




NAZWA, ADRES OBIEKTU BUDOWLANEGO	PRZEBUDOWA MOSTU NA RZECIE WIŚLE W CIĄGU DROGI POWIATOWEJ 4116S UL. LEGIONÓW W CZECHOWICACH-DZIEDZICACH			
NAZWA I ADRES INWESTORA	POWIAT BIELSKI ul. Piastowska 40, 43-300 Bielsko-Biała, www.powiat.bielsko.pl tel.: 033 8136200, fax.: 033 8220672, kancelaria@powiat.bielsko.pl  POWIAT BIELSKI			
NUMERY EWIDENCYJNE DZIAŁEK, NA KTÓRYCH INWESTYCJA JEST ZLOKALIZOWANA	261/73, 646/74, 655/74, 657/74, 658/74 (woj. śląskie, pow. pszczyński, obręb Goczałkowice-Zdrój) 806/4, 808/4, 808/5, 1348/2, 1348/3, 1348/4, 1348/7, 4318/4, 4319/4, 4327/7, 4515/2 (woj. śląskie, pow. bielski, obręb 3 Dziedzice)			
STADIUM	OCENA STANU TECHNICZNEGO OBIEKTU BRANŻA DROGOWO-MOSTOWA <div style="text-align: right;"><i>Wersja: 01</i></div>			
NAZWA I ADRES JEDNOSTKI PROJEKTOWEJ	<div style="text-align: center;"> KONSORCJUM FIRM </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;">  </div> <div> LIDER BIURO PROJEKTOWE TOKBUD <i>oś. A. Biernackiego 94, 44-370 Pszów, www.tokbud.com.pl</i> <i>tel. 0 698 248 000, fax 032 7206165, e-mail: biuro@tokbud.com.pl</i> </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start; margin-top: 20px;"> <div style="text-align: center;">  </div> <div> PARTNER DOM VALUATION <i>oś. XX-lecia 10/55, 34-100 Wadowice, www.domvaluation.pl</i> <i>tel. 0 793 916 408, fax 033 4446717, e-mail: biuro@domvaluation.pl</i> </div> </div>			
NAZWY I KODY: GRUPY, KLASY I KATEGORIE ROBÓT				
IMIĘ I NAZWISKO	STANOWISKO	SPECJALNOŚĆ	NR UPRAWNIENÍ	PODPIS
mgr inż. Krzysztof TOKAREK	Projektant	Mosty – bez ograniczeń	SLK/2562/PWOM/09	
mgr inż. Tomasz PACUT	Sprawdzający	Konstr-budowlana bez ograniczeń	49/2002	
NR UMOWY	728/2010 z dnia 06 grudnia 2010 r.			
EGZEMPLARZ	NR 1			
PSZÓW, styczeń 2011 r.				

1	WSTĘP	3
1.1	PODSTAWY FORMALNE OPRACOWANIA	3
1.2	PRZEDMIOT I CEL OPRACOWANIA.....	3
2	INWENTARYZACJA ILOŚCIOWA I GEOMETRYCZNA -ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNE ISTNIEJĄCEGO OBIEKTU.....	4
2.1	PODSTAWOWE PARAMETRY MOSTU.	4
2.2	USTRÓJ NOŚNY - POMOST.....	4
2.3	PODPORY	5
2.4	PRZEKRÓJ POPRZECZNY	5
2.5	ELEMENTY WYPOSAŻENIA OBIEKTU	5
2.6	URZĄDZENIA OBCE NA OBIEKCIE	6
3	OCENA STANU TECHNICZNEGO OBIEKTU MOSTOWEGO.	6
3.1	USTRÓJ NOŚNY - POMOST.....	6
3.2	PODPORY	7
3.3	ELEMENTY WYPOSAŻENIA OBIEKTU.	8
3.3.1	Nawierzchnia jezdni.	8
3.3.2	Izolacja.....	8
3.3.3	Odwodnienie.	8
3.3.4	Dylatacja.....	8
3.3.5	Łożyska.....	9
3.3.6	Balustrady.....	9
3.3.7	Urządzenia obce.....	9
3.3.8	Umocnienie stożków nasypowych.	9
4	OKREŚLENIE NOŚNOŚCI OBIEKTU.	10
5	WNIOSKI DOTYCZĄCE MOŻLIWEGO WYKORZYSTANIA ISTNIEJĄCEGO OBIEKTU I ZALECENIA CO DO PROJEKTOWANIA I TECHNOLOGII WYKONANIA KONSTRUKCJI NOWEGO OBIEKTU.	10
5.1	MOŻLIWOŚĆ WYKORZYSTANIA ISTNIEJĄCEGO OBIEKTU.	10
5.1.1	Pomost.....	10
5.1.2	Podpory.....	11
5.2	PROJEKTOWANIE I TECHNOLOGIA WYKONANIA PRZEBUDOWY OBIEKTU.....	12
5.3	PROJEKTOWANIE I TECHNOLOGIA WYKONANIA KONSTRUKCJI NOWEGO OBIEKTU.	13
6	PODSUMOWANIE.....	14
7	ZAŁĄCZNIKI	16

Załącznik nr 1 - Dokumentacja fotograficzna.

Załącznik nr 2 – Część rysunkowa - Inwentaryzacja geometryczna i inwentaryzacja uszkodzeń.

Załącznik nr 3 – Określenie nośności normowej i użytkowej. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe.

Załącznik nr 4 – Wyniki badań sklerometrycznych betonu.

Załącznik nr 5 – Wyniki badań laboratoryjnych betonu- określenie zawartości chlorków w betonie.

Załącznik nr 6 – Określenie wymiarów fundamentu na podstawie odkrywki.

1 WSTĘP

1.1 Podstawy formalne opracowania

Podstawę formalną niniejszego opracowania stanowi umowa nr 728/2010 zawarta w dniu 06.12.2010 r. pomiędzy Powiatem Bielskim, ul. Piastowska 40, 43-300 Bielsko-Biała, a konsorcjum w składzie:

Lider, Pełnomocnik – Biuro Projektowe TOKBUD, oś. A. Biernackiego 94, 44-370 Pszów,

Partner – DOM VALUATION Tomasz Pacut, oś. XX-lecia 10/55, 34-100 Wadowice.

Podstawy merytoryczne wykonania opracowania stanowią:

I. Inwentaryzacja geometryczna oraz inwentaryzacja uszkodzeń.

II. Wizja lokalna.

III. Badania betonu wykonane w ramach niniejszego opracowania.

IV. Obowiązujące normy i przepisy, literatura:

- [1] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. Dz.U.2000r.Nr 63 poz.735.
- [2] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dz.U.1999r.Nr 43 poz.430.
- [3] PN-66/B-02015 - Mosty, wiadukty i przepusty. Obciążenia i oddziaływania.
- [4] PN-85/S-10030 - Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [5] PN-91/S-10042 - Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone
- [6] PN -03264/2002 - Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [7] PN-89/S-10050 – Obiekty Mostowe. Wymagania i badania.
- [8] PN-S/10060/1998 – Obiekty mostowe. Wymagania i metody badań.

1.2 Przedmiot i cel opracowania

Przedmiotem opracowania jest ocena stanu technicznego mostu na rzece Wiśle w ciągu drogi powiatowej 4116S ul. Legionów w Czechowicach-Dziedzicach.

Opracowanie obejmuje:

- wstęp
- ocenę wyników inwentaryzacji ilościowej i geometrycznej
- interpretację badań oraz ocenę techniczną cech materiałowych
- wstępne obliczenia cech konstrukcyjnych – konstrukcja nośna i posadowienie
- ocenę stanu technicznego mostu
- określenie nośności obiektu mostowego;
- opis możliwego zakresu wykorzystania istniejącego obiektu dla przebudowy
- propozycje, zalecenia i sugestie do projektowania konstrukcji
- zalecenia co do technologii i zakresu robót rozbiórkowych
- dokumentację fotograficzną

2 INWENTARYZACJA ILOŚCIOWA I GEOMETRYCZNA - ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNE ISTNIEJĄCEGO OBIEKTU

2.1 Podstawowe parametry mostu.

Obiekt mostowy leży w ciągu drogi powiatowej 4116S ul. Legionów w Czechowicach-Dziedzicach.

Podstawowe parametry mostu:

- | | |
|---|--|
| - rozpiętość teoretyczna | 12 x 14,95m=179,40m |
| - długość całkowita mostu (bez skrzydeł) | $L_c=179,60\text{m}$ |
| - długość całkowita mostu (ze skrzydłami) | $L_c=188,90\text{m}$ |
| - szerokość całkowita | $B_c\approx 8,55\text{m}$ |
| - szerokość użytkowa: | |
| • jezdnia | $B_{uj}\approx 5,67\text{m}$ |
| • chodnik | $B_{uj}\approx 1,25+1,23=2,48\text{m}$ |
| - kąt skrzyżowania z przeszkodą | $\alpha\approx 90^\circ$ |

2.2 Ustrój nośny - pomost.

Ustrój nośny mostu stanowi monolityczny ruszt żelbetowy o sztywnych węzłach. Schemat statyczny pomostu to układ ciągły trzyprzęsłowy (w sumie cztery układy trzyprzęsłowe), rozpiętość przęseł w osiach podpór wynosi $\sim 14,95\text{m}$. Kąt skrzyżowania osi mostu z osią

przeszkody wynosi 90° . Ruszt składa się z 4 belek nośnych podłużnych (o wysokości zmiennej po długości), poprzecznic (3 przeszłowe oraz podporowe). Wysokość belek głównych (łącznie z grubością płyty pomostu) wynosi:

- wysokość belek w przęśle $h_{prz} \approx 1,02\text{m}$
- zmienna wysokość belki przy podporze na dł. 2,5m $h_{pod} = \text{od } 1,02\text{m do } 1,63\text{m}$

Szerokość belek nośnych rusztu 40cm. Rozstaw poprzeczny belek wynosi 1,80m.

Poprzecznice mają wysokość:

- poprzecznice przeszłowe 3szt. $h_{prz} \approx 0,80\text{m}$
- poprzecznice podporowe 2szt. $h_{pod} = \text{od } 1,63\text{m}$

Szerokość poprzecznic wynosi 30cm. Rozstaw poprzecznic wynosi $\sim 3,75\text{m}$.

Na ruszcie opiera się płyta żelbetowa o nieokreślonej grubości. Zliczając poszczególne warstwy nawierzchni można stwierdzić, że płyta pomostu może mieć gr. od 12 do 20cm. W miejscach połączeń płyty z belkami zastosowano skosy o szer. 30cm i wys. 9cm. Całkowita szerokość płyty pomostu wynosi 8,55m.

2.3 Podpory

Ze względu na zastosowany schemat statyczny, obiekt posiada 13 podpór (2 przyczółki na końcu obiektu oraz 11 filarów). Przyczółki masywne tarczowe z bocznymi skrzydłami podtrzymującymi nasyp drogowy. Filary o przekroju prostokątnym z końcami wyokrąglonymi z przekrojem zwiększającym swoją powierzchnię w kierunku fundamentu. Od strony górnej wody na podporach zamocowano stalowe izbice.

Wysokość podpór, liczona od poziomu terenu, wynosi od 2,70 do 5,7mm. Szerokość filara korpusu podpór wynosi w największej (górnej części) 8,9m.

2.4 Przekrój poprzeczny

Przekrój poprzeczny drogi na obiekcie:

- jezdnia z kostki kamiennej 8/10, 2 pasy ruchu po 2,835m każdy
- chodniki betonowe o szer. 1,43 i 1,45m (szer. użytkowa 1,23 i 1,25m)

Na długości płyty pomostu występują betonowe, monolityczne krawężniki.

2.5 Elementy wyposażenia obiektu

Nawierzchnia drogi na obiekcie; z kostki granitowej 8/10cm. Na obiekcie stwierdzono 40 szt. żeliwnych wpustów odwadniających (od 2 do 4szt. na przeszło). Na gzymsach zamocowano barierę betonowo-stalową. Bariera składa się z betonowych słupków o przekroju

kwadratowym 16x16cm oraz elementów poprzecznych z płaskowników stalowych gr. 8-10mm. Wysokość pochwyty ~1,1m nad powierzchnię chodnika.

Na obiekcie występują dylatacje (prawdopodobnie bitumiczne), których konstrukcja i materiał jest ciężka do stwierdzenia i oszacowania.

Nie określono jednoznacznie rodzaju izolacji. Obiekt posiada łożyska stalowe, styczne.

Stożki nasypowe przyczółków są porośnięte trawą.

2.6 Urządzenia obce na obiekcie

Od strony GW, pod wspornikiem podchodnikowym, na długości 10 przęseł od strony centrum, na filarach podwieszona jest rura osłonowa, stalowa Ø600mm. Na podstawie udostępnionej przez Inwestora przeglądu rozszerzonego obiektu wynika, że jest to sieć ciepłownicza, natomiast z danych geodezyjnych uzyskanych ze starostw wynika, że na obiekcie jest kanalizacja ściekowa 2x250mm. Rozbieżność ta zostanie wyjaśniona w trakcie uzgodnień branżowych. Innych urządzeń obcych na obiekcie nie stwierdzono.

3 OCENA STANU TECHNICZNEGO OBIEKTU MOSTOWEGO.

3.1 Ustrój nośny - pomost

Stan techniczny części konstrukcyjnej obiektu i pomostu określono, jako niedostateczny, tj. wykazujący uszkodzenia obniżające przydatność użytkową, ale możliwe do naprawy. Podczas oględzin konstrukcji na spodniej powierzchni płyty pomostowej oraz belkach, zauważono ślady po cyklicznych zaciekach, wykwyty solne, nawisy wapienne (stalaktyty) oraz rdzawe plamy (Fot. 9-28). Wykwity oraz nawisy wapienne świadczą o przedawaryjnym stanie technicznym izolacji płyty pomostu, która nie spełnia swego zadania. W miejscach występowania wpustów zacieki są jeszcze większe z powodu braku odprowadzenia wody poza konstrukcję obiektu (Fot. 35). Badania chemiczne próbek pobranych z charakterystycznych miejsc konstrukcji (*Załącznik nr 5*), wykazały w większości z nich przekroczenie granicy dopuszczalnych stężeń (zgodnie z Zaleceniami Instytutu Badawczego Dróg i Mostów wartość graniczna stężenia chlorków dla konstrukcji żelbetonowych nie może być wyższa niż 0.4% masy cementu), świadczy to o utracie ochronnych właściwości otuliny betonowej w stosunku do stali zbrojeniowej. Na podstawie badań sklerometrycznych betonu

(młotek Schmidta) belek nośnych określono, jako spełniający wymagania wytrzymałościowe dla klasy B40 (C30/37).

