nawierzchnia z kostki granitowej 7cm
 - podbudowa piaskowa kostki 9,5cm
 - izolacja pomostu 1cm

◆ **Obliczenia statyczne wykazały, że:**

- W stanie obecnym obiekt nie przenosi obciążeń żadnej z klas wg PN-85/S-10030,
- Nie przenosi również obciążeń użytkowych kategorii 1/S42 i 2/S32 wg instrukcji GDDKiA do określania nośności użytkowej obiektów mostowych,
- Oszacowano, że nośność przęsła odpowiada mnożnikowi do klasy A na poziomie 0,2 (mnożnik dla najniższej normowej klasy E wynosi 0,3) co pozwala dopuścić do ruchu pojazdy o masie do 10 ton bez dodatkowych ograniczeń w ruchu
- Przęsło może przenosić również obciążenia kategorii 4/S16 czyli pojazdy o masie 16 ton, jednak z uwagi na wyeksploatowanie i zły stan techniczny konstrukcji takie przejazdy mogą być dopuszczane wyjątkowo,
- Stosunkowo duży udział w wyłożeniu przęsła ma ciężar wyposażenia, w szczególności starych warstw nawierzchni z kostki kamiennej,
Usunięcie nawierzchni z kostki kamiennej oraz połowy zasypki cementowo – piaskowej pozwoliłoby na podniesienie nośności obiektu do klasy E wg PN-85/S-10030 (przejazd pojazdów o masie do 15 ton). Taki zabieg wiązałby się jednak z obniżeniem niwelety jezdni o około 15cm a co za tym idzie z przebudową jezdni i chodników na moście i na dojazdach,
- Nośność podpór i ich posadowienia, która biorąc pod uwagę wiek obiektu, była projektowana na przejazd pojazdów o masie nie większej niż 30 ton. Obecnie aby

przywrócić podporom pierwotną nośność oraz zapobiec ich dalszej degradacji, wymagane jest przeprowadzenie ich gruntownych napraw np. przez wykonanie na nich płaszcza żelbetowego. Uzyska się w ten sposób zwiększenie ich trwałości o 5-15 lat.

- Wzmocnienie konstrukcji przęsła i podpór do klasy B wg PN-85/S-10030 (przejazd pojazdów o masie do 20 ton) jest technicznie i ekonomicznie nieuzasadnione, wymagałoby bowiem wymiany płyty pomostowej, wzmocnienia lub dołożenia dźwigarów oraz wymiany podpór i wzmocnienia posadowienia.
- Wzmocnienie konstrukcji obiektu do klasy C wg PN-85/S-10030 (przejazd pojazdów o masie do 30 ton) jest możliwe jedynie przez wymianę całego przęsła.
Wykazano obliczeniowo możliwość wymiany przęsła istniejącego na przęsło o podobnej wysokości konstrukcyjnej i nośności odpowiadającej klasie A wg PN-85/S-10030, co pozwoliłoby wykorzystać istniejące przyczółki (po ich opłaszczowaniu i wykonaniu napraw ław podłożyskowych) i zminimalizować zasięg korekty niwelety jezdni.
- Opłaszczowanie podpór czasowo powstrzyma procesy degradacyjne, jednak z uwagi na niską jakość materiału podpór ich trwałość zwiększy się o 5-15 lat,
- Z uwagi na powyższe najbardziej efektywnym działaniem poprawiającym parametry użytkowe oraz zapewniającym długoletnią eksploatację jest rozbiórka istniejącego obiektu oraz budowa nowego.

