

TARCOPOL[®]

duńsko-polska spółka z o.o.

27-200 Starachowice

ul. Składowa 16

telefony:

041 273 24 30, 071 790 56 45

Nr KRS 0000069023

Sąd Rejestrowy:

Sąd Rejonowy w Kielcach

Wysokość kapitału zakładowego:

79 000 PLN

TARCOPOL[®]
TPM
CONSULTING

TARCOPOL Sp. z o.o. Oddział Wrocław TPM Consulting

54-611 Wrocław, ul. Stanisławowska 27

tel. 071 795 40 25, tel./fax 071 795 40 23, tel. 0 601 463 888

NIP: 664-000-01-30 REGON: 290006905

www. tpm-consulting.com.pl e-mail: tpm@tpm-consulting.com.pl

ISO 9001
BUREAU VERITAS
Certification



PL 7000332

Nr opracowania: **TPM – 269/ TP-85/2011/Z-1**

**OCENA STANU TECHNICZNEGO PODPÓR
MOSTU GRANICZNEGO W CIĄGU DK 22 W KM 0+000
NAD RZEKĄ ODRA W MIEJSCOWOŚCI KOSTRZYN
POD KĄTEM OKREŚLENIA MOŻLIWOŚCI PRZENIESIENIA
USTROJU NOŚNEGO KLASY A WG PN-85/S-10030**



Wrocław, październik 2011

■ specjalistyczna kontrola jakości
obiektów komunikacyjnych i budowlanych ■
doradztwo w zakresie nowoczesnych technologii
i materiałów budowlanych



■ projektowanie obiektów mostowych ■
nowoczesna aparatura do badań nieniszczących
■ ekspertyzy techniczne i szkolenia

Numer pracy: **TPM – 269/TP-85/2011/Z-1 (umowa nr Z4/96/2010 z dnia 17.06.2011)**

Praca została wykonana na zlecenie:

**Generalna Dyrekcja
Dróg Krajowych i Autostrad**
Oddział w Zielonej Górze
Ul. Westerplatte 31
65-950 Zielona Góra

KIEROWNIK TEMATU:

dr inż. Tomasz Łakomy

ZESPÓŁ AUTORSKI:

dr inż. Tomasz Łakomy

mgr inż. Tomasz Zając

mgr inż. Tomasz Raif

KIEROWNIK ODDZIAŁU TPM CONSULTING:

mgr inż. Ryszard Wodyński

Niniejsze opracowanie zostało wykonane we współpracy z:

- Geotechnika dr inż. Jerzy Rzeźniczak, ul. Albanska 18, 60-123 Poznań - w zakresie analiz geotechniczno - geologicznych
- Przedsiębiorstwo Wiertnicze GEONURT Jan Magierski ul. Meissnera 16A/15, 80-462 Gdańsk - w zakresie wierceń geologicznych
- GEOPROJEKT-POZNAŃ Przedsiębiorstwo Geotechniczne i Geologiczne s.c., ul. Regłowa 3, 60-113 Poznań - w zakresie badań geotechnicznych
- mgr inż. Jan Piasecki - w zakresie analiz hydrologiczno - hydraulicznym
- Bałtyckie Przedsiębiorstwo Nurkowe "EXPLORER" skr. poczt. 2, 81-308 Gdynia 8 - w zakresie prac podwodnych

SPIS TREŚCI

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA.....	4
2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA	4
3. PODSTAWA OPRACOWANIA	4
4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU.....	7
4.1. STAN ISTNIEJĄCY	7
4.2. HISTORIA OBIEKTU	13
5. PRZEGLĄD OBIEKTU	18
5.1. DOKUMENTACJA PRZEGLĄDU KONSTRUKCJI OBIEKTU	18
5.2. OPIS USZKODZEŃ – CZEŚĆ ŻELBETOWA	20
5.3. OPIS USZKODZEŃ – CZEŚĆ STALOWA	22
5.4. FOTOGRAFICZNA INWENTARYZACJA USZKODZEŃ	25
6. OCENA STANU TECHNICZNEGO PODPÓR.....	36
6.1. PRZYCZÓŁEK P1	36
6.2. FILARY P2 I P3	40
6.3. FILAR P4	45
6.4. FILARY P5 I P6	49
6.5. PRZYCZÓŁEK P7	54
7. BADANIA KONSTRUKCJI.....	57
7.1. SZCZEGÓŁOWY ZAKRES BADAŃ.....	57
7.2. OPIS PRZYJĘTYCH METOD BADAWCZYCH	57
8. WYNIKI BADAŃ.....	58
8.1. OCENA MAKROSKOPOWA ODWIERTÓW KONTROLNYCH POBRANYCH Z KORPUSÓW PODPÓR	58
8.2. BADANIA LABORATORYJNE ODWIERTÓW KONTROLNYCH POBRANYCH Z KORPUSÓW PODPÓR	61
.....	61
8.3. OKREŚLENIE GRUBOŚCI NAWIERZCHNI JEZDNI.....	71
8.4. WNIOSKI Z BADAŃ.....	72
9. OBLICZENIA STATYCZNO - WYTRZYMAŁOŚCIOWE	75
9.1. ZAŁOŻENIA DO OBLICZEŃ	75
9.2. METODA OBLICZEŃ I ZASTOSOWANE SCHEMATY STATYCZNE	75
9.3. PODSTAWOWE WYNIKI Z OBLICZEŃ	75
9.4. SCHEMATY OBCIĄŻENIA	80
9.5. SIŁY WEWNĘTRZNE	81
9.6. NAPRĘŻENIA.....	83
9.7. PODSUMOWANIE OBLICZEŃ SPRAWDZAJĄCYCH.....	85
10. PODSUMOWANIE	86
11. WNIOSKI KOŃCOWE.....	94

Załącznik nr 1 – Dokumentacja geotechniczna

Załącznik nr 2 – Raport z inspekcji podwodnej mostu

Załącznik nr 3 – Ocena hydrologiczno – hydrauliczna

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem niniejszego opracowania jest most graniczny w ciągu drogi krajowej nr 22 w km 0+000 nad rzeką Odrą w miejscowości Kostrzyn.

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem opracowania jest ocena stanu technicznego podpór obiektu pod kątem określenia możliwości przeniesienia ustroju nośnego klasy A wg normy PN-85/S-10030.

Zakres opracowania w szczególności obejmuje:

- opis stanu istniejącego oraz historię obiektu,
- ocenę stanu technicznego nadwodnej części podpór i przęseł, obejmującą szczegółowe oględziny obiektu, inwentaryzację uszkodzeń oraz badania materiałowe,
- ocenę podwodnej części podpór,
- ocenę nośności podpór, obejmującą badania materiałowe oraz obliczenia statycznie wytrzymałościowe,
- ocenę nośności posadowienia, obejmującą badania geologiczne oraz obliczenia statycznie wytrzymałościowe,
- obliczenia hydrauliczno – hydrologiczne obiektu,
- raport końcowy obejmujący ocenę aktualnego stanu technicznego obiektu oraz określający zakres wymaganego remontu
- ocenę aktualnej nośności podpór oraz określenie możliwości ich wykorzystania do przenoszenia obciążeń odpowiadających klasie A wg PN-85/S-10030.

3. PODSTAWA OPRACOWANIA

Niniejsze opracowanie wykonano na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad, oddział w Zielonej Górze, ul. Westerplatte 31, 65-950 Zielona Góra, zgodnie z umową nr **Z4/96/2010 (TP-85/2011)**, zawartą w dniu 17.06.2011 r. w Zielonej Górze.

Podstawę do sporządzenia opracowania stanowią:

- oględziny obiektu, inwentaryzacja i materiały zdjęciowe wykonane w dniach 27 czerwca 2011 – 31 sierpnia 2011 r,
- badania makroskopowe przewiertów kontrolnych przez korpusy i fundamenty podpór oraz badania wytrzymałościowe pobranych próbek,

- rozpoznanie geologiczne podłoża gruntowego wykonane w dniach 25 lipca 2011 – 30 września 2011 r,
- badania podwodnych części podpór wraz z rozpoznaniem ukształtowania dna cieków wykonane w dniach 20 września 2011 – 30 września 2011 r.,
- opracowanie hydrologiczne z września 2011 r.,
- literatura i normy z zakresu budownictwa mostowego,
- dokumentacja archiwalna obiektu:
 - „Karta ewidencyjna zabytków architektury i budownictwa”, wrzesień 1992r
 - „Brücke bei Küstrin über die Oder im Zuge der Bundesstrasse 1” Planung und Entwicklung im Bauwesen GmbH, Prof. Sedlacek & Partner, 1992r – projekt Niemiecki przebudowy podpór i montażu mostu składanego,
 - „Ekspertyza wraz z oceną nośności (na podstawie analiz teoretycznych) ustroju nośnego granicznego mostu drogowego przez rzekę Odrę w Kostrzynie”, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, wrzesień 1993r,
 - „Projekt techniczny podnoszenia mostu granicznego w Kostrzynie i nadzór nad wykonaniem tego projektu”, Politechnika Wrocławska, grudzień 1993r,
 - „Dokumentacja projektowa remontu konstrukcji żelbetowej mostu granicznego przez rz. Odrę w m. Kostrzyn”, Transprojekt Gdańsk, czerwiec 1994r,
 - „Przeliczenie nośności wg polskiej normy”, Pracownia Projektowa Dróg i Mostów – dr inż. J. Hołowaty, czerwiec 1997r,
 - „Rewizja konstrukcji stalowej mostu”, Pracownia Projektowa Dróg i Mostów – dr inż. J. Hołowaty, maj 2000r,
 - „Analiza przydatności użytkowej i nośności drogowego mostu granicznego przez Odrę w Kostrzynie nad Odrą”, Przedsiębiorstwo Innowacji Naukowo – Technicznych i Wdrożeń „Polingosco”, październik 2000r,
 - Karta przeglądu szczegółowego mostu z 8-23.08.2000r,
 - Karta przeglądu szczegółowego mostu z 18-31.05.2005r,
 - Fotografie archiwalne z roku 2008

Wymieniona dokumentacja archiwalna pochodzi od Zamawiającego lub została pozyskana z następujących instytucji:

Archiwum Państwowe we Wrocławiu.

Zespół: Nadprezydium Prowincji Śląskiej we Wrocławiu.

Akta: Zarządu Regulacji Rzeki Odry. Syg. 354 i 408.

Der Anstrich der Oderstrassenbrücke Küstrin 1933.

Archiwum Państwowe w Zielonej Górze oddział w Wilkowie.

Akta Biura Technicznego firmy: Fabrik für Brückenbau und Eisenkonstruktionen Beuchelt & Co z Zielonej Góry.

4. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

4.1. STAN ISTNIEJĄCY

Przedmiotowy obiekt mostowy znajduje się w km 0+000 drogi krajowej nr 22 nad rzeką Odrą, w miejscowości Kostrzyn. Jest to most graniczny o całkowitej długości około 255m, składający się z dwóch części: żelbetowej będącej w zarządzie strony polskiej oraz stalowej, będącej w zarządzie strony niemieckiej.

Przęsła żelbetowe mostu wykonano w postaci konstrukcji ciągłej, trójprzęsłowej, o rozpiętości teoretycznej przęseł wynoszącej 41,9 m + 42,4 m + 41,9 m. Konstrukcja przęseł jest monolityczna, w środkowym przęśle oraz w obrębie podpór pośrednich skrzynkowa, w przęsłach skrajnych dwudźwigarowa, z jazdą górą. Rozstaw osiowy dźwigarów / ścian bocznych skrzynki wynosi 5,15 m. Wysokość dźwigarów / skrzynki żelbetowej wynosi 2,42 m (licząc od spodu do wspornika podchodnikowego). Na długości około 14 m licząc od osi podpór pośrednich wysokość dźwigarów / skrzynki jest zmienna w zakresie 2,42 m – 3,82 m. Grubość płyty pomostowej wynosi około 0,3 m. Na długości przęseł występują po dwie poprzecznice / przepony.

Na płycie pomostowej zlokalizowana jest jezdnia o szerokości 6,0 m oraz chodniki o szerokości 2x 1,5m. Nawierzchnia jezdni jest asfaltowa, nawierzchnia chodników wykonana jest z żywicy epoksydowych. Krawężniki kamienne mają wysokość 0,13 m. Balustrady wzdłuż chodników są stalowe, o wysokości 1,0 m. Szerokość całkowita obiektu wynosi 9,40 m. Wysięg wsporników wynosi 1,90 m.

Odwodnienie mostu odbywa się powierzchniowo za pomocą spadków podłużnych i poprzecznych do wpustów mostowych zlokalizowanych wzdłuż krawężników a następnie rurami spustowymi pod obiekt.

Przęsła kratownicowe wykonano w postaci składanego mostu stalowego typu D-Brücke. Jest to konstrukcja ciągła, trójprzęsłowa, z jazdą dołem. Zastosowano konstrukcję dźwigarów kratowych jednopiętrową, o dwóch płaszczyznach krat. Rozpiętości teoretyczne przęseł wynoszą (licząc od strony niemieckiej) 42,70 m + 42,70 m + 41,18 m. Wysokość konstrukcyjna przęseł wynosi 2,33 m, szerokość całkowita konstrukcji wynosi 11,36 m. Długość modułu kratownicy wynosi 3,05 m (z wyjątkiem ostatniego segmentu w pobliżu połączenia z mostem żelbetowym).

Pasy kratownicy wykonane są z profili HEA 200, odcinkowo wzmacniane połówkami dwuteowników, krzyżulce wykonano ze spawanych profili dwuteowych. Płyta pomostowa wykonana jest w postaci systemowych paneli płytowych o konstrukcji ortotropowej. Elementy konstrukcji są łączone na śruby M30.

Na obiekcie występuje jezdnia o szerokości 6,0 m zlokalizowana pomiędzy dźwigarami kratowymi oraz dwa chodniki o szerokości 1,50 m zamontowane wspornikowo do kratownicy. Nawierzchnia jezdni jest asfaltowa, nawierzchnia chodników wykonana jest z desek. Krawężniki zabezpieczające przed uderzeniem pojazdu w kratownicę są drewniane i mają wysokość 0,20 m. Balustrada występująca obustronnie na każdym chodniku, ma wysokość 1,0 m, oraz posiada wypełnienie siatkowe.

Odwodnienie jezdni jest typu otwartego, odbywa się powierzchniowo przez szczeliny pomiędzy segmentami płyty pomostowej oraz krawędzią boczną płyty. Odwodnienie chodników zrealizowane jest za pomocą szczelin między deskami wypełniającymi.

Podpory mostu są masywne i mają konstrukcję betonową lub betonowo – ceglana wynikającą z licznych przebudów obiektu. Filary pod przęsłami żelbetowymi są niskie i posiadają wykształcone nisze podłożyskowe zagłębione około 0,90 m w korpusie filara. Korpusy filarów mają konstrukcję betonowo – ceglana. Wyniesione są około 3,0m – 3,9 m ponad powierzchnię terenu. Obciążenie z przęseł przekazywane jest na filary osiowo.

Filary części stalowej są wysokie (górna powierzchnia filarów przebiega około 2,75 m wyżej niż filarów w części żelbetowej), o konstrukcji betonowej. Ponadto, są one wyposażone w ciosy podłożyskowe o wysokości około 1,0m, na których spoczywają stalowe łożyska mostu kratownicowego. Obciążenia z przęseł stalowych przekazywane są na filary w sposób mimośrodowy, co wynika z niedopasowania modułowej konstrukcji stalowej (wybudowanej później) do rozstawu podpór (wybudowanych wcześniej).

Filar zlokalizowany pomiędzy przęsłami stalowym i żelbetowym ma konstrukcję betonową i wysokość podobną do filarów części stalowej, z połówkowym wycięciem dostosowanym do wysokości konstrukcyjnej przęseł żelbetowych.

Teren w sąsiedztwie mostu jest częściowo zabudowany. Od strony polskiej przyczółek stanowi część zabytkowej linii fortyfikacyjnej Twierdzy Kostrzyn. Pod częścią żelbetową mostu przebiega teren zalewowy, gęsto porośnięty trzcinami. Powyżej i poniżej mostu przebiegają stare ostrogi równoległe do osi mostu, zabezpieczające brzeg przed działaniem nurtu.

Pod częścią stalową przebiega część nurtowa z oznaczonym i eksploatowanym szlakiem wodnym zlokalizowanym pod środkowym przęsłem mostu. Szerokość drogi wodnej (rozstaw skrajnych znaków nawigacyjnych) wynosi około 24,4m. Na jednym z filarów zlokalizowany jest wodowskaz żeglugowy. Po stronie niemieckiej zlokalizowany jest wyłączony z eksploatacji budynek użytkowy oraz działka prywatna.



Rys. 4.1 Widok przęseł kratownicowych obiektu od strony górnej wody



Rys. 4.2 Widok przęseł żelbetowych obiektu od strony górnej wody



Rys. 4.3 Wjazd na obiekt od strony Polski



Rys. 4.4 Wjazd na obiekt od strony Niemiec



Rys. 4.5 Przejazd z mostu żelbetowego na most stalowy. Widok w kierunku Niemiec



Rys. 4.6 Widok spodu konstrukcji stalowej



Rys. 4.7 Widok spodu konstrukcji żelbetowej



Rys. 4.8 Widok przęsła nad kanałem żeglownym od strony górnej wody. Widoczny wodowskaz żeglugowy na filarze P5 oraz znaki nawigacyjne

4.2. HISTORIA OBIEKTU

4.2.1. Historia przeprawy przez Odrę

Pierwsza wzmianka o moście w Kostrzynie pochodzi z 1390 roku. Tzw „długi most”, łączący oba brzegi Odry, znajdował się w pobliżu zamku. W 1539 roku wybudowano nowy most w miejscu lokalizacji współczesnego. Niszczony w latach 1644/45, 1758, odbudowany w 1764 roku pod kierunkiem inż. królewskiego płk. Isaaca Jakuba von Petri. Most miał długość 873 stóp, szerokość 24 stóp. Składał się z 19 drewnianych przęseł, w 2 zwodzonych. W górze rzeki, w odległości około 100 stóp, w nurcie rzeki zbudowano drewniane izbice przeciwlodowe. W 1806 roku most spalono. Odbudowany przez armię francuską został ponownie zniszczony w 1812 roku. W 1829 roku wybudowano w tym samym miejscu nowy most drewniany.

4.2.2. Historia obecnie istniejącego mostu

W 1881 roku nieco poniżej istniejącego wówczas mostu drewnianego zbudowano nowy most wsparty na 5 kamiennych filarach, 6-przęsłowy, wyposażony w brukowaną jezdnię (rys. 4.13).

Na początku lat 30-tych XX wieku konstrukcję mostu podniesiono o około 70 cm zwiększając skrajnie żeglugową. Prace prowadzone były na wniosek Zarządu Odrzańskiej Drogi Wodnej. Przebudowie podlegały wszystkie mosty na Odrze Dolnej.

Pod koniec II wojny światowej, w nocy z 25 na 26 marca 1945 roku most został całkowicie zniszczony na skutek bombardowania (sąsiedni most kolejowy został wysadzony przez niemieckich saperów). Fotografia 4.8 przedstawia widok mostów przez Odrę tuż po ich zniszczeniu.

Przedmiotowy most drogowy został odbudowany w latach 1947-48 z wykorzystaniem pozostałości oryginalnych filarów z XIX wieku. Nowy most wykonano jako 6-przęsłowy, złożony z trójprzęsłowej konstrukcji żelbetowej ciągłej, z jazdą górą, o rozpiętości przęseł 41,9+42,4+41,9 m oraz trzech stalowych przęseł kratownicowych, wolnopodpartych o rozpiętości 41,34+41,34+41,87 m, z jazdą dołem (rys. 4.14). Skrajne przęsło zachodnie było zamknięte górą, pozostałe były otwarte (rys. 4.9–4.12). Kratownice pochodziły prawdopodobnie z mostów kolejowych.

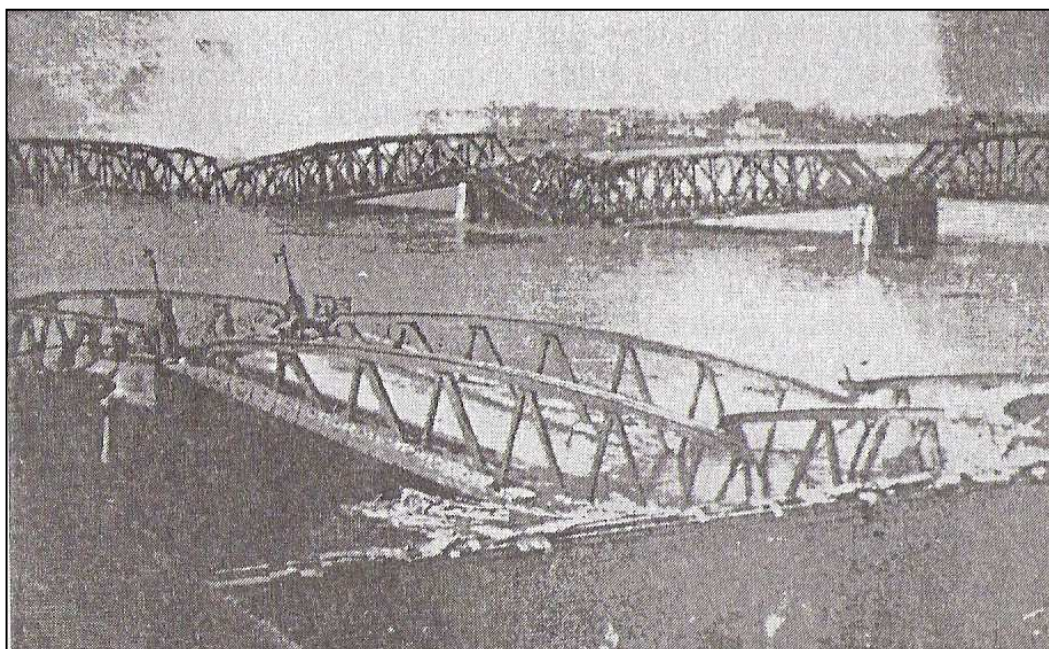
Do 1992 roku most ten był zamknięty dla ruchu publicznego. Wykorzystywała go jedynie armia rosyjska. Nie prowadzono żadnych prac remontowych, co doprowadziło do poważnych uszkodzeń ustroju nośnego i jezdni.

W 1992 roku, w związku z publicznym udostępnieniem mostu i otwarciem nowego przejścia granicznego podjęto przebudowę 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 łąwy podłożyskowe i zainstalowano łożyska firmy Glacier. W 1993 r. na części zalewowej wykonano remont jezdni 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 roku wykonany został remont mostu obejmujący odtworzenie powłok malarskich oraz wymianę drewnianych krawężników w części stalowej. W 2007 roku wykonano remont nawierzchni jezdni i chodników w części żelbetowej.



Rys. 4.9 Fotografia archiwalna zniszczonych mostów w Kostrzynie.
Na pierwszym planie most drogowy będący przedmiotem opracowania.



Rys. 4.10 Fotografia archiwalna obiektu z roku 1991 lub 1992. Widok od str. dolnej wody

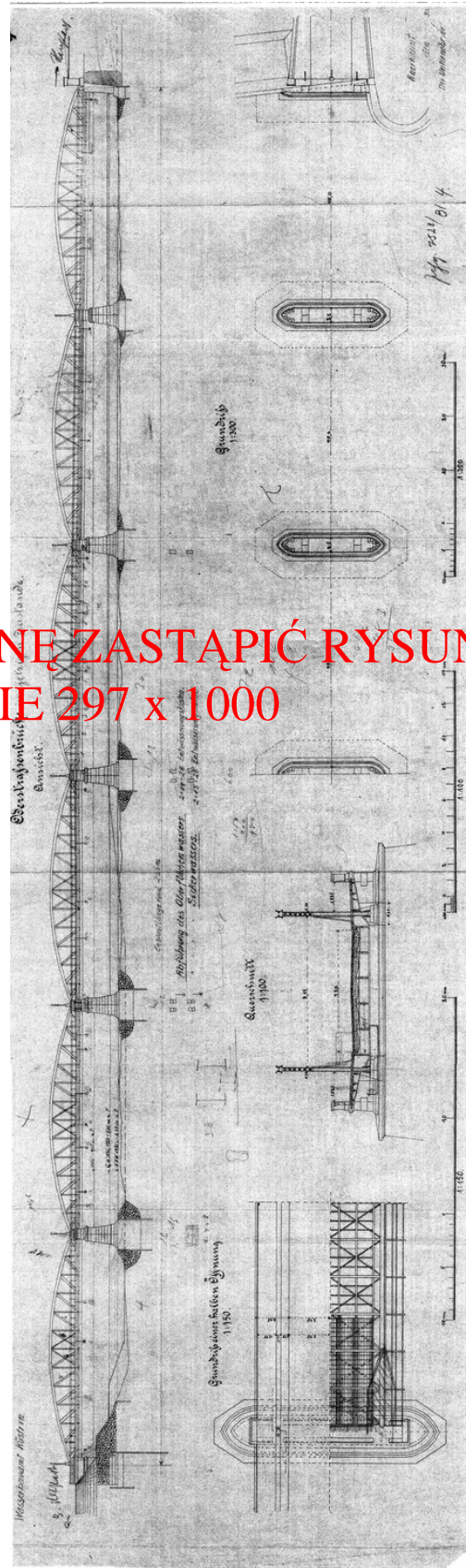


Rys. 4.11 Fotografia archiwalna obiektu z okresu przebudowy w 1992 roku. Widok skrajnego przęsła od strony Niemiec

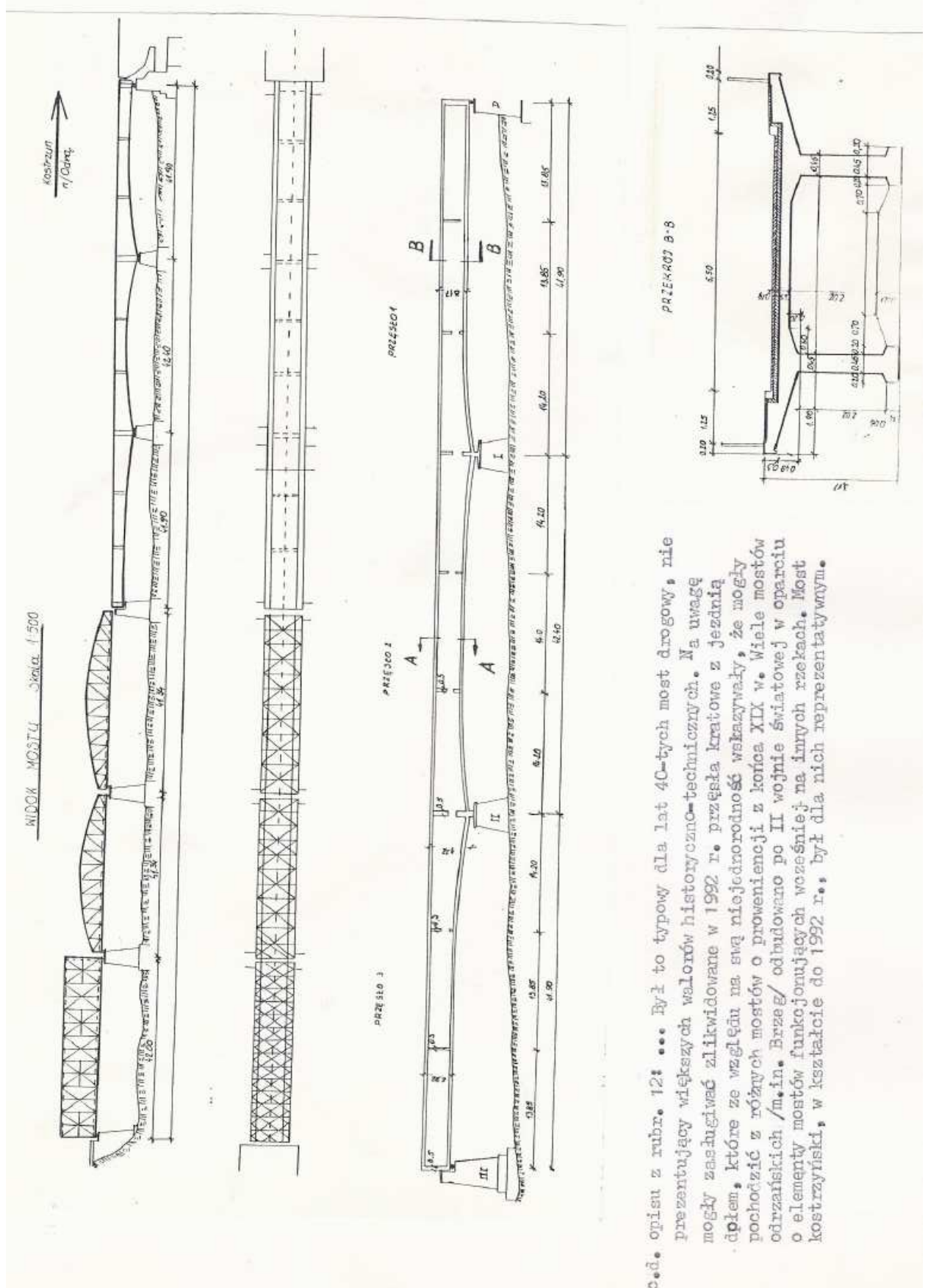


Rys. 4.12 Fotografia archiwalna z okresu poprzedzającego przebudowę obiektu w 1992 r. Widok na przęsła stalowe. Widoczna daleko posunięta degradacja konstrukcji przęseł i filarów

TA STRONĘ ZASTĄPIĆ RYSUNKIEM W FORMACIE 297 x 1000



Rys. 4.13 Fragment archiwalnego rysunku przedstawiający wygląd przedmiotowego obiektu w latach 1881-1945



c.d. opisu z rubr. 12: ... Był to typowy dla lat 40-tych most drogowy, nie prezentujący większych walorów historyczno-technicznych. Na uwagę mogły zasługiwać zlikwidowane w 1992 r. przęsła kratowe z jezdnią dęblen, które ze względu na swą niejednorodność wskazywały, że mogły pochodzić z różnych mostów o proveniencji z końca XIX w. Wiele mostów odrzańskich /m.in. Brzeg/ odbudowano po II wojnie światowej w oparciu o elementy mostów funkcjonujących wcześniej na innych rzekach. Most kostrzyński, w kształcie do 1992 r., był dla nich reprezentatywnym.

Rys. 4.14 Fragment Karty Ewidencyjnej Zabytków Architektury i Budownictwa z 1992 roku przedstawiający wygląd przedmiotowego obiektu w latach 1948 - 1992

5. PRZEGLĄD OBIEKTU

5.1. Dokumentacja przeglądu konstrukcji obiektu

Istniejący stan konstrukcji przęseł i podpór oceniono na podstawie oględzin obiektu przeprowadzonych w dniach 27.06.2011 – 25.07.2011 r.

Przeгляд obiektu przeprowadzono zarówno z poziomu terenu jak i z poziomu rzeki, wykorzystując sprzęt pływający.

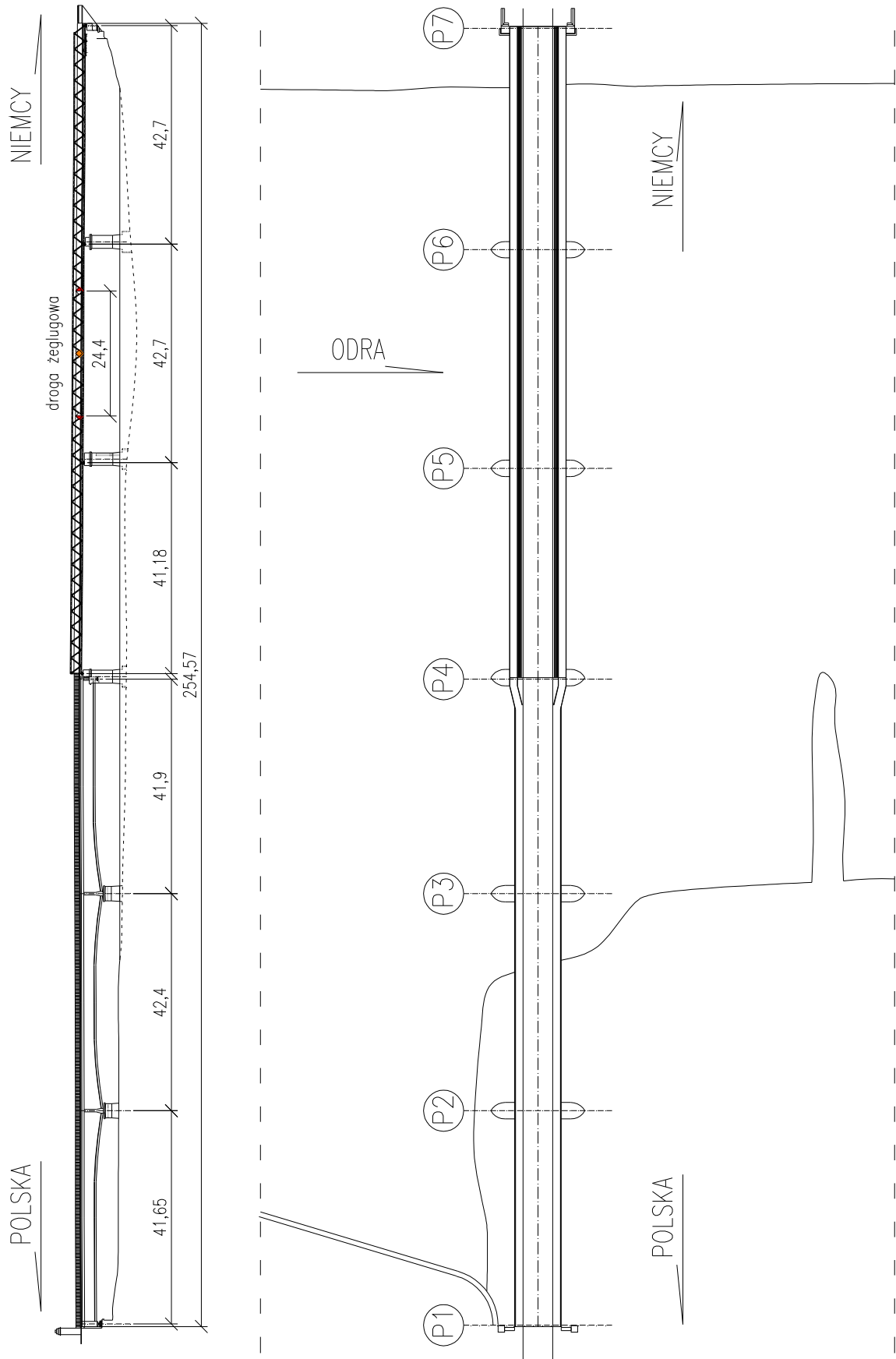
W poniższym opisie ujęto charakterystyczne uszkodzenia, które odnotowano podczas oględzin.

Do opisu uszkodzeń poszczególnych elementów konstrukcji przyjęto następujące oznaczenia:

- podpory oznaczono numerami P1- P7 – jako podporę P1 oznaczono podporę skrajną od strony Polski,
- przęsła oznaczono numerami 1-2 ÷ 6-7 - jako 1-2 oznaczono przęsło pomiędzy podporami P1 i P2.
- kierunki oznaczono literami PL (Polska) oraz D (Niemcy)
- zastosowano również oznaczenie DW w odniesieniu do dolnej wody oraz GW w odniesieniu do górnej wody.

Przykładowo opis lokalizacji uszkodzenia w postaci P2/DW oznacza, że uszkodzenie dotyczy podpory P2, od strony dolnej wody.

Opis przyjętych oznaczeń elementów konstrukcji obiektu przedstawiono na rys. 5.1, natomiast stwierdzone uszkodzenia elementów konstrukcyjnych mostu przedstawiono na fotografiach 5.2 – 6.26. Ze względu na specyfikę budowy obiektu dokumentację przeglądu rozdzielono na dwie części: pierwszą dotyczącą części żelbetowej, drugą dotyczącą części stalowej. W części drugiej zawarto również informacje o odcinku przejściowym z przęseł żelbetowych na stalowe.



Rys. 5.1 Opis przyjętych oznaczeń elementów konstrukcji

5.2. Opis uszkodzeń – część żelbetowa

5.2.1. Stan nawierzchni jezdni

Nawierzchnia asfaltowa na moście znajduje się w bardzo dobrym stanie technicznym. Stwierdzono jedynie nieznaczne zanieczyszczenia wzdłuż krawężników (rys 5.2). Przegląd wykonywany był zarówno w czasie pogody słonecznej jak i w czasie długotrwałych opadów deszczu. Stwierdzono nieznaczne zastoiska wody na jezdni wzdłuż krawężników i na chodnikach spowodowane małym spadkiem podłużnym na jezdni oraz zbyt małymi spadkami poprzecznymi na chodnikach (rys. 5.3).

5.2.2. Stan chodników (nawierzchnia, kapy, gzymsy, krawężniki)

Stan techniczny chodników na obiekcie i ich nawierzchni nie budzi większych zastrzeżeń. Stwierdzono jedną rysę o długości około 1 m w miejscu nachodzenia nawierzchni na krawężnik.

W czasie deszczu na chodnikach występują zastoiska niewielkich ilości wody. Wynikają one z niewielkiego spadku poprzecznego chodników (rys. 5.3).

Stan krawężników kamiennych na obiekcie jest bardzo dobry. Wysokość krawężników jest nienormatywna i wynosi około 10 cm.

Na dojeździe do obiektu od strony polskiej nawierzchnia chodników wykonana jest z płytek betonowych. Występują tu niewielkie deformacje nawierzchni oraz roślinność wyrastająca pomiędzy szczelin. Ponadto stwierdzono zniszczenie oraz ubytek krawężników betonowych od strony dolnej wody na odcinku około 2 m (rys. 5.4).

Stan gzymsów jest dostateczny, występują na nich liczne rdzawe zacieki pochodzące z okolic kątownika zabezpieczającego górną krawędź gzymsu (rys. 5.5).

5.2.3. Stan balustrad i barier

Przęsła żelbetowe wyposażone są w balustrady stalowe typu miejskiego, o nienormatywnej wysokości 98-101 cm. Stan techniczny balustrad jest dostateczny. Stwierdzono liczne drobne ubytki zabezpieczeń antykorozyjnych oraz początki korozji stali, szczególnie nasilone w dolnej części balustrad.

Ponadto stwierdzono pojedyncze pęknięcia spoin poprzecznych pochwyty oraz deformację dwóch słupków powstałą na skutek uderzenia mechanicznego (rys. 5.6). Na obiekcie nie występują bariery energochłonne.

5.2.4. Stan urządzeń odwadniających

Odwodnienie obiektu odbywa się powierzchniowo poprzez spadki podłużne i poprzeczne do wpustów mostowych. Wpusty znajdujące się na obiekcie są częściowo niedrożne (6 szt. z 8 szt. występujących w części żelbetowej obiektu), co powoduje zaleganie niewielkich ilości wody opadowej wzdłuż krawężników. Brak końcówek rur spustowych, odprowadzających wodę opadową poza obrys filarów powoduje zalewanie nisz podłożyskowych przyspieszając w ten sposób degradację materiału filarów (rys. 5.7). Zgodnie z dokumentacją archiwalną (Karty przeglądu szczegółowego z dnia 23.08.2000 r. oraz z dni 18-31.05.2005) w czasie przeprowadzania przeglądów rury spustowe były kompletne.

Rura spustowa wpustu od strony dolnej wody, nad filarem P2 jest zerwana w połowie swojej wysokości (rys. 5.8, rys. 5.9).

5.2.5. Stan izolacji

Na spodzie wsporników podchodnikowych stwierdzono rysy połączone z wykwitami wapiennymi wskazujące na wcześniej występujące nieszczelności (rys. 5.9 i 5.10). Obecnie występują niewielkie zawilgocenia w sąsiedztwie rur spustowych, wskazujące na nieszczelności w rejonie wpustów. Przegląd prowadzony był m. in. w czasie długotrwałych opadów deszczu, co pozwoliło stwierdzić, że w pozostałych miejscach nie występują przecieki wody przez izolację.

5.2.6. Stan urządzeń dylatacyjnych

Przy wjeździe na obiekt od strony Polski występuje bitumiczne przekrycie dylatacyjne. Jego stan techniczny jest zadowalający. Stwierdzono niewielkie deformacje przekrycia dylatacyjnego na chodnikach (rys. 5.11). Nie stwierdzono przecieków przez dylatację. Stan techniczny urządzeń dylatacyjnych między konstrukcją żelbetową a stalową został omówiony w punkcie 5.3.6.

5.2.7. Stan dźwigarów

Dźwigary główne pokryte są warstwami naprawczymi. Wg dokumentacji archiwalnej (Projekt remontu konstrukcji żelbetowej mostu granicznego przez rz. Odrę w m. Kostrzyn, Transprojekt Gdańsk, 1994 rok) na powierzchniach dźwigarów głównych oraz poprzecznic występowały siatki drobnych spękań, pojedyncze, głębokie ubytki betonu oraz korozja betonu na spodzie dźwigarów skrzynkowych. W stanie obecnym stwierdzono występowanie rys połączonych z wykwitami wapiennymi na bocznych powierzchniach dźwigarów oraz na spodzie wsporników podchodnikowych (rys 5.9, rys 5.10). Ponadto występują nieliczne, drobne ubytki warstwy

naprawczej w sąsiedztwie łożysk, nad filarem P2 (rys 5.12). W sąsiedztwie urządzenia dylatacyjnego pomiędzy częścią stalową a częścią żelbetową widoczna jest nasilona degradacja konstrukcji żelbetowej, liczne zarysowania połączone z intensywnymi wykwitami wapiennymi (rys. 5.12). W związku z powyższym stan techniczny dźwigarów należy uznać za dostateczny.

5.2.8. Stan łożysk

Stan techniczny łożysk jest dostateczny. Stwierdzono liczne zacieki korozyjne na powierzchni łożysk oraz ubytki warstw antykorozyjnych (rys. 5.8, rys. 5.9, rys. 5.12 oraz rys. 5.13). Nie stwierdzono występowania efektów niewłaściwej pracy łożysk.

5.2.9. Przestrzeń podmostowa i otoczenia obiektu

Pod częścią żelbetową obiektu znajduje się teren zalewowy. Porośnięty jest on bujną roślinnością (rys. 5.5) i częściowo podmokły. W sąsiedztwie przyczółka występują mury Twierdzy Kostrzyn, w daleko posuniętej degradacji.

5.2.10. Stan urządzeń obcych

Na obiekcie występuje instalacja oświetleniowa zapewniająca oświetlenie jezdni i chodników. Jej stan techniczny jest zadowalający.

5.3. Opis uszkodzeń – część stalowa

5.3.1. Stan nawierzchni jezdni oraz krawężników

Stan techniczny nawierzchni jezdni jest odpowiedni (rys. 5.14). Nie stwierdzono żadnych istotnych uszkodzeń nawierzchni jezdni na obiekcie. Na dojeździe od strony Niemiec stwierdzono występowanie pojedynczych rys podłużnych i poprzecznych oraz bardzo drobnych ubytków warstwy ścieralnej w rejonie najazdu na urządzenie dylatacyjne (rys. 5.15).

Krawężniki jezdni wykonane są w postaci belek drewnianych o przekroju 20 x 30 cm, mocowanych do krawędzi segmentów pomostowych. Stan techniczny krawężników jest niedostateczny. Wykazują ślady daleko posuniętej degradacji biologicznej. Odcinkowo występują ubytki części ich przekroju (rys. 5.16). Zły stan krawężników spowodowany jest sposobem odwodnienia przęseł kratowych.

W obrębie połączenia części żelbetowej z częścią stalową występują krawężniki stalowe. Występują na nich liczne ogniska korozji oraz rdzawe zacieki.

5.3.2. Stan chodników (nawierzchnia, krawężniki)

Nawierzchnia chodników wykonana jest z desek. Jej stan techniczny należy określić jako dostateczny (rys. 5.17). Wypełnienie chodników jest kompletne, bez ubytków. Deski wykazują ślady normalnego zużycia i degradacji związanej z bezpośrednim narażeniem na czynniki atmosferyczne. Zaobserwowano również początki procesów degradacji biologicznej na spodzie desek, przy czym w chwili obecnej nie występują zagrożenia dla bezpieczeństwa pieszych i rowerzystów.

Na odcinku przejściowym pomiędzy konstrukcją stalową a żelbetową nawierzchnia jest żywiczna. W tym rejonie występują drobne starcia nawierzchni, niewielkie zacieki korozyjne oraz drobne ubytki zaprawy pomiędzy krawężnikami (rys. 5.18).

Na dojeździe do obiektu od strony niemieckiej występują niewielkie ubytki nawierzchni z kostki betonowej.