Na podstawie odkrywek zbrojenia, stwierdzono ~30% stopień korozji zbrojenia, w spodniej części skrajnych belek rusztu. Na spodniej części płyty pomostowej nie stwierdzono większych ubytków betonu, zauważono natomiast pęknięcia poprzecznicach i dźwigarach, zarówno od strony górnej i dolnej wody (Fot. 20, 23).

Na całej długości obiektu skrajne belki od strony GW zostały po wykonaniu obiektu poszerzone do docelowej gr. 40cm. Nie wiadomo czy poszerzenie to było wykonane zaraz w czasie budowy (po stwierdzeniu błędnej szerokości z dokumentacją projektową) czy nastąpiła później w czasie remontu obiektu, co wydaje się bardziej prawdopodobne (Fot. 19).

W wielu miejscach konstrukcji, głównie na wspornikach i skrajnych belkach konstrukcji pomostu, stwierdzono znaczne ubytki betonu tzw. wżery i skorodowane zbrojenie belek podłużnych i poprzecznych (Fot. 13-18). Na skrajnych belkach w strefie podporowej, stwierdzono rysy ukośne, na bocznych powierzchniach belek, o rozwartości od 0,2 do 0,5mm, świadczące o przekroczeniu dopuszczalnych naprężeń ścinających w betonie lub złe zaprojektowanym zbrojeniem na ścinanie (Fot. 21). Nad filarami w podporowych poprzecznicach zauważono pęknięcia, które sięgają na całą wysokość poprzecznicy (Fot. 23, 26, 28, 31). Przyczyną pęknięć i zarysowań jest prawdopodobnie bardzo zły stan łożysk co generuje nierównomierne osiadania w kierunku poprzecznym obiektu.

3.2 Podpory

Przyczółek od strony Goczałkowic jest w stanie przedawaryjnym. Ubytki i spękania przyczółka są w takim stopniu, że ciężko stwierdzić gdzie kończą a gdzie zaczynają się poszczególne elementy przyczółka. Nastąpiła całkowita destrukcja łożysk i oparcia co stawia pod znakiem zapytania jak długo obciążenia z przęsła będą dalej przekazywane na podpory (Fot. 21-23). Destrukcja przyczółka nastąpiła w takim stopniu, że nie nadaje się on do naprawy, należy zaprojektować nowy przyczółek, który bezpiecznie przeniesie obciążenia.

Stan techniczny pozostałych podpór mostu określono, jako niepokojący, tj. wykazuje uszkodzenia, których nienaprawienie spowoduje skrócenie okresu bezpiecznej eksploatacji. Podczas wizji lokalnej stwierdzono, liczne ubytki betonu w częściach podpór od strony GW, czyli bezpośrednio narażonych na działanie silnego nurtu rzeki w czasie podwyższonego stanu wód (Fot. 27) jak i od DW (Fot. 31). Beton podpór wykazuje oznaki zawilgocenia, korozji chemicznej czy biologicznej. Stwierdzono zanieczyszczenia w postaci wielokolorowych zacieków różnego pochodzenia (Fot. 24-29, 31). Badania chemiczne próbek

pobranych z charakterystycznych miejsc konstrukcji (*Załącznik nr 5*), wykazały w kilku z nich przekroczenie granicy dopuszczalnych stężeń (zgodnie z Zaleceniami Instytutu Badawczego Dróg i Mostów wartość graniczna stężenia chlorków dla konstrukcji żelbetonowych nie może być wyższa niż 0.4% masy cementu), co świadczy o utracie ochronnych właściwości otuliny betonowej w stosunku do stali zbrojeniowej. Na podstawie badań sklerometrycznych, beton podpór określono, jako spełniający wymagania wytrzymałościowe dla klasy B45 (C35/45).

Na przyczółkach i filarach stwierdzono liczne pęknięcia i zarysowania. Rozwarcie rys, widocznych na obu bocznych płaszczyznach podpory, wynosi ok.1,5mm (Fot. 28, 29). Pęknięcie przebiega przez całe naroże podpory.

3.3 Elementy wyposażenia obiektu.

3.3.1 Nawierzchnia jezdni.

Stan nawierzchni z kostki kamiennej (granitowej) 8/10cm bitumicznej na obiekcie określono jako dostateczny, tj. z licznymi deformacjami, nierównościami i ubytkami, które w znaczącym stopniu wpływają na komfort użytkowników pojazdów (Fot.2, 5-8). Nad przyczółkiem i na dojazdach do obiektu z obu stron występuje nawierzchnia bitumiczna, która od strony Goczałkowic została całkowicie zniszczona (Fot.50).

3.3.2 Izolacja.

Wykwity solne na spodniej powierzchni betonu płyty pomostu wskazują na okresowe zawilgocenia pomostu konstrukcji co poddaje w wątpliwość szczelność izolacji (Fot. 32, 33).

3.3.3 Odwodnienie.

Stan techniczny wpustów mostowych na obiekcie należy określić, jako niedostateczny. Część wpustów jest niedrożna i nie zapewniają właściwego odprowadzenia wód opadowych z jezdni. Brak kolektorów odwodnienia, woda z wpustów spada wprost pod obiekt, często zalewając przy okazji konstrukcję nośną obiektu (Fot. 34-36).

3.3.4 Dylatacja.

Stan techniczny dylatacji (prawdopodobnie bitumicznych) na obiekcie określono jako nieodpowiedni, wątpliwa jest ich jakość i szczelność. Woda ze szczelin dylatacyjnych zacieka na podpory powodując ich korozję biologiczną i chemiczną (Fot. 37-39).

3.3.5 Łożyska.

Na obiekcie zastosowano stalowe łożyska styczne i wałkowe, które umieszczono w specjalnie zaprojektowanych wnękach ukształtowanych w przyczółkach i filarach. Rozwiązanie nie do końca było trafne, ponieważ we wnękach gromadzi się woda z nieszczelnych dylatacji, co spowodowało bardzo zaawansowaną korozję łożysk, co stawia pytanie: w jakim stopniu została zmniejszona ich nośność (Fot. 22, 23, 31, 40-42). Silna korozja łożysk generuje ze sobą niebezpieczeństwo dużych nierównomiernych osiadań zarówno w kierunku poprzecznym jak i podłużnym mostu.

3.3.6 Balustrady.

Stan techniczny bariery betonowo-stalowej określa się, jako niepokojący. Zauważono liczne ogniska korozji powierzchniowej na profilach stalowych, z których wykonana jest balustrada. W niektórych przęsłach, stalowe elementy poprzeczne wykazują znaczne deformacje i przemieszczenia. Słupki bariery wykazują znaczne ubytki betonu oraz przemieszczenia od pionu, w kierunku na zewnątrz (Fot. 5, 6, 43-46).

3.3.7 Urządzenia obce.

Stan techniczny urządzeń obcych oraz wszystkich elementów podwieszenia służących do przeprowadzenia mediów przez obiekt określono jako odpowiedni (Fot. 3, 13, 17, 46-49).

3.3.8 Umocnienie stożków nasypowych.

Stan techniczny umocnień stożków nasypowych określono, jako odpowiedni (Fot. 47).

4 OKREŚLENIE NOŚNOŚCI OBIEKTU.

Wykonano obliczenia statyczno-wytrzymałościowe, mające na celu określenie nośności obiektu (*Załącznik nr 3 – Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe*). Obliczenia przeprowadzono wykorzystując istniejący schemat statyczny. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń, określono aktualną nośność obiektu, jako odpowiadającą **klasie E wg PN-85/S-10030**, co w przełożeniu na dopuszczalne **obciążenie użytkowe odpowiada ciężarowi 150 kN (15 ton)**.

5 WNIOSKI DOTYCZĄCE MOŻLIWEGO WYKORZYSTANIA ISTNIEJĄCEGO OBIEKTU I ZALECENIA CO DO PROJEKTOWANIA I TECHNOLOGII WYKONANIA KONSTRUKCJI NOWEGO OBIEKTU.

5.1 Możliwość wykorzystania istniejącego obiektu.

5.1.1 Pomost.

Biorąc pod uwagę;

- nośność istniejącego obiektu odpowiadającą klasie E (jednak z możliwością podniesienia nośności pomostu do wymaganej klasy A),

- znaczny stopień korozji betonu, szczególnie skrajnych belek (utrata właściwości ochronnych betonu w stosunku do stali zbrojeniowej) konstrukcji pomostu, spowodowany cyklicznymi zciekami wody z jezdni,

- przewidywany znaczny stopień korozji stali zbrojeniowej w płycie pomostowej

- zarysowania elementów nośnych konstrukcji belek i poprzecznic,

istnieje możliwość gruntownej przebudowy/remontu ustroju nośnego polegająca na zabezpieczeniu antykorozyjnym zbrojenia, naniesieniu warstw szczepnych z uzupełnieniem ubytków betonu a następnie sprężenie/wzmocnienie konstrukcji poprzez naklejenie taśm/mat kompozytowych (węglowych) lub sprężenie kablami stalowymi, zewnętrznymi.

5.1.2 Podpory.

Odnosnie możliwości wykorzystania do dalszej eksploatacji istniejących przyczółków i filarów, stwierdza się konieczność ich ewentualnego wzmocnienia poprzez wykonanie wokół żelbetowego płaszcza ochronnego (który jednak zawęzi światło poziome między podporami i będzie powodował spiętrzanie się wody przed obiektem). Ze względu na bardzo zły stan przyczółka od strony Goczałkowic jedynym słusznym rozwiązaniem jest rozbiórka tej podpory i wykonanie nowej, która bezpiecznie przeniesie wymagane obciążenia.

Ze względu na:

- brak dokumentacji archiwalnej (nieznany kształt i rodzaj fundamentu – co jednoznacznie nie dało się określić nawet po wykonaniu odkrywki – Załącznik nr 6), a tym samym niemożność sprawdzenia posadowienia konstrukcji (bezpośrednie, pośrednie) i wykonania obliczeń nośności podpór,

- brak wymaganej nośności posadowienia podpór (obiekt był projektowany wg normy PN-66/B-02015 gdzie najwyższą klasą obciążenia była klasa I, która odpowiada obecnej klasie C wg PN-85/S-10030, co jest równoważne obciążeniu 300kN (30t),

- niepokojąco zapadnięte podpory nr 2, 6, 8 i 11 – o kilka centymetrów, co generuje dodatkowe siły wewnętrzne w ustroju nośnym (rzędne nad poszczególnymi podporami określono na podstawie pomiarów geodezyjnych; podpory które mają rzędne obiegające od sąsiadujących podpór uznano za zapadnięte),

- utrudniony dostęp (wręcz niemożliwy z powodu małego prześwitu między spodem konstrukcji a terenem) w celu wzmocnienia posadowienia za pomocą kolumn jet-grouting, kotew gruntowych czy pali,

- przedawaryjny stan łożysk (brak możliwości naprawy i wymiany bez koniecznego podnoszenia obiektu o ok 20cm),

jako rozwiązanie właściwe ze względów technicznych i ekonomicznych wskazuje się rozbiórkę istniejących podpór i budowę nowych, co jednak niesie za sobą rozbiórkę całego obiektu i budowę w miejscu starego, nowego obiektu.

Poniżej przeanalizowano propozycję wykonania przebudowy jak i budowy nowego obiektu.

5.2 Projektowanie i technologia wykonania przebudowy obiektu.

W celu przebudowy obiektu, z dostosowaniem do klasy obciążenia A (nośność 50t), należy:

- rozebrać wszystkie wyposażenie obiektu (nawierzchnie, podbudowy, balustrady, kapy chodnikowe itp),
- odkopać wszystkie podpory w celu zwiększenia wymiarów fundamentów (co będzie niezmiernie trudne dla podpory znajdującej się w nurcie rzeki),
- przewiercić ław fundamentowych podpór w celu skotwienia starego fundamentu z nowym za pomocą prętów typu Macalloy,
- wykonać poszerzenia ław fundamentowych,
- wykonać izolację fundamentów i zasypeki z zagęszczeniem,
- oprzeć na zagęszczonym podłożu podpór tymczasowych, w celu podniesienia obiektu (3 przęsł między dylatacjami), w celu wymiany łożysk obiektu; w przęsłach nurtowych konieczne będzie wykonanie konstrukcji wsporczej przymocowanej do filarów mostu,
- wykonać nowy przyczółek od strony Goczałkowic,
- wykonać płyty przejściowe na obu przyczółkach,
- wykonać zabezpieczenia antykorozyjne zbrojenia pomostu, naniesieniu warstw szczepnych z uzupełnieniem ubytków betonu a następnie sprężenie/wzmocnienie konstrukcji ustroju nośnego poprzez naklejenie taśm/mat kompozytowych (węglowych) lub sprężenie kablami stalowymi, zewnętrznymi,
- naprawić podpory obiektu poprzez oczyszczenie istniejących podpór i wykonanie płaszcza żelbetowego,
- wykonać nadbeton płyty pomostowej, warstwy wyrównawczej,
- rozebrać nawierzchnię i podbudowy na dojazdach,
- wykonać nowe odwodnienie obiektu,
- wykonać izolację na pomoście,
- wykonać kapy chodnikowe,
- wykonać nawierzchnię jezdni,
- zamontować pozostałe wyposażenie (barier, balustrad itp),
- zabezpieczyć wszystkie odkryte powierzchnie betonowe w postaci powłok malarskich,
- wykonanie dojazdów do obiektu (podbudowy, nawierzchnie).

Roboty rozbiórkowe należy wykonać za pomocą sprzętu ręcznego lub ciężkiego z wywozem gruzu poza koryto rzeki i teren budowy.

Ze względu na przeprowadzenie prac konieczne jest wykonanie objazdu sąsiadującymi drogami zgodnie z Projektem Tymczasowej Organizacji Ruchu.

