


Zamierzenie budowlane:	Projekt Ochrony Przeciwpowodziowej w Dorzeczu Odry i Wisły Kontrakt 5.4 Nadzór projektowo-konstrukcyjny nad robotami, Zarządzanie Projektem, Pomoc Techniczna i Szkolenia oraz wsparcie i wzmocnienie potencjału instytucjonalnego JRP dla RZGW w Szczecinie
Adres inwestycji:	Miasto: KOSTRZYN NAD ODRĄ Województwo: LUBUSKIE
Branża:	MOSTOWA
Rodzaj opracowania:	EKSPERTYZA REWIZJA Z DNIA 25.07.2017 r.
Przedmiot opracowania:	1B.5 Przebudowa mostów w celu zapewnienia minimalnego prześwietu – Most drogowy w km 0+000 drogi krajowej nr 22 w Kostrzynie nad Odrą (km 614,9 rzeki Odry)
Spis zawartości:	str. 2
Kategoria obiektu budowlanego:	XXVIII
Numery ewidencyjne działek:	-
Uzgodnienia:	-
Numer projektu:	353688

Inwestor:	 <p>Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Szczecinie (RZGW Szczecin) Tama Pomorzańska 13 70-030 Szczecin</p>
-----------	---

Jednostka projektowa:	 <p>Sweco Consulting sp. z o.o. ul. Ziębicka 35, 60-164 Poznań Telefon +48 61 864 93 00 Fax +48 61 864 93 01</p> <p>Sweco Consulting Sp. z o.o. Biuro w Szczecinie ul. Łyskowskiego 16, 71-641 Szczecin Telefon +48 605 071 242</p>
-----------------------	--

Funkcja:	Tytuł, imię i nazwisko	Specjalność	Nr uprawnień	Podpis
Główny Projektant:	mgr inż. Mateusz ZALEWSKI	konstrukcyjno - budowlana	44/2003	

Katowice, maj 2017r.



Spis treści

1. Dane ogólne	6
1.1. Przedmiot i cel opracowania	6
1.2. Podstawa formalno – prawna opracowania	6
1.3. Podstawa techniczno-prawna opracowania.....	6
1.3.1. Przepisy i warunki techniczne	6
1.3.2. Techniczne podstawy opracowania.....	6
1.3.3. Normy	6
1.3.4. Dokumentacja archiwalna	7
2. Opis obiektu	7
2.1. Lokalizacja.....	7
2.2. Schemat numeracji przęseł i podpór	8
2.3. Rys historyczny	8
2.4. Ogólna charakterystyka techniczna obiektu.....	11
2.5. Opis techniczny części żelbetowej mostu	12
2.5.1. Konstrukcja nośna.....	12
2.5.2. Podpory.....	13
2.5.3. Elementy wyposażenia.....	14
2.6. Opis techniczny części stalowej mostu	15
2.6.1. Konstrukcja nośna.....	15
2.6.2. Podpory.....	15
2.6.3. Elementy wyposażenia.....	16
2.7. Inwentaryzacja geometryczna mostu.....	17
2.8. Inwentaryzacja materiałowa mostu.....	19
2.8.1. Część żelbetowa mostu.....	19
2.8.2. Część stalowa mostu.....	19
3. Ocena stanu technicznego obiektu	20
3.1. Część żelbetowa mostu.....	20
3.1.1. Dźwigary główne, płyta pomostu, poprzecznice i wsporniki podchodnikowe	20
3.1.2. Podpory.....	23
3.1.3. Łożyska	25
3.1.4. Dylatacje	26
3.1.5. Izolacja	27
3.1.6. Urządzenia odwadniające	27
3.1.7. Nawierzchnia jezdni na obiekcie i na dojazdach	27
3.1.8. Nawierzchnia chodników, krawężniki i balustrady	28

3.1.9.	Urządzenia obce i latarnie.....	29
3.1.10.	Przestrzeń podmostowa.	29
3.2.	Część stalowa mostu	30
3.2.1.	Konstrukcja dźwigarów głównych	30
3.2.2.	Płyta pomostu.....	31
3.2.3.	Podpory.....	32
3.2.4.	Łożyska i ciosy podłożyskowe.....	33
3.2.5.	Dylatacje	35
3.2.6.	Izolacja.....	35
3.2.7.	Odwodnienie.....	35
3.2.8.	Nawierzchnia jezdni na obiekcie i na dojazdach, krawężniki	36
3.2.9.	Nawierzchnia chodników i balustrady	37
3.2.10.	Urządzenia obce i latarnie.....	38
3.2.11.	Skarpy.....	39
3.2.12.	Przestrzeń podmostowa	39
3.3.	Podsumowanie oceny stanu technicznego	39
4.	Analiza nośności eksploatacyjnej mostu	41
4.1.	Obliczenia części żelbetowej mostu.....	41
4.1.1.	Obliczenia dźwigarów głównych.....	41
4.1.1.1.	Model obliczeniowy	41
4.1.1.2.	Zestawienie obciążeń	43
4.1.1.3.	Obliczenie sił wewnętrznych	44
4.1.1.4.	Obliczenie i sprawdzenie naprężeń.....	45
4.1.1.5.	Wniosek z obliczenia dźwigarów głównych	50
4.1.2.	Obliczenia płyty pomostu.....	50
4.1.2.1.	Model obliczeniowy	50
4.1.2.2.	Zestawienie obciążeń	52
4.1.2.3.	Obliczenie sił wewnętrznych	53
4.1.2.4.	Obliczenie i sprawdzenie naprężeń.....	57
4.1.2.5.	Wniosek z obliczenia płyty pomostu	59
4.1.3.	Wniosek z obliczenia nośności części żelbetowej mostu	59
4.2.	Obliczenia części stalowej mostu.....	59
4.2.1.	Model obliczeniowy	59
4.2.2.	Obciążenie ruchome taborem samochodowym K i q wg PN-85/S-10030.....	59
4.2.3.	Obciążenie ruchome taborem samochodowym SLW30 i p ₁ wg DIN 1072-1967.....	60
4.2.4.	Obciążenie ruchome pojazdami rzeczywistymi kategorii 2/S32.....	60

4.2.5.	Obliczenie i porównanie sił wewnętrznych.....	61
4.2.6.	Wniosek z porównania sił wewnętrznych	61
4.3.	Wniosek z obliczeń nośności.....	62
5.	Wnioski i zalecenia.....	62
5.1.	Zalecenia dotyczące bieżącego użytkowania obiektu.....	62
5.2.	Zalecenia dotyczące przebudowy obiektu w aspekcie uzyskania wymaganej skrajni pionowej, celem poprawy ochrony przeciwpowodziowej, w tym zapewnienia pracy lodołamaczy i nieskrępowanego pochodzenia kry lodowej.....	63
5.3.	WNIOSKI KOŃCOWE.....	64

Spis załączników

1. Załącznik nr 1 . Rysunki
2. Załącznik nr 2 . RZGW w Szczecinie ldz. JRP-063/KWT/8-2016-bk 2017 dot. rządnej WWŻ w przekroju mostu nad Odrą w Kostrzynie n/Odrą.

Spis rysunków

Nr rysunku	Nazwa rysunku
1	Inwentaryzacja geometryczna. Rzut z góry, widok z boku.
2	Inwentaryzacja geometryczna. Przekroje poprzeczne.
3	Inwentaryzacja uszkodzeń.
4	Przekrój poprzeczny przez tor wodny w osi obiektu. Przęsło 5

Spis dokumentacji w wersji elektronicznej

Nr	Nazwa opracowania
1	Ekspertyza mostu w km 614,9 rz. Odry w ciągu DK22 w Kostrzynie nad Odrą

1. Dane ogólne

1.1. Przedmiot i cel opracowania

Przedmiotem opracowania jest wykonanie ekspertyzy mostu drogowego w km 614,9 rz. Odry w ciągu DK 22 w miejscowości Kostrzyn nad Odrą.

Celem pracy jest ocena stanu technicznego oraz ocena nośności obiektu. Ponadto opracowanie ma na celu określenie zaleceń dotyczących bieżącego użytkowania obiektu.

Opracowanie obejmuje:

- pełną inwentaryzację konstrukcji (materiałową i geometryczną),
- inwentaryzację uszkodzeń,
- obliczenia statyczno-wytrzymałościowe sprawdzające nośność obiektu
- wnioski końcowe, w tym określenie zaleceń dotyczących bieżącego użytkowania obiektu.

1.2. Podstawa formalno – prawna opracowania

Niniejsze opracowanie wykonano na podstawie umowy zawartej 10 listopada 2016r. pomiędzy Joint Venture Sweco w składzie: Sweco Consulting sp. z o.o., Sweco Nederland BV, Sweco Engineering sp. z o.o. i Ekocentrum – Wrocławski Ośrodek Usług Ekologicznych sp. z o.o. a Regionalnym Zarządem Gospodarki Wodnej w Szczecinie w ramach Projektu Ochrony Przeciwpowodziowej w Dorzeczu Odry i Wisły.

Dokumentacja projektowa przebudowy przedmiotowego mostu drogowego opracowywana jest w ramach Komponentu 1. Ochrona przed powodzią Dolnej i Środkowej Odry, Zadanie 1B.5 Przebudowa mostów.

1.3. Podstawa techniczno-prawna opracowania

1.3.1. Przepisy i warunki techniczne

- [1] Ustawa Prawo budowlane z dnia 07 lipca 1994 (tekst jednolity Dz. U. 2016, poz.290 z późniejszymi zmianami) wraz z aktami wykonawczymi do ustawy.
- [2] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. 2000. 63. 735).
- [3] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 16 lutego 2005 r. w sprawie trybu sporządzania informacji oraz gromadzenia i udostępniania danych o sieci dróg publicznych, obiektach mostowych, tunelach oraz promach

1.3.2. Techniczne podstawy opracowania

- [4] Wizja lokalna wraz z inwentaryzacją geometryczną i wysokościową, przeprowadzona dnia 16 maja 2017 r. (opracowanie własne).
- [5] D-Brücke mit Flachfahrbahn. Bundesministerium für Verkehr – Abt. Strassen bau – Beschreibung und Bauanweisung Ausgabe 1995. Dokumentacja techniczna mostu składanego typu D-Brücke pozyskana w GDDKiA Oddział w Zielonej Górze

1.3.3. Normy

- [6] PN-85/S10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.

- [7] PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- [8] DIN 1072-1967 Strassen und Wegbrucken.
- [9] Załącznik do Zarządzenia Nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 1 czerwca 2004 roku „instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych”, Warszawa 2004 r.

1.3.4. Dokumentacja archiwalna

Dla potrzeb realizacji przedmiotowego zadania pozyskano w GDDKiA Oddział w Zielonej Górze niżej wymienione materiały archiwalne.

- [10] Analiza przydatności użytkowej i nośności drogowego mostu granicznego przez Odrę w Kostrzynie n/O. Przedsiębiorstwo innowacji naukowo – technicznych i wdrożeń. Sp. z o.o. – J.G.U. Poznań 1990 r.
- [11] Ekspertyza wraz z oceną nośności (na podstawie analiz teoretycznych) ustroju nośnego granicznego mostu drogowego przez rzekę Odrę w Kostrzynie. IBDiM Filia Wrocław. Ośrodek badań mostów, betonów i kruszyw w Żmigrodzie. Pracownia Mostów. Żmigród – Węglewo, wrzesień 1993 r.
- [12] Ocena stanu technicznego podpór mostu granicznego w ciągu DK 22 w km 0+000 nad rzeką Odrą w miejscowości Kostrzyn pod kątem określenia możliwości przeniesienia ustroju nośnego klasy A wg PN-85/S-10030. Tarcopol Sp. z o.o. Oddział Wrocław. Wrocław 2011 r.

2. Opis obiektu

2.1. Lokalizacja

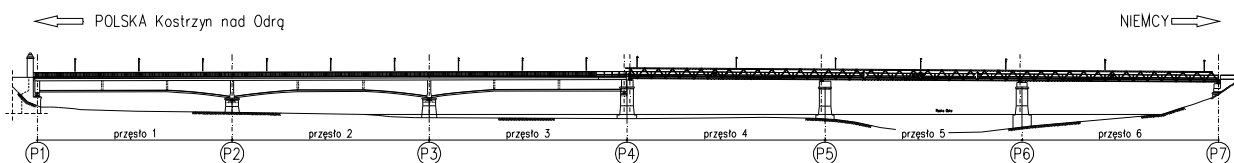
Przedmiotowy most zlokalizowany jest w km 0+000 drogi krajowej nr 22 w Kostrzynie nad Odrą (km 614,9 rzeki Odry).



Rys. 2.1.1 Lokalizacja mostu

2.2. Schemat numeracji przęseł i podpór

Dla potrzeb niniejszego opracowania przyjęto następujący system numeracji podpór i przęseł:



Rys. 2.2.1 System numeracji podpór i przęseł

2.3. Rys historyczny

Most wybudowano w 1881 r. nieco poniżej istniejącego wówczas mostu drewnianego. Most został wykonany jako sześcioprzęsłowy, wsparty na 5 kamiennych filarach, każde z przęseł swobodnie podparte kratownicowe, wyposażone w brukowaną jezdnię.

Na początku lat 30. XX wieku w celu zwiększenia skrajni żeglownej pod obiektem, podniesiono konstrukcję mostu o około 70 cm. Prace prowadzone były na wniosek Zarządu Odrzańskiej Drogi Wodnej.

Pod koniec II wojny światowej, w nocy z 25 na 26 marca 1945 roku most został zniszczony na skutek bombardowania.

Po wojnie, w latach 1947 – 1948 przystąpiono do odbudowy mostu z wykorzystaniem pozostałości oryginalnych filarów z XIX w. Nowy most wykonano jako sześcioprzęsłowy, wykonany w dwóch typach konstrukcji: pierwszej trójprzęsłowej żelbetowej ciągłej z jazdą górą, o rozpiętości przęseł 41,9 m + 42,4 m + 41,9 m oraz drugiej złożonej z trzech stalowych przęseł kratownicowych, wolnopodpartych o rozpiętości 41,34 m + 41,34 m + 41,87 m, z jazdą dołem. Skrajne przęsło zachodnie było stężone w poziomie pasa górnego, pozostałe przęsła wykonano bez stężeń w poziomie pasa górnego. Kratownice pochodziły prawdopodobnie z mostów kolejowych.

Do 1992 r. most ten był zamknięty dla ruchu publicznego. Wykorzystywała go jedynie armia rosyjska. Nie przeprowadzono żadnych prac remontowych, co spowodowało poważne uszkodzenia ustroju nośnego i jezdni.

W 1992 r. w związku z publicznym udostępnieniem mostu i otwarciem nowego przejścia granicznego podjęto decyzję o przebudowie mostu. Zachowano trójprzęsłowy żelbetowy układ ciągły, całkowicie likwidując nitowane kratownice przęseł od strony Niemiec. Zastąpiono je układem ciągłym, trójprzęsłowym w postaci mostu składanego typu D-Brücke. W ramach wymiany przęseł stalowych wykonano nowe ławy podłożyskowe. W 1993 r. na części zalewowej wykonano remont jezdnii i chodników, wymieniono również dylatacje.

W 1994 r. część betonowa została podniesiona, wymieniono łożyska oraz dokonano powierzchniowej naprawy betonu przęseł. W filarach usunięto zwietrzałą warstwę licówek i założono siatkę stalową z warstwą natryskową.

W 2006 r. wykonany został remont mostu obejmujący odtworzenie powłok malarskich oraz wymianę drewnianych krawężników w części stalowej. W 2007 roku wykonano remont nawierzchni jezdnii i chodników w części żelbetowej.



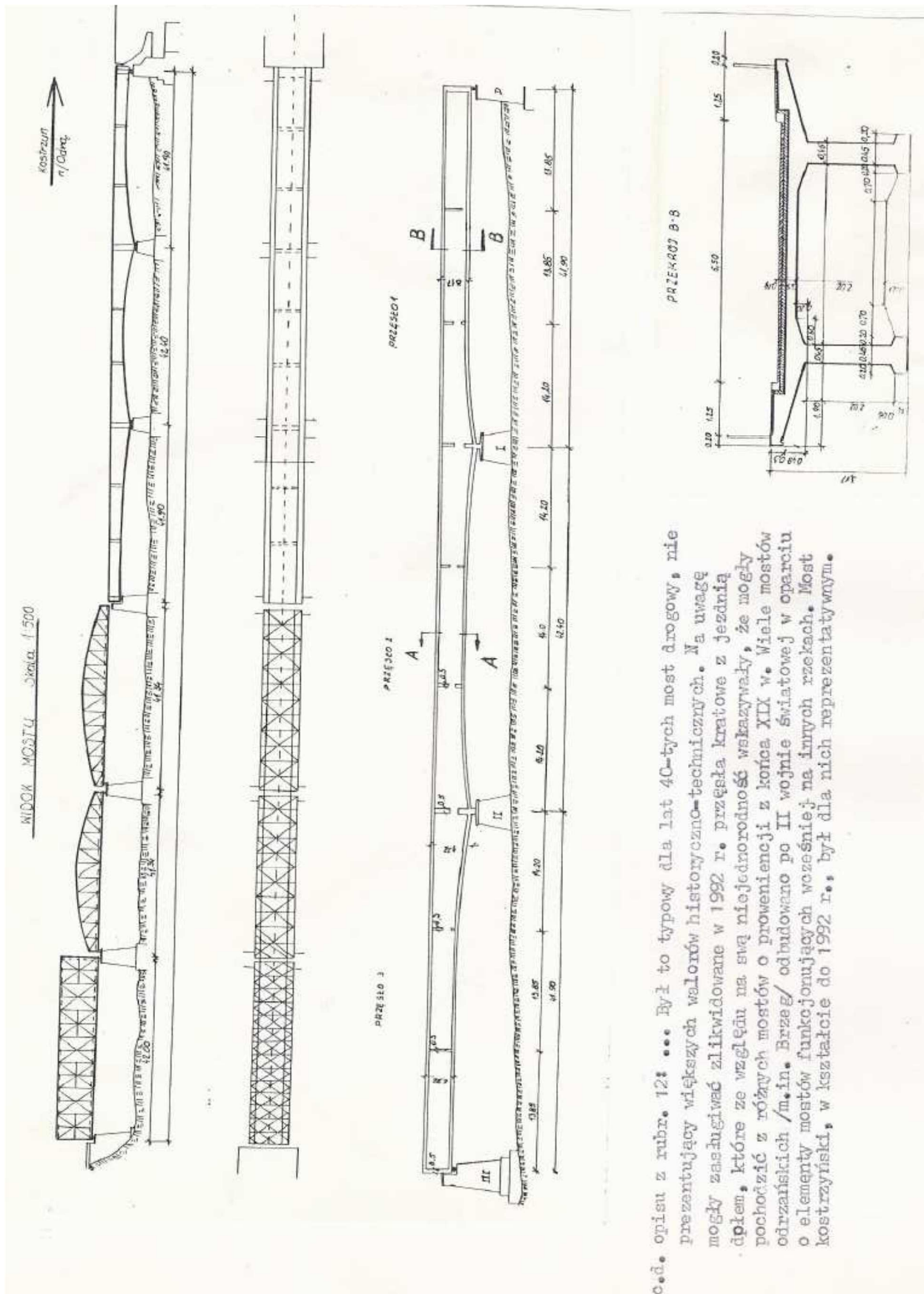
Fot. 2.3.1 Most w latach 1910÷1920.



Fot. 2.3.2 Na pierwszym planie przedmiotowy most drogowy zniszczony podczas bombardowania w trakcie II wojny światowej



Fot. 2.3.3 Fotografia archiwalna obiektu z roku 1991 lub 1992. Widok od strony dolnej wody



Fot. 2.3.4 Fragment Karty Ewidencyjnej Zabytków Architektury i Budownictwa z 1992 roku przedstawiający wygląd przedmiotowego obiektu w latach 1948 ÷ 1992

2.4. Ogólna charakterystyka techniczna obiektu

Obiekt zlokalizowany jest w w km 0+000 drogi krajowej nr 22 w Kostrzynie nad Odrą (km 614,9 rzeki Odry). Przeprowadza ruch nad rzeką Odrą w miejscowości Kostrzyn nad Odrą. Jego całkowita długość wynosi około 255 m. Jest to obiekt graniczny. Składa się z części żelbetowej po stronie polskiej oraz części stalowej po stronie niemieckiej.

Przedmiotowy obiekt mostowy składa się z 6 przęseł, w tym:

- trójprzęsłowy układ ciągły o konstrukcji żelbetowej o rozpiętości przęseł 41,9+42,4+41,9 m,
- trójprzęsłowy układ ciągły w postaci składanego mostu stalowego typu D-Brücke o rozpiętości przęseł 42,7+42,7+41,18 m.

W części żelbetowej ruch odbywa się z jazdą górą, natomiast w części stalowej z jazdą dołem.

Pod częścią stalową obiektu przebiega koryto rzeki. Pod środkowym przęsłem części stalowej znajduje się eksploatowany szlak wodny. Jego szerokość wynosi około 24,4 metrów, jest ona wyznaczana poprzez rozstaw skrajnych znaków nawigacyjnych. W przestrzeni podmostowej w części polskiej znajduje się teren zalewowy gęsto porośnięty roślinnością.

Przestrzeń w okolicy obiektu jest częściowo zabudowana. Przyczółek znajdujący się po stronie polskiej jest częścią zabytkowej fortyfikacji Twierdzy Kostrzyn. Natomiast po stronie niemieckiej istnieje wyłączony z eksploatacji budynek użytkowy oraz działka prywatna.

Parametry geometryczne obiektu:

- schemat statyczny: dwa trójprzęsłowe układy ciągłe (jedna część stalowa, druga żelbetowa)
- rozpiętości teoretyczne przęseł

część stalowa	$l_t = 42,70 + 42,70 + 41,18 \text{ m,}$
część żelbetowa	$l_t = 41,90 + 42,40 + 41,90 \text{ m,}$
- szerokość w świetle pod przęsłami $l_0 = \text{ok. } 40,0 \text{ m}$
- wysokość w świetle pod przęsłem betonowym $h_0 = 3,0 \div 5,0 \text{ m}$
- wysokość konstrukcyjna

przęsła żelbetowe	$h_k = 3,170 \text{ m (w przęsle),}$
	$h_k = 4,570 \text{ m (nad podporą pośrednią),}$
przęsła stalowe	$h_k = 2,332 \text{ m,}$
- długość obiektu $L = 254,820 \text{ m,}$
- kąt skosu obiektu / ukos przęsła $\alpha = 90^\circ,$
- maksymalna szerokość przęsła

przęsła żelbetowe	$b = 9,400 \text{ m,}$
przęsła stalowe	$b = 11,426 \text{ m,}$
- rozstaw osiowy dźwigarów kratowych $b_t = 7,257 \text{ m.}$

Zgodnie z materiałami technicznymi [5] nośność części stalowej mostu (most składany typu D-Brücke) odpowiada klasie Brückenklasse 45 wg normy niemieckiej DIN 1072-1967.



Fot. 2.1 Widok części żelbetowej obiektu



Fot. 2.2 Widok części stalowej obiektu

2.5. Opis techniczny części żelbetowej mostu

2.5.1. Konstrukcja nośna

Przęsła obiektu po stronie polskiej stanowi konstrukcja ciągła, trójprzęsłowa, monolityczna. W przęsłach skrajnych ustrój nośny składa się z dwóch dźwigarów z jazdą górą. W przęśle środkowym oraz w okolicy podpór pośrednich ustrój nośny stanowi przekrój skrzynkowy. Konstrukcja ustroju nośnego ma zmienną wysokość w zakresie od 3,17÷4,57 m na długości około 14 metrów przylegających do podpór pośrednich. Rozstaw dźwigarów głównych oraz ścian bocznych skrzynki wynosi 5,15 m. Grubość płyty pomostowej wynosi około 0,30 m. Nad podporami pośrednimi oraz na długości każdego przęsła znajdują się po dwie poprzecznice lub przepony. Wsporniki mają zmienną wysokość oraz wysięg 1,90 m poza boczne powierzchnie dźwigarów. Gzyms ma wysokość 0,30 m.



Fot. 2.3 Widok z boku na ustrój nośny części żelbetowej (przęsło 2 i 3)



Fot. 2.4 Widok skrzynkowej części ustroju nośnego (przęsło 2)



Fot. 2.5 Widok dwudźwigarowej części ustroju nośnego wraz z poprzecznica (przęsło 3)



Fot. 2.6 Przepona przekroju skrzynkowego (przęsło 3)

2.5.2. Podpory

Podpory pod częścią żelbetową są masywne i niskie. Mają konstrukcję betonową lub betonowo-ceglaną. Filary posiadają nisze podłożyskowe zagłębione około 0,90 m w korpusie filara. Korpusy filarów mają konstrukcję betonowo-ceglaną i są wyniesione o około 3,0 – 3,9 metra powyżej powierzchnię terenu. Obciążenia z ustroju nośnego przekazywane są osiowo na filary. Przyczółek P1 betonowy masywny licujący się z ceglana konstrukcją historycznego muru.



Fot. 2.7 Widok filara w osi P3



Fot. 2.8 Zagłębione nisze podłożyskowe (oś P2)



Fot. 2.9 Przyczółek z elementami zabytkowej fortyfikacji ze strony południowej (oś P1)



Fot. 2.10 Przyczółek z elementami zabytkowej fortyfikacji ze strony północnej (oś P1)

2.5.3. Elementy wyposażenia

Urządzenia dylatacyjne znajdują się na końcu obiektu (na przyczółku) oraz między częścią żelbetową a stalową.

Na każdej podporze znajdują się po dwa łożyska stalowe, na których podparty jest ustrój nośny.

Jezdnia na obiekcie ma szerokość 6,20 m, natomiast każdy z dwóch chodników ma szerokość 1,60 m. Szerokość użytkowa chodników wynosi około 1,20 m. Nawierzchnia jezdni została wykonana jako asfaltowa, a nawierzchnia chodników z żywic epoksydowych. Spadek poprzeczny chodników wykonano w kierunku jezdni. Po obu stronach jezdni znajdują się krawężniki kamienne o wysokości około 0,15 m. Całkowita szerokość prześła żelbetowego wynosi 9,40 m.

Po obu stronach obiektu wzdłuż gzymsu znajdują się stalowe balustrady o wysokości 1,0 m. Oświetlenie obiektu stanowią latarnie występujące po obu stronach pomostu.