5.3.3. Stan balustrad i barier

Przędła kratowe wyposażone są w balustrady stalowe, o nienormatywnej wysokości 100 cm. Stan techniczny balustrad jest dobry. Nie stwierdzono korozji stali. Występuje jedynie nieznaczna korozja powierzchniowa łączników. W sąsiedztwie łącznika między konstrukcją stalową a żelbetową, od strony dolnej wody występuje deformacja jednego przęsła balustrady (rys. 5.18).

Barьеры energochłonne występują jedynie na dojazdach do konstrukcji kratowej, zarówno od strony konstrukcji żelbetowej jak i od strony wjazdu na most po stronie niemieckiej. Stan techniczny barier należy określić jako odpowiedni.

5.3.4. Stan urządzeń odwadniających

Odwodnienie jezdni jest typu otwartego, odbywa się powierzchniowo przez szczeliny pomiędzy segmentami płyty pomostowej oraz krawędzią boczną płyty. Woda opadowa spływa wzdłuż drewnianych krawężników oraz po konstrukcji stalowej powodując przyspieszoną degradację drewna i korozję stali.

5.3.5. Stan izolacji

Na jezdni przęseł kratownicowych nie występuje izolacja jako wydzielona warstwa. Rolę izolacji pełni nawierzchnia bitumiczno – epoksydowa. Nie stwierdzono występowania żadnych efektów niewłaściwej pracy warstwy izolacyjnej.

5.3.6. Stan urządzeń dylatacyjnych

Kratownica jest ustrojem ciągłym, w związku z czym, urządzenia dylatacyjne występują jedynie na jej końcach. Wykonane są one w postaci stalowych płyt wyposażonych w nawierzchnię, zapewniających wjazd na konstrukcję oraz swobodę jej odkształceń. Płyty połączone są przegubowo z kratownicą oraz wyposażone w system napinaczy śrubowych kasujących luzy. Zarówno po stronie niemieckiej jak i polskiej doszło do uszkodzenia systemu napinającego (rys. 5.19), co powoduje powstawanie hałasu podczas przejazdu pojazdów.

Ponadto, należy zaznaczyć, że urządzenia dylatacyjne nie zostały przewidziane do zabezpieczania szczelin dylatacyjnych przed wodą opadową, w związku z czym w ich rejonie występuje przyspieszona degradacja konstrukcji żelbetowych przęsła (rys. 5.20) i przyczółka. Mając na uwadze powyższe stan techniczny urządzeń dylatacyjnych należy określić jako dostateczny.

5.3.7. Stan dźwigarów

Stan techniczny dźwigarów jest dostateczny. Powłoki malarskie kratownicy są w stanie dobrym, natomiast w miejscach narażonych na dłuższe zawilgocenie występuje korozja powierzchniowa. Ponadto w miejscach połączeń poprzecznic z dźwigarami kratowymi występuje zaawansowana korozja stali oraz liczne rdzawe zacieki (rys. 5.21). Nieprawidłowość ta wynika ze specyfiki odwodnienia obiektu.

Łączniki elementów kratownicy są w stanie odpowiednim.

5.3.8. Stan łożysk

Stan techniczny łożysk jest zadowalający. Stwierdzono występowanie drobnych ognisk korozji na górnych płytach łożysk. Nie stwierdzono występowania efektów niewłaściwej pracy łożysk. Łożyska utrzymane są prawidłowo.

5.3.9. Przestrzeń podmostowa i otoczenia obiektu

Pod przęsłami obiektu występuje koryto rzeki Odry. W sąsiedztwie przyczółka od strony niemieckiej występuje ogrodzenie oraz schody skarpowe umożliwiające dostęp do przestrzeni podmostowej. Teren utrzymany jest prawidłowo.

5.3.10. Stan urządzeń obcych

Na obiekcie występuje instalacja oświetleniowa zapewniająca oświetlenie jezdni i chodników. Jej stan techniczny jest zadowalający.

5.4. Fotograficzna inwentaryzacja uszkodzeń

Na kolejnych stronach przedstawiona została fotograficzna inwentaryzacja uszkodzeń zaobserwowanych na obiekcie w toku oględzin.



Rys. 5.2. Stan techniczny nawierzchni na części żelbetowej mostu jest bardzo dobry. Występują jedynie drobne zanieczyszczenia wzdłuż krawężników. Widok w kierunku Polski



Rys. 5.3. Zaleganie wody w osi odwodnienia na skutek niewielkiego spadku podłużnego oraz częściowej niedrożności wpustów. Zaznaczono również rysę podłużną oraz zastoiska wody na chodnikach będące skutkiem zbyt małego spadku poprzecznego. Lewe zdjęcie - widok w kierunku Polski, prawe zdjęcie - widok w kierunku Niemiec



Rys. 5.4. Ubytek krawężnika na dojeździe od strony Polski / dolnej wody.
Roślinność wyrastająca pomiędzy szczelinami nawierzchni z płytek betonowych.



Rys. 5.5. Rdzawe zacieki występujące na całej długości gzymsów. Widok od strony Polski / dolnej wody



Rys. 5.6. Deformacja słupków balustrady oraz pęknięcie pochwyty od strony górnej wody



Rys.5.7. Zbyt krótkie kolanka na zakończeniach rur spustowych powodują zaciekanie wody opadowej na niszę podłożyskową. Filar P3 – widok od strony Polski



Rys.5.8. Brak kolanek zakańczających i brak końcowych odcinków rur spustowych powodują zaciekanie wody opadowej na niszę podłożyskową. Filar P2 – widok od strony Polski



Rys. 5.9 Zaciek u góry rury i brak zakończenia rury spustowej nad filarem P2, od strony dolnej wody. Widoczne jest również stare zarysowanie spodu wspornika połączone z wykwitami wapiennymi oraz rysy podłużne na konstrukcji dźwigara głównego. Górna powierzchnia blachy łożyska jest skorodowana



Rys. 5.10. Stare rysy połączone z wykwitami wapiennymi na spodzie wsporników podchodnikowych. W czasie długotrwałych opadów deszczu nie stwierdzono przesączania się wody przez izolację



Rys. 5.11. Niewielkie deformacje przekrycia dylatacyjnego na chodniku od strony Polski / górnej wody



Rys. 5.12. Korozja elementów łożysk oraz ubytki ich warstw antykorozyjnych. Nad łożyskiem filara P2 widoczne są drobne ubytki warstw naprawczych betonu



Rys. 5.13. Łożysko na filarze P4 od strony dolnej wody. Widoczne zanieczyszczenie powierzchni ślizgowych łożyska piaskiem pochodzącym z zimowego utrzymania mostu



Rys. 5.14. Stan nawierzchni przęseł kratownicowych nie budzi zastrzeżeń.
Widok w kierunku Polski



Rys. 5.15. Pojedyncze pęknięcie nawierzchni na dojeździe od strony
niemieckiej oraz drobne ubytki warstwy ścieralnej przy wjeździe na
obiekt



Rys. 5.16. Zły stan techniczny krawężników w części stalowej obiektu.
Widoczne daleko posunięte procesy korozji biologicznej, odcinkowo występują ubytki części przekroju



Rys. 5.17. Stan techniczny chodników jest dostateczny. Wypełnienie jest kompletne, bez ubytków. Na spodzie chodników stwierdzono lokalnie początki degradacji biologicznej drewna



Rys. 5.18. Nawierzchnia odcinka przejściowego między przęsłami żelbetowymi a stalowymi, od strony dolnej wody. Występują drobne starcia nawierzchni oraz zacieki korozyjne. Widoczne jest również mechaniczne uszkodzenie jednego przęsła balustrady.



Rys. 5.19. Uszkodzenia napinaczy kasujących luzy odcinka najazdowego urządzenia dylatacyjnego oraz ich niewłaściwa regulacja powodujące powstawanie hałasu przy przejeździe pojazdów - podpora P7



Rys. 5.20. Degradacja betonu w sąsiedztwie połączenia przęseł kratownicowych z żelbetowymi, powstała na skutek zaciekania wody przez nieosłoniętą szczelinę dylatacyjną. Widok od str. górnej wody



jest korozja węzłów poprzecznic wynikająca ze specyfiki odwodnienia otwartego przęsła. Poza punktami newralgicznymi stan powłok malarskich jest dobry. Spód przęsła 5-6

6. OCENA STANU TECHNICZNEGO PODPÓR

6.1. Przyczółek P1

Przyczółek P1 zlokalizowany jest od strony Polski. Stanowi on część ceglaneanego muru obronnego w sąsiedztwie Bastionu Król starego miasta Kostrzyn. Konstrukcja przyczółka jest masywna, wykonana z różnych materiałów: kamienia, cegły oraz betonu. Na przyczółku zlokalizowane są łożyska ruchome (możliwy jest ruch w kierunku prostopadłym do osi mostu).

W celu określenia materiałów, z których zbudowany został przyczółek wykonano przewierty kontrolne przez jego konstrukcję. Aktualny wygląd przyczółka przedstawiono na rys. 6.1-6.4. Gabaryty przyczółka oraz dokładną lokalizację przewiertów kontrolnych pokazano na rys. 6.5.

Na podstawie przewiertów kontrolnych ustalono, że korpus przyczółka wykonano z dwóch różnych rodzajów cegły. Górna warstwa o grubości około 93 cm, położona bezpośrednio pod łożyskami przęsła, jest żelbetowa. Na powierzchni czołowej ceglaneanego części korpusu wykonana została warstwa naprawcza, imitująca mur kamienny, o grubości około 4,5 cm, z betonu zbrojonego. Grubość korpusu wynosi powyżej 3 m (rys. 6.5). Materiał, z którego został wykonany przyczółek opisano szczegółowo w pkt. 8.1 i pokazano na rys. 8.2.

Ścianka zapleczna ma konstrukcję żelbetową. Ozdobne pylony zlokalizowane po obu stronach przęsła wykonane są z dwóch różnych rodzajów cegły, natomiast podstawa pylonu od strony dolnej wody wykonana jest z bloków kamiennych. Na balustradzie od strony DW znajduje się nieczynny reper.

Stan przyczółka ocenia się jako dostateczny. Na powierzchni przyczółka stwierdzono odspojenia warstwy naprawczej korpusu, ubytki betonu oraz degradację elementów wykonanych z cegły, nie zaobserwowano uszkodzeń wskazujących na niewłaściwą pracę lub przeciążenie przyczółka. W przewiertach kontrolnych stwierdzono niską jakość materiału wypełniającego przyczółek.



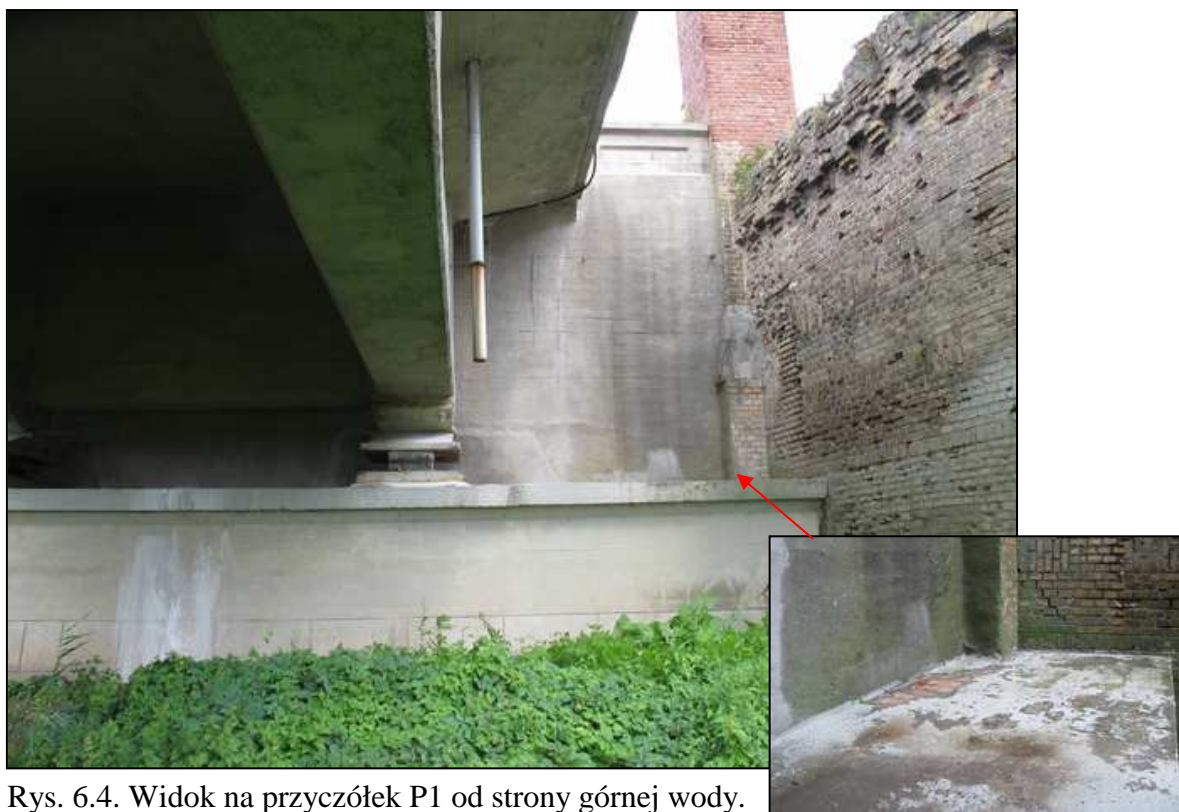
Rys. 6.1. Widok na przyczółek P1 z podpory P2



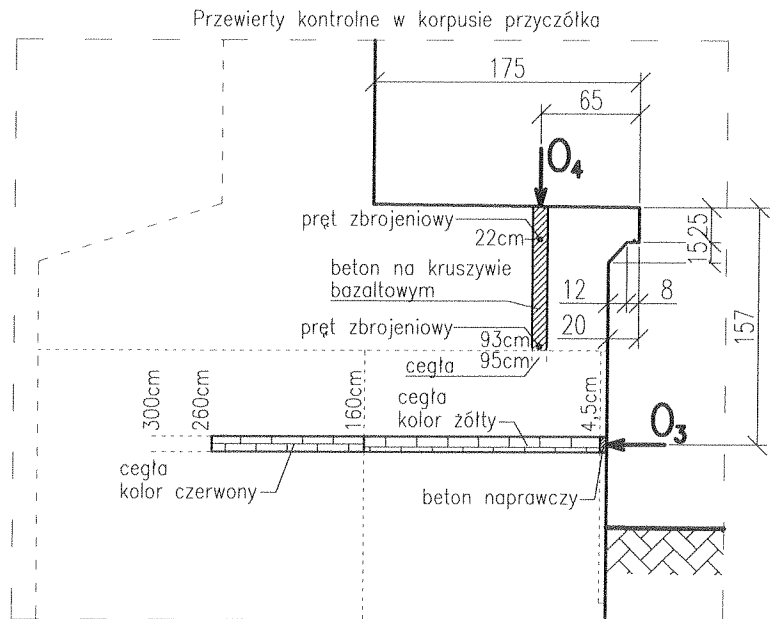
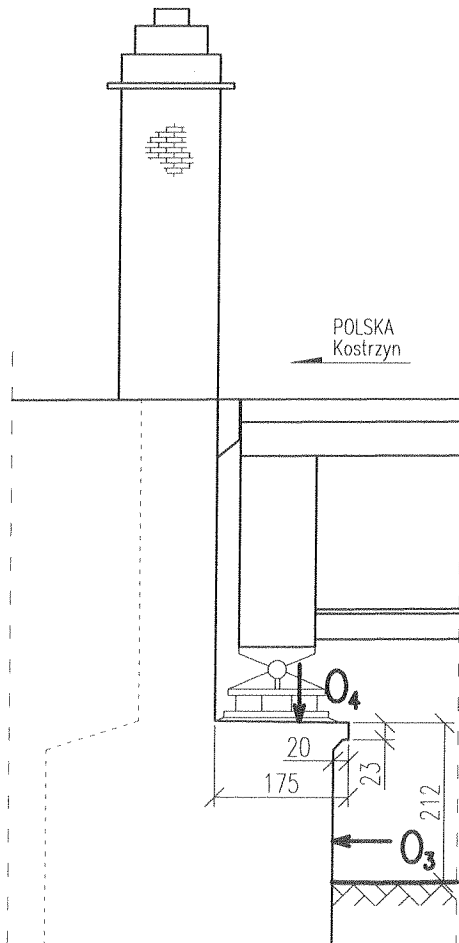
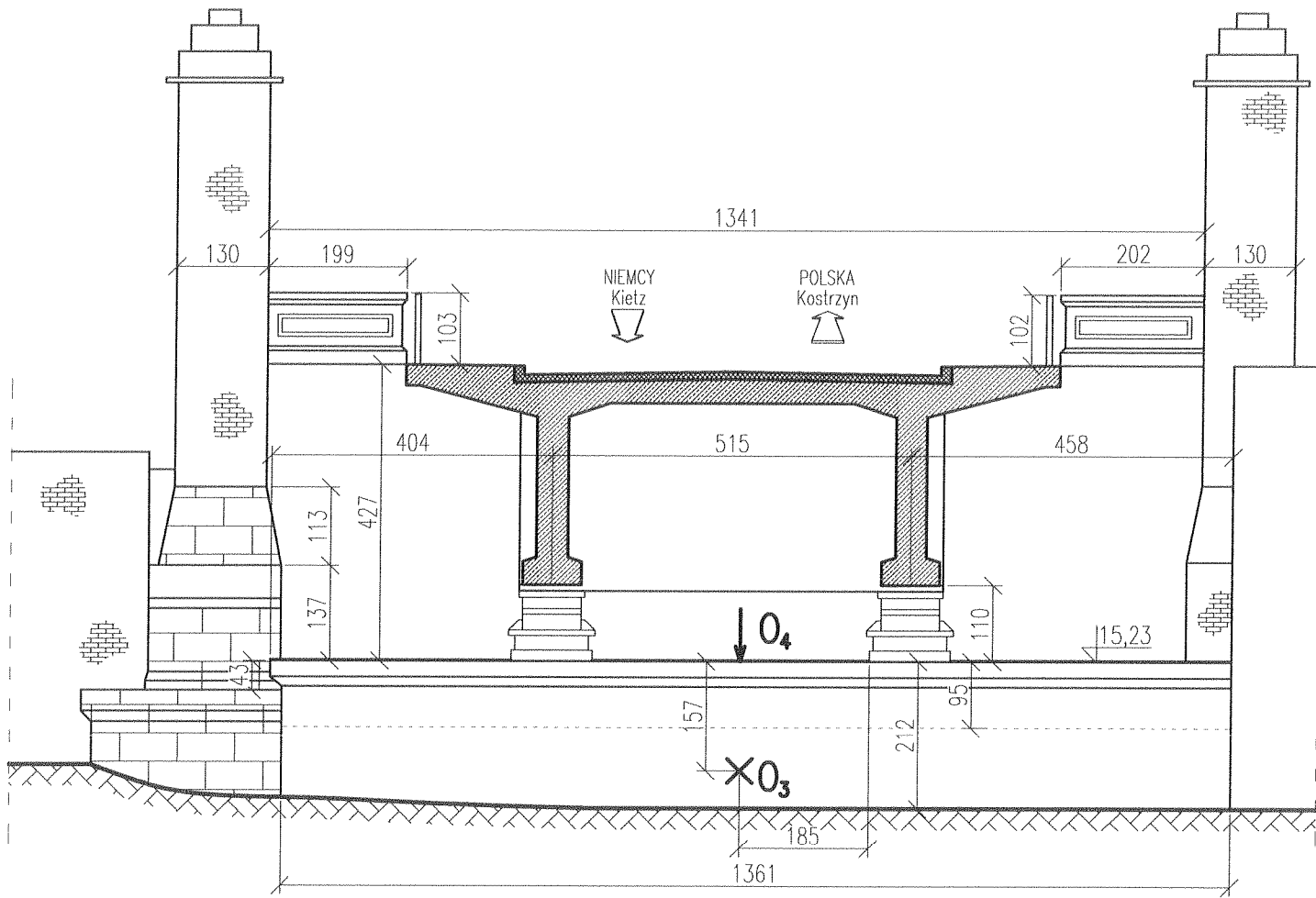
Rys. 6.2 Widok niszy podłożyskowej przyczółka P1 od strony dolnej wody



Rys. 6.3. Widok na przyczółek P1 od strony dolnej wody. Widoczne dwa rodzaje cegieł, z których wykonany jest pylon na obrzeżu przyczółka



Rys. 6.4. Widok na przyczółek P1 od strony górnej wody. Degradacja materiału niszy podłożyskowej



Rys. 6.5. Rysunek gabarytowy przyczółka P1

6.2. Filary P2 i P3

Filar P2 podpira przęsła żelbetowe. Jego konstrukcja jest masywna. Korpus filara wykonany jest z dwóch różnych rodzajów cegły. Górna część korpusu, zlokalizowana bezpośrednio pod łożyskami wykonana jest z żelbetu o zmiennej grubości około 120 i 208 cm (120 cm w rejonie niszy podłożyskowej, 208 cm poza niszą). Dolna, ceglana część filara wyposażona jest w licową warstwę naprawczą, grubości 2 cm, wykonaną z betonu. Na filarze P2 zamontowane są łożyska stałe.

W celu określenia materiałów, z których zbudowany został filar P2 wykonano przewierty kontrolne przez jego konstrukcję. Aktualny wygląd filara przedstawiono na rys. 6.6-6.8. Gabaryty filara oraz dokładną lokalizację przewiertów kontrolnych pokazano na rys. 6.12. Materiał, z którego wykonano filar szczegółowo opisano w pkt. 8.1 i pokazano na rys. 8.1.

Na powierzchni filara stwierdzono zacieki wody pochodzące z niewłaściwie wykonanego odwodnienia przęsła oraz liczne nieregularne spękania warstwy licowej. Ponadto stwierdzono zerwanie rury spustowej odwodnienia, powodujące zalewanie niszy podłożyskowej.

Filar P3 podpira przęsła żelbetowe. Zbudowany jest analogicznie jak filar P2. Dolna, część filara wyposażona jest w licową warstwę betonową oraz w okładzinę kamienną. Na filarze P3 zamontowane są łożyska ruchome.

Aktualny wygląd filara przedstawiono na rys. 6.9-6.11. Gabaryty filara pokazano na rys. 6.12.

Na powierzchni filara stwierdzono zacieki wody pochodzące z niewłaściwie wykonanego odwodnienia przęsła. Od strony górnej wody stwierdzono liczne spękania betonu powyżej niszy podłożyskowej. Ponadto stwierdzono lokalne wypłukanie spoin okładziny kamiennej od strony Niemiec / górnej wody oraz ubytek okładziny od strony Niemiec / dolnej wody.

Stan filarów P2 i P3 ocenia się jako dostateczny. Na konstrukcji filarów nie zaobserwowano uszkodzeń wskazujących na niewłaściwą pracę lub ich przeciążenie.



Rys. 6.6. Filar P2. Widok od strony przyczółka P1. Widoczne zacieki w sąsiedztwie niszy podłożyskowej, pochodzące z niewłaściwie wykonanego odwodnienia; zbliżenie na spękania oblicówki



Rys. 6.7. Filar P2. Widok niszy podłożyskowej oraz łożyska od strony dolnej wody. Widoczne liczne zacieki korozyjne w sąsiedztwie elementów łożyska oraz zaleganie wody na niszy na skutek niewłaściwie wykonanego odwodnienia przęsła



Rys. 6.8. Filar P2. Widok od strony przyczółka P1. Widoczna zerwana rura spustowa odwodnienia przęsła; zbliżenie na łożysko od strony dolnej wody



Rys. 6.9. Filar P3. Widok od strony filara P4, w kierunku Polski

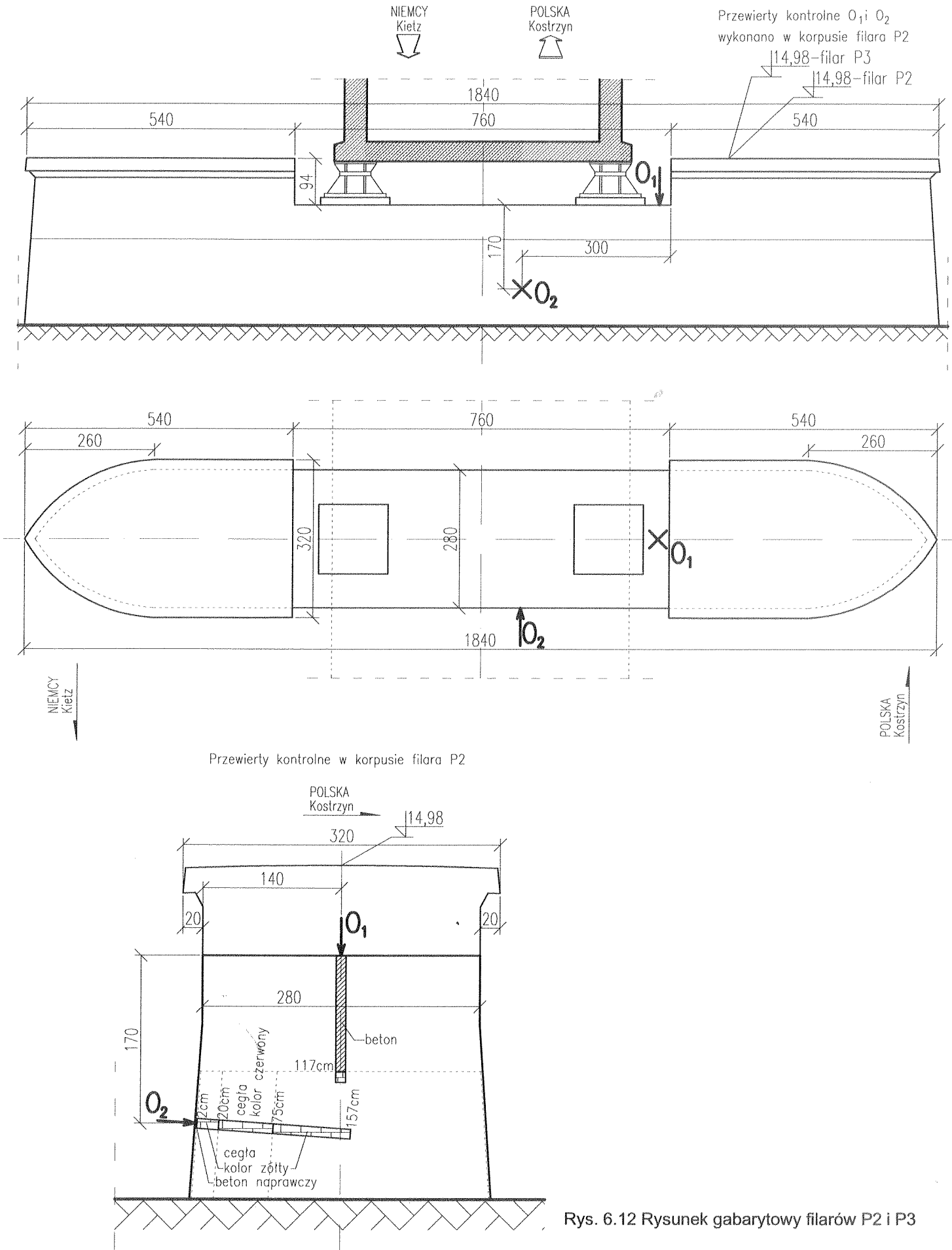


Rys. 6.10. Filar P3. Widok od strony Polski. Widoczne wilgotne zacieki na korpusie powstałe w wyniku zamontowania zbyt krótkich rur spustowych odwodnienia przęsła



Rys. 6.11. Filar P3 od strony górnej wody. Widok w kierunku Polski. Widoczne spękania betonu górnej części korpusu. Strzałkami zaznaczono wypłukanie spoin okładziny kamiennej

Ocena stanu technicznego podpór mostu granicznego w ciągu DK 22 w km 0+000 nad rz. Odrą w m. Kostrzyn pod kątem określenia możliwości przen. ustroju nośnego klasy A wg PN-85/S-10030



Rys. 6.12 Rysunek gabarytowy filarów P2 i P3

Podwodne fragmenty filarów P4 – P6 oraz dno w ich rejonie opisano w Załączniku nr 2.

6.3. Filar P4

Filar P4 jest podporą skrajną dla przęseł żelbetowych oraz przęseł stalowych. Szerokość filara wynosi 2,92 m, długość 18,18 m. W związku, z licznymi zmianami konstrukcji mostu w przeszłości oraz różną budową obecnie podpieranych przęseł żelbetowych i stalowych (różna wysokość konstrukcyjna oraz różne położenie konstrukcji nośnej względem jezdni) ukształtowanie filara jest inne od strony polskiej i niemieckiej. Konstrukcja filara jest betonowa, masywna, o wysokości około 2,8m większej od filarów pod przęsłami żelbetowymi. Wysokość korpusu dźwigara została dopasowana do konstrukcji przęseł stalowych występujących przed 1992 rokiem - dostosowanie do obecnej konstrukcji kratownicowej wymagało wykonania ławy podłożyskowej o wysokości około 1,20 m. Od strony polskiej występuje głęboko wcięta nisza podłożyskowa (około 1,95m poniżej górnej powierzchni filara) dostosowana do spodu przęsła żelbetowego. U podstawy filara ukształtowana została odsadzka o szerokości 0,3 m, występująca na całym obwodzie podpory.

W celu określenia materiałów, z których zbudowany został filar P4 wykonano przewiert kontrolny przez jego konstrukcję. Aktualny wygląd filara przedstawiono na rys. 6.12-6.15. Gabaryty filara oraz dokładną lokalizację przewiertów kontrolnych pokazano na rys. 6.16. Materiał, z którego wykonano filar szczegółowo opisano w pkt. 8.1 i pokazano na rys. 8.3.

Na powierzchni filara występują liczne spękania betonu połączone z wykwitami wapiennym. Ponadto stwierdzono ubytki betonu kapinosa i ślady po wcześniejszych naprawach spękań. Na powierzchni ławy podłożyskowej widoczne są liczne spękania betonu i intensywne rdzawe zacieki.

Na skutek przecieków przez dylatacje oraz przestrzenie wolne na styku przęseł, od strony polskiej doszło do intensywnego zanieczyszczenia niszy oraz łożysk piaskiem z jezdni pochodzącym głównie z zimowego utrzymania mostu. Rury spustowe odwodnienia przęsła są ukształtowane nieprawidłowo, co powoduje zalewanie niszy podłożyskowej wodą opadową oraz ściekanie wody po powierzchni filara.

Stan filara oceniono jako dostateczny. Wyługowania, wypłukania spoiwa i zawilgocenia widoczne na powierzchni filara wskazują na znaczne zawilgocenie jego korpusu wodami opadowymi i przeciekami przez dylatacje wspornika chodnikowego.

Nie stwierdzono podpłukań lub podmyć korpusu filara.



Rys. 6.12. Widok na filar P4 od strony Polskiej. Widoczna głęboko wcięta nisza podłożyskowa. Na powierzchni filara widoczne liczne spękania betonu, wykwitły wapienne oraz zanieczyszczenie betonu. Widoczne również rury spustowe wprowadzające wodę opadową na niszę. Po lewej - zanieczyszczenie niszy podłożyskowej od strony polskiej piaskiem z pomostu. Widoczne łożysko stałe od strony górnej wody



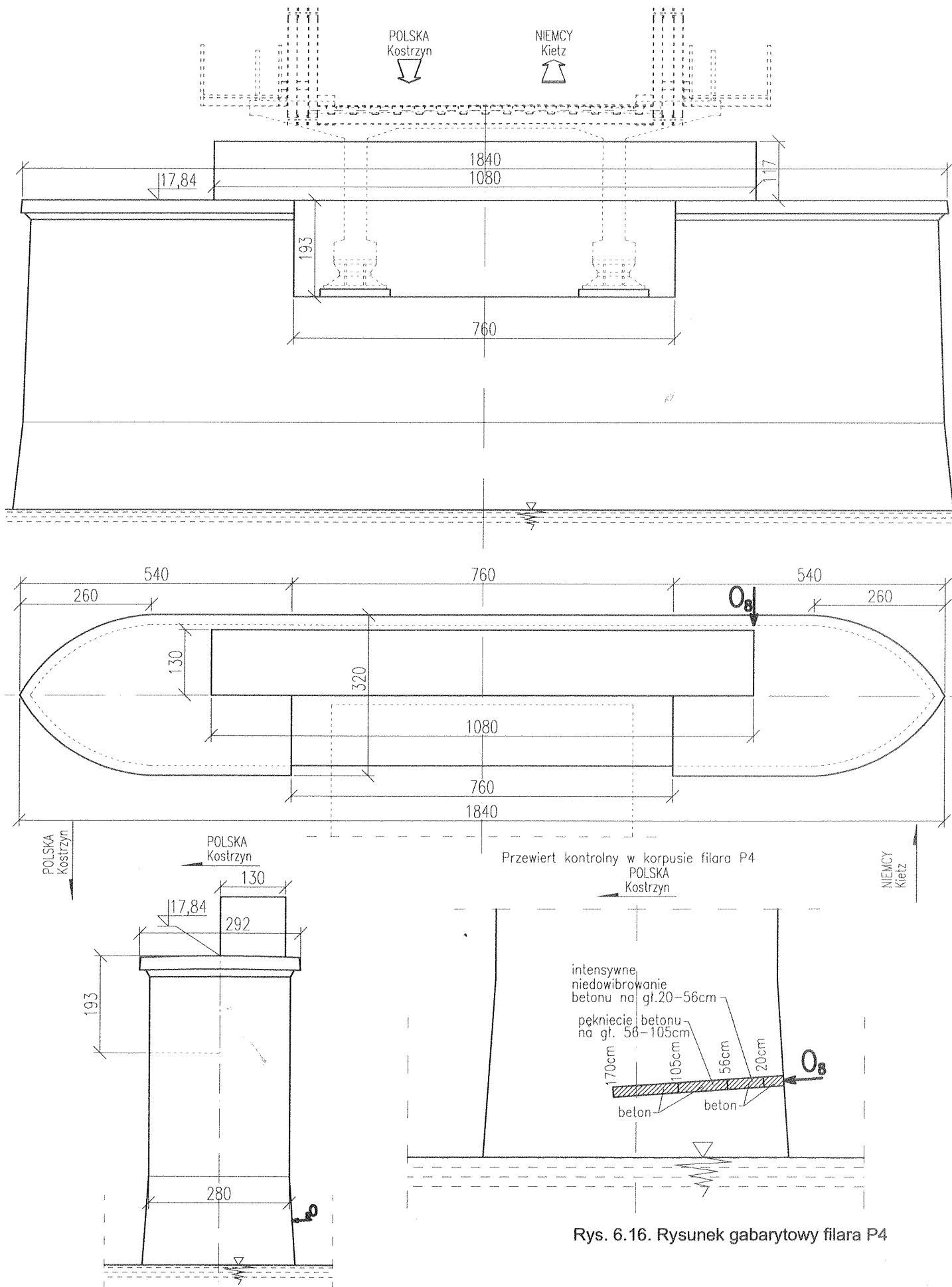
Rys. 6.13. Widoczna odsadzka filaru, pozostałości po ścianie drewnianej i zarys ścianki stalowej – fragment czoła filara, zdjęcie wykonane przy niskim stanie wody 28.06.2011



Rys. 6.14. Widok na filar P4 od strony Niemiec / dolnej wody. Widoczne liczne rysy i spękania betonu połączone z wykwitami wapiennymi. Na powierzchni ciosu podłożyskowego widoczne są rdzawe zacieki. Strzałką zaznaczono ubytek kapinosa



Rys. 6.15. Widok na filar P4 od strony Niemiec / górnej wody. Widoczne liczne spękania powierzchni betonowej, połączone z intensywnymi wykwitami wapiennymi oraz zanieczyszczenia betonu. Na ciosie podłożyskowym widoczne spękania i intensywne zacieki rdzawe



Rys. 6.16. Rysunek gabarytowy filara P4

6.4. Filary P5 i P6

Filar P5 ma konstrukcję masywną. Szerokość filara wynosi 2,85 m, długość 17,64 m. Na filarze znajduje się żelbetowy oczep (ława) o wymiarach 2,5 m x 10,66 m i wysokości 0,94 m, stanowiący bezpośrednie podparcie łożysk przęseł kratownicowych. Łożyska ustawione są na oczepie mimośrodowo (przesunięcie wynosi 0,66 m w kierunku Polski) ze względu na modułową konstrukcję kratownicy. Podstawa filara posiada odsadzkę o szerokości 0,3 m, na całym obwodzie. Dolna część filara od strony górnej wody, wyposażona została w kamienną oblicówkę.

Aktualny wygląd filara przedstawiono na rys. 6.17-6.18. Gabaryty filara pokazano na rys. 6.23. Na powierzchni filara stwierdzono spękania betonu, raki oraz wykwyty wapienne. Inspekcja podwodna wykazała głębokie ubytki spoin kamiennej oblicówki. Nie stwierdzono podmycia podłoża w sąsiedztwie filara.

Pomiędzy filarami P5 i P6 zlokalizowany jest szlak wodny. Rozstaw skrajnych znaków nawigacyjnych na przęśle 5-6 (szerokość drogi wodnej) wynosi 24,4 m. Na konstrukcji filara P5, od strony górnej wody wymalowany jest wodowskaz żeglugowy (ma odwróconą skalę, „zero” wodowskazu odniesione jest do spodu konstrukcji mostu istniejącego przed 1992 rokiem lub do spodu konstrukcji mostu kolejowego zlokalizowanego około 200 metrów w dół rzeki).

Filar P6 zbudowany jest podobnie jak filar P5. Szerokość filara wynosi 2,96 m, długość 17,64 m. Wymiary żelbetowego oczepu wynoszą 2,22 m x 10,66 m, wysokość 0,88 m. Łożyska konstrukcji przęseł ustawione są na filarze mimośrodowo – z przesunięciem około 0,40 m w kierunku Polski. Podstawa filara posiada odsadzkę o szerokości 0,3 m, na całym obwodzie.

W celu określenia materiałów, z których zbudowany został filar P6 wykonano przewiert kontrolny przez jego konstrukcję. Aktualny wygląd filara przedstawiono na rys. 6.8-6.10 Gabaryty filara oraz lokalizację przewiertu pokazano na rys. 6.23.

Na powierzchni filara stwierdzono spękania betonu, raki oraz wykwyty wapienne. Na powierzchni ciosów podłożyskowych filarów stwierdzono liczne spękania o charakterze korozyjnym (rys.6.21, 6.22). Nie stwierdzono podmyć w sąsiedztwie fundamentu.



Rys. 6.17. Filar P5, widok od strony Polski / dolnej wody. Widoczne liczne zacieki i wykwyty wapienne oraz odbarwienia betonu. Na powierzchni ciosu podłożiskowego widoczne są intensywne rdzawe zacieki



Rys. 6.18. Filar P5, widok od strony Niemiec. Od strony górnej wody (strona prawa) widoczny jest wodowskaz żeglugowy. Widoczne zacieki wapienne oraz odbarwienia betonu. Na powierzchni ciosu podłożiskowego widoczne są intensywne rdzawe zacieki



Rys. 6.19. Filar P6, widok od strony Polski. Widoczne są liczne spękania betonu



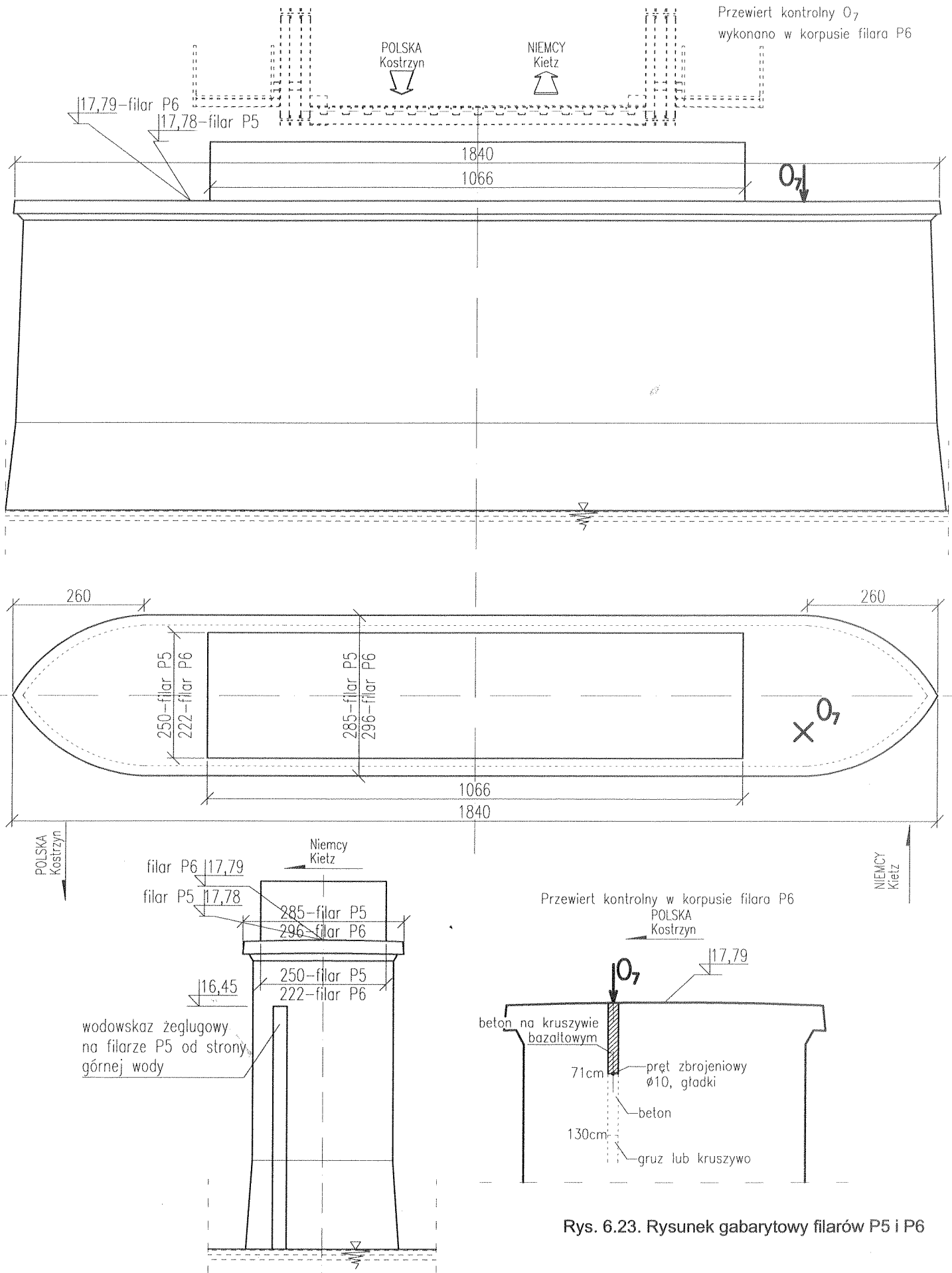
Rys. 6.20. Filar P6, widok od strony Niemiec. Widoczne są liczne spękania betonu



Rys. 6.21 Spękania skurczowe i korozyjne ławy podłożiskowej filara P6, zastoiska wody



Rys. 6.22. Liczne spękania na powierzchniach ławy podłożiskowego filara P5



Rys. 6.23. Rysunek gabarytowy filarów P5 i P6

6.5. Przyczółek P7

Przyczółek P7 zlokalizowany jest od strony Niemiec i ma konstrukcję masywną. Wykonany jest z cegły oraz betonu. Dokumentacja fotograficzna z roku 2000 (zawarta w Karcie przeglądu szczegółowego z 23.08.2000 roku) oraz wykonane przewierty kontrolne wskazują na to, że dolna część przyczółka wykonana jest z cegły, natomiast górna z betonu. Cały korpus przykryty jest warstwą betonu naprawczego o grubości około 3-3,5 cm. Szerokość całkowita przyczółka wynosi 14,75 m (15,51 m z odsadzką). Na niszy podłożyskowej wykonana została ława żelbetowa, przystosowująca podporę do potrzeb konstrukcji kratownicowej zamontowanej po 1992 roku. Od strony dolnej wody znajdują się schody skarpowe, a skarpa jest umocniona kostką betonową.

Aktualny wygląd przyczółka przedstawiono na rys. 6.24-6.26. Gabaryty filara pokazano na rys. 6.27.

Stan techniczny przyczółka P7 oceniono jako dostateczny. Na powierzchni przyczółka stwierdzono zacieki rdzawe pochodzące z niszy podłożyskowej oraz porastanie powierzchni mchami. Ponadto stwierdzono siatki drobnych spękań oraz drobne ubytki i odspojenia warstwy naprawczej występujące na powierzchni całego przyczółka.

Materiał, z którego wykonano filar szczegółowo opisano w pkt. 8.1 i pokazano na rys. 8.3.