Szczegóły konstrukcyjne przebudowy mostu, jak i związane z tym koszty, zawarto w oddzielnym opracowaniu pn.: **Koncepcje projektowe**.

5.3 Projektowanie i technologia wykonania konstrukcji nowego obiektu.

W celu budowy nowego obiektu na klasę obciążenia A (nośność 50t), należy:

- przebudować na czas wykonania nowego obiektu ciepłociąg/kanalizację występującą na istniejącym obiekcie (wykonać dodatkową konstrukcję wsporczą nad terenem zalewowym jak i nad nurtem rzeki),
- rozebrać całą konstrukcję ustroju nośnego i przyczółków,
- rozebrać nawierzchnię i podbudowy na dojazdach,
- rozebrać filary do głębokości ław fundamentowych,
- wykonać nowe przyczółki w miejscu starych,
- wykonać nowe filary w miejscach nie kolidujących ze starym obiektem,
- wykonać nowy ustrój nośny obiektu,
- wykonać nowe odwodnienie obiektu,
- wykonać izolacje pomostu,
- wyposażyć obiekt w kapy chodnikowe, nawierzchnie, bariery, balustrady,
- przenieść spowrotem na obiekt ciepłociąg/kanalizację,
- zabezpieczyć wszystkie odkryte powierzchnie betonowe w postaci powłok malarskich,
- umocnić koryto rzeki w rejonie obiektu,
- wykonanie dojazdów do obiektu (podbudowy, nawierzchnie).

Roboty rozbiórkowe pomostu i podpór należy wykonać za pomocą sprzętu ręcznego lub ciężkiego z wywozem gruzu poza koryto rzeki i teren budowy.

W związku z istniejącym ukształtowaniem koryta rzeki przed i za mostem zaleca się wykonanie obiektu mostowego, który pozwoli przekroczyć koryto rzeki bez stawiania podpór

pośrednich. Takie usytuowanie podpór pozwoli na niezawężanie koryta rzeki pod mostem oraz dodatkowo zabezpieczy przed rozmyciami.

Jako technologię wykonania nowego obiektu proponuje się monolityczny ustrój, wykonywany poprzez ułożenie mieszanki betonowej w deskowaniach stacjonarnych.

Ze względu na zalecaną całkowitą rozbiórkę obiektu mostowego, konieczne jest wykonanie objazdu sąsiadującymi drogami zgodnie z Projektem Tymczasowej Organizacji Ruchu.

Szczegóły konstrukcyjne budowy nowego mostu, jak i związane z tym koszty, zawarto w oddzielnym opracowaniu pn.: **Koncepcje projektowe**.

6 PODSUMOWANIE

Na podstawie przeprowadzonych oględzin mostu na rzece Wiśle w ciągu drogi powiatowej 4116S ul. Legionów w Czechowicach-Dziedzicach i dokonanej ocenie jego stanu technicznego oraz wyników obliczeń można stwierdzić co następuje:

1. Analizowany obiekt znajduje się w zróżnicowanym stanie technicznym, przy czym zróżnicowanie to występuje między różnymi elementami jak również na długości poszczególnych elementów.
2. Na podstawie oględzin mostu trzeba stanowczo stwierdzić, że obiekt został niedbale wykonany, zostały złamane wszelkie zasady rozmieszczania zbrojenia (co pokazano w części fotograficznej – *załącznik nr 1*), nie zostały zachowane stosowne otuliny prętów co spotęgowało destrukcję betonu i szybko doprowadziły do korozji stali zbrojeniowej. Brak jednolitego sposobu zbrojenia poszczególnych elementów tego samego typu (jak oczepy filarów, filary, dźwigary); jedne są zbrojone, drugie zaś albo nie mają w ogóle zbrojenia albo inny jest ich układ, ilość i/lub rozmieszczenie.
3. Ze względu na stan techniczny (aby dalej użytkować obiekt) należy:
 - uzupełnić ubytki betonu we wszystkich elementach żelbetowych, a odsłonięte pręty zbrojeniowe wcześniej oczyścić z produktów korozji,
 - wymienić łożyska obiektu wraz z ciosami/ wnękami podłożyskowymi, co jest warunkiem koniecznym przywrócenia nośności mostu wynikającej z nośności belek głównych i płyty pomostu,
 - wymienić nawierzchnię jezdni (przy okazji również izolację) i chodników oraz zniszczone krawężniki,
 - przebudować/wyremontować dojazdy do mostu,
 - udrożnić elementy odwodnienia,

- uzupełnić elementy odprowadzające wodę w kolektory odwodnieniowe poza obiekt,
 - wykonać nowe urządzenia dylatacyjne, tak aby zapewnić szczelność oraz swobodę odkształceń przęseł,
 - wymienić pozostałe elementy wyposażenia.
4. Aktualna nośność mostu ze względu na belki główne i płytę pomostu wynosi 15t. Przywrócenie projektowanej nośności 30 ton wymaga rekonstrukcji zbrojenia skrajnych dźwigarów głównych (ewentualnie wzmocnienie taśmami lub kablami), wymiana łożysk z rekonstrukcją wnęk podłożyskowych oraz wykonanie nowego przyczółka od strony Goczałkowic. Warunkiem zachowania w przyszłości nośności mostu 30t jest utrzymanie obiektu w dobrym stanie technicznym.
5. Podniesienie nośności obiektu do klasy A (50t) wg PN-85/S-10030 wymaga specjalnych zabiegów projektowych i technologicznych, których efekty mogą nie do końca sprostać stawianym wymaganiom wizualnym i trwałości obiektu. Pod względem technicznym i ekonomicznym jedynym słusznym rozwiązaniem wydaje się rozbiórka starego i budowa nowego obiektu. Szczegółową analizę przebudowy obiektu z dostosowaniem do klasy A (50t) wraz z porównaniem do nowego obiektu zawarto w oddzielnym opracowaniu pn.: *Koncepcje projektowe*.
6. Obiekt bez stosownej naprawy/remontu będzie podlegał dalszej degradacji technicznej, a w konsekwencji konieczne będzie dalsze obniżenie nośności obiektu (z zamknięciem włącznie) oraz znaczne zwiększenie kosztów remontu/przebudowy.
7. Wszelkie prace mogą być wykonane tylko na podstawie zatwierdzonego projektu sporządzonego zgodnie z obowiązującym „Prawem budowlanym”.

7 ZAŁĄCZNIKI

Załącznik nr 1 - Dokumentacja fotograficzna.

Załącznik nr 2 – Część rysunkowa - Inwentaryzacja geometryczna i inwentaryzacja uszkodzeń.

Załącznik nr 3 – Określenie nośności normowej i użytkowej. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe.

Załącznik nr 4 – Wyniki badań sklerometrycznych betonu.

Załącznik nr 5 – Wyniki badań laboratoryjnych betonu- określenie zawartości chlorków w betonie.

Załącznik nr 6 – Określenie wymiarów fundamentu na podstawie odkrywki.

ZAŁĄCZNIK NR 1

Dokumentacja fotograficzna.



Fot. 1 Widok na obiekt od strony Centrum.



Fot. 2 Sytuacja dojazdu od strony Goczalkowic.



Fot. 3 Widok na obiekt od strony dolnej wody, przyczółek od centrum.



Fot. 4 Widok na obiekt od strony górnej wody, przyczółek od centrum.



Fot. 5 Nawierzchnia na obiekcie.



Fot. 6 Deformacje nawierzchni na obiekcie.



Fot. 7 Przemieszczenie i zapadnięcie się kostki na obiekcie.



Fot. 8 Widok na kapę chodnikową, nawierzchnia kapy, stan techniczny kapy i krawężnika.



Fot. 9 Widok na ustrój nośny i wspornik podchodnikowy od strony górnej wody, od centrum.



Fot. 10 Widok na spód konstrukcji i filar.



Fot. 11 Spód konstrukcji z widokiem na przyczółek od strony Goczałkowic.



Fot. 12 Płyta pomostowa z filarem, korozja biologiczna i chemiczna pomostu i podpory.



Fot. 13 Widok na skrajny dźwigar, przęsło od centrum, od górnej wody.



Fot. 14 Stan techniczny dźwigarów skrajnych w przęśle nr 6, niedbalstwo wykonawcze zbrojenia.



Fot. 15 Widok z boku dźwigara skrajnego obiektu, widoczne zacieki, zarysowania i wykwyty.



Fot. 16 Układ zbrojenia w dźwigarze, widoczne złamanie zasad rozmieszczania zbrojenia podłużnego i poprzecznego, brak zachowania wymaganej otuliny prętów.



Fot. 17 Rozmieszczenie strzemion w dźwigarze, brak wymaganych otulin prętów.



Fot. 18 Stopień zaawansowania korozji zbrojenia w dźwigarze skrajnym obiektu.



Fot. 19 Widoczne poszerzenie dźwigarów skrajnych od strony górnej wody w wyniku późniejszego remontu, dostosowania szerokości dźwigara do wymaganej szerokości.



Fot. 20 Zarysowanie, pęknięcie poprzecznic podporowej obiektu.



Fot. 21 Oparcie ustroju nośnego na przyczółku od strony Goczałkowic, przedawaryjny stan przyczółka.



Fot. 22 Stan techniczny łóżysk na przyczółku od strony Goczałkowic, całkowita destrukcja wałka łożyska.



Fot. 23 Oparcie dźwigara na przyczółku, całkowita destrukcja ławy podłożyskowej, ścięcie naroża przyczółka, zarysowanie poprzecznicy podporowej.



Fot. 24 Widok na przyczółek od strony centrum, liczne zacieki i wykwity, korozja biologiczna.



Fot. 25 Widok na filar w przęśle nurtowym.



Fot. 26 Widok na filar nr 10, zacieki z wnętrza podłożyskowych, ubytki betonu, korozja biologiczna i chemiczna. Brak wymaganego zbrojenia poprzecznego (strzemion) w filarach, brak zachowania zasad rozmieszczania i otuliny zbrojenia.



Fot. 27 Widok na oczep filara nr 8, brak wymaganej otuliny, brak zbrojenia poprzecznego, nie zachowano zasadniczych zasad rozmieszczania zbrojenia konstrukcyjnego i nośnego.



Fot. 28 Oparcie dźwigara na filarze, ścięcie naroża podpory, prawdopodobny brak (lub znikome) zbrojenie górnej części podpory.



Fot. 29 Odsłonięte zbrojenie filara, brak zbrojenia poprzecznego, zacieki z otworu z wnęki podłożyskowej.



Fot. 30 Stopień zaawansowania korozji prętów, z pręta gładkiego (prawdopodobnie gatunku St3S) $\varnothing 20\text{mm}$ pozostało $\varnothing 10\text{mm}$ (korozja wgłębna).



Fot. 31 Widok na filar nr 7, całkowita destrukcja oczepu filara, brak zbrojenia poprzecznego i podłużnego. Widoczna korozja łożysk stalowych, odsłonięta wnęka podłożyskowa.



Fot. 32 Uszkodzona izolacja obiektu, liczne zacieki, wykłwity, korozja chemiczna betonu i stali.



Fot. 33 Białe wykwyś świadczące o nieszczelnej izolacji pomostu



Fot. 34 Widok na nieodróżny wpust mostowy na obiekcie.



Fot. 35 Wyloty wpus tów mostowych, zacieki na konstrukcję nośną obiektu



Fot. 36 Wylot z wpustu, zacieki na konstrukcji i co za tym idzie odsłonięte zbrojenie nośne dźwigarów.



Fot. 37 Widok na dylatację mostu na filarze, pęknięta ścianka maskująca przerwę dylatacyjną.



Fot. 38 Dylatacja na chodniku, brak szczelnego wypełnienia przerwy dylatacyjnej.



Fot. 39 Dylatacja na jezdni i chodniku, brak wymaganej s wobody przemieszczeń konstrukcji.



Fot. 40 Widok na łożyska wałkowe (stalowe) na podporze nr 10.



Fot. 41 Łożysko styczne, stalowe na przyczółku od strony centrum (łożysko znajduje się we wnęce podłożyskowej, niewidocznej z poziomu terenu).



Fot. 42 Zamocowanie łożyska w dźwigarze i podporze. Odsłonięta wnęka podłożyskowa.



Fot. 43 Balustrada obiektu od strony górnej wody. Widoczne deformacje, ubytki i korozja balustrady i gzymsu.



Fot. 44 Zamocowanie stalowego słupka balustrady w konstrukcji chodnika.



Fot. 45 Balustrady na obiekcie od strony Goczałkowic.



Fot. 46 Ciepłociąg/kanalizacja tłoczona od strony centrum.



Fot. 47 Podwieszenie urządzenia obcego do obiektu, od strony centrum. Widok na skarpy przyczółka.



Fot. 48 Oparcie sieci na podporach za pomocą rur stalowych $\varnothing 400\text{mm}$.