Odwodnienie obiektu następuje powierzchniowo dzięki spadkom podłużnym i poprzecznym. Wzdłuż krawężników znajdują się wpusty mostowe.

Po obu stronach pomostu nad gzymsami znajdują się urządzenia obce. W rurach osłonowych prowadzone są kable zasilające oświetlenie.



Fot. 2.11 Wpusty mostowe wzdłuż krawężników



Fot. 2.12 Widok nawierzchni jezdni oraz chodnika (prześło 1 i 2)



Fot. 2.13 Widok łożyska na filarze w osi P2



Fot. 2.14 Widok latarni oraz balustrady (prześło 2)

2.6. Opis techniczny części stalowej mostu

2.6.1. Konstrukcja nośna

Przęsła obiektu po stronie niemieckiej zostały wykonane w postaci mostu stalowego składanego typu D-Brücke. Składa się on z trzech przęseł o konstrukcji ciągłej, z jazdą dołem. Konstrukcja stalowa wykonana została z dźwigarów kratowych jednopiętrowych dwuciennych. Wysokość konstrukcyjna przęseł wynosi 2,332 m. Szerokość ustroju nośnego wynosi 7,86 m. Długość modułu kratownicy to 3,05 m. Wyjątek stanowi segment w sąsiedztwie części żelbetowej.

Pasy kratownicy zostały wykonane z profili HEA 200, częściowo wzmocnione połówkami dwuteowników. Krzyżulce wykonano z profili dwuteowych spawanych. Płytę pomostową stanowią symetryczne profile płytowe o konstrukcji ortotropowej. Elementy ustroju nośnego łączone są na śruby M30.



Fot. 2.15 Widok z boku konstrukcji nośnej części stalowej (przęsło 6)



Fot. 2.16 Widok spodu płyty ortotropowej



Fot. 2.17 Widok połączenia pasa dolnego z krzyżulcami



Fot. 2.18 Widok połączenia pasa górnego z krzyżulcami

2.6.2. Podpory

Filary pod częścią stalową są wysokie (wyższe od filarów pod częścią żelbetową o około 2,75 m). Wykonane zostały jako betonowe. Na filarach znajdują się ciosy podłożyskowe o wysokości około 1,00 m, na których umieszczono łożyska. Obciążenia z ustroju nośnego są przekazywane na podpory

pośrednie mimośrodowo, ze względu na niedopasowanie modułowej konstrukcji stalowej do rozstawu istniejących wcześniej filarów.

Filar między częścią stalową i żelbetową obiektu ma konstrukcję betonową. Jego wysokość jest podobna do wysokości filarów części stalowej. Posiada jednak częściowe wycięcie dostosowane do wysokości konstrukcyjnej przęseł żelbetowych.



Fot. 2.19 Widok z boku przyczółka od strony niemieckiej



Fot. 2.20 Widok schodów skarpowych



Fot. 2.21 Widok filara części stalowej w osi P6



Fot. 2.22 Widok na krawędź podpory P6

2.6.3. Elementy wyposażenia

Urządzenia dylatacyjne znajdują się na końcu obiektu (na przyczółku) oraz między częścią żelbetową a stalową.

Na każdej podporze zastosowano po dwa łożyska stalowe, na których podparty jest ustrój nośny.

Jezdnia na obiekcie, znajdująca się między dźwigarami stalowymi, ma szerokość 6,00 m. Nawierzchnia jezdni jest asfaltowa. Chodniki zamontowane są wspornikowo do ustroju nośnego po obu jego stronach. Ich szerokość użytkowa wynosi 1,50 m. Nawierzchnia chodników wykonana jest z drewnianych desek. Po obu stronach jezdni znajdują się drewniane krawężniki o wysokości około 0,20 m. Zabezpieczają one przed uderzeniem pojazdów w kratownicę ustroju nośnego. Po obu stronach chodnika znajduje się balustrada z wypełnieniem siatkowym o wysokości 1,0 m.

Oświetlenie obiektu stanowią latarnie występujące po obu stronach pomostu.

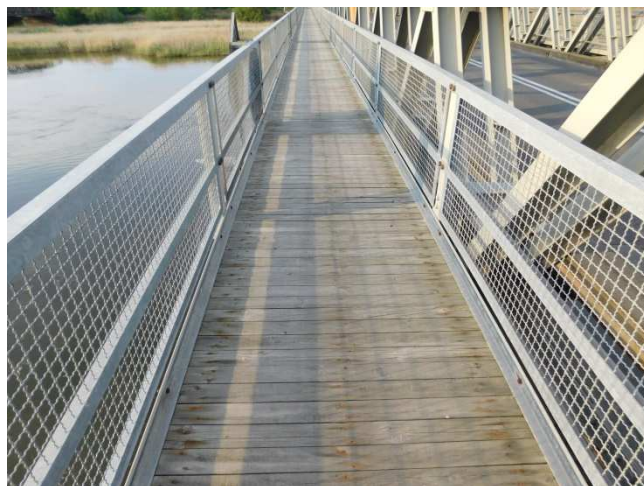
Odwodnienie obiektu następuje powierzchniowo przez szczeliny pomiędzy segmentami płyty pomostowej oraz krawędzią boczną płyty, natomiast odwodnienie chodników poprzez szczeliny między deskami nawierzchni.

Po obu stronach pomostu nad gzymsami znajdują się urządzenia obce. W rurach osłonowych prowadzone są kable zasilające oświetlenie.

Na środkowym przęśle kratownicy (z zewnętrznej strony) umieszczone są wodowskazy żeglugowe.



Fot. 2.23 Widok nawierzchni jezdni



Fot. 2.24 Widok nawierzchni chodnika (przęsło 5)



Fot. 2.25 Widok latarni – oświetlenie obiektu (przęsło 6)

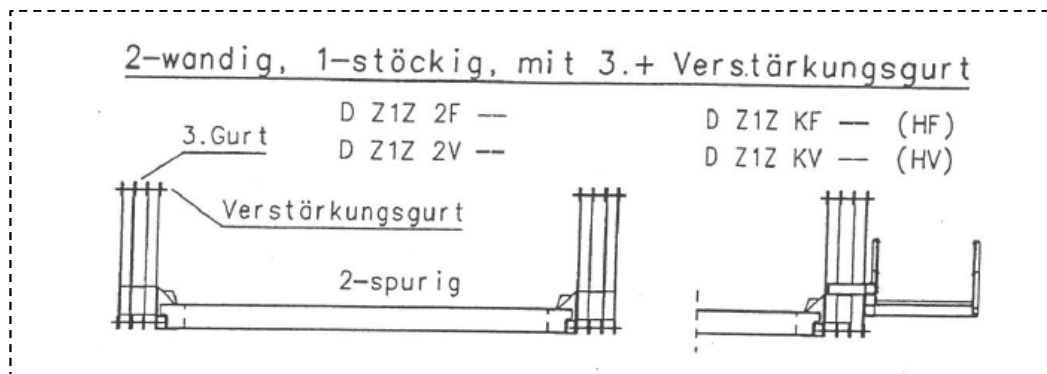


Fot. 2.26 Widok wodowskazu żeglugowego (przęsło 5)

2.7. Inwentaryzacja geometryczna mostu

W trakcie wizji w terenie [4] przeprowadzono pomiary podstawowych elementów konstrukcyjnych obiektu i sporządzono rysunki inwentaryzacyjne obiektu wraz z opisem zbrojenia nośnego części żelbetowej, przedstawione w załączniku 1. Posiłkując się także materiałami technicznymi [5] i archiwalnymi [10], [11], [12], odczytano rozmieszczenie i średnicę zbrojenia nośnego w charakterystycznych przekrojach części żelbetowej mostu oraz określono nośność mostu w części stalowej (most składany typu D-Brücke) wg normy niemieckiej DIN 1072-1967 [8] na **Brückenklasse 30**.

Nośność mostu w części stalowej określono wg [5] poprzez przyrównanie rodzaju konstrukcji przęsła kratowego do schematów przedstawionych w [5]. Przęsło kratowe składa się z dwóch pasów ruchu (niem. 2-spurig), dwuciennego dźwigara kratowego (2-wandig), jednego piętra (1-stöckig), 3 częściowego pasa górnego obu kratownic (3-gurt), dodatkowo wzmocnionego obustronnie podłużnymi żeberkami (Verstärkungsgurt).



Rys 2.7.1 Wyciąg z katalogu [5], str. 2.6 schematu przęsła kratowego odpowiadającego przęsłu przedmiotowego mostu stalowego.

Przęsło kratowe przedmiotowego mostu stalowego należy do typu **D Z1Z**. Dalej wg tabeli 2 na str. 2.8 przy znanym typie przęsła i rozpiętości przęsła max. 42,70 m nośność przęsła zakwalifikowano do Brückenklasse 30 wg [8].

Tabelle 2: Grenzstützweiten Flachfahrbahn 2-spurig

Bauart	DIN 1072		STANAG 2021	
	BKL12	BKL30	MLC50	MLC60
D E1N 2F	22,88 m (15)	16,78 m (11)	*16,78 m (11)	*16,78 m (11)
D E1V 2F	*33,55 m (22)	*27,45 m (18)	*28,98 m (19)	*21,35 m (14)
D Z1N 2F	33,55 m (22)	27,45 m (18)	28,98 m (19)	27,45 m (18)
D Z1Y 2F	41,18 m (27)	35,08 m (23)	38,13 m (25)	35,08 m (23)
D Z1Z 2F	47,28 m (30)	*41,18 m (27)	*45,75 m (30)	*42,70 m (28)
D Z2Y 2F	54,90 m (36)	48,80 m (32)	54,90 m (36)	51,85 m (34)
D Z2Z 2F	61,00 m (40)	54,90 m (36)	a)	61,00 m (40)
D E1N KF		*15,25 m (10)		

Rys 2.7.2 Wyciąg z katalogu [5], str. 2.8.

2.8. Inwentaryzacja materiałowa mostu

2.8.1. Część żelbetowa mostu

Beton

Zgodnie z materiałami archiwalnymi [11] w kwietniu 1991 r. firma niemiecka Ingenieurbüro Bung wykonała wiercenia na moście w celu przeprowadzenia badań na uzyskanych w ten sposób rdzeniowych próbkach walcowych. Na podstawie tych badań wyznaczono średnią wytrzymałość betonu dla próbek walcowych o średnicy $\phi = 10$ cm:

$$\bar{R} = 67,924 \text{ MPa} \quad s = 12,661 \text{ MPa}$$

Przy przeliczaniu wytrzymałości z próbek walcowych na wytrzymałość z próbek kostkowych posłużono się współczynnikiem zmiany kształtu próbki.

Przyjęto $\alpha = 0,85$

$$\bar{R} = 57,735 \text{ MPa} \quad s = 10,762 \text{ MPa}$$

Na podstawie wzoru (6) wg 5.1. wg PN-88/B-06250:

$$\bar{R} - 1,64s = 57,735 - 1,64 \cdot 10,762 = 40,085 \text{ MPa} > R_{B40}^G = 40 \text{ MPa}$$

Powyższe pozwala stwierdzić, że obecne parametry wytrzymałościowe betonu odpowiadają normowym wartościom betonu klasy B40.

Do obliczeń przyjęto charakterystyki betonu B40:

$$R_{B40}^G = 40 \text{ MPa} \quad R_k = 30 \text{ MPa} \quad R_r = 23,1 \text{ MPa} \quad E_b = 36,4 \text{ MPa}$$

wg punktu 3.3 oraz tablic 1, 2, 3 PN-91/S-10042.

Stal

Zgodnie z materiałami archiwalnymi [11], tj. wynikami badań stali zbrojeniowej wykonanych przez stronę niemiecką, do wyznaczania charakterystyk wytrzymałościowych stali wzięto mniejsze z pomierzonych wartości:

$$R_o = 264 \text{ MPa} \quad R_m = 360 \text{ MPa}$$

W dokumentacji archiwalnej [11] stwierdzono, że badana stal ma właściwości wytrzymałościowe odpowiadającej stali St3S

$$R_{oSt3S} = 215 \text{ MPa} \quad R_{mSt3S} = 375 \div 460 \text{ MPa}$$

Do obliczeń przyjęto wytrzymałość obliczeniową stali zbrojeniowej klasy AI (St3SX, St3SY) wg tablicy 6 PN-91/S-10042 wynoszącą $R_a = 200$ MPa.

2.8.2. Część stalowa mostu

Szczegółowe rozpoznanie gatunku stali składanego mostu typu D-Brücke nie jest konieczne gdyż z materiałów technicznych [5] wynika że most w części stalowej przenosi obciążenie ruchome Brückenklasse 45 wg normy niemieckiej DIN 1072-1967.

3. Ocena stanu technicznego obiektu

Do oceny stanu technicznego elementów konstrukcji następującą przyjęto skalę zgodną z [3]:

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

3.1. Część żelbetowa mostu

3.1.1. Dźwigary główne, płyta pomostu, poprzecznice i wsporniki podchodnikowe

Uszkodzenia:

- Lokalne przecieki przez wsporniki podchodnikowe i wycieki w miejscach powierzchniowych zarysowań betonu, zacieki i powierzchniowa korozja betonu na spodzie wsporników, lokalny powierzchniowy ubytek betonu na spodzie wspornika od strony dolnej wody nad filarem P2.
- Zwiększona degradacja powierzchni betonu konstrukcji nośnej w strefie dylatacji między częścią żelbetową i stalową obiektu.
- Pogorszony stan gzymsów: spękania warstwy powierzchniowej betonu, krawędziowe ubytki betonu, nieestetyczne rdzawe zacieki i korozja powierzchniowa betonu.
- Lokalne, niewielkie wyługowania rozpuszczalnych składników betonu na bocznej powierzchni dźwigarów i punktowe rdzawe wykwity od korodującego miejscowo zbrojenia montażowego.

Stan żelbetowej konstrukcji nośnej (w skład której wchodzi dźwigary belkowe, poprzecznice, dźwigary skrzynkowe oraz wsporniki podchodnikowe z gzymsami) jest niepokojący.

Największym z występujących w tej części mostu uszkodzeń są lokalne przecieki przez wsporniki podchodnikowe oraz korozja powierzchniowa betonu na spodzie wsporników. Przyczyną przecieków przez wsporniki jest lokalnie uszkodzona izolacja wsporników. Przecieki są wyraźnie widoczne wzdłuż linii powierzchniowych rys w betonie, w okolicach niektórych wpustów po osadach na powierzchni rur spustowych i lokalnie na spodzie wsporników w postaci rdzawych zacieków od korodującego pod otuliną zbrojenia. Przyczyną powierzchniowej korozji betonu wsporników są jej cykliczne zawilgocenia od bocznych spływy wody z chodników, za co odpowiadają zbyt małe spadki poprzeczne na chodnikach. W wielu miejscach na spodzie wsporników widoczne są stalaktyty. Nad filarem nr 1 od strony dolnej wody występuje powierzchniowy większy ubytek betonu. Zwiększona

degradacja betonu konstrukcji nośnej występuje również w strefie dylatacji między częścią stalową i betonową co związane jest z wcześniejszą nieuszczelnnością przekrycia dylatacji.

Boczne spływy wody z nawierzchni chodników oraz korozja stalowego kątownika na krawędzi chodników powodują, że gzymsy na znacznej powierzchni pokryte są rdzawymi zaciekami pogarszającymi estetykę tej części obiektu. Powodem tej sytuacji są skorodowane kątowniki stalowe na bocznej krawędzi obu chodników oraz silniej skorodowane w dolnej części balustrady.

Poza wspornikami pozostała część konstrukcji nośnej jest w dobrym stanie technicznym. Na powierzchni betonu widoczne są miejscowo ślady wcześniejszych napraw.



Fot 3.1 Widok ogólny dźwigarów żelbetowych od strony dolnej wody. Widoczny dobry stan powierzchni betonu.



Fot 3.2 Widok ogólny dźwigarów żelbetowych od strony górnej wody. Widoczny dobry stan powierzchni betonu.



Fot 3.3 Przesło 1. Widok na płytę pomostu i boczną wewnętrzną powierzchnię dźwigarów. Widoczny dobry stan konstrukcji.



Fot 3.4 Przesło 2. Widok na spód dźwigara skrzynkowego. Widoczny dobry stan konstrukcji.



Fot 3.5 Prześle 1. Widok na poprzecznice i spód belek. Widoczny dobry stan konstrukcji.



Fot 3.6 Strefa intensywniejszych przecieków na spodzie wspornika podchodnikowego. Widoczne liczne stalaktyty.



Fot 3.7 Widok na spód wspornika nad filarem P2. Widoczny zakres zacieków na spodzie wspornika.



Fot 3.8 Przeciek przez konstrukcję chodnika i powierzchniowy ubytek betonu na filarem nr 1 od strony dolnej wody.



Fot 3.9 Zdegradowany beton elementów konstrukcyjnych przy dylatacji między częścią stalową i żelbetową.



Fot 3.10 Widok na spód belki prawej w prześle 1. Widoczne są ślady napraw belki.



Fot 3.11 Widok na gzyms po stronie górnej wody. Widoczne spękania powierzchniowej warstwy betonu i rdzawe zacieki.

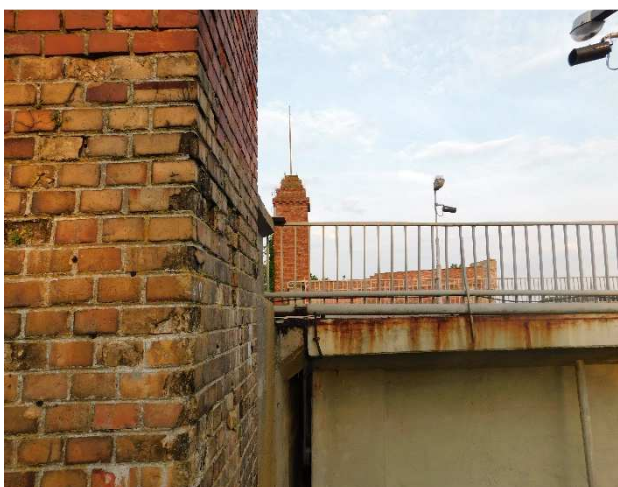


Fot 3.12 Widok na gzyms po stronie dolnej wody. Widoczne rdzawe zacieki na powierzchni gzymsu.

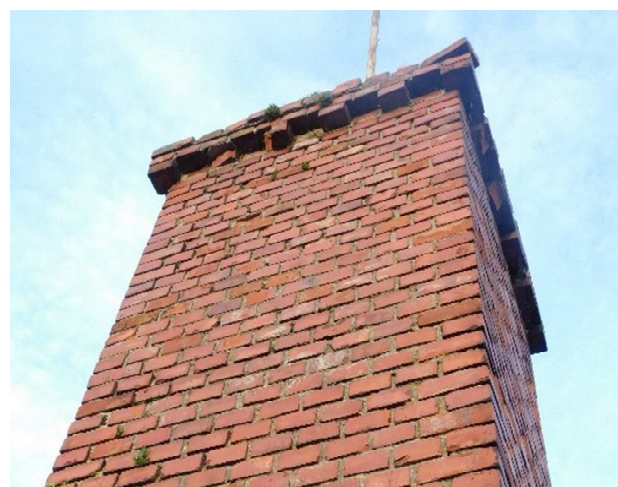
3.1.2. Podpory

Uszkodzenia:

- Przyczółek P1: stan podpory jest niepokojący. Występuje zdegradowana powierzchnia jasnej cegły w bocznej części przyczółka od strony dolnej wody (pionowe zarysowania w śladzie spoin, powierzchniowe ubytki, złuszczone warstwy powierzchniowe), luźna cegła w górnej części ceglano-słupowej części przyczółka od strony dolnej wody, niewielka wegetacja roślinności na ławie podłożyskowej.
- Filar P2: stan podpory jest zadowalający. Występują zacieki na bocznej powierzchni korpusu od wody spływającej z ławy podłożyskowej.
- Filar P3: stan podpory jest zadowalający. Miejscowo występuje złuszczone powierzchnie betonu od wody spływającej z ławy podłożyskowej.
- Filar P4: stan podpory jest niepokojący. Występują powierzchniowe zarysowania betonu, zielone organiczne i rdzawe zacieki na powierzchni korpusu, miejscowe wyługowania rozpuszczalnych składników betonu, lokalne drobne powierzchniowe ubytki betonu, ubytek na krawędzi ławy podłożyskowej, zanieczyszczona ława podłożyskowa.



Fot 3.13 Widok na boczną ceglano-słupową część przyczółka P1 od strony dolnej wody. Widoczna zdegradowana powierzchniowo jasna cegła.



Fot 3.14 Przyczółek P1. Słup z ciemnej cegły od strony dolnej wody. W górnej części widoczna jest luźna wysunięta cegła.



Fot 3.15 Boczna część przyczółka P1 od strony górnej wody. Widoczny dobry stan ścianki zapleczej i korpusu.



Fot 3.16 Widok na korpus przyczółka P1 od strony dolnej wody. Widoczny dobry stan podpory.



Fot 3.17 Widok na filar P2 od strony Polski. Widoczny dobry stan podpory.



Fot 3.18 Widok na filar P2 od strony Niemiec. Widoczny dobry stan podpory.



Fot 3.19 Widok części filara P3 od strony Niemiec i górnej wody. Widoczny dobry stan podpory.



Fot 3.20 Widok na część filara P3 od strony Niemiec i dolnej wody. Pod ławą podłożyskową widoczna jest miejscowo złuszczone powierzchnia betonu.



Fot 3.21 Widok na filar P3 od strony Polski. Widoczny dobry stan podpory.



Fot 3.22 Widok na filar P4 od góry. Widoczne poprzeczne zarysowanie ławy podłożyskowej od strony górnej wody.



Fot 3.23 Widok filar P4 od strony Niemiec.

3.1.3. łożyska

Uszkodzenia:

- Ubytki powłoki antykorozyjnej, korozja powierzchniowa i początki korozji wżerowej.
- Brak konserwacji łożysk i zanieczyszczone łożyska nad dylatacją między konstrukcją stalową i betonową, brak śruby mocującej blachę dolną na lewym łożysku.

Ogólnie stan techniczny łożysk jest zadowalający.



Fot 3.24 Łożysko na przyczółku P1 od strony dolnej wody. Widoczne ubytki powłoki antykorozyjnej i korozja powierzchniowa.



Fot 3.25 Łożysko na przyczółku P1 od strony górnej wody. Widoczne początki korozji wżerowej.



Fot 3.26 Łożysko na filarze P2. Widoczna miejscowa korozja powierzchniowa.



Fot 3.27 Łożysko na filarze P2. Występuje miejscowa korozja powierzchniowa.



Fot 3.28 Łożyska na podporze P3. Występuje miejscowa korozja powierzchniowa.



Fot 3.29 Łożysko na podporze P4. Widoczne zanieczyszczenie i korozja powierzchniowa. Z prawej strony widoczny brak śruby mocującej blachę dolną (zakreślone czerwonym okręgiem).

3.1.4. Dylatacje

Uszkodzenia:

- Degradacja betonu w strefie dylatacji nad przyczółkiem P4 między częścią żelbetową i stalową sugeruje, że wcześniej przekrycie to było nieszczelne.

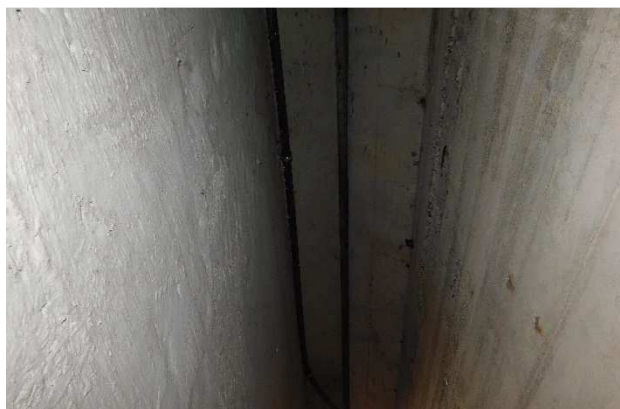
Stan bitumicznego przekrycia dylatacji nad przyczółkiem P1 jest zadowalający, nie występują przecieki.



Fot 3.30 Degradacja betonu na zakończeniu przęsła żelbetowego w rejonie dylatacji między częścią żelbetową i stalową.



Fot 3.31 Przekrycie dylatacji z góry między częścią żelbetową i stalową.



Fot 3.32 Dylatacja nad przyczółkiem P1. Widoczny dobry stan przekrycia, brak przecieków.



Fot 3.33 Bitumiczne przekrycie dylatacji na przyczółkiem P1 w widoku z góry.

3.1.5. Izolacja

Uszkodzenia:

- Miejscowo uszkodzona izolacja na chodnikach, na spodzie wsporników podchodnikowych, występują miejscowe przecieki. Nieszczelności izolacji występują również wokół niektórych rur spustowych.

Stan izolacji między dźwigarami żelbetowymi jest odpowiedni – na spodzie płyty brak śladów przecieków. Natomiast stan techniczny izolacji w części na wspornikach podchodnikowych jest niedostateczny.

3.1.6. Urządzenia odwadniające

Uszkodzenia:

- Stalowe rury spustowe są miejscowo skorodowane. Rury, wokół których występują nieszczelności izolacji są pokryte osadem z rozpuszczonych składników betonu.
- Uszkodzone, skorodowane łączniki mocujące rury spustowe do dźwigarów, braki łączników rur.

Ogólnie stan techniczny urządzeń odwadniających jest zadowalający.



Fot 3.34 Z lewej strony widoczna skorodowana rura spustowa.



Fot 3.35 Brak łącznika rury spustowej z powodu całkowitej korozji.

3.1.7. Nawierzchnia jezdni na obiekcie i na dojazdach

Stan nawierzchni jezdni na obiekcie żelbetowym jest zadowalający. Lokalne na dojeździe do obiektu żelbetowego od strony Polski występują powierzchniowe zarysowania nawierzchni.



Fot 3.36 Nawierzchnia jezdni na obiekcie żelbetowym w rejonie konstrukcji stalowej. Stan dobry.



Fot 3.37 Nawierzchnia jezdni na obiekcie żelbetowym w środkowej części konstrukcji. Stan dobry.



Fot 3.38 Nawierzchnia jezdni na obiekcie żelbetowym w części od strony Polski. Stan dobry.