Rys. 6.24. Przyczółek P7. Widok pod strony Polski. Widoczne rozległe zacieki rdzawe pochodzące z niszy podłożyskowej

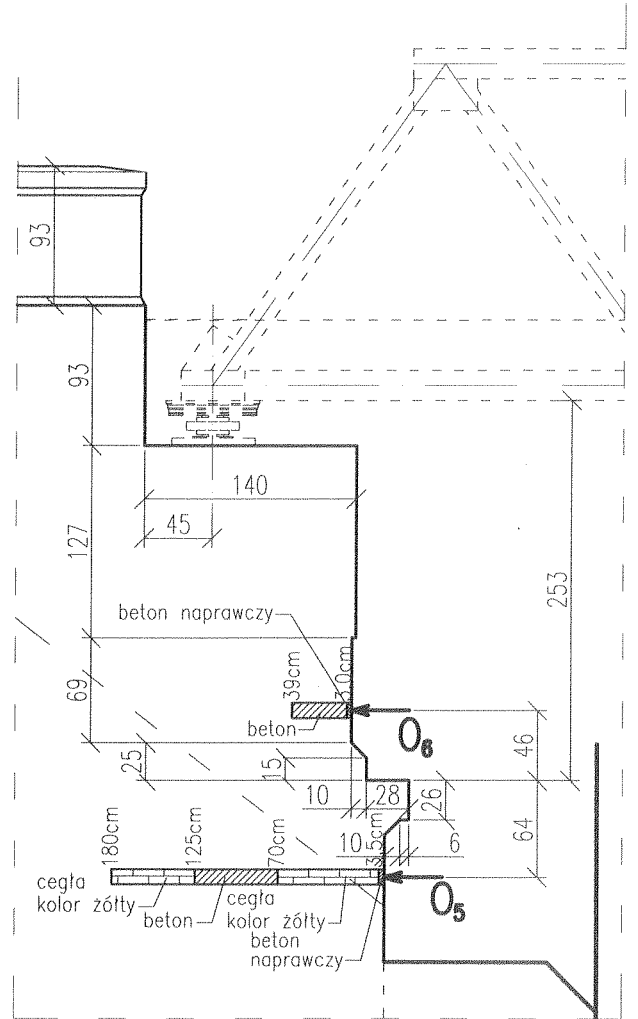
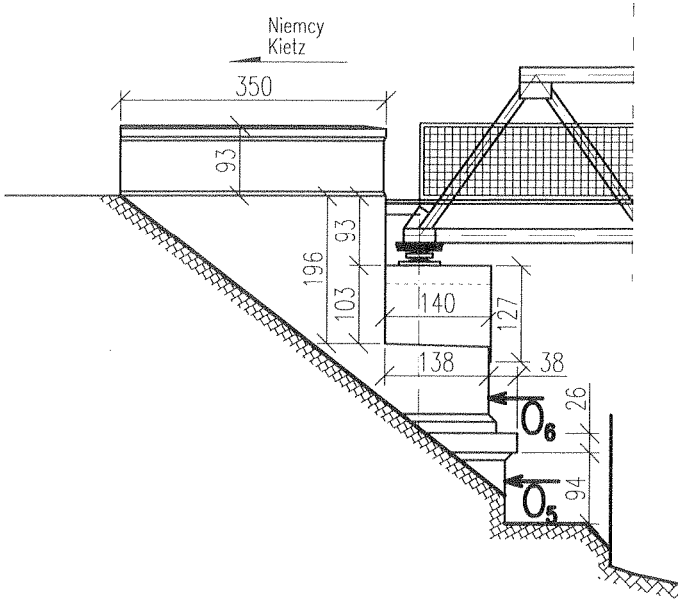
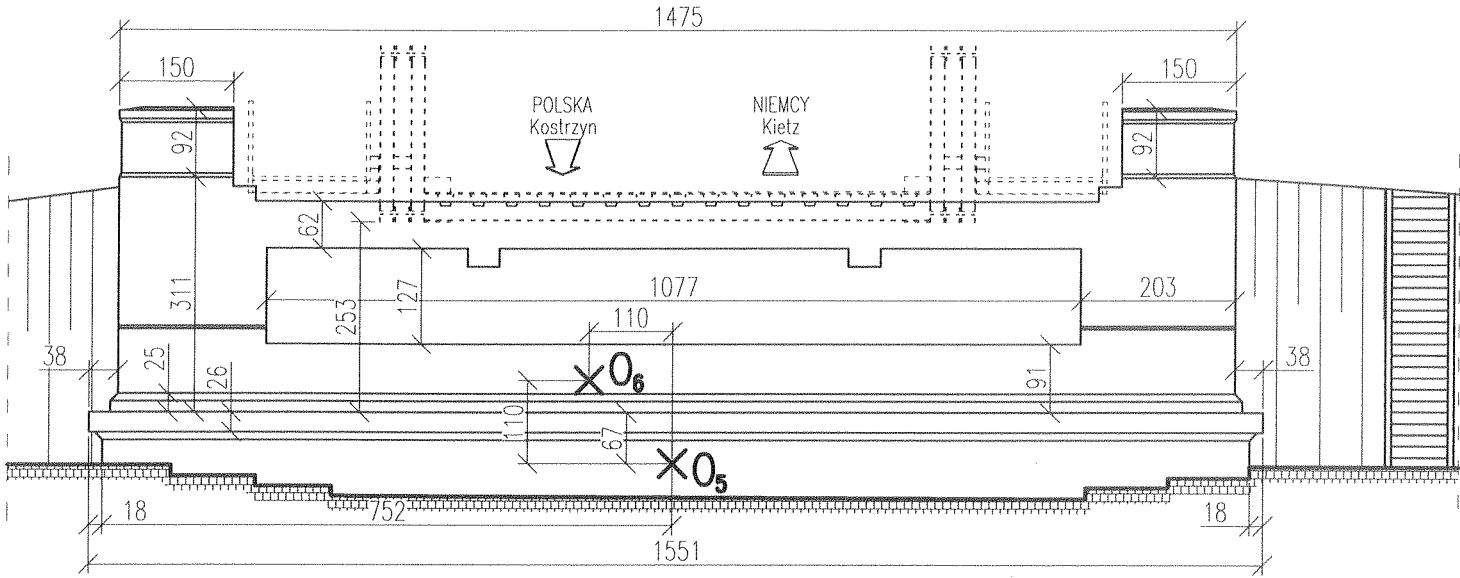


Rys. 6.25 Widok przyczółka P7 od strony dolnej wody



Rys. 6.26. Spękania i ubytki warstw naprawczych przyczółka. Odsadzka od strony górnej wody

Ocena stanu technicznego podpór mostu granicznego w ciągu DK 22 w km 0+000 nad rz. Odrą w m. Kostrzyn pod kątem określenia możliwości przen. ustroju nośnego klasy A wg PN-85/S-10030



Rys. 6.27. Rysunek gabarytowy przyczółka P7

7. BADANIA KONSTRUKCJI

7.1. Szczegółowy zakres badań

- ◆ Zaplanowany program badawczy obejmował określenie materiałów, z których zbudowane są korpusy podpór, na podstawie makroskopowej oceny wykonanych przewiertów kontrolnych. Ponadto wykonane zostały badania wytrzymałościowe betonu użytego do budowy filarów i przyczółków. Badania makroskopowe fundamentów podpór zostały ujęte w części dotyczącej badań geotechnicznych – Załącznik nr 1.
- ◆ Określono również grubość warstw nawierzchni jezdni na przęsłach żelbetowych i na przęsłach kratownicowych.
- ◆ Badaniom poddano podpory P1, P2, P4, P6 oraz P7.

Lokalizację punktów pomiarowych na konstrukcji poszczególnych podpór zaznaczono na Rys. 6.5, 6.12, 6.23, 6.27.

Prace związane z pobieraniem próbek wykonane były z poziomu terenu, z poziomu górnej powierzchni podpór oraz z wykorzystaniem pływającej platformy roboczej.

- ◆ Badania obiektu przeprowadzono w oparciu o poligonowe laboratorium badawcze, wykorzystując posiadaną aparaturę badawczą, spełniającą wszystkie niezbędne wymagania techniczne stawiane tego typu pomiarom.

W jej skład weszły następujące urządzenia:

- zestaw do wykonywania odwiertów - wiertnica HILTI,
- urządzenia do lokalizacji i oceny grubości otulenia zbrojenia – „COVER-Master”, typ CM52 oraz CM9.

7.2. Opis przyjętych metod badawczych

Całość badań zrealizowano zgodnie z *Zaleceniami Generalnej Dyrekcji Dróg Publicznych* w Warszawie z dnia 3 grudnia 1998, dotyczącymi oceny jakości betonu „in-situ” w istniejących obiektach mostowych. Wytrzymałość gwarantowaną betonu określono zgodnie z PN-S-10040, natomiast związaną z nią klasę betonu oszacowano zgodnie z PN-91/S-10042.

8. WYNIKI BADAŃ

8.1. Ocena makroskopowa odwiertów kontrolnych pobranych z korpusów podpór

Dla oceny makroskopowej materiału, z którego wykonane zostały podpory pobrano odwierty kontrolne o średnicy 80 i 100 mm, oznaczając je jako:

- **O₁** odwiert pionowy w korpusie filara P2 - \varnothing 80 mm,
- **O₂** odwiert poziomy w korpusie filara P2 (od strony Niemiec) - \varnothing 80 mm,
- **O₃** odwiert poziomy w korpusie przyczółka P1 - \varnothing 80 mm,
- **O₄** odwiert pionowy w korpusie przyczółka P1 - \varnothing 80 mm,
- **O₅** odwiert poziomy w korpusie przyczółka P7 - \varnothing 100 mm,
- **O₆** odwiert poziomy w korpusie przyczółka P7 - \varnothing 100 mm,
- **O₇** odwiert pionowy w korpusie filara P6 - \varnothing 100 mm,
- **O₈** odwiert poziomy w korpusie filara P4 - \varnothing 100 mm.



Rys. 8.1 Widok odwiertów **O₁**, **O₂**, pobranych z filara P2 oraz odwiertu **O₄**, pobranego z korpusu przyczółka P1



Rys. 8.2 Widok odwiertu **O₃** pobranego z przyczółka P1 oraz odwiertu **O₅** pobranego z korpusu przyczółka P7



Rys. 8.3 Widok odwiertów **O₆** (przyczółek P7), **O₇** (filar P6) oraz **O₈** (filar P4)

◆ **Ogledziny próbek pobranych z filarów i przyczółków, wykazały, że:**

- badane podpory mają zróżnicowaną budowę. Wykonane są z betonów o zróżnicowanym składzie, murów ceglanych o żółtym zabarwieniu cegły oraz z murów o czerwonym zabarwieniu cegły,
- mur o żółtym zabarwieniu wykonany jest z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej, grubość spoin wynosi od około 8mm do 20mm. W murze występują liczne pęknięcia i rozwarstwienia (rys.8.2). Cegły są lite, z niewielką ilością pęknięć i pustek powietrznych wewnątrz. Przestrzenie między cegłami są wypełnione zaprawą, z nielicznymi pustkami powietrznymi,
- mur o czerwonym zabarwieniu wykonany jest z cegły pełnej na zaprawie wapiennej, grubość spoin mocno zróżnicowana w zakresie od 15mm do 50mm. Cegły są zwietrzałe, łuszczą się w dłoni. W materiale cegieł występują bardzo liczne wewnętrzne spękania i pustki powietrzne. Przestrzenie między cegłami wypełnione są spękaną zaprawą z licznymi pustkami powietrznymi. W czasie wyciągania rdzeni odwiertów często dochodziło do rozsypania się muru, co wskazuje na bardzo niskie parametry wytrzymałościowe zaprawy (rys. 8.2),
- budowa przyczółka P1 jest niejednorodna. Przewiert pionowy O₄ (rys. 8.1) wykazał, że górna część przyczółka (bezpośrednio pod łożyskami) wykonana jest z betonu na kruszywie mieszanym (25% stanowi bazalt o średnicach ziarn od 2 do 18 mm, 40% stanowi pospółka żwirowa o średnicach ziarn od 2 do 32 mm). Na głębokościach 22 cm oraz 93 cm stwierdzono występowanie prętów zbrojeniowych. Poniżej około 93 cm, licząc od górnej powierzchni niszy podłożyskowej, występuje cegła.
Przewiert kontrolny poziomy O₃ (rys. 8.1) wykazał, że część ceglana wykonana jest z dwóch różnych rodzajów cegły: żółtej, sięgającej do 160 cm licząc od lica przyczółka oraz czerwonej zalegającej dalej. Na powierzchni, do głębokości około 4,5 cm wykonana jest betonowa warstwa naprawcza. Na głębokości około 215 cm stwierdzono występowanie otoczaka rzecznoego wbudowanego w mur ceglany. Przewiert kontrolny O₃ wykonano do głębokości 300 cm, nie przewiercono się do zasypki przyczółka;
- budowa filara P2 jest niejednorodna. Przewiert pionowy O₁ (rys. 8.1) wykazał, że górna część filara (zlokalizowana bezpośrednio pod łożyskami) oraz nadbudowa wykonana jest z betonu na kruszywie mieszanym (15% stanowi bazalt o średnicach ziarn od 11 do 25 mm, 45% stanowi pospółka żwirowa o średnicach ziarn od 3 do 18 mm). Poniżej głębokości 117 cm, licząc od poziomu niszy podłożyskowej występuje cegła.
Przewiert kontrolny O₂ (rys 8.1) wykazał, że dolna, ceglana część wykonana jest z dwóch rodzajów cegły. Do głębokości 20 cm występuje cegła żółta, między 20 a 75 cm

- występuje cegła czerwona, dalej, do zbadanej głębokości 157 cm - cegła żółta. Na powierzchni występuje warstwa betonu naprawczego o grubości 2 cm;
- filary P4 i P5 jest wykonany z betonu. Poziomy przewiert kontrolny O₈ zlokalizowany od strony Niemiec wykazał, że do głębokości 170cm (licząc od powierzchni czołowej) występuje beton na kruszywie mieszanym (40% stanowi bazalt o średnicach ziarn od 11 do 32 mm, 30% stanowi kamień naturalny o średnicach ziarn od 2 do 6 mm). Na głębokości od około 20 do około 56 cm występuje intensywne niedowibrowanie betonu (beton w czasie pobierania uległ częściowemu rozkruszeniu – rys. 8.3). Na głębokości od 56 do około 105 cm występuje rysa o przebiegu prostopadłym do osi filara (równoległym do odwiertu);
 - filary P6 i P7 - pionowy przewiert kontrolny O₇ (rys. 8.3), wykonany w korpusie filara P6 wykazał, że do głębokości 130 cm występuje beton na kruszywie bazaltowym o średnicy ziarn od 2 do 27 mm. Na głębokości 71 cm występuje zbrojenie (pręt o śr. 10 mm, gładki). Na głębokości 130 cm wystąpiło klinowanie wiertła oraz szybszy ubytek wody chłodzącej wiertło, co sugeruje, że występuje tam materiał sypki np. gruz lub kruszywo;
 - budowa przyczółka P7 jest niejednorodna. Poziome przewierci kontrolne O₅ i O₆ (rys. 8.2 i 8.3) wykazały, że korpus przyczółka zbudowany jest z betonu i cegły. Na całej powierzchni przyczółka występuje warstwa betonu naprawczego o grubości 3 ÷ 3,5 cm. W górnej części pod ciosem podłożyskowym (przewiert O₆), występuje beton na kruszywie mieszanym (20% stanowi kruszywo bazaltowe o średnicy ziarn od 20 do 26 mm, 45% stanowi kruszywo naturalne o średnicy ziarn od 3 do 16 mm). W dolnej części przyczółka (przewiert O₅), poniżej odsadzki, do głębokości 70 cm występuje cegła żółta, dalej warstwa betonu o grubości 55 cm (jest to beton na kruszywie mieszanym, złożonym w 20% z kruszywa bazaltowego o średnicy ziarn od 22 do 28 mm oraz w 55% z kruszywa naturalnego o średnicy ziarn od 2 do 14 mm). Głębiej, tj do zbadanej głębokości 180 cm występuje cegła żółta, nie przewiercono się do zasypki.

8.2. Badania laboratoryjne odwiertów kontrolnych pobranych z korpusów podpór

Przy opracowaniu wyników badań zniszczeniowej wytrzymałości betonu na ściskanie, przyjęto następujące założenia:

- przyjęto, za Bukowskim (Budownictwo Betonowe, Tom I, cz.1), że zależność pomiędzy wytrzymałością na ściskanie, oznaczoną na próbkach kostkowych o wymiarze „a” jest równa wytrzymałości uzyskanej na walcach o wysokości i średnicy równej „a” pomnożonej przez współczynnik równy 1,12,
- można więc przyjąć za prawdziwą następującą zależność:

$$R_{\text{kostkowa}}(a=100 \text{ mm}) = 1,12 R_{\text{walcowa}}(a=h=100 \text{ mm})$$

- ponadto, zgodnie z PN-88/B-06250 (Beton Zwykły) przyjęto zależność:

$$R_{\text{kostkowa}}(a=150 \text{ mm}) = 0,9 R_{\text{kostkowa}}(a=100 \text{ mm})$$

- w efekcie uzyskano następującą zależność:

$$R_{\text{kostkowa}}(a=150 \text{ mm}) = 1,12 \times 0,9 R_{\text{walcowej}}(a=100 \text{ mm}) \text{ czyli:}$$

$$R_{\text{kostkowa}}(a=150 \text{ mm}) \approx R_{\text{walcowej}}(a=100 \text{ mm})$$

- analogicznie dla odwiertów o średnicy 80 mm poczyniono następujące założenia:

$$R_{\text{walcowa}}(a=h=160 \text{ mm}) = 0,85 R_{\text{walcowa}}(a=h=80 \text{ mm})$$

- ponadto, zgodnie z PN-88/B-06250 (Beton Zwykły) przyjęto zależność:

$$R_{\text{kostkowa}}(a=150 \text{ mm}) = 1,15 R_{\text{walcowa}}(a=h=160 \text{ mm})$$

$$\text{czyli } R_{\text{kostkowa}}(a=150 \text{ mm}) = 1,15 \times 0,85 R_{\text{walcowa}}(a=h=80 \text{ mm})$$

co prowadzi do zależności:

$$R_{\text{kostkowa}}(a=150 \text{ mm}) \approx 0,98 R_{\text{walcowa}}(a=h=80 \text{ mm})$$

Z pozyskanych odwiertów wycięto próbki laboratoryjne o wymiarach odpowiednio: $a \times h \cong 100 \text{ mm}$ i 80 mm . Próbki poddano badaniom w maszynie wytrzymałościowej. Przyjęto następujące oznaczenia poszczególnych próbek:

$O_{i/j/k}$ gdzie: O - opis odwiertu

i - kolejny numer odwiertu

j - kolejna część odwiertu licząc od powierzchni zewnętrznej badanego elementu betonowego,

m - kolejna próbka licząc od powierzchni zewnętrznej,

lub:

$O_{i/j}$ gdzie: O - opis odwiertu

i - kolejny numer odwiertu

j - kolejna próbka licząc od powierzchni zewnętrznej,

Na przykład:

Próbka $O_{1/2/1}$ - próbka betonowa o wysokości 80 mm, pobrana z filara P2, wycięta z drugiej części odwiertu licząc od powierzchni.

Próbka $O_{3/1}$ - najbardziej przypowierzchniowa próbka ceglana o wysokości 80 mm, pobrana z przyczółka P1.

8.2.1. Przyczółek P1

- ◆ Zestawienie wyników badań laboratoryjnych próbek betonowych, pobranych z konstrukcji przyczółka P1.

TABELA 8.1 – Przyczółek P1 – beton

Lokalizacja	Punkt pomiarowy	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]
Przyczółek P1 – odwiert Ø80 mm	O _{4/1/1}	58,74
	O _{4/1/2}	53,19
	O _{4/1/3}	40,53
	O _{4/1/4}	44,92
	O _{4/2/1}	56,67
	O _{4/2/2}	55,45
	O _{4/2/3}	50,78
	O _{4/2/4}	50,39
	O _{4/3/1}	45,41
	O _{4/3/1}	41,44
Wartość średnia wytrzymałości betonu na ściskanie R_{sr}		49,8
Wartość minimalna wytrzymałości betonu na ściskanie $R_{i,min}$		40,5
Odchylenie standardowe S_R		5,77
Współczynnik zmienności wytrzymałości v_R		12%

- W przypadku próbek z betonu przyczółka P1 uzyskano dość duży rozrzut wartości wytrzymałości na ściskanie, od 41 do 58 MPa, jednak odchylenie standardowe (5,77 MPa) jest dużo mniejsze od granicznej wartości 0,2 R_{sr} .
- Współczynnik zmienności wytrzymałości v_R dla betonu przyczółka wynosi 12 %, co oznacza, że jego jednorodność jest średnia.
- ◆ Oszacowanie aktualnej klasy betonu
 - Zgodnie z PN-S-10040:1999, przy liczbie wyników $n=10 < 15$, wytrzymałość gwarantowaną betonu (R_b^G) można oszacować zgodnie ze wzorem:

$$R_{i,min} \geq \alpha R_b^G$$

gdzie: $\alpha = 1,05$

$$R_b^G \leq R_{i,min} / 1,05 = 40,5 / 1,05 = \mathbf{38,6 \text{ MPa}}$$

lub zgodnie z następującymi dwoma wzorami:

$$R_{i,min} \geq R_b^G \quad \text{oraz} \quad \bar{R} \geq 1,2 R_b^G$$

$$R_b^G \leq R_{i, \min} = 40,5 \text{ MPa} \quad \text{oraz} \quad R_b^G \leq \bar{R} / 1,2 = 49,8 / 1,2 = 41,5 \text{ MPa}$$

- Na podstawie uzyskanych wyników badań, wartość wytrzymałości gwarantowanej badanego betonu można oszacować na poziomie **40,5 MPa**, co zgodnie z PN-91/S-10042 odpowiada klasie **B40**.
- ◆ **Zestawienie wyników badań laboratoryjnych próbek ceglanych, pobranych z konstrukcji przyczółka P1.**

TABELA 8.2 – Przyczółek P1 – cegła żółta (rys. 6.4)

Oznaczenie próbki	Siła niszcząca F [kN]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]
próbka O _{3/1}	93,5	18,7
próbka O _{3/2}	133,3	26,6
próbka O _{3/3}	118,6	23,7
próbka O _{3/4}	156,9	31,4
Średnia wytrzymałość muru na ściskanie		$\bar{R} = 25,1 \text{ MPa}$
Minimalna wytrzymałość muru na ściskanie		$R_{\min} = 18,7 \text{ MPa}$

Sposób oceny wytrzymałości muru ceglano na podstawie badań odwiertów rdzeniowych nie został dotychczas znormalizowany ani jednoznacznie opracowany naukowo. Istniejące opracowania różnią się między sobą dość istotnie, zarówno w zakresie metodyki pobierania próbek jak i uzyskiwanych wyników. W praktyce inżynierskiej stosuje się metody mocno przybliżone, poparte makroskopową oceną badanego materiału.

Uzyskane wyniki badania wytrzymałości na ściskanie potraktowano jako odpowiadające próbkom warstwowym, wykorzystywanym do normowej oceny wytrzymałości na ściskanie elementów murowych pobranych z konstrukcji ścian. Wytrzymałość zaprawy przyjęto na poziomie 2,0 MPa – próbki muru spojone zaprawą o niższej wytrzymałości najczęściej ulegają rozkruszeniu na etapie wykonywania odwiertu. Należy równocześnie zaznaczyć, że uzyskane wyniki są wynikami orientacyjnymi i wykorzystano je jedynie do oszacowania wytrzymałości muru na ściskanie, ze względu na brak innych możliwości dokonania choćby przybliżonej oceny parametrów mechanicznych badanego korpusu podpory.

- średnia wytrzymałość na ściskanie $f_B = 25,1 \text{ MPa}$
- najmniejsza uzyskana wartość wytrzymałości $f_{B, \text{lowest}} = 18,7 \text{ MPa}$

- odchylenie standardowe wytrzymałości $s = 5,32 \text{ MPa}$
- współczynnik zmienności wytrzymałości $\nu = 21 \%$

- Wyznaczenie wartości znormalizowanej wytrzymałości elementów murowych na ściskanie (f_b)

$$f_b = f_B \times \delta \times \eta_w$$

gdzie:

f_B – średnia wytrzymałość cegły na ściskanie, uzyskana w próbie zniszczeniowej

δ – współczynnik kształtu, określony zgodnie z normą PN-EN 772-1

η_w – współczynnik uwzględniający stan wilgotnościowy badanego elementu, określony zgodnie z normą PN-EN 772-1

$$f_b = 25,1 \times 0,98 \times 1,0 = \mathbf{24,6 \text{ MPa}}$$

- Wyznaczenie wartości charakterystycznej wytrzymałości muru na ściskanie (f_k)

$$f_k = f_b^{0,7} \times f_m^{0,3} \times K$$

gdzie:

f_b – znormalizowana wytrzymałość cegły na ściskanie,

f_m – wytrzymałość zaprawy na ściskanie (na podstawie przeprowadzonych badań makroskopowych przyjęto jako równą 2,0 MPa)

K – współczynnik, uwzględniający rodzaj elementu murowego oraz rodzaj zaprawy murarskiej, określony zgodnie z normą PN-EN 1996-1-1 (dla ceramiki z grupy 1 oraz zaprawy zwykłej przyjęto wartość równą 0.45)

$$f_k = 24,6^{0,7} \times 2^{0,3} \times 0,45 = \mathbf{5,21 \text{ MPa}}$$

- Wyznaczenie wartości obliczeniowej wytrzymałości muru na ściskanie (f_d)

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

gdzie:

f_k – charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie,

γ_M – częściowy współczynnik bezpieczeństwa (dla murów wykonanych z elementów murowych kategorii II oraz klasy robót B przyjęto zgodnie z normą PN-EN 1996-1-1 wartość równą 2.5)

$$f_d = 5,21 / 2,5 = \mathbf{2,1 \text{ MPa}}$$

Wytrzymałość obliczeniową muru ceglanego na ściskanie (mur wykonany z cegły żółtej) oszacowano na **2,1MPa**.

8.2.2. Filar P2

- ◆ Zestawienie wyników badań laboratoryjnych próbek betonowych, pobranych z konstrukcji filara P2.

TABELA 8.3 – Filar P2 – beton

Lokalizacja	Punkt pomiarowy	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]
Filar P2 – odwiert Ø80 mm	O _{1/1/1}	30,31
	O _{1/1/2}	30,48
	O _{1/1/3}	37,11
	O _{1/1/4}	30,00
	O _{1/2/1}	41,91
	O _{1/2/2}	32,41
	O _{1/2/3}	44,75
	O _{1/2/4}	45,53
Wartość średnia wytrzymałości betonu na ściskanie $R_{\text{śr}}$		36,6
Wartość minimalna wytrzymałości betonu na ściskanie $R_{i,\text{min}}$		30,0
Odchylenie standardowe S_R		6,69
Współczynnik zmienności wytrzymałości v_R		18%

- W przypadku próbek z betonu filara P2 uzyskano bardzo znaczny rozrzut wartości wytrzymałości na ściskanie od 30 do 45 MPa – odchylenie standardowe (6,69 MPa) jest bliskie granicznej wartości $0,2 R_{\text{śr}}$.
- Współczynnik zmienności wytrzymałości v_R dla betonu filara wynosi 18 %, co oznacza, że jego jednorodność jest dostateczna.
- ◆ **Oszacowanie aktualnej klasy betonu**
 - Zgodnie z PN-S-10040:1999, przy liczbie wyników $n=8<9$, wytrzymałość gwarantowaną betonu (R_b^G) można oszacować zgodnie ze wzorem:

$$R_{i,\text{min}} \geq \alpha R_b^G$$

gdzie: $\alpha = 1,10$

$$R_b^G \leq R_{i,\text{min}} / 1,10 = 30,0 / 1,10 = \mathbf{27,3 \text{ MPa}}$$

lub zgodnie z następującymi dwoma wzorami:

$$R_{i,\text{min}} \geq R_b^G \quad \text{oraz} \quad \bar{R} \geq 1,2 R_b^G$$

$$R_b^G \leq R_{i, \min} = 30,0 \text{ MPa} \quad \text{oraz} \quad R_b^G \leq \bar{R} / 1,2 = 36,6 / 1,2 = 30,5 \text{ MPa}$$

- o Na podstawie uzyskanych wyników badań, wartość wytrzymałości gwarantowanej badanego betonu można oszacować na poziomie **30,0 MPa**, co zgodnie z PN-91/S-10042 odpowiada klasie **B30**.

8.2.3. Filar P4

- ♦ **Zestawienie wyników badań laboratoryjnych próbek betonowych, pobranych z konstrukcji filara P4.**

TABELA 8.4 – Filar P4 – beton

Lokalizacja	Punkt pomiarowy	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]
Filar P4 – odwiert Ø100 mm	O _{8/1/1}	59,59
	O _{8/1/2}	64,22
	O _{8/6/1}	36,89
	O _{8/6/2}	40,49
	O _{8/5}	42,68
Wartość średnia wytrzymałości betonu na ściskanie R_{śr}		48,9
Wartość minimalna wytrzymałości betonu na ściskanie R_{i,min}		36,9
Odchylenie standardowe S _R		12,20
Współczynnik zmienności wytrzymałości v _R		25%

- o W przypadku próbek z betonu filara P4 uzyskano bardzo znaczny rozrzut wartości wytrzymałości na ściskanie od 37 do 64 MPa – odchylenie standardowe (12,2 MPa) przekroczyło graniczną wartość 0,2 R_{śr}. W związku z tym ocena wytrzymałości ma jedynie charakter orientacyjny.
- o Współczynnik zmienności wytrzymałości v_R dla betonu filara wynosi 25 %, co oznacza, że jego jednorodność jest niedostateczna.
- ♦ **Oszacowanie aktualnej klasy betonu**
 - o Zgodnie z PN-S-10040:1999, przy liczbie wyników n=5<9, wytrzymałość gwarantowaną betonu (R_b^G) można oszacować zgodnie ze wzorem:

$$R_{i, \min} \geq \alpha R_b^G$$

gdzie: $\alpha = 1,10$

$$R_b^G \leq R_{i, \min} / 1,10 = 36,9 / 1,10 = 33,5 \text{ MPa}$$

lub zgodnie z następującymi dwoma wzorami:

$$R_{i, \min} \geq R_b^G \quad \text{oraz} \quad \bar{R} \geq 1,2 R_b^G$$

$$R_b^G \leq R_{i, \min} = 36,9 \text{ MPa} \quad \text{oraz} \quad R_b^G \leq \bar{R} / 1,2 = 48,9 / 1,2 = 40,7 \text{ MPa}$$

- o Na podstawie uzyskanych wyników badań, wartość wytrzymałości gwarantowanej badanego betonu można oszacować na poziomie **36,9 MPa**, co zgodnie z PN-91/S-10042 odpowiada klasie ~**B35**.

8.2.4. Filar P6

- ◆ Zestawienie wyników badań laboratoryjnych próbek betonowych, pobranych z konstrukcji filara P6.

TABELA 8.5 – Filar P6 - beton

Lokalizacja	Punkt pomiarowy	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]
Filar P6 – odwiert Ø100 mm	O _{7/1}	37,27
	O _{7/2}	56,32
	O _{7/3}	63,43
Wartość średnia wytrzymałości betonu na ściskanie $R_{\text{śr}}$		52,3
Wartość minimalna wytrzymałości betonu na ściskanie $R_{i, \min}$		37,3
Odchylenie standardowe S_R		13,53
Współczynnik zmienności wytrzymałości v_R		26%

- o W przypadku próbek z betonu filara P6 uzyskano bardzo duży rozrzut wartości wytrzymałości na ściskanie od 37 do 63 MPa – odchylenie standardowe (13,53 MPa) jest większe od granicznej wartości $0,2 R_{\text{śr}}$, w związku z czym określenie klasy betonu ma jedynie charakter orientacyjny
- o Współczynnik zmienności wytrzymałości v_R dla betonu filara wynosi 26%, co oznacza, że jego jednorodność jest niedostateczna.
- ◆ Oszacowanie aktualnej klasy betonu
 - o Zgodnie z PN-S-10040:1999, przy liczbie wyników $n=8<9$, wytrzymałość gwarantowaną betonu (R_b^G) można oszacować zgodnie ze wzorem:

$$R_{i, \min} \geq \alpha R_b^G$$

gdzie: $\alpha = 1,15$

$$R_b^G \leq R_{i, \min} / 1,15 = 37,3 / 1,15 = \mathbf{32,4 \text{ MPa}}$$

lub zgodnie z następującymi dwoma wzorami:

$$R_{i, \min} \geq R_b^G \quad \text{oraz} \quad \bar{R} \geq 1,2 R_b^G$$

$$R_b^G \leq R_{i, \min} = \mathbf{37,3 \text{ MPa}} \quad \text{oraz} \quad R_b^G \leq \bar{R} / 1,2 = 52,3 / 1,2 = \mathbf{43,6 \text{ MPa}}$$

- o Na podstawie uzyskanych wyników badań, wartość wytrzymałości gwarantowanej badanego betonu można oszacować na poziomie **37,3 MPa**, co zgodnie z PN-91/S-10042 odpowiada klasie **~B35**. Ze względu na dużą niejednorodność badanego betonu oszacowanie to ma charakter orientacyjny.

8.2.5. Przyczółek P7

- ♦ **Zestawienie wyników badań laboratoryjnych próbek betonowych, pobranych z dolnej części konstrukcji przyczółka P7.**

TABELA 8.6 – Przyczółek P7 – beton z dolnej części przyczółka

Lokalizacja	Punkt pomiarowy	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]
Przyczółek P7 – odwiert Ø100 mm	O _{5/1/1}	44,85
	O _{5/2/1}	42,96
	O _{5/2/2}	32,46
Wartość średnia wytrzymałości betonu na ściskanie R_{śr}		40,1
Wartość minimalna wytrzymałości betonu na ściskanie R_{i,min}		32,5
Odchylenie standardowe S _R		6,68
Współczynnik zmienności wytrzymałości v _R		17%

- o W przypadku próbek z betonu filara P2 uzyskano bardzo znaczny rozrzut wartości wytrzymałości na ściskanie od 32 do 45 MPa – odchylenie standardowe (6,68 MPa) jest mniejsze od granicznej wartości 0,2 R_{śr}.
- o Współczynnik zmienności wytrzymałości v_R dla betonu filara wynosi 17 %, co oznacza, że jego jednorodność jest dostateczna.

◆ **Oszacowanie aktualnej klasy betonu**

- Zgodnie z PN-S-10040:1999, przy liczbie wyników $n=3<5$, wytrzymałość gwarantowaną betonu (R_b^G) można oszacować zgodnie ze wzorem:

$$R_{i, \min} \geq \alpha R_b^G$$

gdzie: $\alpha = 1,15$

$$R_b^G \leq R_{i, \min} / 1,15 = 32,5 / 1,15 = \mathbf{28,2 \text{ MPa}}$$

lub zgodnie z następującymi dwoma wzorami:

$$R_{i, \min} \geq R_b^G \quad \text{oraz} \quad \bar{R} \geq 1,2 R_b^G$$

$$R_b^G \leq R_{i, \min} = \mathbf{32,5 \text{ MPa}} \quad \text{oraz} \quad R_b^G \leq \bar{R} / 1,2 = 40,1 / 1,2 = \mathbf{33,4 \text{ MPa}}$$

- Na podstawie uzyskanych wyników badań, wartość wytrzymałości gwarantowanej badanego betonu można oszacować na poziomie **32,5 MPa**, co zgodnie z PN-91/S-10042 odpowiada klasie **B30**.

◆ **Zestawienie wyników badań laboratoryjnych próbek betonowych, pobranych z górnej części konstrukcji przyczółka P7.**

TABELA 8.7 – Przyczółek P7 – beton z górnej części przyczółka

Lokalizacja	Punkt pomiarowy	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]
Przyczółek P7 – odwiert Ø100 mm	O _{6/1}	35,19
	O _{6/2}	30,23
	O _{6/3}	27,95
Wartość średnia wytrzymałości betonu na ściskanie R_{sr}		31,1
Wartość minimalna wytrzymałości betonu na ściskanie $R_{i, \min}$		28,0
Odchylenie standardowe S_R		3,70
Współczynnik zmienności wytrzymałości v_R		12%

- W przypadku próbek z betonu przyczółka P7 uzyskano nieznaczny rozrzut wartości wytrzymałości na ściskanie od 32 do 45 MPa – odchylenie standardowe (3,70 MPa) jest mniejsze od granicznej wartości $0,2 R_{\text{sr}}$.
- Współczynnik zmienności wytrzymałości v_R dla betonu filara wynosi 12 %, co oznacza, że jego jednorodność jest dobra.

◆ **Oszacowanie aktualnej klasy betonu**

- Zgodnie z PN-S-10040:1999, przy liczbie wyników $n=3<5$, wytrzymałość gwarantowaną betonu (R_b^G) można oszacować zgodnie ze wzorem:

$$R_{i, \min} \geq \alpha R_b^G$$

gdzie: $\alpha = 1,15$

$$R_b^G \leq R_{i, \min} / 1,15 = 28,0 / 1,15 = \mathbf{24,3 \text{ MPa}}$$

lub zgodnie z następującymi dwoma wzorami:

$$R_{i, \min} \geq R_b^G \quad \text{oraz} \quad \bar{R} \geq 1,2 R_b^G$$

$$R_b^G \leq R_{i, \min} = \mathbf{28,0 \text{ MPa}} \quad \text{oraz} \quad R_b^G \leq \bar{R} / 1,2 = 31,1 / 1,2 = \mathbf{26,0 \text{ MPa}}$$

- Na podstawie uzyskanych wyników badań, wartość wytrzymałości gwarantowanej badanego betonu można oszacować na poziomie **26,0 MPa**, co zgodnie z PN-91/S-10042 odpowiada klasie **B25**.

8.3. Określenie grubości nawierzchni jezdni

- Przewierty kontrolne wykonane w nawierzchni jezdni wykazały, że:
 - nawierzchnia bitumiczna przęseł żelbetowych ma łączną grubość 18 cm, pod nawierzchnią występuje izolacja bitumiczna o grubości 5 mm,
 - nawierzchnia bitumiczna przęseł kratownicowych ma grubości 3-5 mm i jest ułożona bezpośrednio na stalowych segmentach pomostowych. Pod nawierzchnią nie stwierdzono występowania dodatkowej warstwy izolacyjnej.

8.4. Wnioski z badań

◆ **Oględziny próbek pobranych z filarów i przyczółków, wykazały, że:**

- badane podpory mają zróżnicowaną pod względem materiałowym budowę. Wykonane są z betonów o zróżnicowanym składzie, murów ceglanych o żółtym zabarwieniu cegły oraz z murów o czerwonym zabarwieniu cegły,
- mur o żółtym zabarwieniu wykonany jest z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej, grubość spoin wynosi od około 8mm do 20mm. W murze występują liczne pęknięcia i rozwarstwienia. Cegły są lite, z niewielką ilością pęknięć i pustek powietrznych wewnątrz. Przestrzenie między cegłami są wypełnione zaprawą, z nielicznymi pustkami powietrznymi,
- mur o czerwonym zabarwieniu wykonany jest z cegły pełnej na zaprawie wapiennej (wewnątrz muru znajduje się wypełnienie z gruzu ceglanego na zaprawie), grubość spoin mocno zróżnicowana od 15mm do 50 mm. Cegły są zwietrzałe, łuszczą się w dłoni. W materiale cegieł występują bardzo liczne wewnętrzne spękania i pustki powietrzne. Przestrzenie między cegłami wypełnione są spękaną zaprawą z licznymi pustkami powietrznymi. W czasie wyciągania rdzeni odwiertów często dochodziło do rozsypania się muru, co wskazuje na bardzo niskie parametry wytrzymałościowe zaprawy,
- budowa przyczółka P1 jest niejednorodna - górna część przyczółka (bezpośrednio pod łożyskami) wykonana jest z betonu na kruszywie mieszanym (25% stanowi bazalt o średnicach ziarn od 2 do 18 mm, 40% stanowi pospółka żwirowa o średnicach ziarn od 2 do 32 mm). Na głębokościach 22 cm oraz 93 cm stwierdzono występowanie prętów zbrojeniowych. Poniżej około 93 cm, licząc od górnej powierzchni niszy podłożyskowej, występuje cegła.
Część ceglana wykonana jest z dwóch różnych rodzajów cegły: żółtej, sięgającej do 160 cm licząc od lica przyczółka oraz czerwonej zalegającej dalej. Na powierzchni, do głębokości około 4,5 cm wykonana jest betonowa warstwa naprawcza. Na głębokości około 215 cm stwierdzono występowanie otoczaka rzecznoego wbudowanego w mur ceglany. Przewiert kontrolny O₃ wykonano do głębokości 300 cm, nie przewiercono się do zasypki przyczółka;
- budowa filara P2 jest niejednorodna - górna część filara (zlokalizowana bezpośrednio pod łożyskami) oraz nadbudowa wykonana jest z betonu na kruszywie mieszanym (15% stanowi bazalt o średnicach ziarn od 11 do 25 mm, 45% stanowi pospółka żwirowa o średnicach ziarn od 3 do 18 mm). Poniżej głębokości 117 cm, licząc od poziomu niszy podłożyskowej występuje cegła.

- W dolnej ceglanej części do zbadanej głębokości 157 cm występuje - cegła żółta. Na powierzchni występuje warstwa betonu naprawczego o grubości 2 cm;
- o korpus filaru P4 jest wykonany z betonu – w poziomie do głębokości 170cm (licząc od powierzchni czołowej) występuje beton na kruszywie mieszanym (40% stanowi bazalt o średnicach ziarn od 11 do 32 mm, 30% stanowi kamień naturalny o średnicach ziarn od 2 do 6 mm). Na głębokości od około 20 do około 56 cm występuje intensywne niedowibrowanie betonu (beton w czasie pobierania uległ częściowemu rozkruszeniu. Na głębokości od 56 do około 105 cm występuje rysa o przebiegu prostopadłym do osi filara (równoległym do odwiertu);
 - o budowa korpusu filara P6 jest niejednorodna – w badaniu od góry do głębokości 130 cm stwierdzono beton na kruszywie bazaltowym o średnicy ziarn od 2 do 27 mm. Na głębokości 71 cm występuje zbrojenie (pręt o śr. 10 mm, gładki). Na głębokości 130 cm wystąpiło klinowanie wiertła oraz szybszy ubytek wody chłodzącej wiertło, co sugeruje, że występuje tam materiał sypki np. gruz, nie zagęszczony beton lub kruszywo;
 - o budowa przyczółka P7 jest niejednorodna. Poziome przewiertki kontrolne wykazały, że korpus przyczółka zbudowany jest z betonu i cegły. Na całej powierzchni przyczółka występuje warstwa betonu naprawczego o grubości 3 3,5 cm.

W górnej części pod ciosem podłożyskowym występuje beton na kruszywie mieszanym (20% stanowi kruszywo bazaltowe o średnicy ziarn od 20 do 26 mm, 45% stanowi kruszywo naturalne o średnicy ziarn od 3 do 16 mm).

W dolnej części przyczółka poniżej odsadzki, do głębokości 70 cm występuje cegła żółta, dalej warstwa betonu o grubości 55 cm (jest to beton na kruszywie mieszanym, złożonym w 20% z kruszywa bazaltowego o średnicy ziarn od 22 do 28 mm oraz w 55% z kruszywa naturalnego o średnicy ziarn od 2 do 14 mm). Głębiej, tj do zbadanej głębokości 180 cm występuje cegła żółta, nie przewiercono się do zasypki.

◆ **Badania wytrzymałościowe materiałów**

Beton stwierdzono w korpusach filarów wysokich (P4 i częściowo w P6).

Ocenę wytrzymałości betonu na ściskanie w badanych podporach obiektu dokonano na podstawie laboratoryjnych badań odwiertów kontrolnych, uzyskując następujące wyniki:

Przyczółek P1 - jednorodność betonu średnia

- przyjęto klasę B40

$$\bar{R} = 49,8 \text{ MPa}, v_R = 12 \%$$

$$R_b^G = 40,5 \text{ MPa},$$

Filar P2 - jednorodność betonu dostateczna - przyjęto klasę ~ B30

$$\bar{R} = 36,6 \text{ MPa}, v_R = 18 \% \quad R_b^G = 30,0 \text{ MPa},$$

Filar P4 - jednorodność betonu niedostateczna - orientacyjna klasa ~ B35

$$\bar{R} = 48,9 \text{ MPa}, v_R = 25 \% \quad R_b^G = 36,9 \text{ MPa},$$

Filar P6 - jednorodność betonu niedostateczna - orientacyjna klasa ~ B35

$$\bar{R} = 52,3 \text{ MPa}, v_R = 26 \% \quad R_b^G = 37,3 \text{ MPa},$$

Przyczółek P7 - jednorodność betonu dostateczna - przyjęto klasę B25

$$\bar{R} = 31,1 \text{ MPa}, v_R = 12,0 \% \quad R_b^G = 26,0 \text{ MPa} - \text{beton z górnej części przyczółka}$$

$$\bar{R} = 40,1 \text{ MPa}, v_R = 17,0 \% \quad R_b^G = 32,5 \text{ MPa} - \text{beton z dolnej części przyczółka}$$

Oszacowanie wytrzymałości muru ceglanego na ściskanie w badanych podporach obiektu.