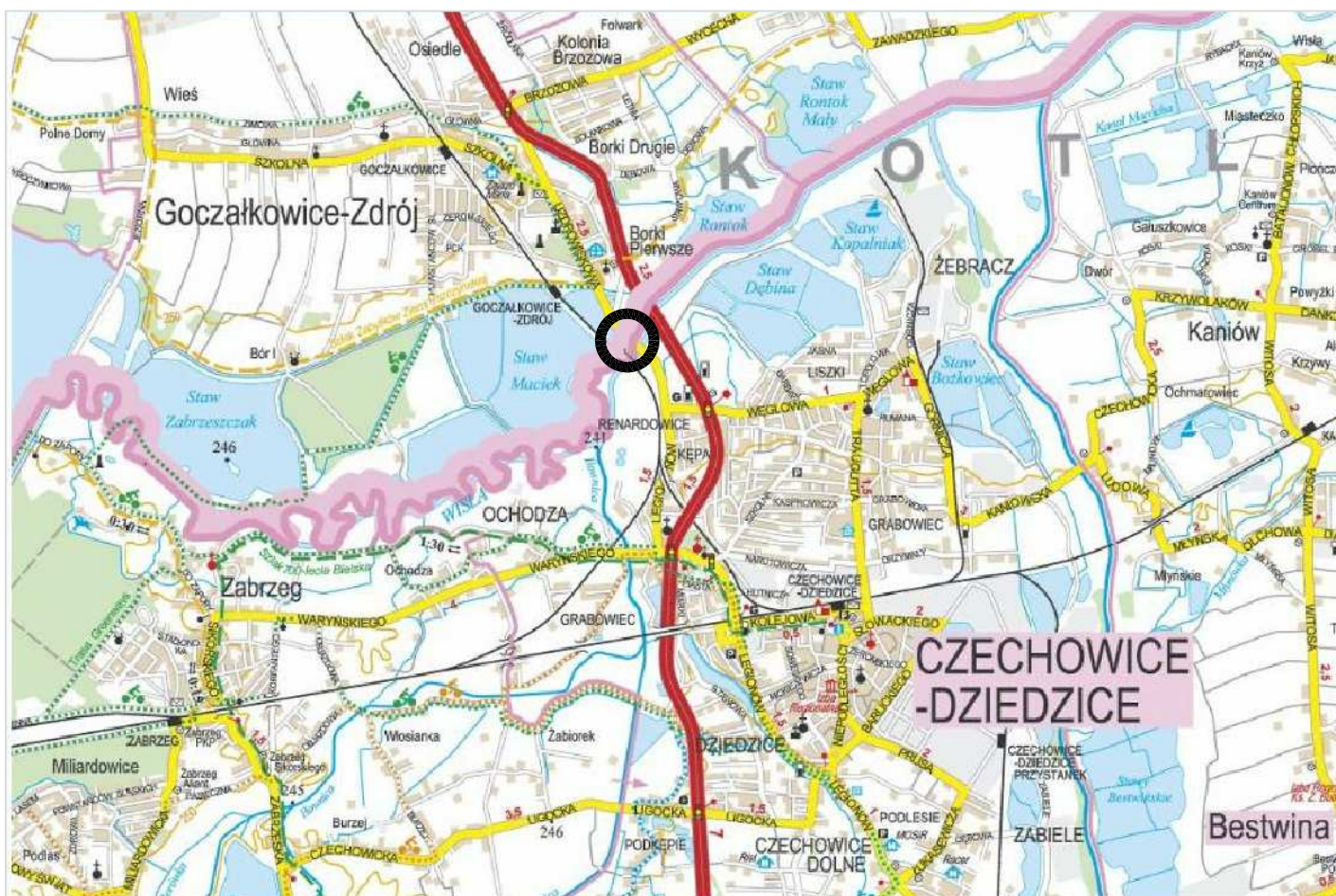
Fot. 49 Przejście ciepłociągu/kanalizacji tłoczzonej z obiektu do gruntu (przęsło nr 2, od strony Goczałkowic).



Fot. 50 Dojazd do mostu od strony Goczałkowic, prawdopodobny brak płyt przejściowych.

ZAŁĄCZNIK NR 2

Część rysunkowa - Inwentaryzacja geometryczna i inwentaryzacja uszkodzeń.



LOKALIZACJA OBIEKTU

INWESTOR:

POWIAT BIELSKI

ul. Piastowska 40, 43-300 Bielsko-Biała,

www.powiat.bielsko.pl

tel.: 033 8136200, fax.: 033 8220672, e-mail: kancelaria@powiat.bielsko.pl



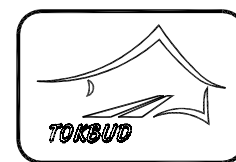
JEDNOSTKA PROJEKTOWA (KONSORCJUM FIRM), LIDER :

Biuro Projektowe TOKBUD

oś. A. Biernackiego 94, 44-370 Pszów,

www.tokbud.com.pl

tel.: 0 698 248 000, fax.: 032 7206165, e-mail: biuro@tokbud.com.pl



PARTNER:

DOM VALUATION

oś. XX-lecia 10/55, 34-100 Wadowice,

www.domvaluation.pl

tel.: 0 793 916 408, fax.: 033 4446717, e-mail: biuro@domvaluation.pl



Branża: MOSTY

Obiek (nazwa):

Stadium: PB

Wersja: 1

PRZEBUDOWA MOSTU NA RZECIE WIŚLE
W CIĄGU DROGI POWIATOWEJ 4116S UL. LEGIONÓW
W CZECHOWICACH-DZIEDZICACH

Tytuł rysunku:

PLAN ORIENTACYJNY

Rys.nr:

1

Skala:

1:50000

Funkcja:

Tytuł, Imię, Nazwisko:

Data

Specjalność:

Numer uprawnień:

Podpis:

Projektował:

mgr inż. Krzysztof TOKAREK

12.2010

mosty

SLK/2562/PWOM/09

Sprawdził:

mgr inż. Tomasz PACUT

12.2010

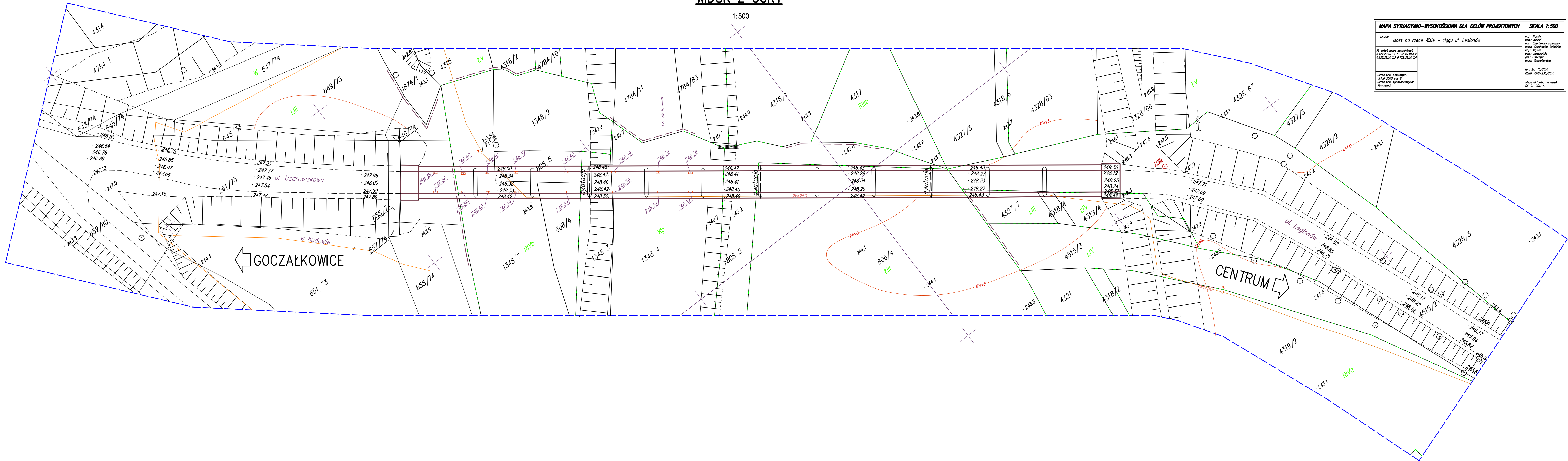
konstr-bud.

49/2002

Opracował:

Niniejsza dokumentacja stanowi własność B. P. TOKBUD i jest chroniona Ustawą o Prawie Autorskim z 1994r. (Dz. U. Nr 24, poz. 83).
Udostępnianie osobom trzecim lub kopiowanie metodami mechanicznymi i elektronicznymi wymaga pisemnej zgody B. P. TOKBUD.

1:500

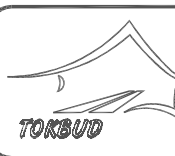


MAPA SYTUACYJNO-WYSOKOŚCIOWA DLA CEŁÓW PROJEKTYWNYCH		SKALA 1:500
Obiet:	Most na rzecze Wiśle w ciągu ul. Legionów	mcj.: Skłapke pasek białej gm.: Czerniewice Ślubińskie mcj.: Czerniewice Ślubińskie gm.: Skłapke pasek niebieski gm.: Rąbczyna mcj.: Czerniewice
W skali mapy zastosowano: 6 122,29 10 1,1 6 122,29 10 1,4 6 122,29 10 1,1 6 122,29 10 1,4		Nr rob.: 10/2010 ROZB.: 806-235/2010 Mapa składowa na dobit 06-01-2011 r.
Układ wsp. osiowy: polski Układ 2000 pas 6 Układ wsp. współrzędnych: Krakowski		

INWESTOR:	
POWIAT BIELSKI	
ul. Piastowska 40, 43–300 Bielsko-Biała,	www.powiat.bielsko.pl
tel.: 033 8136200, fax.: 033 8220672,	e-mail: kancelaria@powiat.bielsko.pl



JEDNOSTKA PROJEKTOWA (KONSORCJUM FIRM), LIDER :
Biuro Projektowe TOKBUD



oś. A. Biernackiego 94, 44-370 Pszów, www.tokbud.com.pl
tel.: 0 698 248 000, fax.: 032 7206165, e-mail: biuro@tokbud.com.pl

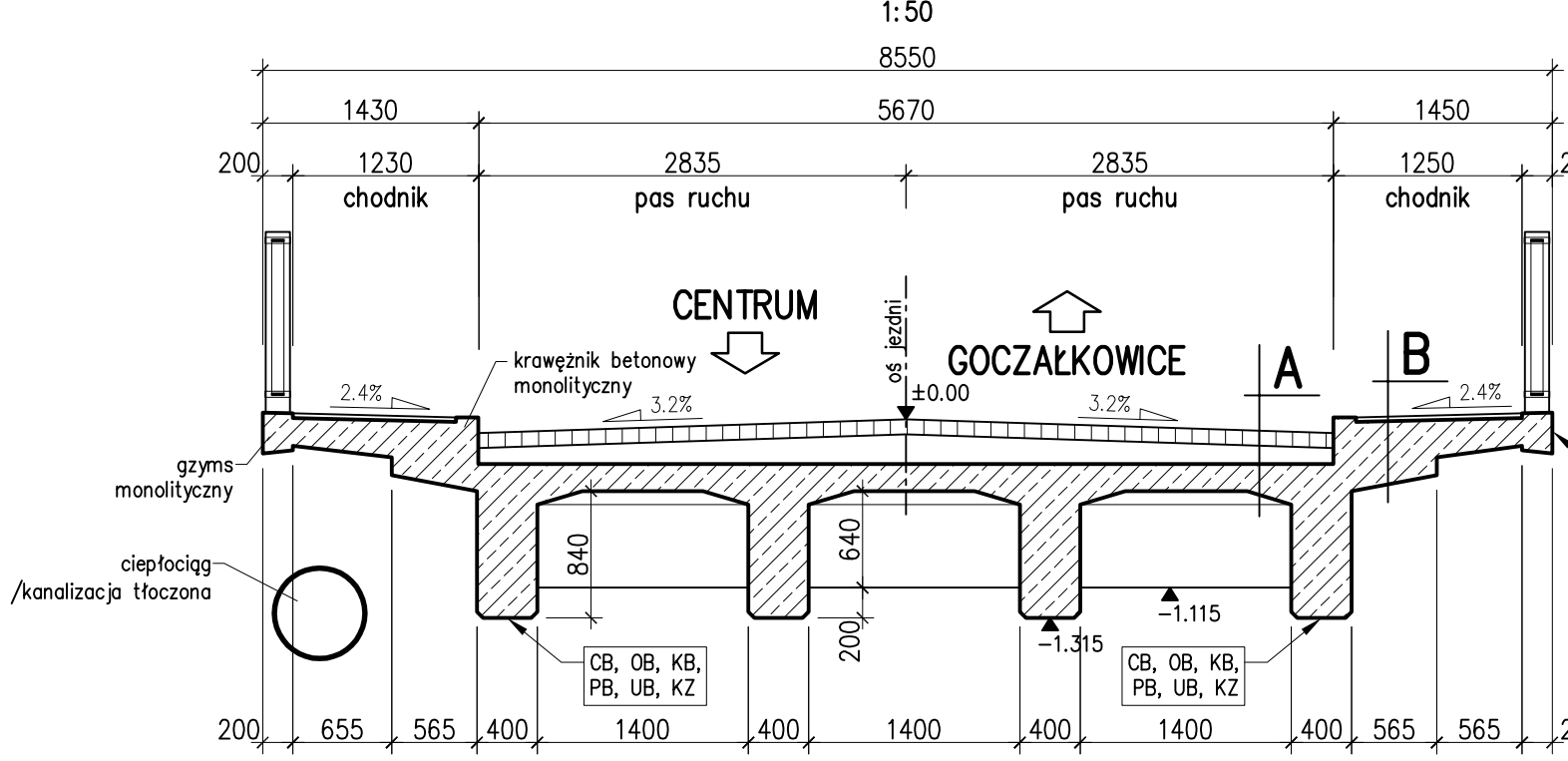
PARTNER:
DOM VALUATION
os. XX-lecia 10/55, 34-100 Wadowice, www.domvaluation.pl
tel.: 0 793 916 408, fax: 033 4446717, e-mail: biuro@domvaluation.pl