Fot 3.39 Nawierzchnia jezdni na dojeździe do obiektu od strony Polski. Występują lokalne powierzchniowe zarysowania nawierzchni.

3.1.8. Nawierzchnia chodników, krawężniki i balustrady

Uszkodzenia:

- Miejscowa korozja powierzchniowa na elementach obu balustrad, w szczególności w ich dolnej części.
- Zbyt małe spadki poprzeczne na chodnikach co powoduje boczne spływy wody z ich nawierzchni w kierunku gzymsów oraz degradacje betonu gzymsów i spódów wsporników podchodnikowych.

Stan nawierzchni obu chodników, krawężników oraz balustrady jest zadowalający.



Fot 3.40 Nawierzchnia chodnika od strony dolnej wody. Stan dobry.



Fot 3.41 Balustrada przy chodniku od strony dolnej wody. Miejscowo występuje korozja powierzchniowa.



Fot 3.42 Nawierzchnia chodnika od strony górnej wody. Stan dobry.



Fot 3.43 Balustrada przy chodniku od strony górnej wody. Widoczna miejscowa korozja powierzchniowa, w szczególności w dolnej części balustrady.

3.1.9. Urządzenia obce i latarnie

Stalowe osłony urządzeń obcych przebiegające z obu stron obiektu pod balustradami są w stanie zadowalającym – pokrywa je miejscowo korozja powierzchniowa. Podobnie stan latarni jest również ogólnie zadowalający: oprawy nie są uszkodzone, na stalowych słupach latarni występuje lokalna korozja powierzchniowa.



Fot 3.44 Widok na urządzenia obce pod chodnikiem od strony dolnej wody. Widoczna miejscowa korozja powierzchniowa rur.



Fot 3.45 Widok na urządzenia obce pod chodnikiem od strony górnej wody.

3.1.10. Przestrzeń podmostowa.

Przestrzeń pod obiektem stanowi teren zalewowy. Stan przestrzeni nie budzi zastrzeżeń. Teren jest podmokły i porośnięty bujną roślinnością. Stan techniczny przestrzeni podmostowej oceniono na zadowalający.

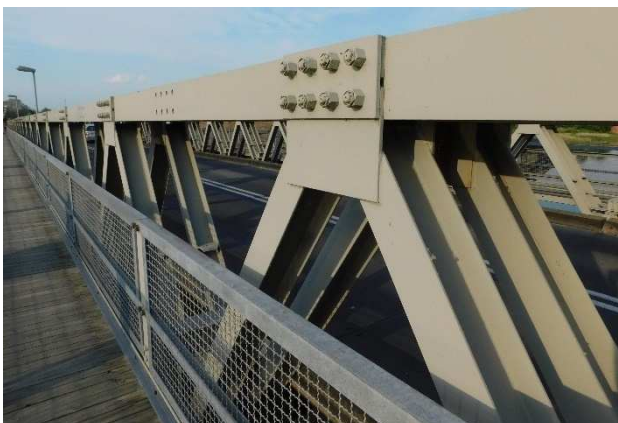
3.2. Część stalowa mostu

3.2.1. Konstrukcja dźwigarów głównych

Uszkodzenia:

- Korozja powierzchniowa dolnych poziomych blach węzłowych dźwigarów kratowych. Lokalna korozja powierzchniowa w węzłach dolnych dźwigarów kratowych.
- Lokalnie poluzowana śruba w dolnej blasze poziomej w węźle dolnym, skorodowane śruby w węzłach dolnych.

Ogólnie stan techniczny dźwigarów głównych jest zadowalający, miejscowo niepokojący z uwagi na lokalne poluzowania śrub w strefie węzła dolnego dźwigara.



Fot 3.46 Widok ogólny na dźwigar kratowy od strony górnej wody.



Fot 3.47 Widok ogólny na dźwigar kratowy od strony górnej wody.



Fot 3.48 Widok od góry na pas górny.



Fot 3.49 Widok od dołu na pas górny.



Fot 3.50 Widok od wewnątrz na węzeł dolny konstrukcji.



Fot 3.51 Widok z boku na pas dolny i wspornik podchodnikowy.



Fot 3.52 Lokalna korozja w węźle dolnym kratownicy.



Fot 3.53 Widok na dolny węzeł konstrukcji. Widoczna korozja blachy poziomej. Z lewej strony widoczna poluzowana śruba.



Fot 3.54 Widok na dolny węzeł konstrukcji. Widoczna korozja blachy poziomej oraz korozja łączników.



Fot 3.55 Widok na węzeł dolny od spodu. Widoczna korozja na obrzeżu blachy poziomej.

3.2.2. Płyta pomostu

Uszkodzenia:

- Korozja powierzchniowa węzłów łączących płytę pomostu z dźwigarami kratowymi.

Stan techniczny płyty pomostu jest niepokojący.



Fot 3.56 Widok ogólny na konstrukcję pomostu. Widoczna korozja w każdym węźle łączącym pomost z dźwigarem.



Fot 3.57 Zbliżenie na żeberka płyty ortotropowej. Stan żeberek i poprzecznic jest dobry.



Fot 3.58 Zbliżenie na jeden ze skorodowanych węzłów łączących pomost z dźwigarem od strony dolnej wody.



Fot 3.59 Zbliżenie na jeden ze skorodowanych węzłów łączących pomost z dźwigarem od strony górnej wody.

3.2.3. Podpory

Uszkodzenia:

- Filar P4: opisano w pkt. 3.1.2.
- Filar P5: Stan podpory jest zadowalający. Na powierzchni korpusu z obu stron występują zacieki i lokalne wyługowania rozpuszczalnych składników betonu. Od strony Niemiec występują powierzchniowe ubytki betonu z lokalnie odsłoniętymi prętami.
- Filar P6: Stan podpory jest zadowalający. Na powierzchni korpusu z obu stron występują zacieki, w części środkowej od strony Polski pod ławą podłożyskową występuje lokalne pionowe zarysowanie betonu, od strony Niemiec na powierzchni korpusu występują lokalne wyługowania rozpuszczalnych składników betonu.
- Przyczółek P7: Stan podpory jest zadowalający. Na powierzchni korpusu występują powierzchniowe spękania betonu i nieestetyczne zacieki, ława podłożyskowa jest zanieczyszczona.



Fot 3.60 Widok ogólny na filar P5 od strony Polski. Na powierzchni występują zacieki i lokalne wyługowania rozpuszczalnych składników betonu.



Fot 3.61 Widok ogólny na filar P5 od strony Niemiec. Na powierzchni występują zacieki, lokalne wyługowania rozpuszczalnych składników betonu, odsłonięte lokalnie pojedyncze pręty.



Fot 3.62 Widok ogólny na filar P6 od strony Polski. Występują zacieki na powierzchni betonu i lokalne zarysowanie betonu pod ławą podłożyskową w części środkowej.



Fot 3.63 Widok ogólny na filar P6 od strony Niemiec. Na powierzchni występują zacieki i lokalne wyługowania rozpuszczalnych składników betonu.



Fot 3.64 Widok ogólny na przyczółek P7. Na powierzchni korpusu występują powierzchniowe spękania betonu i nieestetyczne zacieki.



Fot 3.65 Widok na prawą stronę przyczółka P7 i prawe skrzydełko. Stan dobry.

3.2.4. Łożyska i ciosy podłożyskowe

Uszkodzenia:

- Podłużne ciosy podłożyskowe na wszystkich filarach posiadają liczne zarysowania o różnej rozwarości od 0,2 do 1,2 mm. Rysy mają charakter skurczowy i nie stanowią zagrożenia dla bezpieczeństwa konstrukcji.
- Drobne ogniska korozji powierzchniowej na elementach łożysk.

Z uwagi na zarysowania stan techniczny ciosów podłożyskowych oceniono na niepokojący.

Stan techniczny łożysk jest zadowalający.



Fot 3.66 Widok na jedno z łożysk na filarze P4. Stan ogólnie dobry.



Fot 3.66 Znacznie spękany bok ciosu podłożyskowego na filarze P4.



Fot 3.66 Widok na jedno z łożysk na filarze P5. Stan ogólnie dobry.



Fot 3.66 Spękana górna powierzchnia ciosu podłożyskowego filara P5.



Fot 3.66 Widok na jedno z łożysk na filarze P6. Widoczna korozja powierzchniowa na płycie górnej.



Fot 3.66 Widok na cios podłożyskowy na filarze P6. Widoczne zarysowania betonu.



Fot 3.66 Widoczne zanieczyszczenia na powierzchni ciosu przyczółka P7.



Fot 3.66 Cios podłożyskowy na przyczółku P7. Stan ciosu poza zanieczyszczeniami na górnej powierzchni jest ogólnie dobry.

3.2.5. Dylatacje

Uszkodzenia:

- Dylatację nad filarem P4 opisano w pkt. 3.1.4.
- Dylatacja nad przyczółkiem P7 – stan zadowalający.



Fot 3.63 Widok na urządzenie dylatacyjne nad przyczółkiem P7 w widoku od góry. Stan dobry.



Fot 3.63 Widok na urządzenie dylatacyjne nad przyczółkiem P7 w widoku od dołu. Stan dobry.

3.2.6. Izolacja

Nie występują uszkodzenia świadczące o uszkodzeniu izolacji płyty, której rolę pełni tu nawierzchnia jezdni.

3.2.7. Odwodnienie

Przęsła odwadniane są powierzchniowo. Skutkiem takiego sposobu odwodnienia jest zalewanie węzłów w których pomost łączy się z dźwigarami (opisane w pkt. 3.2.2).

3.2.8. Nawierzchnia jezdni na obiekcie i na dojazdach, krawężniki

Uszkodzenia (spozrzeżenia):

- Stukanie płyt jezdni w czasie przejazdu pojazdów.
- Lokalne spękanie nawierzchni jezdni.
- Drewniane krawężniki na obiekcie są podłużnie spękane, miejscowo spękania posiadają znaczną rozwartość.
- Stalowe krawężniki pokrywa niewielka korozja powierzchniowa.
- Brak barier chroniących dźwigary kratowe przed możliwym uderzeniem pojazdu. Krótkie odcinki barier występują jedynie od strony wjazdów na obiekt.

Ogólnie stan techniczny nawierzchni jezdni i krawężników jest zadowalający.



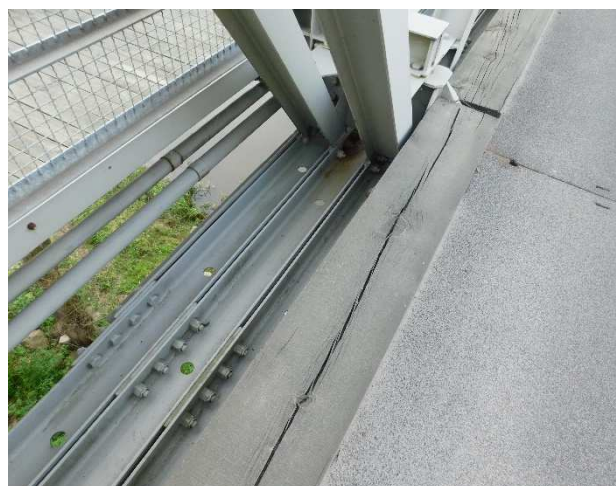
Fot 3.62 Widok nawierzchni jezdni na dojeździe od strony niemieckiej. Stan nawierzchni jest dobry.



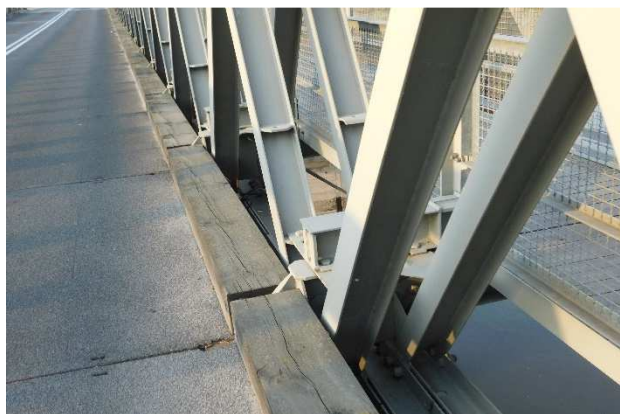
Fot 3.62 Lokalne spękanie nawierzchni jezdni na dojeździe przy dylatacji.



Fot 3.62 Widok nawierzchni jezdni na obiekcie od strony Niemiec. Stan nawierzchni jest dobry.



Fot 3.62 Widok na drewniany krawężnik od strony dolnej wody. Widoczne podłużne spękanie bala.



Fot 3.62 Widok na drewniany krawężnik od strony górnej wody. Widoczne podłużne spękania bali.



Fot 3.62 Widok nawierzchni jezdni w środkowej części obiektu. Stan nawierzchni jest dobry.



Fot 3.62 Widok nawierzchni jezdni w części obiektu od strony Polski. Stan nawierzchni jest dobry.



Fot 3.62 Korozja powierzchniowa na stalowym krawężniku na początku obiektu od strony Polski.

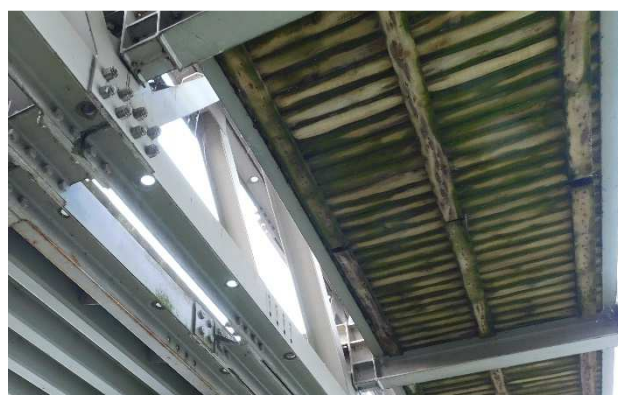
3.2.9. Nawierzchnia chodników i balustrady

Uszkodzenia:

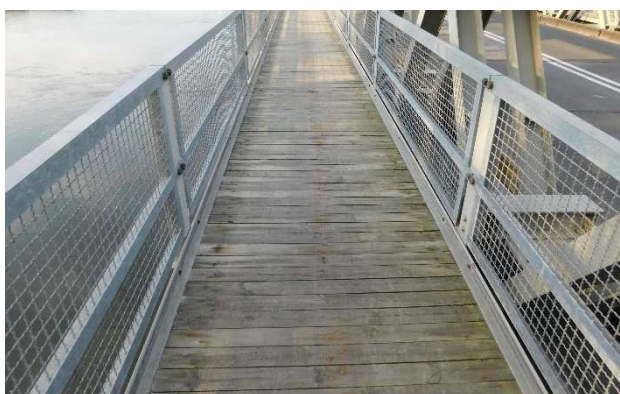
- Powierzchniowa korozja biologiczna od spodu drewnianej nawierzchni chodników. Aktualnie stan drewna jest zadowalający. Górna powierzchnia nawierzchni aktualnie jest w stanie zadowalającym.



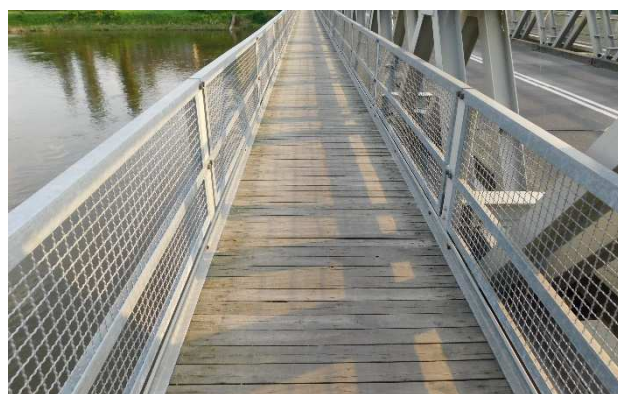
Fot 3.62 Widok na spód drewnianej nawierzchni chodnika od strony dolnej wody. Widoczna powierzchniowa korozja biologiczna drewna.



Fot 3.62 Widok na spód drewnianej nawierzchni chodnika od strony górnej wody. Widoczna powierzchniowa korozja biologiczna drewna.



Fot 3.62 Widok na nawierzchnię chodnika i balustrady od strony dolnej wody. Widoczny dobry stan ww. elementów.



Fot 3.62 Widok na nawierzchnię chodnika i balustrady od strony górnej wody. Widoczny dobry stan ww. elementów.



Fot 3.62 Dojście do chodnika od strony Polski i dolnej wody. Widoczny zaciek korozyjny na nawierzchni z żywicy.

3.2.10. Urządzenia obce i latarnie

Uszkodzenia:

- Ogniska korozji powierzchniowej na stalowych osłonach kabli przebiegających pod dźwigarem kratownicowym.
- Odspojona stalowa osłonka kabla zawisła na kablu zasilającym sygnalizatora.

Stan latarni i urządzeń obcych jest ogólnie zadowalający. Miejscowo stan techniczny urządzenia obcego jest niepokojący – uszkodzenie mocowania osłony kabla.



Fot 3.62 Widok na stalowe osłony kabli przebiegające pod dźwigarem kratownicowym.



Fot 3.62 Widok na początek odspojonej osłonki kabla zasilającego sygnalizator.



Fot 3.62 Odspojona stalowa osłodka kabla zawisa na kablu zasilającym sygnalizatora.



Fot 3.62 Uszkodzenie jw.

3.2.11. Skarpy

Umocniona skarpa występuje tylko przy przyczółku od strony Niemiec. Stan skarpy, jej umocnienia, ukształtowanych na skarpie schodów i chodnika przed przyczółkiem jest dobry.



Fot 3.62 Umocniona skarpa i schody przy przyczółku P7. Stan elementów jest dobry.



Fot 3.62 Widok na chodnik przed przyczółkiem. Stan chodnika jest dobry,

3.2.12. Przestrzeń podmostowa

Koryto rzeki Odry pod obiektem jest utrzymane prawidłowo – stan techniczny zadowolający.

3.3. Podsumowanie oceny stanu technicznego

Stan pręseł żelbetowych mostu jest niepokojący. Ocenę zaniża miejscowo pogorszony stan wsporników podchodnikowych, na które niekorzystnie wpływa lokalnie uszkodzona izolacja i boczne spływy wody opadowej z chodników. Na spodzie wsporników występują stalaktyty utworzone z rozpuszczalnych składników betonu.

Stan kratownicowych pręseł stalowych oraz stalowej płyty pomostu jest również niepokojący. Miejscowo w węzłach, poprzez które pomost łączy się z dźwigarami występuje zaawansowana korozja powierzchniowa, której powodem jest odwodnienie powierzchniowe pręseł w tej części obiektu.

W dość dobrym stanie są również korpusy wszystkich podpór, na których występują uszkodzenia o charakterze powierzchniowym, takie jak zacieki, lokalne wyługowania rozpuszczalnych składników

betonu czy występujące lokalnie nieznaczne zarysowania powierzchniowe betonu. Na ciosach podłożyskowych filarów w części stalowej występują liczne zarysowania o charakterze skurczowym o rozwartości od 0,2 do 1,2 mm. Zarysowania ciosów nie stanowią zagrożenia dla bezpieczeństwa konstrukcji.

W zadowalającym stanie jest większość łożysk, elementy niektórych łożysk pokrywa korozja, w większości powierzchniowa. Nie stwierdzono objawów nieprawidłowej pracy łożysk.

W dość dobrym stanie są również elementy wyposażenia obu części obiektu. Zastrzeżenia budzą przede wszystkim zbyt małe spadki poprzeczne na chodnikach w części żelbetowej oraz uszkodzona na wspornikach izolacja płyty.

Przy ocenie stanu technicznego zwraca uwagę fakt, że obiekt w części stalowej posiada konstrukcję mostu tymczasowego, natomiast funkcjonuje już przez długi okres czasu jak obiekt stały. Ma to istotne znaczenie, ponieważ tymczasowy charakter w tym przypadku szczególnie elementów wyposażenia przęseł jak: drewniane krawężniki, brak barier, które mogłyby zabezpieczać krzyżulce dźwigarów kratowych przed uderzeniem pojazdu, lekkie segmenty jezdni, które stukają przy przejeździe pojazdów czy brak odpowiedniego systemu odwadniania przęseł, mogą skutkować potrzebą częstszych napraw lub wymiany tych elementów. Ponadto konstrukcja samych przęseł, która posiada możliwość łatwego demontażu i ponownego montażu w innym miejscu (w razie takiej potrzeby), funkcjonując jako obiekt trwały zostaje wykorzystana nieekonomicznie i okrojona ze swojej dodatkowej funkcji.

4. Analiza nośności eksploatacyjnej mostu

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe przeprowadzono metodą naprężeń liniowych w konwencji rozdzielnych współczynników bezpieczeństwa. Mają one na celu sprawdzenie, jakiej klasie obciążenia normowego wg PN-85/S-10030 [6] odpowiada nośność obiektu mostowego.

Obliczenia statyczne przeprowadzono w programie komputerowym ROBOT Structural Analysis Professional 2017. Przy obliczaniu naprężeń wykorzystano arkusz kalkulacyjny Microsoft Excel 2016.

4.1. Obliczenia części żelbetowej mostu

Jako miarodajną siłę wewnętrzną dla określenia nośności części żelbetowej mostu przyjęto moment zginający w charakterystycznych przekrojach dźwigarów głównych (przekroje przęsłowe i podporowe trójprzęsłowej belki ciągłej) i płyty pomostu (przekrój przęsłowy i podporowy).

4.1.1. Obliczenia dźwigarów głównych

4.1.1.1. Model obliczeniowy

Zgodnie z rysunkami inwentaryzacyjnymi zamodelowano w programie komputerowym konstrukcję nośną mostu w części żelbetowej jako układ prętowy rusztowy.

Ruszt:

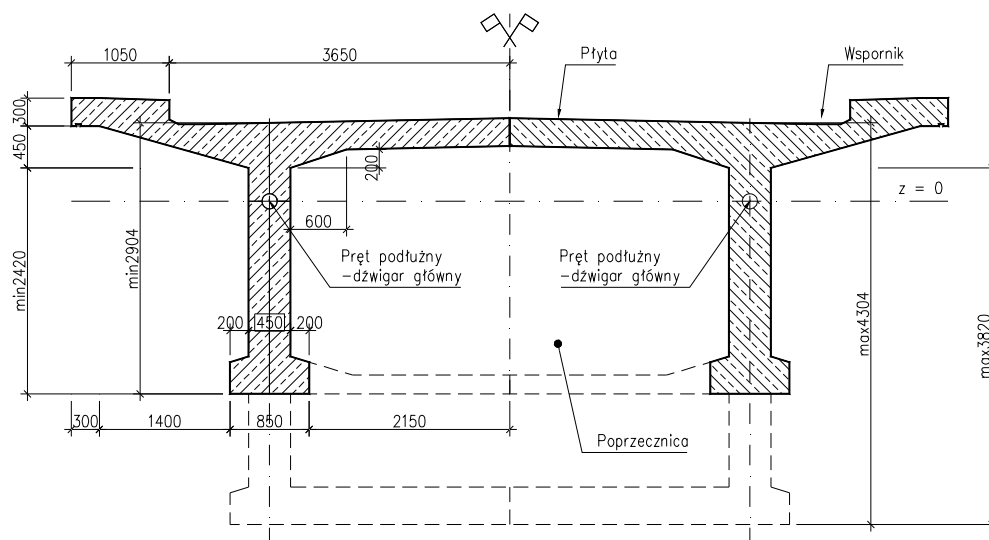
Pręty podłużne – dźwigary główne

Pręty poprzeczne – poprzecznice, płyta i wspornik – przyjęto podział poprzeczny co 2 m

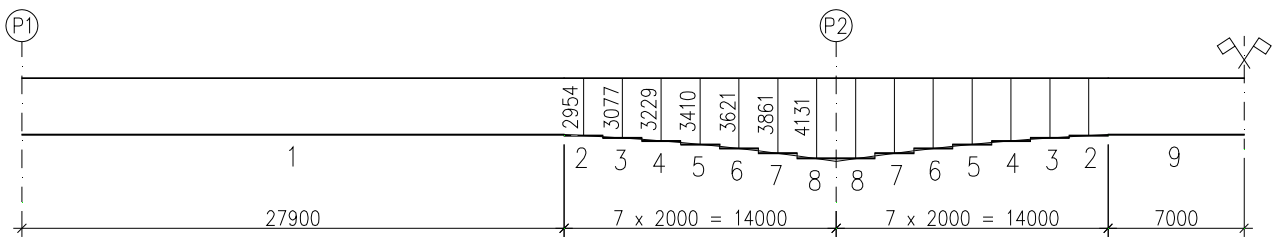
Prętom poprzecznym zadano cechę *offset* względem podłużnych z uwagi na różnicę wysokości środków ciężkości przekroi.

Zgodnie z inwentaryzacją materiałową wszystkim prętom zadano cechy materiałowe odpowiadające betonowi klasy B40.