10. STRATEGIA DALSZEGO POSTĘPOWANIA Z OBIEKTEM

W związku ze stwierdzonymi nieprawidłowościami i uszkodzeniami należy podjąć następujące działania, mające na celu powstrzymanie jego dalszej degradacji i zapewnienie bezpieczeństwa użytkowania:

- **Działania doraźne – WARIANT I: działania polegające na wykonaniu bieżących prac utrzymaniowych:**

- Wykonanie napraw przyczółków przez opłaszczowanie wraz z zaślepieniem otworów w ściankach zapleczych i wykonaniem iniekcji gruntowej,
- Oczyszczenie konstrukcji stalowej ze starych powłok oraz produktów korozji z miejscowymi uzupełnieniami materiału,
- Zabezpieczenie antykorozyjne konstrukcji stalowej,
- Naprawy powierzchniowe betonu płyty pomostowej z zabezpieczeniem zbrojenia. Naprawy należy wykonać jako kotwione do istniejącej konstrukcji z uwagi na niespełnienie warunków wytrzymałości na odrywanie,
- Odtworzenie gzymsów płyty pomostowej i skrzydeł,
- Naprawy betonu balustrad z odtworzeniem powłok antykorozyjnych części stalowej,
- Frezowanie nawierzchni jezdni na obiekcie i na dojazdach,
- Korekta krawężnika i nawierzchni chodnika od strony górnej wody,
- Odtworzenie nawierzchni jezdni na obiekcie i na dojazdach,
- Montaż urządzeń dylatacyjnych,

Prace powinny być poprzedzone opracowaniem dokumentacji projektowej remontu.

- **Działania doraźne – WARIANT II: działania polegające na wykonaniu bieżących prac utrzymaniowych wraz z częściowym odciążeniem konstrukcji:**

- Wykonanie napraw przyczółków przez opłaszczowanie wraz z zaślepieniem otworów w ściankach zapleczych i wykonaniem iniekcji gruntowej
- Oczyszczenie konstrukcji stalowej ze starych powłok oraz produktów korozji z miejscowymi uzupełnieniami materiału,
- Zabezpieczenie antykorozyjne konstrukcji stalowej,

- Naprawy powierzchniowe betonu płyty pomostowej z zabezpieczeniem zbrojenia. Naprawy należy wykonać jako kotwione do istniejącej konstrukcji z uwagi na niespełnienie warunków wytrzymałości na odrywanie,
- Odtworzenie gzymsów płyty pomostowej i skrzydeł,
- Wymiana balustrad,
- Frezowanie nawierzchni jezdni na obiekcie i na dojazdach
- Rozbiórka nawierzchni z kostki kamiennej z częścią podbudowy cementowo – piaskowej,
- Rozbiórka nawierzchni chodników,
- Odtworzenie nawierzchni jezdni na obiekcie i na dojazdach,
- Odtworzenie nawierzchni chodników,
- Montaż urządzeń dylatacyjnych,

Prace powinny być poprzedzone opracowaniem dokumentacji projektowej przebudowy.

- **Działania docelowe – Rozbiórka istniejącego i budowa nowego obiektu.**

- Rozbiórka nawierzchni bitumicznej na przęsła i na dojazdach,
- Rozbiórka nawierzchni z kostki kamiennej z podbudową oraz izolacją na długości przęsła i na dojazdach,
- Rozbiórka balustrad na długości całego obiektu,
- Rozbiórka nawierzchni chodników z podbudową i izolacją,
- Rozbiórka płyty pomostowej,
- Rozbiórka konstrukcji stalowej,
- Rozbiórka przyczółków,
- Budowa nowego obiektu

11. ANALIZA EKONOMICZNA WARIANTÓW POSTĘPOWANIA Z OBIEKTEM

W poniższej analizie przedstawiono oszacowanie kosztów wymaganych prac.

Ostateczne koszty poszczególnych wariantów mogą się istotnie różnić po szczegółowym opracowaniu dokumentacji projektowych.