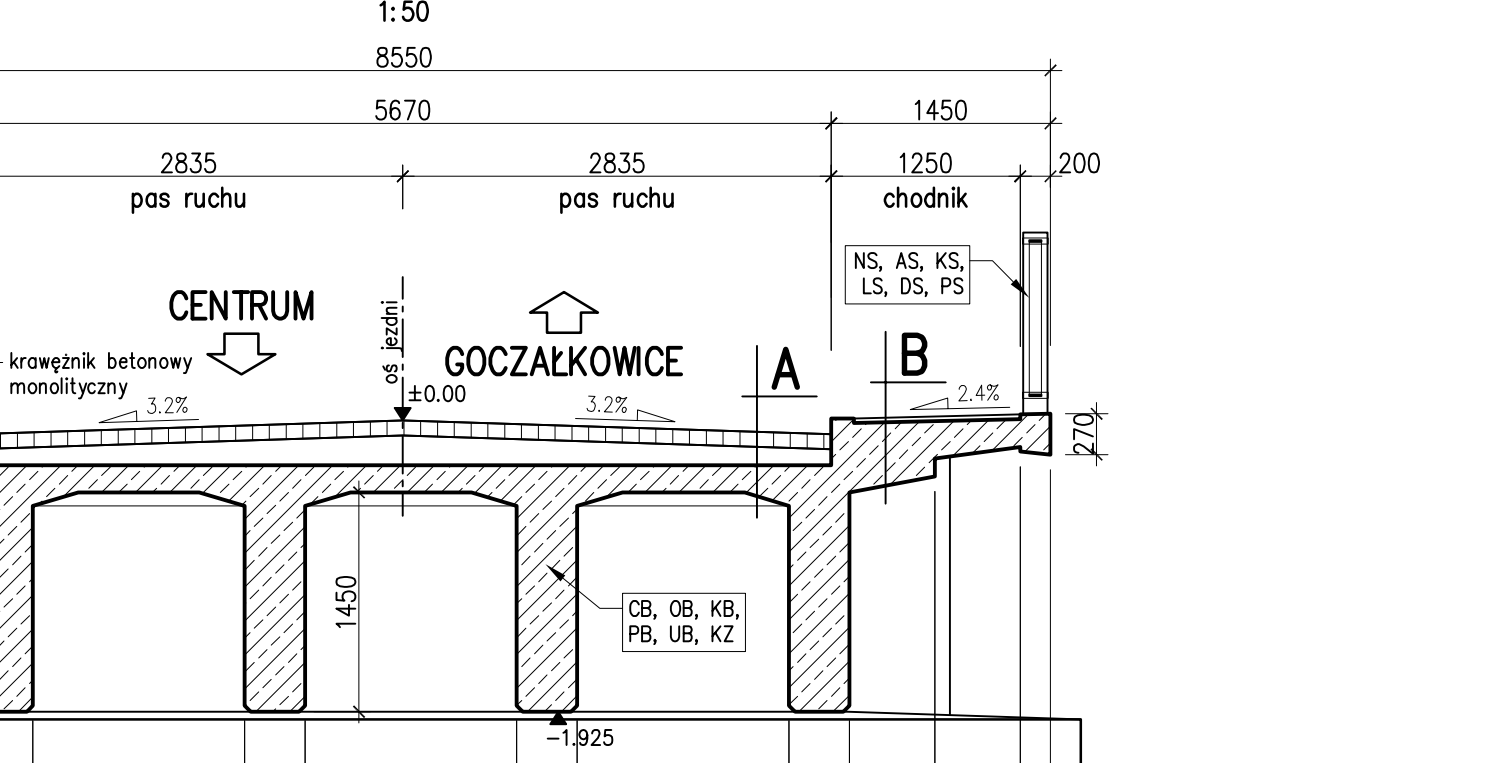
Branża: MOSTY	Objekt (nazwa): PRZEBUDOWA MOSTU NA RZECIE WISŁE			
Stadium: PB	W CIĄGU DRÓGI POWIATOWEJ 4116S UL. LEGIONÓW			
Wersja: 1	W CZECHOWICACH-DZIEDZICACH			
Tytuł rysunku:	PLAN SYTUACYJNY			Rys.nr: 2
Funkcja:	Tytuł, Imię, Nazwisko:	Data	Specjalność:	Numer uprawnień:
Projektował:	mgr inż. Krzysztof TOKAREK	12.2010	mosty	SK/2562/PWOM/09
Sprawdził:	mgr inż. Tomasz PACUT	12.2010	konstr-bud.	49/2002
Opracował:				

Niniejsza dokumentacja stanowi własność B. P. TOKBUD i jest chroniona Ustawą o Prawie Autorskim z 1994r. (Dz. U. Nr 24,p. 256).
Udostępnianie osobom trzecim lub kopiowanie metodami mechanicznymi i elektronicznymi wymaga pisemnej zgody B. P. TOKBUD.

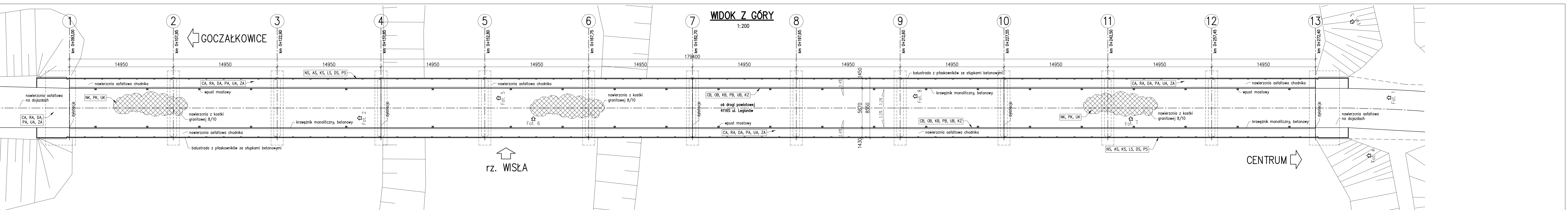
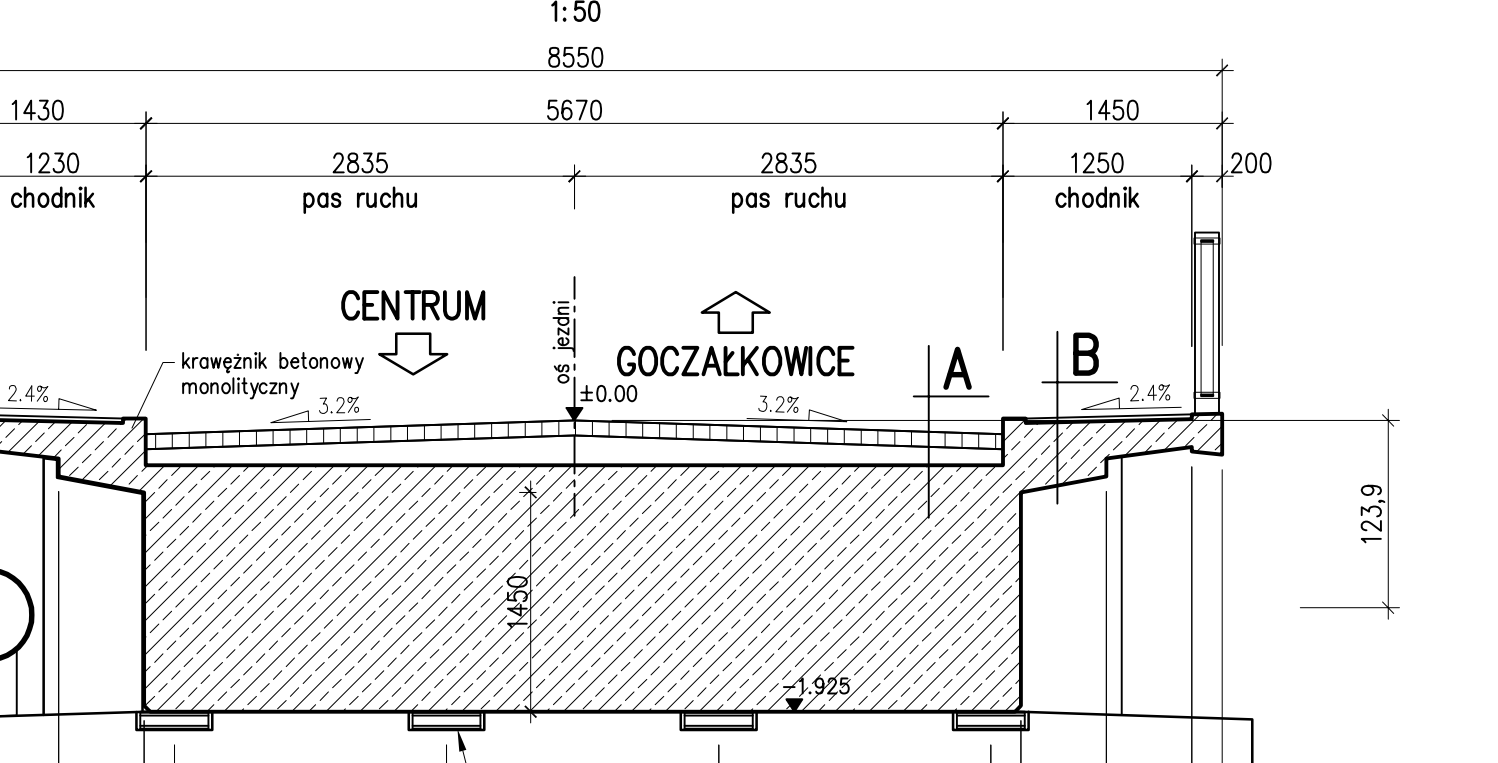
PRZEKRÓJ POPRZECZNY, W PRZESŁE



PRZEKRÓJ POPRZECZNY, PRZY PODPORZE



PRZEKRÓJ POPRZECZNY, NAD PODPORĄ



KATALOG USZKODZEŃ ELEMENTÓW MOSTÓW DLA PRZEGLĄDÓW	USZKODZONY MATERIAŁ															
	A	B	C	D	G	K	T	S	P	Z						
	A S F A L T	B E C F O N	C E G L A	D C E W N O	G U M A	K A M I E N	T G R U M E N T R.	S K O N S T R.	P O N R E Z.	Z B R O D						
RODZAJ USZKODZENIA																
N	W	NA	WB	NC	ND	NG	NK	NT	NS	NP						
M	W	W	W	W	W	W	W	W	W	W						
C	CA	CB	CC	CD	CG	CK	CT	CS	CP							
O		OB	OC	OD	OG	OK	OT	OS	OP							
A	AB	AC	AD		AG	AK	AT	AS	AP	AZ						
K	KA	KB	KC	KD	KG	KK	KT	KS	KP	KZ						
R	RA	RB	RC	RD	RG	RK	RT	RS	RP	RZ						
L	LA	LB	LC	LD	LG	LK	LT	LS	LP	LZ						
D	DA	DB	DC	DD	DG	DK	DT	DS	DP	DZ						
P	PA	PB	PC	PD	PG	PK	PT	PS	PP	PZ						
B	BA	BB	BC	BD	BG	BK	BT	BS	BP	BZ						
U	UA	UB	UC	UD	UG	UK	UT	US	UP	UZ						
Z	ZA	ZB	ZC	ZD	ZG	ZK	ZT	ZS	ZP	ZZ						

ZAŁĄCZNIK NR 3

Określenie nośności normowej i użytkowej.
Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe.

SPIS TREŚCI:

1 PRZEDMIOT OPRACOWANIA.....	2
2 PODSTAWA OPRACOWANIA	2
3 OBLICZENIA USTROJU NOŚNEGO.....	3
3.1 ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE.....	3
3.2 MATERIAŁY	3
3.3 OBCIĄŻENIA	3
3.3.1 Obciążenia stałe	3
3.3.2 Obciążenia zmienne.....	3
3.4 WYCIĄG Z WYNIKÓW STATYCZNYCH	5
3.5 WYCIĄG Z WYNIKÓW WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH.....	6
4 OBLICZENIA PODPÓR OBIEKTU	11
4.1 WYCIĄG Z OBLICZEŃ STATYCZNYCH.....	11
5 PODSUMOWANIE	14

1 Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest ocena stanu technicznego mostu na rzece Wiśle w ciągu drogi powiatowej 4116S ul. Legionów w Czechowicach-Dziedzicach.

2 Podstawa opracowania

Podstawę formalną niniejszego opracowania stanowi umowa nr 728/2010 zawarta w dniu 06.12.2010 r. pomiędzy Powiatem Bielskim, ul. Piastowska 40, 43-300 Bielsko-Biała, a konsorcjum w składzie:

Lider, Pełnomocnik – Biuro Projektowe TOKBUD, oś. A. Biernackiego 94, 44-370 Pszów,

Partner – DOM VALUATION Tomasz Pacut, oś. XX-lecia 10/55, 34-100 Wadowice.

Do sporządzenia niniejszej dokumentacji wykorzystano następujące materiały.

Podstawy merytoryczne wykonania opracowania stanowią:

- [1] Wizja w terenie
- [3] Mapa sytuacyjno - wysokościowa w skali 1:500
- [3] Inwentaryzacja istniejącego obiektu wykonana przez Biuro Projektowe TOKBUD;
- [4] Dokumentacja geologiczno-inżynierska wykonana przez Firmę Realizacyjną BAZET s.j., S. Bawiec; J. Zając, 43-250 Pawłowice, ul. Zjednoczenia 62a;
- [6] Podstawowe przepisy i normatywy:
 - 1. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. - Prawo Budowlane (tekst jednolity Dz. U. 2003r. Nr 207, poz. 2016),
 - 2. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dn. 02.03.1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakimi powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie,
 - 3. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dn. 30.05.2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakimi powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie,
 - 4. PN-66/B-02015 - Mosty, wiadukty i przepusty. Obciążenia i oddziaływania.
 - 5. PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.,
 - 6. PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone.
 - 7. PN -03264/2002 - Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
 - 8. PN-89/S-10050 – Obiekty mostowe. Wymagania i badania.

3 Obliczenia ustroju nośnego

3.1 Założenia obliczeniowe

Obliczenia sił wewnętrznych wykonane zostały dla charakterystycznych i obliczeniowych wartości obciążeń w zależności od rozpatrywanego stanu granicznego. W zestawieniu obliczeniowych wartości sił wewnętrznych dla poszczególnych układów obciążeń wprowadzono współczynniki obciążeń.

3.2 Materiały

Do wykonania konstrukcji przewidziano następujące materiały konstrukcyjne, które określono na podstawie badań sklerometrycznych (załącznik 4):

BETON	
Beton ustroju nośnego	C30/37 (B40)
Beton podpór	C35/45 (B45)
STAL	
Stal zbrojeniowa	AI (St3S)

3.3 Obciążenia

3.3.1 Obciążenia stałe

Ciężar własny konstrukcji - g.

Ustrój nośny składa się z płyty pomostu gr. 0,12-0,20m (do obliczeń przyjęto 0,14m), dźwigary o wysokości 0,84-1,45m, poprzecznicie 0,3x0,64m, przyjęto ciężar betonu na poziomie 25kN/m³.

Obciążenie dodatkowy - Δg.

RODZAJ OBCIĄŻENIA		Δg _k
1. Izolacja,	14*0,005=	0,07
2. Nawierzchnia,	23*0,10=	2,30
3. Kapa chodnikowa (z krawężnikiem),	25*0,23=	5,75
4. Balustrada (przyjęto Gb=0,5kN/m)		0,50
5. Gzyms (o wymiarach 0,2x0,27m)	25*0,2*0,27=	1,35

3.3.2 Obciążenia zmienne

Obciążenie tłumem - q_t [kN/m²].