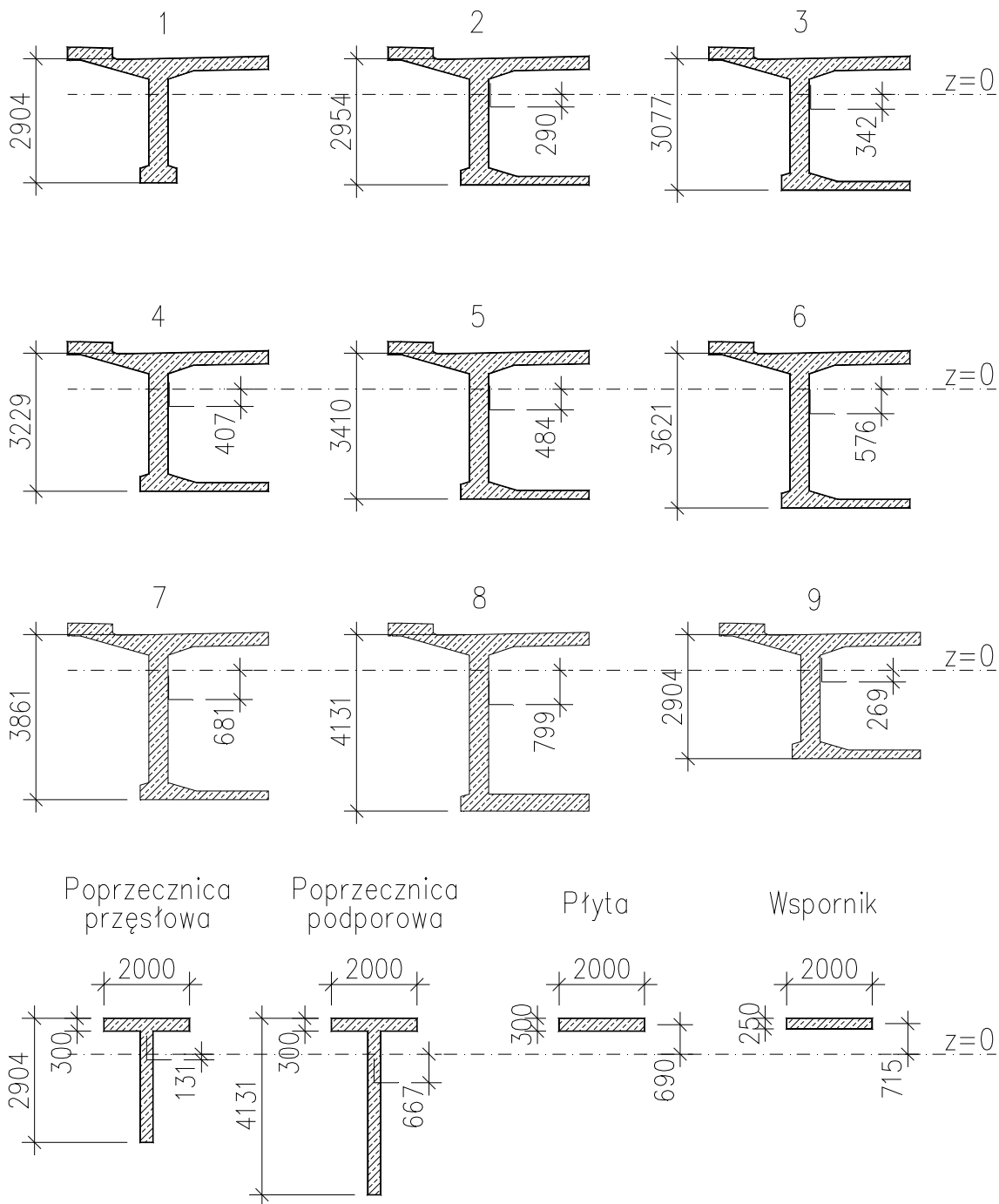
Poniżej na rysunkach przedstawiono przyjęty podział na elementy prętowe.



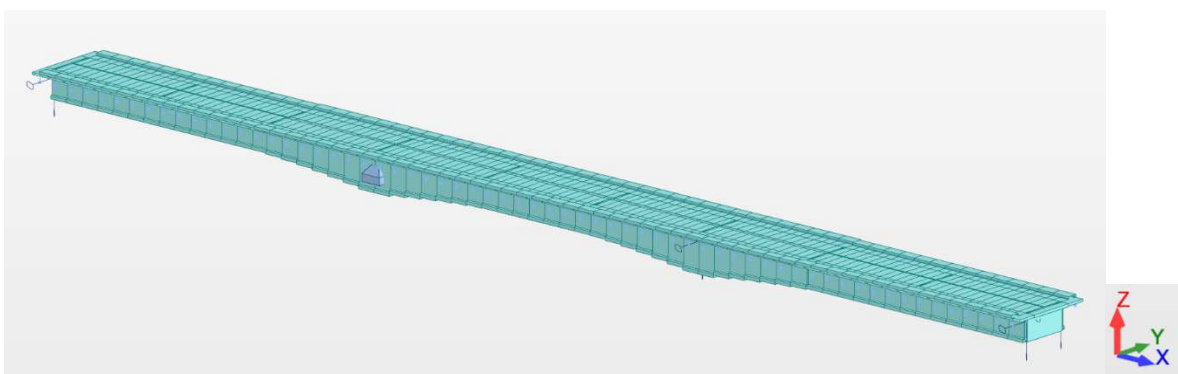
Rys. 4.1 Przekrój poprzeczny mostu – geometria przekroju pręta podłużnego (Dźwigara głównego)



Rys. 4.2 Widok z boku mostu – podział prętów podłużnych (Dźwigara głównego) z uwagi na zmienną wysokość



Rys. 4.3 Przekroje poprzeczne prętów podłużnych i poprzecznych



Rys. 4.4 Model obliczeniowy

4.1.1.2. Zestawienie obciążeń

- Obciążenie ciężarem własnym elementów konstrukcyjnych g

Obciążenie przyjęte wprost z modelu poprzez zamodelowanie rzeczywistego przekroju prętów podłużnych (dźwigarów głównych).

Ciężar objętościowy $\gamma_b = 27 \text{ kN/m}^3$

Współczynnik obciążenia $\gamma_f = (0,9) 1,2$

- Obciążenie ciężarem własnym elementów niekonstrukcyjnych Δg

Współczynnik obciążenia $\gamma_f = (0,9) 1,5$

- nawierzchnia jezdni: $0,10 \text{ m} * 23 \text{ kN/m}^3 = 2,30 \text{ kN/m}^2$

- izolacja przeciwwodna: $0,01 \text{ m} * 14 \text{ kN/m}^3 = 0,14 \text{ kN/m}^2$

Razem obc. na powierzchni jezdni: $\Delta g_1 = 2,44 \text{ kN/m}^2$

- kapa chodnikowa na wsporniku: $\Delta g_2 = 0,25 \text{ m} * 27 \text{ kN/m}^3 = 6,75 \text{ kN/m}^2$

- balustrada: $\Delta g_3 = 0,50 \text{ kN/m}$

- Obciążenie ruchome taborem samochodowym K i q

Współczynnik obciążenia $\gamma_f = (0) 1,5$

Obciążenie K w postaci sił skupionych

W wyniki obliczeń wytrzymałościowych zamieszczonych poniżej w opracowaniu stwierdzono że most w części żelbetowej przenosi obciążenie normowe wg [6] klasy B.

Obciążenie K : 8 sił skupionych każda o wartości $P = 75 \text{ kN}$,

rozstaw podłużny sił – $4 \times P = 75 \text{ kN}$ w rozstawie co $1,20 \text{ m}$

rozstaw poprzeczny czterech sił skupionych równy $2,70 \text{ m}$

Obciążenie zamodelowano w programie komputerowym jako obciążenie ruchome – pojazd w całości najeżdża i zjeżdża z konstrukcji.

Zgodnie z normą obciążeń [6] obciążenie pojazdem K ułożono w przekroju poprzecznym w odległości 2 m od linii krawężnika licząc do osi obciążenia – niesymetryczne obciążenie dźwigarów. Siły wewnętrzne odczytano z dźwigara bardziej obciążonego.

Obliczenie współczynnika dynamicznego wg pkt. 6.3.2. normy [6]:

$$\varphi = 1,35 - 0,005 \cdot L_t = 1,35 - 0,005 \cdot (3 \times 42 \text{ m}) / 3 = 1,140 < 1,325$$

Obciążenie równomiernie rozłożone q

Obciążenie q : $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$ na szerokości jezdni

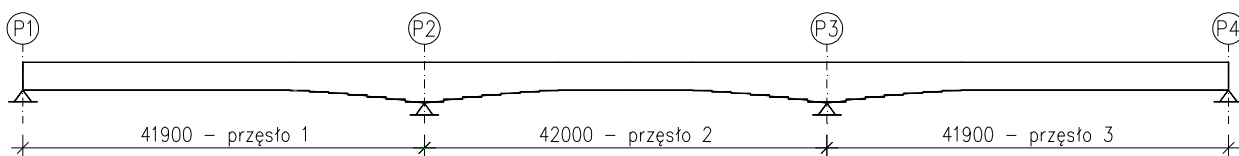
- Obciążenie ruchome tłumem pieszych

Współczynnik obciążenia $\gamma_f = (0) 1,3$

Obciążenie q_t : $q_t = 2,5 \text{ kN/m}^2$ na szerokości chodników

4.1.1.3. Obliczenie sił wewnętrznych

Jako miarodajną siłę wewnętrzną dla określenia nośności części żelbetowej mostu, przy obliczaniu dźwigarów głównych, przyjęto moment zginający w charakterystycznych ich przekrojach z uwagi na pracę statyczną trójprzęsłowej belki ciągłej, tj.: przekroje przęsłowe i podporowe.



Rys. 4.5 Widok z boku – numeracja przęseł i podpór

W programie komputerowym odczytano charakterystyczne wartości momentów zginających od poszczególnych obciążeń. W arkuszu kalkulacyjnym zsumowano te wartości z uwzględnieniem współczynników obciążenia i współczynnika dynamicznego dla obciążenia K . Poniżej w tabelach zestawiono wyniki.

Tabl. 4.1 Moment zginający charakterystyczny od poszczególnych obciążeń

Moment zginający charakterystyczny [kNm]					
Przekrój	Obc. stałe		Obc. ruchome		
	g	Δg	K	q	q_t
Przęsło 1 (3) - skrajne	14340	2823	2819	1226	648
Podpora P2 (P3)	-27898	-5079	-2604	-2061	-1166
Przęsło 2 - środkowe	1009	44	2691	1019	648

Tabl. 4.2 Współczynniki obciążeń i dynamiczny

Współczynniki obliczeniowe					
Współczynniki	Obc. stałe		Obc. ruchome		
	g	Δg	K	q	q_t
Wsp. obciążenia γ_f	1,2	1,5	1,5	1,5	1,3
Wsp. dynamiczny	-	-	1,140	-	-

Tabl. 4.3 Moment zginający obliczeniowy od poszczególnych obciążeń

Moment zginający obliczeniowy [kNm]					
Przekrój	Obc. stałe		Obc. ruchome		
	g	Δg	K	q	q_t
Przęsło 1 (3) - skrajne	17208	4235	4820	1838	842,4
Podpora P2 (P3)	-33478	-7619	-4453	-3092	-1515,8
Przęsło 2 - środkowe	1211	66	4602	1528	842,4

Tabl. 4.4 Sumaryczny moment zginający obliczeniowy

Sumaryczny moment zginający obliczeniowy [kNm]	
Przekrój	Obc. stałe + Obc. ruchome
	$g + \Delta g + K + q + q_t$
Przęsło 1 (3) - skrajne	28943
Podpora P2 (P3)	-50156
Przęsło 2 - środkowe	8249

4.1.1.4. Obliczenie i sprawdzenie naprężeń

Zgodnie z pkt. 2.8. Inwentaryzacja materiałowa mostu do obliczeń przyjęto:

- beton klasy B40 o obliczeniowe wytrzymałości na ściskanie $R_{b1} = 23,1$ MPa i module sprężystości podłużnej $E_b = 36,4$ GPa
- stal zbrojeniową klasy AI (St3SX, St3SY) o obliczeniowej wytrzymałości $R_a = 200$ MPa i module sprężystości podłużnej $E_a = 210$ GPa

- Przęsło 1 (3) - skrajne

Zgodnie z pkt. 2.7. Inwentaryzacja geometryczna mostu do obliczeń przyjęto zbrojenie nośne w liczbie: 21 sztuk prętów o średnicy $\phi 60$ + 6 sztuk prętów o średnicy $\phi 40$; rozmieszczonych wg rysunku poniżej.

Obliczenie szerokości współpracującej (przekrój obliczeniowy – teowy, wg rys. poniżej):

- $t = 0,300$ m – grubość płyty
- $h = 2,904$ m – wysokość konstrukcyjna przekroju
- $a_1 = 0,200$ m – odległość środka ciężkości zbrojenia od krawędzi dźwigara
- $h_1 = 2,704$ m – wysokość użyteczna przekroju
- $b_0 = 0,450$ m – grubość dźwigara

$b_1 = 1,900 \text{ m}$ – odległość wg rys. poniżej

$b_2 = 2,35 \text{ m}$ – odległość wg rys. poniżej

$$t / h = 0,300 / 2,904 = 0,10$$

$$b_0 / l = 0,450 / 0,8 \cdot 41,900 = 0,013$$

$$b_1 / l = 1,900 / 0,8 \cdot 41,900 = 0,06$$

$$b_2 / l = 2,350 / 0,8 \cdot 41,900 = 0,07$$

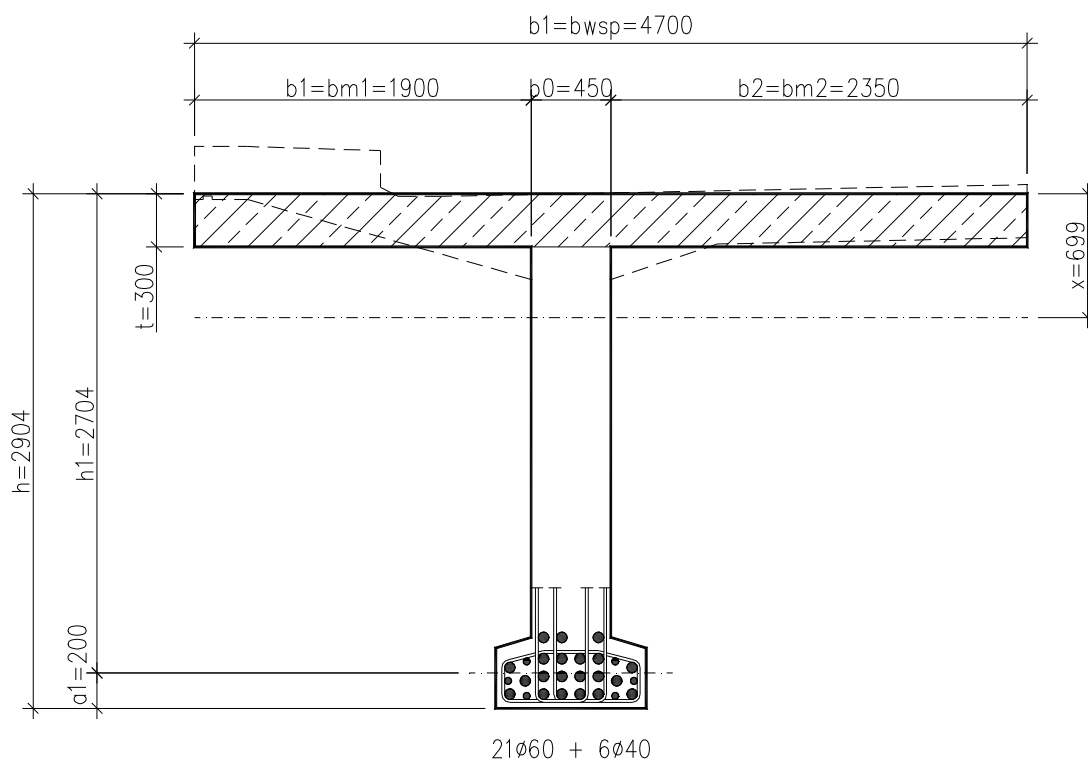
Wg tabl. 10. normy PN-91/S-10042 [7]

$$\alpha_1 = 1,00$$

$$\alpha_2 = 1,00$$

$$b_{wsp} = b_0 + \alpha_1 \cdot b_1 + \alpha_2 \cdot b_2 = 0,450 + 1,00 \cdot 1,900 + 1,00 \cdot 2,350 = 4,700 \text{ m}$$

PRZĘSŁO 1 (3) – SKRAJNE



Rys. 4.6 Przekrój obliczeniowy przęsłowy – przęsło 1 (3) skrajne

Obliczenie i sprawdzenie naprężeń wg. Zał. 1 pkt 4.3. normy PN -91/S-10042 [7]

$h = 2,904 \text{ m}$ – wysokość konstrukcyjna przekroju

$h_1 = 2,704 \text{ m}$ – wysokość użyteczna przekroju

$b_1 = b_{wsp} = 4,700 \text{ m}$ – szerokość współpracująca płyty

$t = 0,300 \text{ m}$ – grubość płyty

$$n = E_a / E_b = 210 / 36,4 = 5,769$$

$$A_a = 21 * 3,142 * 0,060^2 / 4 + 6 * 3,142 * 0,040^2 / 4$$

$$A_a = 0,066925 \text{ m}^2 \quad - \text{ pole przekroju zbrojenia nośnego}$$

$$x = 0,699 \text{ m} > t = 0,300 \text{ m} \quad - \text{ wysokość strefy ściskanej}$$

$$y = 0,136 \text{ m}$$

Sprawdzenie naprężeń w przęśle 1 (3) – skrajnym:

$$M = 28943 \text{ kNm} - \text{ sumaryczny moment zginający obliczeniowy}$$

$$\text{stal zbrojeniowa} \quad \sigma_a = 168 \text{ MPa} < R_a = 200 \text{ MPa} \quad - \text{ warunek spełniony}$$

$$\text{beton} \quad \sigma_{b\max} = 10,2 \text{ MPa} < R_{b1} = 23,1 \text{ MPa} \quad - \text{ warunek spełniony}$$

- Podpora P2 (P3)

Zgodnie z pkt. 2.7. Inwentaryzacja geometryczna mostu do obliczeń przyjęto zbrojenie nośne w liczbie: 18 sztuk prętów o średnicy $\phi 60$ + 10 sztuk prętów o średnicy $\phi 50$; rozmieszczonych wg rysunku poniżej.

Obliczenie szerokości współpracującej (przekrój obliczeniowy – teowy, wg rys. poniżej):

$$t = 0,400 \text{ m} \quad - \text{ grubość płyty}$$

$$h = 4,270 \text{ m} \quad - \text{ wysokość konstrukcyjna przekroju}$$

$$a_1 = 0,251 \text{ m} \quad - \text{ odległość środka ciężkości zbrojenia od krawędzi dźwigara}$$

$$h_1 = 4,019 \text{ m} \quad - \text{ wysokość użyteczna przekroju}$$

$$b_0 = 0,450 \text{ m} \quad - \text{ grubość dźwigara}$$

$$b_3 = 2,350 \text{ m} \quad - \text{ odległość wg rys. poniżej}$$

$$t / h = 0,400 / 4,019 = 0,10$$

$$b_0 / l = 0,450 / 0,6 * 42,000 = 0,018$$

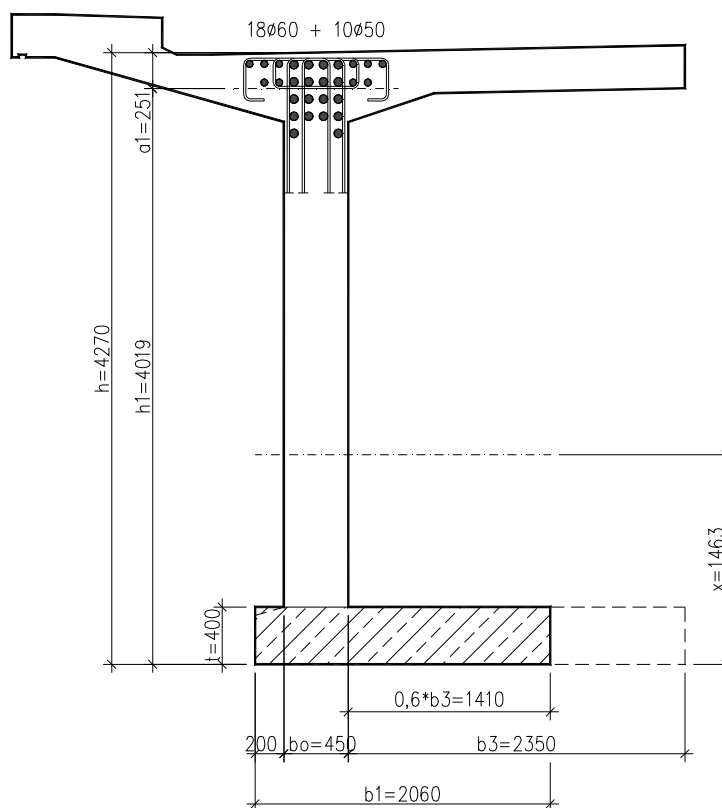
$$b_3 / l = 2,350 / 0,6 * 42,000 = 0,09$$

Wg tabl. 10. normy PN-91/S-10042 [7]

$$\alpha_3 = 1,00$$

$$b_1 = b_{wsp} = 0,200 \text{ m} + b_0 + 0,6 * \alpha_3 * b_3 = 0,200 \text{ m} + 0,450 \text{ m} + 0,6 * 1,00 * 2,350 \text{ m} = 2,060 \text{ m}$$

PODPORA P2 (P3)



Rys. 4.7 Przekrój obliczeniowy podporowy – podpora P2 (P3)

Obliczenie i sprawdzenie naprężeń wg. Zał. 1 pkt 4.3. normy PN -91/S-10042 [7]

$h = 4,270$ m – wysokość konstrukcyjna przekroju

$h_1 = 4,019$ m – wysokość użyteczna przekroju

$b_1 = b_{wsp} = 2,060$ m – szerokość współpracująca płyty

$t = 0,400$ m – grubość płyty

$n = E_a / E_b = 210 / 36,4 = 5,769$

$A_a = 18 * 3,142 * 0,060^2 / 4 + 10 * 3,142 * 0,050^2 / 4$

$A_a = 0,070538$ m² – pole przekroju zbrojenia nośnego

$x = 1,463$ m > $t = 0,400$ m – wysokość strefy ściskanej

$y = 0,189$ m

Sprawdzenie naprężeń w nad podporą – podpora P2 (P3)

$M = - 50156$ kNm – sumaryczny moment zginający obliczeniowy

stal zbrojeniowa $\sigma_a = 186$ MPa < $R_a = 200$ MPa – warunek spełniony

beton $\sigma_{bmax} = 18,4$ MPa < $R_{b1} = 23,1$ MPa – warunek spełniony

- Przęsło 2 – środkowe

Zgodnie z pkt. 2.7. Inwentaryzacja geometryczna mostu do obliczeń przyjęto zbrojenie nośne w liczbie: 21 sztuk prętów o średnicy $\phi 60$ + 6 sztuk prętów o średnicy $\phi 40$; rozmieszczonych wg rysunku poniżej.

Obliczenie szerokości współpracującej (przekrój obliczeniowy – teowy, wg rys. poniżej):

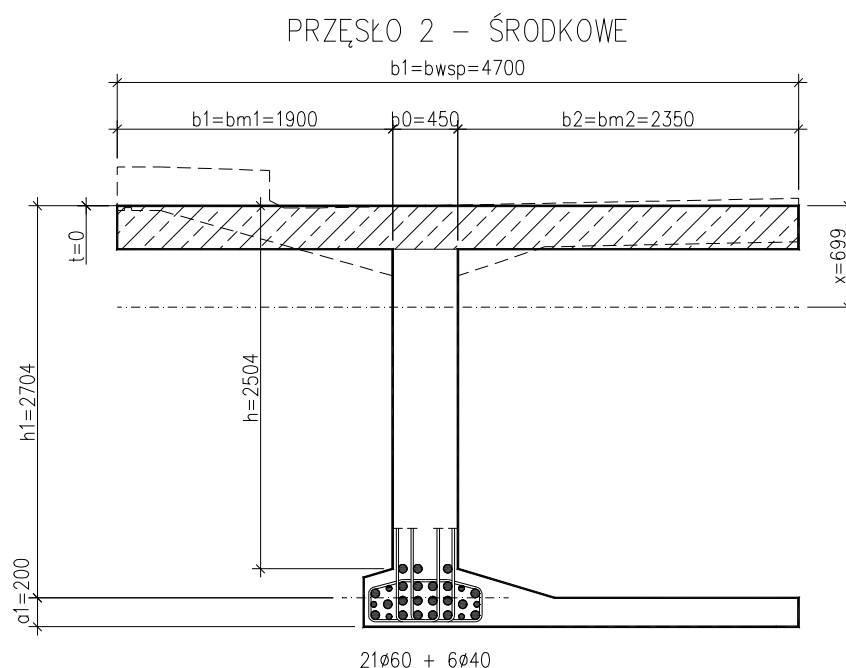
- $t = 0,300$ m – grubość płyty
 - $h = 2,904$ m – wysokość konstrukcyjna przekroju
 - $a_1 = 0,200$ m – odległość środka ciężkości zbrojenia od krawędzi dźwigara
 - $h_1 = 2,704$ m – wysokość użyteczna przekroju
 - $b_0 = 0,450$ m – grubość dźwigara
 - $b_1 = 1,900$ m – odległość wg rys. poniżej
 - $b_2 = 2,35$ m – odległość wg rys. poniżej
- $t / h = 0,300 / 2,904 = 0,10$
 $b_0 / l = 0,450 / 0,8 \cdot 41,900 = 0,013$
 $b_1 / l = 1,900 / 0,8 \cdot 41,900 = 0,06$
 $b_2 / l = 2,350 / 0,8 \cdot 41,900 = 0,07$

Wg tabl. 10. normy PN-91/S-10042 [7]

$$\alpha_1 = 1,00$$

$$\alpha_2 = 1,00$$

$$b_{wsp} = b_0 + \alpha_1 \cdot b_1 + \alpha_2 \cdot b_2 = 0,450 + 1,00 \cdot 1,900 + 1,00 \cdot 2,350 = 4,700$$



Rys. 4.8 Przekrój obliczeniowy przęsłowy – przęsło 1 (3) skrajne

Obliczenie i sprawdzenie naprężeń wg. Zał. 1 pkt 4.3. normy PN -91/S-10042 [7]

$h = 2,904 \text{ m}$ – wysokość konstrukcyjna przekroju

$h_1 = 2,704 \text{ m}$ – wysokość użyteczna przekroju

$b_1 = b_{wsp} = 4,700 \text{ m}$ – szerokość współpracująca płyty

$t = 0,300 \text{ m}$ – grubość płyty

$n = E_a / E_b = 210 / 36,4 = 5,769$

$A_a = 21 * 3,142 * 0,060^2 / 4 + 6 * 3,142 * 0,040^2 / 4$

$A_a = 0,066925 \text{ m}^2$ – pole przekroju zbrojenia nośnego

$x = 0,699 \text{ m} > t = 0,300 \text{ m}$ – wysokość strefy ściskanej

$y = 0,136 \text{ m}$

Sprawdzenie naprężeń w przęśle 2 – środkowe:

$M = 8249 \text{ kNm}$ – sumaryczny moment zginający obliczeniowy

stal zbrojeniowa $\sigma_a = 48 \text{ MPa} < R_a = 200 \text{ MPa}$ – **warunek spełniony**

beton $\sigma_{bmax} = 2,9 \text{ MPa} < R_{b1} = 23,1 \text{ MPa}$ – **warunek spełniony**

4.1.1.5. Wniosek z obliczenia dźwigarów głównych

Sprawdzono naprężenia w miarodajnych przekrojach dźwigarów głównych i na tej podstawie określono ich nośność. Dźwigary główne przenoszą obciążenie normowe klasy B wg [6].