Mur wykonany z czerwonych cegieł – stwierdzony w głębszych partiach przyczółka od strony Polski (P1) – nie nadawał się do przygotowania z pobranych odwiertów próbek do badań zniszczeniowych, gdyż, a co za tym idzie niską wytrzymałością.

Mur wykonany z żółtych cegły – stwierdzony w korpusie niskiego filaru (P2), przypowierzchniowo w korpusie przyczółka od strony Polski (P1) i warstwowo w korpusie przyczółka od strony Niemiec (P7). Kontrolne badania wytrzymałościowe przeprowadzono dla próbek pobranych z przyczółka P1 uzyskano następujące wyniki:

$$\bar{R} = 25,1 \text{ MPa},$$

$$f_d = 2,1 \text{ MPa} - \text{szacunkowa wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie}$$

◆ **Określenie grubości nawierzchni jezdni na obiekcie**

Przevierty kontrolne wykonane w nawierzchni jezdni wykazały, że:

- nawierzchnia bitumiczna pręseł żelbetowych ma grubość 18 cm, pod nawierzchnią występuje izolacja bitumiczna o grubości 5 mm,
- nawierzchnia bitumiczna pręseł kratownicowych ma grubości 3-5 mm i jest ułożona bezpośrednio na stalowych segmentach pomostowych. Pod nawierzchnią nie stwierdzono występowania dodatkowej warstwy izolacyjnej.

9. OBLICZENIA STATYCZNO - WYTRZYMAŁOŚCIOWE

9.1. Założenia do obliczeń

Obliczenia opierają się na założeniu sprężystej pracy konstrukcji. Metodą obliczeń są naprężenia liniowe w konwencji rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa.

Komplet obliczeń dostępny jest w Archiwum TARCOPOL Sp. z o.o. Oddział Wrocław TPM Consulting, ul. Stanisławowska 27, 54-611 Wrocław, tel. :(71) 795 40 25; fax: (71) 795 40 23 e-mail: tpm@tpm-consulting.com.pl

9.2. Metoda obliczeń i zastosowane schematy statyczne

Obliczenia wykonano w zakresie okręcenia nośności podpór i sprowadzenia obciążeń w podstawie fundamentu w celu przeprowadzenia obliczeń posadowienia. Obliczenia wykonano stosując arkusz kalkulacyjny Excel oraz program do analizy statycznej konstrukcji „Autodesk Robot Structural Analysis 2011”. W miejscach podparć przyjęto więzi odpowiadające przyjętemu sposobowi łożyskowania obiektu.

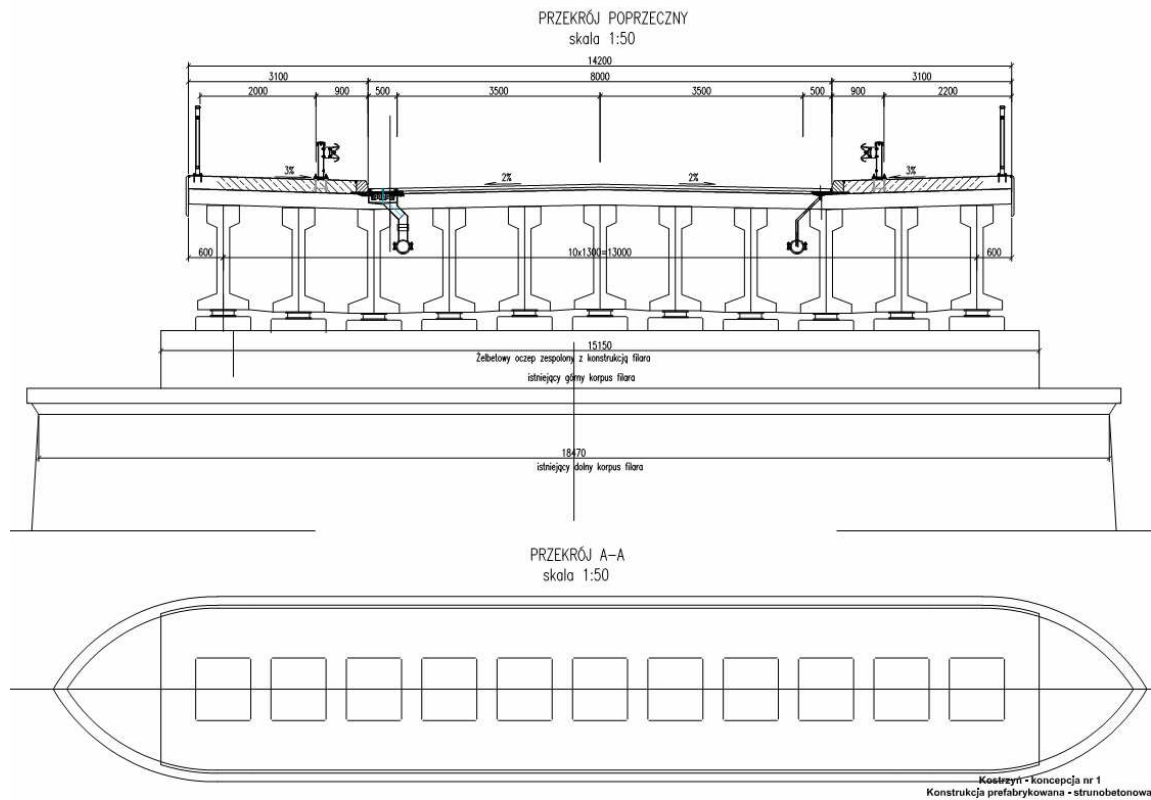
9.3. Podstawowe wyniki z obliczeń

9.3.1. Zestawienie obciążeń

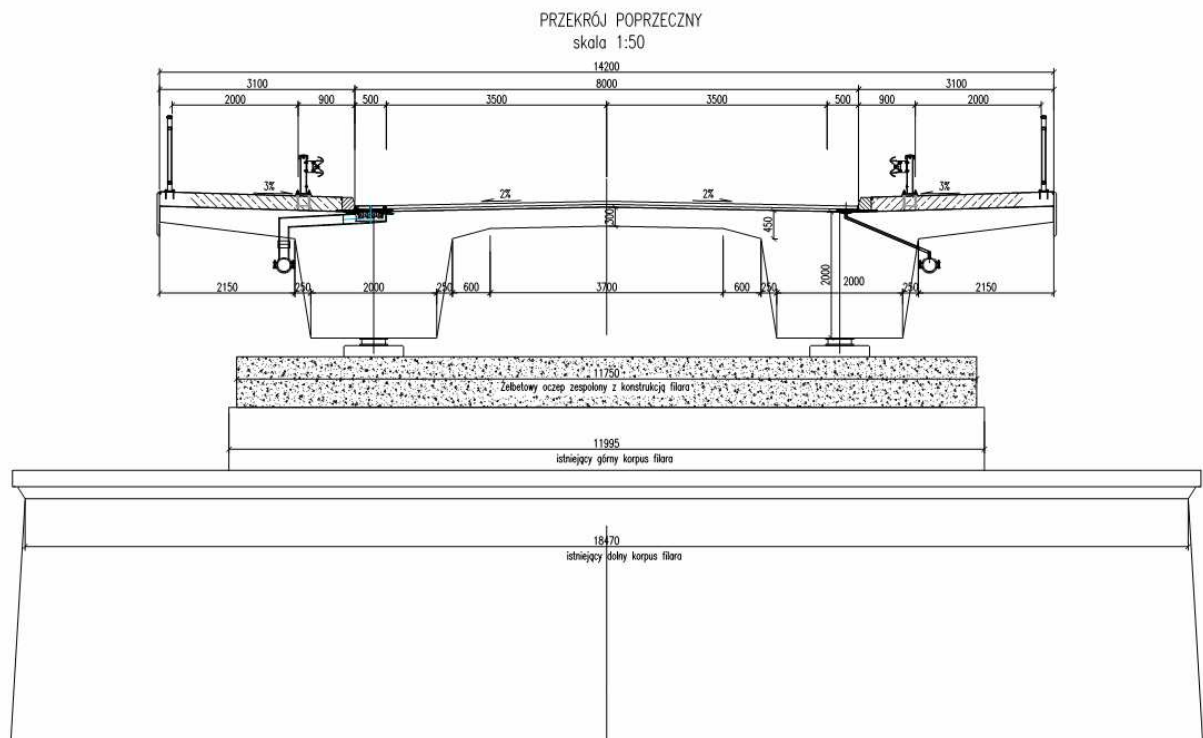
Obliczenia przeprowadzono dla dwóch koncepcji nowego ustroju niosącego mostu:

- z belek strunobetonowych
- z ustroju kablobetonowego

Koncepcja 1 z belek strunobetonowych:



Koncepcja 2 z ustroju kablobetonowego:



Dla powyższych koncepcji i przyjętych szerokości użytkowych określono obciążenia stałe, ich kombinacje i reakcje oddziaływujące na podpory.

Analizie poddano podporę z niezależnym podparciem obu przęseł (z przerwą dylatacyjną) i z określonym rozstawem łożysk (mimośród przyłożenia reakcji względem osi filara $e = 0,6\text{m}$).

Obliczenia przeprowadzono w układzie obciążeń podstawowych **P** i wyjątkowych **PW** (z uwzględnieniem obciążenia od **uderzenia bocznego o podpory**).

Obciążenia obliczeniowe

współczynniki obciążeń		układ obciążeń		
obciążenie stałe				
ciężar własny konstrukcji niosącej		P	PD	PW
dociążająco	$\gamma_f =$	1,2	1,2	1,2
odciążająco	$\gamma_f =$	0,9	0,9	0,9
obciążenie własne elementów niekonstrukcyjnych				
dociążająco	$\gamma_f =$	1,5	1,5	1,5
odciążająco	$\gamma_f =$	0,9	0,9	0,9
obciążenie zmienne				
Obciążenie ruchome		$\gamma_f =$	1,25	1,15
Obciążenie tłumem		$\gamma_f =$	1,2	1,1
Uderzenie boczne o podpory		$\gamma_f =$		1,1

Obciążenie stałe

szerokość przęsła	14,2 m
szerokość jezdni	8 m
szerokość kapy chodnikowej	3,1 m
szerokość ciągu pieszego	2 m

strefa jezdni

Ustrój niosący					
- Kablobeton	Pole	A=	12,300 m ²		
				[kN/m]	[kN/m]
	A*27=	332,10	*0,9=	298,89	*1,2= 398,52
- Strunobeton	Pole płyty		3,69		
	Pole belek		7,21		
	Suma	A=	10,900 m ²		
				[kN/m]	[kN/m]
	A*27=	294,30	*0,9=	264,87	*1,2= 353,16

Poprzecznice

- Kablobeton - poprzecznice podporowe

Grubość Gp= 0,800 m
szerokość Sp= 5,500 m
wysokość Hp= 1,750 m

			[kN/m]		[kN/m]
Gp*Sp*Hp*27=	207,90	*0,9=	187,11	*1,2=	249,48

- Strunobeton - poprzecznice podporowe i przęsłowa

Grubość Gp= 0,400 m
szerokość Sp= 10,800 m
wysokość Hp= 1,800 m

			[kN/m]		[kN/m]
Gp*Sp*Hp*27=	209,95	*0,9=	188,9568	*1,2=	251,9424

Wyposażenie

nawierzchnia jezdni

	szerokość S=	8,000 m			
0,09*S*23=	16,56	*0,9=	14,90	*1,5=	24,84

Izolacja

	szerokość S=	8,000 m			
0,005*S*14=	0,56	*0,9=	0,50	*1,5=	0,84
	Gw=	17,12	Gw(-)=	15,41	Gw(+)=
					25,68

strefa chodnika

kapa chodnikowa

	szerokość S=	3,100 m			
0,23*S*25=	17,825	*0,9=	16,04	*1,5=	26,74

Izolacja

	szerokość S=	3,100 m			
0,005*S*14=	0,217	*0,9=	0,20	*1,5=	0,33
	Gw=	18,04	Gw(-)=	16,24	Gw(+)=
					27,06

Wyposażenie

balustrada

0,5 kN/m	0,5	*0,9=	0,45	*1,5=	0,75
----------	-----	-------	------	-------	------

bariera

0,7 kN/m	0,7	*0,9=	0,63	*1,5=	1,05
----------	-----	-------	------	-------	------

odwodnienie

0,5 kN/m	0,5	*0,9=	0,45	*1,5=	0,75
----------	-----	-------	------	-------	------

deski gzymsowe

0,7 kN/m	0,7	*0,9=	0,63	*1,5=	1,05
----------	-----	-------	------	-------	------

SUMARYCZNE OBCIĄŻENIA STAŁE

- Kablobeton					
Konstrukcyjne liniwe	GK=	332,10	*0,9=	298,89	*1,2= 398,52
Poprzecznice skrajne	GKp=	207,90	*0,9=	187,11	*1,2= 249,48
Wyposażenie	GW=	57,50	*0,9=	51,7536	*1,5= 86,256

- Strunobeton							
Konstrukcyjne liniowe	GK=	294,30	*0,9=	264,87	*1,2=	353,16	
Poprzecznice skrajne i środkowa	GKp=	209,95	*0,9=	188,9568	*1,2=	251,9424	
Wyposażenie	GW=	57,50	*0,9=	51,7536	*1,5=	86,256	

Obciążenie ruchome

Obciążenie obliczeniowe

Obciążenie taborem samochodowym wg klasy A

obciążenie pionowe

współczynnik dynamiczny

$$\varphi = 1,35 - 0,005 \cdot 42 = 1,140 < 1,325$$

współczynnik obliczeniowy

$$\gamma = 1,245 \cdot 1,5 = 1,710$$

obciążenie siłami skupionymi

$$P_c = 100,00 \text{ kN}$$

obciążenie równomiernie rozłożone tłumu

$$q_t = 1,3 \cdot 2,5 = 3,25 \text{ kN/m}^2$$

obciążenie równomiernie rozłożone

$$q = 1,5 \cdot 4,0 = 6,00 \text{ kN/m}^2$$

obciążenie poziome

hamowanie taborem samochodowym
ustrój bez uciąglenia

$$H_c = 1,3 \cdot (800 \cdot 0,20 + 4,00 \cdot 8 \cdot 20 \cdot 0,1) = 291,20 \text{ kN}$$

$$H_c = 1,3 \cdot 800 \cdot 0,3 = 312 \text{ kN}$$

ustrój z uciągleniem 3 przęsł

$$H_c = 1,3 \cdot (800 \cdot 0,20 + 4,00 \cdot 8 \cdot 20 \cdot 0,1 \cdot 3) = 457,60 \text{ kN}$$

OBCIĄŻENIE WYJATKOWE [PW]

- UDERZENIE STATKU O PODPORY

Klasa drogi wodnej:

V

Siła dla kierunku prostopadłego do nurtu

1600,00 kN

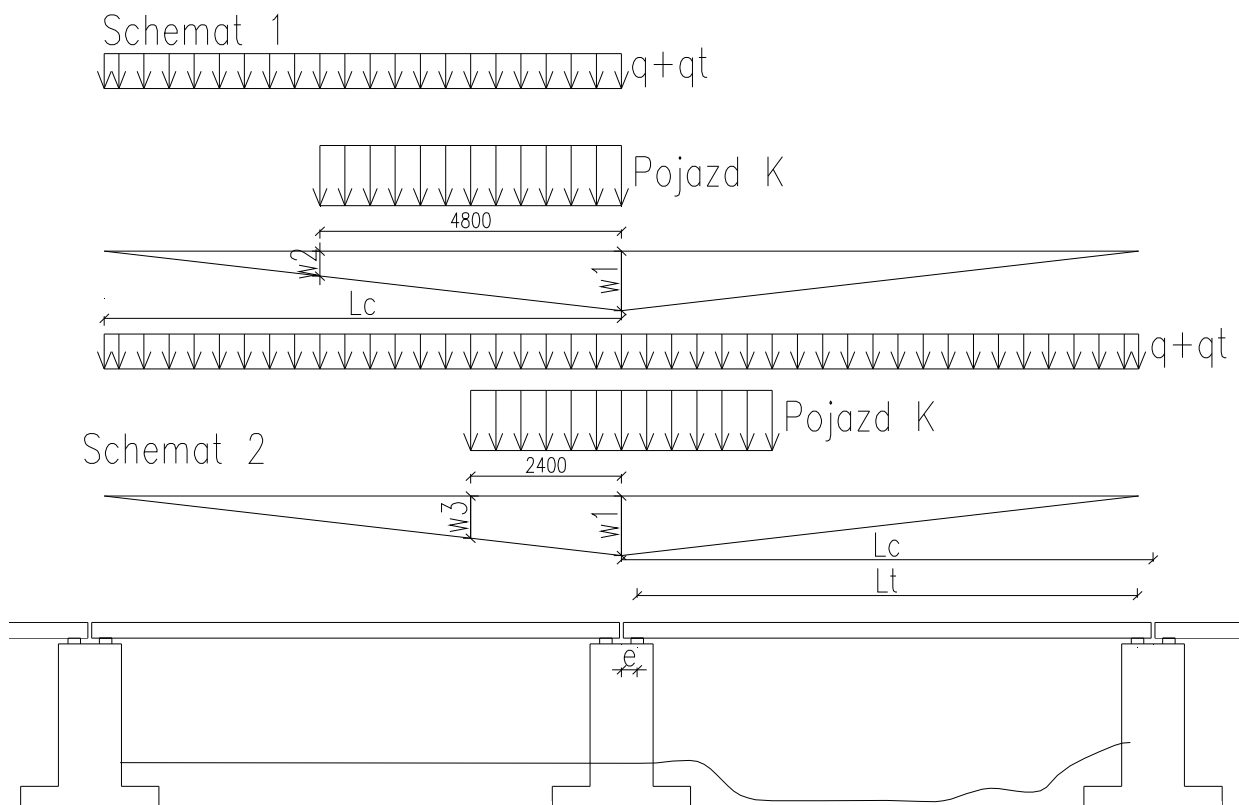
Wysokość wody żeglownej względem postawy korpusu
 $hrz = 2,76 \text{ m}$

SUMARYCZNE OBCIĄŻENIA UŻYTKOWE

	[P]		[PW]
szerokość jezdni	8 m		8 m
szerokość ciągu pieszego	2 m		2 m
Ciągłe - charakterystyczne	42 kN/m	*1,15/1,5=	32,2 kN/m
Ciągłe - obliczeniowe	54,5 kN/m	*1,15/1,5=	41,78 kN/m
Pojazd K jako ciągłe	285 kN/m	*1,15/1,5=	218,5 kN/m
siła hamowania			
ustrój bez uciąglenia	312 kN	*1,10/1,5=	264 kN
ustrój z uciągleniem 3 przęsła	457,60 kN	*1,10/1,5=	387,2 kN

9.4. Schematy obciążenia

Schematy obciążenia



Długość przęsła	Lc=	42,5 m	42,5
mimośród podparcia	e=	0,6 m	0,6
współczynnik rozdziału	w1=	1	1
współczynnik rozdziału	w2=	0,8870588	0,8871
współczynnik rozdziału	w3=	0,9435294	0,9435

9.5. Siły wewnętrzne

SCHEMAT 1

- Reakcja N max

	[P]	[PW]
w1=	1	1
w2=	0,887059	0,887058824
L(K)=	4,8 m	4,8 m
L=	42,5 m	42,5 m
R(K)=	1290,75 kN	989,57 kN
R(Q)=	1158,125 kN	887,90 kN

- Kablobeton

R(G)=	8718,03 kN	8718,03 kN
R(Gw)=	1832,94 kN	1832,94 kN

- Strunobeton

R(G)=	7882,564 kN	7882,5636 kN
R(Gw)=	1832,94 kN	1832,94 kN

suma	12999,84 kN	12428,44 kN
-------------	--------------------	--------------------

- Reakcja N min

	[P]	[PW]
w1=	1	1
w3=	0,9435	0,943529412
L(K)=	2,4 m	2,4 m
L=	42,5 m	42,5 m
R(K)=	0,00 kN	0,00 kN
R(Q)=	0 kN	0 kN

- Kablobeton

R(G)=	6538,523 kN	6538,52 kN
R(Gw)=	1099,764 kN	1099,76 kN

- Strunobeton

R(G)=	5911,923 kN	5911,92 kN
R(Gw)=	1099,764 kN	1099,76 kN

suma	7638,29 kN	7638,29 kN
-------------	-------------------	-------------------

SCHEMAT 2

- Reakcja N max

	[P]	[PW]
w1=	1	1
w3=	0,9435	0,943529412
L(K)=	2,4 m	2,4 m
L=	42,5 m	42,5 m
R(K)=	664,69 kN	509,59 kN
R(Q)=	1158,125 kN	887,90 kN
- Kablobeton		
R(G)=	8718,03 kN	8718,03 kN
R(Gw)=	1832,94 kN	1832,94 kN
- Strunobeton		
R(G)=	7882,564 kN	7882,56 kN
R(Gw)=	1832,94 kN	1832,94 kN
suma	12373,78 kN	11948,46 kN

Siły w oczępie filara

SCHEMAT 1

	[P]	[PW]
e=	0,6 m	0,6 m
N=	20638,13 kN	20066,73 kN
M=	3216,93 kNm	2874,09 kNm

SCHEMAT 2

	[P]	[PW]
e=	0,6 m	0,6 m
N=	24747,56 kN	23896,92 kN
M=	0 kNm	0 kNm

siła pozioma od hamowania:

	[P]	[PW]
ustrój bez uciąglenia	312 kN	*1,10/1,5= 264 kN
ustrój z uciągleniem 3 przęseł	457,6 kN	*1,10/1,5= 387,2 kN

szerokość filara

s=	18 m
----	------

Obciążenie na 1m filara

SCHEMAT 1

	[P]	[PW]
e=	18	
N=	18 1146,56 kN	1114,82 kN
M=	18 178,72 kNm	159,67 kNm

SCHEMAT 2

e=		m		m
N=	18	1374,86 kN		1327,61 kN
M=	18	0 kNm		0 kNm

siła pozioma od hamowania:		[P]		[PW]
ustrój bez uciąglenia	18	17,33 kN		14,67 kN
ustrój z uciągleniem 3 przęseł	18	25,42 kN		21,51 kN

Ciężar korpusu filara

	h=	8,8
	s=	2,5
	G=	528
*1,2	G=	633,6 kN

Ciężar fundamentu filara

	hf=	1,5
	s=	4
	G=	144
*1,2	G=	172,8 kN

- UDERZENIE STATKU O PODPORY

[PW]

Siła dla kierunku prostopadłego do nurtu	18	
	$Ps=1600/18,5=$	88,89 kN
Wysokość wody żeglownej względem postawy korpusu		
	hrz=	2,76 m
Moment w podstawie korpusu	$Mk=Ps*hrz*1,1=$	269,87 kNm
Moment w podstawie fundamentu	$Mf=Ps*(hrz+hf)*1,1=$	416,53 kNm

9.6. Naprężenia

	Przekrój:	[P]	[PW]
Moment zginający	M=	402,43 kNm	618,84 kNm
Siła osiowa	N=	1780,16 kN	1748,42 kN
Mimośród z projektu	eo=	0,2260659 m	0,3539406 m
grubość	a=	2,5 m	2,5 m
szerokość	b=	1 m	1 m
wysokość	L=	9 m	9 m
	a/30=	0,0833333	0,0833333
	b/30=	0,0333333	0,0333333
	l/300=	0,03	0,03
	e1=	0,0833333 m	0,0833333 m
	e2=L/150=	0,06 m	0,06 m
	i=	0,7216878 m	0,7216878 m

wsp. dł.wybozcz.	ni=	1	1
	Lw=	9 m	9 m
smukłość	λ =	12,470766	12,470766
punkt rdzenia	ru=	0,4166667 m	0,4166667 m
mimośród końcowy	etot=	0,3693992 m	0,497274 m
	etot/ru=	0,8865582	1,1934575
współczynnik wyboczeniowy wg PN-91/S-10042			
	β =	0,98	0,98
Moment bezwładności	I=	1,30 m ⁴	1,30 m ⁴
Wskaźnik zginania	W=	1,04 m ³	1,04 m ³
Naprężenia od N	S(N)=	712,07 kPa	699,37 kPa
Naprężenia od N*e	S(M)=	631,29 kPa	834,67 kPa
Naprężenia (-)	S=	80,78 kPa	-135,30 kPa
Naprężenia (+)	S=	1343,35 kPa	1534,03 kPa

9.7. Podsumowanie obliczeń sprawdzających

Na podstawie przeprowadzonej analizy statyczno-wytrzymałościowej przyjętych koncepcji nowego ustroju niosącego (strunobetonowy i kablobetonowy) i schematów statycznych stwierdzono, że w podstawowym układzie obciążeń podpory mostu spełniają wymagania stawiane drogowym obiektom mostowym o nośności odpowiadającej klasie A obciążeń normowych wg PN-85/S-10030, nie przenoszą jednak obciążeń w układzie wyjątkowym od uderzenia bocznego o podpory przez statek.

Możliwe jest zabezpieczenie podpór przed uderzeniem statków tak, aby były one w stanie przenosić obciążenia odpowiadające klasie A obciążeń normowych wg PN-85/S-10030, poprzez zastosowanie zespolonego płaszcza żelbetowego wokół filarów, zbrojonego zgodnie z wymogami na uderzenia statków lub zastosowanie systemu mieszanego poprzez zastosowanie samonośnych wygradzeń ze ścianek szczelnych z odbojnicami.

Z przeprowadzonych analiz wynika, że możliwe jest zaprojektowanie nowego ustroju niosącego w kilku wariantach, a największe wyężenie dotyczy podpór w obrębie przęsła żeglownego. W analizie przyjęto ustrój niosący strunobetonowy i kablobetonowy, które charakteryzują się znacznym ciężarem. Reakcja od ciężaru stałego wynosi $R(G+G_w) = 10550$ kN, a od obciążeń użytkowych na klasę A - $R(K+Q) = 2448$ kN. Znaczący udział w stanie naprężeń ma ciężar stały konstrukcji. Otrzymane wyniki wskazują, że istnieje możliwość dodatkowego zmniejszenia naprężeń w podporach przez przyjęcie innych konstrukcji dźwigarów np.: belki stalowe zespolone z żelbetową płytą, i zmniejszenie mimośrodowo przyłożenia reakcji względem osi podpory.

10. PODSUMOWANIE

- **Ocena aktualnego stanu technicznego podpór obiektu**, dokonana na podstawie przeglądu konstrukcji, inspekcji części podwodnych, wyników badań materiałowych i wierceń geologicznych, obliczeń statyczno-wytrzymałościowych oraz analiz hydrologicznych i geotechnicznych, prowadzi, do niżej zapisanych wniosków i orzeczeń:

- **Stan techniczny przęseł**

- Przęsła żelbetowe zostały wybudowane około roku 1947 i przez kolejnych 45 lat nie były remontowane, co doprowadziło do ich poważnych uszkodzeń. W latach 1992/4 i 2006/7 podjęto działania rehabilitacyjne mające na celu zapewnienie bezpiecznego użytkowania mostu i naprawę powstałych uszkodzeń. W tym okresie dokonano również oceny nośności przęseł żelbetowych, którą oceniono na poziomie klasy E (150 kN) wg. PN-85/S-10030, a na moście dopuszczono jedynie ruch pojazdów o masie do 7,5 t.

W toku obecnego przeglądu nie stwierdzono uszkodzeń wskazujących na przeciążenie lub niewłaściwą pracę konstrukcji obiektu. Przyspieszona degradacja konstrukcji występuje jednak w pobliżu nieosłoniętej szczeliny dylatacyjnej między przęsłem żelbetowym a stalowym, na wspornikach podchodnikowych gdzie widoczne są miejscowe przecieki oraz na konstrukcji podpór na skutek zacieków z uszkodzonych elementów odwodnienia.

Należy jednak zaznaczyć, że przęsła żelbetowe eksploatowane od około 64 lat, przekroczyły już swój wymagany okres użytkowania (60 lat) i w kolejnych latach należy się liczyć z ich przyspieszoną degradacją, szczególnie jeżeli dojdzie do intensyfikacji przecieków przez pomost.

- Przęsła kratownicowe (składane) zamontowano w roku 1992 i w przyszłym roku przekroczą one dopuszczalny warunkowo okres eksploatacji (zgodnie z Rozporządzeniem MTiGM (Dz. U. Nr 63, poz. 735, § 151. 3 i 5) dla konstrukcji nośnych mostów składanych z elementów stalowych powinno się przyjmować pięcioletni okres eksploatacji, w szczególnie uzasadnionych przypadkach dopuszcza się wydłużenie tego okresu do 20 lat).

W poprzednich ekspertyzach nośność przęseł kratownicowych określono na poziomie klasy D (200 kN) wg. PN-85/S-10030.

W trakcie obecnego przeglądu stwierdzono zaawansowaną degradację biologiczną drewnianych krawężników, stwarza zagrożenie uderzenia pojazdów w konstrukcję kratownic, w związku z czym konieczna jest ich wymiana.

Otwarty typ odwodnienia konstrukcji przęsła prowadzi do utrzymywania się przecieków w rejonach węzłów poprzecznic. W trakcie obecnego przeglądu zaobserwowano w tych rejonach ogniska korozji, które nie stanowią obecnie zagrożenia dla nośności obiektu. Należy jednak zaznaczyć że ze względu na brak możliwości wyeliminowania przecieków zawierające sole odladzające, w kolejnych latach może dojść do przyspieszonej korozji węzłów poprzecznic, a naprawa styków konstrukcji składanej w tych miejscach bez demontażu przęsła jest praktycznie niemożliwa.

- **Stan techniczny podpór**

- Wiek podpór – podpory mostu wybudowano około 1881 roku i są one eksploatowane od około 130 lat. Wymagany okres użytkowania podpór nurtowych (150 lat) nie został jeszcze osiągnięty, natomiast wymagany okres użytkowania podpór na terenie zalewowym (100 lat) został już przekroczony.
- Konstrukcja podpór
Przyczółek po polskiej stronie - betonowy, został częściowo oparty na zdegradowanym murze obwałowania twierdzy, którego wypełnienie stanowią fragmenty czerwonej cegły zatopione w dużej ilości zaprawy, uzupełnionym od czoła murem z żółtych cegieł. Filary niskie – nadbudowa z betonu, poniżej znajduje się mur z żółtej cegły. Filary wysokie zostały wykonane z betonu. Przyczółek po stronie niemieckiej – nadbudowa betonowa, poniżej konstrukcja niejednorodna z cegły żółtej na zaprawie i betonu.
- Stan techniczny podpór należy uznać za dostateczny. Nie stwierdzono występowania uszkodzeń wskazujących na przeciążenie podpór lub ich niewłaściwą pracę. Na powierzchni podpór stwierdzono natomiast odspojenia warstw naprawczych, drobne ubytki betonu, liczne spękania i rdzawe zacieki. W przewiertach kontrolnych stwierdzono ponadto występowanie niedowibrowanego betonu oraz wewnętrzne spękania betonu.

o Badania materiałowe podpór wykazały:

Beton podpór w warstwie przypowierzchniowej odznaczał się niskimi parametrami wytrzymałościowymi, z powyższych względów remont podpór wymagać będzie wymiany przypowierzchniowej warstwy betonu, a naprawy powinny być wykonywane jako kotwione z konstrukcją;

Na podstawie przeprowadzonych badań wytrzymałości betonu na ściskanie oszacowano jego klasę w poszczególnych podporach wg. PN-91/S-10042:

Przyczółek P1 (str. polska) - klasa betonu B40;

Filar P2 (niski) - klasa betonu ~B30;

Filar P4 (wysoki) - klasa betonu ~B35, jednorodność betonu niedostateczna;

Filar P6 (wysoki) - klasa betonu ~B35, jednorodność betonu niedostateczna;

Przyczółek P7 (str. niemiecka) - klasa betonu B25.

Wypełnienie muru obwałowania twierdzy na którym częściowo wsparto przyczółek P1 odznaczało się dużą ilością uszkodzeń wewnętrznych i niską spójnością.

Z uzyskanych wyników badań wytrzymałościowych wynika, że obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie badanego muru z cegły żółtej, z którego wykonano filary niskie, można oszacować na $f_d = 2,1$ MPa.

- **Wyposażenie obiektu** - stwierdzono zbyt niskie wysokości balustrady ($h=100$ cm, wymagane 110 cm) oraz zbyt małe wyniesienie chodnika w stosunku do obowiązujących przepisów ($h=12-13,5$ cm, w przypadku braku barier wymagane 14-18 cm). Właściwym rozwiązaniem byłoby zastosowanie barierporęczy na krawędzi obiektu.
- **Ocena części podwodnej podpór i sondowanie dna wokół podpór** (załącznik nr 2)
 - o Ogólny stan techniczny podwodnej części filarów wysokich dobry, bez widocznych uszkodzeń i pęknięć powierzchniowych. Powierzchnia filarów z litego betonu. Filary przy dnie zakończone odsadzką o szerokości 30 cm. Wzdłuż boku korpusu filarów zabita stalowa ścianka szczelna posadowiona nieliniowo, otwarta od czoła i tyłu filara. Pomiędzy odsadzką a ścianką stalową wyczuwalne resztki ścianki drewnianej. Czoło filara P5 wyłożone blokami kamiennymi.
 - o Wokół filarów nieregularny nasyp kamienny. Brak istotnych podpłukań i uszkodzeń.

- **Ocena aktualnej nośności podpór i możliwości ich wykorzystania do przenoszenia obciążeń klasy A wg PN-85/S-10030**

- **Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe podpór**

- Na podstawie przeprowadzonej analizy statyczno-wytrzymałościowej przyjętych koncepcji nowego ustroju niosącego (strunobetonowy i kablobetonowy) i schematów statycznych stwierdzono, że podpory mostu spełniają wymagania stawiane drogowym obiektom mostowym o nośności odpowiadającej klasie A obciążeń normowych wg PN-85/S-10030 w odniesieniu do układu podstawowego obciążeń, natomiast nie przenoszą obciążeń w układzie wyjątkowym od uderzenia bocznego o podpory przez statek.

Możliwe jest zabezpieczenie podpór przed uderzeniem statków tak, aby były one w stanie przenosić obciążenia odpowiadające klasie A obciążeń normowych wg PN-85/S-10030, poprzez zastosowanie zespolonego płaszcza żelbetowego wokół filarów, zbrojonego zgodnie z wymogami na uderzenia statków lub poprzez zastosowanie samonośnych wygradzeń ze ścianek szczelnych z odbojnicami.

Dodatkowo zastosowanie płaszczy żelbetowych przyczyni się do zwiększenia trwałości podpór.

- Wypełnienie muru obwałowania twierdzy na którym częściowo wsparto przyczółek od polskiej strony nie gwarantuje przeniesienia obciążeń odpowiadających klasie A obciążeń normowych i wymaga wzmocnienia poprzez iniektowanie.
- Mur wykonany z żółtej cegły, który stwierdzono w filarach niskich jest w stanie przenieść obciążenia odpowiadających klasie A obciążeń.
- Beton filarów wysokich jest w stanie przenieść obciążenia odpowiadających klasie A obciążeń, jednakże odznacza się on niedostateczną jednorodnością, a w przewiertach kontrolnych stwierdzono w nim niedowibrowania oraz wewnętrzne spękania betonu – w związku z powyższym należy przewidzieć jego wzmocnienie poprzez iniektowanie.

- **Analiza geotechniczna posadowienia** (załącznik nr 1)

Wykonane analizy wskazują, że most jest posadowiony na fundamentach bezpośrednich. Podstawa fundamentów zabezpieczona jest stalowymi ściankami wbitymi w grunt. Pod fundamentami podpór zalegają dwa różne podłoża gruntowe:

- pod podporami P1, P2 i P3 jest to podłoże o bardzo dobrych parametrach wytrzymałościowych i odkształceniowych,
- pod podporami P4, P5 i P6 występują piaski i pospółki w stanie luźnym. Jest mało prawdopodobne aby te fundamenty sięgały do zagęszczonych piasków.

Analiza maksymalnych wartości obliczeniowych naprężeń pionowych przekazywanych na grunt przez podstawy fundamentów filarów wykazuje, że:

- Istniejące obecnie naprężenia obliczeniowe mogą być bezpiecznie przenoszone przez podłoże gruntowe występujące pod podporami zalewowymi P1, P2 i P3 oraz pod przyczółkiem P7.
- Możliwość bezpiecznego przekazywania obecnych obciążeń przez fundamenty podpór P4, P5 i P6 – zależy nie tylko od nośności gruntów pod tymi fundamentami, ale (w tym przypadku) przede wszystkim od:
 - usytuowania spodu fundamentów względem dna rzeki,
 - stanu technicznego starej wiekowej „obudowy” fundamentów, zabezpieczającej (lepiej lub gorzej) przed wypieraniem i wymywaniem.
- Posadowienie podpór nurtowych (nr: P4, P5 i P6) w obecnej sytuacji budzi uzasadnione obawy z powodu możliwości występowania dalszego rozwoju deformacji ścianek (drewnianej i stalowej), co ma bardzo istotne znaczenie dla bezpieczeństwa posadowienia podpór. Należy zaznaczyć, że w obecnej sytuacji szczególnie po przejściu wysokich stanów wody, może dojść do przemieszczeń lub obrotów podpór na skutek wypłukiwania gruntu spod fundamentu przez nurt rzeki. Z powyższych względów wymagane jest wzmocnienie posadowienia podpór na przykład poprzez ogrodzenie każdej podpory stalową ścianką z grodzic oraz zastosowanie pali w technologii „jet-grouting”.

Wykonanie przebudowy mostu i związane z tym zwiększenie średnich pionowych obciążeń obliczeniowych należy ocenić następująco:

- Możliwym jest pozostawienie istniejącego posadowienia podpór nr : P1, P2, P3 i P7 i wykonanie dodatkowego ich dociążenia nową konstrukcją nośną przygotowaną dla kl. A. Przeprowadzone obliczenia sprawdzające wykazują, że dodatkowe dociążenie wymienionych wyżej 4 podpór będzie skutkowało przyrostem osiadań, które jednak nie będą większe niż $s=6$ mm, co nie będzie miało istotnego znaczenia dla konstrukcji nośnej nowego mostu.

- Posadowienie podpór nurtowych (nr: P4, P5 i P6) - z powodu możliwości występowania dalszego rozwoju deformacji ścianek - niedopuszczalnym jest wykonanie tak znacznego dociążenia tych podpór bez wcześniejszego wzmocnienia ich posadowienia.

Przedstawiono sposób wzmocnienia podstaw fundamentów do przenoszenia przez obiekt obciążeń klasy A, poprzez ogrodzenie każdej podpory stalową ścianką z grodzic oraz zastosowanie pali w technologii „jet-grouting” dla wzmocnienia luźnych gruntów pod istniejącymi fundamentami, wykonanie dodatkowych pali i wykonanie nowej płyty wieńczącej istniejący fundament z nowymi palami. Zwrócono również uwagę na potrzebę wykonania napraw podwodnej części filarów.

- **Ocena hydrologiczno-hydrauliczna** (załącznik nr 3)
 - Istniejący most drogowy w odniesieniu do światła poziomego i wyniesienia spodu konstrukcji spełnia obowiązujące przepisy - klasa II śródlądowych dróg wodnych - prześwit wymagany 3,0 m (jest 4,75 m), światło poziome 30 m (jest około 36 m);
 - Dla klasy III (wymaganej w przypadku przebudowy mostu) – most zapewnia prześwit wymagany 4,0 m, (jest 4,75m), nie zapewnia światła poziomego 40 m (jest około 36 m);
 - Dla klasy Va (planowana klasa) most nie zapewnia wymaganego prześwitu wynoszącego 5,25 m (wymagane podniesienie o około 0,5 m) i nie zapewnia światła poziomego 50 m – w przypadku konieczności zapewnienia klasy Va dla szlaku pod obiektem wymagane będzie wykonanie nowego obiektu o większym rozstawie podpór;
 - Zasadność podniesienia klasy drogi wodnej do Va, należy rozpatrywać mając na uwadze techniczne możliwości podniesienia niwelety mostu kolejowego, zlokalizowanego około 200 m od przedmiotowego mostu drogowego w dół rzeki. W przypadku kolei reżim dopuszczalnych spadków podłużnych niwelety jest znacznie bardziej rygorystyczny niż w odniesieniu do dróg kołowych, co może uniemożliwiać przebudowę lub wiązać się z bardzo dużym zakresem koniecznej korekty niwelety, zarówno od strony polskiej, jak i niemieckiej;
 - W ramach oceny hydrologiczno-hydraulicznej dokonano oszacowania poziomu wielkiej wody żeglownej (WWŻ) wymaganego do ustalenia rzędnej spodu konstrukcji. Przed

przystąpieniem do projektu budowlanego należy dokonać dokładnego ustalenia WWŻ, co będzie wymagać czasu oraz znacznych nakładów.

- Zastosowanie jednej z zatwierdzonych przez Zamawiającego konstrukcji przęseł z jazdą górną, pociągnie za sobą konieczność podniesienia niwelety jezdni w przęśle żeglugowym. Wielkość podniesienia uzależniona jest od docelowej klasy drogi wodnej. Będzie wynosiła od około 1,2 m dla klasy III, do około 2,5 m dla klas IV oraz Va, przy założeniu obecnie istniejącej szerokości drogi wodnej. W przypadku klasy III podniesienie niwelety w przęśle żeglugowym będzie można zrealizować bez znaczącego korygowania niwelety na dojazdach. W przypadku klas IV i Va, przy zastosowaniu granicznej normatywnej wartości promienia łuku pionowego (2500m dla drogi klasy GP, prędkość projektowa 60km/h) konieczne będzie podniesienie niwelety na dojeździe od strony niemieckiej o około 0,60m. W tym przypadku alternatywnym rozwiązaniem będzie zastosowanie w przęśle żeglugowym konstrukcji z jazdą dołem – nie wymagającej tak dużych korekt.
- **Zakres wymaganego remontu**
 - Ze względów trwałościowych obiekt wymaga przeprowadzenia napraw wyposażenia, spodu ustroju niosącego i podpór.
 - W przęsłach żelbetowych:
 - w ramach bieżących prac utrzymaniowych należy uzupełnić ubytki rur odwodnienia obiektu oraz zapewnić odprowadzenie wody w sposób, nie powodujący zalewania podpór,
 - należy wykonać naprawy powierzchniowe betonu przęsła nad filarem P4, w sąsiedztwie dylatacji.
 - W przęsłach stalowych:
 - należy wymienić drewniane krawężniki na nowe,
 - należy oczyścić ogniska korozji na spodzie konstrukcji oraz odtworzyć zabezpieczenie antykorozyjne,
 - należy monitorować stan techniczny drewnianej nawierzchni chodników, a w przypadku zaawansowania procesów degradacji biologicznej należy wymienić nawierzchnię na nową (drewnianą lub stalową, o konstrukcji ażurowej)
 - W podporach:
 - uzupełnić drobne ubytki betonu filarów P3 oraz P4,

- wykonać naprawy powierzchniowe betonu korpusów filarów wysokich (P4, P5 oraz P6) lub wykonać płaszcz żelbetowy na filarach,
- wykonać naprawy powierzchniowe betonu ciosów podłożyskowych pod przęsłami stalowymi,
- odtworzyć zabezpieczenie antykorozyjne łożysk pod przęsłami żelbetowymi.
- W wyposażeniu pomostu:
 - wymiana balustrad na bariero-poręcze lub całkowita przebudowa wsporników zapewniająca wymagane wyniesienie chodnika oraz umożliwiającą zamocowanie barier energochłonnych i balustrad,
 - zabezpieczenie antykorozyjne krawężników stalowych nad filarem P4,
 - naprawa systemu napinaczy urządzenia dylatacyjnego nad filarem P4.