RODZAJ OBCIĄŻENIA	q _{tk}
Obc. tłumem (q _t =2,5kN/m ² wg PN[6.4] p.6.7.2.b),	2,5

Obciążenie równomiernie rozłożone – q [kN/m²].

RODZAJ OBCIĄŻENIA	q_k
<u>Obc. równ. rozł. ($q=1,6$ kN/m² wg PN[6.4] tabl.3 – klasa obc. D),</u>	1,6
<u>($q=1,2$ kN/m² wg PN[6.4] tabl.3 – klasa obc. E),</u>	1,2

Obliczenia wykonano dla klas obc. D i E, które uznano za najbardziej prawdopodobne.

Obciążenie taborem samochodowym – K [kN].

RODZAJ OBCIĄŻENIA	K_k
<u>Obc. taborem samoch. ($K=8 \times 40$ kN wg PN[6.4] tabl.3 – klasa obc. D),</u>	320,0
<u>($K=8 \times 30$ kN wg PN[6.4] tabl.3 – klasa obc. E),</u>	240,0

– współczynnik dynamiczny (wg PN[6.4] p.6.3.2.),

$$\phi = 1,35 - 0,005 \cdot L_t \leq 1,325$$

$$\phi = 1,35 - 0,005 \cdot 15,0 = 1,28 < 1,325$$

$$\phi = \underline{1,28}$$

Zamodelowano 3 położenia pojazdu K (aby osiągnąć max wartości w poszczególnych miejscach ustroju).

Parcie gruntu dla gruntów nasypowych - p .

Przyjęto parcie spoczynkowe gruntu na przyczółek i skrzydła mostu w wysokości:

- wysokość korpusu 3,55m,
- ciężar objętościowy gruntu zasypowego (dla piasków, pospółki) 19kN/m²,
- kąt tarcia wewnętrznego gruntu $\varnothing = \pi/6$,

$$e_a = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 19 \cdot 3,55 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\pi/6}{2} \right) = 22,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Osiadanie podpór - s .

Przyjęto parcie spoczynkowe gruntu na przyczółek i skrzydła mostu w wysokości:

- przyjęto osiadanie podpór w wysokości 0,005m.

Siły hamowania i przyśpieszania taboru wg PN [6.4] - h .

Przyjęto obciążenie siłami hamowania i przyśpieszania taboru samochodowego w wysokości:

$$h = 0,1 \cdot q \cdot L \cdot B + 0,2 \cdot K = 0,1 \cdot 3,0 \cdot 6,5 \cdot 10,5 + 0,2 \cdot 600 = 140,5 \text{ kN} < 0,3 \cdot K = 0,3 \cdot 600 = 180 \text{ kN}$$

- przyjęto $h=180,0$ kN

Temperatura wg PN [6.4] - Δt .

Przyjęto obciążenia wywołane temperaturą jak dla konstrukcji betonowych w wysokości:

- przyjęto temperaturę montażu/betonowania na poziomie 10°C ,

$$\max\left(-25^{\circ}\text{C} + 10^{\circ}\text{C} = -15^{\circ}\text{C}; +30^{\circ}\text{C} - 10^{\circ}\text{C} = 20^{\circ}\text{C}\right) = 20^{\circ}\text{C}$$

Tabela współczynników obc. dla układu obciążeń podstawowego i dodatkowego (UP/UD).

RODZAJ OBCIĄŻENIA	Obc. charakteryst.	Obc. oblicz. max ($\gamma_f > 1$)	Obc. oblicz. min ($\gamma_f < 1$)
<i>OBC. STAŁE</i>			
g		1,2/1,2	0,9
Δg		1,5/1,5	0,9
<i>OBC. ZMIENNE</i>			
q_t		1,3/1,2	
q		1,5/1,25	
K		1,5/1,25	
p		1,25/1,25	
s		1,3/1,2	
h		1,3/1,2	
Δt		1,3/1,2	

3.4 Wyciąg z wyników statycznych

Ekstremalne siły wewnętrzne, w najbardziej wyężonym dźwigarze, w przęśle obiektu dla klasy obc. E:

▪ charakterystyczne

$$M_k = 894 \text{ kNm}$$

$$V_k = 269 \text{ kN}$$

$$N_k = 6 \text{ kN}$$

▪ obliczeniowe

$$M = 1130 \text{ kNm}$$

$$V = 339 \text{ kN}$$

$$N = 8 \text{ kN}$$

Ekstremalne siły wewnętrzne nad podporą:

▪ charakterystyczne

$$M_k = -1097 \text{ kNm}$$

$$V_k = -372 \text{ kN}$$

$$N_k = -12 \text{ kN}$$

▪ obliczeniowe

$$M = -1360 \text{ kNm}$$

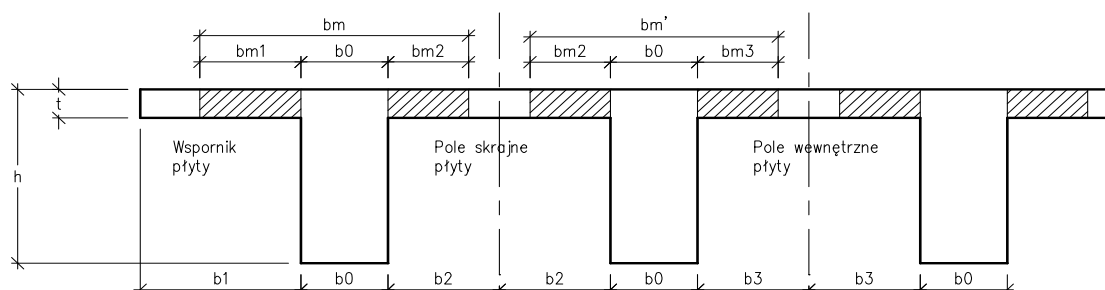
$$V = -470 \text{ kN}$$

$$N = -16 \text{ kN}$$

3.5 Wyciąg z wyników wytrzymałościowych

Przekrój teowy :

1. Szerokość współpracująca płyty z żebrem.



1.1 Dane ogólne.

SP- układ swobodnie podparty.

UC-S - układ ciągły, przęsło skrajne.

UC-W - układ ciągły, przęsło wewnętrzne.

WSP-wspornik

Układ statyczny:

UC-S

Lt= 15 m

L=0,8*Lt= 12 m

h= 1,58 m

t= 0,14 m

b0= 0,4 m

b1= 1,42 m

b2= 0,7 m

b3= 0,7 m

1.2 Wartości λ odczytane z Tablicy 10 (PN-91/S-10042):

Szerokość współpracująca płyty bm1:

t/h= 0,089

b0/l= 0,033

b1/l= 0,118

$\lambda_1= 1$

bm1= 1,42 m

Szerokość współpracująca płyty bm2:

t/h= 0,089

b0/l= 0,033

b2/l= 0,058

$\lambda_2= 1$

bm2= 0,7 m

Szerokość współpracująca płyty bm3:

t/h= 0,089

b0/l= 0,033

b3/l= 0,058

$\lambda_3= 1$

bm3= 0,7 m

1.3 Szerokości współpracujące z żebrami przy zginaniu.

Dźwigar skrajny.

~) w przęśle

$$bm_{prz} = 2,520 \text{ m}$$

~) nad podporą

$$bm_{pod} = 1,512 \text{ m}$$

~) długość odcinka przejściowego $c=0,25 \cdot L$

$$c = 3,75 \text{ m}$$

Dźwigar wewnętrzny.

~) w przęśle

$$bm'_{prz} = 1,800 \text{ m}$$

~) nad podporą

$$bm'_{pod} = 1,080 \text{ m}$$

**2. Wymiarowanie przekroju teowego.
(zbrojenie dźwigara skrajnego)**2.1 Dane materiałowe:

Beton :

B 40

$$R_{bt1} = 23,1 \text{ MPa}$$

$$R_{bt0,05} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$E_b = 36,4 \text{ GPa}$$

Stal: A-I

$$R_a = 200 \text{ MPa}$$

$$E_a = 210 \text{ GPa}$$

2.2 Przekrój:

wymiary przekroju podane w pkt.1.1;

Otulina:

minimalna otulina;

$$c = 25 \text{ mm}$$

średnica strzemion;

$$\varphi_s = 10 \text{ mm}$$

Zbrojenie dolne:

	ϕ_d, mm	a_i^d, cm	szt.	Aa_i^d, cm^2
wars.1	$\phi 12$	4,1	7szt.	7,92
wars.2:	$\phi 25$	8,45	7szt.	34,36
wars.3:	$\phi 12$	12,8	0szt.	0,00

obniżono ze względu na korozję

$$\Sigma A_i^d = 42,28 \text{ cm}^2$$

$$a^d = 7,64 \text{ cm}$$

Wysokość użyteczna przekroju:

$$h_1 = 1,50 \text{ m}$$

2.3 Statyka:

M(Q)- moment od obciążeń zmiennych.

M(G)- moment od obciążeń stałych.

$$M(Q) = 0,31 \text{ MNm}$$

$$M(G) = 0,82 \text{ MNm}$$

$$M(Q) + M(G) = 1,13 \text{ MNm}$$

Stosunek modułów sprężystości stali i betonu:

~dla elementów żelbetowych ; zależny od stosunku obciążeń zmiennych do obciążeń stałych

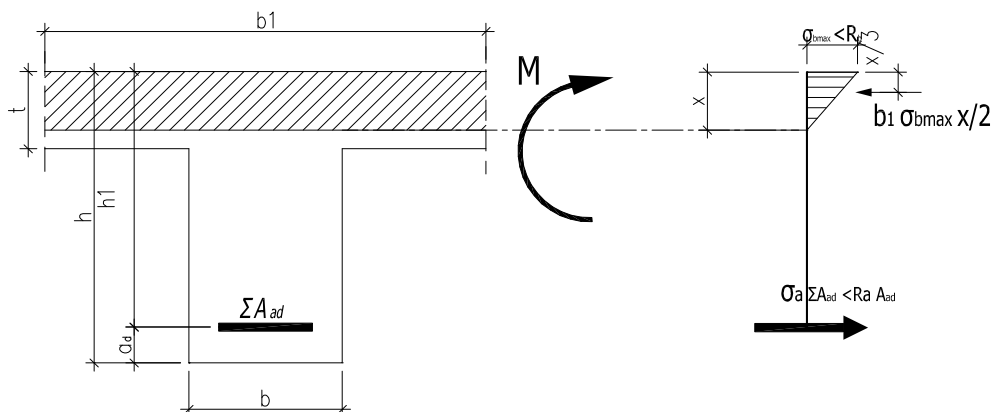
~dla żelbetowych dźwigarów głównych ; $2n = E_a/E_b$

DOMINUJĄCE OBCIĄŻENIA ZMIENNE

n= 2,88

2.4 Położenie osi obojętnej.

$$x = n \frac{A_a}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bh_1}{nA_a}} - 1 \right) \quad x = 0,116 \text{ m}$$

x < t, czyli przekrój pozornie teowy, obliczany jako prostokątny**Przekrój prostokątny podwójnie zbrojony:****1.Dane:****Materiał:**

Beton :

B 40

R_{b1}= 23,1 MPa R_{btk 0,05}= 2,1 MPa E_b= 36,4 GPa

Stal: A-I

R_a= 200 MPa E_a= 210 GPa

n= 5,77

Przekrój:

b= 1,8 m

h= 1,58 m

Otulina:

minimalna otulina dolna;

c= 25 mm

minimalna otulina górna;

c_g= 25 mm

średnica strzemion;

φ_s= 10 mm**Zbrojenie dolne A_a:**

	φ, mm	a _i , cm	szt.	A _{ai} , cm ²
wars.1	φ12	4,1	7szt.	7,92
wars.2:	φ25	8,45	7szt.	34,36
wars.3:	φ12	12,8	0szt.	0,00

obniżono ze względu na korozję

ΣA_a= 42,28 cm²

a= 7,64 cm

Zbrojenie górne A'_a :

	ϕ , mm	a_i , cm	szt.	A_{ai} , cm ²
wars.1	$\phi 12$	4,1	14szt.	15,83
wars.2:	$\phi 20$	7,7	0szt.	0,00
wars.3:	$\phi 12$	11,3	0szt.	0,00

$$\Sigma A_{ag} = 15,83 \text{ cm}^2$$

$$a_g = 4,10 \text{ cm}$$

Wysokość użyteczna przekroju:

$$h_1 = 1,504 \text{ m}$$

Statyka:

$$M = 1,130 \text{ MNm}$$

2.Sprawdzenie naprężeń (wg wzorów):

- wysokość strefy ściskanej:

$$x = \frac{n(A_a + A_{ag})}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(A_a h_1 + A_{ag} a_g)}{n(A_a + A_{ag})^2}} \right)$$

-sprawdzony moment bezwładności przekroju:

$$I_i = \frac{bx^3}{3} + n[A_a(h_1 - x)^2 + A_{ag}(x - a_g)^2]$$

-naprężenia:

$$\sigma_{b \max} = \frac{M \cdot x}{I_i} \leq R_b$$

$$\sigma_{a \max} = \frac{M(h_1 - x)}{I_i} \cdot n \leq R_a$$

$$\sigma_{ag} = \frac{M(x - a_g)}{I_i} \cdot n$$

wysokość strefy ściskanej:

$$x = 0,185 \text{ m}$$

sprawdzony moment bezwładności :

$$I_i = 0,0464004 \text{ m}^4$$

naprężenia w betonie:

$$\sigma_{b \max} = 4,51 \text{ MPa} < R_{b1} = 23,1 \text{ MPa}$$

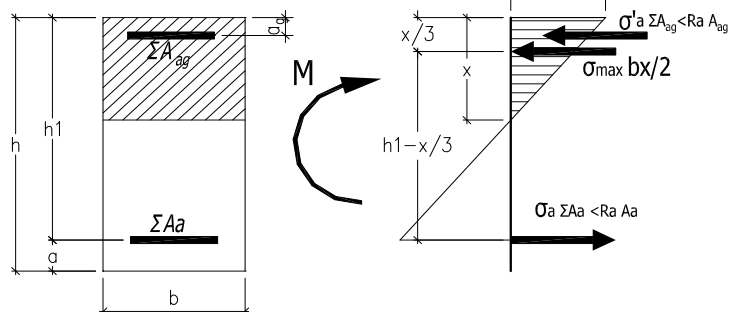
naprężenia w stali:

a) stal A_a

$$\sigma_{a \max} = 185,3 \text{ MPa} < R_a = 200 \text{ MPa}$$

b) stal A_{ag} (przy założeniach metody NL naprężenie σ_{ag} nie jest w stanie osiągnąć R_a)

$$\sigma_{ag} = 20,2 \text{ MPa}$$

Wykorzystanie nośności betonu:**19,5 %****Wykorzystanie nośności stali A_a :****92,6 %****Naprężenia w stali A_{ag} :****20,2 MPa**