4.1.2. Obliczenia płyty pomostu

Obliczenia statycznie wytrzymałościowe płyty pomostu przeprowadzono dla kombinacji podstawowej obciążeń wg [6] – płyta pomostu pomiędzy dźwigarami głównymi: obciążenie ruchome taborem samochodowym K i q; oraz dla kombinacji wyjątkowej obciążeń – wspornik płyty pomostu (obciążenie ruchome z koła samochodu S).

Z uwagi na brak danych pola przekroju zbrojenia nośnego płyty do obliczeń przyjęto pole o przekroju odpowiadające minimalnemu stopniowi zbrojenia wg normy PN-91/S-10042 [7].

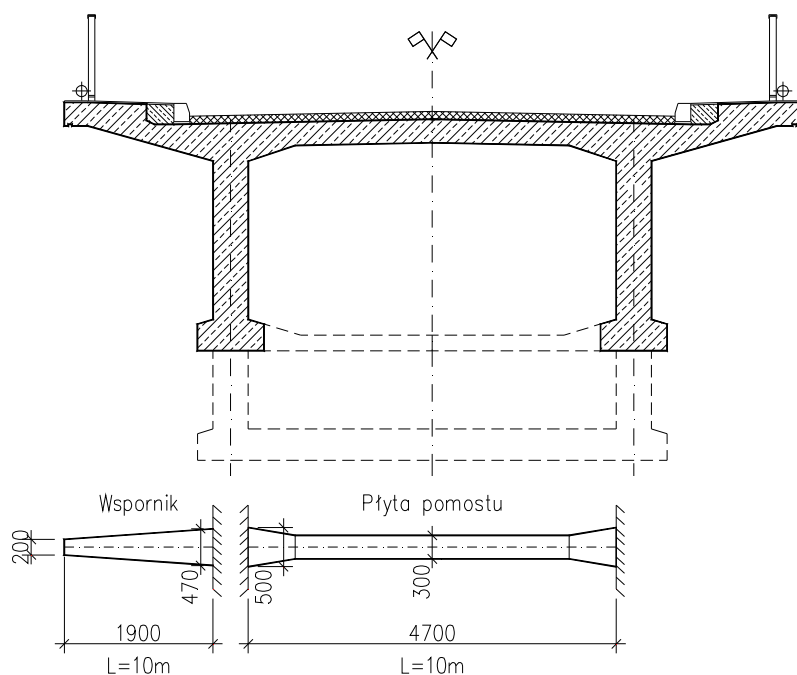
4.1.2.1. Model obliczeniowy

Płytę pomostu pomiędzy dźwigarami i wspornik zamodelowano w programie komputerowym jako powłokę (płytę) o wycinku długości równym 10 m w celu uwzględnienia szerokości współpracującej b_m .

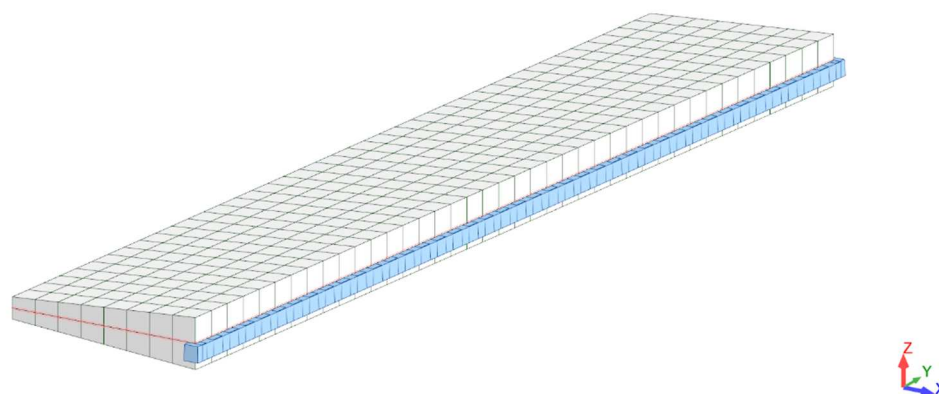
Zgodnie z inwentaryzacją materiałową panelom zadano cechy materiałowe odpowiadające betonowi klasy B40.

Obciążenie z koła pojazdu K i S przyłożono jako równomiernie rozłożone sprowadzone do osi przekroju płyty [kN/m^2]. W modelu założono sztywne zamocowanie płyty pomostu oraz wspornika w dźwigarze głównym.

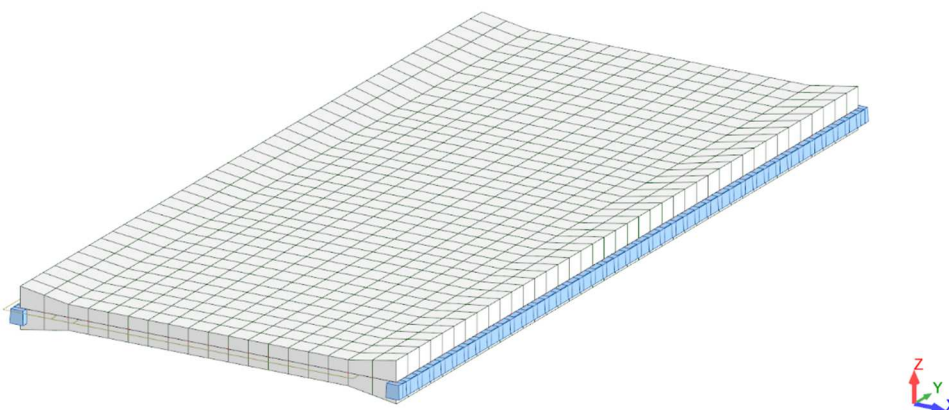
Poniżej na rysunku pokazano schematycznie przyjęcie modeli obliczeniowych płyty pomostu pomiędzy dźwigarami oraz wspornika.



Rys. 4.9 Przekrój poprzeczny - przyjęcie modelu obliczeniowego wspornika i płyty pomostu



Rys. 4.10 Model obliczeniowy - wspornik



Rys. 4.11 Model obliczeniowy - płyta pomostu

4.1.2.2. Zestawienie obciążeń

- Obciążenie ciężarem własnym elementów konstrukcyjnych **g**

Obciążenie przyjęte wprost z modelu poprzez zamodelowanie odpowiednich grubości paneli.

Ciężar objętościowy $\gamma_b = 27 \text{ kN/m}^3$

Współczynnik obciążenia $\gamma_f = (0,9) 1,2$

- Obciążenie ciężarem własnym elementów niekonstrukcyjnych **Δg**

Współczynnik obciążenia $\gamma_f = (0,9) 1,5$

Płyta pomostu:

- nawierzchnia jezdni: $0,10 \text{ m} * 23 \text{ kN/m}^3 = 2,30 \text{ kN/m}^2$

- izolacja przeciwwodna: $0,01 \text{ m} * 14 \text{ kN/m}^3 = 0,14 \text{ kN/m}^2$

Razem obciążenie: $\Delta g_1 = 2,44 \text{ kN/m}^2$

Wspornik:

- kapa chodnikowa : $\Delta g_2 = 0,25 \text{ m} * 27 \text{ kN/m}^3 = 6,75 \text{ kN/m}^2$

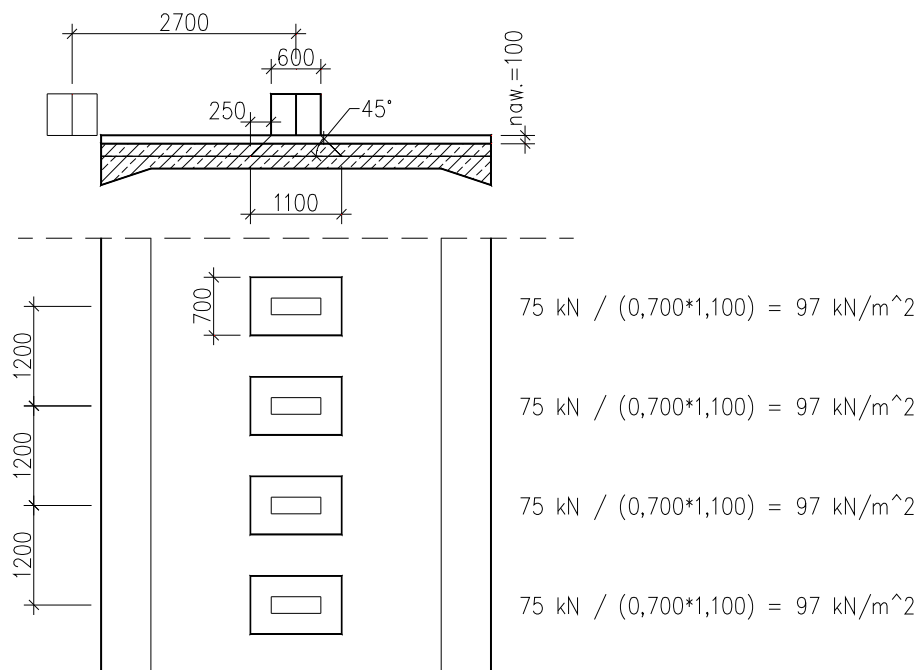
- balustrada: $\Delta g_3 = 0,50 \text{ kN/m}$

- Obciążenie ruchome taborem samochodowym **K i q**

Współczynnik obciążenia $\gamma_f = (0) 1,5$ – układ obciążeń podstawowy P dla obliczenia płyty pomostu

Obciążenie **K** w postaci nacisku z kół pojazdu

W wyniki obliczeń wytrzymałościowych zamieszczonych poniżej w opracowaniu stwierdzono że most w części żelbetowej przenosi obciążenie normowe wg [6] klasy B.



Rys. 4.12 Ustawienie i wartość obciążenia pojazdem K na płytę pomostu (klasa B)

Współczynnik dynamiczny:

$$\varphi = 1,35 - 0,005 \cdot L_t = 1,35 - 0,005 \cdot (3 \times 42 \text{ m}) / 3 = 1,140 < 1,325$$

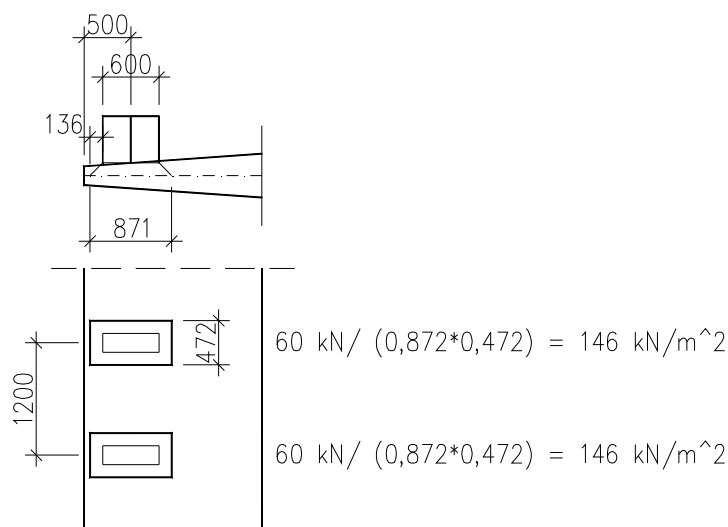
Obciążenie równomiernie rozłożone q

Obciążenie q : $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$ – klasa B

- Obciążenie ruchome samochodem S

Współczynnik obciążenia $\gamma_f = (0) 1,15$ – układ obciążeń wyjątkowy PW dla obliczenia wspornika

W wyniku obliczeń wytrzymałościowych zamieszczonych poniżej w opracowaniu stwierdzono że most w części żelbetowej przenosi obciążenie normowe wg [6] klasy B.



Rys. 4.13 Ustawienie i wartość obciążenia pojazdem S na wsporniku (klasa A)

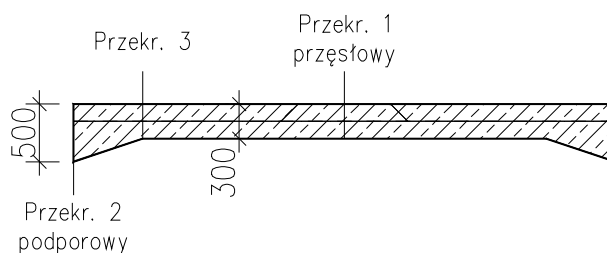
4.1.2.3. Obliczenie sił wewnętrznych

Jako miarodajną siłę wewnętrzną dla określenia nośności części żelbetowej mostu, przy obliczaniu płyty pomostu i wspornika, przyjęto moment zginający w charakterystycznych ich przekrojach.

- Płyta pomostu

Dla płyty pomostu charakterystycznymi przekrojami są:

- przekrój przęsłowy – nr 1
- przekrój podporowy w miejscu przejścia płyty w dźwigar – nr 2
- przekrój w miejscu końca skosu płyty – nr 3



Rys. 4.14 Przekroje obliczeniowe płyty pomostu

Tabl. 4.5 Moment zginający obliczeniowy w przekroju przęsłowym - nr 1

Moment zginający charakterystyczny [kNm]				
Przekrój / Klasa	Obc. stałe		Obc. ruchome	
	g	Δg	q	K
Przęsłowy / kl B	5,8	1,7	2,1	19,7

Współczynniki obliczeniowe				
Współczynniki	Obc. stałe		Obc. ruchome	
	g	Δg	q	K
Wsp. obciążenia γ_f	1,2	1,5	1,5	1,5
Wsp. dynamiczny	-	-	-	1,140

Moment zginający obliczeniowy [kNm]				
Przekrój / Klasa	Obc. stałe		Obc. ruchome	
	g	Δg	q	K
Przęsłowy / kl B	6,9	2,6	3,2	33,6

Sumaryczny moment zginający obliczeniowy [kNm]	
Przekrój / Klasa	Obc. stałe + Obc. ruchome
	$g + \Delta g + q + K$
Przęsłowy / kl B	46,4

Tabl. 4.6 Moment zginający obliczeniowy w przekroju podporowym - nr 2

Moment zginający charakterystyczny [kNm]				
Przekrój / Klasa	Obc. stałe		Obc. ruchome	
	g	Δg	q	K
Wspornik / kl B	21,7	6,4	7,9	49,8

Współczynniki obliczeniowe				
Współczynniki	Obc. stałe		Obc. ruchome	
	g	Δg	q	K
Wsp. obciążenia γ_f	1,2	1,5	1,5	1,5
Wsp. dynamiczny	-	-	-	1,140

Moment zginający obliczeniowy [kNm]				
Przekrój / Klasa	Obc. stałe		Obc. ruchome	
	g	Δg	q	K
Wspornik / kl B	26,0	9,6	11,8	85,2

Sumaryczny moment zginający obliczeniowy [kNm]	
Przekrój / Klasa	Obc. stałe + Obc. ruchome
	$g + \Delta g + q + K$
Wspornik / kl B	132,7

Tabl. 4.7 Moment zginający obliczeniowy w przekroju w miejscu końca skosu - nr 3

Moment zginający charakterystyczny [kNm]				
Przekrój / Klasa	Obc. stałe		Obc. ruchome	
	g	Δg	q	K
Koniec skosu / kl B	5,5	1,7	2,0	16,7

Współczynniki obliczeniowe				
Współczynniki	Obc. stałe		Obc. ruchome	
	g	Δg	q	K
Wsp. obciążenia γ_f	1,2	1,5	1,5	1,5
Wsp. dynamiczny	-	-	-	1,140

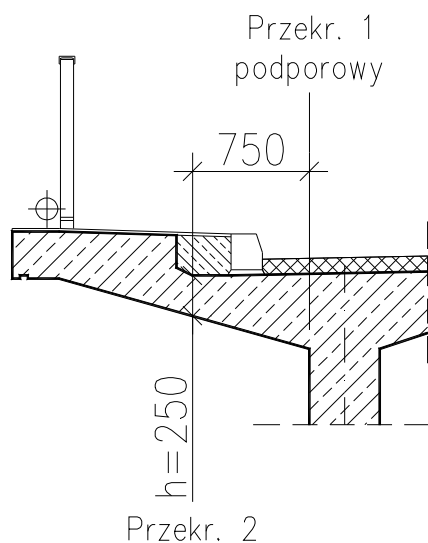
Moment zginający obliczeniowy [kNm]				
Przekrój / Klasa	Obc. stałe		Obc. ruchome	
	g	Δg	q	K
Koniec skosu / kl B	6,6	2,5	3,0	28,6

Sumaryczny moment zginający obliczeniowy [kNm]	
Przekrój / Klasa	Obc. stałe + Obc. ruchome
	$g + \Delta g + q + K$
Koniec skosu / kl B	40,7

- Wspornik

Dla wspornika charakterystycznymi przekrojami są:

- przekrój podporowy – nr 1
- przekrój w linii pod kąpą – nr 2



Rys. 4.15 Przekroje obliczeniowe wspornika

Tabl. 4.8 Moment zginający obliczeniowy w przekroju podporowym – nr 1

Moment zginający charakterystyczny [kNm]			
Przekrój / Klasa	Obc. stałe		Obc. ruchome
	g	Δg	S
Podporowy / kl B	15,9	16,1	56,9

Współczynniki obliczeniowe			
Współczynniki	Obc. stałe		Obc. ruchome
	g	Δg	S
Wsp. obciążenia γ_f	1,2	1,5	1,15
Wsp. dynamiczny	-	-	1,140

Moment zginający obliczeniowy [kNm]			
Przekrój / Klasa	Obc. stałe		Obc. ruchome
	g	Δg	S
Podporowy / kl B	19,1	24,1	74,5

Sumaryczny moment zginający obliczeniowy [kNm]	
Przekrój / Klasa	Obc. stałe + Obc. ruchome
	g + Δg + S
Podporowy / kl B	117,7

Tabl. 4.9 Moment zginający obliczeniowy w przekroju pod kapą – nr 2

Moment zginający charakterystyczny [kNm]			
Przekrój / Klasa	Obc. stałe		Obc. ruchome
	g	Δg	S
Pod kapą / kl B	4,6	5,2	20,3

Współczynniki obliczeniowe			
Współczynniki	Obc. stałe		Obc. ruchome
	g	Δg	S
Wsp. obciążenia γ_f	1,2	1,5	1,15
Wsp. dynamiczny	-	-	1,140

Moment zginający obliczeniowy [kNm]			
Przekrój / Klasa	Obc. stałe		Obc. ruchome
	g	Δg	S
Pod kapą / kl B	5,5	7,8	26,6

Sumaryczny moment zginający obliczeniowy [kNm]	
Przekrój / Klasa	Obc. stałe + Obc. ruchome
	g + Δg + S
Pod kapą / kl B	39,9

4.1.2.4. Obliczenie i sprawdzenie naprężeń

Zgodnie z pkt. 2.8. Inwentaryzacja materiałowa mostu do obliczeń przyjęto:

– beton klasy B40 o obliczeniowe wytrzymałości na ściskanie $R_{b1} = 23,1$ MPa i module sprężystości podłużnej $E_b = 36,4$ GPa

– stal zbrojeniową klasy AI (St3SX, St3SY) o obliczeniowej wytrzymałości $R_a = 200$ MPa i module sprężystości podłużnej $E_a = 210$ GPa

Z uwagi na brak danych pola przekroju zbrojenia nośnego płyty do obliczeń przyjęto pole o przekroju odpowiadające minimalnemu stopniowi zbrojenia wg normy PN-91/S-10042 [7] który wynosi: $A_a / A_b = 0,004$.

Obliczenie i sprawdzenie naprężeń wykonano zgodnie z Zał. 1 pkt. 4.1. a) normy [7]

- Płyta pomostu

Przekrój przęsłowy – nr 1

$$n = 15$$

$$b = 1,00 \text{ m} \quad \text{– szerokość przekroju}$$

$$h = 0,300 \text{ m} \quad \text{– wysokość przekroju}$$

$$A_a = 0,0012 \text{ m}^2 \text{ – przyjęte pole przekroju zbrojenia dla stopnia zbrojenia równego } 0,004$$

$$a_1 = 0,026 \text{ m} \quad \text{– odległość środka ciężkości zbrojenia do krawędzi przekroju}$$

$$h_1 = 0,274 \text{ m} \quad \text{– wysokość użyteczna}$$

$$x = 0,083 \text{ m} \quad \text{– wysokość strefy ściskanej}$$

$$M = 46,4 \text{ MPa} \quad \text{– sumaryczny moment obliczeniowy}$$

Obliczenie i sprawdzenie naprężeń

$$\sigma_a = 157 \text{ MPa} < R_a = 200 \text{ MPa} \quad \text{– warunek spełniony}$$

$$\sigma_{b_{\max}} = 4,5 \text{ MPa} < R_{b1} = 23,1 \text{ MPa} \quad \text{– warunek spełniony}$$

Przekrój podporowy – nr 2

$$n = 15$$

$$b = 1,00 \text{ m} \quad \text{– szerokość przekroju}$$

$$h = 0,500 \text{ m} \quad \text{– wysokość przekroju}$$

$$A_a = 0,0020 \text{ m}^2 \text{ – przyjęte pole przekroju zbrojenia dla stopnia zbrojenia równego } 0,004$$

$$a_1 = 0,026 \text{ m} \quad \text{– odległość środka ciężkości zbrojenia do krawędzi przekroju}$$

$$h_1 = 0,474 \text{ m} \quad \text{– wysokość użyteczna}$$

$$x = 0,141 \text{ m} \quad \text{– wysokość strefy ściskanej}$$

$$M = 132,7 \text{ MPa} \text{ – sumaryczny moment obliczeniowy}$$

Obliczenie i sprawdzenie naprężeń

$$\sigma_a = 155 \text{ MPa} < R_a = 200 \text{ MPa} \quad \text{– warunek spełniony}$$

$$\sigma_{b_{\max}} = 4,4 \text{ MPa} < R_{b1} = 23,1 \text{ MPa} \quad \text{– warunek spełniony}$$

Przekrój w miejscu końca skosu płyty – nr 3

$n = 15$

$b = 1,00 \text{ m}$ – szerokość przekroju

$h = 0,300 \text{ m}$ – wysokość przekroju

$A_a = 0,0012 \text{ m}^2$ – przyjęte pole przekroju zbrojenia dla stopnia zbrojenia równego 0,004

$a_1 = 0,026 \text{ m}$ – odległość środka ciężkości zbrojenia do krawędzi przekroju

$h_1 = 0,274 \text{ m}$ – wysokość użyteczna

$x = 0,083 \text{ m}$ – wysokość strefy ściskanej

$M = 40,7 \text{ MPa}$ – sumaryczny moment obliczeniowy

Obliczenie i sprawdzenie naprężeń

$$\sigma_a = 138 \text{ MPa} < R_a = 200 \text{ MPa} \quad \text{- warunek spełniony}$$

$$\sigma_{b\max} = 4,0 \text{ MPa} < R_{b1} = 23,1 \text{ MPa} \quad \text{- warunek spełniony}$$

- Wspornik

Przekrój podporowy – nr 1

$n = 15$

$b = 1,00 \text{ m}$ – szerokość przekroju

$h = 0,470 \text{ m}$ – wysokość przekroju

$A_a = 0,0019 \text{ m}^2$ – przyjęte pole przekroju zbrojenia dla stopnia zbrojenia równego 0,004

$a_1 = 0,026 \text{ m}$ – odległość środka ciężkości zbrojenia do krawędzi przekroju

$h_1 = 0,444 \text{ m}$ – wysokość użyteczna

$x = 0,133 \text{ m}$ – wysokość strefy ściskanej

$M = 117,7 \text{ MPa}$ – sumaryczny moment obliczeniowy

Obliczenie i sprawdzenie naprężeń

$$\sigma_a = 157 \text{ MPa} < R_a = 200 \text{ MPa} \quad \text{- warunek spełniony}$$

$$\sigma_{b\max} = 4,4 \text{ MPa} < R_{b1} = 23,1 \text{ MPa} \quad \text{- warunek spełniony}$$

Przekrój w linii pod kąpą – nr 2

$n = 15$

$b = 1,00 \text{ m}$ – szerokość przekroju

$h = 0,250 \text{ m}$ – wysokość przekroju

$A_a = 0,0010 \text{ m}^2$ – przyjęte pole przekroju zbrojenia dla stopnia zbrojenia równego 0,004

$a_1 = 0,026 \text{ m}$ – odległość środka ciężkości zbrojenia do krawędzi przekroju

$h_1 = 0,224 \text{ m}$ – wysokość użyteczna

$x = 0,068 \text{ m}$ – wysokość strefy ściskanej

$M = 39,9 \text{ MPa}$ – sumaryczny moment obliczeniowy

Obliczenie i sprawdzenie naprężeń

$$\sigma_a = 198 \text{ MPa} < R_a = 200 \text{ MPa} \quad - \text{warunek spełniony}$$

$$\sigma_{b\max} = 5,8 \text{ MPa} < R_{b1} = 23,1 \text{ MPa} \quad - \text{warunek spełniony}$$

4.1.2.5. Wniosek z obliczenia płyty pomostu

Sprawdzono naprężenia w miarodajnych przekrojach płyty pomostu oraz wspornika, i na tej podstawie określono jej nośność. Płyta pomostu przenosi obciążenie normowe klasy B wg [6].

4.1.3. Wniosek z obliczenia nośności części żelbetowej mostu

Sprawdzono naprężenia w miarodajnych przekrojach konstrukcji i na tej podstawie określono nośność części żelbetowej mostu.

Most w części żelbetowej przenosi obciążenie normowe klasy B wg [6].

4.2. Obliczenia części stalowej mostu

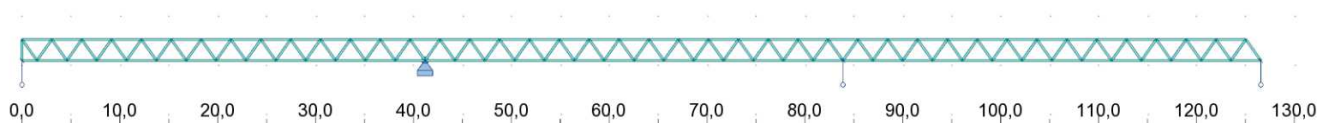
Konstrukcję nośną stalowej części mostu stanowi niemiecki most składany typu D-Brucke. Zgodnie z materiałami technicznymi [5] (dokumentacja techniczna składanego mostu) nośność mostu odpowiada klasie Brückenklasse 30 wg normy niemieckiej DIN 1072-1967 [8].

