

**EKSPERTYZA STANU TECHNICZNEGO WIADUKTU DROGOWEGO
W CIĄGU UL. UJEJSKIEJ NAD DROGĄ KRAJOWĄ NR 1
W DĄBROWIE GÓRNICZEJ.**



Zlecniodawca:

**Gmina Dąbrowa Górnicza
ul. Graniczna 21
41-300 Dąbrowa Górnicza**

Projektant:

**mgr inż. Grzegorz Łaba
upr. bud. SLK/1232/PWOM/06**

**Zespół
autorski:**

**mgr inż. Grzegorz Łaba
dr inż. Piotr Owerko
mgr inż. Wojciech Jakubowski**

Bielsko – Biała, lipiec 2015 r.

SPIS TREŚCI

1. PRZEDMIOT I PODSTAWY PRACY	5
1.1. Przedmiot opracowania.....	5
1.2. Źródła opracowania.....	6
1.3. Cel i zakres opracowania.	6
2. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU.	7
2.1. Opis ogólny.....	7
2.2. Ustrój nośny.....	7
2.3. Podpory.	7
2.4. Podparcie tymczasowe.	7
2.5. Łożyska.....	8
2.6. Urządzenia dylatacyjne	8
2.7. Nawierzchnia i elementy bezpieczeństwa	8
2.8. Odwodnienie.....	8
2.9 Bariery i balustrady	9
2.10. Schody skarpowe.....	9
3. INWENTARYZACJA OBIEKTU	9
3.1. Inwentaryzacja geometryczna	9
3.2. Inwentaryzacja uszkodzeń	9
4. BADANIA DIAGNOSTYCZNE I MONITORING.....	9
4.1. Zakres badań.....	9
4.2. Badania wytrzymałości betonu.....	9
4.3. Inwentaryzacja zbrojenia i stali sprężającej.....	10
4.4. Badania chemiczne betonu.....	10
4.5. Monitoring konstrukcji	10
5. OCENA STANU TECHNICZNEGO.....	11
5.1. Stan nawierzchni jezdni.	11
5.2. Stan balustrad i barier energochłonnych.....	11
5.3. Stan chodników.	11
5.4. Stan gzymsów.	12
5.5. Stan izolacji.	12
5.6. Stan przerw dylatacyjnych.	12
5.7. Stan łożysk i ciosów podłożyskowych.....	12
5.8. Stan konstrukcji nośnej.....	12
5.9. Stan podpór i fundamentów.	13
5.10. Stan zabezpieczenia skarp.....	13
5.11. Skrajnia drogowa pod obiektem.....	13
5.12. Stan podparcia tymczasowego wiaduktu.	13
5.13. Stan oznakowania i zabezpieczenia tymczasowego wiaduktu.....	14
6. ANALIZA NOŚNOŚCI I STATECZNOŚCI KONSTRUKCJI.....	15
6.1. Zakres analizy.....	15
6.2. Założenia materiałowe.....	15
6.3. Obciążenie stałe.	15
6.4. Obciążenie użytkowe.....	15
6.4.1. Obciążenie normowe wg [1].....	15
6.4.2. Obciążenie użytkowe taborem samochodowym.....	15
6.4.3. Model obliczeniowy.....	16

6.5.	Nośność normowa ustroju nośnego.....	16
6.6.	Nośność użytkowa ustroju nośnego.....	16
6.7.	Nośność podpór.....	16
7.	ZAKRES PRAC REMONTOWYCH I ZABEZPIELAJĄCYCH.....	17
7.1.	Zakres prac remontowych.....	17
7.2.	Użytkowanie obiektu do czasu wykonania przebudowy.	18
8.	WNIOSKI KOŃCOWE.....	20

ZAŁĄCZNIKI:

Załącznik 1 – Inwentaryzacja geometryczna obiektu.

Załącznik 2 – Inwentaryzacja uszkodzeń

Załącznik 3 – Dokumentacja fotograficzna

Załącznik 4 – Monitoring konstrukcji – Pomiar niwelacyjny precyzyjny

Załącznik 5 – Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe

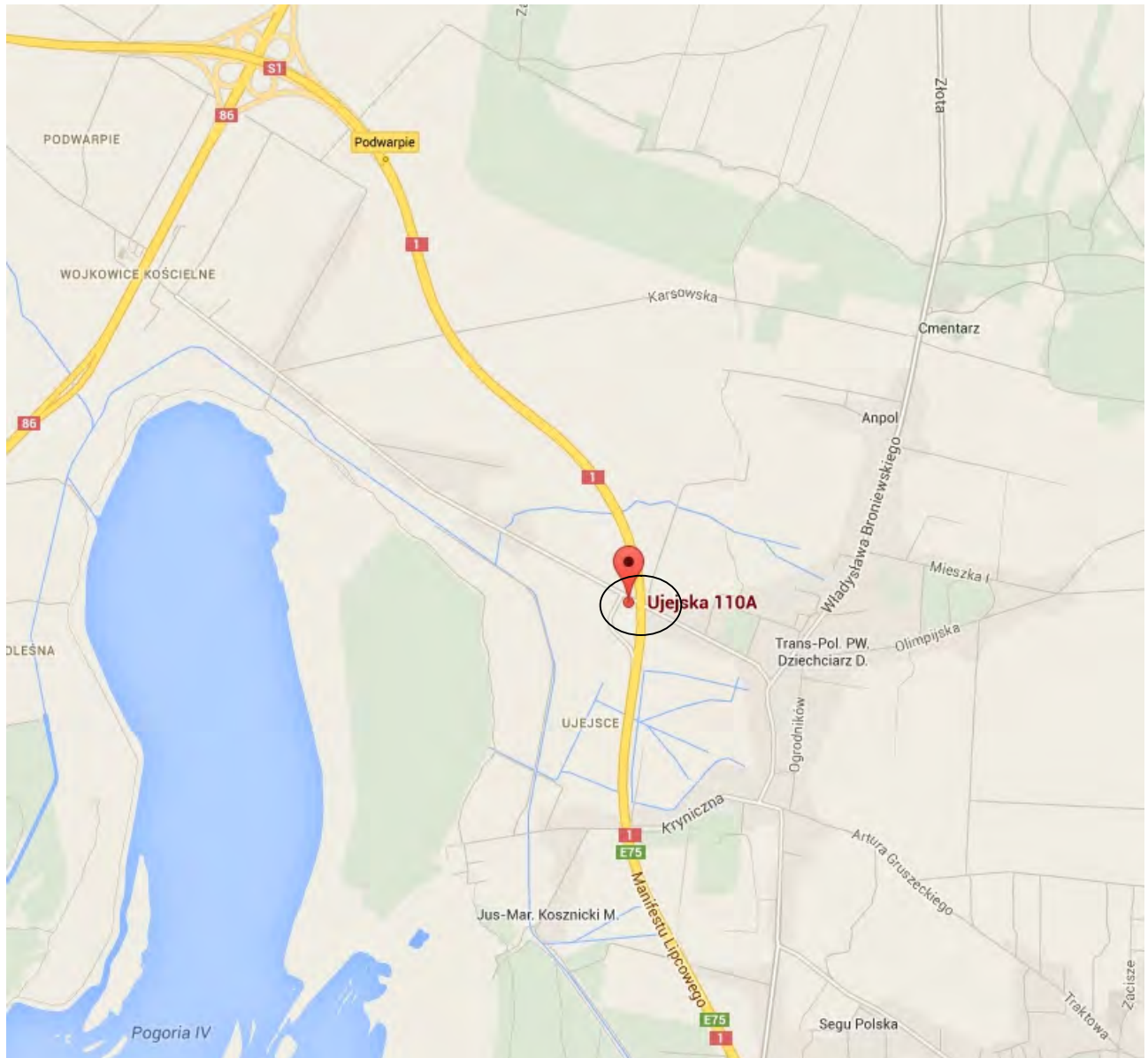
Załącznik 6 – Uprawnienia projektanta

1. PRZEDMIOT I PODSTAWY PRACY.

1.1. Przedmiot opracowania.

Przedmiotem opracowania jest ekspertyza stanu technicznego wiaduktu drogowego w ciągu ul. Ujejskiej nad DK1 w Dąbrowie Górniczej.

Lokalizacja obiektu została przedstawiona na rys. 1.



Rys. 1 – Lokalizacja obiektu.

1.2. Źródła opracowania.

Opracowanie wykonano na zlecenie Gminy Dąbrowa Górnicza - umowa nr WKD.271.5.584.2015 z dnia 03.06.2015 r.

W pracy wykorzystano:

- [1] PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [2] PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- [3] Ekspertyza stanu technicznego wiaduktu drogowego w ciągu ul. Ujejskiej nad DK 1 w Dąbrowie Górniczej, - oprac. P.P.B. System, maj 2014r.
- [4] PN-EN 12504-3 „Badania betonu w konstrukcjach - Część 3: Oznaczanie siły odrywania”
- [5] Sprawozdanie z badań In-situ konstrukcji wiaduktu nad drogą S-1 w ciągu ul. Ujejskiej w Dąbrowie Górniczej; oprac.: BARG Laboratorium Budowlane z Siemianowic Śląskich.
- [6] Ustawa Prawo budowlane z 7 lipca 1994 r. (Dz. U. Nr 146/2006 r., poz. 1118 z późniejszymi zmianami).
- [7] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2003 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. (Dz. U. Nr 63/2003 r.).
- [8] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 31 grudnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych pojazdów oraz zakresu ich niezbędnego wyposażenia (Dz. U. Nr 32/2003 r., poz. 263).
- [9] A. Madaj, W. Wołowicki: Mosty betonowe wymiarowanie i konstruowanie. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1998.
- [10] Ł. Drobiec, R. Jasiński, A. Piekarczyk: Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2010.
- [11] PN-EN 13791:2008 „Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych.
- [12] PN-88/B06250 „Beton zwykły”.

1.3. Cel i zakres opracowania.

Celem opracowania jest ocena stanu technicznego przedmiotowego obiektu ze szczególnym uwzględnieniem nośności, stateczności konstrukcji i bezpieczeństwa jej użytkowania po okresie 1 roku od przeprowadzenia pomiarów i badań przedmiotowego wiaduktu. Opracowanie stanowi analizę porównawczą stanu konstrukcji z określeniem zakresu zaistniałych zmian i ich wpływu na bezpieczeństwo użytkowania wraz z ustaleniem możliwości dalszego użytkowania obiektu w odniesieniu do stanu konstrukcji sprzed roku. W skład opracowania wchodzi:

- inwentaryzacja geometryczna i konstrukcyjna obiektu,
- inwentaryzacja uszkodzeń,
- monitoring konstrukcji – pomiary niwelacyjne precyzyjne,
- ocena stanu technicznego,
- analiza nośności konstrukcji wraz z określeniem nośności normowej i użytkowej,
- zakres wymaganych, ewentualnych prac remontowych,
- ocena przydatności obiektu do dalszej eksploatacji i zalecenia końcowe.

2. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU.

2.1. Opis ogólny.

Przedmiotowy wiadukt zlokalizowany jest w ciągu ul. Ujejskiej w Dąbrowie Górniczej. Zadaniem obiektu jest przeprowadzenie ruchu kołowego i ruchu pieszych nad drogą krajową nr 1. Ustrój nośny obiektu stanowi układ 4 wolnopodpartych przęseł z belek prefabrykowanych typu „Płońsk” połączonych żelbetową płytą pomostu. Z uwagi na zły stan techniczny elementów konstrukcyjnych elementów ustroju nośnego oraz podpór, wiadukt został tymczasowo podparty na konstrukcjach z klatek rusztowaniowych i profili stalowych.

2.2. Ustrój nośny.

Ustrój nośny stanowi 4-przęsłowa konstrukcja z belek prefabrykowanych typu „Płońsk”, na których oparta jest żelbetowa płyta pomostu. Założono brak zespolenia belek prefabrykowanych z płytą, z uwagi na fakt iż we wczesnych konstrukcjach tego typu belki były pozbawione dodatkowych elementów zespalających. Wszystkie przęsła pracują w schemacie belki swobodnie podpartej. Rozpiętości teoretyczne przęseł wynoszą: 9,86 m + 2x20,46 m + 9,86 m. Całkowita długość ustroju nośnego wynosi 64,0 m. W przekroju poprzecznym występuje 7 prefabrykowanych dźwigarów strunobetonowych typu „Płońsk” długości 10,35 m i 20,95 m. Rozstaw poprzeczny belek głównych wynosi 1,5 m. Grubość płyty jest zmienna i wynosi 16-25 cm. Całkowita szerokość wiaduktu wynosi 10,80 m. Oś podłużna wiaduktu w planie przybliża linię prostą. Kąt skrzyżowania osi podłużnej obiektu z osiami podpór wynosi $\sim 61,5^{\circ}$.

Wszystkie belki sprężone są splotami 7x2,5 mm ze stali klasy I wg [2]. W belkach przęseł skrajnych (długości belek 10,35 m) występują 24 sploty proste. W belkach przęseł wewnętrznych (długości belek 20,95 m) występuje 50 splotów prostych i 28 splotów odgiętych.

2.3. Podpory.

Podpory skrajne tworzy zatopiony w nasypie układ trzech słupów zwieńczonych oczepem, który tworzy ławę podłożyskową. Oczep połączony jest z monolityczną ścianką zapleczną i skrzydełkami. Przekrój poprzeczny słupów stanowi ośmiokąt foremny o długości boku ok. 31 cm. Słupy podpory są prawdopodobnie utwierdzone w płycie fundamentowej.

Podpory pośrednie tworzy układ trzech słupów zwieńczonych oczepem o wymiarach 11,5x1,5 m oraz wysokości 0,75 m. Przekrój poprzeczny słupów stanowi ośmiokąt foremny o długości boku ok. 31 cm. Słupy utwierdzone są w płycie fundamentowej.

Brak dokumentacji archiwalnej oraz umiejscowienie tymczasowego podparcia w bezpośrednim sąsiedztwie podpór pośrednich uniemożliwia rozpoznanie faktycznego sposobu posadowienia podpór.

2.4. Podparcie tymczasowe.

Ze względu na ubytki materiałowe oraz pęknięcia występujące w ciosach podłożyskowych oraz elementach podpór pośrednich (oczepy i słupy filarów) konstrukcja obecnie podparta jest na dodatkowych podporach tymczasowych. Zadaniem konstrukcji

tymczasowych jest odciążenie podpór pośrednich wiaduktu oraz przejście reakcji z ustroju nośnego. Po obu stronach każdego filara zabudowano wieże rusztowaniowe z klatek stalowych zwieńczonych w szczycie profilami z dwuteowników stalowych, podpierające wszystkie belki przęsła.

Podparcie tymczasowe obejmuje:

- Podpora 2 – 1 rząd 4 wież rusztowaniowych od strony przęsła I, 1 rząd 7 wież rusztowaniowych od strony przęsła II,
- Podpora 3 - 2 rzędy po 7 wież rusztowaniowych,
- Podpora 4 – 1 rząd 7 wież rusztowaniowych od strony przęsła III, 1 rząd 4 wież rusztowaniowych od strony przęsła IV.

Z uwagi na zły stan łożysk i ciosów podłożyskowych wykonano również tymczasowe podparcie belek na przyczółkach w postaci stołków stalowych opartych na oczepie - belce podłożyskowej bezpośrednio przed ciosami podłożyskowymi.

Dodatkowo w środku przęsła II pod belką A (belka skrajna północna - uszkodzona) zlokalizowano dodatkową wieżę rusztowaniową, podpierającą belkę w rejonie uszkodzenia.

Przekazywanie obciążeń z belek na profile stalowe zapewniono poprzez zastosowanie klinów drewnianych. Rozpiętości poszczególnych przęseł z uwzględnieniem podparcia tymczasowego wynoszą:

- przęsła skrajne: ~8,1 m,
- przęsła wewnętrzne: ~18,0 m.

Podparcie tymczasowe zostało zobrazowane w załączniku 3.

2.5. Łożyska.

Na podporach skrajnych występują stalowe łożyska jednowałkowe. Na podporach pośrednich występują łożyska stalowe styczne. Z uwagi na podparcie montażowe opisane w punkcie 2.4. łożyska nie przenoszą zasadniczych obciążeń z przęseł konstrukcji. Reakcje z ustroju nośnego przekazywane są na elementy podpierające, a dalej na podłoże gruntowe za pośrednictwem klatek rusztowaniowych stalowych.

2.6. Urządzenia dylatacyjne.

Urządzenia dylatacyjne nie występują. W szczelinach dylatacyjnych umieszczone są deski. Nad szczelinami występuje nawierzchnia asfaltowa. Dylatacje kolejnych przęseł wykonane są jako ciągłe bitumiczne.

2.7. Nawierzchnia i elementy bezpieczeństwa.

Na jezdni występuje nawierzchnia z betonu asfaltowego o grubości 12 cm. Na chodnikach zastosowano nawierzchnię asfaltową. Betonowe krawężniki na obiekcie nie spełniają wymagań rozporządzenia [6].

2.8. Odwodnienie.

Odwodnienie obiektu zapewniają grawitacyjne spadki podłużne i poprzeczne odprowadzające wody opadowe poza obiekt do prowizorycznych wpustów tj. przerw w krawężnikach chodników na dojazdach, z których woda odprowadzana jest na skarpy nasypów.

2.9 Bariery i balustrady.

Bariery drogowe doprowadzone są do obiektu na odcinkach dojazdowych. Na obiekcie występują balustrady stalowe. Poręcz typu P1. W celu uzyskania wysokości zgodnej z rozporządzeniem [6], do poręczy dospawano pochwyty rurowe.

2.10. Schody skarpowe.

Na obiekcie nie występują schody skarpowe.

3. INWENTARYZACJA OBIEKTU

3.1. Inwentaryzacja geometryczna.

Inwentaryzację geometryczną przeprowadzono w oparciu o pomiary terenowe. Jej wyniki przedstawiają rysunki w załączniku nr 1.

3.2. Inwentaryzacja uszkodzeń.

Inwentaryzację uszkodzeń wykonano w formie rysunkowej z naniesionym zakresem zauważonych zmian jakie zaszły w okresie 1 roku użytkowania obiektu (załącznik nr 2) i fotograficznej (załącznik nr 3).

4. BADANIA DIAGNOSTYCZNE I MONITORING.

4.1. Zakres badań.

Szczegółowy zakres przeprowadzonych badań został przedstawiony w opracowaniu [3] i [5]. Ponieważ stan materiału konstrukcji jest znany i nie pozostawia on wątpliwości, dlatego nie przytoczono tutaj wyników badań, gdyż wobec wprowadzonych zabezpieczeń obiektu nie mają one większego znaczenia. Ponieważ najistotniejszym czynnikiem jest bezpieczeństwo użytkowników oraz samej konstrukcji, dlatego wprowadzono monitoring przemieszczeń konstrukcji. Celem monitoringu jest wychwycenie wszelkich niewidocznych gołym okiem, a mogących zachodzić niepokojących zjawisk, w szczególności pracy poszczególnych przęseł opartych na kłatkach stalowych – podporach tymczasowych.

4.2. Badania wytrzymałości betonu.

Określenie wytrzymałości badań betonu w sposób szczegółowy opisano w opracowaniu [3]. Poniżej zamieszczono zbiorcze zestawienie wyników tych badań.

Tablica 1.

Wyniki badań wytrzymałości betonu		
Lp.	Element	Klasa betonu
1.	belka prefabrykowana	B40
2.	płyta pomostu	B20
3.	podpora 1 (przyczółek)	B40
4.	podpora 2 - słupy	B25
5.	podpora 2 - oczepy	B40
6.	podpora 3 - słupy	B25
7.	podpora 4 - słupy	B40
8.	podpora 4 - oczepy	B30
9.	podpora 5 (przyczółek)	B40

4.3. Inwentaryzacja zbrojenia i stali sprężającej.

Ilość stali sprężającej oraz zbrojenia miękkiego w belkach prefabrykowanych przyjęto na podstawie dostępnych kart katalogowych belek Płońsk oraz na podstawie oględzin dostępnych stref zakotwień belek sprężających. Identyfikacji zbrojenia podpór pośrednich dokonano w punktach dużych ubytków betonu oraz lokalnych odkrywek na słupach i oczepie filara.

Inwentaryzacja zbrojenia:

- Belka Płońsk 20,95 m
Stal sprężająca odmiany I wg [2]:
 - 50 splotów prostych $7\phi 2,5$ mm
 - 28 splotów odgiętych $7\phi 2,5$ mm
- Belka Płońsk 10,34 m
Stal sprężająca odmiany I wg [2]:
 - 24 sploty proste $7\phi 2,5$ mm
- Oczep podpory pośredniej
Stal miękka gładka A-0:
 - $16\phi 28$ – zbrojenie podłużne
 - $\phi 12$ co 200 mm – zbrojenie poprzeczne
- Słup podpory pośredniej
Stal miękka gładka A-0:
 - $24\phi 36$ – zbrojenie podłużne
 - $\phi 12$ co 200 mm – zbrojenie poprzeczne – na długości 1,0 m pod oczepem
 - $\phi 12$ co 300 mm – zbrojenie poprzeczne – na pozostałej długości

4.4. Badania chemiczne betonu.

Badania mające na celu określenie głębokości karbonatyzacji otuliny betonowej oraz badanie zawartości jonów chlorkowych zostało szczegółowo opisane w opracowaniu [3] wraz ze szczegółowymi wynikami badań diagnostycznych dla poszczególnych elementów. W odniesieniu do obecnego etapu i sposobu użytkowania konstrukcji pozytywne wynik tych badań pozostają bez wpływu na określenie warunków dalszego użytkowania obiektu.

4.5. Monitoring konstrukcji.

Celem monitoringu geodezyjnego (precyzyjne pomiary niwelacyjne) jest wychwycenie wszelkich niewidocznych gołym okiem, a mogących zachodzić niepokojących zjawisk, w szczególności niekontrolowanych przemieszczeń konstrukcji oraz przemieszczeń podparć tymczasowych, przenoszących zasadnicze reakcje konstrukcji na podłoże gruntowe. Od stabilności tych elementów zależy w dużej mierze bezpieczeństwo całego obiektu oraz mają one wpływ na zachowanie się poszczególnych elementów konstrukcji.

Do prawidłowej oceny zachodzących zjawisk zainstalowano na obiekcie stałe repery geodezyjne. Podzielono je na dwie grupy. Pierwsza grupa reperów odpowiada za pomost konstrukcji, na jej podstawie można wnioskować o przemieszczeniach przęseł i ich podparć. W przekroju poprzecznym mostu zainstalowano po 6 punktów pomiaru w strefach podporowych oraz po 3 punkty w przekrojach przęsłowych (dla przęseł 2 i 3) łącznie na pomoście zainstalowano 36 punktów pomiarowych o numerach 101- 136.

Druga grupa reperów obejmuje podpory konstrukcji, w tym również podparcia tymczasowe. Dla drugiej grupy zainstalowano 31 punktów pomiarowych, po 3 punkty na każdej z istniejących podpór stałych oraz dodatkowe punkty kontrolne dla podstaw klatek rusztowaniowych (po 4 punkty dla klatek w rejonie podpory 2 i 3 oraz 6 punktów dla klatek w rejonie podpory 4 oraz 1 punkt pomiarowy dla podparcia tymczasowego w miejscu uszkodzenia dźwigara głównego w przęśle 2). Dla sprawdzenia i weryfikacji poprawności pomiarów wyznaczono 4 punkty kontrolne w odniesieniu do których można dokonywać analizy porównawczej mierzonych przemieszczeń w całym okresie trwania monitoringu. Dla jednego z tych punktów przyjęto lokalny układ odniesienia z zadaną rzędną porównawczą +100,0000 m. Pomiaru zostały przeprowadzone z użyciem niwelatora precyzyjnego Zeiss Koni Ni007 oraz precyzyjnej łąty inwarowej. Dokładność pojedynczego pomiaru wyniosła +/- 0,1 mm. Szczegółowe rozmieszczenie punktów oraz wielkości pomiarów przedstawiono w załączniku nr 4 na rys.3 i 4 opracowania.

5. OCENA STANU TECHNICZNEGO.

Ocenę stanu technicznego przeprowadzono w odniesieniu do stanu sprzed roku z uwzględnieniem zaistniałych zmian oraz wynikających z tego konsekwencji. Występujące uszkodzenia zostały przedstawione w załączniku 2 opracowania z wyszczególnieniem zjawisk które uległy nasileniu oraz uszkodzeń nowopowstałych.

5.1. Stan nawierzchni jezdni.

Stan techniczny nawierzchni jezdni jest niedostateczny (obniżenie oceny elementu, zmiana z niepokojącego). Występują lokalne deformacje nawierzchni na odcinkach dojazdowych oraz pęknięcia w rejonie dylatacji. Przy krawężnikach na całej długości wiaduktu po obu stronach jezdni występuje vegetacja roślin. Nawierzchnia na obiekcie nosi ślady wielu lokalnych napraw pogarszających jej estetykę.

5.2. Stan balustrad i barier energochłonnych.

Stan techniczny balustrad jest niepokojący. Występują liczne braki powłoki malarskiej oraz lokalne ogniska korozji. (Nastąpiła tutaj propagacja zjawisk korozyjnych bez obniżenia oceny elementu)

Stan techniczny barier energochłonnych na dojazdach do obiektu jest niedostateczny. Bariery te są silnie zdeformowane oraz wykazują oznaki dużego osiadania, co sprawia, że wysokość pasa profilowego ponad poziomem jezdni jest niewystarczająca i niezgodna z obowiązującymi przepisami. Ocena elementu pozostaje bez zmian.

5.3. Stan chodników.

Stan techniczny chodników na obiekcie jest niepokojący. Występują lokalne deformacje nawierzchni asfaltowej oraz vegetacja roślinności na styku z krawężnikami oraz gzymsem. (Nastąpiła tutaj propagacja vegetacji roślinności bez obniżenia oceny elementu).

Stan techniczny chodników na dojazdach do obiektu jest niedostateczny. Występują bardzo duże deformacje i osiadanie nawierzchni oraz vegetacja roślinności. Ocena elementu pozostaje bez zmian.

5.4. Stan gzymsów.

Stan techniczny gzymsów oceniono na awaryjny. Występują duże ubytki betonu odsłaniające korodujące zbrojenie. Uszkodzenia zlokalizowane są głównie w obrębie przerw dylatacyjnych. Odcinki gzymsów znajdujące się bezpośrednio nad DK1 zabezpieczone są siatką, uniemożliwiająca spadanie fragmentów skruszonego betonu na jezdnię. Stan analizowanego elementu oraz ocena elementu pozostaje bez zmian.

5.5. Stan izolacji.

Stan techniczny izolacji jest awaryjny (obniżenie oceny elementu, zmiana z niedostatecznego). Na spodzie płyty pomiędzy belkami oraz na bocznych powierzchniach belek widoczne są zacieki i wykwyty, które wskazują na liczne lokalne uszkodzenia izolacji pomostu. Nastąpiła tutaj propagacja uszkodzeń, w szczególności dotyczy ona belek skrajnych i stref podporowych.

5.6. Stan przerw dylatacyjnych.

Stan techniczny przerw dylatacyjnych oceniono na awaryjny. W szczelinach na stykach płyty pomostowej występują drewniane deski. Szczeliny te z uwagi na zakleszczenie nie zapewniają swobody odkształceń konstrukcji, co skutkuje powstawaniem uszkodzeń betonu płyty i gzymsów w tych strefach. Na powierzchni płyty pomostowej nad szczelinami występuje zwykła nawierzchnia asfaltowa. Zacieki na belkach, oczepach podpór pośrednich oraz ściankach zapleczy przyczółków świadczą o nieszczelności przerw dylatacyjnych. Stan analizowanego elementu oraz ocena elementu pozostaje bez zmian

5.7. Stan łożysk i ciosów podłożyskowych.

Stan techniczny łożysk oceniono na awaryjny. Na wszystkich łożyskach występuje zaawansowana korozja wgłębna. Łożyska nie są w stanie bezpiecznie przenosić obciążeń i odkształceń przęseł konstrukcji. Stan analizowanego elementu oraz ocena elementu pozostaje bez zmian.

Stan techniczny ciosów podłożyskowych oceniono na awaryjny. Występują liczne spękania betonu. Część ciosów podłożyskowych uległa zmiażdżeniu. Stan analizowanego elementu oraz ocena elementu pozostaje bez zmian.

Istniejące podparcie tymczasowe wyłącza łożyska i ciosy z przenoszenia zasadniczych obciążeń z ustroju nośnego.

5.8. Stan konstrukcji nośnej.

Generalnie stan techniczny ustroju nośnego należy uznać za przedawaryjny. Belka skrajna (a) przęsla II (nad jezdnią w kierunku Cieszyna) jest poważnie uszkodzona na skutek uderzenia pojazdu ponadnormatywnego. Półka dolna dźwigara jest praktycznie pozbawiona betonu. Nastąpiło przerwanie części splotów sprężających. Belka ta została zabezpieczona poprzez wykonanie lokalnej obustronnej nakładki z ceowników w obrębie środka. Spód belki został lokalnie naprawiony i zabezpieczony zaprawkami PCC. Powyższe czynności naprawcze wynikały z zaleceń ekspertyzy [3]. Belka ta została tymczasowo podparta w strefie uszkodzenia, w sposób punktowy za pomocą zabudowanej pod obiektem wieży z klatek rusztowaniowych.

Spody płyty, pólek górnych dźwigarów jak i powierzchnie boczne pokryte są zaciekami i wykwitami świadczącymi o braku szczelności izolacji i dylatacji. W obecnej sytuacji otulina betonowa zbrojenia belek jest niewystarczająca, czego skutkiem są widoczne na powierzchni skorodowane pręty zbrojeniowe. Okucia belek prefabrykowanych w strefie oparcia na łożyskach są silnie skorodowane. Postępujące procesy destrukcyjne betonu oraz stali zbrojeniowej dźwigarów prowadzą do zmniejszenia przekroju efektywnego zbrojenia oraz zmniejszenia grubości otulenia splotów sprężających, co może w konsekwencji prowadzić do obniżenia nośności i skrócenia czasu bezpiecznego użytkowania belek. Stan analizowanego elementu oraz ocena elementu pozostaje bez zmian.

Odcinki przęsła znajdujące się bezpośrednio nad DK1 zabezpieczone są siatką, uniemożliwiającą spadanie fragmentów skruszonego betonu na jezdnię.

5.9. Stan podpór i fundamentów.

Stan techniczny podpór jest przedawaryjny, (obniżenie oceny elementu, zmiana z niedostatecznego). Wszystkie słupy i oczepy podpór pośrednich wykazują liczne zarysowania i spękania o charakterze przeciążeniowym. Na powierzchniach wszystkich podpór występują zacieki i wykwyty będące skutkiem nieszczelnych przerw dylatacyjnych. Intensywne, okresowe zawilgocenie powoduje rozsadzanie betonu. Na powierzchniach podpór widoczne są odsłonięte skorodowane pręty zbrojeniowe.

Brak możliwości rozpoznania sposobu posadowienia uniemożliwia ocenę faktycznej nośności fundamentów. Brak oznak nieprawidłowej pracy fundamentów.

5.10. Stan zabezpieczenia skarp.

Umocnienie skarp na przyczółkach w postaci płyt betonowych jest zdekompletowane co obniża poziom estetyki obiektu. Występuje duża wegetacja roślinności. Stan techniczny skarp jest niedostateczny. Stan analizowanego elementu oraz ocena elementu pozostaje bez zmian.

5.11. Skrajnia drogowa pod obiektem.

Skrajnia drogowa pionowa pod obiektem jest zachowana i odpowiednia dla parametrów drogi pod obiektem. Skrajnia pozioma nie jest zachowana z uwagi na zabudowane podparcia tymczasowe, w szczególności przez podporę tymczasową podpierającą uszkodzoną belkę na pasie ruchu w kierunku Cieszyna pod przęsłem II. Stan analizowanego elementu pozostaje bez zmian.

5.12. Stan podparcia tymczasowego wiaduktu.

Przyjęty sposób tymczasowego podparcia podpór pośrednich obiektu (opisany w punkcie 2.4) jest prawidłowy. Uzyskany w wyniku dodatkowego podparcia schemat statyczny bardzo istotnie odciąża znajdujące się w przedawaryjnym stanie technicznym filary pośrednie. Nie stwierdzono efektów nieprawidłowej pracy przyjętego rozwiązania konstrukcyjnego rusztowań.

Zastosowanie stalowych stołków na oczepach przyczółków w istotny sposób odciąża uszkodzone łożyska i ciosy podłożyskowe. Obciążenie z belek jest w bezpieczny sposób przekazywane na konstrukcje tymczasowe oraz na oczepy podpór pośrednich.

Punktowe podparcie belki skrajnej, północnej (a) przeszła II w bezpośrednim sąsiedztwie miejsca uszkodzenia zmienia charakter pracy belki w tej strefie. Następuje tu zmiana znaku i zmniejszenie bezwzględnej wartości momentu zginającego w belce, a także powstawanie dodatkowych naprężeń ścinających w przekroju. Wpływ zastosowanego podparcia na pracę uszkodzonej belki został uwzględniony w przeprowadzonej analizie statyczno – wytrzymałościowej.

W aktualnym stanie technicznym obiektu, zastosowane podparcie tymczasowe jest niezbędne. Przyjęte rozwiązanie podparcia tymczasowego, w formie klatek stalowych, zapewnia odpowiednią pracę statyczną całości konstrukcji oraz gwarantuje bezpieczne przenoszenie obciążeń z ustroju nośnego na podłoże gruntowe z pominięciem uszkodzonych i przeciążonych elementów. Brak zastosowanego podparcia tymczasowego byłby niebezpieczny dla konstrukcji i prawdopodobnie doprowadziłby do awarii konstrukcji, utraty stateczności elementów konstrukcji (belek głównych ustroju nośnego), a nawet mógłby doprowadzić do katastrofy budowlanej.

Stan podparcia tymczasowego wiaduktu jest zadowalający. Na klatkach rusztowaniowych widoczne są pierwsze lokalne ogniska korozji. Belki wieńczące klatki, na których oparte są stoliki podpierające konstrukcje są powierzchniowo skorodowane, jednak obecna korozja nie wpływa na nośność poszczególnych elementów. Fundamenty podpór pośrednich są stabilne nie wykazują widocznych uszkodzeń.

5.13. Stan oznakowania i zabezpieczenia tymczasowego wiaduktu.

Stan oznakowania tymczasowego na obiekcie jest zadowalający. Zastosowane oznakowanie pionowe jest odpowiednio widoczne i właściwe. Należy poddać korekcie ustawienie wykrzywionego słupa oznakowania bezpośrednio przed obiektem od strony wschodniej oraz skorygować ułożenie tarcz znaków na słupach.

Stan oznakowania tymczasowego pod obiektem jest niedostateczny. W szczególności dotyczy to oznakowania na jezdni w kierunku Cieszyna z ustawioną podporą pod uszkodzoną belką w przęśle II. Betonowe bariery tworzące początek klina rozdzielającego pasy ruchu są porozsuwane i ułożone w sposób nieregularny. Takie ustawienie stwarza dodatkowe niebezpieczeństwo w przypadku ewentualnej kolizji pojazdu z barierą. Bariery betonowe wymagają uzupełnienia i wymiany elementów uszkodzonych na nowe. Osłona energochłonna U15b oraz znak U4a zastosowane na początku klina rozdziału wymaga korekty położenia. Oznakowanie ostrzegawcze świetlne zastosowane w klinie jest niewystarczające i wymaga uzupełnienia. Zastosowane ograniczniki skrajni drogi U21a i U21 b wraz z podstawami znaków wymagają korekty położenia. Analogicznej korekty wymagają znaki U6c i U6d. Prawostronne zawężenie jezdni przed obiektem wykonane z betonowych barier wymaga korekty położenie elementów w strefie początkowej. Wszelkie uszkodzone elementy oznakowania oraz inne elementy znajdują się w bezpośrednim sąsiedztwie wyłączanej strefy powinny zostać usunięte tak aby swoją obecnością nie stwarzały dodatkowego zagrożenia dla uczestników ruchu drogowego.

Stan siatek tworzywowych zabezpieczających poruszające się pojazdy przed odpadającymi fragmentami otulin i gzymsów jest zadowalający, jednak w przestrzeni nad rozdzielonym prawym pasem jezdni w kierunku Cieszyna jest on w stanie przedawaryjnym. Luźno zwisający fragment siatki zabezpieczającej nie spełnia swojej roli a w przypadku zahaczenia i zerwania przez przejeżdżający pojazd ponadnormatywny będzie stwarzał dodatkowe zagrożenie dla innych użytkowników ruchu.

6. ANALIZA NOŚNOŚCI I STATECZNOŚCI KONSTRUKCJI.

6.1. Zakres analizy.

W ramach analizy statycznej określono nośność normową (klasa obciążenia wg normy [1]) oraz użytkową wg rozporządzenia [7] ustroju nośnego przedmiotowego obiektu. Obliczenia prowadzono z uwzględnieniem podparcia montażowego konstrukcji.

6.2. Założenia materiałowe.

Parametry betonu i stali przyjęto na podstawie normy [2] oraz punktu 4 niniejszego opracowania.

Beton:

- Belki prefabrykowane - B40
 $R_{b1} = 23,1 \text{ MPa}$ - wytrzymałość obliczeniowa betonu przy osiowym ściskaniu
 $E_b = 36,4 \text{ GPa}$ - moduł sprężystości betonu
- Płyta pomostu - B20
 $R_{b1} = 11,5 \text{ MPa}$ - wytrzymałość obliczeniowa betonu przy osiowym ściskaniu
 $E_b = 27,0 \text{ GPa}$ - moduł sprężystości betonu

Stal sprężająca:

- Sploty sprężające 7x2,5 mm odmiany I
 $P_{vk} = 69,0 \text{ KN}$ - nośność charakterystyczna liny 7x2,5 mm
 $P_{v0} = 46,0 \text{ KN}$ - nośność obliczeniowa liny 7x2,5 mm
 $E_v = 190 \text{ GPa}$ - moduł sprężystości stali sprężającej

6.3. Obciążenie stałe.

Ciężar własny elementów konstrukcyjnych oraz elementów wyposażenia określono na podstawie pomiarów rzeczywistej geometrii konstrukcji z uwzględnieniem ciężarów objętościowych.

6.4. Obciążenie użytkowe.

6.4.1. Obciążenie normowe wg [1].

W celu określenia normowej klasy obciążenia, model konstrukcji został obciążony obciążeniem użytkowym klasy A-E w zgodnej z normą [1] konfiguracji tj.:

- obciążeniem rozłożonym q wraz obciążeniem pojazdem K ,
- obciążeniem pojazdem S .

W obliczeniach uwzględniono zwiększenie ciężaru pojazdów K i S o wartość współczynnika dynamicznego zgodnie z pkt. 6.3.2. wg [1]. Analizowano podstawowy układ obciążeń.

6.4.2. Obciążenie użytkowe taborem samochodowym.

W celu określenia klasy użytkowej obiektu wg rozporządzenia [7], model konstrukcji został obciążony następującymi schematami pojazdów modelowych:

- zestawem modelowych pojazdów ciężarowych od S-10 do S-54,
- zestawem modelowych pojazdów autobusowych od A-13 do A-28,

6.4.3. Model obliczeniowy.

Ponieważ konstrukcja wiaduktu składa się z czterech przęseł pracujących w schemacie belki wolnopodpartej, do obliczeń przyjęto pojedyncze przęsło II jako najbardziej miarodajne, ze względu na rozpiętość i uszkodzenie belki skrajnej. Obliczenia prowadzono z uwzględnieniem oparcia przegubowego na podporach tymczasowych. Przyjęta rozpiętość teoretyczna przęsła wynosi 18,0 m.

Na potrzeby obliczeń utworzono dwa modele rusztowe klasy (e1, p2) w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012, uwzględniające dodatkowe podparcie uszkodzonej skrajnej północnej belki przęsła II oraz jego brak. W miejscu uszkodzenia założono przegub.

Parametry geometryczne poszczególnych belek głównych wyznaczono z uwzględnieniem ich rzeczywistych wymiarów. Obliczenia były prowadzone przy założeniu braku zespolenia pomiędzy belkami i płytą. Zastosowano również elementy prętowe pomocnicze do zamodelowania rozkładu poprzecznego obciążeń - elementy płyty żelbetowej. Charakterystyki geometryczne prętów wyznaczono programem Bestcad 2012 przy założeniu klasy betonu belek B40 ($E_{b,bel}=36,4$ GPa) oraz klasy betonu płyty B20 ($E_{b,pl}=27,0$ GPa).

W każdym z rozpatrywanych schematów obciążeń wyznaczone zostały ekstremalne wartości momentów zginających i sił tnących w przekrojach miarodajnych belek. Otrzymane wartości odniesiono do wyznaczonych wartości nośności przekroju. Na tej podstawie określono klasę obciążenia normowego i użytkowego konstrukcji. Wyciąg z obliczeń zamieszczono w załączniku 5.

6.5. Nośność normowa ustroju nośnego.

Z uwagi na poważne uszkodzenie belki skrajnej przęsła II, ustrój nośny nie jest w stanie w bezpieczny sposób przenosić obciążeń najniższej klasy E wg PN-85/S-10030 [1] przy założeniu braku dodatkowego podparcia uszkodzonej belki. Przeprowadzona analiza statyczno-wytrzymałościowa wykazała, że przy zastosowanym obecnie podparciu tymczasowym, z uwzględnieniem wprowadzonego zabezpieczenia belki, ustrój nośny wiaduktu spełnia wymagania klasy obciążeń D wg [1], dopuszczającej ruch pojazdów o masie całkowitej nieprzekraczającej 20,0 t.

6.6. Nośność użytkowa ustroju nośnego.

Nośność użytkową ustroju nośnego wyznaczono w oparciu o rozporządzenie [7]. Przy zastosowanym obecnie podparciu montażowym, ustrój nośny wiaduktu spełnia wymagania kategorii S-40, natomiast w przypadku pojazdów autobusowych spełnia wymagania kategorii A-28.

6.7. Nośność podpór.

Niedostateczny stan techniczny pierwotnych podpór wiaduktu nie spełnia wymagań najniższej klasy obciążenia E wg normy [1]. Zastosowane podpory tymczasowe zapewniają bezpieczne podparcie wiaduktu pod ruchem pojazdów wskazanych w punktach 6.5. i 6.6.

7. ZAKRES PRAC REMONTOWYCH I ZABEZPIEZAJĄCYCH.

7.1. Zakres prac remontowych.

Stan techniczny obiektu w okresie rocznego użytkowania nie uległ znaczącemu pogorszeniu i nadal określa się go jako przedawaryjny. Nośność podpór nie spełnia wymagań najniższej klasy obciążenia E wg [1]. Za ten stan rzeczy odpowiadają znajdujące się w stanie awaryjnym łożyska i ciosy podłożyskowe oraz podpory stałe w stanie przedawaryjnym, noszące znamiona uszkodzeń o charakterze przeciążeniowym. Podpory pośrednie wymagają przebudowy.

Z uwagi na poważne uszkodzenie skrajnej belki północnej w przęśle nad jezdnią w kierunku Cieszyna, pomimo doraźnego zabezpieczenia miejsca uszkodzenia, ustrój nośny nie spełnia wymagań najniższej klasy obciążenia E wg [1]. Charakter uszkodzenia belki nie kwalifikuje jej do doraźnej naprawy.

Z uwagi na powyższe **zaleca się całkowitą przebudowę istniejącego lub budowę nowego obiektu** z dostosowaniem do obecnych przepisów – klasa obciążenia obiektu A lub B wg [1].

Decyzja o opracowaniu stosownego projektu powinna nastąpić niezwłocznie, a samo opracowanie projektu powinno nastąpić w okresie możliwie jak najszybszym. Opracowanie odpowiedniego projektu powinno zostać poprzedzone ustaleniami z zarządcą obiektu, który określi swoje rzeczywiste wymagania i poda parametry obiektu jakie mają zostać osiągnięte po przeprowadzeniu przebudowy. Należy mieć na uwadze względy ekonomiczne oraz czasowe przeprowadzenia przebudowy tzn. czy rozbiórka starego i budowa nowego obiektu nie jest bardziej uzasadniona ekonomicznie niż przeprowadzenie przebudowy istniejącego obiektu.

W przypadku podjęcia decyzji o przebudowie (remoncie), powinna ona obejmować następujące zakresy:

A. W zakresie podpór skrajnych oraz podpór pośrednich:

- budowę nowych podpór pośrednich,
- wykonanie nowych ciosów podłożyskowych,
- przebudowę ław podłożyskowych podpór skrajnych (iniekcja rys, wykonanie dodatkowych płaszczy żelbetowych – zastosowanie zbrojenia zespalającego i np. betonu natryskowego), wykonanie nowych ścianek zapleczych oraz płyt przejściowych,
- wykonanie zabezpieczenia antykorozyjnego powierzchni betonowych podpór

B. W zakresie elementów konstrukcyjnych ustroju nośnego:

- wymianę uszkodzonej belki prefabrykowanej na nową,
- zabezpieczenie pozostałych belek prefabrykowanych zaprawkami PCC oraz odtworzenie zabezpieczenia antykorozyjnego powierzchni betonowych, lub wymianę belek,
- wykonanie nowej płyty pomostu po uprzednim rozebraniu istniejącej płyty,
- ewentualną zmianę schematu statycznego konstrukcji z przęseł wolnopodpartych na ustrój ciągły (jeżeli jest to możliwe),

C. W zakresie nawierzchni i elementów wyposażenia (dotyczy również odcinków dojazdowych bezpośrednio przyległych do obiektu):

- wymianę nawierzchni asfaltowych na jezdni na nową wraz z ewentualną korektą niwelety na obiekcie i odcinkach dojazdowych (frezowanie istniejącej nawierzchni i docelowo zastosowanie nawierzchni np. z betonu asfaltowego),
- wymianę kap chodnikowych oraz nawierzchni na kapach (nowe kapy betonowe z nawierzchnią epoksydową), wymianę gzymsów na prefabrykowane deski gzymsowe z polimerobetonu, wymianę barier, poręczy, krawężników, wykonanie nowych urządzeń dylatacyjnych, wykonanie kolektora odwodnienia,
- odtworzenie stożków nasypowych wraz z zabezpieczeniem (obrukowaniem) ich powierzchni po obu stronach obiektu oraz zapewnieniem dostępu do łóżysk,
- odtworzenie schodów skarpowych.

W przypadku podjęcia decyzji o rozbiórce obiektu istniejącego i budowie nowego szczegółowy zakres oraz technologię robót określi autor projektu w oparciu o ustalenia z inwestorem.

W przypadku wystąpienia nieprawidłowości, których charakter nie zagraża bezpieczeństwu użytkowników drogi i obiektu, jednak nie jest możliwe ich usunięcie poprzez przebudowę obiektu lub zasadność ekonomiczna takiego rozwiązania jest wątpliwa, należy dokonać rozbiórki obiektu w terminie do 12 miesięcy z możliwością przedłużenia do maksymalnie 18 miesięcy

7.2. Użytkowanie obiektu do czasu wykonania przebudowy.

Przeprowadzona analiza statyczno-wytrzymałościowa, wizja lokalna, przeprowadzone badania oraz wprowadzone zalecenia w zakresie zabezpieczenia i odciążenia obiektu spełniają swoją rolę. Obiekt może być użytkowany w dotychczasowy sposób bez nałożenia dodatkowych ograniczeń przez okres 12 miesięcy (okres ten może być wydłużony do 18 miesięcy). Po upływie w/w okresu niezbędne jest wydanie orzeczenia o możliwości jego dalszego użytkowania w oparciu o przeprowadzoną analizę wszystkich czynników i zdarzeń jakie zaistnieją w okresie użytkowania obiektu, w szczególności mając na uwadze mogącą wystąpić dalszą progresję uszkodzeń wynikającą z prowadzonego zimowego utrzymania dróg.

Zastosowane środki zaradcze w postaci podparć tymczasowych spełniają swoje zadania, jednak mając na uwadze rozległy charakter występujących uszkodzeń obiektu należy w szczególny sposób monitorować sposób jego pracy, w szczególności w oparciu o założone stałe punkty pomiarowe monitoringu geodezyjnego.

Zastosowane podparcie tymczasowe przęseł jest niezbędne dla zachowania prawidłowej pracy konstrukcji na warunkach wymienionych powyżej. Z uwagi na istotną rolę jaką odgrywa ono w przenoszeniu obciążeń, konieczne jest stałe monitorowanie pracy podparcia tymczasowego, gdyż gwarantuje ono bezpieczną pracę całości konstrukcji w sposób niezagrażający uczestnikom ruchu drogowego na obiekcie jak i pod nim. Zaleca się przedstawienie szczegółowej analizy obliczeniowej w zakresie nośności użytych elementów podparcia tymczasowego, z uwzględnieniem wystąpienia imperfekcji geometrycznych.

W przypadku wystąpienia dodatkowych uszkodzeń które zagrażałyby użytkownikom obiektu lub użytkownikom drogi znajdującej się pod przedmiotowym obiektem (DK-1), obiekt należy wyłączyć z użytkowania oraz poddać rozbiórce w trybie natychmiastowym.

Dodatkowo w trybie pilnym należy:

- Wprowadzić korekty w zakresie elementów bezpieczeństwa ruchu drogowego pod obiektem na jezdni w kierunku Cieszyna, w szczególności:
 - Właściwie rozmieścić, poprzez zsunięcie i likwidację wolnych przestrzeni pomiędzy barierami tworzącymi początek klina rozdzielającego pasy ruchu
 - Wymienić i uzupełnić uszkodzone elementy bezpieczeństwa na nowe (podstawy znaków, znaki ograniczenia skrajni oraz oznakowanie świetlne)
 - Skorygować położenie osłony energochłonnej U15b oraz pozostałego oznakowania zastosowanego na klina rozdziału.
 - Uzupełnić oznakowanie ostrzegawcze świetlne w klinie rozdziału
 - Skorygować położenie ograniczników skrajni drogi U21a i U21b oraz U6c i U6d.
 - Skorygować prawostronne zawężenie jezdni przed obiektem wykonane z betonowych barier w strefie początkowej na pasie jezdni w kierunku Cieszyna,
 - Usunąć z jezdni oraz strefy pod wiaduktem wszystkie uszkodzone elementy bezpieczeństwa ruchu (kawałki podstaw znaków, ubite kawałki barier, itp.)
- Zabezpieczyć obie jezdnie DK1 przed spadającymi okruchami betonu, poprzez naprawę lokalnych uszkodzeń siatki tworzywowej od spodu konstrukcji,
- Zabezpieczyć barierę drogową na dojeździe do obiektu od strony Wojkowic

Zakończenie całość prac mających za cel doprowadzenie obiektu do odpowiedniego stanu technicznego niezależnie od wybranej metody powinien nastąpić nie później niż w terminie do 24 miesięcy.

8. WNIOSKI KOŃCOWE.

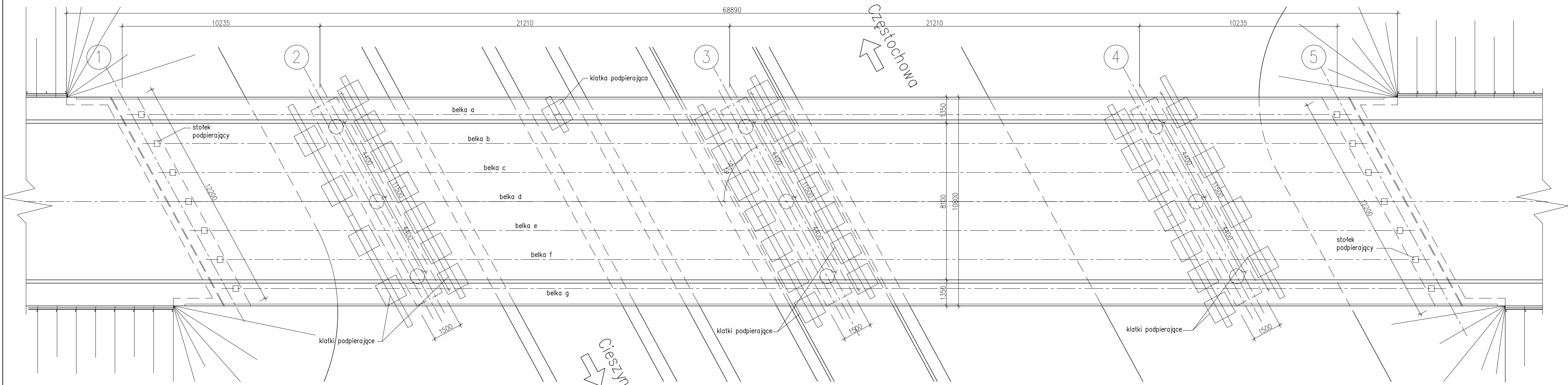
Analiza stanu technicznego obiektu, charakteru jego uszkodzeń, wyników badań i wyników obliczeń statyczno-wytrzymałościowych dotyczących aktualnej nośności obiektu pozwala na sformułowanie następujących wniosków i zaleceń:

1. **Obiekt znajduje się w niedostatecznym stanie technicznym i kwalifikuje się do przebudowy. Następuje progresja uszkodzeń obiektu, jednak nie zagraża ona bezpieczeństwu obiektu oraz jego użytkownikom w sposób wymuszający podjęcie decyzji o natychmiastowym wyłączeniu go z ruchu lub o jego natychmiastowej rozbiórce.**
2. **Nośność ustroju nośnego, z uwagi na poważne uszkodzenie jednej z belek, nie spełnia wymagań klasy obciążenia E wg PN-85/S-10030 (przy braku podparcia tymczasowego).**
3. **Nośność podpór obiektu, z uwagi na stan uszkodzeń nie spełnia wymagań klasy obciążenia E wg PN-85/S-10030 (przy braku podparcia tymczasowego).**
4. **Zastosowane dodatkowe podparcie tymczasowe jest niezbędne i umożliwia dalsze użytkowanie obiektu na warunkach podanych poniżej. Podparcie tymczasowe zapewnia bezpieczeństwo i zachowanie stateczności całej konstrukcji. Wymagane jest określenie maksymalnej nośności podparcia tymczasowego, z uwzględnieniem wystąpienia imperfekcji geometrycznych.**
5. **Usytuowanie wieży rusztowaniowej, podpierającej uszkodzoną belkę na jezdni w kierunku Cieszyna, w istotny sposób ingeruje w ruch pojazdów pod przęsłem obiektu, tworząc potencjalnie niebezpieczne miejsce w ruchu drogowym. Z tego względu zaleca się możliwie najszybsze przeprowadzenie przebudowy obiektu.**
6. **Jak wykazano w analizie statyczno-wytrzymałościowej, przy obecnym podparciu tymczasowym, obiekt spełnia wymagania klasy obciążenia D wg PN-85/S-10030 dopuszczającej przejazd pojazdów o masie całkowitej 20,0 t oraz pojazdów modelowych S-40 i A-28 wg rozporządzenia [7].**
7. **Zaleca się wprowadzenie stałego monitoringu konstrukcji z następującymi okresami kontrolnymi:**
 - **Kontrola podparcia tymczasowego co 3 miesiące,**
 - **Monitoring przemieszczeń konstrukcji co 6 miesięcy,**
 - **Kontrola progresji uszkodzeń konstrukcji co 3 miesiące, ze szczególnym uwzględnieniem: uszkodzonych elementów belek, łożysk oraz stref podporowych dźwigarów.**
8. **Zaleca się pozostawienie dotychczasowego oznakowania pionowego przed obiektem tj. ograniczenie prędkości do 20 km/h oraz ograniczenie masy dopuszczalnej pojazdów poruszających się po obiekcie do 12 t, z warunkowym dopuszczeniem przejazdu autobusów komunikacji miejskiej oraz autobusów szkolnych typu A-18 i A-28.**

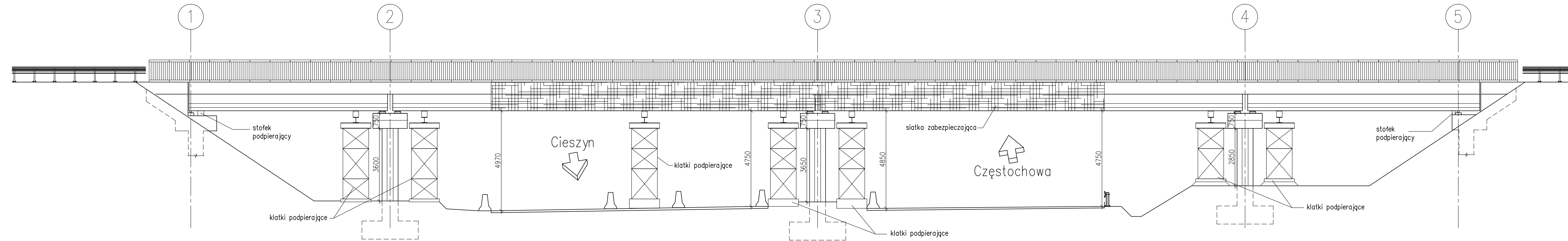
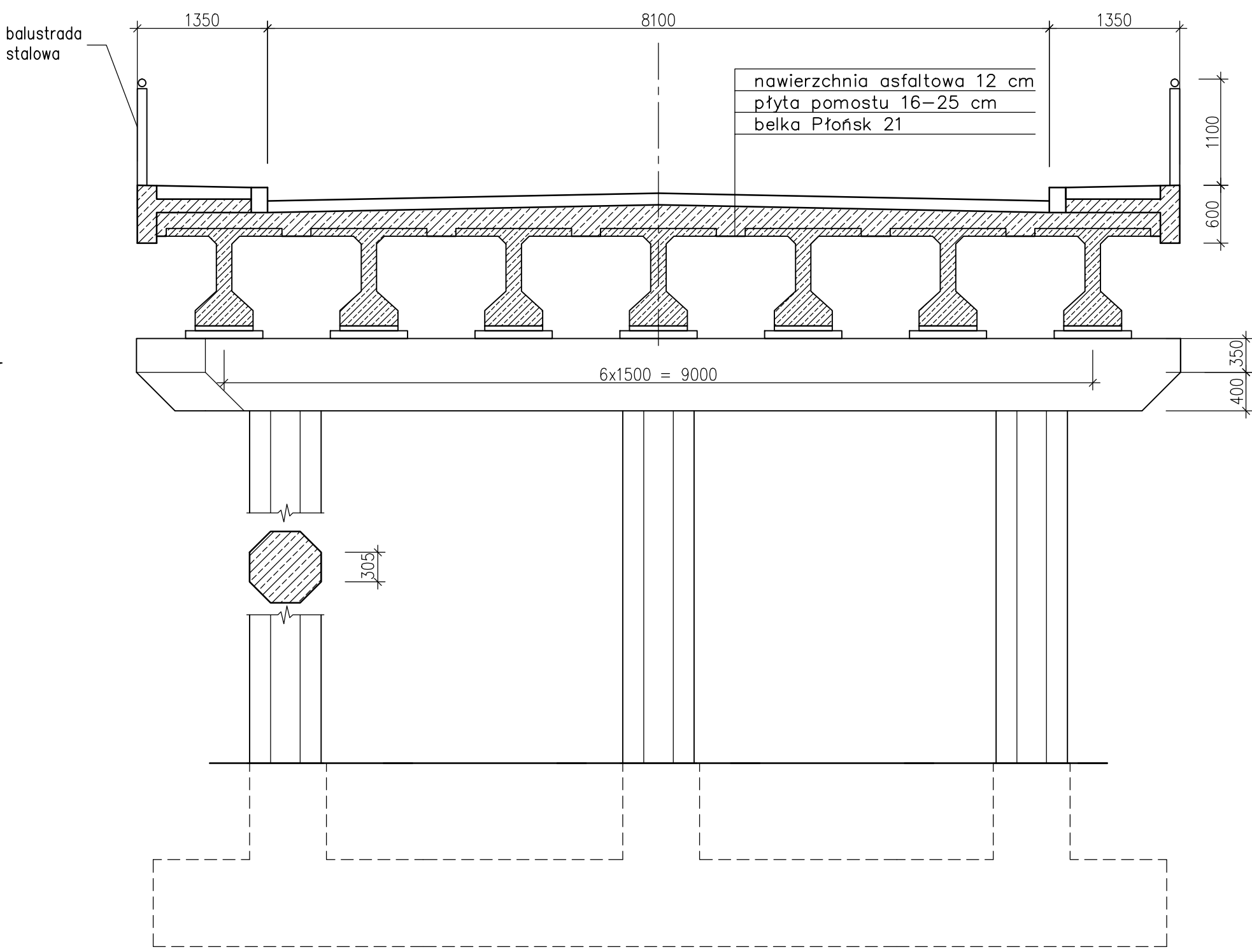
9. Orzeczenie w całości ważne jest 1 rok.



Załącznik 1 – Inwentaryzacja geometryczna obiektu.

WIDOK Z GÓRY
skala 1:100



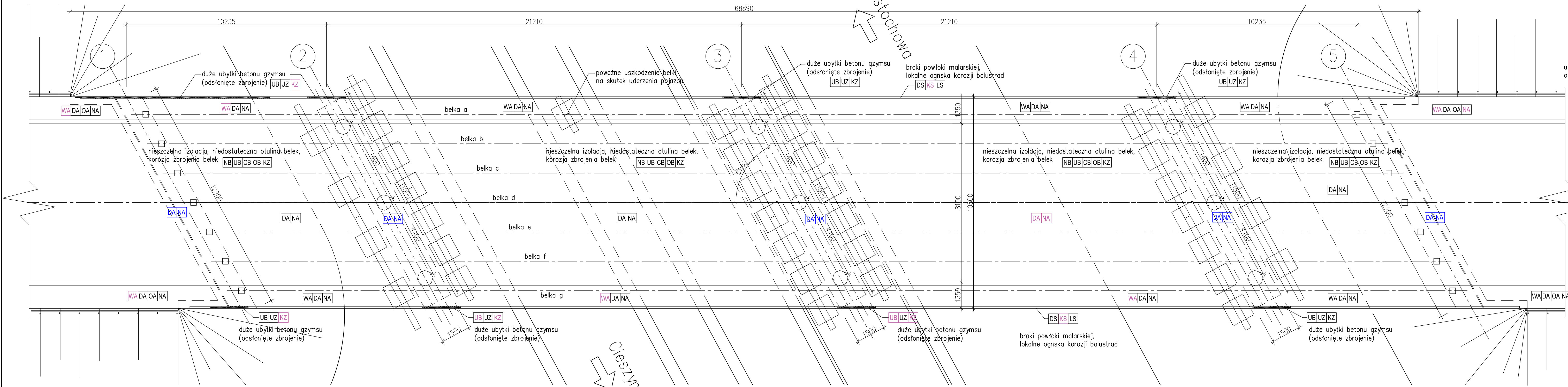
PRZĘKRÓJ PODPOROWY W OSI "3"
skala 1:50



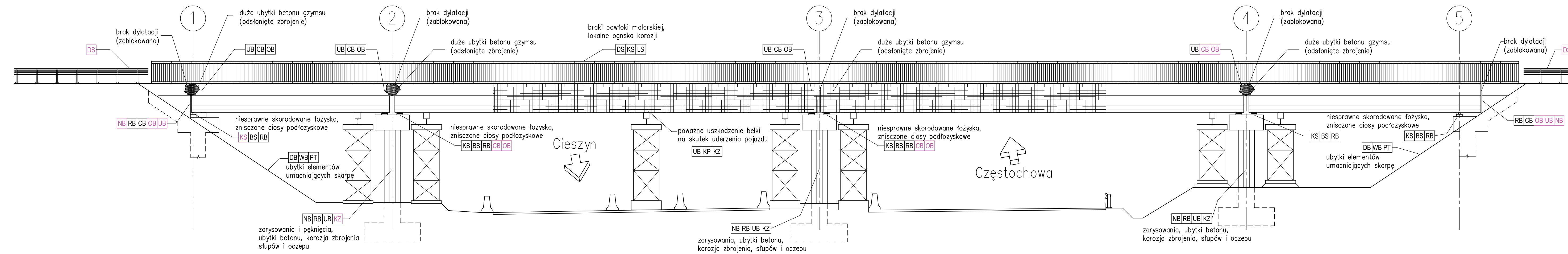
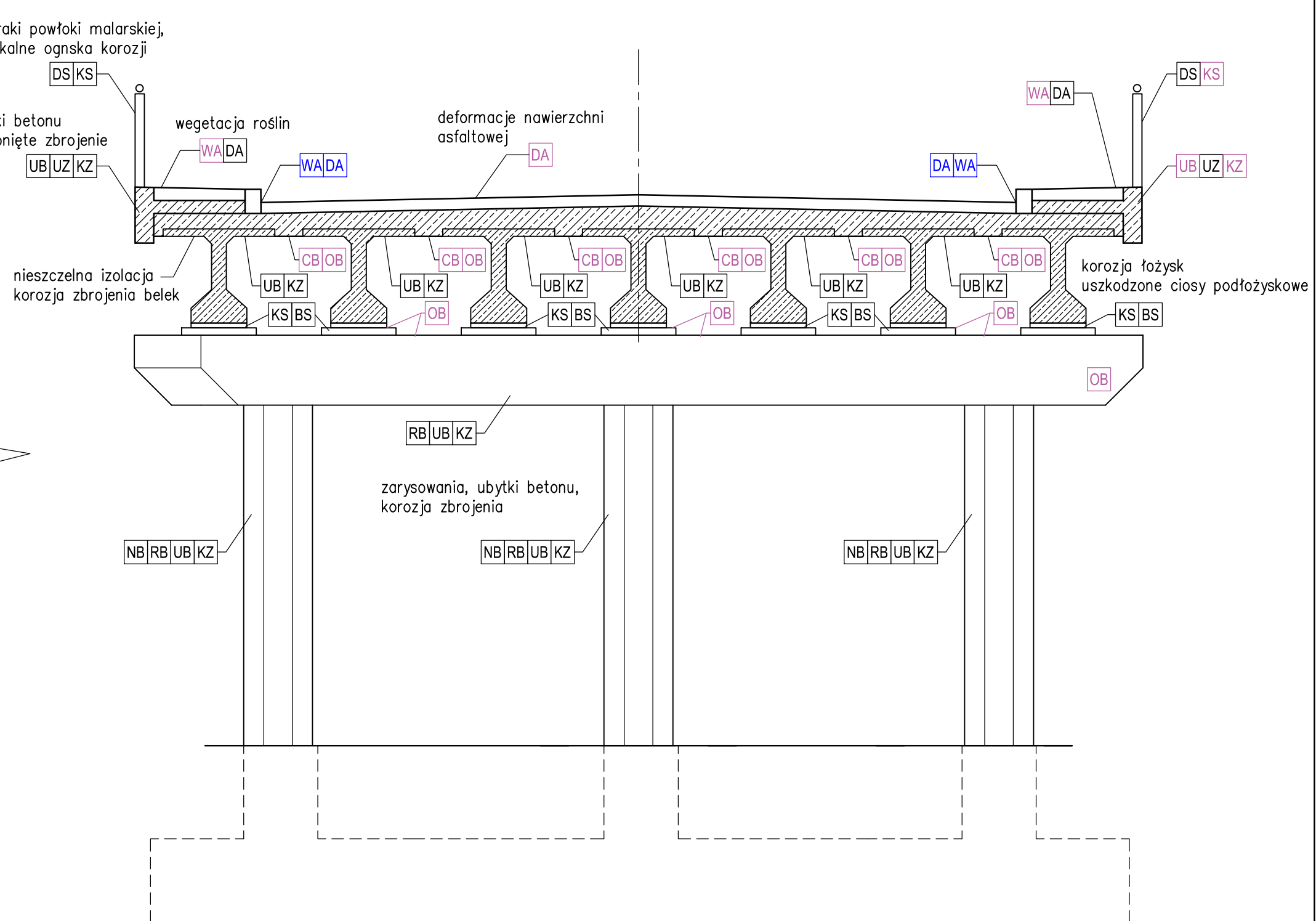
Inwestor:		GMINA DĄBROWA GÓRNICZA ul. Graniczna 21, 41-300 Dąbrowa Górnicza			
Opracowanie:				Pracownia Projektowo - Badawcza ul.Sosnowa 17/1, 43-300 Bielsko-Biała	
Zadanie:		Ekspertyza stanu technicznego wiaduktu drogowego w ciągu ul. Ujejskiej nad drogą krajową nr 1 w Dąbrowie Górniczej			
Tytuł rysunku:		INWENTARYZACJA GEOMETRYCZNA OBIEKTU			
Zespół projektowy:		nr uprawnień	podpis:	branża:	mostowa
projektant:	mgr inż. Grzegorz Łaba	SLK/1232/PWOM/06		stadium:	data: 2015-07
opracowanie:	dr inż. Piotr Owerko			skala:	nr rys./rev
	mgr inż. Wojciech Jakubowski			1:50 1:100	1/ -

Załącznik 2 – Inwentaryzacja uszkodzeń

WIDOK Z GÓRY
skala 1:100



PRZEKRÓJ PODPOROWY W OSI "3"
skala 1:50



XY Nowopowstałe uszkodzenia w stosunku do stanu z 05.2014r.
XY Progresja uszkodzeń w stosunku do stanu z 05.2014r.

KATALOG USZKODZEŃ ELEMENTÓW MOSTÓW DLA PRZEGŁĄDÓW		USZKODZENIOWY MATERIAŁ													
		A	B	C	D	G	K	N	P	S	T	Z	STAL		
RODZAJ USZKODZENIA		ASFALT	BETON	CEGLA	CIEMENT	GLINA	KAMIEŃ	WĘGIEL	WĘGIEL	WĘGIEL	WĘGIEL	WĘGIEL	WĘGIEL	WĘGIEL	WĘGIEL
N	ZABIECZYSZCZENIA	NA	NB	NC	ND	NE	NF	NG	NH	NI	NJ	NK	NL	NM	NN
W	WIEDECIENIA ROŚLIN	WA	WB	WC	WD	WE	WF	WG	WH	WI	WJ	WK	WL	WM	WN
C	PRZEBIEGI WODY	CA	CB	CC	CD	CE	CF	CG	CH	CI	CJ	CK	CL	CM	CN
D	OŚCIEŻY LUB WYKŁADKI	DA	DB	DC	DD	DE	DF	DG	DH	DI	DJ	DK	DL	DM	DN
A	ZANIECZYSZCZENIE ZABEZPIECZENIA ANTYKOROZYJNEGO	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN
K	KOROZJA, GNIECIE, STARCZENIE	KA	KB	KC	KD	KE	KF	KG	KH	KI	KJ	KK	KL	KM	KN
R	ZARYSOWANIE, PENETRACJA	RA	RB	RC	RD	RE	RF	RG	RH	RI	RJ	RK	RL	RM	RN
L	USZKODZENIA SPON I ŁACZNIKÓW	LA	LB	LC	LD	LE	LF	LG	LH	LI	LJ	LK	LL	LM	LN
D	DEFORMACJE	DA	DB	DC	DD	DE	DF	DG	DH	DI	DJ	DK	DL	DM	DN
P	PRZEMIESZCZENIA, OSIADANIE	PA	PB	PC	PD	PE	PF	PG	PH	PI	PJ	PK	PL	PM	PN
B	ZABLOKOWANIE LUB OGRANICZENIE RUCHU	BA	BB	BC	BD	BE	BF	BG	BH	BI	BJ	BK	BL	BM	BN
U	UBYTEK MATERIAŁU, BRUKI LUB BROZGA	UA	UB	UC	UD	UE	UF	UG	UH	UI	UJ	UK	UL	UM	UN

Investor:

GMINA DĄBROWA GÓRNICZA
ul. Graniczna 21, 41-300 Dąbrowa Górnicza

Opracowanie:

System Pracownia Projektowo - Badawcza
ul. Sosnowa 17/1, 43-300 Bielsko-Biała

Zadanie:

Ekspertyza stanu technicznego wiaduktu drogowego
w ciągu ul. Ujejskiej nad drogą krajową nr 1 w Dąbrowie Górniczej

Tytuł rysunku:

INWENTARYZACJA USZKODZEŃ

Zespół projektowy:

nr uprawnień

podpis:

branża:

mostowa

projektant:

mgr inż. Grzegorz Łaba

SLK/1232/PWOM/06

stadium:

2015-07

opracowanie:

dr inż. Piotr Owerko

nr rys./rev

skala:

1:50

1:100

2/ -

mgr inż. Wojciech Jakubowski

Załącznik 3 – Dokumentacja fotograficzna

Spis fotografii

1. Widok ogólny na wiadukt.....	5
Fot.1.1 - Widok ogólny na wiadukt od strony południowej.....	5
Fot.1.2 - Tymczasowe podparcie na klatkach rusztowaniowych w przęśle 2.....	5
Fot.1.3 - Tymczasowe podparcie na klatkach rusztowaniowych i zabezpiecz. spodu konstr. w przęśle 3.....	5
2. Pomost wiaduktu.....	7
Fot.2.1 - Widok na pomost od strony Pasternika. Oznakowanie pionowe wraz z barierami zabezpieczającymi.....	7
Fot.2.2 - Zdeformowany chodnik. Swobodna roślinność. Osiadanie bariery energochłonnej. Miejsce odprowadzania wody z pomostu. (Przyczółek 5 – strona południowa).....	7
Fot.2.3 - Zdeformowany chodnik. Swobodna roślinność. Deformacja oznakowania pionowego. Początek zabezpieczenia z barier tworzywowych. (Przyczółek 5 – strona północna).....	7
Fot.2.4 - Pęknięcia poprzeczne nawierzchni w rejonie dylatacji nad przyczółkiem. Lokalizacja reperów pomiarowych. (Przyczółek 5 – strona północna).....	8
Fot.2.5 - Zdeformowany chodnik. Korozja elementów balustrad i pasa profilowego bariery drogowej. Roślinność w pęknięciach nawierzchni. (Przyczółek 5 – strona północna).....	8
Fot.2.6 - Korozja balustrady oraz roślinność w rejonie gzymsu. (Przęsło 3 – strona południowa)....	8
Fot.2.7 - Korozja balustrady oraz roślinność w rejonie krawężnika i gzymsu. (Przęsło 2 – str. południowa).....	9
Fot.2.8 - Pęknięcia podłużne i poprzeczne nawierzchni w rejonie dylatacji przęseł 2 i 3. Lokalizacja reperów..	9
Fot.2.9 - Zdeformowany chodnik. Roślinność. Spękania nawierzchni w obrębie dylatacji przyczółka Uszkodzenie bariery drogowej od strony Wojkowic. (Przyczółek 1 – strona południowa).....	9
Fot.2.10 - Uszkodzenia chodnika i odpływu wody na dojeździe do obiektu. (Przyczółek 1 – strona północna)	10
Fot.2.11 - Widok na obiekt od strony Wojkowic. Oznakowanie bezpośrednio przed obiektem. Przyczółek 1 ...	10
Fot.2.12 - Oznakowanie pionowe od str. Wojkowic w odl. ~50 m przed obiektem	10
3. Przyczółki (podpory 1 i 5).....	11
Fot.3.1 – Przyczółek (podpora 1). Widoczne zacieki na krawędzi oczepu na skutek nieszczelnej dylatacji. Braki płyt betonowych zabezpieczających skarpe pod przyczółkiem. Widoczne odsłonięte skorodowane zbrojenie. Podparcie tymczasowe belek na stołkach stalowych.	11
Fot.3.2 – Przyczółek (podpora 1). Braki płyt betonowych umocnień stożka. Widoczne odsłonięte skorodowane zbrojenie belki skrajnej. Podparcie tymczasowe belek na stołkach stalowych.	11
Fot.3.3 – Przyczółek (podpora 1). Widok na ławę podłożyskową i stołki podparcia tymczas. od str. północnej.	11
Fot.3.4 – Uszkodzenie gzymsu, widoczne odsłonięte zbrojenie na przyczółku (podpora 1).....	12
Fot.3.5 – Uszkodzenie gzymsu i zawilgocenie ściany zapleczonej przyczółka. Roślinność na skarpie. (Podpora 1).....	12
Fot.3.6 – Podparcie belki skrajnej na przyczółku 1. Skorodowane łożysko wałkowe. Spękany cios podłożyskowy. Widoczne wykwyty i zacieki z nieszczelnej izolacji i spękanej dylatacji.....	12
Fot.3.7 – Zawilgocenie ławy podłożyskowej i ścianki zapleczonej, nieszczelności izolacji na styku belek, widoczne odsłonięte skorodowane zbrojenie i korozja elementów podpierających. (Podpora 1).....	13
Fot.3.8 – Zawilgocenie oczepu wieńczącego przyczółek, zacieki na ścianie pionowej, korozja elementów podpierających. Widoczne podklinowanie konstrukcji na stołkach podpierających. (Podpora 1).	13
Fot.3.9 – Uszkodzenie gzymsu nad przyczółkiem 1 – widoczne odsłonięte i skorodowane zbrojenie, Mocne zawilgocenie powierzchni ściany zapleczonej przyczółka i belki skrajnej. (Podpora 1).	13
Fot.3.10 – Przyczółek (podpora 5). Braki płyt betonowych zabezpieczających skarpe pod przyczółkiem. Widoczne zacieki na stykach belek głównych oraz na ścianie zapleczonej. Stożek nasypowy nieumocniony i częściowo porośnięty roślinnością. Podparcie tymczasowe belek na stołkach stalowych).....	14
Fot.3.11 – Przyczółek (podpora 5). Braki elementów ażurowych umocnienia stożka. Uszkodzenia ciosów, konstrukcja podparta tymczasowo na stołkach stalowych).....	14
Fot.3.12 – Przyczółek (podpora 5). Braki w umocnieniu stożka nasypowego.....	14
Fot.3.13 – Przyczółek (podpora 5). Widok od strony północnej.....	15
Fot.3.14 – Przyczółek (podpora 5). Uszkodzenie gzymsu w rejonie dylatacji. Widok od strony północnej.	15
Fot.3.15 – Podparcie belek od strony południowej, podklinowanie na stołkach montażowych. Zawilgocenia i wykwyty na styku belek oraz na środnikach belek. Przyczółek (podpora 5).....	15
Fot.3.16 – Podparcie belek od strony południowej, podklinowanie na stołkach montażowych. wykwyty na styku belek złuszczenia betonu na środnikach belek Rdzawe naloty na ścianie zapleczonej. Przyczółek (podpora 5).	16
Fot.3.17 – Stołek podparcia tymczasowego. Korozja elem. stalowych, uszkodzenia ciosów podłożyskowych, zacieki na wskutek nieszczelności na ścianie zapleczonej. Przyczółek (podpora 5).	16

4. Podpory pośrednie (2-4).....	17
Fot.4.1 – Widok na podporę 2. Widoczne uszkodzenia gzymsu, belek skrajnych i filara.	17
Fot.4.2 – Odspojoną beton, widoczne odłonięte skorodowane zbrojenie gzymsu oraz na słupie podpory 2.....	17
Fot.4.3 – Oczep i słup skrajny podpory 2. Widoczne skorodowane zbrojenie na skutek niedostat. otuliny.....	17
Fot.4.4 – Słup skrajny podpory 2. Brak otuliny i uszkodzone strzemiona.	17
Fot.4.5 – Płyta podpory tymczasowej wraz z uszkodzoną otuliną słupa.....	18
Fot.4.6 – Klatki podparcia tymczasowego od strony jezdni. (Podpora 2).....	18
Fot.4.7 – Wieże podparcia tymczasowego przęsła 1 i 2. Odsłonięte i skorodowane zbrojenie oczepu.(Pdp.2).18	
Fot.4.8 – Widok na podporę 3. Widoczne umocnienia podpór pośrednich oraz zabezp.siatkowe przęsła 2 i 3. 19	
Fot.4.9 – Słup pośredni podpory 3. Widoczne uszkodzenie otuliny i odsłonięte zbrojenie.	19
Fot.4.11 – Oczep i słup skrajny podpory 3. Widoczne skorodowane zbrojenie	20
Fot.4.12 – Słup skrajny podpory 3. Widoczna bardzo duża korozja zbrojenia oraz znaczne ubytki betonu.....	20
Fot.4.13 – Słup skrajny podpory 3. Korozja zbrojenia oraz złuszczenia i ubytki betonu słupa i oczepu.....	20
Fot.4.14 – Słup skrajny podpory 3. Zarysowanie o charakterze przeciężeniowym i odspojenia betonu.	20
Fot.4.15 – Słup skrajny podpory 4. Widok ogólny.....	21
Fot.4.16 – Uszkodzenia gzymsu oraz spodu konstrukcji na styku przęsła 3 i 4. Widoczna korozja stali zbrojeniowej, ubytki betonu spodu płyty pomostu. Nieszczelności na styku przęsła	21
Fot.4.17 – Zawilgocenie na spodzie oczepu podpory 4. Wykwity i korozja stali zbrojeniowej.	21
Fot.4.18 – Zawilgocenie na spodzie oczepu podpory 4. Ubytki otuliny, zawilgocenia i korozja stali zbrojen.....	22
Fot.4.19 – Uszkodzenia słupa podpory 4. Ubytki otuliny, zawilgocenia i korozja stali zbrojeniowej strzemion.....	22
Fot.4.20 – Klatka podpierająca przęsło w obrębie podpory 4.....	22
Fot.4.21 – Rysy i odspojenia betonu wraz z korozją strzmiom słupa skrajnego podpory 4	23
Fot.4.22 – Rysy w górnej części słupa podpory 4, widoczne wykwity na oczepie.....	23
Fot.4.23 – Rysy w górnej części słupa podpory 4, widoczne wykwity na oczepie.....	23
Fot.4.24 – Odspojenia otuliny betonowej słupa w narożu (podpora 4)	23
5. Podpora uszkodzonej belki	25
Fot.5.1 – Podparcie uszkodzonej belki skrajnej przęsła 2 na jezdni w kier. Cieszyna (Podpora tymczasowa) ..25	
Fot.5.2 – Zabezpieczenie podparcia tymczasowego uszkodzonej belki barierami betonowymi od strony Siewierza na jezdni w kier. Cieszyna.....	25
Fot.5.3 – Bezpośrednie podparcie (stolik stalowy) w miejscu uszkodzenia belki skrajnej (widok od str. Siewierza).....	26
Fot.5.4 – Uszkodzona belka skrajna wraz z podparciem (widok od spodu konstrukcji).	26
Fot.5.5 – Podpora klatki podpierającej uszkodzoną belkę.	26
6. Ustrój nośny.....	27
Fot.6.1 – Belka skrajna z odsłoniętym i skorodowanym zbrojeniem gzymsu.....	27
Fot.6.2 – Szczegół krawędzi płyty pomostu w miejscu destrukcji gzymsu (rejon podpory 1)	27
Fot.6.3 – Styk belek, widoczna korozja zbrojenia oraz zacieki na spodzie półek górnych dźwigarów głównych spowodowana nieszczelnościami izolacji pomostu	27
Fot.6.4 – Zawilgocenia na powierzchni górnej oczepu i powierzchniach bocznych dźwigarów. Korozja elementów stalowych w tym splotów sprężających.	28
Fot.6.5 – Spód płyty pomostu na styku dźwigarów – korozja zbrojenia rozdzielczego.....	28
Fot.6.6 – Uszkodzenia gzymsu i spodu płyty pomostu na styku przęsła 1 i 2 – nad jezdnią w kierunku Cieszyna.....	28
Fot.6.7 – Uszkodzenia czoła dźwigarów. Widoczne powierzchn. uszkodzenia betonu oraz korozję splotów.	29
Fot.6.8 – Korozja belek w miejscu dylatacji. Widoczne zawilgocenia i wykwity	29
Fot.6.9 – Uszkodzenia belki w strefie podporowej nad łożyskiem. Odspojenie otuliny betonowej belki. Uszkodzenia ciosu podłożyskowego	29
Fot.6.10 – Korozja powierzchniowa w rejonie dylatacji. Uszkodzenia – pęknięcia ciosów podłożyskowych.....	30
Fot.6.12 – Zawilgocenia i nawisy solne w rejonie czoła belek spowodowane przeciekami dylatacji.....	30
Fot.6.11 – Pęknięcie ciosu podłożyskowego.	30
Fot.6.13 – Zacieki, wykwity i nawisy solne na dźwigarze głównym	30
7. Zabezpieczenie uszkodzonej belki skrajnej.....	31
Fot.7.1 – Zabezpieczenie uszkodzonego dźwigara głównego w miejscu zerwania splotów sprężenia nakładką z ceownika. Widok od strony przęsła 1	31
Fot.7.2 – Widok na nakładkę i zestaw 14 śrub połączeniowych (nakładki obustronne).....	31
Fot.7.3 – Fragment pasa dolnego dźwigara poniżej miejsca usztywnienia nakładkami – widok 1.....	31
Fot.7.4 – Fragment pasa dolnego dźwigara poniżej miejsca usztywnienia nakładkami – widok 2.....	32
Fot.7.5 – Usztywnienie nakładkami w miejscu uszkodzenia i zastosowania nakładek – widok 3	32
Fot.7.6 – Podparcie tymczasowe w miejscu uszkodzenia – stółek stalowy z podklinowaniem.....	32

8. Podparcie tymczasowe	33
Fot.8.1 – Podparcie tymczasowe przęsła 2 w obrębie podpory 2 wraz z dodatkową podporą uszkodzonej belki skrajnej (podpora na jezdni w kierunku Cieszyna)	33
Fot.8.2 – Podparcie tymczasowe uszkodzonej belki skrajnej	33
Fot.8.3 – Podparcie tymczasowe przęsła 1 i 2 w rejonie podpory 2 (widok od strony południowej)	33
Fot.8.4 – Podparcie tymczasowe przęsła 2 i 3 w rejonie podpory 3 w pasie rozdziału jezdni (widok od strony południowej)	34
Fot.8.5 – Podparcie tymczasowe przęsła 2 i 3 w rejonie podpory 3 w pasie rozdziału jezdni (widok 1 od strony pobocza jezdni w kierunku Siewierza)	34
Fot.8.6 – Podparcie tymczasowe przęsła 2 i 3 w rejonie podpory 3 w pasie rozdziału jezdni (widok 2 od strony pobocza jezdni w kierunku Siewierza)	34
Fot.8.7 – Podparcie tymczasowe przęsła 3 i 4 w rejonie podpory 4 (widok 1 od strony południowej)	35
Fot.8.8 – Podparcie tymczasowe przęsła 3 i 4 w rejonie podpory 4 (widok 2 od strony północnej)	35
Fot.8.9 – Podparcie tymczasowe przęsła 3 i 4 w rejonie podpory 4 (widok od strony pasa rozdziału)	35
9. Elementy zabezpieczenia ruchu i użytkowników	37
Fot.9.1 – Elementy zabezpieczenia ruchu i oznakowania tymczasowego na jezdni w kierunku Cieszyna (widok 1 w kierunku południowym z pasa rozdziału)	37
Fot.9.2 – Elementy zabezpieczenia ruchu i oznakowania tymczasowego na jezdni w kierunku Cieszyna (widok 2 w kierunku południowym z pasa rozdziału)	37
Fot.9.3 – Elementy zabezpieczenia ruchu i oznakowania tymczasowego na jezdni w kierunku Cieszyna (widok 1 w kierunku południowym z pobocza jezdni)	37
Fot.9.4 – Ośłona energochłonna na klinie rozdziału pasów ruchu wraz z barierami betonowymi i ogranicznikami skrajni – widok 1 od czoła.	38
Fot.9.5 – Ośłona energochłonna na klinie rozdziału pasów ruchu wraz z barierami betonowymi i ogranicznikami skrajni – widok 2 z boku.	38
Fot.9.6 – Widok na klin rozdziału pasów ruchu od strony podpory tymczasowej podpierającej uszkodzoną belkę – podpora na jezdni w kier. Cieszyna.	38
Fot.9.7 – Układ barier betonowych w klinie rozdziału pasów ruchu widok 1 w kier. połudn. z pobocza jezdni.	39
Fot.9.8 – Układ barier betonowych w klinie rozdziału pasów ruchu widok 2 w kier. podpór 3 i 4 z pobocza jezdni.	39
Fot.9.9 – Uszkodzone zabezpieczenie z siatki tworzywowej. Siatka zabezpiecza użytkowników ruchu przed odpadającymi elementami betonu (otuliny).	39
Fot.9.10 – Uszkodzona bariera drogowa na styku nasypu drogowego i obiektu przy przyczółku nr 1 od strony Wojkowic – bariera od strony południowej (widok 1).	40
Fot.9.11 – Uszkodzona bariera drogowa na dojeździe od strony Wojkowic – bariera od strony południowej (widok 2).	40
Fot.9.12 – Uszkodzona bariera drogowa na dojeździe od strony Wojkowic – bariera od strony południowej (widok 3).	40

1. Widok ogólny na wiadukt

Fot.1.1 - Widok ogólny na wiadukt od strony południowej.



Fot.1.2 - Tymczasowe podparcie na kłatkach rusztowaniowych w przęśle 2.



Fot.1.3 - Tymczasowe podparcie na kłatkach rusztowaniowych i zabezpiecz. spodu konstr. w przęśle 3

2. Pomost wiaduktu

Fot.2.1 - Widok na pomost od strony Pasternika. Oznakowanie pionowe wraz z barierami zabezpieczającymi.



Fot.2.2 - Zdeformowany chodnik. Swobodna vegetacja roślinności. Osiadanie bariery energochłonnej. Miejsce odprowadzania wody z pomostu. (Przyczółek 5 – strona południowa)



Fot.2.3 - Zdeformowany chodnik. Swobodna vegetacja roślinności. Deformacja oznakowania pionowego. Początek zabezpieczenia z barier tworzywowych. (Przyczółek 5 – strona północna)



Fot.2.4 - Pęknięcia poprzeczne nawierzchni w rejonie dylatacji nad przyczółkiem. Lokalizacja reperów pomiarowych. (Przyczółek 5 – strona północna)



Fot.2.5 - Zdeformowany chodnik. Korozja elementów balustrad i pasa profilowego bariery drogowej. Wegetacja roślinności w pęknięciach nawierzchni. (Przyczółek 5 – strona północna)



Fot.2.6 - Korozja balustrady oraz wegetacja roślinności w rejonie gzymsu. (Przęsło 3 – strona południowa)



Fot.2.7 - Korozja balustrady oraz wegetacja roślinności w rejonie krawężnika i gzymsu. (Przęsło 2 – str. południowa)



Fot.2.8 - Pęknięcia podłużne i poprzeczne nawierzchni w rejonie dylatacji przęseł 2 i 3. Lokalizacja reperów



Fot.2.9 - Zdeformowany chodnik. Wegetacja roślinności. Spękania nawierzchni w obrębie dylatacji przyczółka Uszkodzenie bariery drogowej od strony Wojkovic. (Przyczółek 1 – strona południowa)



Fot.2.10 - Uszkodzenia chodnika i odpływu wody na dojściu do obiektu. (Przyczółek 1 – strona północna)



Fot.2.11 - Widok na obiekt od strony Wojkowic. Oznakokowanie bezpośrednio przed obiektem. Przyczółek 1



Fot.2.12 - Oznakowanie pionowe od str. Wojkowic w odl. ~50 m przed obiektem

3. Przyczółki (podpory 1 i 5)

Fot.3.1 – Przyczółek (podpora 1). Widoczne zacieki na krawędzi oczepu na skutek nieszczelnej dylatacji. Braki płyt betonowych zabezpieczających skarpe pod przyczółkiem. Widoczne odsłonięte skorodowane zbrojenie. Podparcie tymczasowe belek na stołkach stalowych.



Fot.3.2 – Przyczółek (podpora 1). Braki płyt betonowych umocnień stożka. Widoczne odsłonięte skorodowane zbrojenie belki skrajnej . Podparcie tymczasowe belek na stołkach stalowych.



Fot.3.3 – Przyczółek (podpora 1). Widok na ławę podłożyskową i stołki podparcia tymczasowego od strony północnej.



Fot.3.4 – Uszkodzenie gzymsu, widoczne odsłonięte zbrojenie na przyczółku (podpora 1).



Fot.3.5 – Uszkodzenie gzymsu i zawilgocenie ściany zapleczonej przyczółka. Wegetacja roślinności na skarpie. (Podpora 1)



Fot.3.6 – Podparcie belki skrajnej na przyczółku 1. Skorodowane łożysko wałkowe. Spękany cios podłożyskowy. Widoczne wykwyty i zacieki z nieszczelnej izolacji i spękanej dylatacji.



Fot 3.7 – Zawilgocenie ławy podłożyskowej i ścianki zapleczej, nieszczelności izolacji na styku belek, widoczne odsłonięte skorodowane zbrojenie i korozja elementów podpierających. (Podpora 1).



Fot 3.8 – Zawilgocenie oczepu wieńczącego przyczółek, zacieki na ścianie pionowej, korozja elementów podpierających. Widoczne podklinowanie konstrukcji na stołkach podpierających. (Podpora 1).



Fot 3.9 – Uszkodzenie gzymsu nad przyczółkiem 1 – widoczne odsłonięte i skorodowane zbrojenie, Mocne zawilgocenie powierzchni ściany zapleczej przyczółka i belki skrajnej. (Podpora 1).



Fot 3.10 – Przyczółek (podpora 5). Braki płyt betonowych zabezpieczających skarpę pod przyczółkiem. Widoczne zacieki na stykach belek głównych oraz na ścianie zapleczej. Stożek nasypowy nieumocniony i częściowo porośnięty roślinnością. Podparcie tymczasowe belek na stołkach stalowych).



Fot 3.11 – Przyczółek (podpora 5). Braki elementów ażurowych umocnienia stożka. Uszkodzenia ciosów, konstrukcja podparta tymczasowo na stołkach stalowych).



Fot 3.12 – Przyczółek (podpora 5). Braki w umocnieniu stożka nasypowego.



Fot 3.13 – Przyczółek (podpora 5). Widok od strony północnej.



Fot 3.14 – Przyczółek (podpora 5). Uszkodzenie gzymsu w rejonie dylatacji. Widok od strony północnej.



Fot 3.15 – Podparcie belek od strony południowej, podklinowanie na stołkach montażowych. Zawilgocenia i wykwyty na styku belek oraz na środnikach belek. Przyczółek (podpora 5).



Fot 3.16 – Podparcie belek od strony południowej, podklinowanie na stołkach montażowych. wykwyty na styku belek złączenia betonu na środnikach belek Rdzawe naloty na ścianie zapleczonej. Przyczółek (podpora 5).



Fot 3.17 – Stółek podparcia tymczasowego. Korozja elementów stalowych, uszkodzenia ciosów podłożyskowych, zacieki na wskutek nieszczelności na ścianie zapleczonej. Przyczółek (podpora 5).

4. Podpory pośrednie (2-4)

Fot.4.1 – Widok na podporę 2. Widoczne uszkodzenia gzymsu, belek skrajnych i filara.



Fot.4.2 – Odspojony beton, widoczne odłonięte skorodowane zbrojenie gzymsu oraz na słupie podpory 2.



Fot.4.3 – Oczep i słup skrajny podpory 2. Widoczne skorodowane zbrojenie na skutek niedostatecznej otuliny.



Fot.4.4 – Słup skrajny podpory 2. Brak otuliny i uszkodzone strzemiona.



Fot.4.5 –Płyta podpory tymczasowej wraz z uszkodzoną otuliną słupa



Fot.4.6 –Klatki podparcia tymczasowego od strony jezdni. (Podpora 2)



Fot.4.7 – Wieże podparcia tymczasowego przęseł 1 i 2. Odslonięte i skorodowane zbrojenie oczepu.(Podpora 2)

PODPORA 3

Fot.4.8 – Widok na podpórę 3. Widoczne umocnienia podpór pośrednich oraz zabezpieczenie siatkowe przęseł 2 i 3.



Fot.4.9 – Słup pośredni podpory 3. Widoczne uszkodzenie otuliny i odsłonięte zbrojenie.



Fot.4.10 – Oczep podpory 3. Widoczne uszkodzenie otuliny, ubytki betonu oraz uszkodzenia gzymsu (pod siatką osłonową).



Fot.4.11 – Oczep i słup skrajny podpory 3. Widoczne skorodowane zbrojenie na skutek niedostatecznej otuliny.



Fot.4.12 – Słup skrajny podpory 3. Widoczna bardzo duża korozja zbrojenia oraz znaczne ubytki betonu.



Fot.4.13 – Słup skrajny podpory 3. Korozja zbrojenia oraz złuszczenia i ubytki betonu słupa i oczepu.



Fot.4.14 – Słup skrajny podpory 3. Zarysowanie o charakterze przeciążeniowym i odspojenia betonu.

PODPORA 4

Fot.4.15 – Słup skrajny podpory 4. Widok ogólny.



Fot.4.16 – Uszkodzenia gzymsu oraz spodu konstrukcji na styku przęseł 3 i 4. Widoczna korozja stali zbrojeniowej, ubytki betonu spodu płyty pomostu. Nieszczelności na styku przęseł



Fot.4.17 – Zawilgocenie na spodzie oczepu podpory 4. Wykwity i korozja stali zbrojeniowej.



Fot.4.18 – Zawilgocenie na spodzie oczepu podpory 4. Ubytki otuliny, zawilgocenia i korozja stali zbrojeniowej.



Fot.4.19 – Uszkodzenia słupa podpory 4. Ubytki otuliny, zawilgocenia i korozja stali zbrojeniowej strzemion



Fot.4.20 – Klatka podpierająca przęsło w obrębie podpory 4



Fot.4.21 – Rysy i odspojenia betonu wraz z korozją strzmiom słupa skrajnego podpory 4



Fot.4.22 – Rysy w górnej części słupa podpory 4, widoczne wykwyty na oczepie.



Fot.4.23 – Rysy w górnej części słupa podpory 4, widoczne wykwyty na oczepie.



Fot.4.24 – Odspojenia otuliny betonowej słupa w narożu (podpora 4)

5. Podpora uszkodzonej belki

Fot.5.1 – Podparcie uszkodzonej belki skrajnej przęsła 2 na jezdni w kier. Cieszyna (Podpora tymczasowa)



Fot.5.2 – Zabezpieczenie podparcia tymczasowego uszkodzonej belki barierami betonowymi od strony Siewierza na jezdni w kier. Cieszyna.



Fot.5.3 – Bezpośrednie podparcie (stół stalowy) w miejscu uszkodzenia belki skrajnej (widok od str. Siewierza)



Fot.5.4 – Uszkodzona belka skrajna wraz z podparciem (widok od spodu konstrukcji).



Fot.5.5 – Podpora klatki podpierającej uszkodzoną belkę.

6. Ustrój nośny

Fot.6.1 – Belka skrajna z odsłoniętym i skorodowanym zbrojeniem gzymsu.



Fot.6.2 – Szczegół krawędzi płyty pomostu w miejscu destrukcji gzymsu (rejon podpory 1)



Fot.6.3 – Styk belek, widoczna korozja zbrojenia oraz zacieki na spodzie półek górnych dźwigarów głównych spowodowana nieszczelnościami izolacji pomostu



Fot.6.4 – Zawilgocenia na powierzchni górnej oczepu i powierzchniach bocznych dźwigarów. Korozja elementów stalowych w tym spłotów sprężających.



Fot.6.5 – Spód płyty pomostu na styku dźwigarów – korozja zbrojenia rozdzielczego.



Fot.6.6 – Uszkodzenia gzymsu i spodu płyty pomostu na styku przęsła 1 i 2 – nad jezdnią w kierunku Cieszyna.



Fot.6.7 – Uszkodzenia czoła dźwigarów. Widoczne powierzchniowe uszkodzenia betonu oraz korozję splotów.



Fot.6.8 – Korozja belek w miejscu dylatacji. Widoczne zawilgocenia i wykwyty .



Fot.6.9 – Uszkodzenia belki w strefie podporowej nad łożyskiem. Odspojenie otuliny betonowej belki. Uszkodzenia ciosu podłożyskowego



Fot.6.10 – Korozja powierzchniowa w rejonie dylatacji. Uszkodzenia – pęknięcia ciosów podłożyskowych



Fot.6.11 – Pęknięcie ciosu podłożyskowego.



Fot.6.12 – Zawilgocenia i nawisy solne w rejonie czoła belek spowodowane przeciekami dylatacji



Fot.6.13 – Zacieki, wykwyty i nawisy solne na dźwigarze głównym

7. Zabezpieczenie uszkodzonej belki skrajnej



Fot.7.1 – Zabezpieczenie uszkodzonego dźwigara głównego w miejscu zerwania splotów sprężenia nakładką z ceownika. Widok od strony przęsła 1



Fot.7.2 – Widok na nakładkę i zestaw 14 śrub połączeniowych (nakładki obustronne)



Fot.7.3 – Fragment pasa dolnego dźwigara poniżej miejsca usztywnienia nakładkami – widok 1



Fot.7.4 – Fragment pasa dolnego dźwigara poniżej miejsca usztywnienia nakładkami – widok 2



Fot.7.5 – Usztywnienie nakładkami w miejscu uszkodzenia i zastosowania nakładek – widok 3



Fot.7.6 – Podparcie tymczasowe w miejscu uszkodzenia – stółek stalowy z podklinowaniem

8. Podparcie tymczasowe



Fot.8.1 – Podparcie tymczasowe przęsła 2 w obrębie podpory 2 wraz z dodatkową podporą uszkodzonej belki skrajnej (podpora na jezdni w kierunku Cieszyna).



Fot.8.2 – Podparcie tymczasowe uszkodzonej belki skrajnej



Fot.8.3 – Podparcie tymczasowe przęsła 1 i 2 w rejonie podpory 2 (widok od strony południowej)



Fot.8.4 – Podparcie tymczasowe przęsła 2 i 3 w rejonie podpory 3 w pasie rozdziału jezdni (widok od strony południowej)



Fot.8.5 – Podparcie tymczasowe przęsła 2 i 3 w rejonie podpory 3 w pasie rozdziału jezdni (widok 1 od strony pobocza jezdni w kierunku Siewierza)



Fot.8.6 – Podparcie tymczasowe przęsła 2 i 3 w rejonie podpory 3 w pasie rozdziału jezdni (widok 2 od strony pobocza jezdni kierunku Siewierza)



Fot.8.7 – Podparcie tymczasowe przęśła 3 i 4 w rejonie podpory 4 (widok 1 od strony południowej)



Fot.8.8 – Podparcie tymczasowe przęśła 3 i 4 w rejonie podpory 4 (widok 2 od strony północnej)



Fot.8.9 – Podparcie tymczasowe przęśła 3 i 4 w rejonie podpory 4 (widok od strony pasa rozdziału)

9. Elementy zabezpieczenia ruchu i użytkowników



Fot.9.1 – Elementy zabezpieczenia ruchu i oznakowania tymczasowego na jezdni w kierunku Cieszyna (widok 1 w kierunku południowym z pasa rozdziału)



Fot.9.2 – Elementy zabezpieczenia ruchu i oznakowania tymczasowego na jezdni w kierunku Cieszyna (widok 2 w kierunku południowym z pasa rozdziału)



Fot.9.3 – Elementy zabezpieczenia ruchu i oznakowania tymczasowego na jezdni w kierunku Cieszyna (widok 1 w kierunku południowym z pobocza jezdni)



Fot.9.4 – Ośłona energochłonna na klinie rozdziału pasów ruchu wraz z barierami betonowymi i ogranicznikami skrajni – widok 1 od czoła.



Fot.9.5 – Ośłona energochłonna na klinie rozdziału pasów ruchu wraz z barierami betonowymi i ogranicznikami skrajni – widok 2 z boku.



Fot.9.6 – Widok na klin rozdziału pasów ruchu od strony podpory tymczasowej podpierającej uszkodzoną belkę – podpora na jezdni w kier. Cieszyna.



Fot.9.7 – Układ barier betonowych w klinie rozdziału pasów ruchu widok 1 w kier. południowym z pobocza jezdni.



Fot.9.8 – Układ barier betonowych w klinie rozdziału pasów ruchu widok 2 w kier. podpór 3 i 4 z pobocza jezdni.



Fot.9.9 – Uszkodzone zabezpieczenie z siatki tworzywowej. Siatka zabezpiecza użytkowników ruchu przed odpadającymi elementami betonu (otuliny).



Fot.9.10 – Uszkodzona bariera drogowa na styku nasypu drogowego i obiektu przy przyczółku nr 1 od strony Wojkowic – bariera od strony południowej (widok 1).



Fot.9.11 – Uszkodzona bariera drogowa na dojeździe od strony Wojkowic – bariera od strony południowej (widok 2).



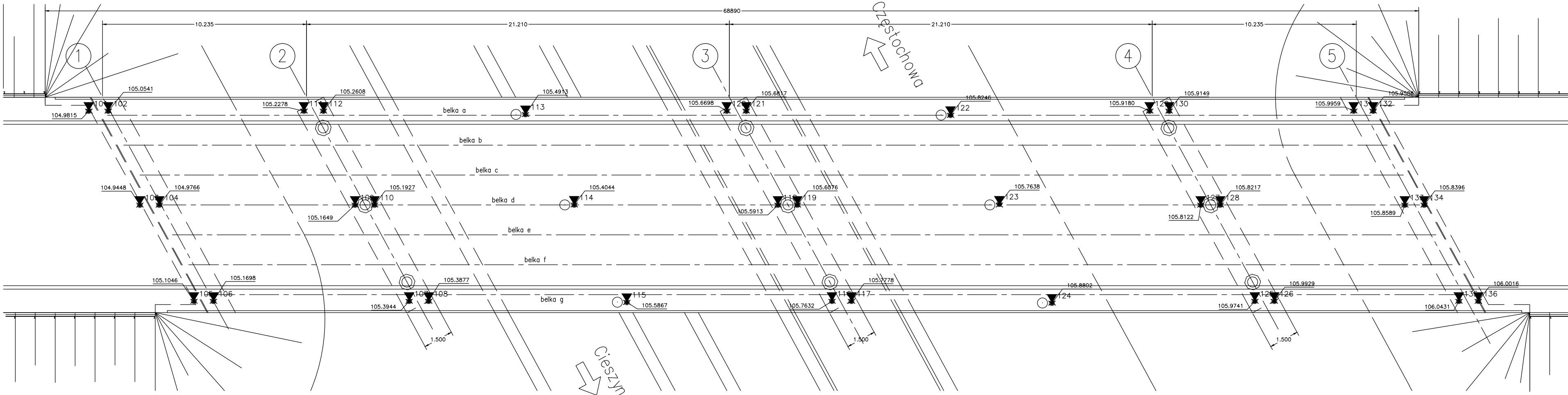
Fot.9.12 – Uszkodzona bariera drogowa na dojeździe od strony Wojkowic – bariera od strony południowej (widok 3).

Załącznik 4 – Monitoring konstrukcji

- Pomiary niwelacyjny precyzyjny

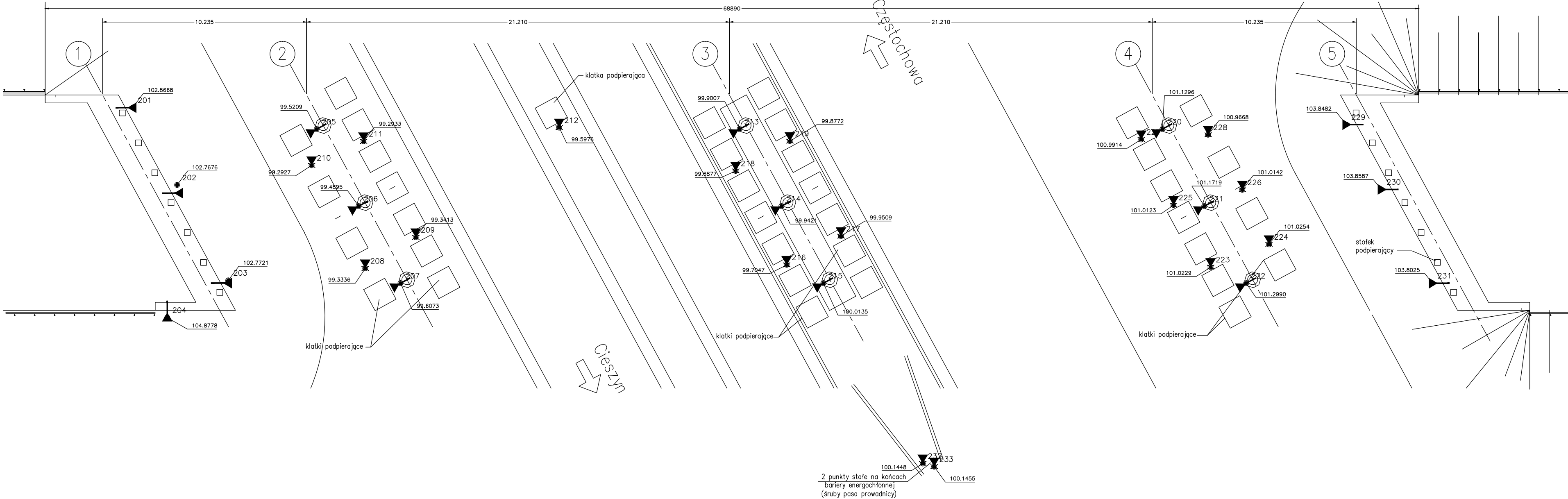
PUNKTY NA PŁYTCIE POMOSTU

WIDOK Z GÓRY
skala 1:100



PUNKTY NA PODPORACH

WIDOK Z GÓRY
skala 1:100



RZĘDNE WYSOKOŚCIOWE PUNKTÓW KONTROLNYCH MONITORINGU
W PRZYJĘTYM LOKALNYM UKŁADZIE WYSOKOŚCIOWYM
PRZYJĘTO RZĘDNĄ ODNIESIENIA+100,0000 DLA PUNKTU 234

PUNKTY NA PŁYTCIE POMOSTU



nr rzędna

101 104.9815
102 105.0541
103 104.9448
104 104.9766
105 105.1046
106 105.1698
107 105.3944
108 105.3877
109 105.1649
110 105.1927
111 105.2278
112 105.2608
113 105.4913
114 105.4044
115 105.5867
116 105.7632
117 105.7778
118 105.5913
119 105.6076
120 105.6698
121 105.6817
122 105.8246
123 105.7638
124 105.8802
125 105.9741
126 105.9929
127 105.8122
128 105.8217
129 105.9180
130 105.9149
131 105.9959
132 105.9588
133 105.8589
134 105.8396
135 106.0431
136 106.0016

PUNKTY NA PODPORACH

nr rzędna

201 102.8668
202 102.7676
203 102.7721
204 104.8778
205 99.5209
206 99.4895
207 99.6073
208 99.3336
209 99.3413
210 99.2927
211 99.2933
212 99.5976
213 99.9007
214 99.9421
215 100.0135
216 99.7047
217 99.9509
218 99.6877
219 99.8772
220 101.1296
221 101.1719
222 101.2990
223 101.0229
224 101.0254
225 101.0123
226 101.0142
227 100.9914
228 100.9668
229 103.8482
230 103.8587
231 103.8025
232 100.1448
233 100.1455
234 100.0000
235 100.0209

Inwestor: GMINA DĄBROWA GÓRNICZA ul. Graniczna 21, 41-300 Dąbrowa Górnicza					
Opracowanie:		 Pracownia Projektowo - Badawcza ul.Sosnowa 17/1, 43-300 Bielsko-Biała			
Zadanie:		Ekspertyza stanu technicznego wiaduktu drogowego w ciągu ul. Ujejskiej nad drogą krajową nr 1 w Dąbrowie Górniczej			
Tytuł rysunku:		MONITORING KONSTRUKCJI - POMIARY NIWELACYJNY PRECYZYJNY ETAP "0" - STAN POCZĄTKOWY - 04.07.2015r.			
Zespół projektowy:		nr uprawnień	podpis:	branża:	mostowa
projektant:	mgr inż. Grzegorz Łaba	SLK/1232/PWOM/06		stadium:	data: 2015-07
opracowanie:	dr inż. Piotr Owerko mgr inż. Wojciech Jakubowski			skala: 1:100 1:200	nr rys./rev 4/ -

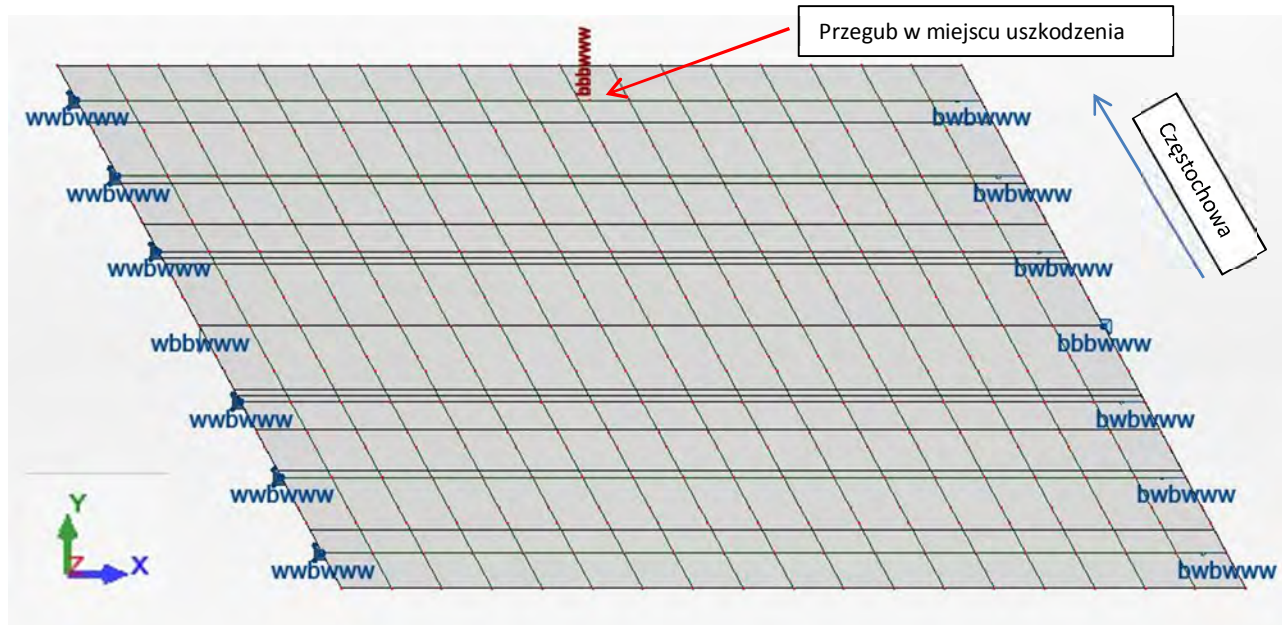
Załącznik 5 – Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe

1. Założenia do obliczeń

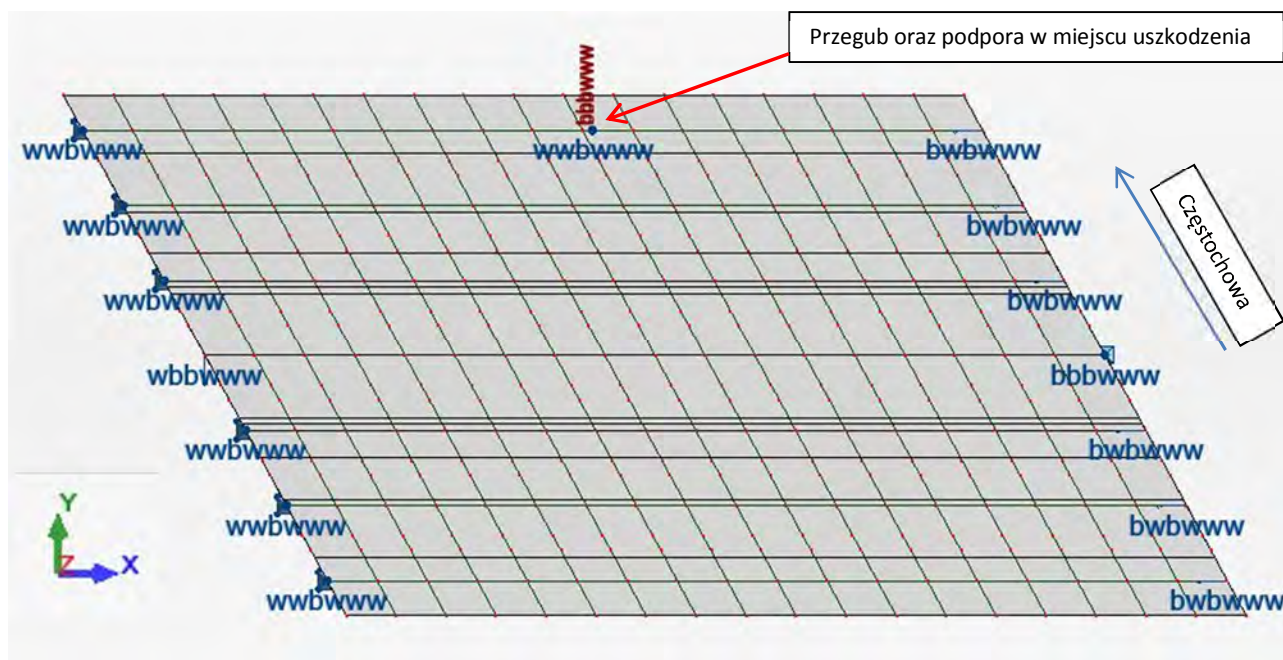
Do obliczeń konstrukcji wyselekcjonowano przęsło nr II. Jest to przęsło najbardziej reprezentatywne do obliczeń nośności z uwagi na jego długość (przęsło wewnętrzne, obecnie o rozpiętości ~18,0 m) oraz uszkodzenie belki północnej. Na potrzeby obliczeń utworzono więc dwa modele rusztowe klasy (e1, p2) w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012. Pierwszy zakłada usunięcie dodatkowej wieży podparcia tymczasowego pod uszkodzoną belką i analizę efektów tegoż usunięcia w aspekcie nośności konstrukcji. Drugi uwzględnia istniejące, dodatkowe podparcie uszkodzonej belki północnej. Każdorazowo (w obu modelach) w miejscu uszkodzenia założono przegub.

2. Modele obliczeniowe

2.1. Kontrolny model obliczeniowy w przypadku usunięcia dodatkowej wieży z klatek rusztowaniowych podpierającej uszkodzoną belkę północną.



2.2. Model obliczeniowy w stanie aktualnym – z dodatkowym podparciem.



3. Obliczenia nośności dźwigarów głównych.

3.1. Nośność przekroju na zginanie:

Element nośny - belka "Płońsk" 21,0 m

GEOMETRIA PRZEKROJU (względem osi poziomej):

Pole przekroju dźwigara:	$A =$	0,3656	[m ²]
Moment bezwładności przekroju betonowego:	$I =$	0,0492	[m ⁴]
Odległość włókien dolnych do śr. ciężkości przekr.:	$y_d =$	0,502	[m]
Odległość włókien górnych do śr. ciężkości przekr.:	$y_g =$	0,508	[m]
Dolny wskaźnik zginania:	$W_d =$	0,098008	[m ³]
Górny wskaźnik zginania:	$W_g =$	0,09685	[m ³]

SPRĘŻENIE:

Liczba splotów sprężających środka rozpiętości:	$n =$	78	[szt]
Nośność charakterystyczna liny:	$P_{vk} =$	69,0	[kN]
Siła w chwili kotwienia:	$P_{v0} =$	46,0	[kN]
Założony poziom strat siły sprężającej:	$\Delta P_{v0} =$	25	%
Sumaryczna siła sprężająca z uwzględnieniem strat:	$P =$	2422	[kN]
Ramię siły sprężającej:	$z_v =$	0,39	[m]

BETON:

Przyjęto beton klasy B40

Wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie:	$R_{b1} =$	23,1	[MPa]
--	------------	------	-------

NAPRĘŻENIA WYWOŁANE DZIAŁANIEM TYLKO SPRĘŻENIA:

We włóknach dolnych – charakterystyczne:	$\sigma_d =$	16,3	[MPa]	(ściskanie)
We włóknach górnych – obliczeniowe:	$\sigma_g =$	2,7	[MPa]	(ściskanie)

NOŚNOŚĆ PRZEKROJU:

Ze względu na warunek pojawienia

się rozciągań włókien dolnych, możliwy

do przeniesienia moment charakterystyczny: $M_{r1} = 1600$ [kNm]

Ze względu na warunek nadmiernego

ściskania włókien dolnych, możliwy

do przeniesienia moment obliczeniowy: $M_{r2} = 2500$ [kNm]

3.2. Nośność przekroju na ścinanie:

Element nośny - belka "Płońsk" 21,0 m

GEOMETRIA PRZEKROJU (względem osi poziomej):

Wysokość prefabrykatu:	$h =$	1,01 [m]
Szerokość środka:	$b =$	0,16 [m]
Przyjęte ramię sił wewnętrznych:	$z =$	0,86 [m]

STRZEMIONA

W prefabrykacie zamontowano strzemiona dwucięte.

Średnica strzemienia:	$\phi =$	0,012 [m]
Rozstaw strzemion w strefie przypodporowej:	$s =$	0,08 [m]

BETON:

Obliczeniowa wytrzymałość betonu na ścinanie:	$\tau_R =$	0,35
Wytrzymałość graniczna betonu na ścinanie:	$\tau_{bmax} =$	4,75 [MPa]

NOŚNOŚĆ PRZEKROJU:

Część nośności zapewniania przez beton:	$\Delta V_b =$	192,3 [kN]
Część nośności zapewniania przez strzemiona:	$\Delta V_w =$	461,2 [kN]
Całkowita, obliczeniowa nośność przekr. na ścinanie:	$T_r =$	650 [kNm]

4. Zestawienie wyników z analiz statycznych wraz z oceną klasy nośności obiektu.

4.1. Ocena efektu usunięcia dodatkowej wieży rusztowanej podpierającej uszkodzoną belkę północną:

Warunek nośności belki sąsiadującej z uszkodzoną, przy przedstawionym w pkt. 2.1 **Kontrolny model obliczeniowy w przypadku usunięcia dodatkowej wieży z klatek rusztowaniowych podpierającej uszkodzoną belkę północną.** modelu obliczeniowym, jest przekroczony dla każdej klasy obciążenia zgodnie z PN-85/S-10030 [1].

Łączny, charakterystyczny moment zginający od ciężaru własnego i obciążenia ruchomego klasy „E” wg [1] w belce sąsiadującej z uszkodzoną wyniósł:

$M_{(g+\Delta g)}^{char}$	+	$M_{kl_E}^{char}$	=	M_{tot}	>	M_{r1}	
1484	+	426	=	1910	>	1600	[kNm]
<u>warunek nośności nie spełniony</u>							

4.2. Wyniki analiz statycznych wraz z oceną klasy nośności z uwzględnieniem podparcia tymczasowego uszkodzonej belki.

- a) Obciążenie taborem samochodowym zgodnie z wg PN-85/S-10030 [1]
(uwzględniono zarówno ciągnik K jak i zestaw S)

Zginanie						
M _{r1}	M _{r2}	M _(g+Δg) ^{char}	klasa obciążenia	M _{tabor} ^{char}	Σchar	Σobl
1600	2500	1147	A	905	2053	3122
			B	679	1826	2712
			C	457	1604	2347
			D	362	1510	2139
			E	272	1419	1975
					odnieść do M _{r1}	odnieść do M _{r2}

Ścinanie				
Tr	$T_{(g+\Delta g)}^{obl}$	klasa obciążenia	T_{tabor}^{obl}	Σobl
650	384	A	479	863
		B	360	743
		C	327	710
		D	256	640
		E	204	588

- b) Obciążeniu pojazdami ciężarowymi zgodnie z rozporządzeniem [7]
(dopuszczono też ruch dwustronny)

Zginanie						
M _{r1}	M _{r2}	M _(g+Δg) ^{char}	pojazd	M _{poj_c} ^{char}	Σchar	Σobl
1600	2500	1147	S-10	111	1259	1694
			S-18	198	1345	1857
			S-26	285	1433	2022
			S-32	347	1494	2139
			S-36	321	1469	2090
			S-40	349	1497	2143
			S-54	580	1727	2579
					odnieść do M _{r1}	odnieść do M _{r2}

Ścinanie				
Tr	$T_{(g+\Delta g)}^{obl}$	pojazd	T_{tabor}^{obl}	Σobl
650	384	S-10	112	496
		S-18	118	502
		S-26	204	587
		S-32	218	602
		S-36	225	608
		S-40	255	639
		S-54	384	768

c) Obciążeniu autobusami zgodnie z rozporządzeniem [7]
(dopuszczono też ruch dwustronny)

Zginanie						
M _{r1}	M _{r2}	M _(g+Δg) ^{char}	pojazd	M _{poj_c} ^{char}	Σchar	Σobl
1600	2500	1147	A-13	148	1295	1762
			A-18	186	1333	1835
			A-28	205	1352	1871
					odnieść do M _{r1}	odnieść do M _{r2}

Ścinanie				
Tr	$T_{(g+\Delta g)}^{obl}$	pojazd	T_{tabor}^{obl}	Σobl
650	384	A-13	148	531
		A-18	186	570
		A-28	205	589

5. Wnioski z analizy statyczno-wytrzymałościowej.

5.1. Wnioski z analizy efektu usunięcia dodatkowej wieży tymczasowego podparcia uszkodzonej belki północnej

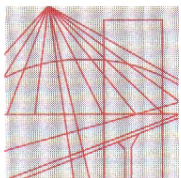
Analiza obliczeniowa schematu statycznego, w którym usunięto dodatkowe podparcie pod belką uszkodzoną, wykazała, że warunek nośności dla belki najbardziej wyężonej (belka sąsiadująca z uszkodzoną) **nie jest spełniony** już dla najniższej klasy obciążenia - **klasy E** wg PN-85/S-10030 [1].

5.2. Wnioski z analizy obliczeń statycznych i oceny nośności z uwzględnieniem podparcia tymczasowego uszkodzonej belki

Przyjmując zarówno kryterium nośności na zginanie i ścinanie uznaje się, że przy zachowaniu dotychczasowego podparcia uszkodzonej belki następuje:

- **spełnienie** warunków nośności dla **klasy D** wg PN-85/S-10030 [1], dopuszczającej ruch pojazdów o masie całkowitej nieprzekraczającej 20,0 t,
- **spełnianie** warunków nośności przy przejazdach pojazdami **S-40 i A-28** wg rozporządzenia [7].

Załącznik 6 – Uprawnienia projektanta



Ś L Ą S K A
O K R Ę G O W A
I Z B A
I N Ż Y N I E R Ó W
B U D O W N I C T W A

SLK/OKK/7131.7132/1232/06

Katowice, dnia 14 czerwca 2006 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz.U. z 2001 r. Nr 5, poz. 42 z późn. zm.), art. 13 ust. 1 pkt 1 i 2 i ust.2, art. 14 ust. 1 pkt 2b ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz.U. z 2003 r. Nr 207, poz. 2016 z późn. zm.) oraz § 28 ust. 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. z 2006 r. Nr 83, poz. 578) i § 12 pkt. 1 rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2005 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. z 2005 r. Nr 96, poz. 817 z późn. zm.) w związku z art. 104 Kodeksu postępowania administracyjnego (Dz.U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071 z późn. zm.)

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Śl.OIIB n a d a j e

Panu(i) Grzegorzowi Łabie

Mgr inż. budownictwa

ur. dnia 02 lutego 1977 w Bielsku - Białej

UPRAWNIENIA BUDOWLANE numer ewidencyjny SLK/1232/PWOM/06

**do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności mostowej**

UZASADNIENIE

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Katowicach na podstawie protokołów z postępowania kwalifikacyjnego oraz z przeprowadzonego egzaminu, stwierdziła, że Pan(i) **Grzegorz Łaba** posiada wymagane prawem: wykształcenie i praktykę zawodową oraz uzyskał(a) pozytywny wynik egzaminu - konieczne do uzyskania uprawnień budowlanych **do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń w specjalności mostowej**.

Szczegółowy zakres uprawnień jest określony na odwrocie niniejszej decyzji.

Pouczenie

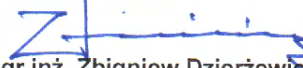
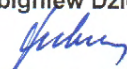
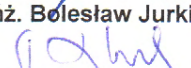
1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 w/w ustawy Prawo budowlane – podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.
2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Śl.OIIB w Katowicach w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

Otrzymują:

1. Pan(i) Grzegorz Łaba
Sosnowa 17/1
43-300 Bielsko - Biała
2. Okręgowa Rada Izby
3. Główny Inspektor
Nadzoru Budowlanego
4. a/a.



Skład orzekający OKK

1. 
Mgr inż. Zbigniew Dzierżewicz
2. 
Mgr inż. Bolesław Jurkiewicz
3. 
Mgr inż. Tadeusz Lipiński

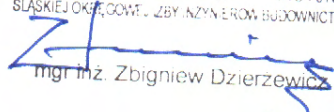
z a k r e s:

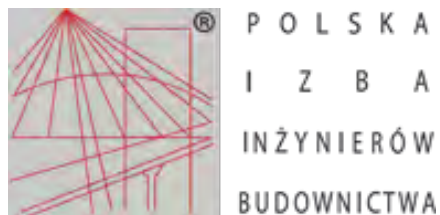
Na podstawie art. 12 ust. 1 pkt 1 i 2 i art. 13 ust. 3 i 4 Prawa budowlanego w związku z § 19 ust. 1 i 2 rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2005 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie **Pan(i) Grzegorz Łaba** jest uprawniony(a) w specjalności **mostowej** do:

- 1) projektowania obiektu budowlanego i kierowania robotami budowlanymi związanymi z obiektem budowlanym, takim jak:
 - a) drogowy obiekt inżynierski, w rozumieniu przepisów o drogach publicznych
 - b) kolejowy obiekt inżynierski: most, wiadukt, przepust, konstrukcja oporowa oraz nadziemne i podziemne przejście dla pieszych, w rozumieniu przepisów o warunkach technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe;
- 2) obliczania światła mostów i przepustów
- 3) sprawdzania projektów budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego;
- 4) kierowania wytwarzaniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzoru i kontroli technicznej wytwarzania tych elementów,
- 5) wykonywania nadzoru inwestorskiego,
- 6) sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych

bez ograniczeń.

Na podstawie § 15 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie - uprawnienia niniejsze uprawniają również do sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu w zakresie specjalności mostowej.

PRZEWODNICZĄCY
OKRĘGOWEJ KOMISJI WALIDACYJNEJ
ŚLĄSKIEJ OKRĘGOWEJ ZBIORCZYCH INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

mgr inż. Zbigniew Dzierżewicz



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

SLK-B89-TN9-4C1 *

Pan Grzegorz Łaba o numerze ewidencyjnym SLK/BM/4199/06
adres zamieszkania ul. Sosnowa 17/1, 43-300 Bielsko - Biała
jest członkiem Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2015-07-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2014-07-25 roku przez:

Franciszek Buszka, Przewodniczący Rady Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.