SGU ROZWARCIA RYS - wg PN-91/S-10042**1. Dane:**

maksymalne naprężenia w stali od obciążenia charakterystycznego:

$$\sigma_{a,max} = 185 \text{ MPa}$$

$$\text{dopuszczalna szerokość rysy: } w_k = 0,1 \text{ mm}$$

$$\text{moduł Young'a stali: } E_a = 210 \text{ GPa}$$

$$\text{wysokość przekroju: } h = 1,58 \text{ m}$$

$$\text{wysokość strefy ściskanej przekroju: } x = 0,19 \text{ m}$$

$$\text{rozstaw prętów podłużnych: } s = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{wysokość strefy współdziałającej betonu ze zbrojeniem: } h_{ef} = 21,5 \text{ cm}$$

2. Średni rozstaw rys dla prętów żebrowanych.

$$\chi = 1 - 0,5 \frac{h_{ef}}{h - x}$$

$$\chi = 0,923$$

$$s_R = 1,27 * \chi * s + 60 \text{ mm}$$

$$s_R = 89,3 \text{ mm}$$

3. Naprężenia zastępcze w prętach zbrojenia.

$$\sigma_{a,red} = \frac{w_k E_a}{s_R}$$

$$\sigma_{a,red} = 235,2 \text{ MPa}$$

4. Sprawdzenie warunku SGU.

$$\sigma_{a,max} \leq \sigma_{a,red}$$

$$\sigma_{a,max} = 185,3 \text{ MPa} < \sigma_{a,red} = 235,2 \text{ MPa}$$

SGU rozwarcia rys zapewniony.przy założeniu wysokich wymagań co do rozwarcia rys $w=0,1\text{mm}$.

Na podstawie obliczeń statyczno- wytrzymałościowych można stwierdzić, że obecna nośność pomostu wynosi co **najwyżej 150 kN (15 t)**, co odpowiada klasie E wg PN-85/S-10030. Naprężenia w stali nie są przekroczone pod warunkiem występowania w drugim rzędzie zbrojenia składającego się z 7 prętów $\varnothing 25\text{mm}$. Takie zbrojenie musiałoby się w belkach znajdować, jeżeli obiekt był projektowany na 30t (klasa I wg PN-66/B-02015).

Na podstawie szacunkowych obliczeń (ze względu na dobry beton) wynika, że jest szansa podnieść klasę obciążenia ustroju nośnego nawet do klasy A wg PN-85/S-10030 za pomocą taśm kompozytowych lub sprężenia zewnętrznego.

Jeżeli obiekt w ciągu 2 lat nie zostanie poddany remontowi/przebudowie należy most powtórnie poddać ocenie technicznej (ekspertyzie) w celu dalszego użytkowania obiektu.

4 Obliczenia podpór obiektu

Z powodu braku dokumentacji projektowej (archiwalnej) jedynie, jakie obliczenia można wykonać to obliczenia dla posadowienia bezpośredniego, dla wymiarów fundamentu jakie pomierzono na podstawie przeprowadzonej odkrywki (załącznik 6).

4.1 Wyciąg z obliczeń statycznych

Charakterystyki materiałów:

- Beton : B45; wytrzymałość charakterystyczna = 33,70 MPa
ciężar objętościowy = 2501,36 (kG/m³)
- Zbrojenie podłużne : typ A-I (St3S) wytrzymałość charakterystyczna = 240,00 MPa
- Zbrojenie poprzeczne : typ A-I (St3S) wytrzymałość charakterystyczna = 240,00 MPa

Opcje obliczeniowe:

- Obliczenia geotechniczne wg normy : PN-81/B-03020
- Obliczenia żelbetu wg normy : PN-B-03264 (2002)
- Dobór kształtu : bez ograniczeń
- Oznaczenie parametrów geotechnicznych metodą: : B

współczynnik m = 0,81 - do obliczeń nośności

współczynnik m = 0,72 - do obliczeń poślizgu

współczynnik m = 0,72 - do obliczeń obrotu

- Wymiarowanie fundamentu na:

Nośność

Osiadanie średnie

- S_{dop} = 7,0 (cm)

- czas realizacji budynku: t_b > 12 miesięcy

- λ = 1,00

Przesunięcie

Obrót

Przebiecie / Ścinanie

- Graniczne położenie wypadkowej obciążeń:
 - długotrwałych: w rdzeniu I
 - całkowitych: w rdzeniu II

Obciążenia:

Obciążenia fundamentu:

Przypadek	Natura	Grupa	Stan	N (kN)	F _x (kN)	M _y (kN*m)	Nd/Nc	Wsp. max
G1	stałe	1	----	431,00	27,00	105,00	----	1,10

Lista kombinacji

1/	SGN : 1.10G1
2/	SGN : 0.90G1
3/	SGU : 1.00G1
4/*	SGN : 1.10G1
5/*	SGN : 0.90G1
6/*	SGU : 1.00G1

Grunt:

Gлина piaszczysta

- Poziom gruntu: 0.00 (m)
- Ciężar objętościowy: 2141.40 (kG/m³)

- Ciężar właściwy szkieletu: 2722.64 (kG/m³)
- Kąt tarcia wewnętrznego: 15.5 (Deg)
- Kohezja: 0.03 (MPa)
- IL / ID: 0.35
- Symbol konsolidacji: B
- Typ wilgotności: ----
- Mo: 26.14 (MPa)
- M: 34.85 (MPa)

Wyniki obliczeniowe:

Analiza stateczności

Obliczenia naprężeń

Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne

Kombinacja wymiarująca

SGN : 1.10G1

Współczynniki obciążeniowe:

1.10 * ciężar fundamentu

1.20 * ciężar gruntu

Wyniki obliczeń: na poziomie posadowienia fundamentu

Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 16,53 (kN)

Obciążenie wymiarujące:

Nr = 490,63 (kN) Mx = 0,00 (kN*m) My = 125,90 (kN*m)

Mimośród działania obciążenia:

eB = 0,26 (m) eL = 0,00 (m)

Wymiary zastępcze fundamentu: B₋ = 1,24 (m) L₋ = 1,00 (m)

Głębokość posadowienia: Dmin = 0,35 (m)

Współczynniki nośności:

NB = 0.48

NC = 10.32

ND = 3.56

Współczynniki wpływu nachylenia obciążenia:

iB = 0.81

iC = 0.87

iD = 0.92

Parametry geotechniczne:

c_u = 0.02 (MPa)

φ_u = 13,92

ρ_D = 1927.26 (kG/m³)

ρ_B = 1927.26 (kG/m³)

Graniczny opór podłoża gruntowego: Q_f = 301,24 (kN)

Naprężenie w gruncie: 0.40 (MPa)

Współczynnik bezpieczeństwa: Q_f * m / Nr = 0.4973 > 1

Nie jest spełniony warunek na: nośność podłoża

Osiadanie średnie

Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne

Kombinacja wymiarująca

SGU : 1.00G1

Współczynniki obciążeniowe:

1.00 * ciężar fundamentu

1.00 * ciężar gruntu

Ciężar fundamentu i nadległego gruntu:

Gr = 15,02 (kN)

Średnie naprężenie od obciążenia wymiarującego:

q = 0,25 (MPa)

Miękkość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego:

z = 3,50 (m)

Naprężenie na poziomie z:

- dodatkowe:

σ_{zd} = 0,02 (MPa)

- wywołane ciężarem gruntu:

σ_{zγ} = 0,08 (MPa)

Osiadanie:

- pierwotne

s' = 0,9 (cm)

- wtórne

s'' = 0,0 (cm)

- CAŁKOWITE $S = 1,412 \text{ (cm)} < S_{adm} = 1,0 \text{ (cm)}$
 Współczynnik bezpieczeństwa: $0.708 > 1$
Nie jest spełniony warunek na: osiadanie podłoża

Odrywanie

Odrywanie w SGN

Kombinacja wymiarująca **SGN : 1.10G1**
 Współczynniki obciążeniowe: **0.90 * ciężar fundamentu**
0.90 * ciężar gruntu
 Powierzchnia kontaktu: $s = -0,13$
 Slim $= 0,00$

Przesunięcie

Kombinacja wymiarująca **SGN : 1.10G1**
 Współczynniki obciążeniowe: **0.90 * ciężar fundamentu**
0.90 * ciężar gruntu
 Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 13,52 \text{ (kN)}$
 Obciążenie wymiarujące:
 $Nr = 487,62 \text{ (kN)}$ $Mx = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $My = 125,90 \text{ (kN*m)}$
 Wymiary zastępcze fundamentu: $A_ = 1,75 \text{ (m)}$ $B_ = 1,00 \text{ (m)}$
 Współczynnik tarcia fundament - grunt: $\mu = 0,23$
 Kohezja: $C = 0.00 \text{ (MPa)}$
 Współczynnik redukcji spójności gruntu $= 0,20$
 Wartość siły poślizgu $F = 29,70 \text{ (kN)}$
 Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:
 - na poziomie posadowienia: $F(stab) = 118,42 \text{ (kN)}$
 Stateczność na przesunięcie: $F(stab) * m / F = 2.871 > 1$

Obrót

Wokół osi OY

Kombinacja wymiarująca **SGN : 1.10G1**
 Współczynniki obciążeniowe: **0.90 * ciężar fundamentu**
0.90 * ciężar gruntu
 Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: $Gr = 13,52 \text{ (kN)}$
 Obciążenie wymiarujące:
 $Nr = 487,62 \text{ (kN)}$ $Mx = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $My = 125,90 \text{ (kN*m)}$
 Moment stabilizujący: $M_{stab} = 426,67 \text{ (kN*m)}$
 Moment obracający: $M_{renv} = 125,90 \text{ (kN*m)}$
 Stateczność na obrót: $M_{stab} * m / M = 2.44 > 1$

Ścinanie

Kombinacja wymiarująca **SGN : 1.10G1**
 Współczynniki obciążeniowe: **0.90 * ciężar fundamentu**
0.90 * ciężar gruntu
 Obciążenie wymiarujące:
 $Nr = 487,62 \text{ (kN)}$ $Mx = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $My = 125,90 \text{ (kN*m)}$
 Długość obwodu krytycznego: $1,00 \text{ (m)}$
 Siła ścinająca: $17,94 \text{ (kN)}$
 Wysokość użyteczna przekroju $h_{eff} = 0,29 \text{ (m)}$
 Powierzchnia ścinania: $A = 0,29 \text{ (m}^2\text{)}$
 $F_{tj} = 0,73 \text{ (MPa)}$
 Stopień zbrojenia: $\rho = 0.13 \%$
 Współczynnik bezpieczeństwa: $6.808 > 1$

Nie spełnienie warunków posadowienia bezpośredniego daje do zrozumienia, że obiekt jednak został posadowiony pośrednio, na palach lub studniach. Jednak brak jakiegokolwiek dokumentacji projektowej (archiwalnej) nie pozwala na szczegółową analizę. Należy przyjąć, że podpory powinny przenieść obciążenia jakie oddziałują na nie z ustroju nośnego, zatem obecna nośność podpór wynosi co **najwyżej 150 kN (15 t)**, co odpowiada klasie E wg PN-85/S-10030.

Ponieważ prześwit między spodem konstrukcji a terenem jest bardzo mały (od 2,8 do 6,2m) wzmocnienie posadowienia w formie kolumn jet-groutin, kotew gruntowych czy pali jest nie możliwy do zrealizowania. Zatem podniesienie klasy obciążenia podpór do klasy B czy A wg PN-85/S-10030 wydaje się niemożliwy.

5 PODSUMOWANIE

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń, określono aktualną nośność obiektu, jako odpowiadającą **klasie E wg PN-85/S-10030**, co w przełożeniu na dopuszczalne **obciążenie użytkowe odpowiada ciężarowi 150 kN (15 ton)**.

ZAŁĄCZNIK NR 4

Wyniki badań sklerometrycznych betonu.

Badania sklerometryczne wykonano za pomocą młotka Schmidta, typu ciężkiego.



Fot. 1 Badanie wytrzymałościowe dźwigara skrajnego.



Fot. 2 Badanie wytrzymałościowe filara.