Analizę nośności części stalowej mostu przeprowadzono metodą porównawczą poprzez porównanie miarodajnej siły wewnętrznej (siły osiowej charakterystycznej w pasie górnym i dolnym dźwigara kratowego) od obciążenia ruchomego taborem samochodowym K i q wg PN-85/S-10030 do obciążenia ruchomego taborem $SLW30$ i p_1 wg [8].

4.2.1. Model obliczeniowy

Zgodnie z rysunkami inwentaryzacyjnymi zamodelowano w programie komputerowym konstrukcję nośną mostu w części stalowej jako układ prętowy płaski odzwierciedlający dźwigar kratowy mostu – kratownica o schemacie trójprzęsłowej belki ciągłej.

Prętom zadano odpowiednie przekroje i cechy materiałowe odpowiadające stali.



Rys. 4.16 Model obliczeniowy

4.2.2. Obciążenie ruchome taborem samochodowym K i q wg PN-85/S-10030

W wyniku przeprowadzonej analizy nośności zamieszczonej poniżej w opracowaniu stwierdzono, że most w części stalowej przenosi obciążenie normowe klasy C wg [6].

Obciążenie K : 8 sił skupionych każda o wartości $P = 50 \text{ kN}$, ciężar całkowity 400 kN

rozstaw podłużny sił – $4 \times P = 50 \text{ kN}$ w rozstawie co $1,20 \text{ m}$

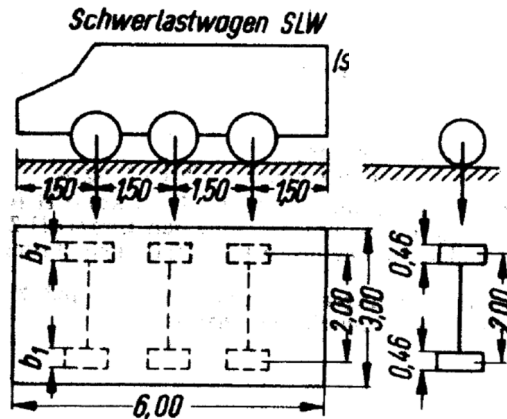
rozstaw poprzeczny czterech sił skupionych równy $2,70 \text{ m}$

Obciążenie zamodelowano w programie komputerowym jako obciążenie ruchome w postaci jednego rzędu kół – pojazd w całości najeżdża i zjeżdża z konstrukcji.

Obciążenie q : $q = 3,0 \text{ kN/m}^2 * 3 \text{ m} = 9 \text{ kN/m}$

4.2.3. Obciążenie ruchome taborem samochodowym $SLW30$ i p_1 wg DIN 1072-1967

Obciążenie SLW (*Schwerlastwagen*) 30



Rys. 4.17 Schemat obciążenia ruchomego pojazdem SLW

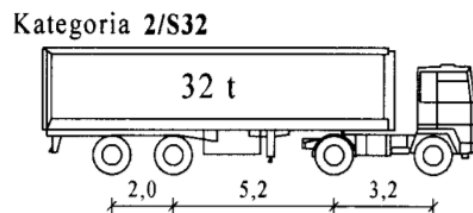
Obciążenie $SLW30$: 6 sił skupionych każda o wartości $P = 49,1 \text{ kN}$, ciężar całkowity 295 kN
 rozstaw podłużny sił – $3 \times P = 49,1 \text{ kN}$ w rozstawie co $1,50 \text{ m}$
 rozstaw poprzeczny czterech sił skupionych równy $2,00 \text{ m}$

Obciążenie zamodelowano w programie komputerowym jako obciążenie ruchome w postaci jednego rzędu kół – pojazd w całości najeżdża i zjeżdża z konstrukcji.

Obciążenie p_1 : $p_1 = 5,0 \text{ kN/m}^2 * 3 \text{ m} = 15 \text{ kN/m}$

4.2.4. Obciążenie ruchome pojazdami rzeczywistymi kategorii 2/S32

W wyniku przeprowadzonej analizy nośności użytkowej metodą RYM-IBDiM stwierdzono, że most w części stalowej przenosi zastępcze obciążenie użytkowe (samochód modelowy oraz obciążenie liniowe równomiernie rozłożone) kategorii 2/S32 wg [9] wg .



Obciążenie 2/S32	4 siły skupione	oś przednia ciągnika	50 kN
		oś tylna ciągnika	70 kN
		osie naczepy	2 x 100 kN
Obciążenie q równomiernie rozłożone			4 kN/m

4.2.5. Obliczenie i porównanie sił wewnętrznych.

Odczytano z programu komputerowego miarodajne siły wewnętrzne (siły osiowe w pasie górnym i dolnym kraty) w charakterystycznych przekrojach trójprzęsłowej belki ciągłej, tj. w przekrojach przęsłowych, od obciążeń ruchomych zestawionych powyżej i wartości te porównano. Obciążenie normowe wg DIN porównano z obciążeniem normowym wg PN oraz z zastępczym obciążeniem użytkowym wg [9] Wyniki zestawiono w tabeli poniżej.

Tabl. 4.10 Porównanie miarodajnej siły wewnętrznej od obciążeń ruchomych wg PN i DIN

Przęsło	Element	Siła osiowa Fx [kN]				Porównanie [%] Brukkenklasse 30 / K i q klasy C
		PN-85/S-10030 klasa C		DIN 10725-1967 Brukkenklasse 30		
		K	q	SLW30	p ₁	
Przęsło 1	Pas górny (ściskany)	737	450	569	1125	143%
	Pas dolny (rozciągany)	-667	-440	-517	-1100	146%
Przęsło 2	Pas górny (ściskany)	646	385	481	963	140%
	Pas dolny (rozciągany)	-569	-372	-425	-928	144%
Przęsło 3	Pas górny (ściskany)	768	484	548	1208	140%
	Pas dolny (rozciągany)	-686	-468	-494	-1169	144%

Uwaga: znak "+" siła ściskająca, znak "-" siła rozciągająca

Tabl. 4.11 Porównanie miarodajnej siły wewnętrznej od zastępczego obciążenia użytkowego kategorii 2/S32 wg [9] i DIN

Przęsło	Element	Siła osiowa Fx [kN]				Porównanie [%] Brukkenklasse 30 / 2/S32
		2/S32		DIN 10725-1967 Brukkenklasse 30		
		K	q	SLW30	p ₁	
Przęsło 1	Pas górny (ściskany)	1376	0	569	1125	123%
	Pas dolny (rozciągany)	-1366	0	-517	-1100	118%
Przęsło 2	Pas górny (ściskany)	1154	0	481	963	125%
	Pas dolny (rozciągany)	-1178	0	-425	-928	115%
Przęsło 3	Pas górny (ściskany)	1420	0	548	1208	124%
	Pas dolny (rozciągany)	-1458	0	-494	-1169	114%

Uwaga: znak "+" siła ściskająca, znak "-" siła rozciągająca

4.2.6. Wniosek z porównania sił wewnętrznych

W charakterystycznych przekrojach kratownicy o schemacie trójprzęsłowej belki ciągłej wartość siły osiowej w pasie górnym i dolnym kraty od obciążenia **SLW30** i **p₁** jest za każdym razem większa niż wartość od obciążenia **K** i **q** i waha się w granicach 140 do 146%. Na tej podstawie można stwierdzić że most w części stalowej przenosi obciążenie normowe klasy C wg PN-85/S-10030 [6].

Dodatkowo wykazano, że wartość siły osiowej w pasie górnym i dolnym kraty od obciążenia **SLW30** i **p₁** jest za każdym razem większa niż wartość od zastępczego obciążenia użytkowego kategorii 2/S32

i waha się w granicach 114 do 125%. Na tej podstawie można stwierdzić że nośność użytkowa mostu w części stalowej odpowiada zastępczemu obciążeniu użytkowemu kategorii 2/S32 wg [9].

4.3. Wniosek z obliczeń nośności

Sprawdzono naprężenia w miarodajnych przekrojach części żelbetowej mostu i na tej podstawie określono jej nośność. Most w części żelbetowej przenosi obciążenie normowe klasy B wg PN-85/S-10030.

Porównano miarodajne siły wewnętrzne w charakterystycznych przekrojach części stalowej mostu od obciążeń ruchomych wg DIN 1072-1967 z siłami od obciążeń ruchomych wg PN-85/S-10030 i na tej podstawie określono jej nośność. Most w części stalowej przenosi obciążenie normowe klasy C wg PN-85/S-10030.

Nośność użytkowa mostu w części stalowej obliczona metoda RYM-IBDiM odpowiada zastępczemu obciążeniu użytkowemu kategorii 2/S32.

Na tej podstawie dopuszcza się do ruchu po obiekcie pojazdy o masie całkowitej do 32 t.

5. Wnioski i zalecenia

Uwzględniając aktualny stan techniczny obiektu oraz wyniki przeprowadzonych analiz statyczno - wytrzymałościowych, a także mając na względzie okres eksploatacji obiektu i jego historię sformułowano wnioski końcowe i zalecenia, co do dalszego postępowania.

5.1. Zalecenia dotyczące bieżącego użytkowania obiektu

Aktualnie ogólny stan techniczny obiektu ocenia się jako zadowalający. Jedyne większe nieprawidłowości występują na ciosach podłożyskowych części stalowej (w moście tymczasowym). Ciosy te posiadają spękania, które nie wpływają bezpośrednio na obniżenie przydatności użytkowej obiektu. Część stalową stanowi most tymczasowy składany. Tymczasowy most składany jest zabudowany w tej lokalizacji od 1992 r. czyli od 25 lat co ze względu na charakter mostu – przystosowanie mostu do składania i wynikające z tego niedogodności użytkowe i utrzymaniowe takie jak: podatność na wpływy dynamiczne (i związane z tym ograniczenie prędkości), spękania nawierzchni, nietrwała nawierzchnia drewniana na chodniku, brak barier ochronnych i inne, jest działaniem nieracjonalnym. Funkcjonowanie mostu w tej formie nie może być traktowane jako stałość, należy dążyć do przebudowy mostu.

Most spełnia wymagane parametry użytkowe dla drogi przebiegającej po obiekcie. Aktualna nośność obiektu odpowiada klasie B wg normy [6] (dopuszczającej do ruchu po obiekcie pojazdy o masie całkowitej do 40 t), zezwalającej na przejazdy po obiekcie wszystkich pojazdów dopuszczonych do ruchu na warunkach normalnych, czyli pojazdów o masie do 40 t lub 44 t w przypadku pojazdów przewożących kontener ISO. Na tej podstawie stwierdza się, że nie ma potrzeby ograniczania nośności mostu.

Ze względu na to, że część przeprawy mostowej stanowi tymczasowy most składany, opisane w niniejszym opracowaniu warunki eksploatacyjne obiektu określa się jedynie na trzy i pół roku, do końca 2020 r. Należy dążyć aby w tym okresie dokonać przebudowy mostu. Jednocześnie most powinien być co roku, w ramach rutynowych przeglądów, poddawany wizualnej procedurze

diagnostycznej. W przypadku stwierdzenia nieprawidłowości o większym zakresie niż opisane w niniejszym opracowaniu, należy wykonać ponowne określenie warunków eksploatacyjnych.

5.2. Zalecenia dotyczące przebudowy obiektu w aspekcie uzyskania wymaganej skrajni pionowej, celem poprawy ochrony przeciwpowodziowej, w tym zapewnienia pracy lodołamaczy i nieskrępowanego pochodzenia kry lodowej

Poprawa ochrony przeciwpowodziowej i zapewnienie pracy lodołamaczy oraz nieskrępowany pochodzenia kry lodowej zostaną zagwarantowane jeśli most zostanie przebudowany przy zachowaniu prześwitu 5,25 m ponad poziom WWŻ. Ze względu na lokalizację obiektu w pobliżu planowanego do przebudowy mostu kolejowego celem ułatwienia pochodzenia kry lodowej zalecane byłoby zwiększenie rozstawu podpór obiektu. W związku z tym należy zapewnić taki rozstaw podpór w przęsłach, który nie zakłóci spływu wód lub całkowicie zrezygnować z podpór w korycie rzeki.

Porównanie aktualnych i wymaganych parametrów geometrycznych mostu w odniesieniu do klasy drogi wodnej

Wymiary szlaku żeglownego	Klasa Va*	Aktualne wymiary
Szerokość szlaku żeglownego	50 m	ok. 32,5 m
Minimalny prześwit pod mostami ponad WWŻ	5,25 m	ok. 4,63 m

* Zgodnie z wymaganiami określonymi w Uchwale Nr 79 Rady Ministrów z dnia 14 czerwca 2016 r. w sprawie przyjęcia „Założeń do planów rozwoju śródlądowych dróg wodnych w Polsce na lata 2016–2020 z perspektywą do roku 2030”

Uwaga: Wymiary aktualne określono bez szczegółowej analizy głębokości toru wodnego w osi podłużnej obiektu, założono jednak odpowiednie „marginesy” odległości toru wodnego od podpór mostu usytuowanych w dnie rzeki, tak aby było możliwe ewentualne pogłębienie dna rzeki bez wpływu na posadowienie tych podpór. Szczegółową analizę wysokościową i odległościową usytuowania toru wodnego w stosunku do elementów mostu przedstawiono na rysunku nr 4. Rzędnią WWŻ przyjęto na poziomie 14,16 m n.p.m. Kr. zgodnie z pismem RZGW w Szczecinie ldz. JRP-063/KWT/8-2016-bk (załącznik 2).

Jak widać z powyższego zestawienia aktualne parametry toru wodnego, zarówno w stosunku do szerokości jak i prześwitu, są dalece niewystarczające w stosunku do parametrów, których spełnienie gwarantuje zapewnienie pracy lodołamaczy i nieskrępowany pochodzenia kry lodowej. Aby spełnić wymagania odnośnie prześwitu, przęsła mostu musiałyby zostać podwyższone o ponad 60 cm. Takie działanie jest technicznie możliwe. Wymagałoby gruntownej przebudowy podpór (podwyższenia o około 1 m). Ponieważ podpory mostu mają już ponad 100 lat, archaiczną konstrukcją oraz nieznanymi uszkodzeniami i naprawami z okresu wojny, działanie to wiązałoby się z trudnym do określenia ryzykiem zaistnienia nieprzewidzianych okoliczności związanych ze stanem technicznym tych podpór w odniesieniu do ich nadbudowy. Podniesienie przęseł mostu i tak nie rozwiązałoby drugiego kluczowego problemu jakim jest zbyt mała szerokość toru wodnego pomiędzy istniejącymi podporami. Zwiększenie szerokości toru wodnego można osiągnąć tylko poprzez całkowitą rozbiórkę (wyburzenie) podpór (filarów) mostu przy torze wodnym i budowę nowych podpór. Połowę przęsła mostu stanowi konstrukcja tymczasowa, która i tak musi być w najbliższym czasie wymieniona.

Wobec powyższego zupełnie nieopłacalna stanie się ewentualna przebudowa pozostałych podpór tym bardziej, że rozszerzenie rozstawu filarów nurtowych spowoduje zawężenie światła w przęsłach sąsiednich, co w znacznym stopniu ograniczy nieskrępowany pochód kry lodowej. Tym samym, aby poprawić ochronę przeciwpowodziową, w tym zapewnić pracę lodołamaczy i nieskrępowany pochód kry lodowej, należy w całości rozebrać (wyburzyć) istniejący most.

5.3. WNIOSKI KOŃCOWE

Aktualnie most drogowy zlokalizowany w km 0+000 drogi krajowej nr 22 w Kostrzynie nad Odrą (km 614,9 rzeki Odry) znajduje się ogólnie w stanie zadowalającym. Część konstrukcji mostu stanowią stalowe przęsła tymczasowe, składane, zabudowane w tym miejscu od 25 lat. Funkcjonowanie tymczasowego mostu składanego nie może być traktowane jako stała norma, dlatego należy dążyć do możliwie szybkiej budowy nowego mostu.

Aktualna nośność całego obiektu, warunkowana nośnością jego części stalowej, odpowiada klasie C wg normy [6], dopuszczającej do ruchu po obiekcie pojazdy o masie całkowitej do 30 t. Ponadto bezpiecznie jest przenoszone obciążenie użytkowe kategorii 2/S32 wg instrukcji GDDKIA [9], dopuszczającej do ruchu po obiekcie pojazdy o masie całkowitej do 32 t.

Ze względu na to, że częściowo most jest skonstruowany z elementów składanych, warunki użytkowe określa się jedynie na najbliższe trzy i pół roku do końca 2020 r. Jeśli do tego czasu nie zostanie wybudowany nowy most, należy na nowo określić warunki użytkowe obiektu.

Aby poprawić ochronę przeciwpowodziową oraz zapewnić pracę lodołamaczy i nieskrępowany pochód kry lodowej, należy zwiększyć prześwit pod mostem oraz poszerzyć rozstawy podpór lub całkowicie zrezygnować z podpór w korycie rzeki. Przy określaniu rozstawu filarów należy uwzględnić fakt usytuowania obiektu w pobliżu planowanego do przebudowy mostu kolejowego i nie planować podpór, których położenie względem podpór mostu kolejowego może utrudniać spływ wód rzeki Odry. Uzyskanie tych warunków jest możliwe tylko w przypadku całkowitej rozbiórki wszystkich elementów istniejącego mostu, a następnie budowie całkowicie nowego mostu.

Załącznik nr: 1

Nazwa: RYSUNKI

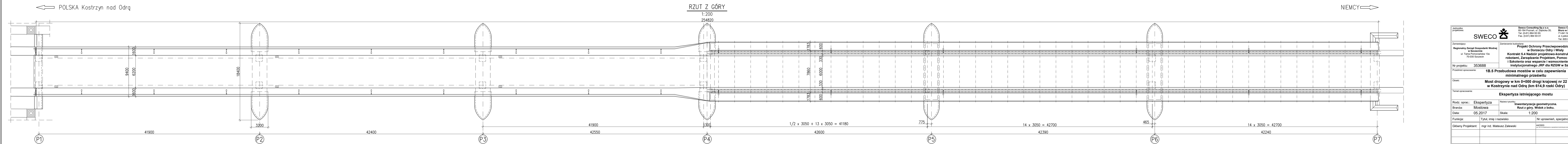
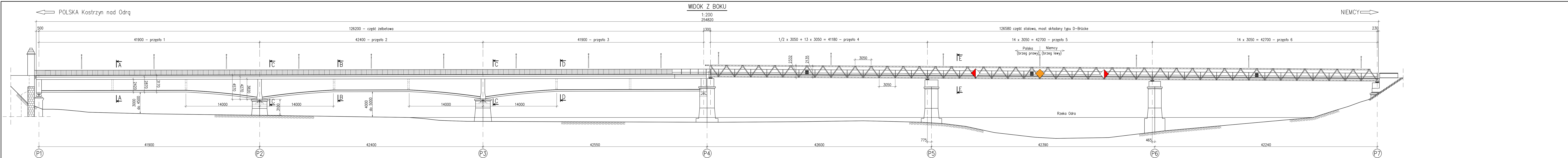
Ilość rysunków: 4

Rys. 1 – Inwentaryzacja geometryczna. Rzut z góry, widok z boku.