11. WNIOSKI KOŃCOWE

- **Poszczególne elementy konstrukcyjne mostu są w znacznym stopniu wyeksploatowane i w kolejnych latach należy się liczyć z ich przyspieszoną degradacją lub koniecznością wymiany. Przęsła żelbetowe i filary w części zalewowej przekroczyły wymagany okres użytkowania. Przęsła kratownicowe w roku 2012 przekroczą dopuszczalny warunkowo okres eksploatacji dla konstrukcji nośnych mostów składanych i w celu zapewnienia ich dalszego bezpiecznego użytkowania zaleca się przeprowadzanie corocznych ocen ich stanu technicznego połączonych z kontrolowaniem wysokościowym ugięć przęseł stalowych na zastabilizowanych punktach co najmniej raz do roku. W przypadku stwierdzenia nadmiernych ugięć przęseł lub pojawienia się istotnych uszkodzeń należy się liczyć z koniecznością zamknięcia obiektu dla ruchu. Bezpośrednie decyzje co do dalszej bezpiecznej eksploatacji przęseł kratownicowych powinny wynikać z corocznych ocen ich stanu technicznego, należy jednak przewidywać, że około roku 2014 lata może zaistnieć konieczność demontażu przęseł kratownicowych celem przeprowadzenia szczegółowej inspekcji elementów składowych, ich konserwacji oraz naprawy lub wymiany osłabionych elementów.**
- **W trakcie przeglądu konstrukcji zaobserwowano kombinację niekorzystnych czynników, która może mieć wpływ na bezpieczeństwo użytkowania konstrukcji - w trakcie prac nurkowych stwierdzono degradację ścianki drewnianej i deformację stalowej obudowy fundamentu filara wysokiego P4, a w trakcie badań geotechnicznych ustalono, że pod podstawami filarów wysokich (nurtowych) P4, P5 i P6 zalegają piaski i pospółki w stanie luźnym. Deformacja obudowy wskazuje, że w przeszłości doszło do osłabienia układu fundament – podstawa – obudowa, a przez to do trudnego do oszacowania spadku nośności posadowienia filara P4.**
- **Ze względów bezpieczeństwa wymagane jest wzmocnienie posadowienia podpór wysokich oraz utrzymanie istniejącego ograniczenia masy przejeżdżających po moście pojazdów do 7,5 t.**

Zakres wymaganego obecnie wzmocnienia posadowienia podpór jest porównywalny ze wzmocnieniem podpór do przenoszenia przez przęsła obciążenia odpowiadającego klasie A.

Do czasu wykonania wzmocnienia posadowienia podpór, wymagane jest kontrolowanie wysokościowe przemieszczeń podpór na zastabilizowanych punktach co najmniej raz do roku po przejściach wysokich stanów wody. W przypadku stwierdzenia nadmiernych przemieszczeń lub obrotów podpór należy się liczyć z koniecznością zamknięcia obiektu dla ruchu.

Dostosowanie chodników na przęsłach żelbetowych do aktualnie obowiązujących przepisów dotyczących zabezpieczenia ruchu, wiąże się z koniecznością wymiany balustrad na bariero-poręcze lub z przebudową wsporników.

Dodatkowo ze względów trwałościowych obiekt wymaga przeprowadzenia napraw wyposażenia, spodu ustroju niosącego i podpór.

- Obliczenia statyczno - wytrzymałościowe podpór wykazały, że aby podpory były w stanie przenosić obciążenia odpowiadające klasie A obciążeń normowych wg PN-85/S-10030, wymagane jest ich zabezpieczenie przed uderzeniem podpór, które można osiągnąć poprzez zastosowanie zespolonego płaszcza żelbetowego wokół filarów, zbrojonego zgodnie z wymogami na uderzenia statków lub poprzez zastosowanie samonośnych wygradzeń ze ścianek szczelnych z odbojnicami.

Należy również przewidzieć wypełnienie wewnętrznych defektów w podporach poprzez ich zainiektowanie.

- Analiza geotechniczna wykazała, że
 - Obciążenia odpowiadające klasie A mogą być bezpiecznie przenoszone przez podłoże gruntowe występujące pod podporami zalewowymi P1, P2 i P3 oraz pod przyczółkiem P7;
 - Pod fundamentami podpór wysokich (nurtowych) P4, P5 i P6 zalegają piaski i pospółki w stanie luźnym, a okalające je stalowe ścianki są silnie skorodowane oraz uległy widocznemu zdeformowaniu. W związku z powyższym przedstawiono sposób wzmocnienia podstaw fundamentów umożliwiający dalszą bezpieczną eksploatację obiektu, a zarazem przenoszenie przez obiekt obciążeń klasy A, poprzez ogrodzenie każdej podpory stalową ścianką szczelną, zastosowanie pali w technologii „jet-grouting” dla wzmocnienia luźnych gruntów pod istniejącymi fundamentami, wykonanie dodatkowych pali i połączenie głowic nowych pali z istniejącą konstrukcją podpory. Ścianka szczelna może dodatkowo stanowić oparcie dla odbojnic zabezpieczających podpory przed uderzeniem przez statek.

- **Analiza hydrologiczno-hydrauliczna wykazała, że istniejący most posiada normatywne parametry w zakresie wyniesienia spodu konstrukcji oraz światła poziomego dla klasy II śródlądowych dróg wodnych. W przypadku przebudowy, most nie zapewnia wymaganego światła poziomego, które w tym przypadku powinno spełniać wymagania dla klasy III. W przypadku wymogu spełnienia parametrów dla klasy Va most dodatkowo nie zapewnia wymaganego prześwitu w prześle nurtowym, co można osiągnąć jedynie przez wykonanie nowego obiektu o większym rozstawie podpór.**

Reasumując

- 1. Dalsza bezpieczna eksploatacja obiektu jest możliwa pod warunkiem wzmocnienia posadowienia podpór nurtowych, montażu barieroporeczy na przęsłach żelbetowych oraz przeprowadzania corocznych ocen stanu technicznego przęseł kratownicowych. Do czasu wzmocnienia posadowienia podpór wymagane jest utrzymanie istniejącego ograniczenia nośności do 7,5 t i wykonywania corocznych pomiarów kontrolnych przemieszczeń podpór.**
- 2. Możliwe jest wzmocnienie podpór do przenoszenia przez obiekt obciążeń klasy A wg PN-85/S-10030, wymagane jest jednak zabezpieczenie filarów w prześle nurtowym przed bezpośrednim uderzeniem przez statek oraz wzmocnienie podłoża pod filarami wysokimi (nurtowymi).**
- 3. Ze względu na naturalne procesy starzenia i degradacji materiału podpór (wiek podpór około 130 lat) należy się liczyć z ograniczoną trwałością napraw wykonanych na podporach.**
- 4. W przypadku przebudowy obiektu z pozostawieniem podpór, most nie będzie spełniał parametrów związanych ze światłem poziomym lub/i wyniesieniem spodu konstrukcji, dlatego też przed przystąpieniem do prac projektowych należy ustalić z zarządcą rzeki klasę śródlądowych dróg wodnych, co na etapie wykonania niniejszej ekspertyzy było niemożliwe.**

Za zespół:

dr inż. Tomasz Łakomy

upr. nr 229/02/DUW

GEOTECHNIKA

Jerzy Rzeźniczak

ul. Albańska 18, 60-123 Poznań

tel. (0-61) 662-96-80

(0-61) 639-07-92

fax. (0-61) 662-96-82

tel. kom. 0504-119-650

e-mail: jerzy.rzezniczak@wp.pl

NIP 783-106-35-15

DOKUMENTACJA GEOTECHNICZNA

do raportu:

Ocena stanu technicznego podpór mostu

**granicznego w ciągu DK22 w km 0+000 nad rzeką Odrą
w miejscowości Kostrzyn pod kątem określenia możliwości
przeniesienia ustroju klasy A wg PN-85/S-10030**

nr arch. 263/11

Opracował:

Poznań, październik 2011 r.

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

I – CZĘŚĆ TEKSTOWA

1. Wstęp
 - 1.1. Zleceniodawca
 - 1.2. Podstawa opracowania
 - 1.3. Cel opracowania
2. Ogólna charakterystyka mostu na Odrze w Kostrzynie
3. Charakterystyka warunków gruntowych
4. Geotechniczna ocena podłoża gruntowego
5. Rozpoznanie warunków posadowienia podpór mostu
 - 5.1. Posadowienie mostu wg dokumentacji archiwalnej
 - 5.2. Posadowienie podpór mostu wg rozpoznania podwodnego (raport BPN „EXPLORER”)
 - 5.3. Rozpoznanie warunków posadowienia podpór mostu przez wykonane ukośne wiercenia
6. Ustalenia dotyczące sposobu i warunków posadowienia podpór mostu
7. Ocena nośności podłoża pod fundamentami podpór mostu
8. Wnioski w sprawie aktualnej nośności fundamentów i możliwości ich dociążenia przebudową mostu dla kl. A

II – RYSUNKI

- | | |
|--------------|---|
| Rys. 1 | Rzut mostu. Lokalizacja otworów wiertniczych. |
| Rys. 2 | Objaśnienia symboli i znaków użytych na przekrojach |
| Rys. 3 | Legenda do przekrojów |
| Rys. 4 | Przekrój geotechniczny I – I |
| Rys. 5.1÷5.3 | Rozpoznanie posadowienia podpór |

II – ZAŁĄCZNIKI

- | | |
|--------------|---|
| Zał. 1.1÷1.7 | Karty dokumentacyjne otworów wiertniczych |
| Zał. 2 | Wyniki badań sondą typu SD |
| Zał. 3 | Wyniki badań sonda typu SL |
| Zał. 4 | Zestawienie wyników badań laboratoryjnych |
| Zał. 5.1÷5.3 | Wykresy uziarnienia próbek gruntu |

1. WSTĘP

1.1. Zleceniodawca:

TARCOPOL Sp. z o. o.

ul. Składowa 16,

27-200 Starachowice

1.2. Podstawa opracowania:

- 1) Zlecenie TARCOPOL sp. z o. o. Oddział Wrocław z dnia 14.07.2011 r.
- 2) Umowa nr 1/85/2011.
- 3) Dostępne dokumentacje archiwalne dotyczące rozważanego mostu.
- 4) Ustalenia inwentaryzacyjne dotyczące wymiarów rozważanego mostu oraz wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych wykonane przez zespół TPM.
- 5) Wyniki terenowych badań podłoża gruntowego wykonanych przez Przedsiębiorstwo Wiertnicze GEONURT Jan Magierski Gdańsk i obejmujące:
 - wykonanie 7 otworów wiertniczych o głębokości do 20,0 m,
 - pobranie próbek gruntu do badań laboratoryjnych.
- 6) Wyniki wykonanych sondowań sondą lekką (GEOPROJEKT-POZNAŃ).
- 7) Wyniki badań laboratoryjnych pobranych próbek gruntu (badania wykonało laboratorium „GEOPROJEKTU – Poznań”.
- 8) wyniki ukośnego wiercenia rdzeniowego (3 badania) dla ustalenia poziomu posadowienia podpór mostu wyk. PROGEOS Wrocław.
- 9) Wyniki podwodnego rozpoznania warunków posadowienia rozważanego mostu przeprowadzonego przez BPN „EXPLORER”, Gdynia.
- 10) Analiza przeprowadzonych obliczeń i ocena dotyczących warunków posadowienia rozważanego mostu.
- 11) Praktyczne doświadczenia wyniesione podczas rozwiązywania podobnych problemów związanych z posadowieniem mostów.

1.3 Cel opracowania:

- 1) Analiza dostępnej dokumentacji archiwalnej.
- 2) Rozpoznanie warunków geotechnicznych podłoża gruntowego w rejonie rozważanego mostu.
- 3) Rozpoznanie warunków posadowienia mostu.
- 4) Ocena nośności podłoża pod fundamentami podpór mostu
- 5) Podanie wniosków w sprawie aktualnej nośności fundamentów mostu i możliwości ich wykorzystania do obciążenia nowym ustrojem niosącym obciążenia klasy A wg PN-85/S-10030.

2. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA MOSTU NA ODRZE W KOSTRZYNI

Rozważany most składa się z dwóch odcinków:

I. Część żelbetowa (od strony polskiej):

- trójprzęsłowy ustrój mostowy w postaci belki ciągłej bez wsporników,
- konstrukcja nośna przęseł dwudźwigarowa (przęsła skrajne), skrzynkowa (przęsło środkowe), z pomostem w postaci płyty żelbetowej,
- rozpiętości teoretyczne przęseł: 41,90 m + 42,40 m + 41,90 m,
- podpory masywne,
- szerokość całkowita cz. żelbetowej: 9,40 m,
- nośność – Norma PN-85/S-10030, kl. E,
- brak dokumentacji projektowej posadowienia podpór.

II. Część stalowa (od strony niemieckiej):

- trójprzęsłowy ustrój mostowy w postaci belki ciągłej bez wsporników
- konstrukcja nośna przęseł w postaci kratownicy z jazda dołem (tymczasowa składana konstrukcja niemiecka), z pomostem w postaci płyty stalowej płaskie żebrowanej,
- rozpiętości teoretyczne przęseł: 42,70 m + 42,70 m + 41,18 m,
- podpory masywne
- szerokość całkowita cz. stalowej: 11,25 m,
- nośność – Norma PN-85/S-10030, kl. D,
- brak dokumentacji projektowej posadowienia podpór.

Obiekt został wybudowany przed 1939 r. W czasie II wojny światowej został częściowo zniszczony. Most odbudowano w latach 1947-48, wykonano trzy przęsła stalowe kratowe i trzy przęsła żelbetowe, ciągłe na zachowanych podporach. W 1992 r. wymieniono trzy stalowe przęsła kratowe, o znacznych uszkodzeniach korozyjnych, na stalową konstrukcję składaną. W 1993 r. na części zalewowej wykonano remont jezdni i chodników, wymieniono również dylatacje. W 1994 r. część betonowa została podniesiona i dokonano powierzchniowej naprawy betonów przęseł, a w filarach usunięto zwietrzałą warstwę licówek i założono siatkę stalową z warstwą natryskową.

3. CHARAKTERYSTYKA WARUNKÓW GRUNTOWYCH

Przeprowadzone badania umożliwiły rozpoznanie podłoża gruntowego występującego w rejonie rozważanego mostu. W podłożu tym występują grunty różniące się genezą, uziarnieniem i stanem, wydzielono w nich warstwy geotechniczne posiadające podobne właściwości geotechniczne.

GRUPA I – grunty organiczne: wydzielono tu warstwę I_A obejmującą namuły organiczne oraz warstwę I_B piaski próchnicze, których występowanie stwierdzono tylko w przypowierzchniowej części podłoża w strefie zalewowej. Grunty te nie mają znaczenia w rozważanym problemie nośności podpór mostu.

GRUPA II – piaski drobne:

WARSTWA II_A – to piaski drobne w stanie luźnym o $I_D=0,24$.

WARSTWA II_B – to piaski drobne w stanie bardzo zagęszczonym o $I_D=0,81$.

GRUPA III – piaski średnie:

WARSTWA III_A – obejmuje piaski średnie w stanie luźnym o $I_D=0,24$.

WARSTWA III_B – wydziela piaski średnie w stanie średnio-zagęszczonym o $I_D=0,49$.

WARSTWA III_C – to piaski średnie w stanie bardzo zagęszczonym o $I_D=0,84$.

GRUPA IV – pospółki:

WARSTWA IV – wydziela zalegające lokalnie poniżej dna pospółki w stanie luźnym o $I_D=0,24$.

GRUPA V – zastoiskowe mułki:

WARSTWA V – to zalegające przypowierzchniowo (na lewym brzegu) gliny pylaste w stanie plastycznym o $I_L=0,30$, zaliczone do grupy genetycznej „C”.

GRUPA VI – obejmuje zalegające w głębszym podłożu szare gliny zwałowe, należące do grupy genetycznej „A”, wśród których wydzielono dwie warstwy geotechniczne:

WARSTWA VI_A – to gliny piaszczyste w stanie półzwałowym o $I_L \leq 0,0$.

WARSTWA VI_B – to gliny piaszczyste w stanie zwartym o $I_L \leq 0,0$.

Na załączonym przekroju geotechnicznym (rys. 4.) przedstawiono rozpoznane rozmieszczenie tych warstw w podłożu. Natomiast parametry geotechniczne wydzielonych warstw podano w załączonej tabeli (rys. 3).

4. GEOTECHNICZNA OCENA PODŁOŻA GRUNTOWEGO

Z przeprowadzonych badań wynika, że podłoże gruntowe w rejonie rozważanego mostu posiada prostą budowę geologiczną. Koryto rzeki znajduje się wśród piaszczystych osadów rzecznych, odłożonych w grubej wyerodowanej pokrywie starszych osadów wodno-lodowcowych.

Osady rzeczne sięgają maksymalnie do rzędnej ok. 2,0 m n. p. m. (na lewym brzegu i w części nurtowej) i wypływają się w części zalewowej do prawego brzegu rzeki do rzędnej ok. 10,50 m n. p. m. Uziarnienie tych osadów w przewodzie odpowiada piaskom średnim i drobnym, występują również piaski grube oraz pospółki.

Bardzo charakterystycznym - i typowym dla dolin rzecznych - jest stan tych niespoistych gruntów, a mianowicie:

- 1) Poniżej dna piaski i pospółki są w stanie luźnym ($I_D=0,24$), który występuje do głębokości ok. 4,00 m. Wiadomo, że także rozluźnienie gruntów poniżej dna rzeki jest powszechne, a zasięg rozluźnienia zależy od charakterystyki przepływów w rzece, w tym głównie od okresowej zmienności jej stanów.
- 2) Piaski zalegające na większych głębokościach są w stanie zagęszczonym a nawet bardzo zagęszczone ($I_D=0,84$).

Gliny zwałowe występują tu w dość grubej warstwie a ich strop wykazuje wyraźny spadek w kierunku zachodnim. Są to gliny piaszczyste, w przewodzie w stanie zwartym (warstwa VI_A), a lokalnie w stanie półzwartym (warstwa VI_B).

Dla potrzeb wykonywanych analiz warunków posadowienia podpór rozważanego mostu możliwym jest ustalenie, że w ocenie geotechnicznej bardzo korzystnymi parametrami charakteryzującymi się zalegające tu w głębszym podłożu:

- zagęszczone piaski oraz
- gliny (w całym grubym pokładzie).

Takie podłoża umożliwiają bezpośrednie posadowienie podpór mostu. Natomiast luźne piaski i pospółki – zalegające poniżej dna – są zdecydowanie gorszym podłożem dla bezpiecznych posadowień bezpośrednich.

5. ROZPOZNANIE WARUNKÓW POSADOWIENIA PODPÓR MOSTU

5.1. Posadowienie mostu wg dokumentacji archiwalnych

Udało się pozyskać dokumentację archiwalną tylko o cząstkowych informacjach odnośnie sposobu posadowienia rozważanego mostu. Dostępne są:

- 1) Karta ewidencyjna zabytków architektury i budownictwa opracowana przez dr Stanisława Januszewskiego 07.10.1992 r.(Archiwum ODDP. w Szczecinie).
- 2) Fotokopia niemieckiego rzutu i przekroju mostu o nieoznaczonej nazwie, który wieloma szczegółami jest podobny do mostu rozważanego.

5.1.1 Informacje o posadowieniu rozważanego mostu wg „Karty ewidencyjnej”:

- „Pierwotny most stalowy z 1881 r., zniszczony w 1945 r., odbudowano w latach 1947-48 wykorzystując relikty oryginalnych filarów. Przebudowany w 1992 r.”

- „Most 6-przęsłowy, drogowy, wsparty na 3 filarach o wys. ok. 15,0 m od punktu posadowienia na planie prostokąta, (od strony zach.) i 2 filarach o wys. ok.. 12,0 m również posadowionych na planie prostokąta, w osi nurtu rzeki.”

5.1.2 Informacje o posadowieniu mostu wg fotokopii niemieckiego rysunku

Rysunek przedstawia most który z dużym prawdopodobieństwem jest mostem rozważanym. Zgodne są: ilość przęseł i ukształtowanie dna. Wymiary trudne do odczytania ale z podanej skali możliwe do przybliżonego określenia. Jest to most z 1881 r.

Posadowienie:

- 1) Zaznaczono tu bezpośrednie posadowienie podpór usytuowane między ogrodzeniem ściankami, rozstawionym ok. 5,00 m.
- 2) Fundament w rzucie ma kształt prostokąta ze ściętymi narożami.
- 3) Po zewnętrznych stronach ścianek (poniżej dna do poziomu posadowienia) zaznaczono narzuty kamienne (trójkątne w przekroju poprzecznym).
- 4) Poziomy posadowienia zróżnicowane:
 - w nurcie rzeki ok. 2,00 ÷ 2,50 m poniżej dna,
 - na terenie zalewowym – płycej.
- 5) Rodzaj fundamentu między ściankami nieokreślony (prawdopodobnie beton).
- 6) Kształt filarów w przekroju poprzecznym – inny niż istniejący obecnie.

5.1.3 Podsumowanie danych archiwalnych:

- 1) Sposób bezpośredniego posadowienia podpór mostu przedstawiony na niemieckim rysunku archiwalnym jest dość typowym dla znanych sposobów posadowienia mostów na Odrze i na Warcie budowanych na przełomie XIX i XX wieku.
- 2) Bezpośrednie posadowienie wykonano w ogrodzeniu drewnianej ścianki szczelnej w kształcie prostokąta ze ściętymi narożami.
Wymiary rzutu fundamentu mogą wynosić ok. 5,00 m szerokości i ok. 18,00 m długości.
- 3) Głębokości posadowienia są zróżnicowane: większe w nurcie, mniejsze na terenie zalewowym.
- 4) Znaczne głębokości posadowienia filarów podane w „Karcie ewidencyjnej” nie znajdują potwierdzenia na niemieckim rysunku.

5.2. Posadowienie podpór mostu wg rozpoznania podwodnego (raport BPN „EXPLORER”)

Inspekcja podwodna przeprowadzona w dniu 12.10.2011 r. wykazała, że:

- 1) Podpory nurtowe otoczone są dwoma niezależnymi (niepołączonymi między sobą) stalowymi ściankami, które są odległe ok. 1,20 m od podłużnych ścian filarów. Wewnątrz tego „ogrodzenia” znajdują się pozostałości po drewnianych ściankach szczelnych, tak że występują tu zewnętrzne odsadzki fundamentowe o szerokości ok. 0,90 m (jak na rys. 5.2), a cały fundament może mieć szerokość ok. 5,00 m.
- 2) Wokół filarów, powyżej dna rzeki występują narzuty kamienne utrudniające bezpośredni dostęp do styku filar – dno.
- 3) Stan techniczny stalowych ścianek jest niezadawalający. Zauważono znaczne wybrzuszenie (50 cm) ścianki obok filara P4. W podwodnej części korpusu tego filara bloki kamienne mają w ok. 60% zniszczone spoiny, a ubytki sięgają na 15 cm w głąb spoiny.

5.3. Rozpoznanie warunków posadowienia podpór mostu przez wykonane ukośne wiercenia.

Podjęto próby ustalenia spodu fundamentów podpór mostu przez wykonanie (PROGEOS – Wrocław) 3 ukośnych wierceń rdzeniowych. Badania takie - wykonane dla podpór P3 (rys. 5.1), P4 (rys. 5.2), i P7 (rys. 5.3) – wykazały, że:

- 1) We wszystkich trzech badaniach wiercenie – po przejściu przez mur z cegły i beton - dochodziło do warstwy kamieni słabo spojonych betonem.
- 2) Jest możliwym, że warstwa kamieni (słabo spojona betonem) jest większej grubości i stanowi dolną część fundamentu podpór. Okazało się technicznie niemożliwym kontynuowanie wiercenia w warstwie kamieni, tak aby dotrzeć do zalegającego pod nią podłoża gruntowego. Przy wierceniu w kamieniach zniszczono 2 koronki wiertnicze.
- 3) Na załączonych rysunkach (rys. 5.1 do rys. 5.3) przedstawiono wyniki dokonanego rozpoznania ustalające głębokość występowania w fundamentach podpór konstrukcji betonowej, poniżej której znajdują się warstwy kamieni (otoczaki) słabo spojone betonem. Grubości warstwy kamieni nie udało się ustalić.



Zdj. 1 Widok rdzeni wydobytych z ukośnego wiercenia WU1:

- 1 – rdzeń betonowy
- 2 – kamień spójny betonem (z dolnej części odwiertu)

6. USTALENIA DOTYCZĄCE SPOSOBU I WARUNKÓW POSADOWIENIA PODPÓR MOSTU

Dla potrzeb dalszych analiz i ocen możliwym jest przyjęcie następujących ustaleń odnośnie sposobu i warunków posadowienia podpór rozważanego mostu:

- 1) Należy przyjąć, że podpory rozważanego mostu posadowione są bezpośrednio.
- 2) Należy przyjąć, że wszystkie filary mostu mają fundamenty bezpośrednie w kształcie prostokąta za ściętymi narożami, mieszczącego się w wymiarach 5,00 x 18,00 m.
- 3) Nie można jednoznacznie ustalić głębokości posadowienia fundamentów podpór, co jest uwarunkowane trudnościami technicznymi w określeniu stanu, właściwości i głębokości zalegania warstwy kamieni (słabo spójnych betonem), stwierdzonych pod betonową płytą.
- 4) Można przyjąć, że przyczółek P1 oraz filary na obszarze zalewowym (podpory P2, P3) zostały posadowione bezpośrednio na półzwarłych i zwartych glinach charakteryzujących się bardzo dobrymi parametrami wytrzymałościowymi i odkształceniowymi.
- 5) Dobre podłoże ma również fundament przyczółka P7 (piaski średniozagęszczone $I_D=0,49$ i głębiej - bardzo zagęszczone $I_D=0,81$).

- 6) Bardzo duże zastrzeżenia należy odnieść do sposobu posadowienia trzech filarów nurtowych (P4, P5 i P6), ponieważ:
- jest bardzo prawdopodobnym (rys. 4), że filary te mają w bezpośrednim podłożu piaski i pospółki w stanie luźnym o $I_D=0,24$ (warstwy II_A, III_A i IV),
 - nieznanym jest stan drewnianej i stalowej „obudowy” tych fundamentów, a zaobserwowana znaczna deformacja stalowej ścianki przy podporze P4 musi być potraktowana jako bardzo poważne ostrzeżenie!

7. OCENA NOŚNOŚCI PODŁOŻA POD FUNDAMENTAMI PODPÓR MOSTU

7.1. Założenia:

- 1) Wartości obliczeniowe maksymalnych sił osiowych działających w podstawie fundamentów przyjęto wg obliczeń statycznych wykonanych przez TARCOPOL (mgr inż. T. Zając).
- 2) Wymiary rzutu fundamentów filarów przyjęto jako prostokątne 5,00 x 18,00 m.

7.2. Wartości maksymalnych obliczeniowych pionowych w podstawie fundamentów filarów

7.2.1 Stan istniejący:

– obciążenia stałe	N(g)=1251,08 kN
– obciążenia użytkowe kl. B	N(k)=151,90 kN
razem	N¹_r=1402,98 kN

7.2.2 Stan po przebudowie:

– obciążenia stałe	N(g)=1978,73kN
– obciążenia użytkowe kl. A	N(k)=202,53 kN
razem	N²_r=2181,26 kN

7.3. Średnie wartości naprężeń obliczeniowych przekazywanych na podłoże gruntowe

7.3.1 Stan istniejący

$$q_{r,r}^1 = \frac{1402,98 \times 18,00}{5,00 \times 18,00} = \mathbf{280,60 \text{ kN/m}^2}$$

7.3.2 Stan po przebudowie:

$$q_{r,r}^2 = \frac{2181,26 \times 18,00}{5,00 \times 18,00} = \mathbf{436,25 \text{ kN/m}^2}$$

Wniosek:

Wykonanie rozważanej przebudowy mostu i ułożenie nowego układu jezdni dla kl. A spowoduje wzrost naprężeń przekazywanych na podłoże gruntowe o **55,6%**

8. WNIOSKI W SPRAWIE AKTUALNEJ NOŚNOŚCI FUNDAMENTÓW I MOŻLIWOŚCI ICH DOCIĄŻENIA PRZEBUDOWĄ MOSTU DLA KLASY KL. A

8.1. Rozważany most posadowiony jest bezpośrednio, na fundamentach o nieregularnym kształcie zbliżonym do prostokąta o wymiarze 5,00 x 18,40 m, z uciętymi narożami.

Obecne ustalenia o wymiarach fundamentów filarów wyznaczają stalowe ścianki wbite (prawdopodobnie podczas remontu mostu) jako dodatkowe zewnętrzne zabezpieczenie pierwotnego ogrodzenia, wykonanego z drewnianych ścianek szczelnych.

8.2. Pod fundamentami podpór mostu zalegają dwa różne podłoża gruntowe:

- 1) Pod wschodnią częścią obejmującą podpory P1, P2 i P3 bezpośrednie podłoże stanowią półzwarne i zwarte gliny o bardzo dobrych parametrach wytrzymałościowych i odkształceniowych.
- 2) Pod fundamentami filarów nurtowych (P4, P5 i P6) występują piaski i pospółki w stanie luźnym ($I_D=0,24$). Jest mało prawdopodobnym aby te fundamenty sięgały do zagęszczonych piasków.

8.3. Przy ocenianiu nośności rozważanych fundamentów należy uwzględnić nie tylko rodzaj, stan i właściwości gruntu pod nimi. Bardzo duże znaczenie – może nawet najistotniejsze – ma tu stan techniczny „obudowy” fundamentu wykonanej z historycznej (ponad wiekowej) drewnianej ścianki oraz ze stalowej ścianki – o już widocznym wyraźnym zdeformowaniu (podpora P4).

8.4. Analiza obliczonych maksymalnych wartości obliczeniowych naprężeń pionowych – przekazywanych na grunt przez podstawy fundamentów filarów - wykazuje, że:

- 1) Istniejące obecnie średnie naprężenia obliczeniowe $q_{r,r}^1 = 280,60\text{kN/m}^2$ mogą być bezpiecznie przenoszone przez podłoże gruntowe występujące pod podporami zalewowymi P1, P2 i P3 oraz pod przyczółkiem P7.
- 2) Możliwość bezpiecznego przekazywania obecnych obciążeń $q_{r,r}^1 = 280,60\text{kN/m}^2$ – przez fundamenty podpór P4, P5 i P6 – zależy nie tylko od nośności gruntów pod tymi fundamentami, ale (w tym przypadku) przede wszystkim od:
 - usytuowania spodu fundamentów względem dna rzeki,
 - stanu technicznego starej wiekowej „obudowy” fundamentów, zabezpieczającej (lepiej lub gorzej) przed wypieraniem i wymywaniem piasków spod fundamentów.

8.5. Wykonanie przebudowy mostu i związane z tym zwiększenie średnich pionowych obciążeń obliczeniowych do $q_{r,r}^2 = 436,25\text{kN/m}^2$ (tj. o 55,6%) należy ocenić następująco:

- 1) Możliwym jest pozostawienie istniejącego posadowienia podpór nr : P1, P2, P3 i P7 i wykonanie dodatkowego ich dociążenia nową konstrukcją nośną przygotowaną dla kl. A.

Przeprowadzone obliczenia sprawdzające wykazują, że dodatkowe dociążenie wymienionych wyżej 4 podpór będzie skutkowało przyrostem osiadań które jednak nie będą większe niż $s=6$ mm, co nie będzie miało istotnego znaczenia dla konstrukcji nośnej nowego mostu.

- 2) Posadowienie podpór nurtowych (nr: P4, P5 i P6) już w obecnej sytuacji musi budzić uzasadnione obawy z powodu możliwości występowania dalszego rozwoju deformacji ścianek (drewnianej i stalowej), co ma bardzo istotne znaczenia dla bezpieczeństwa posadowienia podpór. W tych warunkach tym bardziej niedopuszczalnym byłoby wykonanie tak znacznego dociążenia tych podpór. Koniecznym będzie wykonanie odpowiedniego wzmocnienia posadowienia tych trzech podpór.

8.6. Potrzebne wzmocnienie posadowienia podpór nr: P4, P5 i P6 można wykonać sposobem praktycznie sprawdzonym w innych podobnych przypadkach, gdzie zastosowano:

- 1) ogrodzenie wzmocnianej podpory stalową ścianką szczelną o odpowiednio powiększonym rzucie,
- 2) pale wykonane w technologii „jet grouting” dla wzmocnienia luźnych gruntów pod istniejącymi fundamentami podpory,
- 3) ewentualnie dodatkowe pale (prefabrykowane, tubex lub „jet grouting”) usytuowane w wewnętrznej przestrzeni „ogrodzenia”
- 4) połączenia głowic nowych pali z istniejącą konstrukcją podpory.

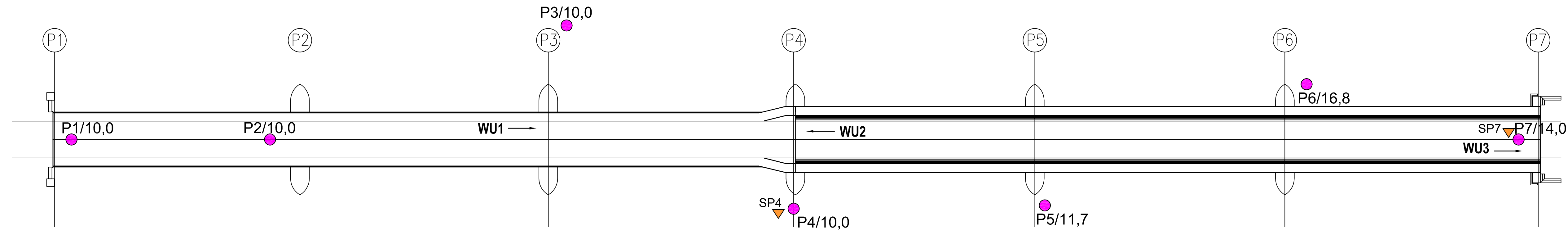
8.7. Oddzielnym problemem pozostaje wykonanie naprawy stwierdzonych uszkodzeń w podwodnej części filarów (np. znaczne 15 cm pustki w spoinach bloków kamiennych podpory P4).

Opracował:

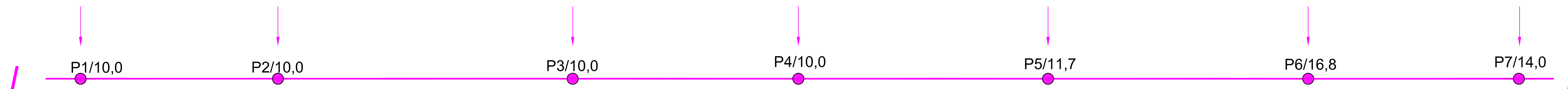
dr inż. Jerzy Rzeźniczak
specjalista geotechnik
upr. geolog. nr VII-1166
certyfikat PKG nr 31/98

RYSUNKI


- Rys. 1 Rzut mostu. Lokalizacja otworów wiertniczych.
- Rys. 2 objaśnienia symboli i znaków użytych na przekrojach
- Rys. 3 Legenda do przekrojów
- Rys. 4 Przekrój geotechniczny I – I
- Rys. 5.1÷5.3 Rozpoznanie posadowienia podpór





PRZEKRÓJ GEOTECHNICZNY I - I (rys. 4)




OBJAŚNIENIA DO PLANU SYTUACYJNEGO:

P1/10,0  miejsce, numer i głębokość otworu badawczego wykonanego w ramach niniejszej dokumentacji

P1/10,0  linia oraz numer przekroju geotechnicznego

SP4  miejsce, numer sondowania sondą lekką

WU1  miejsce wykonania ukośnego wiercenia dla rozpoznania poziomu posadowienia podpór mostu

GEOTECHNIKA Jerzy Rzeźniczak				
<small>60-123 POZNAŃ, ul. Albańska 18, tel. 61 662 96 80, 61 639 07 92, fax. 61 662 96 82 e-mail: jerzy.rzezniczak@wp.pl</small>				
Most graniczny w ciągu DK 22 nad Odrą w Kostrzynie				
Dokumentacja geotechniczna				
Rzut mostu. Lokalizacja otworów wiertniczych.				Skala: 1:400
Opracował:	dr inż. Jerzy Rzeźniczak <small>upr. geolog nr VII-1166 certyfikat PKG nr 31/98</small>	Nr arch.: 263/11	Data: 10/2011	Rys.: 1

OBJAŚNIENIA SYMBOLI I ZNAKÓW UŻYTYCH NA PRZEKROJACH

Rys. 2.

symbole geotechniczne gruntów wg normy PN-86/B-02048

GRUNTY NASYPOWE

<i>nB</i>	- nasyp budowlany
<i>nN</i>	- nasyp niekontrolowany
<i>B</i>	- beton
<i>C</i>	- cegła
<i>ŻI</i>	- żużel

GRUNTY ORGANICZNE RODZIME

		<small>zawartość części organicznych lom</small>
<i>H</i>	- grunt próchniczny	lom 0% - 5%
<i>Nm</i>	- namuł	lom 5% - 30%
<i>T</i>	- torf	lom > 30%

GRUNTY MINERALNE RODZIME (NIESKALISTE)

<i>KW</i>	- wietrzelnina	kameniste
<i>KWg</i>	- wietrzelnina gliniasta	
<i>KR</i>	- rumosz	
<i>KRg</i>	- rumosz gliniasty	gruboziarniste
<i>Ko,K</i>	- otoczaki, kamienie	
<i>Ż</i>	- żwir	
<i>Żg</i>	- żwir gliniasty	drobnoziarniste niespoliste
<i>Po</i>	- pospółka	
<i>Pog</i>	- pospółka gliniasta	
<i>Pr</i>	- piasek gruby	drobnoziarniste spoliste
<i>Ps</i>	- piasek średni	
<i>Pd</i>	- piasek drobny	
<i>Pπ</i>	- piasek pylasty	drobnoziarniste spoliste
<i>Pg</i>	- piasek gliniasty	
<i>πp</i>	- pył piaszczysty	
<i>π</i>	- pył	drobnoziarniste spoliste
<i>Gp</i>	- glina piaszczysta	
<i>G</i>	- glina	
<i>Gπ</i>	- glina pylasta	drobnoziarniste spoliste
<i>Gpz</i>	- glina piaszczysta zwięzła	
<i>Gz</i>	- glina zwięzła	
<i>Gπz</i>	- glina pylasta zwięzła	drobnoziarniste spoliste
<i>Jp</i>	- il piaszczysty	
<i>J</i>	- il	
<i>Jπ</i>	- il pylasty	

GRUNTY SKALISTE

<i>ST</i>	- skała twarda
<i>SM</i>	- skała miękka

INNE GRUNTY NIETYPOWE NIEOBJĘTE NORMĄ

<i>Kj</i>	- kreda jeziorna
<i>Kp</i>	- kreda pizająca
<i>Gy</i>	- gytia
<i>Cb</i>	- węgiel brunatny
<i>Gb</i>	- gleba
<i>CaCO₃</i>	- węgiel wapnia

ZNAKI DODATKOWE

DOTYCZĄCE OPISU GRUNTÓW

+	- domieszki
//	- przewarstwienia
/	- na pograniczu
(...)	- określenia uzupełniające dotyczące składu nasypu
1	- nr otworu
▼	- otwór archiwalny
12,35	- rzędna otworu



OPRÓBOWANIE WIERCENIA

	- próba o naturalnej strukturze (NNS)
	- próba o naturalnej wilgotności (NW)
	- próbka wody gruntowej

OZNACZENIE WODY W WIERCENIU

	- ustabilizowany poziom wody gruntowej (głębokość w m p.p.t.)
	- nawiercony poziom wody gruntowej (głębokość w m p.p.t.)
	- grunt nawodniony
	- grunt wilgotny w przewarstwiach nawodniony
	- sączenie wody (głębokość w m p.p.t.)
	- otwór suchy

OZNACZENIE RODZAJU BADAŃ I SONDOWAŃ

	- rodzaj sondowania i strefa przebadana sondą:
	ZW - sonda udarowo-obrotowa
	SL - sonda lekka wbijana
	SC - sonda ciężka wbijana
	SD-10 - sonda dynamiczna lekka
	- miejsce ścięcia gruntu w trakcie sondowania
	SPT - sonda cylindryczna
	P - badanie presjometrem

OZNACZENIE STANU GRUNTU

<i>ID=0,50</i>	- stopień zagęszczenia
<i>IL=0,25</i>	- stopień plastyczności

INNE OZNACZENIA UŻYTE NA PRZEKROJACH

	- numer warstwy geotechnicznej
	- granica pomiędzy warstwami geotechnicznymi
	- granica litologiczno-stratygraficzna
	- bezpośredni rzut projektowanego obiektu na przekrój
	- pośredni rzut projektowanego obiektu na przekrój

LEGENDA DO PRZEKROJÓW

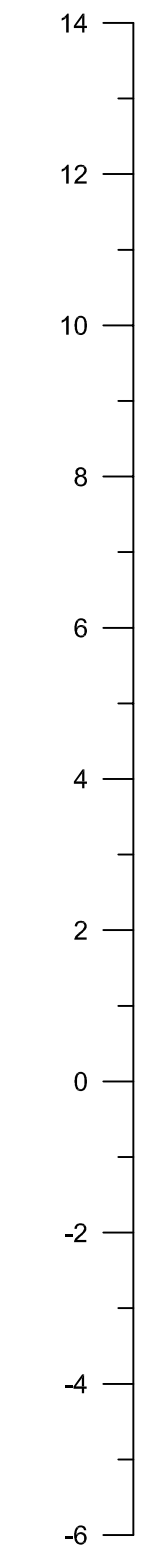
TEMAT: Most graniczny w ciągu DK 22 nad Odrą w Kostrzynie

nr arch. 263/11

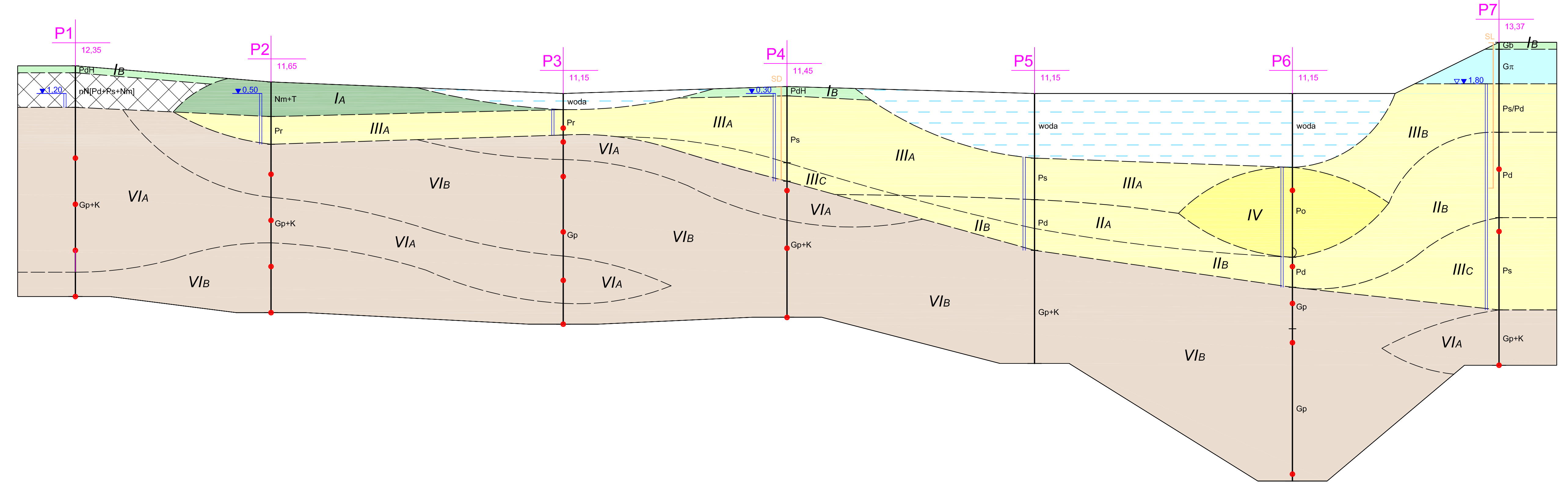
PARAMETRY GEOTECHNICZNE wg PN-81/B-03020

Objaśnienia geologiczne	wartość charakterystyczna X ⁽¹⁾		wartość ustalona na podstawie normy		wartość ustalona na podstawie normy	wartość ustalona laboratoryjnie	wartość ustalona w terenie	wartość ustalona na podstawie mater. archiw.	edometryczny moduł ścisłości		moduł odkształcenia		wytrzymałość na ścinanie ITB-ZW		zawartość części organicznych [%]	zawartość węgla wapnia (CaO ₂) [%]					
	symbol geologiczny wg PN-81/B-03020	symbol geologicznej konsolidacji gruntu	I _D	I _L					W _n [%]	gęstość obciążona ρ [t·m ⁻³]	C _u [%]	kąt tarcia wewnętrznego φ _u [°]	M ₀ [kPa]	M [kPa]			E ₀ [kPa]	E [kPa]	τ _{fmax.} [kPa]	τ _{fmin.} [kPa]	I _{om} [%]
	I A	Nm																			
		PdH																			
a) grunty organiczne b) piaski c) żwir gliny osady wodno - lodowcowe	II A	Pd	*		28,0	1,85		29,5	38000												
						1,1	0,9	0,9	0,9												
	II B	Pd	*		22,0	2,00		32,0	102000	127500											
						1,1	0,9	0,9	0,9												
	III A	Ps/Pr	*		25,0	1,95		31,5	61000	67780											
						1,1	0,9	0,9	0,9												
	III B	Ps/Pd	*		22,0	2,00		33,0	97000	107780											
						1,1	0,9	0,9	0,9												
	III C	Ps	*		18,0	2,05		35,5	160000	177780											
						1,1	0,9	0,9	0,9												
	IV	Po	*		23,0	2,00		36,5	107000	107000											
						1,1	0,9	0,9	0,9												
	V	G _π			25,0	2,00	13,0	18,0	23000	38330											
					0,30	1,1	0,9	0,9	0,9												
	VI A	G _p			11,1	2,25	50,0	25,0	81000	90000											
					<0,0	1,1	0,9	0,9	0,9												
	VI B	G _p			10,2	2,25	50,0	25,0	81000	90000											
					<0,0	1,1	0,9	0,9	0,9												

m n.p.m.



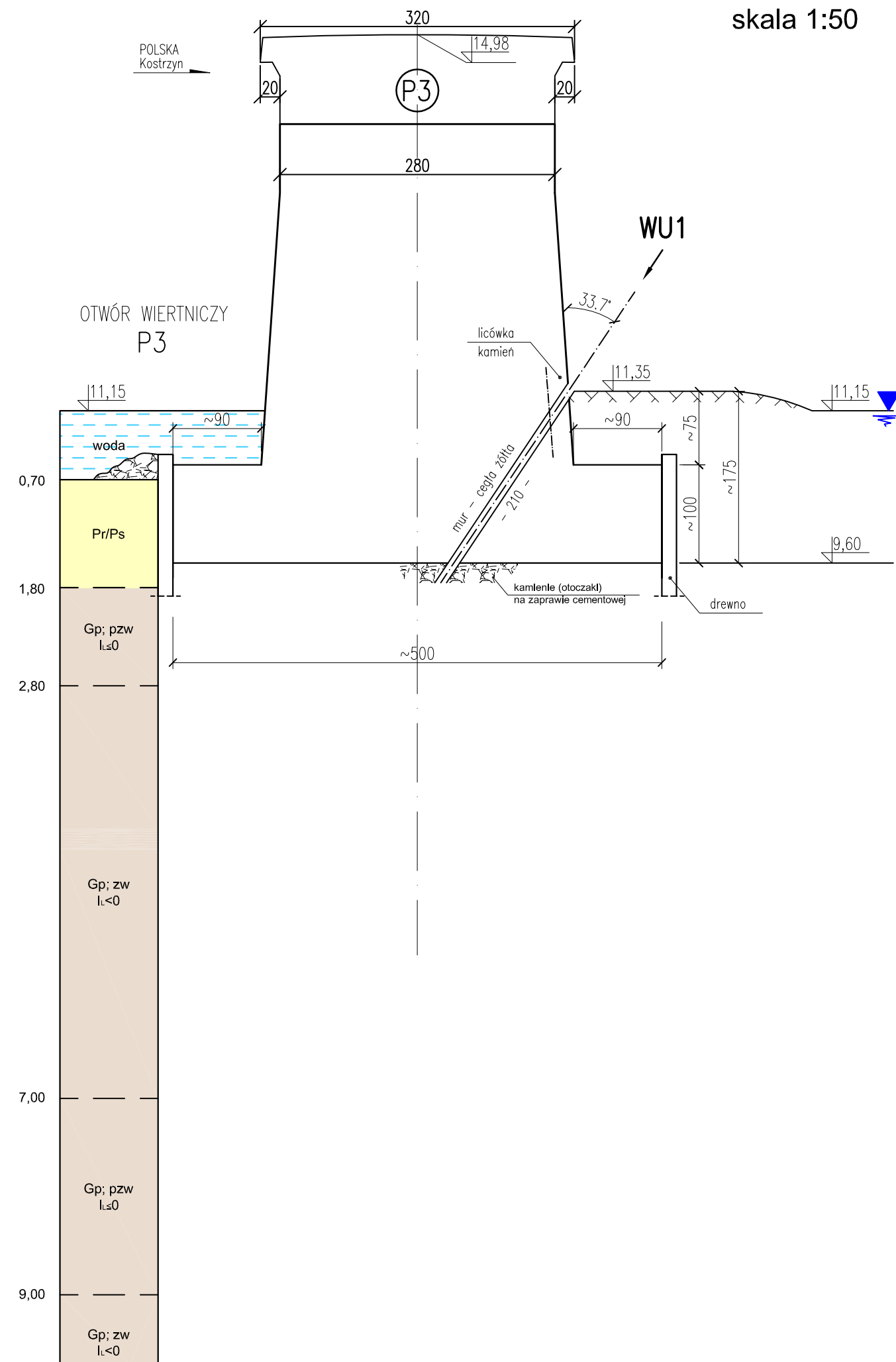
I - I



GEOTECHNIKA Jerzy Rzeźniczak 60-123 POZNAŃ, ul. Albańska 18, tel. 61 662 96 80, 61 639 07 92, fax. 61 662 96 82 e-mail: jerzy.rzezniczak@wp.pl				
Most graniczny w ciągu DK 22 nad Odrą w Kostrzynie				
Dokumentacja geotechniczna				
Przekrój geotechniczny nr I - I				Skala: pion. 1:100 poz. 1:400
Opracował:	dr inż. Jerzy Rzeźniczak upr. geolog nr VII-1166 certyfikat PKG nr 31/98	Nr arch.: 263/11	Data: 10/2011	Rys.: 4

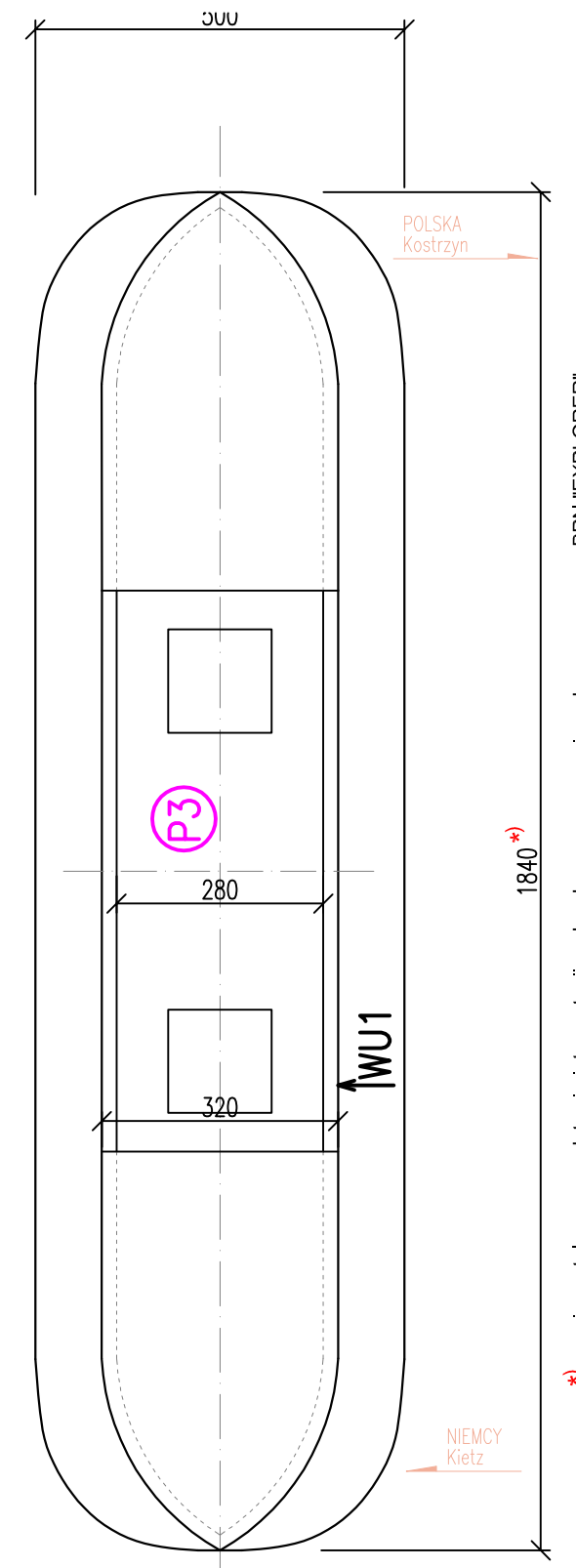
PRZEKRÓJ PIONOWY PODPORY P3

skala 1:50



RZUT PODPORY P3

skala 1:100



*1) wymiar ustalony na podstawie interpretacji podwodnego rozpoznania wykonanego przez BPN "EXPLORER"

GEOTECHNIKA Jerzy Rzeźniczak

60-123 POZNAŃ, ul. Albańska 18, tel. 61 662 96 80, 61 639 07 92, fax. 61 662 96 82 e-mail: jerzy.rzezniczak@wp.pl

Most graniczny w ciągu DK 22 nad Odrą w Kostrzynie

Dokumentacja geotechniczna

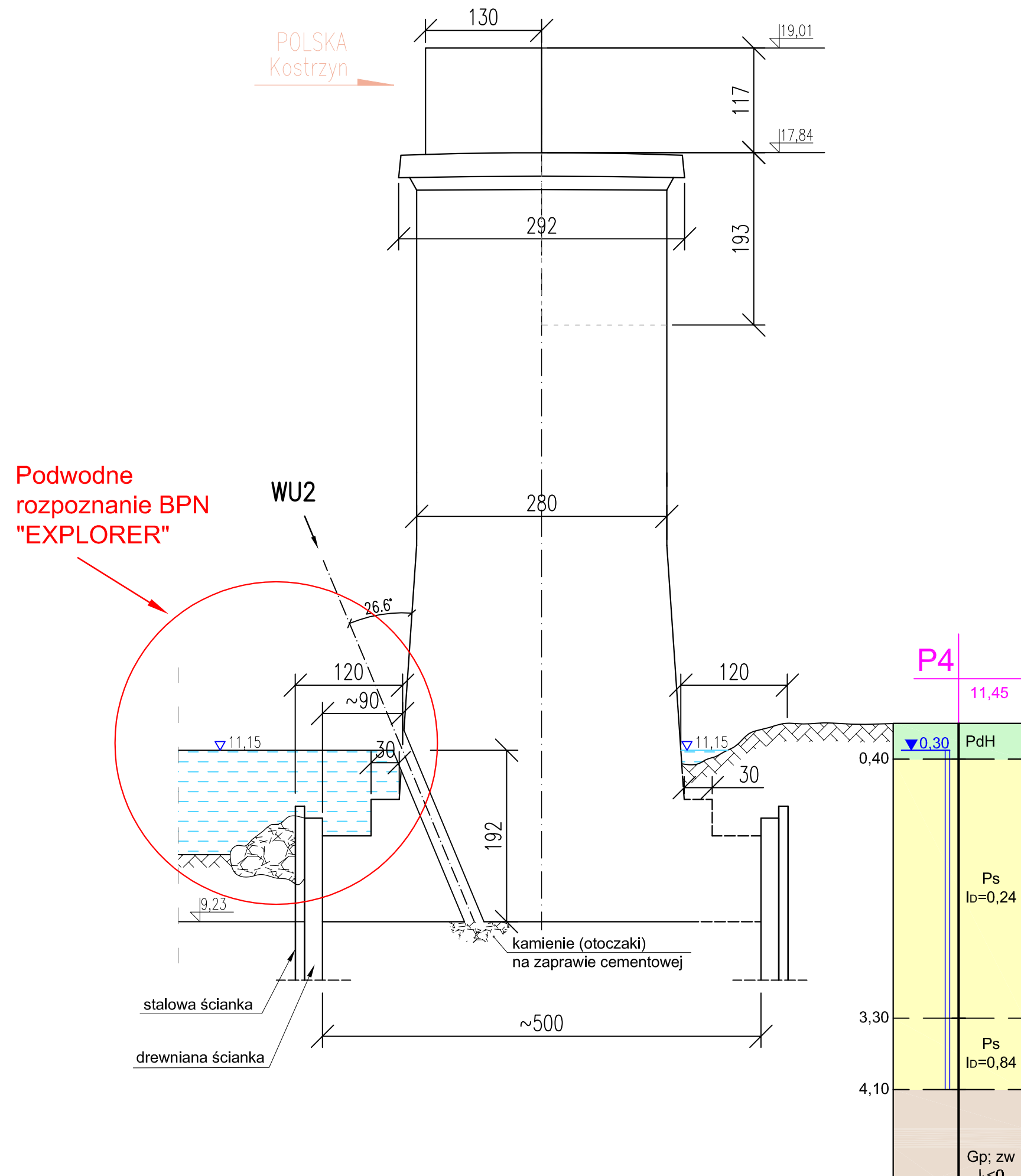
Rozpoznanie posadowienia podpory P3

Skala:
1:50
1:100

Opracował:	dr inż. Jerzy Rzeźniczak upr. geolog nr VII-1166 certyfikat PKG nr 31/98	Nr arch.: 263/11	Data: 10/2011	Rys.: 5.1
------------	--	---------------------	------------------	--------------

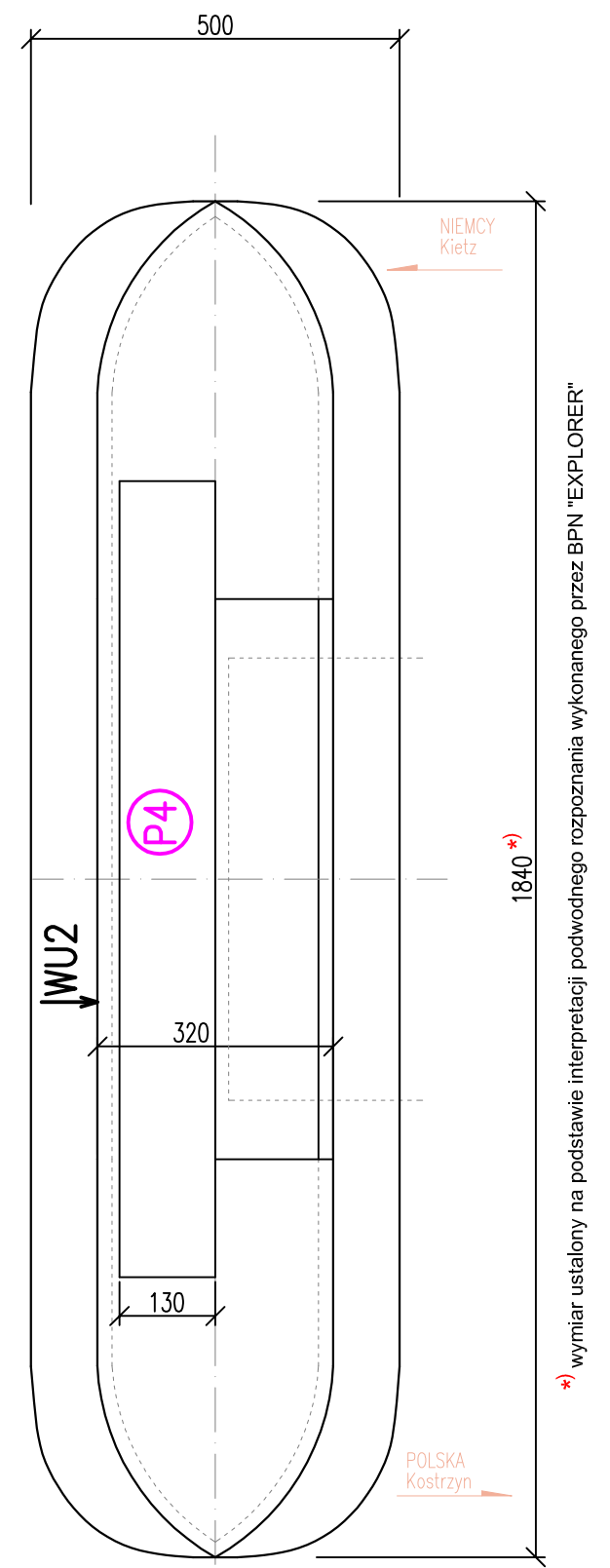
PRZEKRÓJ PIONOWY PODPORY P4

skala 1:50



RZUT PODPORY P4

skala 1:100

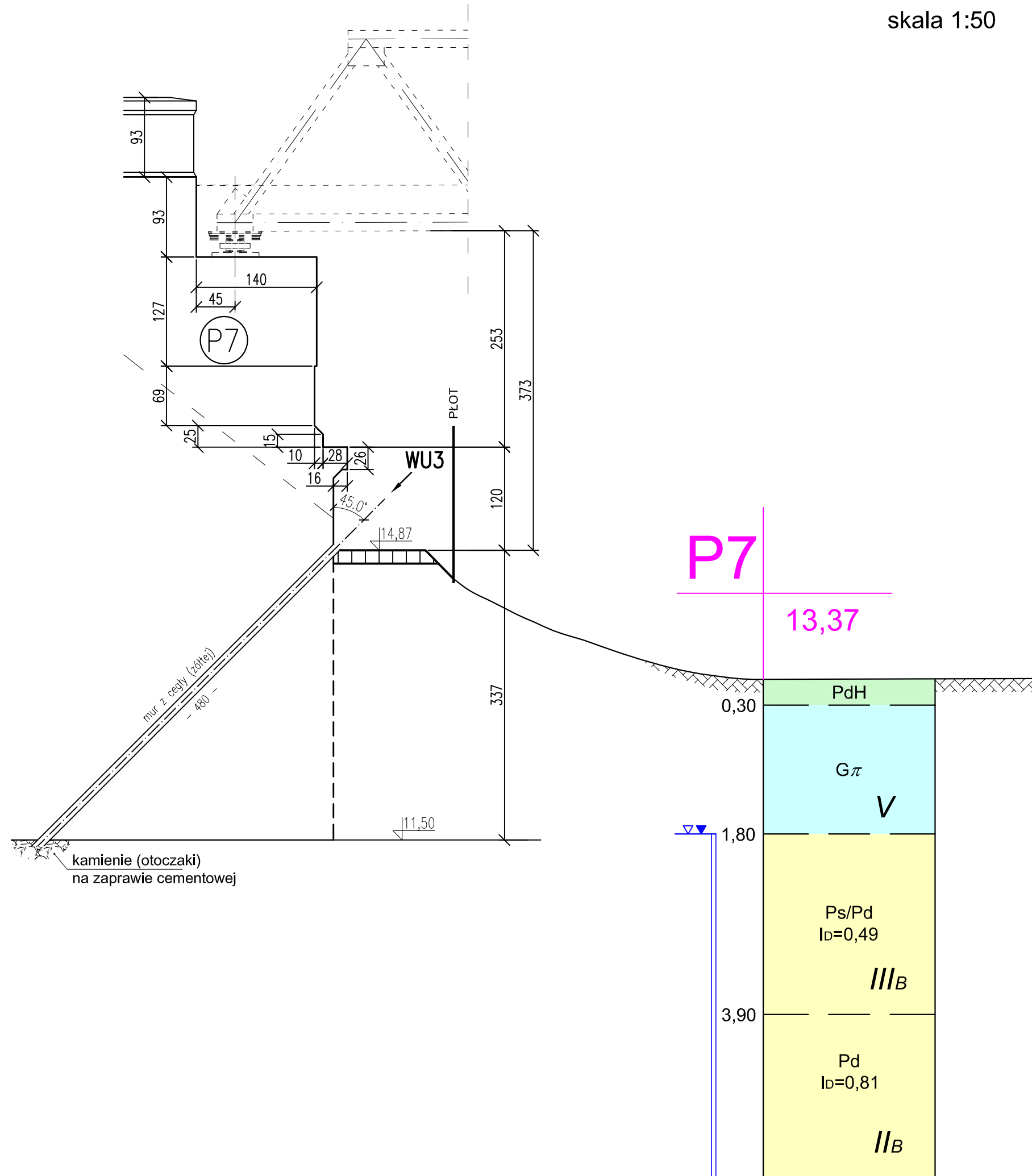


* wymiar ustalony na podstawie interpretacji podwodnego rozpoznania wykonanego przez BPN "EXPLORER"

GEOTECHNIKA Jerzy Rzeźniczak			
60-123 POZNAŃ, ul. Albańska 18, tel. 61 662 96 80, 61 639 07 92, fax. 61 662 96 82 e-mail: jerzy.rzezniczak@wp.pl			
Most graniczny w ciągu DK 22 nad Odrą w Kostrzynie			
Dokumentacja geotechniczna			
<i>Rozpoznanie posadowienia podpory P4</i>			Skala: 1:50 1:100
Opracował:	dr inż. Jerzy Rzeźniczak upr. geolog nr VII-1166 certyfikat PKG nr 31/98	Nr arch.: 263/11	Data: 10/2011 Rys.: 5.2

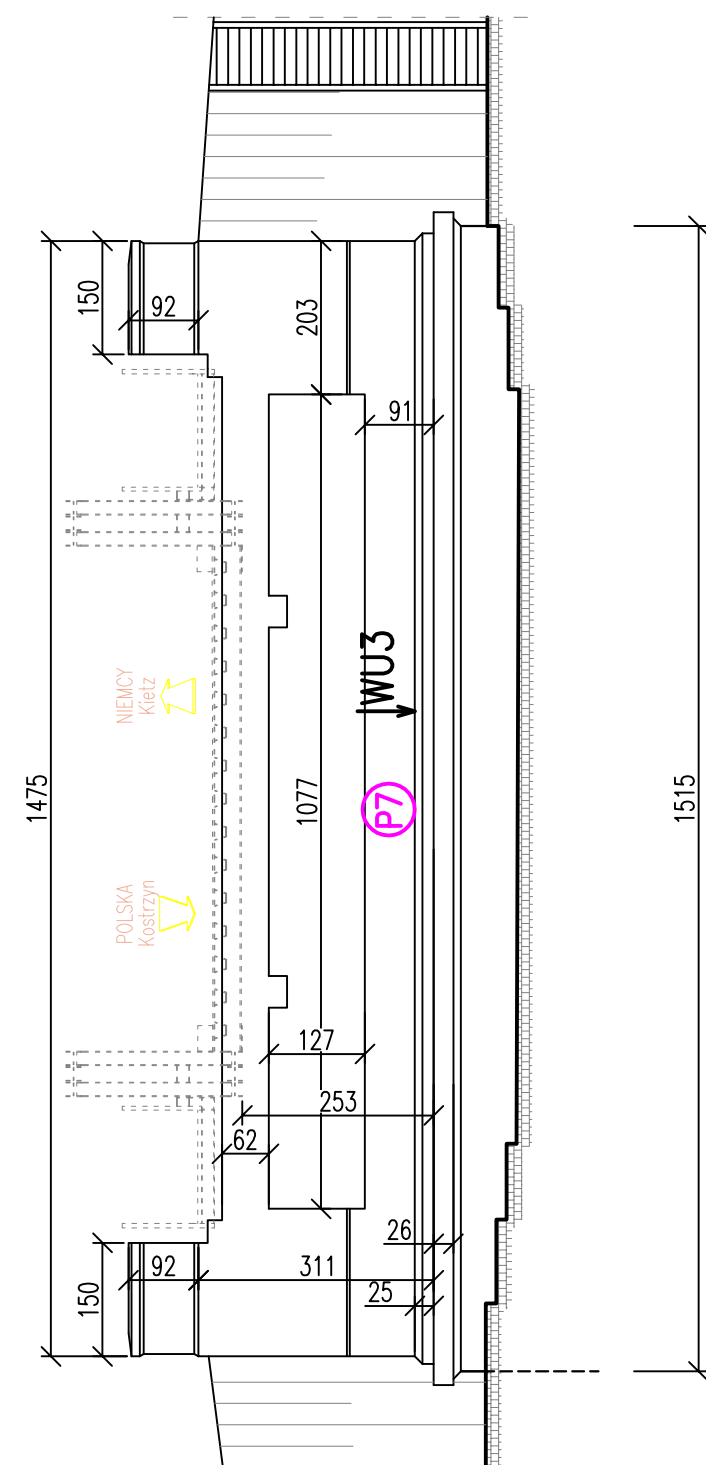
PRZEKRÓJ PIONOWY PODPORY P7

skala 1:50



WIDOK PODPORY P7

skala 1:100



GEOTECHNIKA Jerzy Rzeźniczak				
60-123 POZNAŃ, ul. Albańska 18, tel. 61 662 96 80, 61 639 07 92, fax. 61 662 96 82 e-mail: jerzy.rzezniczak@wp.pl				
Most graniczny w ciągu DK 22 nad Odrą w Kostrzynie				
Dokumentacja geotechniczna				
<i>Rozpoznanie posadowienia podpory P7</i>				Skala: 1:50 1:100
Opracował:	dr inż. Jerzy Rzeźniczak upr. geolog nr VII-1166 certyfikat PKG nr 31/98	Nr arch.: 263/11	Data: 10/2011	Rys.: 5.3

ZAŁĄCZNIKI

Zał. 1.1÷1.7	Karty dokumentacyjne otworów wiertniczych
Zał. 2	Wyniki sondowań sondą lekką typu SD
Zał. 3	Wyniki sondowań sondą lekką typu SL
Zał. 4	Zestawienie wyników badań laboratoryjnych
Zał. 5.1÷5.3	Wykresy uziarnienia próbek gruntu

Temat: *Most graniczny w ciągu DK nr 22 nad rzeka Odrą w Kostrzynie*

Nr Archiw. 263/11

Opracował: *Dr inż. Jerzy Rzeźniczak*

Otwór nr: *P5*

Podpis:

Rzędna w m n.p.m.: *11,15*

Data wykonania otworu: *13.09.2011*

Rodzaj świdra	Średnica rur i głębokość zarurowania [m]	Głębokość zwierciadła wody gruntowej [m p.p.t.]	Głębokość poboru próby gruntu [m p.p.t.]	Skala pionowa	Profil litologiczny	Przełoty warstw [m]	Opis makroskopowy					Numer warstwy geotechnicznej	Stratygrafia
							Rodzaj gruntu	Wilgotność	Stan gruntu	Ilość walczków	Zawartość CaCO ₃		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
		▼0,00		0,0 1,0 2,0 3,0 4,0 5,0 6,0 7,0 8,0 9,0 10,0 11,0 12,0 13,0 14,0 15,0 16,0 17,0 18,0 19,0 20,0		2,8 4,6 5,5 6,8 11,7							
					woda								
					Ps		piasek sredni	-	-	-	-	III A	CZWARTORZĘD holocen
					Pd		piasek drobny	-	-	-	-	II A	
												II B	
					Gp+K		glina piaszczysta, kamienie	-	-	-	-	VI B	plejstocen

Temat: *Most graniczny w ciągu DK nr 22 nad rzeką Odrą w Kostrzynie*

Nr Archiw. 263/11

Opracował: *Dr inż. Jerzy Rzeźniczak*

Otwór nr: **P6**

Podpis:

Rzędna w m n.p.m.: **11,15**

Data wykonania otworu: **13.09.2011**

Rodzaj świdra	Średnica rur i głębokość zarurowania [m]	Głębokość zwierciadła wody gruntowej [m p.p.t.]	Głębokość poboru próby gruntu [m p.p.t.]	Skala pionowa	Profil litologiczny	Przeloty warstw [m]	Opis makroskopowy					Numer warstwy geotechnicznej	Stratygrafia
							Rodzaj gruntu	Wilgotność	Stan gruntu	Ilość walczków	Zawartość CaCO ₃		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
		▼0,00		0,0 - 1,0	woda								
			4,2	1,0 - 3,2	Po	3,2	pospółka - szarobrazowa	m	-	-	I	IV	holocen
			7,5	3,2 - 7,1	Pd	7,1	piasek drobny - jasno żółty	m	-	-	IV	II _B	
			9,1	7,1 - 8,4		8,4	glina piaszczysta - ciemno szara, kamienie	mw	zw	∅	IV		CZWARTORZĘD
			108	8,4 - 16,8	Gp							VI _B	plejstocen
			165	16,8 - 20,0		16,8							

Temat: Most graniczny w ciągu DK nr 22 nad Odrą w Kostrzynie

Nr Archiw. 263/11

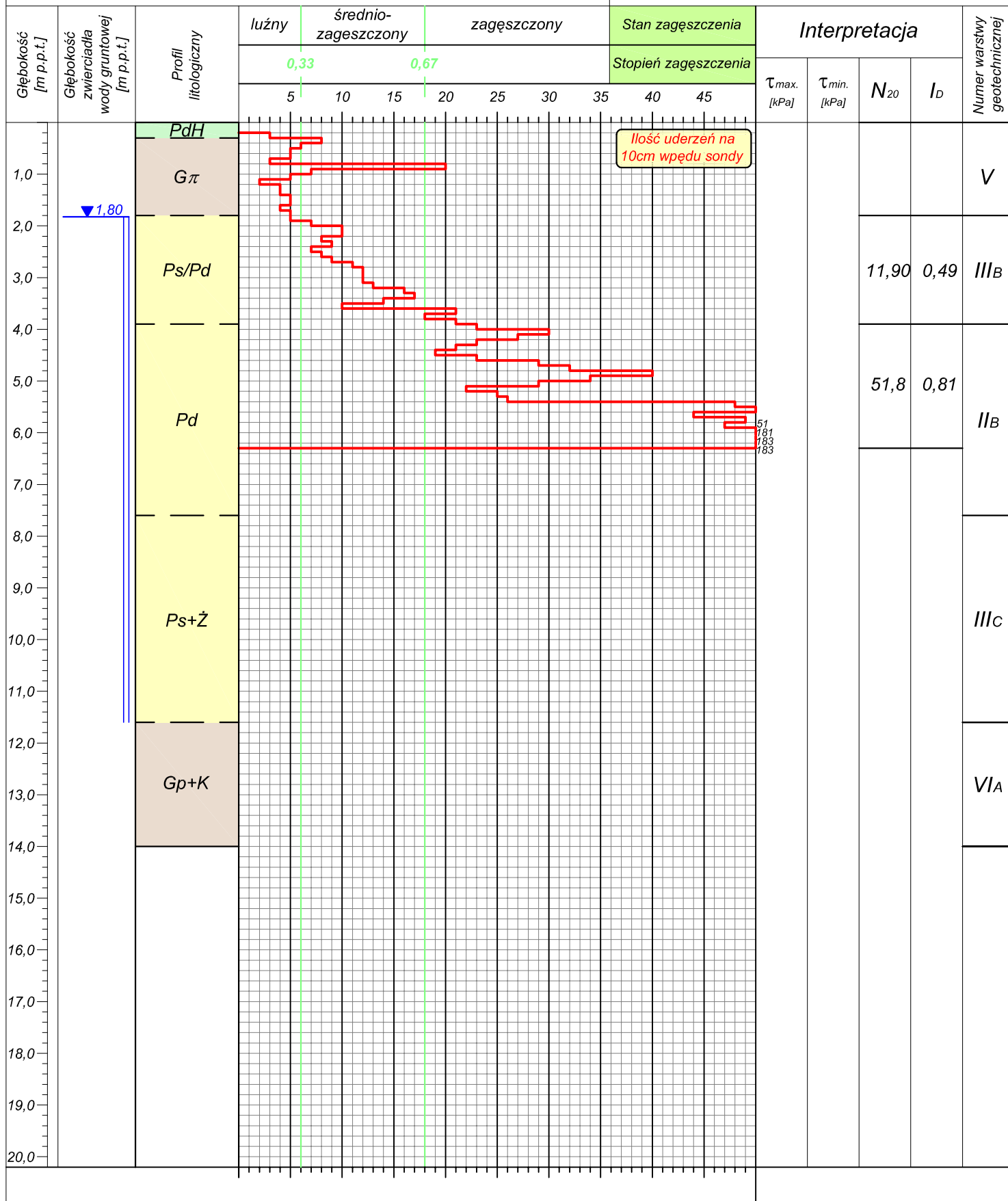
Opracował: inż. Anita Krywarczyk

Otwór nr: SP7

Rzędna w m n.p.m.: 13,37

Podpis:

Data wykonania sondy: 27.09.2011



ZESTAWIENIE WYNIKÓW BADAŃ LABORATORYJNYCH

NAZWA TEMATU: *Most graniczny w ciągu DK 22 nad rzeką Odra w Kostrzynie*

ZESTAWIŁ: *L. Adamczak*
NR ARCH.: *263/11*

POBÓR PRÓBK			BADANIA MAKROSKOPOWE					ANALIZA UZIARNIENIA					CECHY FIZYCZNE					KONSYSTENCJA				ŚCINANIE			ŚCIŚLIWOŚĆ				INNE		
Nr otworu	Głębokość pobrania w m p.p.l.	Rodzaj próbki (NNS, NW, NU)	Rodzaj gruntu i barwa	Wilgotność	Liczba wałeczków	Stan gruntu	Zawartość CaCO ₃	Zawartość frakcji %				Rodzaj gruntu	Stany wagowe przy wyżarzaniu, %	Wilgotność naturalna Wn, %	Współczynnik filtracji K (x10 ⁻⁵ m/s)	Wytrzymałość na ścinanie (kPa)	Wytrzymałość na ściskanie (kPa)	Wilgotność Wn, %	Granice		Wskaźnik plastyczności I _p	Stopień plastyczności I _L	Liczba wałeczków	Spójność c _i (kPa)	Kąt tarcia wewnętrzznego Φ _v (°)	Wilgotność, %	Zakres obciążenia (kPa)	Moduł ścisłości M ₀ (kPa)	Zakres obciążenia (kPa)	Moduł ścisłości M ₀ (kPa)	Nr warstwy geotechnicznej
								Żwirowa	Piaskowa	Pyłowa	łłowa								Płynności wL	Plastyczności wP											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
P1	4,0	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	pzw	IV						10,6						12,47		<0										VI _A
P1	6,0	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	pzw	IV						10,3						12,4		<0										VI _A
P1	8,0	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	pzw	IV						10,5						12,47		<0										VI _A
P1	10,0	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	zw	IV						9,2						12,47		<0										VI _B
P2	4,0	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	zw	IV						9,4						12,47		<0										VI _B
P2	6,0	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	pzw	IV						10,6						12,3		<0										VI _A
P2	8,0	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	zw	IV						9,7						12,47		<0										VI _B
P2	10,0	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	zw	IV						10,0						12,47		<0										VI _B
P3	1,5	NU	Pr/Ps szara	m	-	-	I	2	98	0	-	Pr							12,47		<0										III _A
P3	2,1	NW	Gp ciemnoszaro-brązowa	mw	0/0	pzw	IV						10,9				10,9	24,9	12,4	12,5	<0,0										VI _A
P3	3,6	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	zw	IV						9,6						12,47		<0										VI _B
P3	6,0	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	zw	IV						10,8						12,47		<0										VI _B
P3	8,1	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	pzw	IV						11,3						12,47		<0										VI _A
P3	10,0	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	zw	IV						9,9				9,9	25,7	12,7	13,0	<0,0										VI _B
P4	4,5	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	pzw	IV						12,1						12,1		<0										VI _A
P4	7,0	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	zw	IV						10,2						12,6		<0										VI _B
P4	10,0	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	zw	IV						11,2						12,47		<0										VI _B
P6	4,2	NU	Po szaro-brązowa	m	-	-	I	19	81	0	-	Po							12,47		<0										IV
P6	7,5	NU	Pd jasnożółty	m	-	-	IV	0	100	0	-	Pd							12,47		<0										II _B
P6	9,1	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	zw	IV						11,4				11,4	26,0	12,8	13,2	<0,0										VI _B
P6	10,8	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	zw	IV						10,2						12,47		<0										VI _B
P6	16,5	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	zw	IV						10,5						12,47		<0										VI _B
P7	5,5	NU	Pd żółty	m	-	-	I	1	99	0	-	Pd							12,47		<0										II _B
P7	8,2	NU	Ps+Ż szary	m	-	-	IV	3	96	1	-	Ps							12,47		<0										III _C
P7	10,0	NW	Gp ciemnoszara	mw	0/0	pzw	IV						12,1						12,5		<0										VI _A

w_p=12,47% (wartość średnia z wykonanych badań)



GEOPROJEKT-POZNAŃ

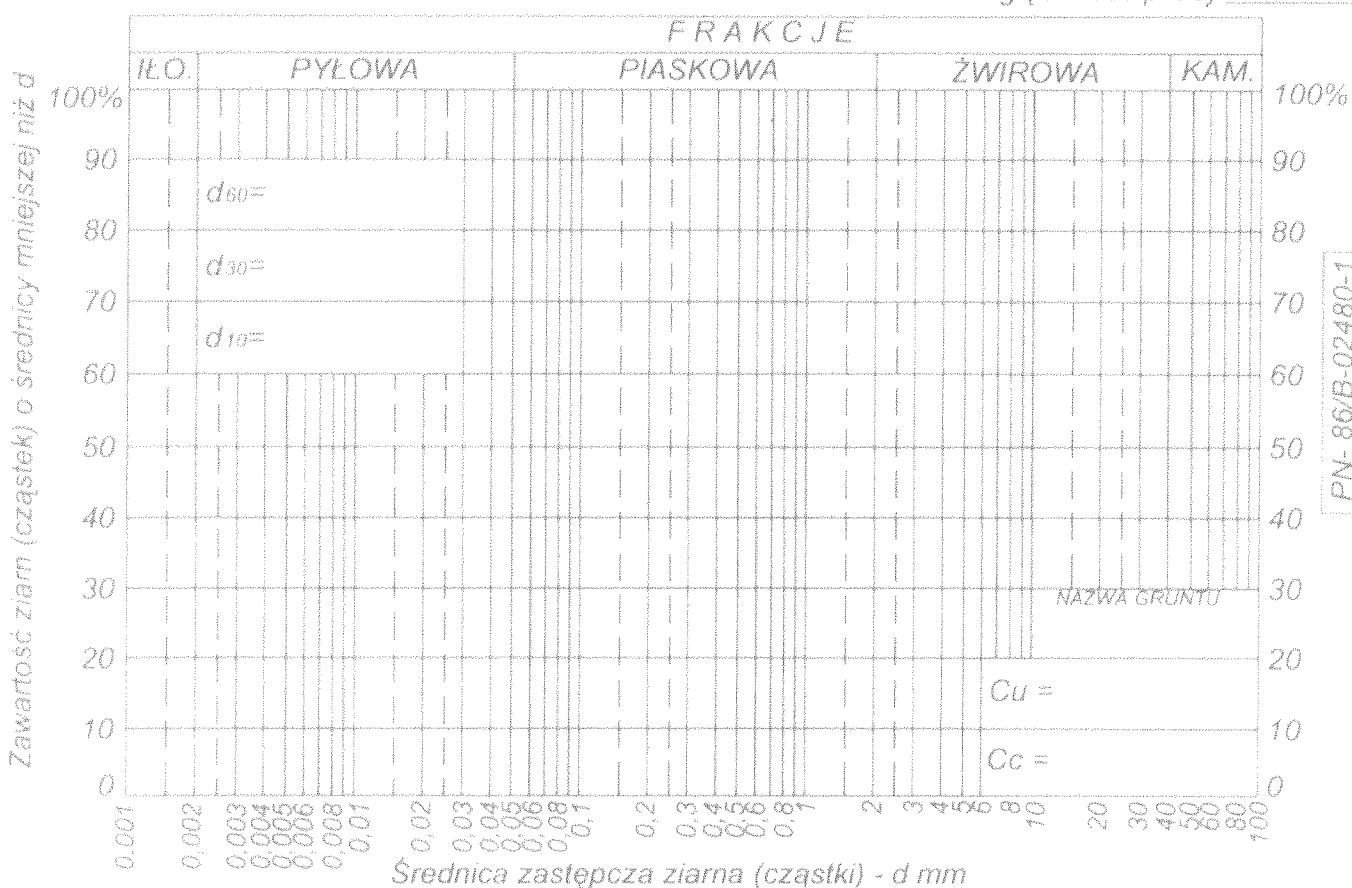
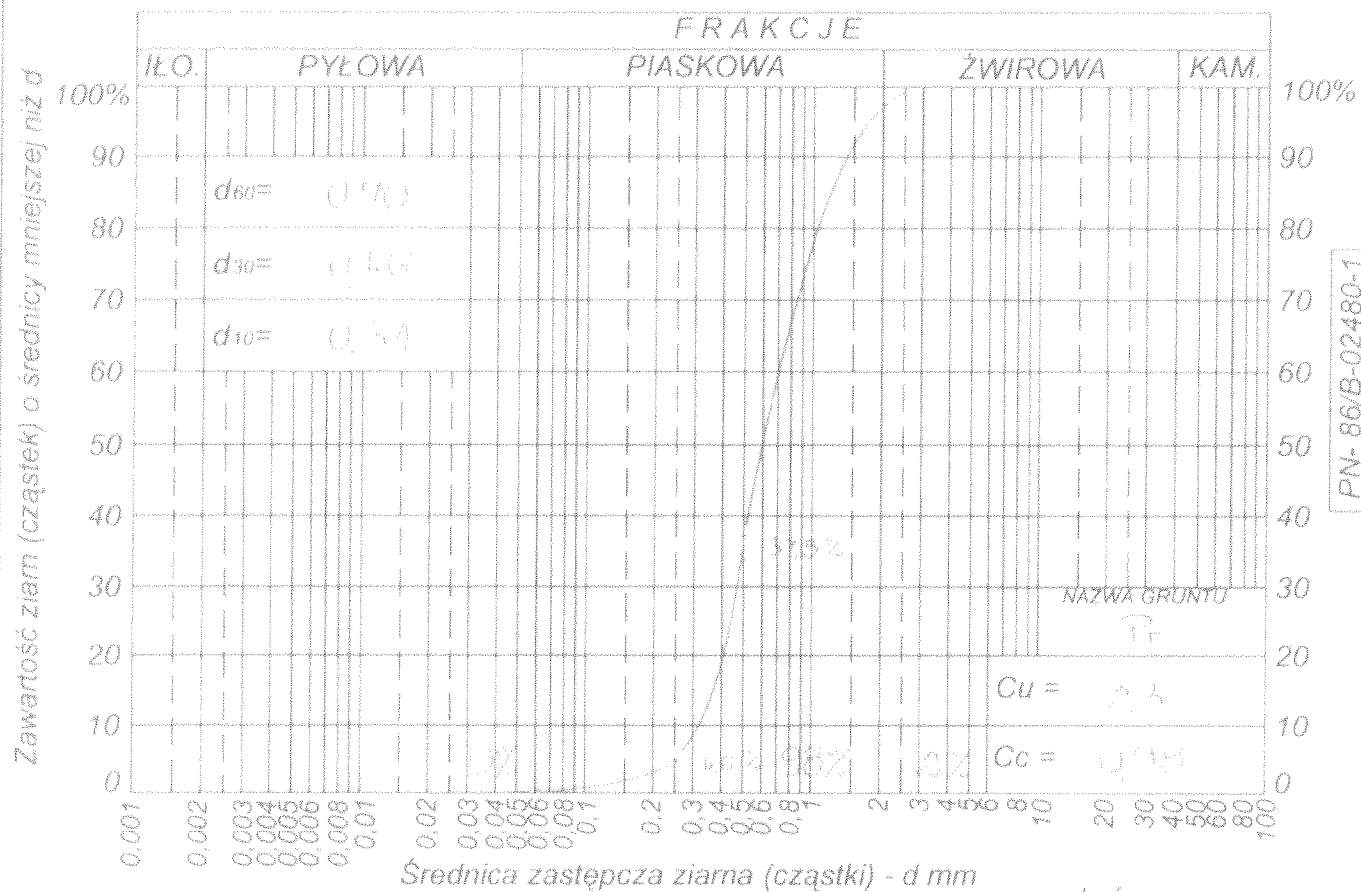
WYKRES UZIARNIENIA GRUNTU

nr arch. _____

otwór nr _____

TEMAT: Wodociąg Most

głębokość próby _____



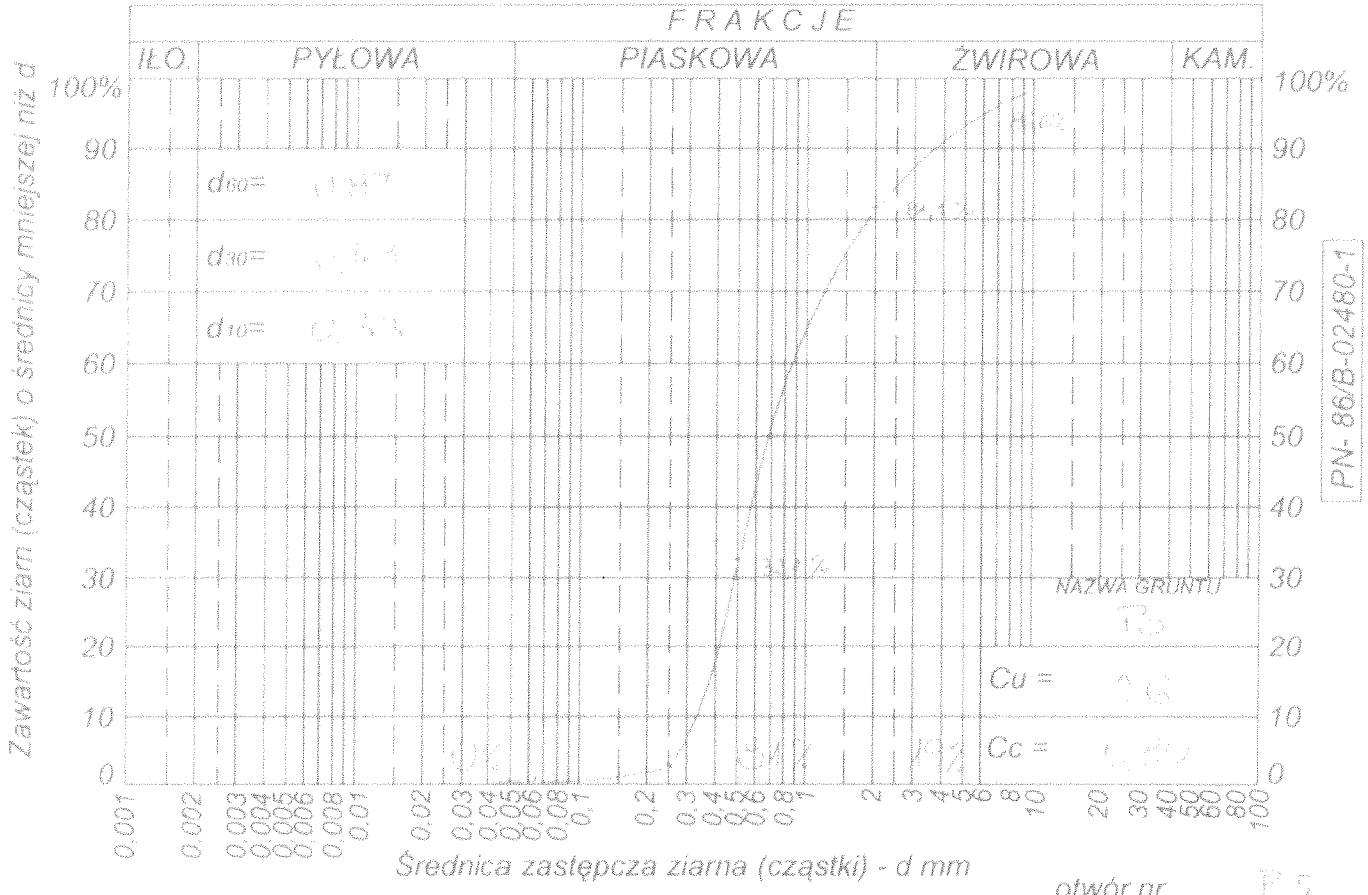
WYKRES UZIARNIENIA GRUNTU

nr arch. _____

otwór nr _____

TEMAT: _____

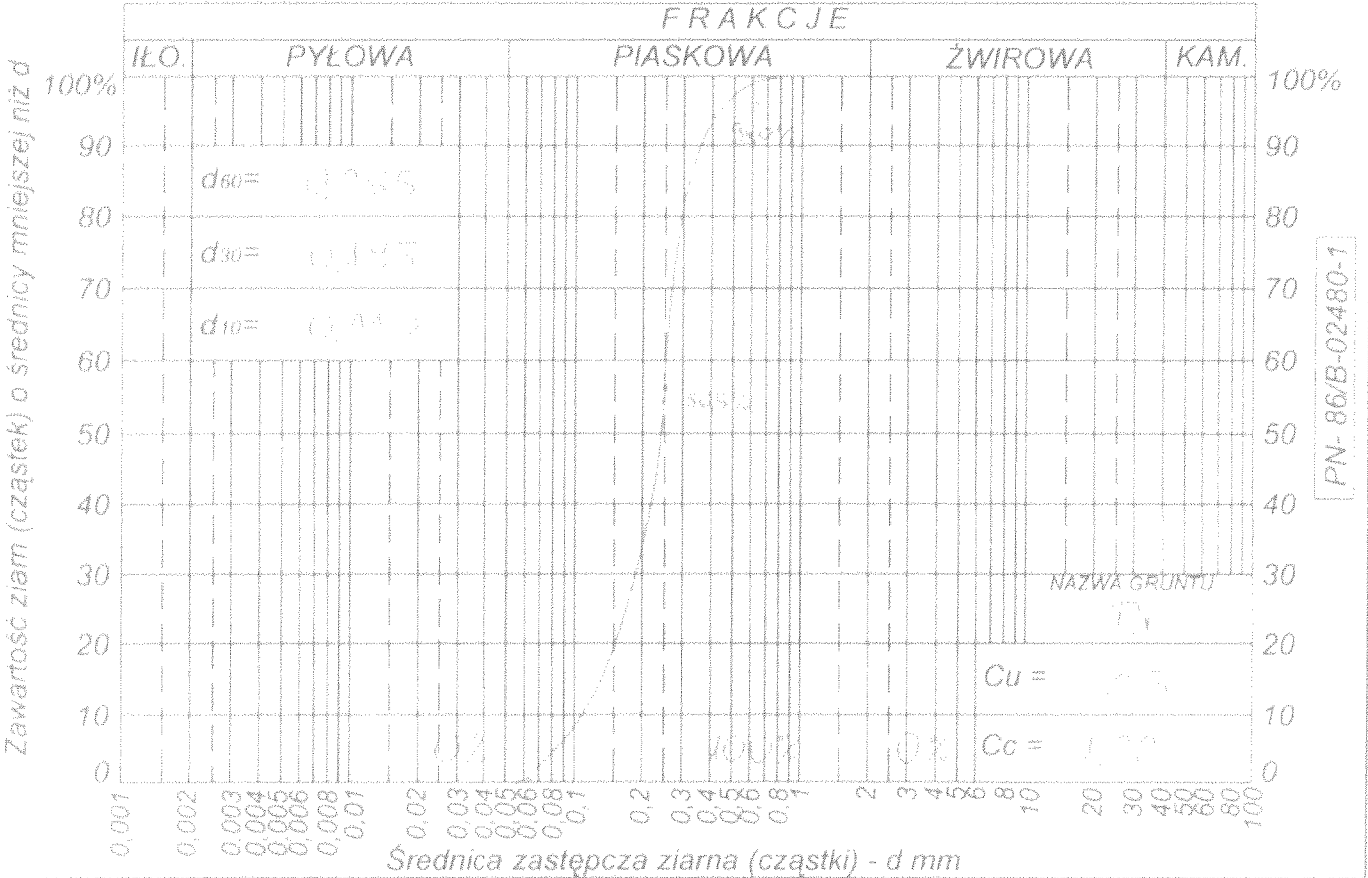
głębokość próby _____



PN-86/B-02480-1

otwór nr _____

głębokość próby _____



PN-86/B-02480-1



GEOPROJEKT-POZNAŃ

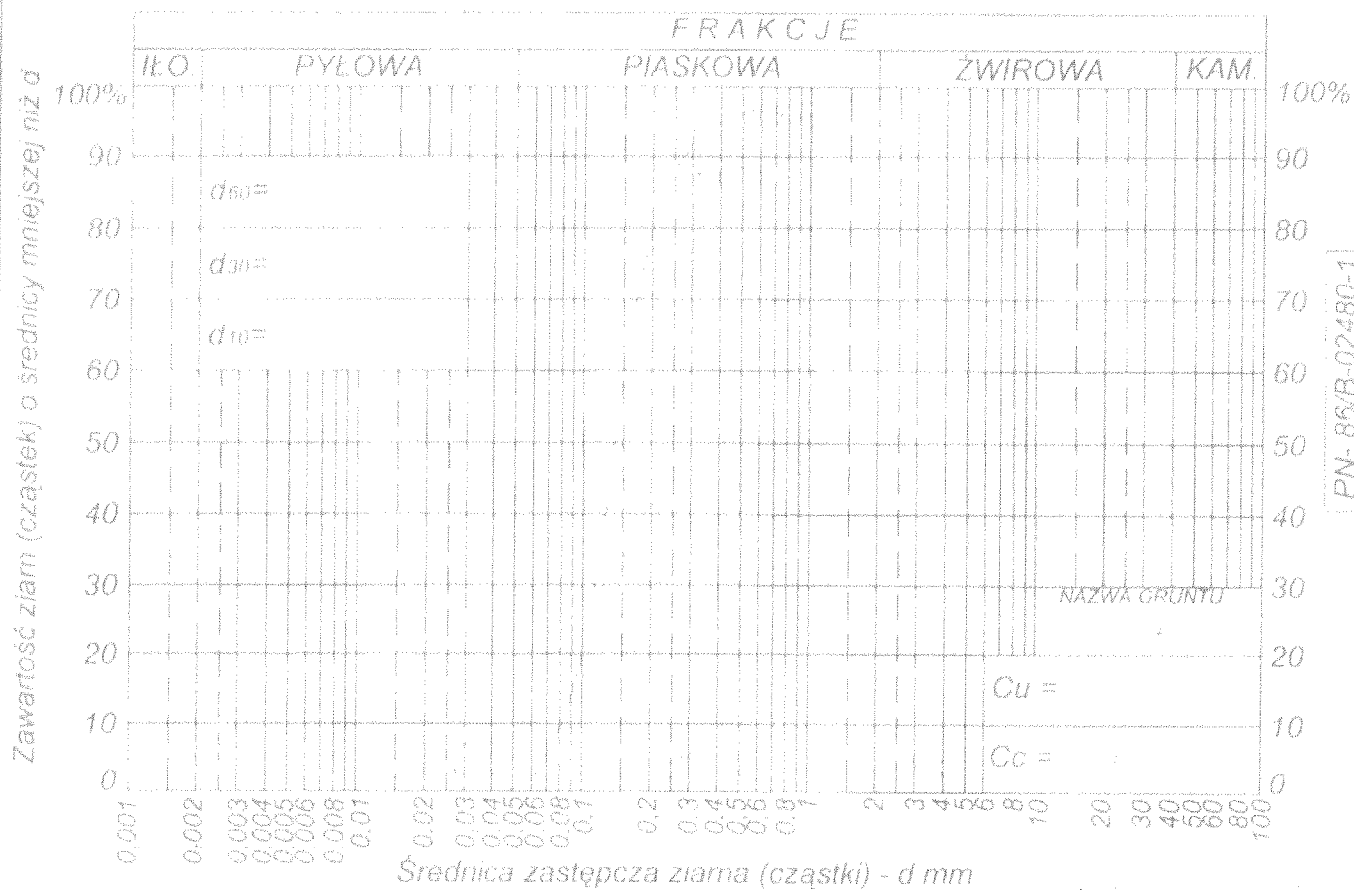
WYKRES UZIARNIENIA GRUNTU

nr arch. _____

otwór nr _____

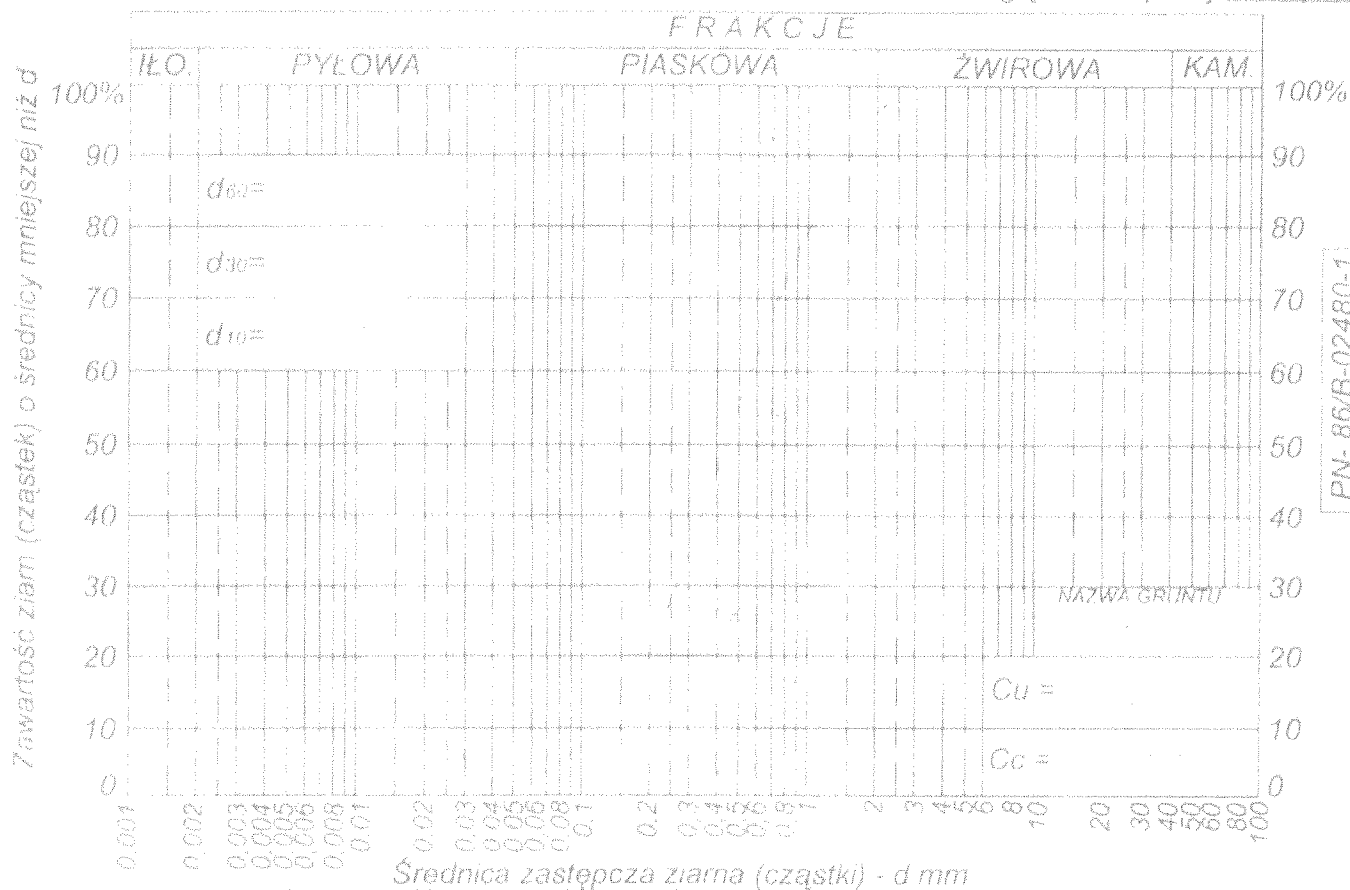
TEMAT: _____

głębokość próby _____



otwór nr _____

głębokość próby _____



**Raport z inspekcji podwodnej
mostu w m. Kostrzyn na rzece Odra**

Gdynia

12.10.2011



Bałtyckie Przedsiębiorstwo Nurkowe
„EXPLORER”

Na zlecenie firmy:

TARCOPOL Sp. z o.o. Oddział Wrocław TPM Consulting
Ul. Stanisławowska 27, 54-611 Wrocław
Zlecenie TPM 417/2011 z dnia 17.08.2011

Wykonawca:

Bałtyckie Przedsiębiorstwo Nurkowe „EXPLORER” Agnieszka Bernaciak
ul. Władysława IV 61/9, 81-384 Gdynia

Rodzaj prac:

Inspekcja podwodnej części granicznego mostu drogowego w Kostrzynie
na rzece Odrze w ciągu drogi krajowej 22 obejmująca 3 podpory
nurtowe

Data przeprowadzenia inspekcji:

30.09.2011

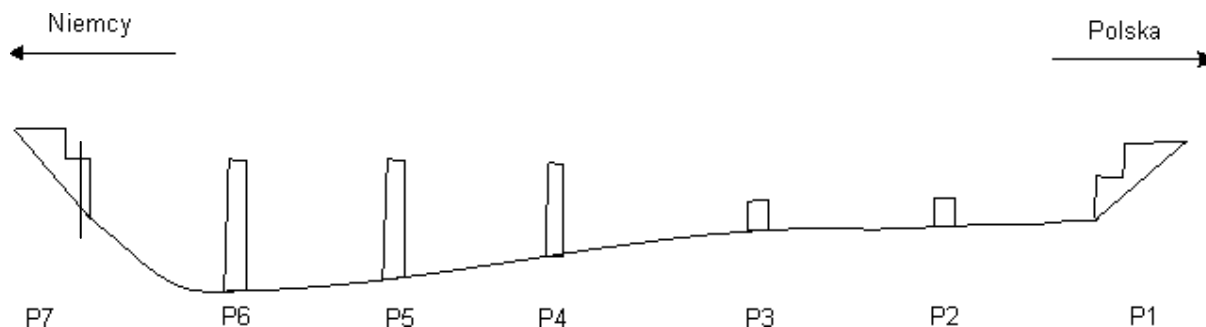
Metoda:

Dotykowo-wzrokowa z wykonaniem pomiarów echosondą

Warunki:

Maksymalna widoczność w poziomie 0,3 m, prąd 4 m/s.

Inspekcja została przeprowadzona wg poniższego schematu:

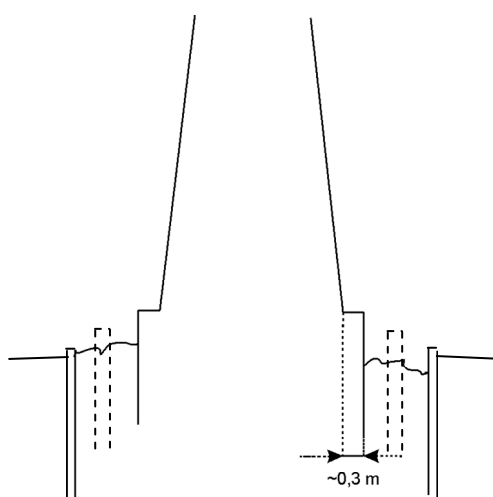


Rys. 1. Schemat oznaczeń

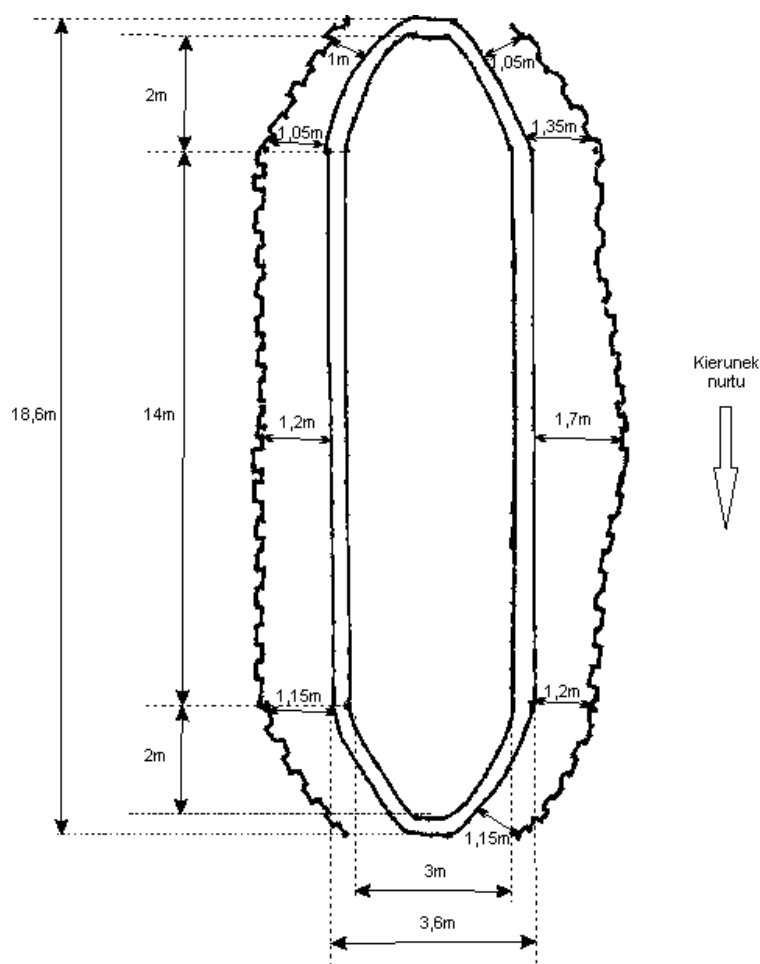
W wyniku przeprowadzonej inspekcji stwierdzono co następuje:

Filar P4

Powierzchnia filara z litego betonu, w rejonie lustra wody i poniżej bez widocznych uszkodzeń i pęknięć powierzchniowych. Filar przy dnie zakończony odsadzką o szerokości 30cm. Po długości korpusu filara zabita ścianka szczelna „grodzica stalowa” posadowiona nierównomiernie, otwarta od czoła i tyłu filara. Od czoła i tyłu filara można namacać pozostałości po szalunku drewnianym, w postaci wyłamanych desek i połamanych pali. Wewnątrz między podstawą filara a ścianką szczelną, około 30-50 cm od odsadzki, nieregularne pozostałości po ściance drewnianej w postaci wbitych drewnianych pali o przekroju w granicach 20 x 20 cm. Wokół całego filara nieregularny nasyp kamienny. Brak widocznych podpłukań i uszkodzeń.



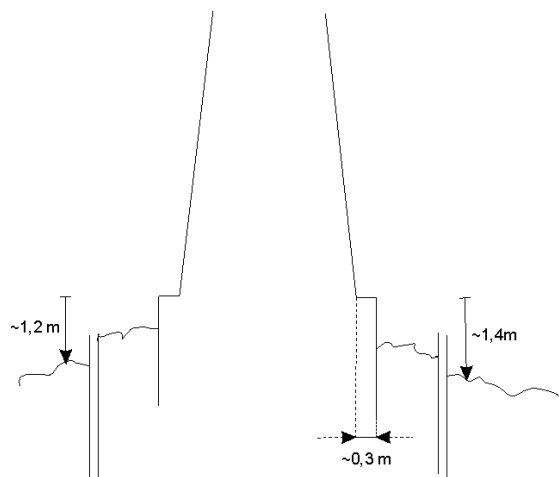
Rys. 2. Filar P4 przekrój poprzeczny



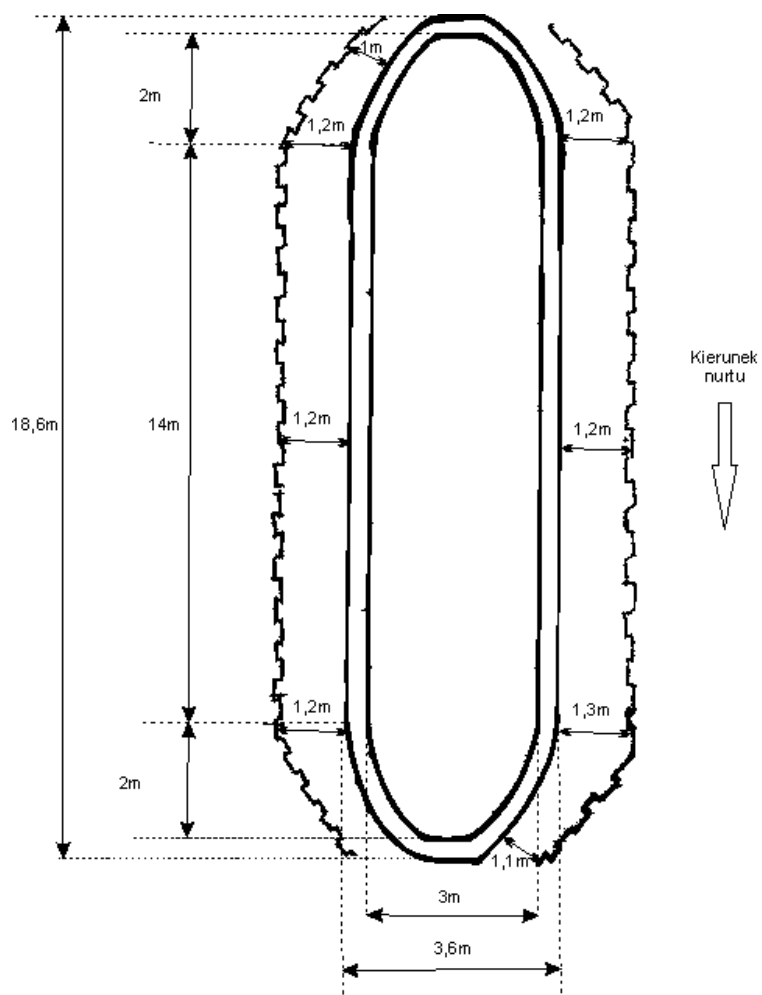
Rys. 3. Filar P4 rzut z góry

Filar P5

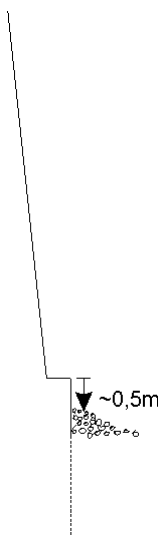
Powierzchnia filara z litego betonu z czołem wyłożonym filaru blokami kamiennymi składającymi się z pięciu warstw opierających się o odsadzkę filara. Pomiędzy płytami kamiennymi zerodowana-wypłukana spoina w około 60% i w głąb płyt na 10-15 cm. Filar na dole zakończony odsadzką o szerokości 30 cm. Po obu stronach filara zabita ścianka szczelna „grodzica stalowa” biegnąca równolegle od czoła do końca filara bez zamknięcia. Pomiędzy ścianką a filarem zalegający osad piaszczysty grubości 5-15cm. Pod nim wyczuwalna twarda struktura - prawdopodobnie beton (badanie nożem nurkowym). Czoło filaru w części podwodnej z nasypem kamiennym. Dno wokół filaru posiada strukturę kamienno-piaszczystą bez wyczuwalnych uszkodzeń i podpłukań.



Rys. 4. Filar P5 przekrój poprzeczny



Rys. 5. Filar P5 rzut z góry

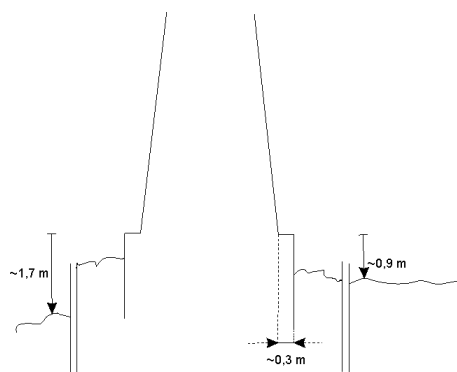


Rys. 6. Filar P5 czoło rzut z boku

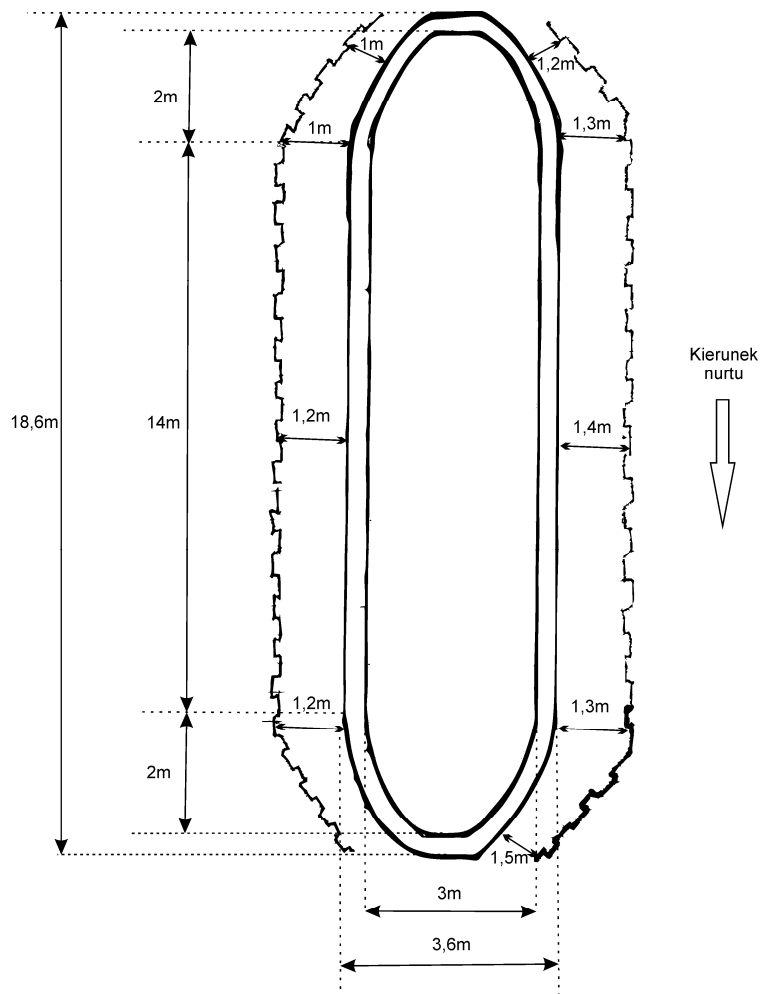
Filar P6

Powierzchnia filara z litego betonu, filar zakończony na dole odsadzką o szerokości 30cm. W rejonie lustra wody i poniżej powierzchnia filara bez widocznych uszkodzeń i pęknięć. Z obu stron filara, równoległe wbite otwarta ścianka szczelna „grodzica stalowa”, otwarta na czole i końcu filaru. Pomiędzy ściankami szczelnymi a filarem pod 10-15cm warstwą piasku i żwiru wyczuwalna nożem nurkowym twarda struktura - prawdopodobnie beton. Od wewnętrznej strony grodzicy rzadko wyczuwalne elementy drewniane, pozostałości szalunku.

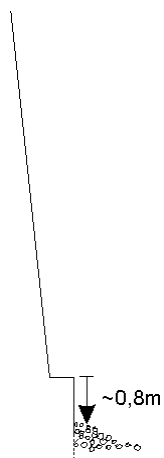
Czoło filara i strona odlądowa posiada obsyp kamienny, strona nurtowa i tył filara obsyp kamienno-piaszczysty bez wyczuwalnych podpłukań i uszkodzeń.



Rys. 7. Filar P6 przekrój poprzeczny



Rys. 8. Filar P6 rzut z góry



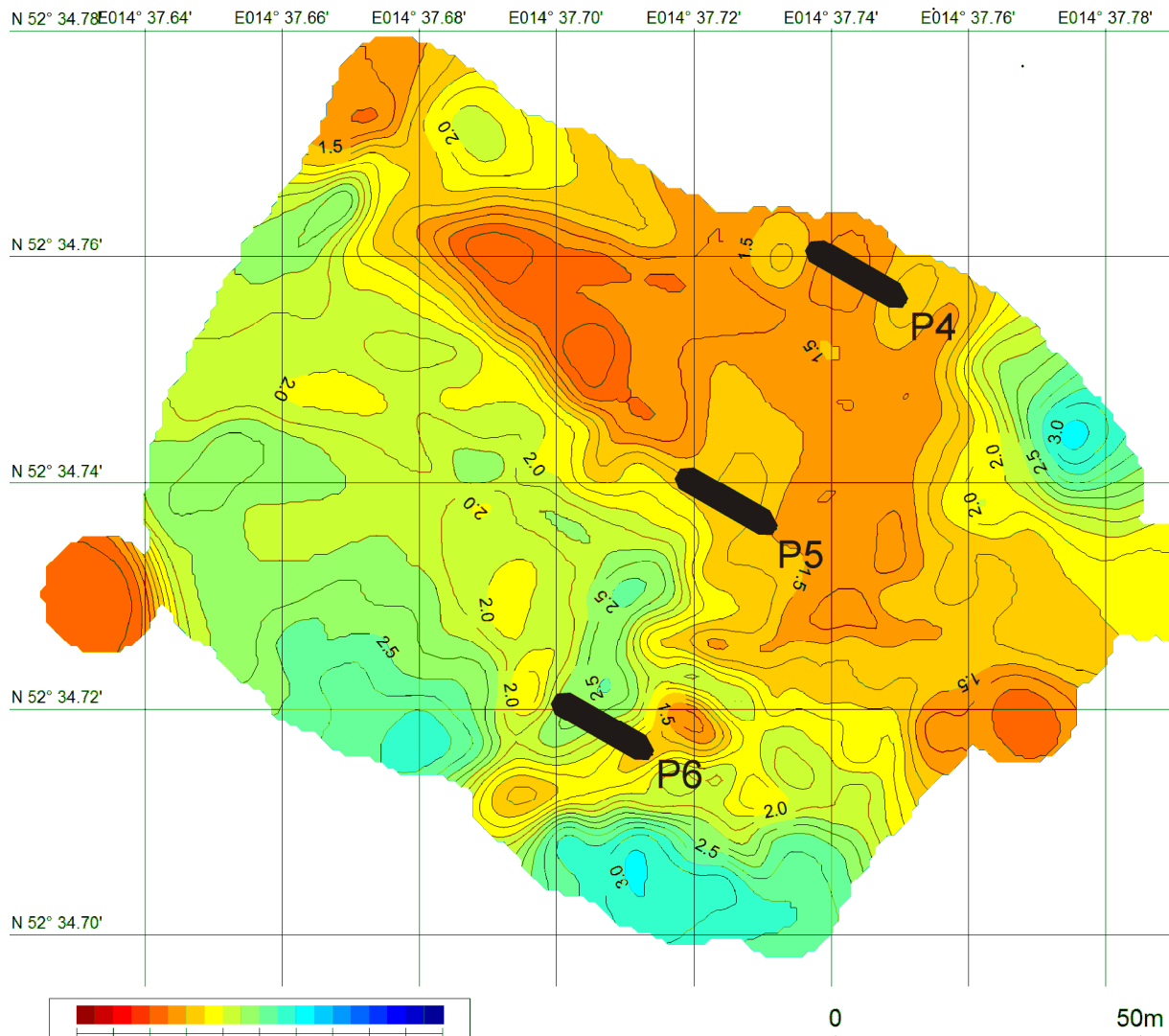
Rys. 9. Filar P6 czoło rzut z boku

Pomiary głębokości

Pomiary przeprowadzono 30.09.2011 przy niskim stanie wody, który według wodowskazu na filarze P5 wynosił 7,0 m. Pomiary dokonano przy pomocy echosondy Lowrance HDS-5 combo. Przetwornik umieszczony 0,3 m pod poziomem wody – korekta uwzględniona na mapie.



Rys. 10. Widok poziomu wody na wodowskazu filara P5 od strony czoła przy przeprowadzaniu pomiarów batymetrycznych w dniu 30.09.2011



Rys. 11. Mapa batymetryczna akwenu wokół mostu drogowego w Kostrzynie

TARCOPOL[®]
duńsko-polska spółka z o.o.

27-200 Starachowice
ul. Składowa 16
telefony:
041 273 24 30, 071 790 56 45

Nr KRS 0000069023
Sąd Rejestrowy:
Sąd Rejonowy w Kielcach
Wysokość kapitału zakładowego:
79 000 PLN

TARCOPOL[®]
TPM
CONSULTING

TARCOPOL Sp. z o.o. Oddział Wrocław TPM Consulting
54-611 Wrocław, ul. Stanisławowska 27
tel. 071 795 40 25, tel./fax 071 795 40 23, tel. 0 601 463 888
NIP: 664-000-01-30 REGON: 290006905
www. tpm-consulting.com.pl e-mail: tpm@tpm-consulting.com.pl

ISO 9001
BUREAU VERITAS
Certification



PL 7000332

Nr opracowania: **TPM – 269/ TP-85/2011/Z-1**

**OCENA STANU TECHNICZNEGO PODPÓR MOSTU GRANICZNEGO W CIĄGU DK 22 W
KM 0+000 NAD RZEKĄ ODRA W MIEJSCOWOŚCI KOSTRZYN POD KĄTEM
OKREŚLENIA MOŻLIWOŚCI PRZENIESIENIA USTROJU NOŚNEGO KLASY A
WG PN-85/S-10030**

ZAŁĄCZNIK 3

OCENA HYDROLOGICZNO – HYDRAULICZNA



Wrocław, październik 2011

■ specjalistyczna kontrola jakości
obiektów komunikacyjnych i budowlanych ■
doradztwo w zakresie nowoczesnych technologii
i materiałów budowlanych



■ projektowanie obiektów mostowych ■
nowoczesna aparatura do badań nieniszczących
■ ekspertyzy techniczne i szkolenia

Numer pracy: **TPM – 269/TP-85/2011/Z-1 (umowa nr Z4/96/2010)**

Praca została wykonana na zlecenie:

Generalna Dyrekcja
Dróg Krajowych i Autostrad
Oddział w Zielonej Górze
Ul. Westerplatte 31
65-950 Zielona Góra

AUTOR ZAŁACZNIKA:

mgr inż. Jan Piasecki

SPIS TREŚCI

1. INFORMACJE WSTĘPNE.....	4
2. WPROWADZENIE.....	4
3. ZAGADNIENIA ŻEGLUGI.....	5
4. USTALENIE POZIOMU WWŹ NA MOŚCIE DK 22	5
5. INNE ZAGADNIENIA, KTÓRE MOGĄ MIEĆ WPŁYW NA POZIOM WWŹ POD MOSTEM W CIĄGU DK22	7
6. WNIOSKI.....	8

Załączniki:

1. Pismo RZGW Szczecin z dnia 19.07.2011
2. Pismo RZGW Szczecin z dnia 30.08.2011

Rysunki:

1. Mapa ogólna doliny rz. Odra km 613-620 Kostrzyn n/Odrą – 1:10000
2. Most w ciągu DK 22 w miejscowości Kostrzyn – Przekrój podłużny

1. INFORMACJE WSTĘPNE

Niniejsze opracowanie „Most graniczny w ciągu DK22 w km 0+000 nad rzeką Odrą w miejscowości Kostrzyn - Ocena hydrologiczno – hydrauliczna” jest częścią opracowania „Ocena stanu technicznego podpór obiektu mostowego pod kątem określenia oceny możliwości przeniesienia ustroju nośnego klasy A wg normy PN-85/S-10030”

Opracowanie zostało zrealizowane na zlecenie GDDKiA, Oddział w Zielonej Górze, ul. Bohaterów Westerplatte 31, 65-950 Zielona Góra przez Tarcopol Sp. z o.o. Oddział Wrocław TPM Consulting, ul. Stanisławowska 27, 54-611 Wrocław.

Administratorem rz. Odry na odcinku granicznym (od ujścia Nysy Łużyckiej do Szczecina) oraz Rzecznej Odrzańskiej Drogi Wodnej na tym odcinku jest Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Szczecinie, ul. Tama Pomorzańska 13A, 70-030 Szczecin.

2. WPROWADZENIE

Mosty na rzekach powinny bezpiecznie przeprowadzać przepływ miarodajny z normatywnym zapasem do spodu konstrukcji. Dla mostów na drogach krajowych, zaliczanych do klasy „G” przyjmujemy przepływ miarodajny $Q_m=Q_{0,5\%}$ (woda 200-letnia). Aktualnie w Polsce brak unormowania w sprawie wyniesienia spodu konstrukcji mostu ponad wody Q_m . Anulowane Rozporządzenie z 1977 roku określało ten zapas na 1,0m. Sezon żeglugowy trwa w Polsce od 20 marca do 20 grudnia. Górny poziom wody, przy którym można jeszcze prowadzić żeglugę określany jest jako „wielka woda żeglugowa” – WWŻ. Dla rzecznych dróg wodnych WWŻ jest zbliżona do wody brzegowej. Klasę drogi wodnej określa tzw. "prześwit" lub „skrajnia” pod mostami, liczona ponad poziom WWŻ, przy której obiekt może płynąć bezpiecznie. Dla rz. Odry granicznej będziemy rozpatrywać klasy II, III i Va, którym odpowiadają „prześwity” 3,0 m, 4,0 m i 5,25 m.

Dla rzeki Odry granicznej, jako dużej rzeki nizinnej ważnym zagadnieniem jest zlodzenie rzeki i pochod kry oraz możliwość wystąpienia powodzi zatorowych. Te zjawiska występują w okresie zimowej przerwy w żegludze. Ograniczamy je lub likwidujemy pracą pływających lodołamaczy. Nieograniczona praca lodołamaczy może odbywać się przy prześwitach jak dla klasy Va, która wynosi 5,25 m.

Na rzece Odra w Kostrzynie występują:

- ◆ km 614,8 – wodowskaz Kietz (niemiecki)
- ◆ km 614,9 – most graniczny drogowy DK 22
- ◆ km 615,1 – most graniczny kolejowy
- ◆ km 617,6 – ujście rz. Warty

W Słubicach – rzeka Odra km 584,1 jest zlokalizowany wodowskaz Słubice, miarodajny dla drogi wodnej rz. Odry granicznej na odcinku: ujście Nysy Łużyckiej – ujście Warty (km 542,4 – 617,6). Dla wodowskazu Kietz „0” = 8,66mNN = 8,55mKr60 = 8,49mKr86. Pod mostem drogowym stalowym 3-przęsłowym w przęśle środkowym występuje szlak żeglowny. Rzędna spodu konstrukcji mostu: 18,87mKr86 = 19,04mNN. Na filarze prawym mostu jest namalowana „łata prześwitu” dla żeglugi z podziałem 200 – 600cm. Rzędna „0” łaty prześwitu (łata jak wodowskaz, ale odwrócona) – 18,45m Kr86 = 18,62mNN. Z porównania rzędnej spodu konstrukcji mostu (18,87) i „0” łaty prześwitu (18,45) wynika, że „0” łaty jest o 0,42m poniżej spodu konstrukcji mostu. Ta łata daje zatem zapas „prześwitu” pod mostem o 0,42m. Ponieważ most kolejowy posiada niżej założony spód konstrukcji niż most drogowy, prawdopodobnie „0” łaty odpowiada spodowi konstrukcji mostu kolejowego. Powódź

katastrofalna na rz. Odra w 1997r, której kulminacja na wodowskazię Słubice odpowiadało przepływowi $Q_{0,3\%}$ przepłynęła przez most w Kostrzynie bezpiecznie nie powodując obserwowanych strat oraz przy dużym zapasie do spodu konstrukcji, zatem można przyjąć, że te mosty w zakresie światła poziomego odpowiadają wymaganiom mostów na drogach krajowych klasy „G” – przepływ miarodajny $Q_{0,5\%}$.

3. ZAGADNIENIA ŻEGLUGI

Dla drogi wodnej na szlaku rzeczonym wymagany jest prześwit ponad poziom WWŻ (wielka woda żeglowna). Aktualnie jest to droga klasy II – wymagany prześwit $T = 3,0m$ dla mostu istniejącego. W przypadku przebudowy mostu wymagany jest prześwit jak dla klasy III – $4,0m$. Uzgodnienia międzynarodowe wymagają dostosowania rz. Odry do klasy Va – wymagany prześwit $5,25m$. Praktyka wykazała, że most drogowy DK 22 zapewnia prześwit $T = 4,0m$, co odpowiada klasie III drogi wodnej, zatem czyni zadość wymaganiom aktualnemu stanowi drogi wodnej Odry granicznej km 542,4 – 617,6. Dotychczas pomimo 65 – letniego okresu eksploatacji żeglugi na Odrze nie ustalono dla mostu DK 22 poziomu WWŻ, który będzie odpowiadał poziomowi WWŻ = 475cm na wodowskazię Słubice. Ten stan można interpretować:

- zagadnienie jest marginalne i zbędne
- zagadnienie jest bardzo złożone i wymaga specjalnych badań lub studiów

Pismo RZGW Szczecin z 19.07.2011r (załączone do niniejszego opracowania). wskazuje na problem drugi. Po przeanalizowaniu zagadnienia potwierdzam stanowisko RZGW. Dla dokładnego określenia WWŻ na moście DK 22 należy przeanalizować związki stanów wody: wodowskaz Słubice – wodowskaz Kietz – wodowskaz Gozdowice; wodowskaz Kostrzyn na Warcie – wodowskaz Kietz – wodowskaz Słubice z dostępnego okresu np. 1950 – 2010r. Z uwagi na dostępność materiałów wyjściowych takie opracowanie może realizować tylko JMGW. Takie opracowanie wymaga czasu i środków finansowych. W zaistniałej sytuacji przyjęliśmy, że w niniejszej „Ocenie stanu technicznego podpór obiektu mostowego pod kątem określenia oceny możliwości przeniesienia ustroju nośnego klasy A wg normy PN-85/S-10300” dokonamy ustaleń w oparciu o materiały dostępne, natomiast analizę pełną poprzedzi projekt budowlany przebudowy mostu.

4. USTALENIE POZIOMU WWŻ NA MOŚCIE DK 22

Rz. Odra graniczna jest uregulowana i obwałowana oraz posiada płynne trasy. Długoletnie publikowane stany wody na wodowskazach: Słubice (km 584,1), Gozdowice (km 645,3) i Bielinek (km 672,5) oraz z okresu 2001 – 2010 na wodowskazię Kietz = most DK 22 wykazują pełną zgodność w amplitudach stanów charakterystycznych. Również obliczeniowe poziomy wód $Q_{10\%}$, $Q_{2\%}$, $Q_{1\%}$ na odcinku Słubice – Gozdowice zamieszczone w „Studium ochrony przed powodzią Odry granicznej” ten stan potwierdzają. Znając miejsce WWŻ na wodowskazię Słubice w przedziale analizowanych stanów, można określić również miejsce WWŻ na wodowskazię Kietz. Most DK 22 jest o 0,1km niżej wodowskazu Kietz., co przy spadku zwierciadła wody $i = 0,027\%$ spowoduje, że na moście będzie poziom wody niżej o 0,03m niż na wodowskazię Kietz. W opracowaniu przyjęto, że stany na wodowskazię Kietz równe są stanom na moście DK 22. Na wodowskazię Słubice za okres 1945 – 1980 odnotowano:

- SNW = 125cm
- SSW = 234cm

- SWW = 433cm
- WWŻ = 475cm
- WW97 = 627cm

Amplitudy stanów wody:

SNW - SSW – WWW97 wynoszą
109 – 199 – 194 cm

oraz SSW – WW97 = 393cm
SSW – WWŻ = 241cm

Na wodowskazie Kietz za okres 2001 – 2010r. odnotowano:

SNW = 199cm
SSW = 307cm
SWW = 508cm

Amplitudy stanów wody:

SNW – SSW – SWW
108 – 201cm

Lubuski Zarząd Melioracji i Urządzeń Wodnych zmierzył poziom wody WW97 przy słupie granicznym 551 = rz. Odra km 614,6 = rzędna 15,54mKr60 co w przeliczeniu na wodowskaz Kietz (km 614,8) odpowiada rzędnej 15,49mKr60 = 15,60mNN oraz odpowiada $H = 694\text{cm}$.

Amplituda stanów:
SSW – WW97
307 – 694 = 387cm

Przedstawiona zmienność stanów na wodowskazie Słubice i Kietz:

Słubice (cm)	109 – 199 – 194
Kietz (cm)	108 – 201 – 186

wykazuje pełną zgodność, co oznacza, że miejsce WWŻ na obu wodowskazach powinno być podobne.

Na wodowskazie Słubice WWŻ jest:

- wyższa od SSW o 241cm
- niższa od WWW97 o 152cm

Przyjmując podobną zmienność na wodowskazie Kietz otrzymujemy:

- odniesiona do SSW
 $WWŻ = 307 + 241 = 548\text{cm}$
- odniesiona do WW97
 $WWŻ = 694 - 152 = 542\text{cm}$

W odniesieniu do rzędnych w poziomie Kr 86 otrzymujemy:

$$\begin{aligned} WW\dot{Z} &= 8,49 + 5,48 = 13,97\text{Kr}86 = 14,14\text{mNN} \\ &= 8,49 + 5,42 = 13,91\text{mKr}86 = 14,08\text{mNN} \end{aligned}$$

Jako bezpieczną przyjęto w przekroju wodowskazu Kietz:

$$WW\dot{Z} \quad H = 548\text{cm} \quad \mathbf{13,97m Kr86} \quad 14,14\text{mNN}$$

Spód konstrukcji mostu DK 22

$$- 18,87\text{mKr}86 = 19,04\text{mNN}$$

Wielka woda żeglowna WW \dot{Z}

$$- 13,97\text{mKr}86 = 14,14\text{mNN}$$

Prześwit pod mostem

$$- \underline{T} = 18,87 - 13,97 = \underline{4,90\text{m}}$$

Prześwit wymagany dla klasy Va

$$- T_m = 5,25\text{m}$$

Spód konstrukcji mostu ogranicza wymagany prześwit o:

$$- \underline{H}_0 = 5,25 - 4,90 = \underline{0,35\text{m}}$$

Na filarze mostu jest „łata prześwitu” o rzędnej „0”=18,45m Kr86, zatem prześwit odniesiony do łaty wynosi:

$$- \underline{T} = 18,45 - 13,97 = \underline{4,48\text{m}}$$

Odczyt na łacie

$$- H = 448\text{cm}$$

Prześwit pod mostem odniesiony do „0” łaty prześwitu jest niższy od normatywnego

$$- \underline{H}_0 = 5,25 - 4,48 = \underline{0,77\text{m}}$$

RZGW w piśmie 30.08.2011r określił, że aktualnie pod mostem DK 22 prześwit wynosi $T = 4,30\text{m}$ i do normatywnego $5,25\text{m}$ brakuje:

$$H_0 = 5,25 - 4,30 = 0,95\text{m}$$

Ta wartość odniesiona jest prawdopodobnie do „0” łaty „prześwitu”. Natomiast do spodu konstrukcji mostu DK 22 wyniesie tylko:

$$- H_0 = 0,95 - 0,42 = 0,53\text{m}$$

5. INNE ZAGADNIENIA, KTÓRE MOGĄ MIEĆ WPŁYW NA POZIOM WW \dot{Z} POD MOSTEM W CIĄGU DK22

W rozdziale 4. na podstawie związku stanów wody na wodowskazie Słubice i wodowskazie Kietz określono poziom WW \dot{Z} pod przedmiotowym mostem. Ten poziom określamy jako wstępny lub orientacyjny. Zależność pełną będzie można ustalić po dokładnym ustaleniu związku, najlepiej na okresie lat 1990-2010, który odzwierciedla aktualny stan koryta rzeki i terenów zalewowych w międzywalu. Poniżej przedmiotowego mostu o 2,7km Odra przyjmuje duży dopływ o porównywalnej powierzchni zlewni, którym jest rz. Warta. Spad zwierciadła wody w rz. Odrze na tym odcinku wynosi tylko 0,65 m, Gdy poziom wody w Odrze lub

Warcie jest wyższy od wody brzegowej, wody tych rzek łączą się już wcześniej. Przy poziomie wody $Q_{20\%} \div Q_{10\%}$ wody obu rzek łączą się już w km 616,3 tj. 0,4km poniżej przedmiotowego mostu. Rzeki Odra i Warta posiadają inny charakter i inny rażim hydrologiczny. Na obu rzekach wezbrania powodziowe występują w innych okresach. Oznacza to, że na poziom wody w Odrze pod przedmiotowym mostem może mieć wpływ rzeka Warta w postaci wód cofkowych. Po uwzględnieniu oddziaływań wód rz. Warty poziom WWŻ pod przedmiotowym mostem może być wyższy niż ustalony wstępnie tylko ze związku stanów Słubice – Kietz.

Do czasu rozwiązania zagadnień określonych wyżej, szacujemy, że mogą one podnieść poziom WWŻ pod mostem o 0,15 m ponad poziom ustalony w rozdziale 4. Przy tym założeniu poziomu WWŻ pod mostem DK22 wynosi:

$$-14,12 \text{ m Kr86} = 14,29 \text{ m NN}$$

$$\text{- wod. Kietz } H=563 \text{ cm}$$

Prześwit pod mostem w ciągu DK 22 odniesiony do spodu konstrukcji mostu wynosi

$$T=18,87-14,12=4,75 \text{ m}$$

Ten prześwit jest niższy od wymaganego dla klasy Va:

$$H_m=5,25-4,75=0,50 \text{ m}$$

Natomiast prześwit odniesiony do „łaty prześwitu” wynosi

$$T=18,45-14,12=4,33 \text{ m}$$

i jest niższy od wymaganego dla klasy Va

$$H_0=5,25-4,33=0,92 \text{ m}$$

Wyżej określony poziom WWŻ dla przedmiotowego mostu odpowiada stanowi $H=563 \text{ cm}$ na wodowskazu Kietz = 14,12 m Kr86 i 14,29 m NN.

6. WNIOSKI

1. Istniejący most drogowy w ciągu DK22, graniczny na rz. Odrze w km 614,9 w Kostrzynie pod względem wymagań w zakresie przepustowości odniesionej do światła poziomego i wyniesienia spodu konstrukcji odpowiada obowiązującym przepisom, co potwierdziła powódź 1997r. Wymagany przepływ obliczeniowy dla mostu odpowiada $Q_{0,5\%}$, powódź 1997r odpowiada $Q_{0,3\%}$.
2. Przęsło żeglowne mostu stalowego posiada spód konstrukcji na poziomie 18,87 m Kr86 = 19,04 mNN. Na filarze prawym przęsła żeglownego jest namalowana „łata prześwitu” (łata jak wodowskaz, ale odwrócona) dla żeglugi, z podziałem 200 - 600 cm. Rzędna „0” łaty 18,45 m Kr86 = 18,62 mNN. Spód konstrukcji mostu jest wyżej od „0” łaty o 0,42 m.
3. Dla drogi wodnej Odry na odcinku ujście Nysy Łużyckiej – ujście Warty (km 542,4 – 617,6) poziom wielkiej wody żeglownej (WWŻ) jest odniesiony do wodowskazu Słubice $H=475 \text{ cm}$. Dla mostu w ciągu DK22 w Kostrzynie dotychczas nie ustalono poziomu WWŻ odniesionego do WWŻ w Słubicach, pomimo, że żegluga odbywa się tu już od 1945r. W piśmie RZGW Szczecin (załącznik nr2) określono, że pod istniejącym mostem poziom WWŻ jest około 4,3 m niżej spodu konstrukcji mostu.

4. Droga wodna Odry w Kostrzynie jest zaliczana do klasy II – wymagany prześwit pod mostem wynosi 3,0 m, przy przebudowie mostu jest wymagana klasa III – prześwit 4,0 m. Uzgodnienia międzynarodowe wymagają dostosowania rz. Odry do klasy Va – wymagany prześwit wynosi 5,25 m.
5. Dla dokładnego ustalenia WWŻ pod przedmiotowym mostem w Kostrzynie wymagane są specjalne badania i studia określające nakładanie się fal powodziowych rzek Odry i Warty. Z uwagi na dostępność materiałów wyjściowych i złożoność zagadnienia takie badania może wykonać IMGW lub inna jednostka naukowa. Badanie to wymaga czasu oraz znacznych nakładów.
6. W przedstawionych uwarunkowaniach w niniejszym opracowaniu dokonaliśmy ustalenia wstępnego poziomu WWŻ pod mostem w ciągu DK22 bazując na dostępnych publikowanych materiałach. Po zaopiniowaniu opracowania niniejszego a przed przystąpieniem do projektu budowlanego będzie wykonane opracowanie pełne dla ustalenia WWŻ.
7. Poziom wody WWŻ dla mostu w ciągu DK22 określony na 14,12 m Kr86=14,29 mNN = wodowskaz Kietz H=563.
Prześwit pod mostem odniesiony do spodu konstrukcji mostu wynosi 4,75 m. Natomiast w odniesieniu do „0” łaty prześwitu na filarze prawym przęsła żeglownego prześwit wynosi 4,33 m.
8. Przedmiotowy most:
 - dla aktualnej klasy II – zapewnia prześwit wymagany 3,0 m (jest 4,75 m),
 - dla klasy III (mostu przebudowywany) – zapewnia prześwit wymagany 4,0 m, (jest 4,75m),
 - dla klasy Va (planowana klasa) nie zapewnia wymaganego prześwitu wynoszącego 5,25 m.

Dla klasy Va drogi wodnej Odry i przekroju mostu w ciągu DK22 spód konstrukcji istniejącego mostu w przęsle żeglownym należałoby podnieść o 0,50 m (w odniesieniu do „0” łaty prześwitu o 0,92 m). RZGW Szczecin w piśmie zał.1 oszacował wymagane podniesienie spodu konstrukcji mostu istniejącego na 5,25-4,30=0,95 m. Oceniamy, że ta wartość jest odniesiona do „0” łaty prześwitu.

Opracował:
mgr inż. Jan Piasecki
upr. nr 9/65/Wr

REGIONALNY ZARZĄD GOSPODARKI WODNEJ
W SZCZECINIE

UL. TAMA POMORZAŃSKA 13A

70-030 SZCZECIN

SEKRETARIAT: 091 - 44 -11-200
Fax: 091 - 44 -11-300
Inf. nawigacyjna: 091 - 44 -11-301

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

NIP 852-22-59-310
REGON 811932724

UŻ 504-34/2011-ik

Szczecin 19.07.2011 r.

perspekt. $\frac{IV}{V_{01}}$ - słupek 60m }
 $\frac{V_{01}}{V_{02}}$ - słupek 50m }

1) podniesienie S.25
2) Zelen. mostów palper

Pan Ryszard Wodyński
TARCOPOL Sp. z o.o.
Oddział Wrocław TPM Consulting
ul. Stanisławowska 27, 54-611 Wrocław

Dot.: udostępnienia danych dla potrzeb opracowania oceny stanu technicznego podpór drogowego mostu granicznego w Kostrzynie nad Odrą w km 614,9 rz. Odry

W odpowiedzi na pismo TPM-311/2011 z dnia 28.06.2011 r., Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Szczecinie informuje, że w celu pozyskania danych w zakresie poziomu wody $Q_{0,5\%}$ oraz $Q_{1\%}$, a także charakterystycznych stanów wody SNW, SSW, SWW oraz ewentualnie innych danych hydrologicznych należy wystąpić do właściwego dla danego obszaru oddziału Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej we Wrocławiu (lub Poznaniu), tj. do właściciela sieci stacji wodowskazowych oraz informacji z nich pozyskiwanych.

W zakresie informacji dotyczącej łaty wysokościowej namalowanej na filarze mostu, pokazującej aktualny prześwit pionowy pod mostem, informujemy, że łata taka została naniesiona na filary mostu przynajmniej kilkanaście lat temu, przy współdziałaniu geodety i od tamtego czasu jest odnawiana przez pracowników RZGW Szczecin. Natomiast nie posiadamy obecnie żadnej dokumentacji w tym zakresie. „Zero” takiej łaty każdorazowo stanowić musi najniższy punkt konstrukcji mostu w wyznaczonym obszarze skrajni żeglugaowej oznakowanej znakami nawigacyjnymi. Wartość odczytu z łaty zmienia się w zależności od zmiany stanu wody, pokazując każdorazowo, jaka jest rzeczywista wielkość prześwitu pionowego pod mostem.

W sprawie prześwitu pionowego pod mostem i klasy drogi wodnej sprawa wygląda następująco. Wg aktualnie obowiązującej klasyfikacji śródlądowych dróg wodnych (Rozporządzenie Rady Ministrów – Dz. U. 2002, Nr 77, poz. 695), Odrzańska Droga Wodna na odcinku granicznym między ujściem Nysy Łużyckiej (km 542,4) a ujściem Warty (km 617,6) określona została jako droga wodna II klasy żeglowności. Poniżej ujścia Warty, od km 617,6 klasa żeglowności określona została już jako III.

Zgodnie z §2 ust. 1 niniejszego rozporządzenia śródlądowe drogi wodne klasyfikuje się wg wielkości statków lub zestawów pchanych, jakie mogą być dopuszczone do żegluga na określonej drodze wodnej, przyjmując jako kryterium określenia klasy drogi wodnej m.in. minimalny prześwit pod mostami krzyżującymi się z drogą wodną.

Dalej zgodnie z §7:

- ust. 1 - przy rozbudowie śródlądowych dróg wodnych o znaczeniu regionalnym klasy Ia, Ib i II – jako warunki projektowe, przyjmuje się wielkości odpowiadające co najmniej maksymalnym wartościom parametrów klasyfikacyjnych i warunków eksploatacyjnych, przewidzianych dla klasy bezpośrednio wyższej,
- ust. 2 - przy rozbudowie śródlądowych dróg wodnych o znaczeniu regionalnym klasy III i o znaczeniu międzynarodowym klasy IV – jako warunki projektowe, przyjmuje się wielkości odpowiadające co najmniej maksymalnym wartościom parametrów klasyfikacyjnych i warunków eksploatacyjnych, przewidzianych dla klasy Va.

WPLYNĘŁO 25. 07. 2011

WdW

Należy wziąć jednak pod uwagę następujące fakty, które w sposób istotny wpływają na interpretację zapisów z klasyfikacji i konsekwencje ich zastosowania:

1. Oba mosty (drogowy i przede wszystkim sąsiedni kolejowy) obecnie stanowią przeszkodę dla lodołamaczy, warunkując możliwość i bezpieczeństwo prowadzenia zimowej akcji przeciwpowodziowej na Odrze powyżej Warty, od aktualnego w danym czasie i trudnego do przewidzenia prześwitu pod mostem po rozbiću zatorów w kierunku Słubic i dalej. Dodatkowym utrudnieniem jest duża liczba filarów (obu mostów) powodująca zatrzymywanie się spływającej kry i powstawanie wtórnych zatorów lodowych.
2. Przypisanie granicznemu odcinkowi rzeki Odry powyżej ujścia Warty II klasy żeglowności, w czasie kiedy przygotowywane było Rozporządzenie Rady Ministrów w sprawie klasyfikacji śródlądowych dróg wodnych było zdeterminowane ówczesnymi złymi warunkami żeglugowymi na rzece. Warunki te powstały m.in. wskutek braku wystarczających środków finansowych na właściwe utrzymanie dróg wodnych i postępującego w ciągu ostatnich dekad procesu degradacji zabudowy regulacyjnej oraz warunków żeglugowych. Mając to na względzie, po wieloletnich polsko-niemieckich uzgodnieniach i negocjacjach na szczeblu międzyministerialnym, w kolejnych latach, wspólnie ze stroną niemiecką na Odrze granicznej przeprowadzony ma być szereg kosztownych inwestycji, które mają doprowadzić do poprawy warunków żeglugowych na Odrze dla potrzeb pracy lodołamaczy w ramach polsko-niemieckiej akcji lodołamania oraz dla potrzeb żeglugi, a rzeka Odra swobodnie płynąca ma osiągnąć ponownie parametry odpowiadające III klasie żeglowności.
Wówczas wymagania projektowe musiałyby spowodować przyjmowanie parametrów odpowiadających klasie Va, co oznaczać będzie minimalny prześwit przynajmniej 5,25 m ponad stan WWŻ (tj. II znak wielkiej wody żeglownej – WWŻ II).

Dlatego też RZGW Szczecin dostrzegając ten fakt (po rozmowie z Państwem upoważnionym przedstawicielem) wnioskuje o przyjęcie parametru 5,25 m jako właściwego już teraz do projektowania nowego ustroju nośnego mostu, przy planowanej przebudowie obecnego obiektu. Ma to istotne znaczenie, gdyż obiekt mostowy, wraz z liniową infrastrukturą jaką łączy on na obu brzegach rzeki jest przebudowywany (budowany) jest na długie dziesięciolecia, co niewątpliwie spowoduje, że w przyszłości most o parametrach obecnie istniejących, będzie wąskim gardłem na Odrzańskiej Drodze Wodnej. Przy czym niewątpliwie drugi (niższy) most kolejowy w Kostrzynie nad Odrą, również będzie musiał być podniesiony jak tylko pojawią się takie możliwości (najbliższa przebudowa, modernizacja, nowa budowa itp.).

3. Rzeka Odra posiada potencjał w zakresie uruchomienia w przyszłości regularnych przewozów kontenerowych z użyciem barek śródlądowych, co zostało dostrzeżone i przeanalizowane przez ekspertów m.in. w przygotowywanym obecnie na potrzeby Ministerstwa Infrastruktury dokumencie strategicznym dotyczącym infrastruktury transportu wodnego śródlądowego w Polsce. Przy czym minimalny prześwit pionowy pod mostem na potrzeby przewozu kontenerów w dwóch warstwach, zgodnie z klasyfikacją śródlądowych dróg wodnych wynosi 5,25 m, co odpowiada parametrom wymaganym już od IV klasy żeglowności wzwyż.
4. Rzeka Odra posiada międzynarodowy charakter, gdyż przebiega na terytorium trzech krajów, tj. Polski, Czech i Niemiec. Oczekiwania europejskich podmiotów polityki transportowej w odniesieniu do polskich dróg wodnych potwierdzają międzynarodowy charakter Odrzańskiej Drogi Wodnej. W wielu strategicznych dokumentach dostrzega się znaczenie Odry dla rozwoju sieci unijnych szlaków żeglownych. Są to m.in. takie dokumenty jak:
 - Porozumienie o śródlądowych drogach wodnych międzynarodowego znaczenia - AGN (European Agreement on Main Inland Waterway of International Importance);
 - Niebieska księga - Wykaz standardów i parametrów sieci dróg wodnych kategorii E (europejskich), gdzie wymieniona została Odrzańska Droga Wodna jako droga E-30;

W ten sposób do grona szlaków żeglugowych, uznanych przez EKG ONZ (Europejska Komisja Gospodarcza) jako istotne dla integracji europejskiej sieci dróg wodnych, włączone zostały polskie drogi wodne, zarówno odpowiadające wymaganiom klasyfikacyjnym szlaków o znaczeniu międzynarodowym, jak również te, które tych wymagań obecnie nie spełniają.

Dodatkowo Odrzańska Droga Wodna jest ważnym elementem europejskiego korytarza transportowego CETC, o ustanowienie którego od wielu lat Polska zabiega wraz z innymi krajami Europy północnej i południowej.

Zgodnie z obowiązującym Zarządzeniem Dyrektora Urzędu Żeglugi Śródlądowej w Szczecinie z dnia 07 grudnia 2009 r. w sprawie uprawiania żeglugi na wodach granicznych rzeki Odry, rzeki Odry Zachodniej i rzeki Nysy Łużyckiej, kwestie stanu Wielkiej Wody Żeglownej (WWŻ) określa rozdział opisujący żeglugę przy wysokich stanach wody. Zgodnie z §5 ust. 4 dla odcinka obejmującego Odrę od Słubic (km 584,1) do ujścia Warty (km 617,6) po stronie polskiej miarodajnym wodowskazem jest wodowskaz w Słubicach, dla którego poziom WWŻ II (wskazywany dla określenia prześwitu pod mostem) wynosi 475 cm. Rzędna „zera” tego wodowskazu to +17,5 m n.p.m. w układzie Kronsztad (konieczność potwierdzenia informacji u właściciela wodowskazu, jakim jest IMGW). Po stronie niemieckiej w przepisach wskazany jest wodowskaz Frankfurt_1).

Jednocześnie należy zauważyć, że most drogowy w Kostrzynie nad Odrą jest usytuowany stosunkowo daleko od wodowskazów miarodajnych po stronie polskiej i niemieckiej, przy czym jest to uwarunkowane brakiem na Odrze w tym rejonie innego polskiego wodowskazu. Następny polski wodowskaz znajduje się dopiero w km 645,3. Po stronie niemieckiej w bezpośrednim sąsiedztwie mostu znajduje się wodowskaz Kietz, który jednak nie jest miarodajnym wodowskazem dla tego mostu (pod względem określenia prześwitu ponad stan WWŻII), gdyż zgodnie z przepisami wodowskaz miarodajny stanowi obecnie para wodowskazów w Słubicach i Frankfurcie nad Odrą. Powoduje to konieczność bardzo uważnego przełożenia stanu z wodowskazu oddalonego od mostu o przeszło 30 km, z uwzględnieniem spadku terenu oraz lokalizacji mostu na Odrze w Kostrzynie nieopodal ujścia do Odry rzeki Warty (km 617,6), a tym samym konieczność uwzględnienia lokalnych warunków na styku dwóch rzek, gdyż zachowanie lustra wody w tym rejonie, jest nieco inne w porównaniu z przekrojem wodowskazowym w Słubicach. Należy zauważyć, że w różnych warunkach hydrologicznych rzeczywisty prześwit pionowy pod mostem może wskazywać inną wartość w stosunku do stanu wody w Słubicach. Najbardziej wiarygodne odczyty powinny dotyczyć stanów wysokich, zbliżonych do stanu 475 cm w Słubicach. Dla uzyskania odpowiedniej rzędnej spodu konstrukcji mostu gwarantującej uzyskanie w prześle żeglownym mostu wysokości minimum 5,25 nad lustro wody, przy stanie wody na wodowskazie w Słubicach przy stanie WWŻ II równym 475 cm, należy przeprowadzić analizę, która zagwarantuje uzyskanie skrajni żeglugowej gwarantującej bezpieczne przechodzenie pod mostem lodołamaczy oraz statków towarowych w przewozie kontenerów w dwóch warstwach.

Dane dotyczące niemieckich wodowskazów można pozyskać ze strony internetowej www.pegelonline.wsv.de, gdzie rzędna „zera” wodowskazu Kietz określona jest na + 8,66 m n.p.m. w układzie Kronsztad 86 oraz gdzie podane są stany charakterystyczne dla tego wodowskazu.

Na podstawie tego wodowskazu strona niemiecka podaje codziennie w komunikatach nawigacyjnych prześwit pod mostem, określony dla niższego mostu kolejowego (niemieckiego) zlokalizowanego 200 m poniżej mostu drogowego, stąd też wodowskaz ten mógłby być brany pod uwagę jako pomocniczy przy przeprowadzeniu analizy wskazującej właściwą rzędną spodu konstrukcji mostu oraz lustra wody pod mostem, dla spełnienia postawionych wymagań.

Otrzymują:

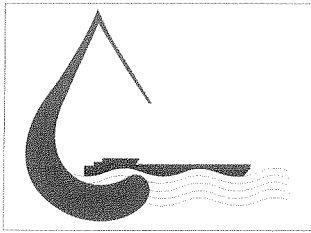
1. Adresat
2. A/a

Do wiadomości:

1. Krajowy Zarząd Gospodarki Wodnej w Warszawie
2. Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad O/Zielona Góra
3. UW – w/m

Z up. DYREKTORA
Z-CA DYREKTORA
ds. Utrzymywania Wód

mgr inż. Edward Hładki



REGIONALNY ZARZĄD GOSPODARKI WODNEJ W SZCZECINIE

UL. TAMA POMORZAŃSKA 13A

70-030 SZCZECIN

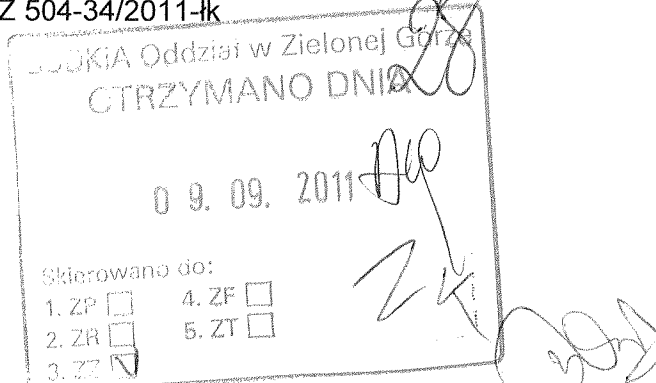
SEKRETARIAT: 091 - 44 -11-200
Fax: 091 - 44 -11-300
Inf. nawigacyjna: 091 - 44 -11-301

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

NIP 852-22-59-310
REGON 811932724

UŻ 504-34/2011-łk

Szczecin 30.08.2011 r.



Pani Maria Piotrowska

**Zastępca Dyrektora Oddziału
ds. Zarządzania Drogi i Mostami
GDDKiA Oddział w Zielonej Górze**

ul. Bohaterów Westerplatte 31,
65-950 Zielona Góra

Dot.: Opracowania oceny stanu technicznego podpór drogowego mostu granicznego w Kostrzynie nad Odrą w km 614,9 rzeki Odry.

W odpowiedzi na pismo GDDKiA-O/ZG-Z4-lb-08-4/2011, z dnia 01.08.2011 r., Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Szczecinie informuje, że zgodnie z aktualnie obowiązującym Rozporządzeniem Rady Ministrów z dnia 7 maja 2002 r. w sprawie klasyfikacji śródlądowych dróg wodnych (Rozporządzenie Rady Ministrów – Dz. U. 2002, Nr 77, poz. 695) rzeka Odra powyżej ujścia Warty ma przypisaną II klasę żeglowności, co oznacza, że prześwit pionowy pod mostem wymagany przy tej klasie drogi wodnej musi wynosić minimum 3,0 m ponad poziom Najwyższej Wody Żeglownej (WWŻ) i odpowiednio 4,0 m ponad stan WWŻ przy rozbudowie śródlądowych dróg wodnych z klasy II do klasy III. Wg takiego stanu rzeczy, most drogowy w km 614,9 rz. Odry w Kostrzynie nad Odrą, posiada wymagany prześwit pionowy pod mostem, zarówno przy II klasie oraz w przypadku przyjęcia parametru III klasy.

Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Szczecinie, administrujący granicznym odcinkiem rzeki Odry wspólnie z Urzędem Wodno-Żeglugowym w Eberswalde (RFN), ma wiedzę dotyczącą podjęcia w najbliższym możliwym czasie, szerokiego programu modernizacji zabudowy regulacyjnej Odry granicznej wspólnie ze stroną niemiecką. Działania te będą odzwierciedleniem wspólnych polsko-niemieckich uzgodnień prowadzonych na poziomie międzyministerialnym obu krajów, które po wielu latach negocjacji zakończyły się w roku 2008 podpisaniem dokumentu określającego wspólne zamierzenia obu stron i planowany zakres działań na brzegu polskim i niemieckim, w celu uzyskania odpowiednich parametrów żeglugowych na rzece Odrze, gwarantujących możliwość prowadzenia ochrony przeciwpowodziowej przy użyciu lodołamaczy.

Uzyskanie zaplanowanego efektu w ciągu kolejnych lat działań inwestycyjnych, wiązać się będzie z systematyczną poprawą warunków żeglowności na granicznym odcinku rzeki Odry, wraz ze stworzeniem możliwości podniesienia klasy żeglowności na Odrze granicznej do III, do czego będzie się dążyć. Realizowane i planowane są również inwestycje mające poprawić warunki nawigacyjne powyżej odcinka granicznego, który jest w administracji RZGW Wrocław.

Podstawą prawną poprawy warunków żeglugowych i parametrów drogi wodnej jest m.in.:

- Polityka Transportowa Państwa na lata 2006-2025 z 27 czerwca 2005 r., przygotowana przez Ministerstwo Infrastruktury, w którym stwierdza się, że „wzrost znaczenia transportu wodnego śródlądowego jest uwarunkowany stanem dróg wodnych, a jednocześnie stworzeniem polskim armatorom śródlądowym takich warunków funkcjonowania, aby byli w stanie konkurować i współpracować z innymi przewoźnikami, w tym drogowymi i kolejowymi. Zasadnicze znaczenie dla rozwoju transportu wodnego śródlądowego mają drogi wodne Odry i dolnej Wisły. Podwyższenie parametrów technicznych tych odcinków spowodowałoby wzrost przewozów ładunków (w tym również

przewozów intermodalnych). Jednakże muszą być brane pod uwagę ograniczenia cennych przyrodniczo dolin rzecznych w ramach sieci Natura 2000. W związku z powyższym zakłada się podwyższenie standardów dróg wodnych Odry i dolnej Wisły; wybór odcinków, zakres i harmonogram realizacji są przedmiotem analiz”.

Wg stanu wiedzy RZGW Szczecin z prowadzonych analiz wynika, że będzie się dążyć, by rzeka Odra spełniała na całej długości przynajmniej parametry III klasy żeglowności, wraz z dążeniem do sytuacji, by wysokości prześwitów pod mostami spełniały wymogi IV klasy żeglowności, tj. co najmniej 5,25 m, dla potrzeb przewozów kontenerów.

- Ustawa z dnia 18 lipca 2001 r. Prawo wodne (Dz. U. z 2005 r., Nr 239, poz. 2019), określająca, że do obowiązków właściciela śródlądowych wód powierzchniowych należy zapewnienie utrzymywania w należytych stanie technicznym koryt cieków naturalnych oraz kanałów. Utrzymanie to polega na zachowaniu lub odtworzeniu stanu ich dna lub brzegów oraz na konserwacji lub remoncie istniejących budowli regulacyjnych w celu zapewnienia swobodnego spływu wód oraz lodów, a także właściwych warunków korzystania z wody, co stanowić będzie podstawę prowadzenia planowanych na Odrze inwestycji.

Skutkiem przyszłego podniesienia klasy żeglowności, w oparciu o istniejącą, zmodernizowaną i wyremontowaną zabudowę regulacyjną Odry swobodnie płynącej, będzie konieczność przyjmowania parametru minimalnego prześwitu pionowego na poziomie 5,25 m ponad stan WWZ, każdorazowo w przypadku budowy nowych mostów, realizacji rozbudowy lub przebudowy istniejących mostów na drodze wodnej.

Oznacza to, że dążyć się będzie, aby w przyszłości wszystkie mosty na Odrze, w tym na Odrze granicznej, spełniały wymóg prześwitu pionowego na poziomie 5,25 m, co umożliwiłoby bezproblemowe prowadzenie akcji lodołamania z użyciem lodołamaczy i bezproblemową żeglugę, nawet przy wysokich stanach wód, w tym także rozwijaniem się przewozów kontenerowych żeglugą śródlądową.

Odrzańska droga wodna posiada międzynarodowy status i została uznana za ważną drogę wodną dla rozwoju sieci dróg wodnych w Europie. Jako droga wodna E30 (europejska), łączy porty ujścia Odry z aglomeracją śląską, a dodatkowo w przyszłości rozważane jest połączenie jej poprzez kanał z głównym szlakiem śródlądowym Europy, biegnącym Dunajem.

Dlatego też, Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Szczecinie, mając na uwadze, że poniesienie przez GDDKiA nakładów na modernizację mostu drogowego w Kostrzynie nad Odrą, przy zachowaniu obecnych parametrów, spowoduje, że na długi okres czasu (możliwe że kolejne kilkadziesiąt lat), nie będzie szansy na podjęcie finansowania oraz przebudowy tego mostu do wysokości 5,25 m. Dlatego też, wydaje się racjonalne przy ponoszeniu nakładów na inwestycje ze środków publicznych, od razu doprowadzić most do stanu, w którym obiekt ten nie kolidowałby w przyszłości z rozwojem Odrzańskiej Drogi Wodnej, będącej elementem korytarza transportowego północ-południe.

Równocześnie podniesienie mostu drogowego w ramach modernizacji do poziomu 5,25 m, spowoduje, że przy modernizacji sąsiedniego mostu kolejowego pozostającego w administracji niemieckiej, warunek podniesienia go na wysokość 5,25 m będzie bezsporny. Natomiast przy pozostawieniu mostu drogowego na poziomie obecnym, tj. około 4,3 m ponad poziom WWZ, spowoduje to, że ewentualne podniesienie w przyszłości mostu kolejowego również do poziomu 5,25 m, nie będzie miało dla strony niemieckiej uzasadnienia lub nie będzie akceptowane przez niemieckiego właściciela mostu, gdyż nie poprawi to warunków nawigacyjnych, w związku z zachowaniem limitu na moście drogowym.

Obecnie na odcinku granicznym Odry między ujściem Warty (Kostrzyn) a ujściem Nysy Łużyckiej (m. Ratzdorf) jedynie dwa spośród pięciu mostów mają wysokość poniżej 5,25 m, tj. właśnie odrzańskie mosty (drogowy i kolejowy) w Kostrzynie nad Odrą, a wysokość niższego z nich stanowi bardzo istotne utrudnienie w prowadzeniu na Odrze akcji lodołamania i problem tego mostu w najbliższych latach jest konieczny do rozwiązania. Z kolei poniżej Kostrzyna w kierunku do Szczecina jedynie most kolejowy w Siekierkach (również niemiecki) jest niższy niż 5,10 m.

Problematyka podniesienia mostu i dopasowania się do poziomu drogi po stronie niemieckiej jest z całą pewnością bardziej skomplikowana niż podjęcie działań modernizacyjnych przy zachowaniu obecnego poziomu. Na pewno wymaga podjęcia uzgodnień między oboma instytucjami odpowiedzialnymi za drogę po stronie polskiej i niemieckiej. Podobna sprawa związana z podniesieniem mostu odbywa się obecnie na Odrze Zachodniej w km 14,65, gdzie mostem granicznym między Gryfinem a Mescherin (RFN), przebiega polska droga wojewódzka nr 120, która po pokonaniu rzeki łączy się z niemiecką drogą. Most graniczny znajduje się w całości w polskiej

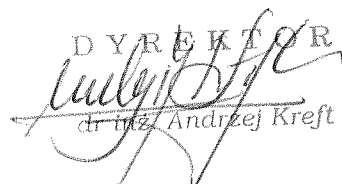
administracji. Inwestorem prowadzącym przebudowę mostu i podniesieniem go o 90 cm w górę, jest Zachodniopomorski Zarząd Dróg Wojewódzkich w Koszalinie, a przebudowa wiąże się również z podniesieniem poziomu drogi dojazdowej na most po stronie polskiej i niemieckiej.

Dlatego też RZGW Szczecin zwraca się z wnioskiem o uwzględnienie argumentów jakie zawarte są w obecnym, jak również poprzednim piśmie oraz rozważanie przeprowadzenia planowanej inwestycji w uzgodnieniu z niemieckim partnerem odpowiedzialnym za drogi kołowe po stronie niemieckiej.

Należałoby określić o jaką wartość musiałoby się podnieść ostatecznie konstrukcję mostu. Na podstawie obecnej wiedzy jaką posiadamy musiałoby to być mniej niż metr (maksymalnie około 95 cm), jednakże musiałoby to być potwierdzone analizą hydrologiczną. Takie podejście do tematu spowoduje uzyskanie najlepszych efektów z punktu widzenia transportu kołowego i wodnego śródlądowego.

RZGW Szczecin w razie potrzeby pozostaje w gotowości do spotkania się z Państwem, w celu rozważenia możliwości i problemów w tym zakresie, a także dla dalszego zgłębienia problematyki i szukania najlepszych rozwiązań. W przypadku podjęcia pozytywnych decyzji w tym zakresie lub w celu wsparcia w podjęciu dialogu ze stroną niemiecką (w naszym przypadku przede wszystkim z niemiecką administracją dróg wodnych), temat zostanie zgłoszony do omówienia w ramach corocznych narad grupy roboczej W-4 (utrzymaniowej), obradującej w ramach Polsko-Niemieckiej Komisji Wód Granicznych. Przewodniczącym polskiej delegacji na posiedzenia grupy roboczej W-4 jest przedstawicielka Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej we Wrocławiu, a uczestnikami polskiej delegacji dla rzeki Odry są m.in. przedstawiciele RZGW Szczecin.

Jednocześnie informujemy, że uzyskaliśmy od strony niemieckiej informacje, że możliwe są do pozyskania dane hydrologiczne (z wielolecia) z niemieckich wodowskazów, w tym z wodowskazu Kietz znajdującego się przy samym moście, jak również pewne informacje w zakresie rzędnej lustra wody przy różnych stanach charakterystycznych wód, w układzie w którym są zaniwelowane niemieckie wodowskazy. Informacje te oraz niektóre dane przekazaliśmy już firmie Tarnopol Consulting z Wrocławia.

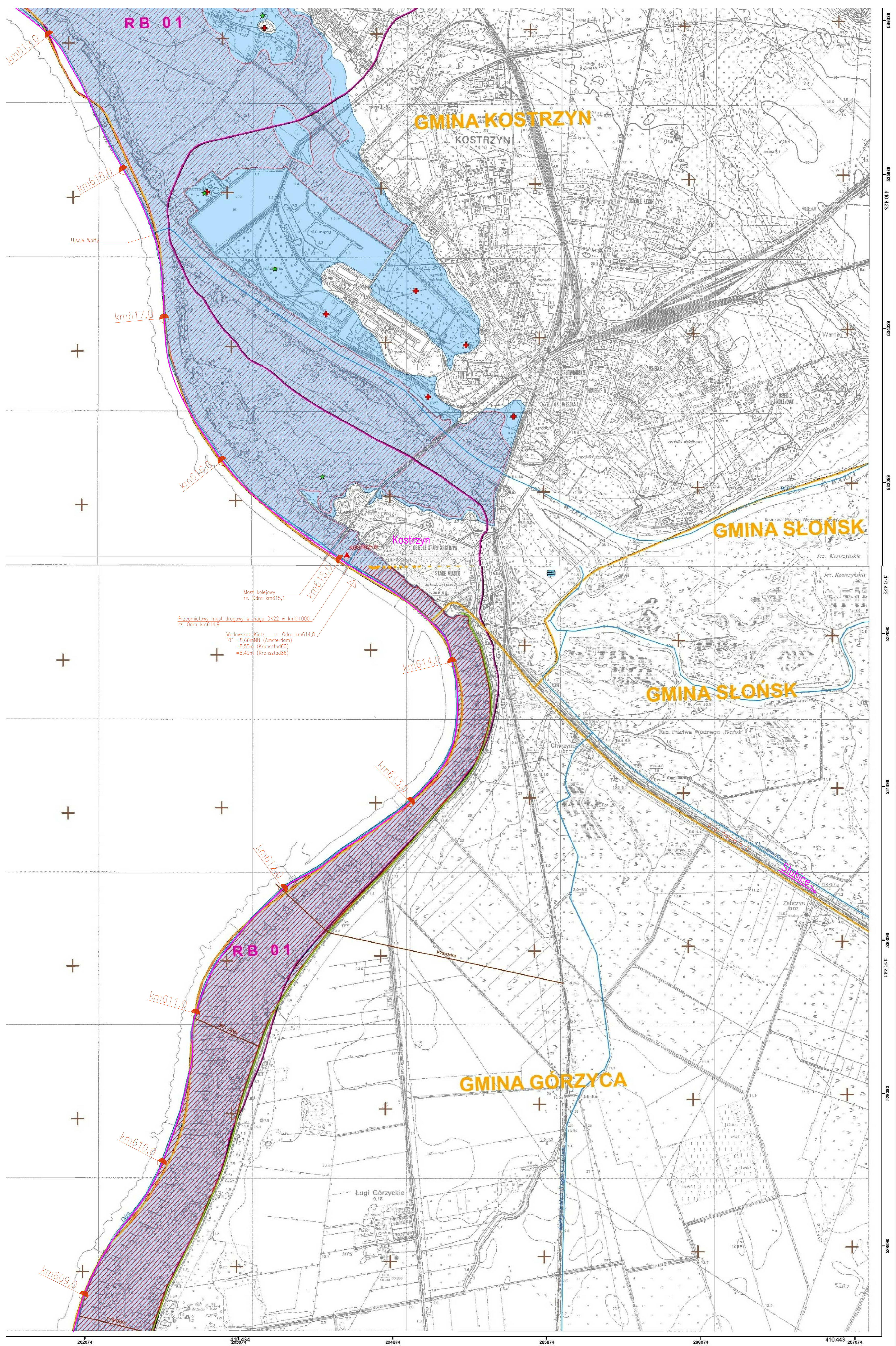
DYREKTOR

dr inż. Andrzej Kreft

Otrzymują:

1. Adresat
2. A/a

Do wiadomości:

1. Krajowy Zarząd Gospodarki Wodnej w Warszawie
2. Urząd Żeglugi Śródlądowej w Szczecinie
3. UW – w/m

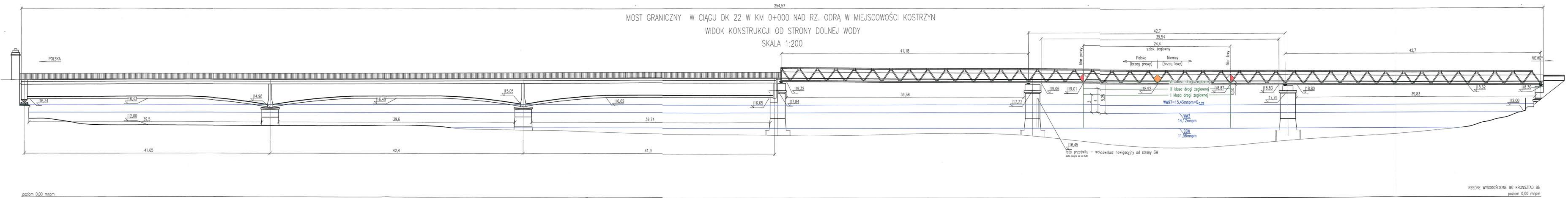


Legenda

- | | | | |
|--|--------------------------------------|--|--|
| | małe elektrownie wodne (MEW) | | przekroje obliczeniowe |
| | pompownie melioracyjne | | cieki |
| | tereny o właściwościach retencyjnych | | strefa A1 (1%) |
| | tereny o znaczeniu szczególnym | | strefa A10 (p10%) |
| | tereny zagrożone powodzią | | strefa podtopień w rejonie jez. bezodpływowych |
| | wodowskazy rzeczne | | regiony bilansowe |
| | wodowskazy jeziorne | | granice gmin |
| | wały przeciwpowodziowe | | |

**Mapa zasięgu stref
bezpośredniego zagrożenia
powodziowego**

410.432



Rys.Z3.1 Przekrój podłużny mostu w ciągu DK22