Poniżej przedstawiono przykłady otrzymanych wyników wytrzymałościowych betonu**Belka nr 1, przęsło nr 12**

Rok	miesiąc	dzień	godzina	minuty
2010	12	18	10	38

Nr serii	Kierunek uderzenia	Korekcja błędów	Krzywa konwersji	Współczynniki korekcji - wiek betonu
100	→	0	PROCEQ 28	0,80

Numer kolejny uderzenia	Odczyt [MPa]
1	43
2	46
3	45
4	37
5	49
6	50
7	45
8	37
9	53

Średnia z 9 pomiarów	Wartość min,	Wartość max,	s	Wytrzymałość betonu	Wytrzymałość skorygowana	Jednostka
45,00	37	53	5,45	51,7	41,36	MPa

Belka nr 2, przęsło nr 11

Rok	miesiąc	dzień	godzina	minuty
2010	12	18	10	39

Nr serii	Kierunek uderzenia	Korekcja błędów	Krzywa konwersji	Współczynniki korekcji - wiek betonu
101	→	0	PROCEQ 28	0,80

Numer kolejny uderzenia	Odczyt [MPa]
1	35
2	50
3	40
4	44
5	52
6	49
7	42
8	42
9	50

Średnia z 9 pomiarów	Wartość min,	Wartość max,	s	Wytrzymałość betonu	Wytrzymałość skorygowana	Jednostka
44,89	35	52	5,69	49,3	39,44	MPa

Belka nr 3, przęsło nr 8

Rok	miesiąc	dzień	godzina	minuty
2010	12	18	10	39

Nr serii	Kierunek uderzenia	Korekcja błędów	Krzywa konwersji	Współczynniki korekcji - wiek betonu
102	→	0	PROCEQ 28	0,80

Numer kolejny uderzenia	Odczyt [MPa]
1	38
2	44
3	45
4	42
5	42
6	45
7	39
8	46
9	49

Średnia z 9 pomiarów	Wartość min,	Wartość max,	s	Wytrzymałość betonu	Wytrzymałość skorygowana	Jednostka
43,33	38	49	3,46	49,4	39,52	MPa

Belka nr 4, przęsło nr 1

Rok	miesiąc	dzień	godzina	minuty
2010	12	18	13	32

Nr serii	Kierunek uderzenia	Korekcja błędów	Krzywa konwersji	Współczynniki korekcji - wiek betonu
103	→	0	PROCEQ 28	0,80

Numer kolejny uderzenia	Odczyt [MPa]
1	52
2	39
3	33
4	50
5	49
6	56
7	44
8	47
9	49

Średnia z 9 pomiarów	Wartość min,	Wartość max,	s	Wytrzymałość betonu	Wytrzymałość skorygowana	Jednostka
46,56	33	56	6,98	52,5	42,00	MPa

Na podstawie otrzymanych wyników **beton ustroju nośnego** można zakwalifikować do betonu **B40 (C30/37)**.

Podpora nr 13, przyczółek Centrum

Rok	miesiąc	dzień	godzina	minuty
2010	12	18	10	41

Nr serii	Kierunek uderzenia	Korekcja błędów	Krzywa konwersji	Współczynniki korekcji - wiek betonu
104	→	0	PROCEQ 28	0,80

Numer kolejny uderzenia	Odczyt [MPa]
1	42
2	52
3	46
4	57
5	47
6	46
7	41
8	61
9	52

Średnia z 9 pomiarów	Wartość min,	Wartość max,	s	Wytrzymałość betonu	Wytrzymałość skorygowana	Jednostka
49,33	41	61	6,71	57,8	46,24	MPa

Podpora nr 11, filar

Rok	miesiąc	dzień	godzina	minuty
2010	12	18	10	42

Nr serii	Kierunek uderzenia	Korekcja błędów	Krzywa konwersji	Współczynniki korekcji - wiek betonu
105	→	0	PROCEQ 28	0,80

Numer kolejny uderzenia	Odczyt [MPa]
1	45
2	50
3	49
4	53
5	45
6	42
7	50
8	45
9	46

Średnia z 9 pomiarów	Wartość min,	Wartość max,	s	Wytrzymałość betonu	Wytrzymałość skorygowana	Jednostka
47,22	42	53	3,46	55,7	44,56	MPa

Podpora nr 9, filar

Rok	miesiąc	dzień	godzina	minuty
2010	12	18	10	42

Nr serii	Kierunek uderzenia	Korekcja błędów	Krzywa konwersji	Współczynniki korekcji - wiek betonu
106	→	0	PROCEQ 28	0,80

Numer kolejny uderzenia	Odczyt [MPa]
1	38
2	37
3	39
4	39
5	42
6	46
7	40
8	44
9	39

Średnia z 9 pomiarów	Wartość min,	Wartość max,	s	Wytrzymałość betonu	Wytrzymałość skorygowana	Jednostka
40,44	37	46	2,96	58,9	47,12	MPa

Podpora nr 2, filar

Rok	miesiąc	dzień	godzina	minuty
2010	12	18	10	43

Nr serii	Kierunek uderzenia	Korekcja błędów	Krzywa konwersji	Współczynniki korekcji - wiek betonu
107	→	0	PROCEQ 28	0,80

Numer kolejny uderzenia	Odczyt [MPa]
1	50
2	43
3	47
4	53
5	46
6	47
7	48
8	50
9	48

Średnia z 9 pomiarów	Wartość min,	Wartość max,	s	Wytrzymałość betonu	Wytrzymałość skorygowana	Jednostka
48,00	43	53	2,83	55,2	44,16	MPa

Na podstawie otrzymanych wyników **beton podpór** można zakwalifikować do betonu **B45 (C35/45)**.

ZAŁĄCZNIK NR 5

Wyniki badań laboratoryjnych betonu-
określenie zawartości chlorków betonie.

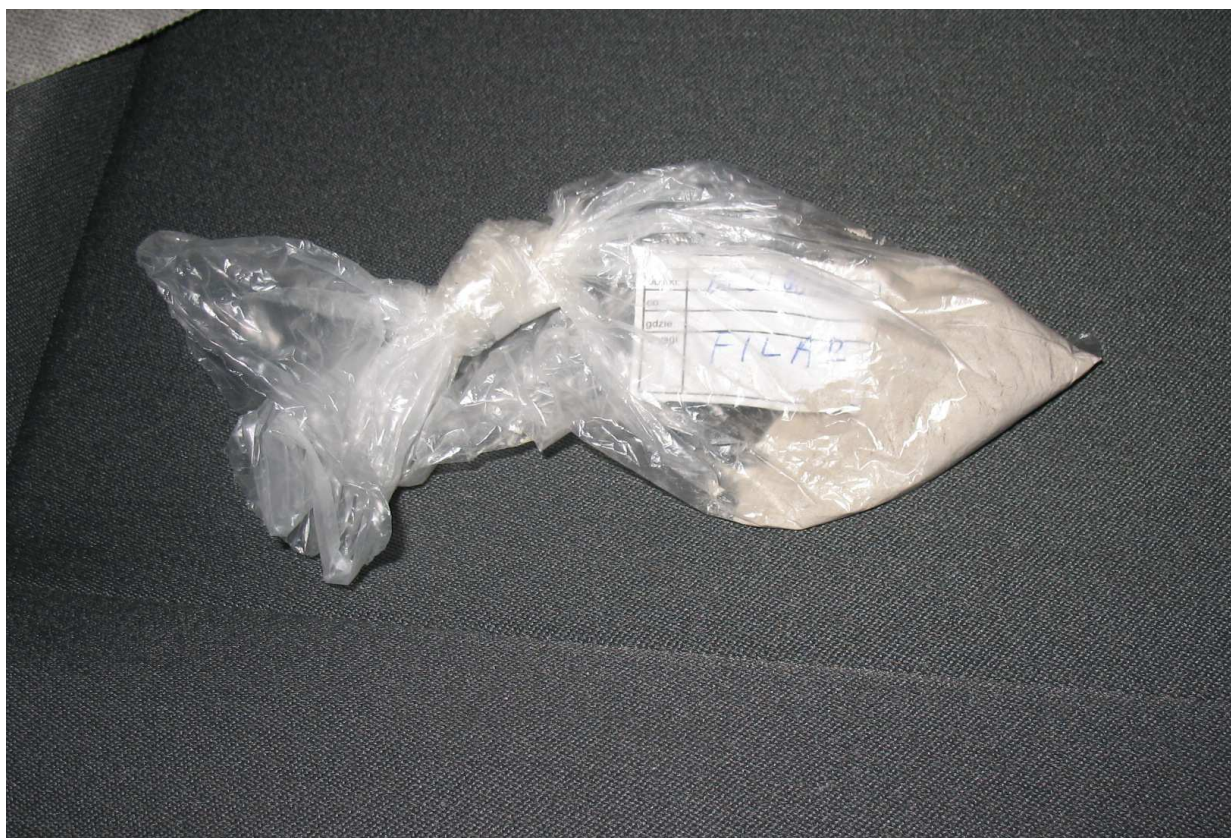
Próbki do badań pobierano z różnych elementów konstrukcyjnych (jak podpory, dźwgary nośne) w celu określenia stężenia chlorków w betonie. Dane do badań otrzymywano w postaci wierceń na głębokość otuliny, czyli ok 3cm.



Fot. 1. Pobranie próbek z filara



Fot. 2. Pobranie próbek z ustroju nośnego



Fot. 2. Gotowa próbka do badań

Biuro Projektowe TOKBUD
Oś. A. Biernackiego 94, 44-370 Pszów
Laboratorium

Pszów 29.12.2010r.

Raport z badań laboratoryjnych betonu



Rodzaj badania: badanie zawartości chlorków w betonie
 Badany obiekt: Most przez Wisłę w/c ul. Legionów w Czechowicach-Dz.
 Miejsce pobrania próbek: przyczółki, belki, filary (zgodnie z oznaczeniem próbek)
 Rodzaj próbek: pył betonowy o uziarnieniu $< 0,125$ mm
 Data pobrania próbek: 18. 12. 2010.
 Data wykonania badania: 27. 12. 2010.

Badanie wykonano według załącznika do zarządzenia nr 11 Generalnego Dyrektora Dróg Publicznych z dnia 3 grudnia 1998 roku: „Zalecenia dotyczące oceny jakości betonu „in-situ” w istniejących konstrukcjach obiektów mostowych”

Badanie zawartości jonów Cl^- wykonano przy użyciu zestawu pomiarowego „Aquamerck Chlorid-Test”

Do obliczeń przyjęto zawartość cementu w betonie konstrukcji na poziomie 400 kg/m^3 oraz gęstość pozorną betonu 2500 kg/m^3 .

Wykonano po trzy oznaczenia dla każdej próbki, wyniki uśredniono i przedstawiono w tab. 1.

Tabela 1. Wyniki badań zawartości jonów Cl^- w spoiwie.

Nr próbki	Oznaczenie próbek	Średnia zawartość jonów Cl^- [% masy betonu]	Średnia zawartość jonów Cl^- [% masy cementu]
1	Przyczółek 2, p. nr 13, trzon	0,08	0,52
2	Przyczółek 2. p. nr 13 skrzydło	0,09	0,55
3	Belka skrajna B1, p.12-GW	0,05	0,49
4	Podpora nr 12, filar	0,02	0,23
5	Belka skrajna B4, p.11-DW	0,02	0,43

6	Podpora nr 11, filar	0,01	0,15
7	Podpora nr 10, filar	0,08	0,52
8	Belka skrajna B1, p.9-GW	0,02	0,43
9	Belka skrajna B4, p.1-DW	0,05	0,49
10	Podpora nr 10, bok filara	0,01	0,15
11	Belka skrajna B1, p.8-GW	0,02	0,43
12	Podpora nr 9, filar	0,03	0,21

ozn.:

- Przyczółek 2, p. nr 13, trzon (przyczółek od strony Centrum, podpora nr 13, próbka pobrana z trzonu przyczółka),
- Belka skrajna B1, p.9-GW (belka skrajna, przęsło nr 9, od strony górnej wody),
- Podpora nr 9, filar (podpora nr 9, próbka pobrana z filara).

Zgodnie z Zaleceniami Instytutu Badawczego Dróg i Mostów wartość graniczna stężenia chlorków dla konstrukcji żelbetowych nie może być wyższa niż 0.4% masy cementu, a dla konstrukcji sprężonych 0.2% masy cementu.

Korozja betonu powstaje pod wpływem czynników chemicznych, związana jest z działaniem wody i różnych substancji agresywnych rozpuszczonych w wodzie.

Wodorotlenek wapnia jest najbardziej wrażliwy na rozpuszczanie składnikiem stwardniałego zaczynu cementowego (rozpuszczalność rzędu 1200-1700mg /l). Do póki $\text{Ca}(\text{OH})_2$ znajduje się w porach betonu i utrzymuje odczyn silnie zasadowy ($\text{pH} > 12$) układ jest w stanie równowagi i zachowuje trwałość. Rozpuszczanie i wypłukanie $\text{Ca}(\text{OH})_2$ z zaczynu narusza istniejący stan równowagi. Następujące obniżenie zasadowości fazy ciekłej do wartości $\text{pH} < 12$ i stabilne wcześniej minerały ulegają rozpuszczeniu.

Przy wartości pH 10 i wyższej, stal zbrojeniowa w betonie jest chroniona przez tzw. alkaliczną warstwę pasywną. Przyczyną tak wysokiej wartości pH jest pochodzący z cementu wodorotlenek wapniowy, który znajduje się w porach betonu. Z upływem czasu na skutek postępującej karbonatyzacji maleje wartość pH , przy wartości pH ok. 10 następuje utrata naturalnej ochrony antykorozyjnej, co można stwierdzić w niektórych elementach badanego mostu.

Badanie wykonała:

Anna Tokarek

ZAŁĄCZNIK NR 6

Określenie wymiarów fundamentu na podstawie odkrywki.

Ponieważ Inwestor zadania nie dysponuje żadną dokumentacją projektową istniejącego obiektu zdecydowano się na odkrywkę fundamentu celem zmierzenia, określenia rodzaju fundamentu. Odkrywkę wykonano dla podpory nr 12, od strony centrum,



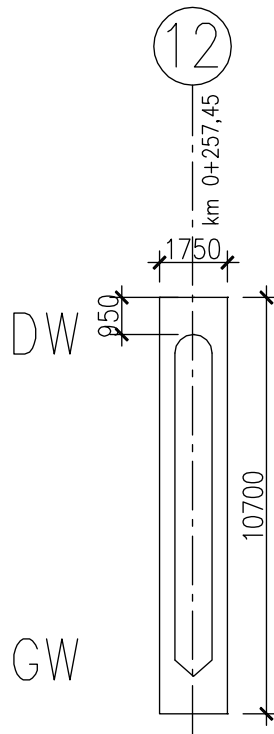
Fot. 1 Lokalizacja odkrywki



Fot. 2 Pomiary ławy fundamentowej

WIDOK Z GÓRY

1: 200



Rys. 1 Wymiary ławy fundamentowej podpory nr 12.

W czasie pomiarów ławy fundamentowej określono ją na 1,75x10,7m. Z powodu znacznej głębokości, koparka nie była w stanie głębiej wykopać celem sprawdzenia szerszego, niżej położonego fundamentu. Tak małe wymiary posadowienia filara wskazywałyby na posadowienie pośrednie obiektu, za pomocą pali lub studni fundamentowych.