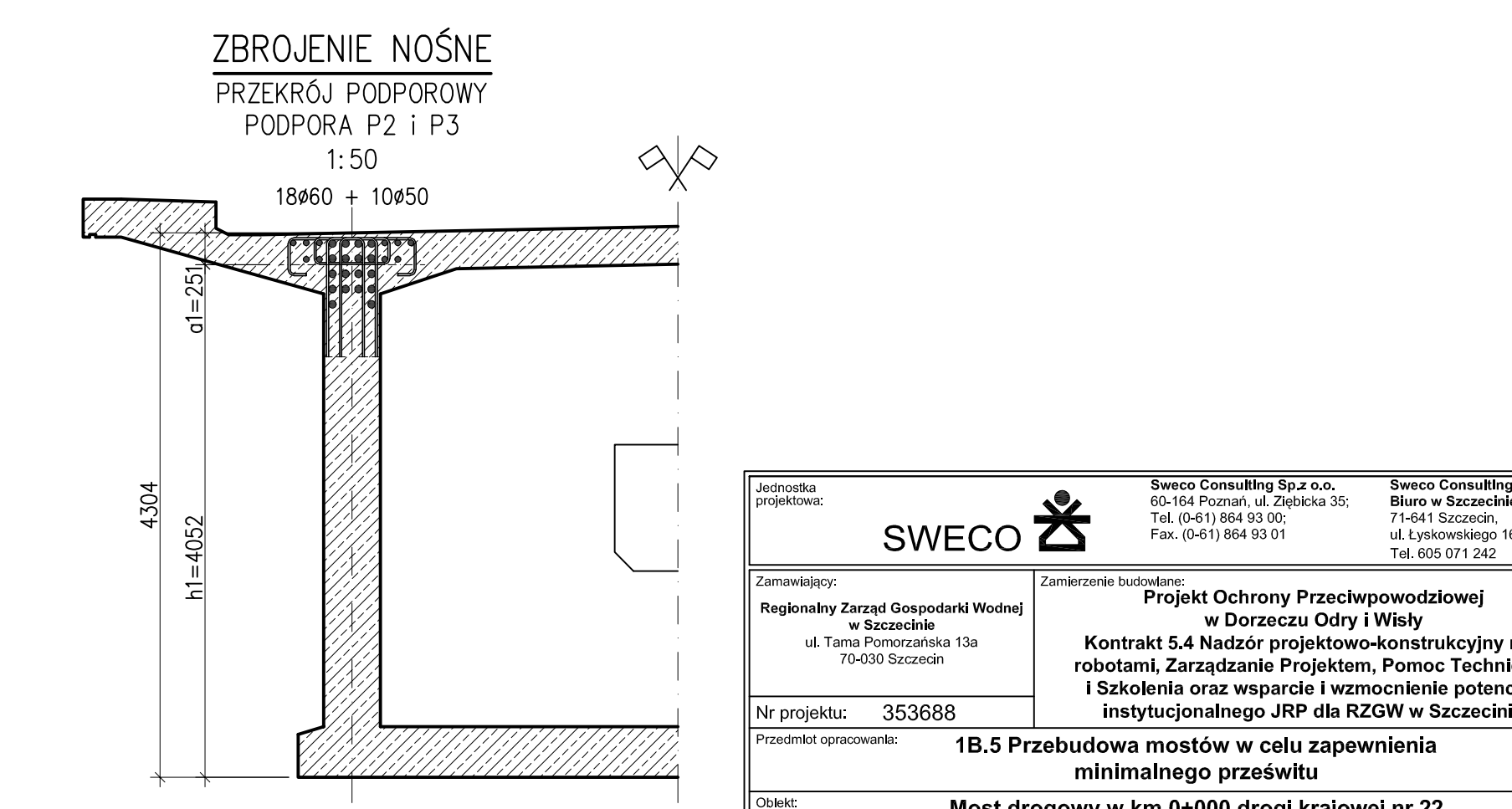
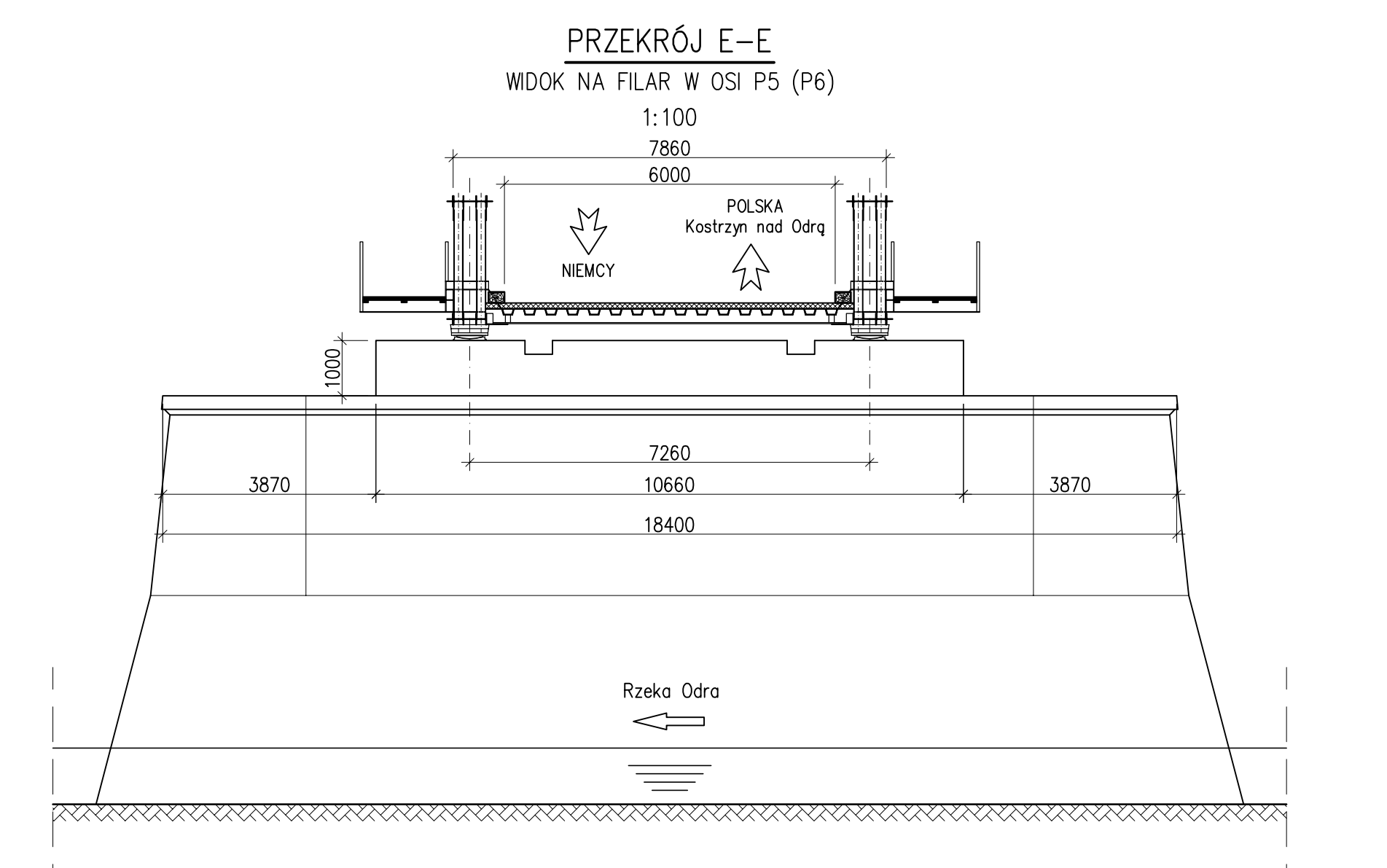
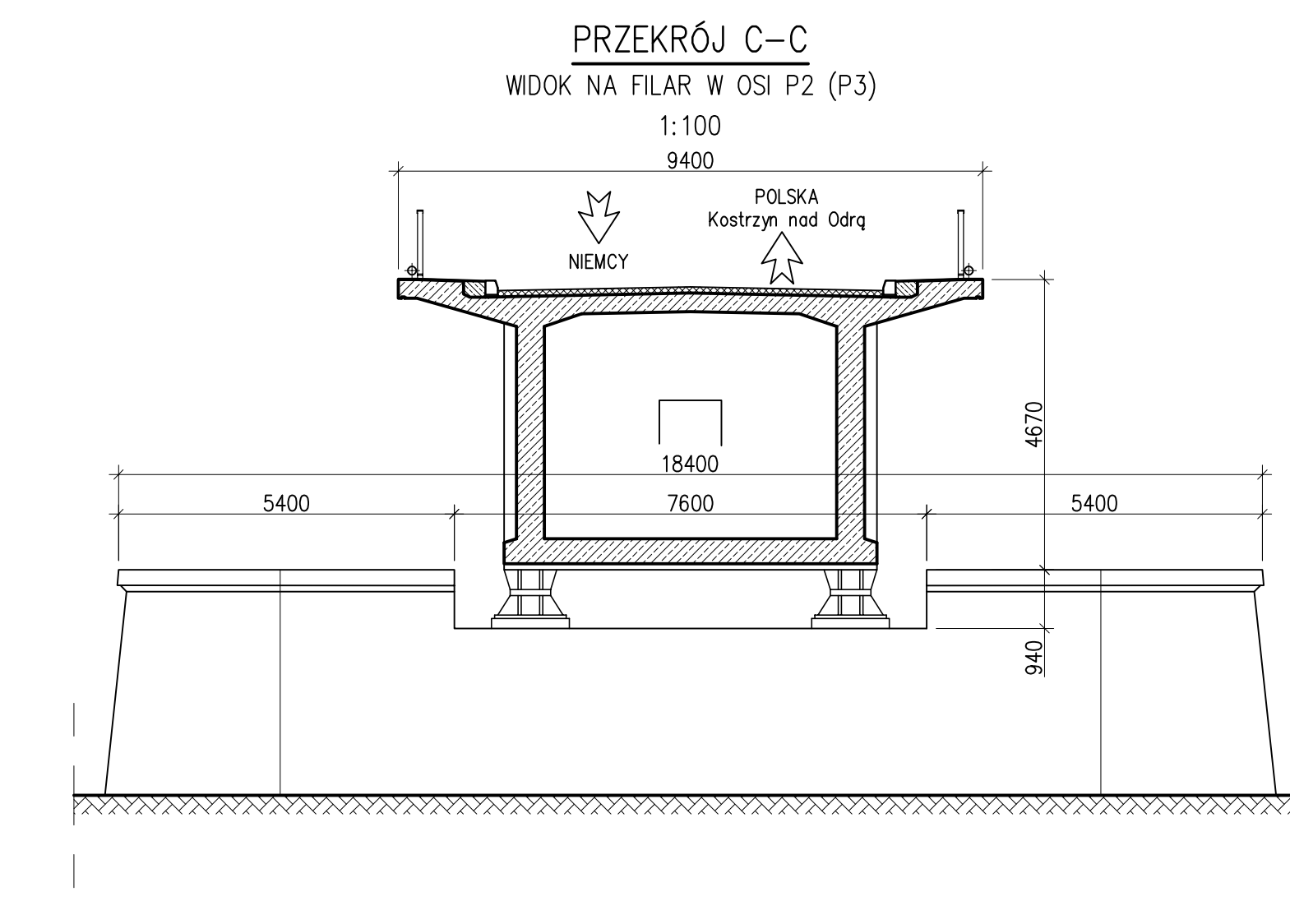
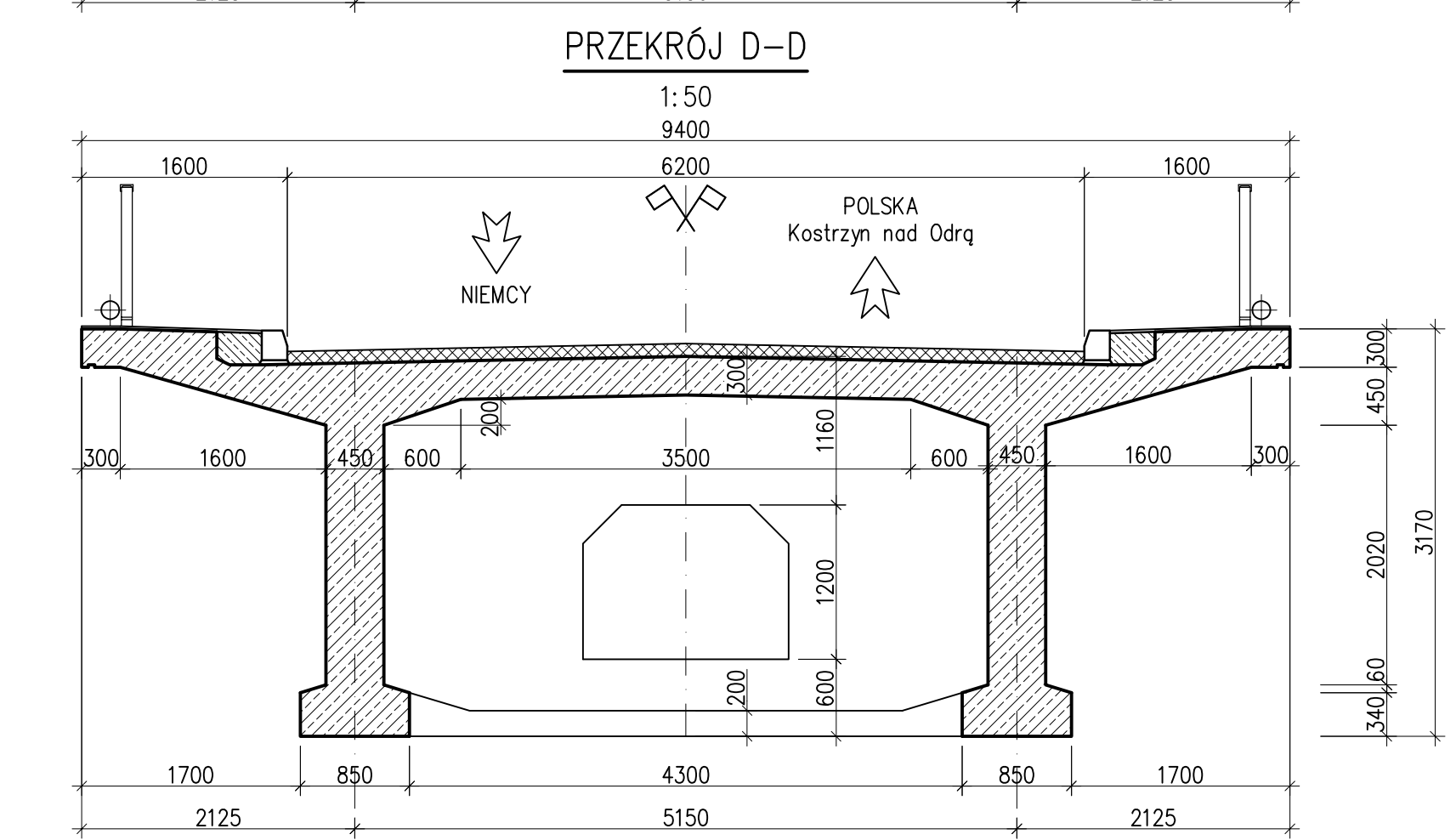
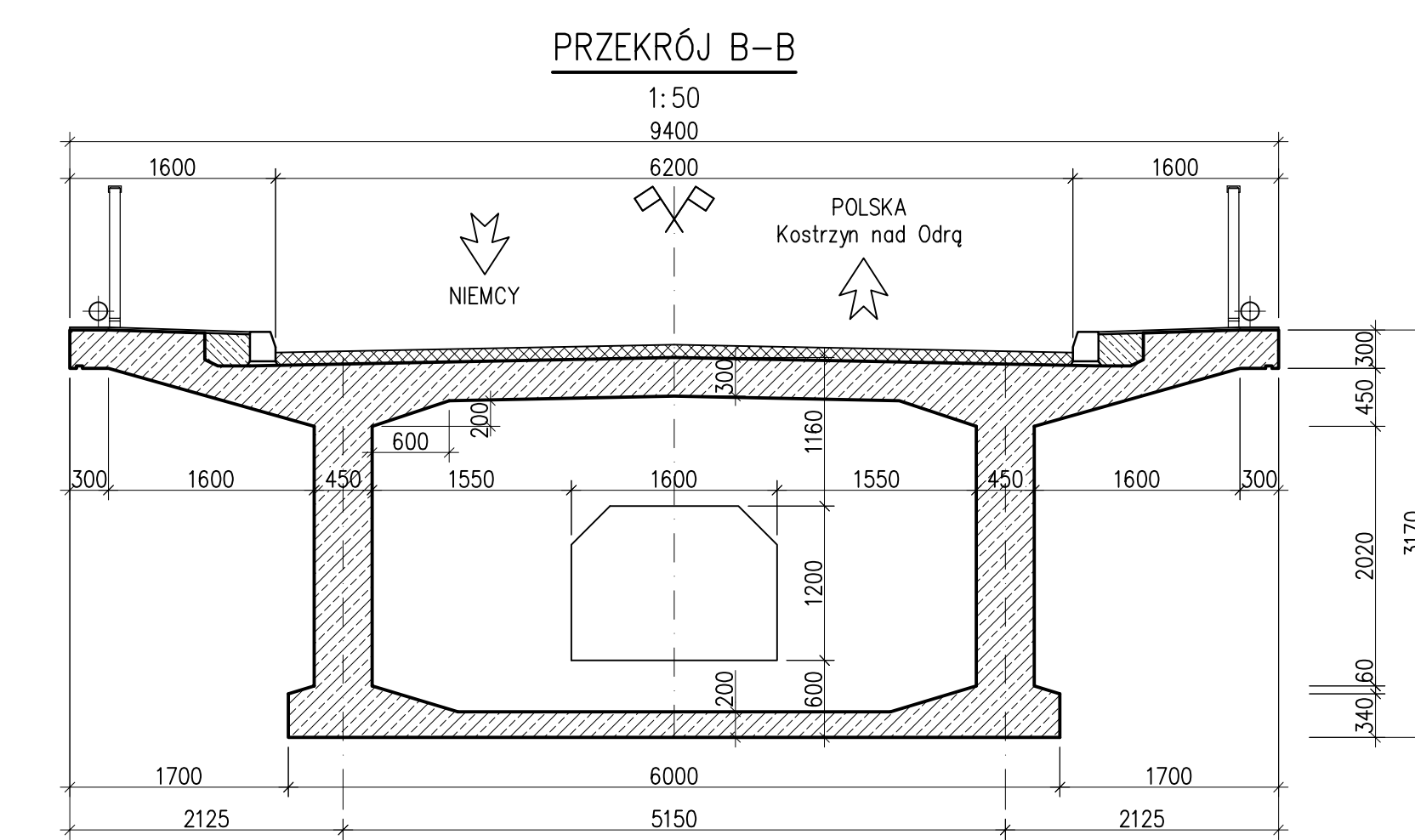
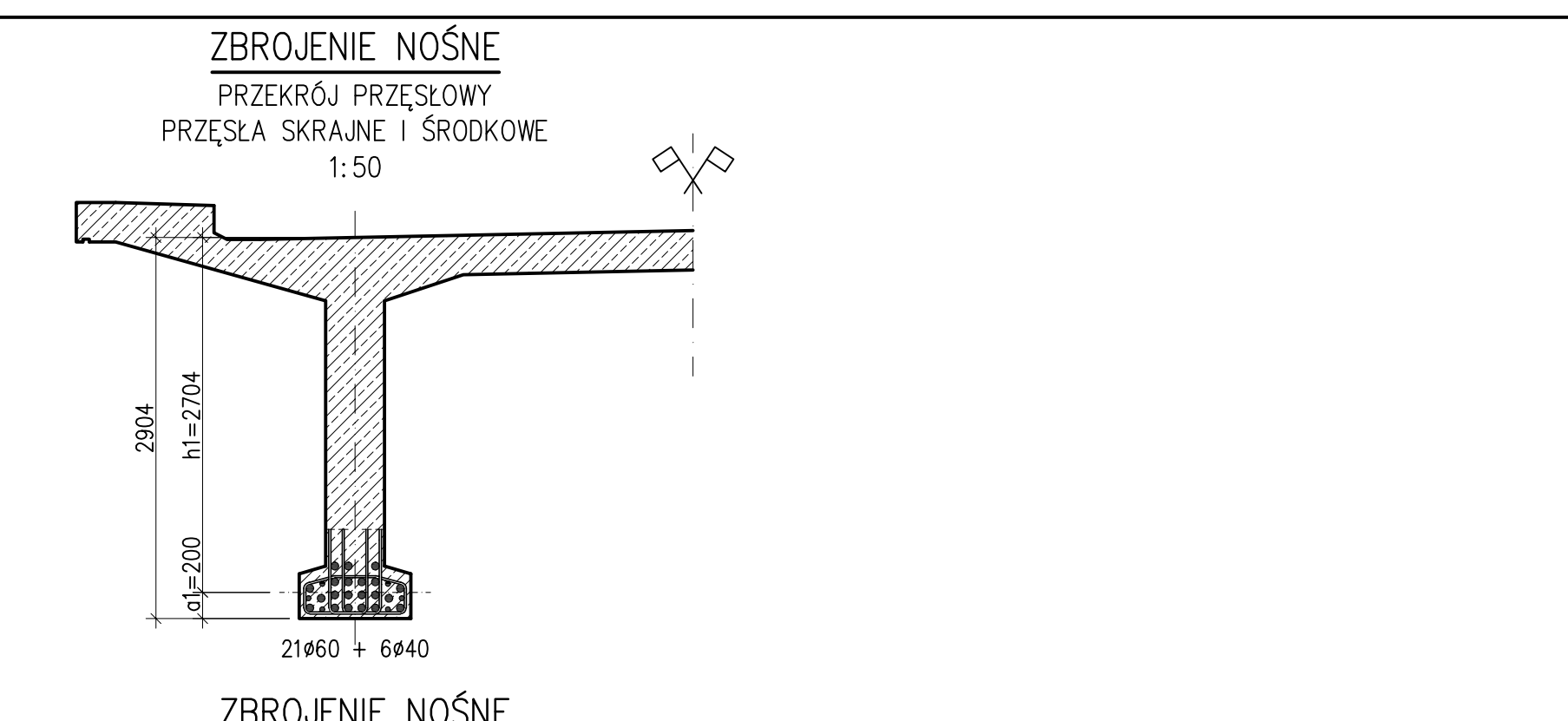
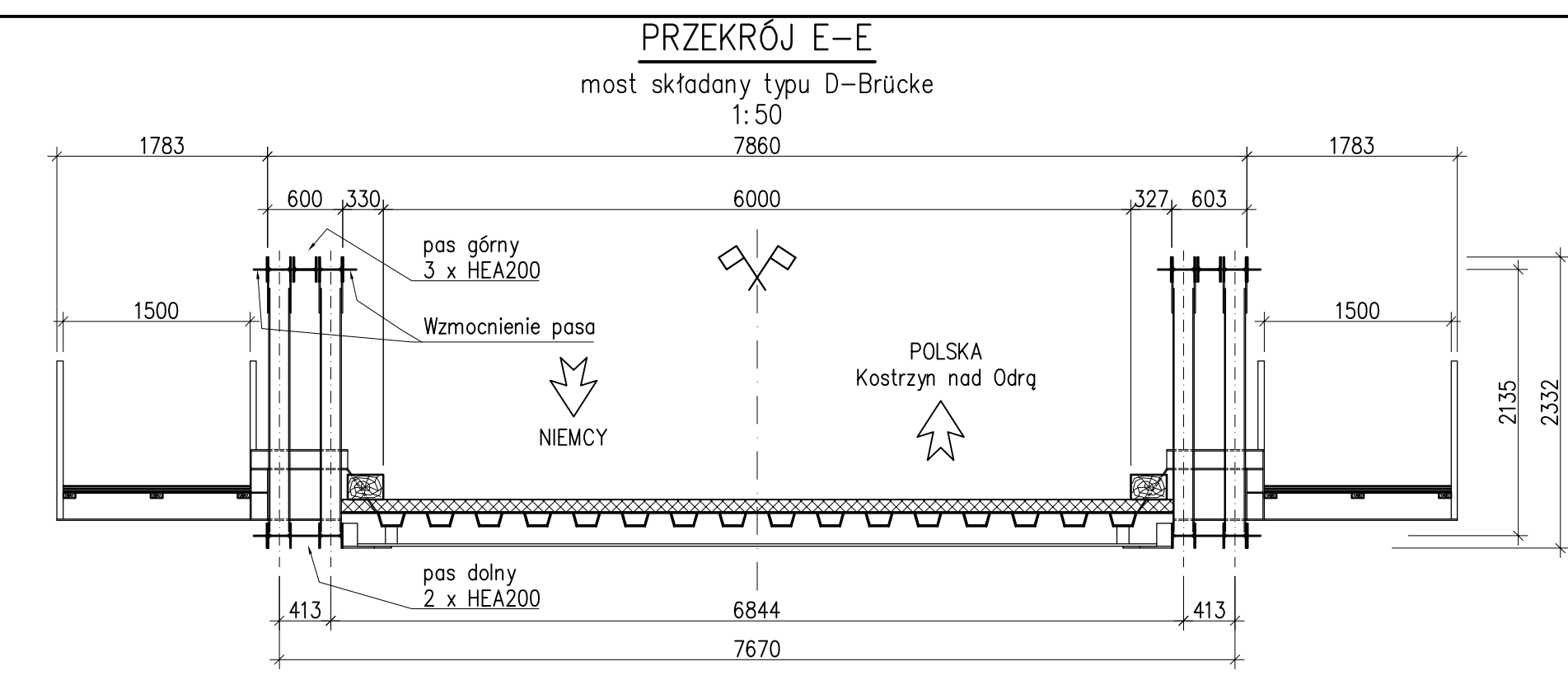
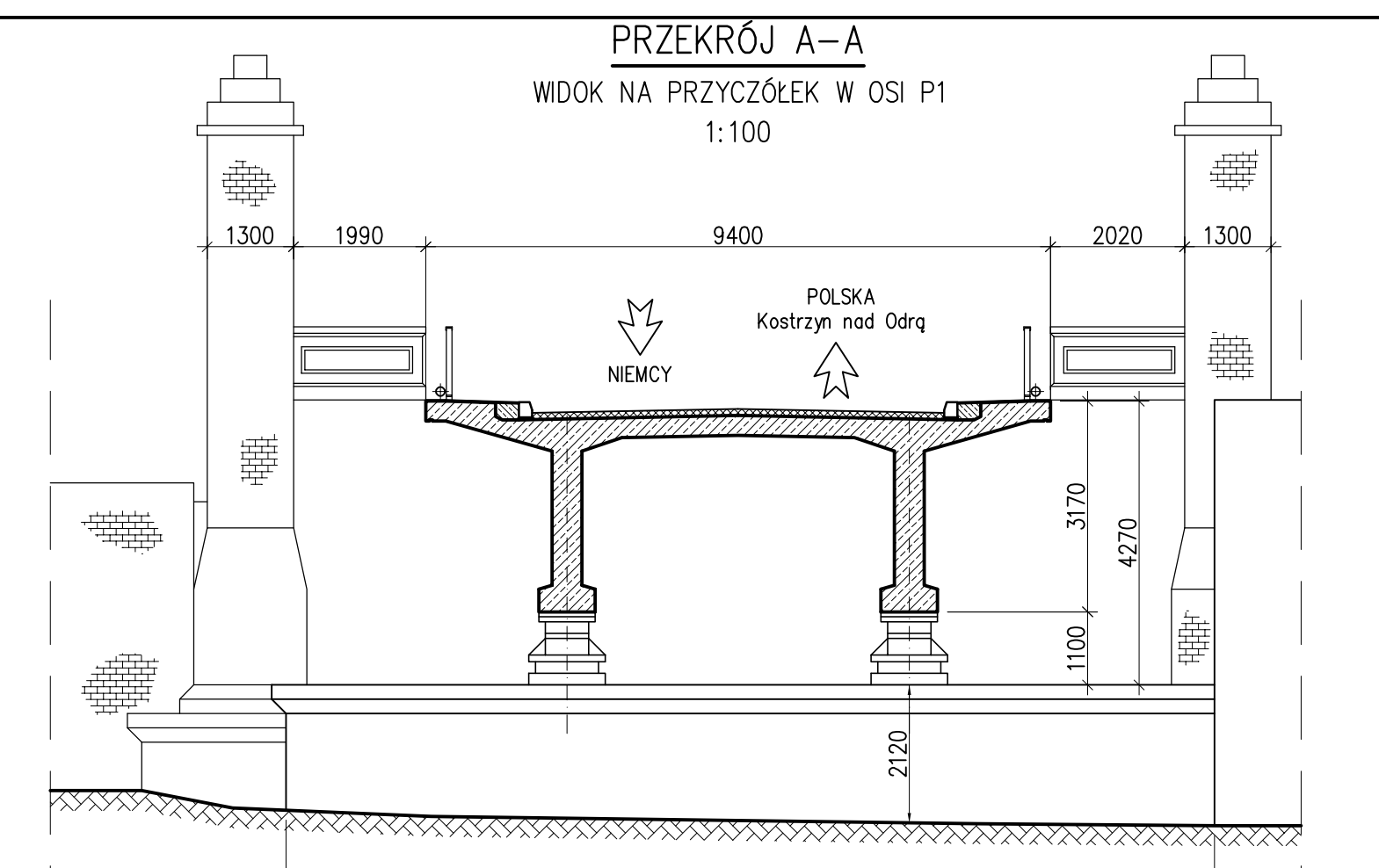
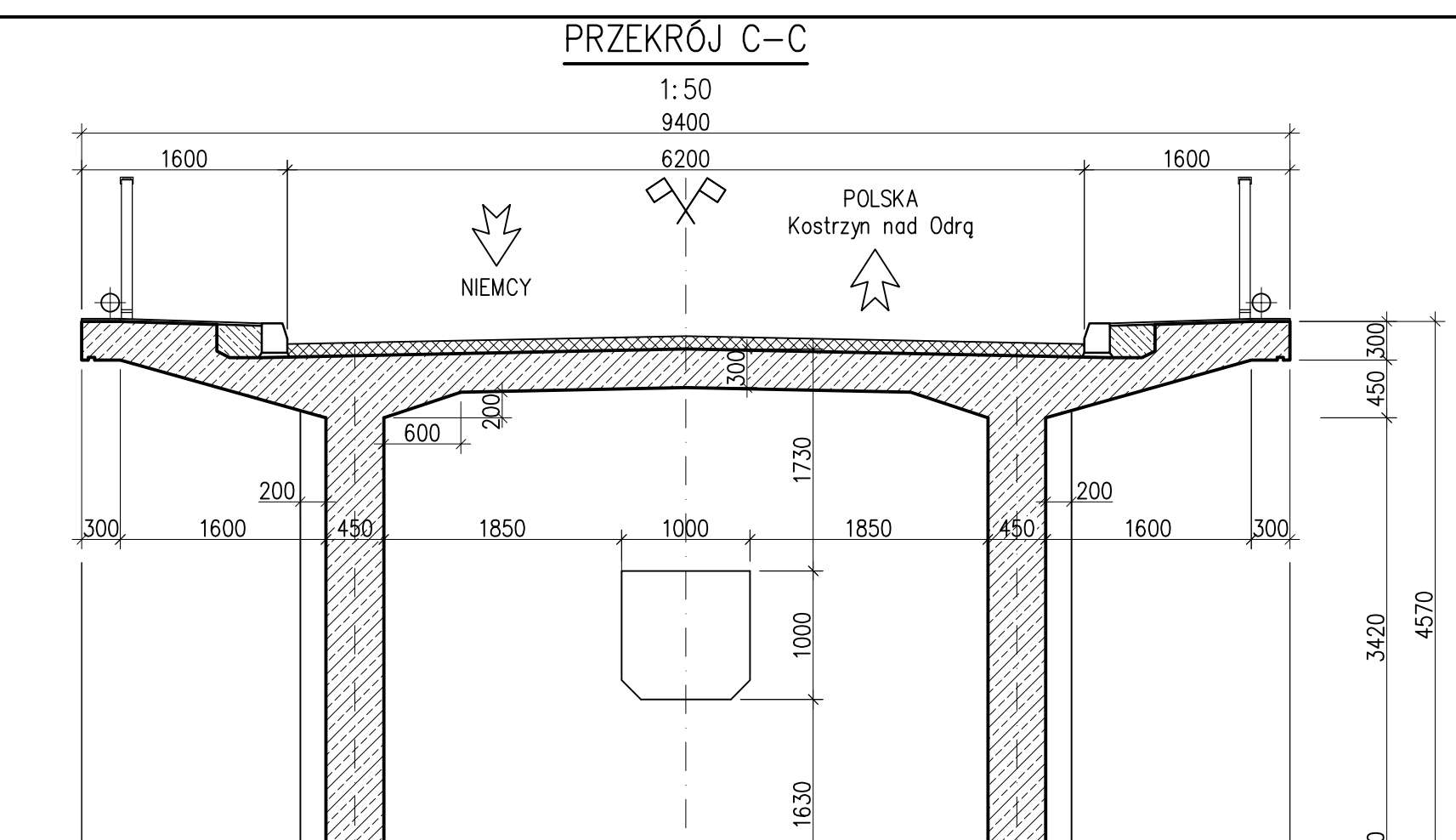
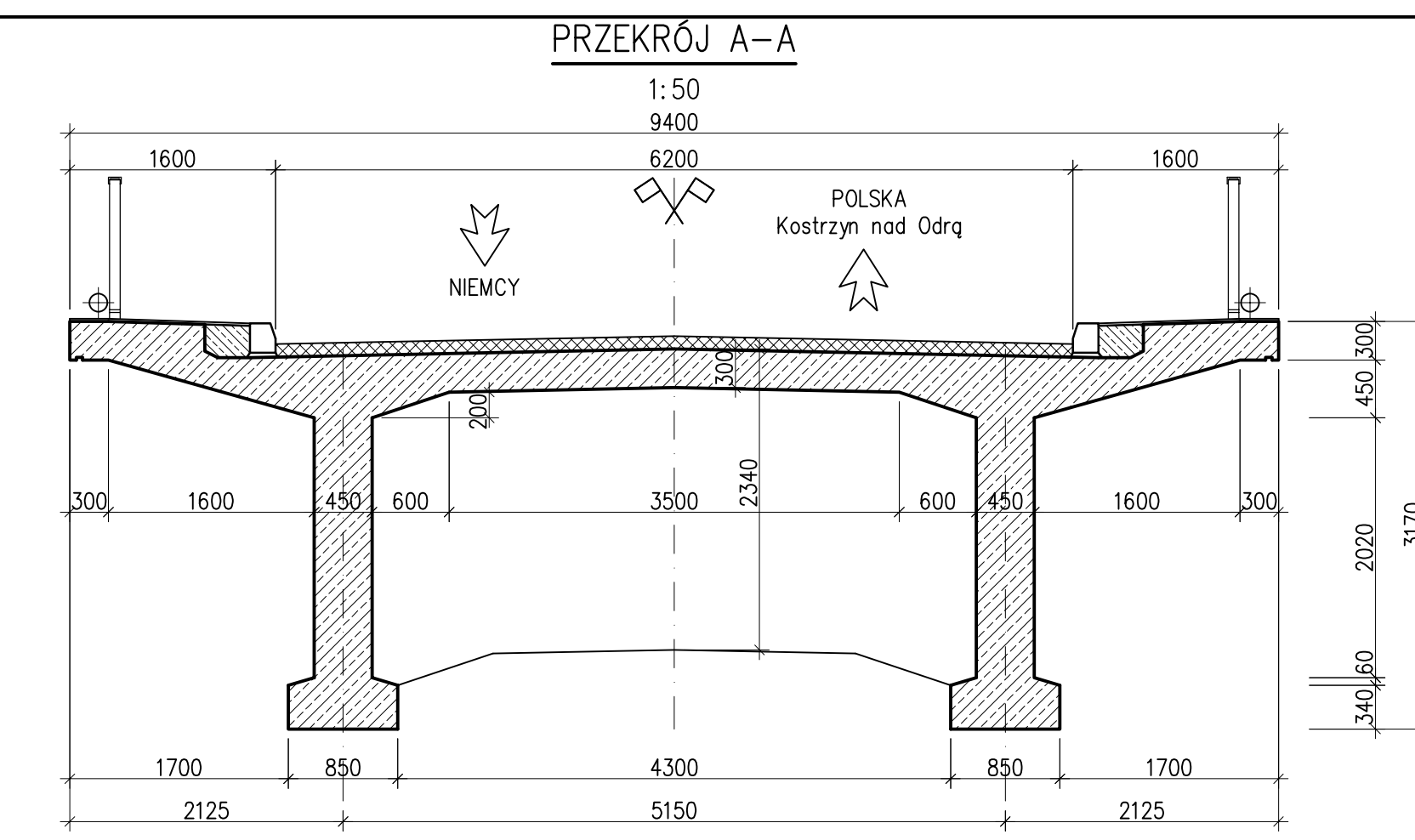
Rys. 2 – Inwentaryzacja geometryczna. Przekroje poprzeczne.

Rys. 3 – Inwentaryzacja uszkodzeń.

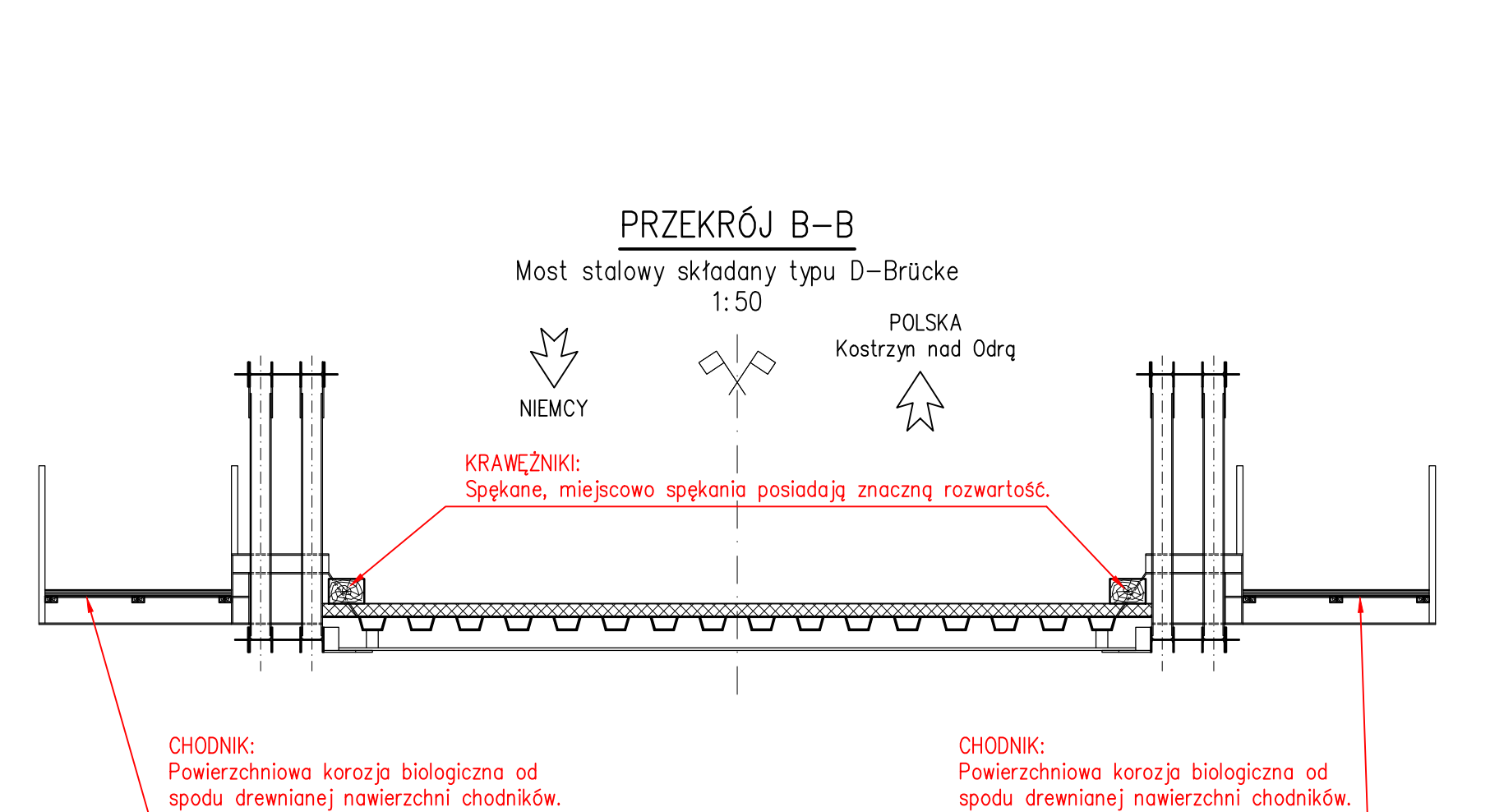
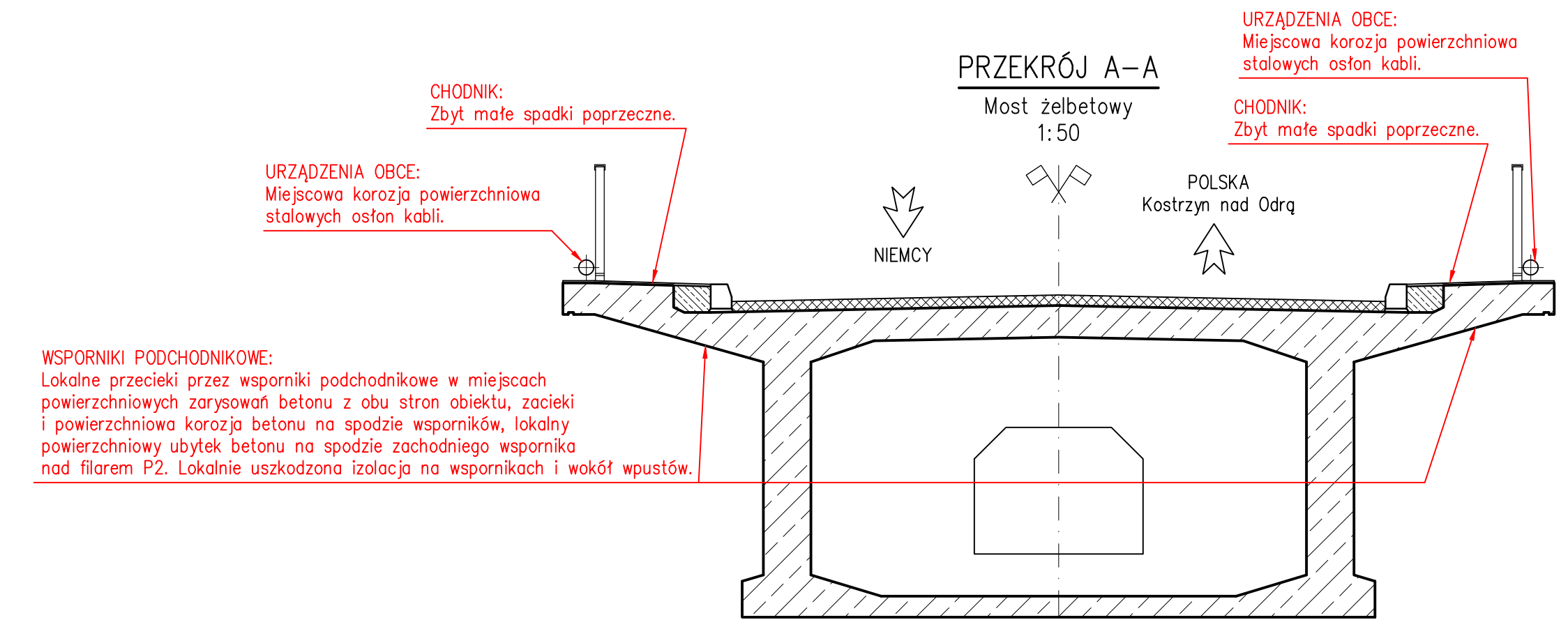
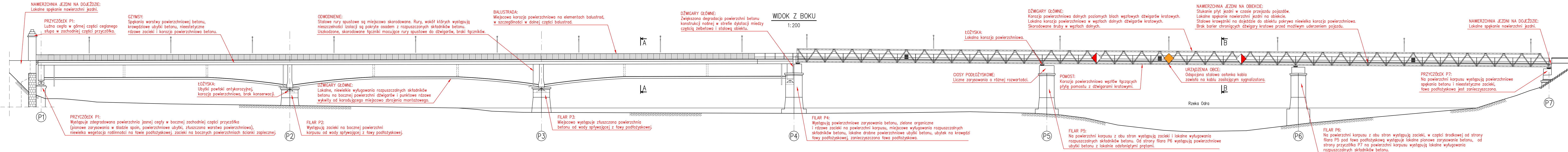
Rys. 4 – Przekrój poprzeczny przez tor wodny w osi obiektu. Przęsło 5.



SWECO Sweco Consulting Sp. z o.o. 60-164 Poznań, ul. Żelazka 30, Tel. (0-61) 864 93 00, Fax. (0-61) 864 93 01		Sweco Consulting Sp. z o.o. Biuro w Szczecinie 71-641 Szczecin, ul. Lyskowskiego 16, Tel. 605 071 242	
Zamawiający: Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Szczecinie ul. Tamta Pomorzanka 13a 70-030 Szczecin		Zamierzenie budowlane: Projekt Ochrony Przeciwpowodziowej w Dorzeczu Odry i Wisły Kontrakt 5.4 Nadzór projektowo-konstrukcyjny nad robotami, Zarządzanie Projektem, Pomoc Techniczna i Szkolenia oraz wsparcie i wzmocnienie potencjału instytucjonalnego JRP dla RZGW w Szczecinie	
Nr projektu: 353688		Przedmiot opracowania: 1B.5 Przebudowa mostów w celu zapewnienia minimalnego przęsłitu	
Obiekt: Most drogowy w km 0+000 drogi krajowej nr 22 w Kostrzynie nad Odrą (km 614,9 rzeki Odry)			
Temat opracowania: Ekspertyza istniejącego mostu			
Rodz. oprac.:	Ekspertyza	Nazwa rysunku:	inwentaryzacja geometryczna. Rzut z góry. Widok z boku.
Branża:	Mostowa	Nr rys.:	1
Data:	05.2017	Skala:	1:200
Funkcja:	Tytuł, imię i nazwisko	Nr uprawnień, specjalność	Podpis
Główny Projektant:	mgr inż. Mateusz Zalewski	442003	<i>M. Zalewski</i>

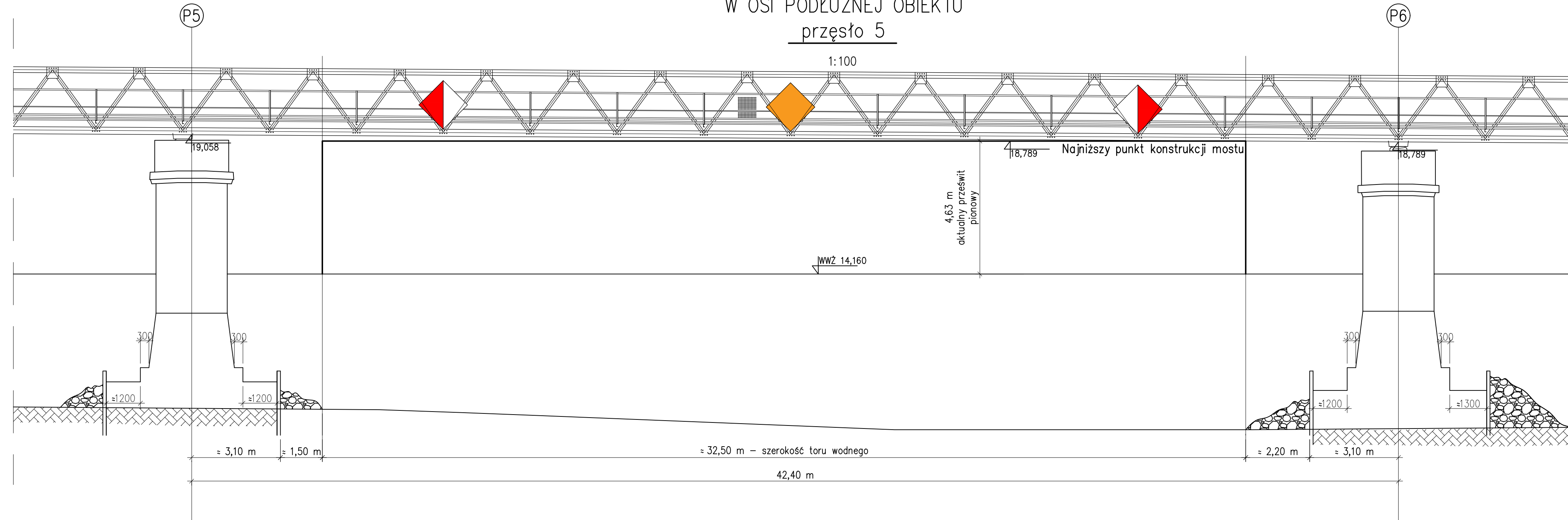


<p>Jednostka projektowa: SWECO</p>		<p>Sweco Consulting Sp.z o.o. 65-164 Poznań, ul. Złotowska 35; Tel. (0-61) 864 93 00; Fax. (0-61) 864 93 01</p>		<p>Sweco Consulting Sp.z o.o. Biuro w Szczecinie 71-641 Szczecin, ul. Lyskowskińskiego 16; Tel. 605 071 242</p>	
<p>Zamawiający: Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Szczecinie ul. Tama Pomorzńska 13a 70-030 Szczecin</p>		<p>Zamierzenie budowlane: Projekt Ochrony Przeciwpowodziowej w Dorzeczu Odry i Wisły Kontrakt 5.4 Nadzór projektowo-konstrukcyjny nad robotami, Zarządzenie Projektem, Pomoc Techniczna i Szkolenia oraz wsparcie i wzmocnienie potencjału instytucjonalnego JRP dla RZGW w Szczecinie</p>			
<p>Nr projektu: 353688</p>		<p>Przedmiot opracowania: 1B.5 Przebudowa mostów w celu zapewnienia minimalnego przęsłitu</p>			
<p>Obiekt: Most drogowy w km 0+000 drogi krajowej nr 22 w Kostrzynie nad Odrą (km 614,9 rzeki Odry)</p>					
<p>Temat opracowania: Ekspertyza istniejącego mostu</p>					
<p>Rodz. oprac.: Ekspertyza</p>		<p>Nazwa rysunku: Inwentaryzacja geometryczna. Przekroje poprzeczne.</p>		<p>Nr rys.: 2</p>	
<p>Branża: Mostowa</p>		<p>Data: 05.2017</p>		<p>Skala: 1:50 1:100</p>	
<p>Funkcja:</p>		<p>Tytuł, imię i nazwisko</p>		<p>Nr uprawnień, specjalność</p>	
<p>Główny Projektant:</p>		<p>mgr inż. Mateusz Zalewski</p>		<p>Podpis: <i>Zalewski</i></p>	



Jednostka projektowa: SWECO		Sweco Consulting Sp. z o.o. 60-164 Poznań, ul. Złotnicka 35, Tel. (0-61) 864 93 00, Fax. (0-61) 864 93 01		Sweco Consulting Sp. z o.o. Biuro w Szczecinie 71-641 Szczecin, ul. Lyskowskiego 16, Tel. 605 071 242	
Zamawiający: Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Szczecinie ul. Tamta Pomorzanka 13a 70-030 Szczecin		Zamierzenie budowlane: Projekt Ochrony Przeciwpowodziowej w Dorzeczu Odry i Wisły Kontrakt 5.4 Nadzór projektowo-konstrukcyjny nad robotami, Zarządzanie Projektem, Pomoc Techniczna i Szkolenia oraz wsparcie i wzmocnienie potencjału instytucjonalnego JRP dla RZGW w Szczecinie			
Nr projektu: 353688		Przedmiot opracowania: 1B.5 Przebudowa mostów w celu zapewnienia minimalnego prześwitu			
Objekt: Most drogowy w km 0+000 drogi krajowej nr 22 w Kostrzynie nad Odrą (km 614,9 rzeki Odry)					
Temat opracowania: Ekspertyza istniejącego mostu					
Rodz. oprac.: Ekspertyza		Nazwa rysunku: Inwentaryzacja uszkodzeń.		Nr rys.: 3	
Branża: Mostowa		Skala: 1:200			
Data: 05.2017					
Funkcja: Tytuł, imię i nazwisko		Nr uprawnień, specjalność		Podpis	
Główny Projektant: mgr inż. Mateusz Zalewski		44/2003 mgr inż. M. Zalewski		[Podpis]	

PRZEKRÓJ POPRZECZNY PRZEZ TOR WODNY
W OSI PODŁUŻNEJ OBIEKTU
przęsło 5



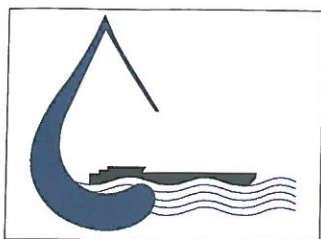
Jednostka projektowa: SWECO		Sweco Consulting Sp.z o.o. 60-164 Poznań, ul. Ziębicka 35; Tel. (0-61) 864 93 00; Fax. (0-61) 864 93 01		Sweco Consulting Sp.z o.o. Biuro w Szczecinie 71-641 Szczecin, ul. Lyskowskiego 16; Tel. 605 071 242	
Zamawiający: Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Szczecinie ul. Tama Pomorzańska 13a 70-030 Szczecin		Zamierzenie budowlane: Projekt Ochrony Przeciwpowodziowej w Dorzeczu Odry i Wisły Kontrakt 5.4 Nadzór projektowo-konstrukcyjny nad robotami, Zarządzanie Projektem, Pomoc Techniczna i Szkolenia oraz wsparcie i wzmocnienie potencjału instytucjonalnego JRP dla RZGW w Szczecinie			
Nr projektu: 353688		Przedmiot opracowania: 1B.5 Przebudowa mostów w celu zapewnienia minimalnego prześwitu			
Obiekt: Most drogowy w km 0+000 drogi krajowej nr 22 w Kostrzynie nad Odrą (km 614,9 rzeki Odry)					
Temat opracowania: Ekspertyza istniejącego mostu					
Rodz. oprac.: Ekspertyza		Nazwa rysunku: Przekrój poprzeczny przez tor wodny w osi obiektu. Przęsło 5.		Nr rys.: 4	
Branża: Mostowa		Skala: 1:100			
Data: 05.2017					
Funkcja:		Tytuł, imię i nazwisko		Nr uprawnień, specjalność	
Podpis:		mgr inż. Mateusz Zalewski		44/2003 up. bud. do projektowania w specjalności konstrukcyjno-budowlanej	
				Podpis:	

KARTA INFORMACYJNA ZAŁĄCZNIKA

Załącznik nr: 2

Nazwa: Pismo RZGW w Szczecinie Idz. JRP-063/KWT/8-2016-bk
dot. rządnej WWŻ w przekroju mostu nad Odrą w Kostrzynie n/ Odrą

Ilość stron: 2



REGIONALNY ZARZĄD GOSPODARKI WODNEJ W SZCZECINIE

UL. TAMA POMORZAŃSKA 13A

70-030 SZCZECIN



Nr 2520/1/2015



Nr K-20/1/2015

SEKRETARIAT: 91 - 44 -11-200
Fax: 91 - 44 -11-300
Centrum Operacyjne: 91 - 44 -11-301

e-mail: sekretariat@szczecin.rzgw.gov.pl

www.szczecin.rzgw.gov.pl

www.bip.szczecin.rzgw.gov.pl

e-mail: centrum.operacyjne@szczecin.rzgw.gov.pl

NIP 852-22-59-310

REGON 811932724

JRP-063/KWT/8-2016-bk

Szczecin, 28.12.2016 r.

**SWECO Consulting sp. z o.o. –
Lider JV
ul. Ziębicka 35
60-164 Poznań**

Dotyczy: Kontraktu pod nazwą: „Nadzór projektowo-konstrukcyjny. Zarządzanie Projektem, Pomoc Techniczna i Szkolenia oraz Wsparcie Techniczne dla Projektu i Wzmocnienie potencjału instytucjonalnego JRP” zawartego w dniu 10.11.2016 r. Dotyczy: rzędnych WWŻ

Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Szczecinie w odpowiedzi na Państwa pisma znak: 17/POPDOW/SZ/W/2016, 19/POPDOW/SZ/W/2016 oraz 20/POPDOW/SZ/W/2016 z dnia 22.12.2016 r. informuje, że rzędne wysokość stanów WWŻ dla mostów kolejowych:

- w km 614,9 rzeki Odry, w stosunku do stanu WWŻ II – 475 odniesionego do wodowskazu w Słubicach wynosi: **14,16 m Kr.** Zgodnie z wymaganiami IV klasy żeglowności most powinien zostać przebudowany, tak aby minimalny prześwit pod nim wynosił 5,25 m. W związku z powyższym wysokość najniższej krawędzi konstrukcji mostu w przęśle nurtowym w stosunku do stanu WWŻ powinna wynosić 19,41 m Kr.
- w km 615,1 rzeki Odry, w stosunku do stanu WWŻ II - 475 odniesionego do wodowskazu w Słubicach wynosi: **14,12 m Kr.** Zgodnie z wymaganiami IV klasy żeglowności most powinien zostać przebudowany, tak aby minimalny prześwit pod nim wynosił 5,25 m. W związku z powyższym wysokość najniższej krawędzi konstrukcji mostu w przęśle nurtowym w stosunku do stanu WWŻ powinna wynosić 19,37 m Kr.

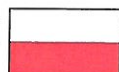


**INFRASTRUKTURA
I ŚRODOWISKO**
NARODOWA STRATEGIA SPÓJNOŚCI

UNIA EUROPEJSKA
FUNDUSZ SPÓJNOŚCI




THE WORLD BANK
IBRD • IDA



- w km 733,7 rzeki Regalicy, w stosunku do stanu WWŻ – 610 odniesionego do wodowskazu w Szczecinie Podjuchach wynosi: **1,02 m Kr.** Zgodnie z wymaganiami Vb klasy żeglowności most powinien zostać przebudowany, tak aby minimalny prześwit pod nim wynosił 5,25 m. W związku z powyższym wysokość najniższej krawędzi konstrukcji mostu w przęśle stałym w stosunku do stanu WWŻ powinna wynosić 6,27 m Kr.

Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Szczecinie informuje, że podane parametry obliczono na podstawie pomiarów firmy CORIOLIS S.C wykonanych w latach 1988 – 1989.


D. Y. W. S. C. O. R.
dr inż. Andrzej Kreft

Otrzymują:

1. Adresat
2. BKP OPDOW ul. Jaworowa 9, 53-123 Wrocław
3. a/a

2



**INFRASTRUKTURA
I ŚRODOWISKO**
NARODOWA STRATEGIA SPÓJNOŚCI

UNIA EUROPEJSKA
FUNDUSZ SPÓJNOŚCI



THE WORLD BANK
IBRD - IDA