- **Działania doraźne wg Wariantu I - wykonanie bieżących prac utrzymaniowych**

Szacunkowy koszt **520 729,85 zł brutto**

Spodziewane rezultaty:

- spowolnienie procesów degradacji obiektu
- poprawa estetyki obiektu
- nośność obiektu umożliwiającą przejazd pojazdów o masie do 10 ton, z możliwymi przejazdami wyjątkowymi pojazdów o masie do 16 ton
- szacowana trwałość prac naprawczych: 5 do 15 lat

- **Działania doraźne wg Wariantu II - wykonanie bieżących prac utrzymaniowych wraz z częściowym odciążeniem konstrukcji**

Szacunkowy koszt **695 442,06 zł brutto**

Spodziewane rezultaty:

- spowolnienie procesów degradacji obiektu
- poprawa estetyki obiektu
- nośność obiektu podniesiona do klasy E wg PN-85/S-10030 czyli umożliwiającą przejazd pojazdów o masie do 15 ton z możliwością wyjątkowych przejazdów pojazdów o masie do 20ton
- szacowana trwałość prac naprawczych: 5 do 15 lat

- **Działania docelowe – rozbiórka istniejącego i budowa nowego obiektu**

Szacunkowy koszt **3 355 504, 80 zł brutto**

Spodziewane rezultaty:

- radykalna poprawa parametrów użytkowych obiektu, w szczególności szerokości użytkowych oraz nośności do oczekiwanego poziomu klasy A lub B wg PN-85/S-10030
- poprawa estetyki obiektu
- oczekiwana trwałość konstrukcji: 80 lat

Koszt budowy nowego obiektu oszacowano na podstawie kosztorysu konstrukcji o podobnych parametrach.

12. WNIOSKI KOŃCOWE

- **Przedmiotowy obiekt jest eksploatowany od kilkudziesięciu lat.**
- **Na obiekcie przez długi czas nie były prowadzone wystarczające prace utrzymaniowe, co doprowadziło do jego daleko posuniętej degradacji.**
- **Obecny stan techniczny obiektu należy określić jako niedostateczny.**
- **Najważniejsze uszkodzenia konstrukcji wynikają z niskiej jakości zastosowanych do jego budowy materiałów oraz niskich standardów robót wykonawczych.**
- **Wymagane jest przeprowadzenie doraźnych prac utrzymaniowych (co najmniej w zakresie wariantu I wg punktu 10), które spowolnią dalszą degradację obiektu i zapewnią jego bezpieczną eksploatację.**
- **Obliczenia statyczno - wytrzymałościowe wykazały, że nośność obiektu w obecnym stanie nie odpowiada żadnej z klas wg PN-85/S-10030. Nośność użytkową obiektu określono na 10 ton bez dodatkowych ograniczeń w ruchu.**

Przejazdy pojazdów o masie do 16 ton mogą być dopuszczane wyjątkowo.

Możliwe jest zwiększenie nośności obiektu do klasy E wg PN-85/S-10030 (przejazd pojazdów o masie do 15 ton) przez usunięcie nawierzchni z kostki kamiennej, co wiąże się jednak ze znacznym zakresem przebudowy obiektu i dojazdów.

Nośność obiektu jest dodatkowo warunkowana nośnością podpór, których pierwotna nośność umożliwia przejazd pojazdów o masie nie wyższej niż 30 ton.

- **Wzmocnienie konstrukcji do klasy C w PN-85/S-10030 (przejazd pojazdów o masie nie wyższej niż 30 ton) wymaga wymiany całego przęsła oraz wykonania napraw podpór przez ich oplaszczowanie. Należy się jednak liczyć z niewielką trwałością 5-15 lat wykonanych prac z uwagi na niską jakość materiału podpór.**
- **Wzmocnienie konstrukcji do klasy B w PN-85/S-10030 może być racjonalnie zrealizowane jedynie poprzez wymianę całego przęsła i podpór.**

Wymiana obiektu na nowy pozwoli ponadto dostosować jego parametry użytkowe do obecnych wymagań Zarządcy obiektu oraz zapewni trwałość, która według warunków technicznych nie powinna być niższa niż 80 lat.

Za zespół: