

| | |
|---------------|---|
| Zadanie | WYKONANIE EKSPERTYZY TECHNICZNEJ WIADUKTU 2WD-27 NA ŁĄCZNICY RELACJI KRAKÓW – WIELICZKA NAD AUTOSTRADĄ A4 W M. KRAKÓW W KM 425+032 |
| Obiekt | WIADUKT 2WD-27 |
| Adres obiektu | Województwo: małopolskie Miasto: Kraków |
| Inwestor | GENERALNA DYREKCJA DRÓG KRAJOWYCH I AUTOSTRAD ul. Mogilska 25 31-542 Kraków |
| Umowa nr | I/135/ZZ-Z-4/2014 |

| | |
|--------------------|------------------------------|
| Rodzaj opracowania | EKSPERTYZA TECHNICZNA |
|--------------------|------------------------------|

| | | | |
|---|---|---|--|
|  | PRACOWNIA PROJEKTOWA "KRK" Roman Korzeń | | |
| | Biuro: Lubień 507, 32-433 Lubień tel. 607 591 336 | | Pracownia: ul. Romanowicza 2/633, 30-702 Kraków e - mail: rokorzen@op.pl |
| | Zespół autorski | Imię i nazwisko | Data |
| | Opracował | dr inż. Piotr Gwoździwicz | 11.2014 |
| | Opracował | dr inż. Henryk Ciurej | 11.2014 |
| | Opracował | mgr inż. Maciej Żmuda MAP/B0/0633/01 | 11.2014 |
| | Opracował | mgr inż. Roman Korzeń MAP/0115/POOM/07, spec. mosty | 11.2014 |
| | Opracował | mgr inż. Robert Słota NB.Upr. 22/97 | 11.2014 |

Listopad 2014r.

SPIS TREŚCI:

| | |
|---|----|
| 1. WSTĘP | 4 |
| 1.1. Przedmiot opracowania | 4 |
| 1.2. Podstawa opracowania | 5 |
| 1.3. Cel i zakres opracowania | 5 |
| 1.4. Przepisy, normy oraz materiały wyjściowe do opracowania ekspertyzy | 5 |
| 2. OPIS TECHNICZNY OBIEKTU | 6 |
| 2.1. Wstęp | 6 |
| 2.2. Opis ogólny | 6 |
| 2.3. Podstawowe dane techniczne | 6 |
| 2.4. Opis konstrukcji | 7 |
| 2.4.1. Ustrój nośny | 7 |
| 2.4.2. Przyczółki | 7 |
| 2.4.3. Filary | 7 |
| 2.5. Wyposażenie obiektu | 7 |
| 2.5.1. Dylatacje | 7 |
| 2.5.2. Izolacja | 8 |
| 2.5.3. Nawierzchnia | 8 |
| 2.5.4. Kapy chodnikowe i krawężniki | 8 |
| 2.5.5. Łożyska | 8 |
| 2.5.6. Płyty przejściowe | 8 |
| 2.5.7. Odwodnienie | 8 |
| 2.5.8. Urządzenia bezpieczeństwa | 8 |
| 2.5.9. Instalacje na obiekcie | 8 |
| 2.5.10. Zabezpieczenie skarp. | 8 |
| 2.5.11. Znaki pomiarowe | 8 |
| 3. ANALIZA DOKUMENTÓW BUDOWY | 9 |
| 3.1. Dokumentacja obiektu | 9 |
| 3.2. Analiza dokumentacji projektowej | 10 |
| 3.3. Analiza procesu wznoszenia obiektu | 10 |
| 4. INWENTARYZACJA, POMIARY I BADANIA | 12 |
| 4.1. Inwentaryzacja stanu istniejącego | 12 |
| 4.2. Badania betonu | 12 |
| 5. STWIERDZONE USZKODZENIA I NIEPRAWIDŁOWOŚCI | 14 |
| 5.1. Zarysowania | 14 |
| 5.2. Stan kanałów kablowych | 18 |
| 5.3. Osiadania | 19 |
| 6. OBLICZENIA SPRAWDZAJĄCE | 20 |
| 6.1. Wstęp | 20 |
| 6.2. Parametry techniczne: | 20 |
| 6.3. Zestawienie obciążeń | 20 |

| | |
|--|----|
| 6.4. Charakterystyki materiałowe..... | 22 |
| 6.5. Modele obliczeniowe | 23 |
| 6.6. Dane dotyczące sprężenia | 26 |
| 6.7. Charakterystyki geometryczne belek (typy przekroi)..... | 28 |
| 6.8. Siły wewnętrzne i warunki naprężeniowe | 34 |
| 6.8.1. Warunki dla naprężeń | 34 |
| 6.8.2. Wyniki obliczeń | 34 |
| 7. ANALIZA OBLICZENIOWA STREFY USZKODZONEJ | 35 |
| 7.1. Wstęp..... | 35 |
| 7.2. Wyniki obliczeń i wnioski | 37 |
| 7.3. Model numeryczny przekroju poprzecznego | 38 |
| 7.4. Wyniki obliczeń | 39 |
| 7.5. Wnioski | 39 |
| 7.6. Analiza osłabionej strefy dźwigara z uwagi na ścinanie | 42 |
| 7.6.1. Określenie naprężeń średnich ściskających wywołanych sprężeniem:..... | 42 |
| 7.6.2. Wniosek | 43 |
| 8. WNIOSKI I ZALECENIA | 44 |
| 8.1. Omówienie wyników obliczeń | 44 |
| 8.1.1. Ustrój nośny | 44 |
| 8.1.2. Podpory | 44 |
| 8.2. Określenie przyczyny zarysowania belki wiaduktu | 46 |
| 8.3. Określenie warunków bezpiecznej eksploatacji | 47 |
| 8.4. Określenie sposobu usunięcia uszkodzeń | 47 |
| 8.5. Wnioski | 48 |
| 8.6. Wniosek końcowy | 52 |
| 9. ZAŁĄCZNIKI | 54 |

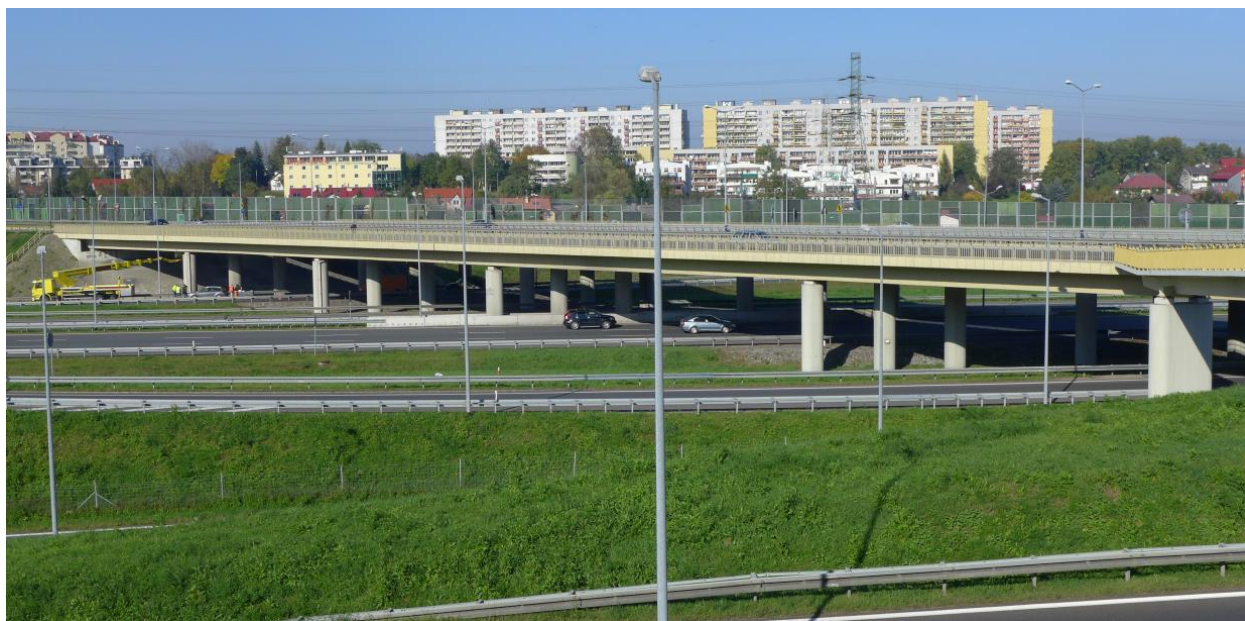
1. WSTĘP

1.1. Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest ekspertyza techniczna wiaduktu 2WD-27 na łącznicy relacji Kraków – Wieliczka nad autostradą A4 w m. Kraków w km 425+032.



Rys. 1 - Lokalizacja obiektu



Fot. 1 – Widok ogólny obiektu.

1.2. Podstawa opracowania

Podstawą opracowania niniejszej ekspertyzy technicznej jest umowa nr I/135/ZZ-Z-4/2014 zawarta w dniu 28 lipca 2014 r. pomiędzy: Generalną Dyrekcją Dróg Krajowych i Autostrad Oddział w Krakowie z siedzibą przy ul. Mogińskiej 25, 31-542 Kraków, a Pracownią Projektową „KRK” Roman Korzeń, z siedzibą 32-433 Lubień 507.

1.3. Cel i zakres opracowania

Celem przedmiotowego opracowania jest zbadanie stanu technicznego istniejącego obiektu, z określeniem przyczyn powstania uszkodzeń. Ponadto celem ekspertyzy jest podanie ewentualnych zaleceń mogących służyć, jako podstawa, do sporządzenia przyszłych dokumentacji projektowych, na podstawie, których można będzie wykonać konieczny zakres robót budowlanych w celu usunięcia stwierdzonych wad lub usterek.

Zakres ekspertyzy obejmuje:

- Określenie bezpośredniej i pośredniej przyczyny powstania zarysowania belki wiaduktu, w tym:
 - sprawdzenie zakresu niewidocznych z zewnątrz uszkodzeń (głębokość zarysowania, stan zbrojenia, stan kanałów kablowych),
 - sprawdzenie prawidłowości obliczeń statyczno-wytrzymałościowych,
 - sprawdzenie prawidłowości zaprojektowanego posadowienia wiaduktu,
 - sprawdzenie wpływu osiadania,
 - sprawdzenie dokumentacji budowy pod kątem ewentualnych błędów wykonawczych.
- Określenie warunków bezpiecznej eksploatacji wiaduktu.
- Określenie przyczyn powstawania siatkowych zarysowań na spodzie dźwigarów.
- Określenie sposobu usunięcia uszkodzeń.

Niniejsza ekspertyza techniczna wiaduktu 2WD-27 dotyczy wiaduktu usytuowanego na łącznicy relacji Kraków – Wieliczka (jezdni prawa), w którym stwierdzono uszkodzenia belki nośnej.

1.4. Przepisy, normy oraz materiały wyjściowe do opracowania ekspertyzy

Ekspertyza techniczna dotycząca omawianego obiektu została opracowana w oparciu o następujące dokumenty:

- Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane, Dz. U. Nr 207 poz. 2016 z 2003 z późniejszymi zmianami
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. (Dz.U. 2000 nr 63 poz. 735)
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz.U. 1999 nr 43 poz. 430)
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 16 lutego 2005 r. w sprawie sposobu numeracji i ewidencji dróg publicznych, obiektów mostowych, tuneli, przepustów i promów oraz rejestru numerów nadanych drogom, obiektom mostowym i tunelom (Dz. U. Nr 67 Poz. 582)

- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 16 lutego 2005 r. w sprawie trybu sporządzania informacji oraz gromadzenia i udostępniania danych o sieci dróg publicznych (Dz. U. Nr 67 Poz. 583)
- PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- PN-99/S-10040 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Wymagania i badania.
- PN-83/B-02482 Fundamenty Budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych.
- PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-88/B-06250 Beton zwykły.
- Badania betonu wykonane przez Laboratorium Politechniki Krakowskiej oraz przez Laboratorium GDDKiA
- Literatura techniczna.
- Oględziny oraz inwentaryzacja geometryczna i uszkodzeń wykonana etapami w okresie od września do listopada 2014r.

2. OPIS TECHNICZNY OBIEKTU

2.1. Wstęp

Wiadukt został wybudowany w latach 2001 – 2003 przez Kieleckie Przedsiębiorstwo Robót Mostowych. Dokumentacja projektowa wykonana przez biuro Complex Projekt znajduje się w archiwum GDDKiA Oddział w Krakowie. W posiadaniu GDDKiA jest również dość obszerna dokumentacja z okresu budowy przedmiotowego wiaduktu.

2.2. Opis ogólny

Wiadukt o schemacie belki ciągłej sześcioprzęsłowej. Konstrukcja nośna przęsła trzydziwigarowa sprężona monolityczna stężona poprzecznkami i płytą pomostu. Długość konstrukcji nośnej: 180.88m. Szerokość konstrukcji: 13.70m. Rozpiętość teoretyczna przęsła: 27.0+2x29.22+2x33.25+27.0m. Ukos każdej z podpór wiaduktu jest inny i zmienia się od 55.38g do 67.59g. Przyczółki, żelbetowe w postaci oczepu ze skrzydełkami zawieszonymi, posadowione pośrednio na żelbetowych palach wielkośrednicowych. Podpory pośrednie słupowe, złożone z trzech owalnych słupów utwierdzonych w płycie fundamentowej. Posadowienie filarów pośrednie na żelbetowych palach wielkośrednicowych. Wyposażenie konstrukcji stanowią: jezdnia z nawierzchnią z SMA szer. 8.6 m (skrajnia 9.0 m), chodniki szerokości 1.3+3.8 m (skrajnia 0+3.0 m) z nawierzchnią epoksydowo-poliuretanową, bariery stalowe typu SP-06, po lewej stronie jezdni bariera z dodanym pochwytem stalowym BB-6, balustrada stalowa z płaskownikami od strony Katowic (po prawej stronie jezdni) modułowe urządzenia dylatacyjne, łożyska garnkowe, izolacja termozgrzewalna, krawężniki granitowe. Odwodnienie za pomocą wpustów i kolektorów zbiorczych z odprowadzeniem wód opadowych do rowów drogowych.

2.3. Podstawowe dane techniczne

Parametry wspólne dla obydwu jezdni:

- | | |
|---------------------|--|
| • Klasa obciążenia | A – wg PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia |
| • Długość całkowita | $L_c = 188.88\text{m}$ |

- Liczba przęseł 6
- Rozpiętość teoretyczna $L_t = 27.00 + 12 \times 29.222 + 2 \times 33.25 + 27.00 = 108.88\text{m}$
- Kąt skrzyżowania z osią A4 $\alpha_1 = 55.38^\circ$
- Kąt skosu podpór od A do G $\alpha_{A-G} = 67.59^\circ, 63.49^\circ, 59.44^\circ, 55.38^\circ, 61.06^\circ, 67.58^\circ$
- Usytuowanie trasy drogowej w planie prosta

Jezdnia prawa (kierunek Kraków – Wieliczka):

- Szerokość całkowita 13.70m
- Szerokość jezdni 8.60m
- Szerokość chodnika 3.00m
- Spadek podłużny 0.3% w stronę Krakowa
- Spadek poprzeczny 2.0% jednostronny

Jezdnia lewa (kierunek Wieliczka - Kraków):

- Szerokość całkowita 13.70m
- Szerokość jezdni 8.60 – 12.6m
- Szerokość chodnika 1.00m
- Spadek podłużny 0.3% w stronę Krakowa
- Spadek poprzeczny 2.0% jednostronny

2.4. Opis konstrukcji**2.4.1. Ustrój nośny**

Ustrój niosący obiektu 2WD-27 składa się z dwóch niezależnych konstrukcji niosących dla każdej jezdni. Konstrukcje niosące zaprojektowano jako sześcioprzęsłowe ustroje belkowo – płytowe ciągłe z betonu monolitycznego sprężonego (kablobeton). W przekroju poprzecznym zaprojektowano po trzy belki o kształcie trapezowym w rozstawach osiowych wynoszących 5.00m dla jezdni lewej i 4.30m dla jezdni prawej. Szerokość podstawy belek wynosi 1.20m, a ich wysokość w osi wynosi 1.50m. Belki połączone są płytą pomostową o stałej grubości wynoszącej 0.25m. Na zewnątrz belek skrajnych zaprojektowano wsporniki o wysięgu 1.60m i grubości 0.20 – 0.35m. W środkach rozpiętości przęseł zaprojektowane są poprzecznice.

2.4.2. Przyczółki

Przyczółki, żelbetowe w postaci oczepu ze skrzydełkami zawieszonymi, posadowione pośrednio na żelbetowych palach wielkośrednicowych $\phi 1500\text{mm}$. Pod przyczółkami zaprojektowano po 4 pale, Długość pali wynosi 25.0m dla przyczółka w osi A, oraz 11.0m dla przyczółka w osi G.

2.4.3. Filary

Podpory pośrednie zaprojektowano jako słupowe, złożone z trzech owalnych słupów o wymiarach $1.50 \times 1.20\text{m}$. Słupy dołem utwierdzone są w płycie fundamentowej grubości 1.50m. Posadowienie filarów pośrednie na żelbetowych palach wielkośrednicowych $\phi 1500\text{mm}$. Pod każdym filarem przyjęto po 8 pali o długościach od 8 do 17m.

2.5. Wyposażenie obiektu**2.5.1. Dylatacje**

Na połączeniach przęseł skrajnych z przyczółkami zastosowano dylatacje modułowe szczelne.

2.5.2. Izolacja

Obiekt posiada izolację płyty pomostu wykonaną z papy termozgrzewalnej o grubości 0.5cm. Elementy betonowe stykające się z gruntem zostały pokryte izolacją bitumiczną.

2.5.3. Nawierzchnia

Jezdnia posiada nawierzchnię z mieszanek SMA o całkowitej grubości wynoszącej 10.0cm, chodniki posiadają nawierzchnię epoksydowo-poliuretanową.

2.5.4. Kapy chodnikowe i krawężniki

Na obiekcie zaprojektowano kapy monolityczne żelbetowe wykonywane na mokro. Do kapy kotwiony jest gzyms z desek betonowych prefabrykowanych.

Przy krawędziach jezdni na długości obiektu zastosowano krawężniki kamienne.

2.5.5. Łożyska

Przęsła opierają się na podporach za pośrednictwem łożysk garbkowych. Łożyska stałe umieszczone są na przyczółku od strony Krakowa. Na filarach oraz na przyczółku od strony Wieliczki zastosowano łożyska przesuwne, przy czym pod belkami środkowymi zastosowano łożyska jednokierunkowo przesuwne.

2.5.6. Płyty przejściowe

W obiekcie zaprojektowano płyty przejściowe w obrębie jezdni. Długość płyt przejściowych wynosi 7.0m dla przyczółka w osi A i 4.0m dla przyczółka w osi G.

2.5.7. Odwodnienie

Wody opadowe z obiektu odprowadzane są do wpustów, a następnie rurami sprowadzone są do systemu odwodnienia autostrady..

2.5.8. Urządzenia bezpieczeństwa

Wzdłuż krawędzi jezdni zaprojektowano bariery stalowe typu SP-06, po lewej stronie jezdni bariera z dodanym pochwytem stalowym BB-6. Wzdłuż chodnika na krawędzi obiektu znajduje się balustrada stalowa z płaskowników (po prawej stronie jezdni).

2.5.9. Instalacje na obiekcie.

Na obiekcie umieszczona jest instalacja oświetleniowa wraz ze słupami oświetleniowymi.

2.5.10. Zabezpieczenie skarp.

Stożki oraz skarpy nasypów pod wiaduktem umocnione są płytami betonowymi.

2.5.11. Znaki pomiarowe

Obiekt wyposażono w znaki pomiarowe umożliwiające okresowe pomiary geodezyjne.

3. ANALIZA DOKUMENTÓW BUDOWY

3.1. Dokumentacja obiektu

W ramach niniejszej ekspertyzy dokonano analizy istniejącej dokumentacji wykonawczej i powykonawczej, sporządzonej na etapie realizacji obiektu 2WD-27. Przedmiotowa dokumentacja została udostępniona przez Zamawiającego.

Na etapie opracowywania ekspertyzy uzyskano do wglądu następujące dokumenty:

- Projekt architektoniczno – budowlany z października 1998r., w zakresie części opisowej oraz rysunków.
- Projekt wykonawczy budowy wiaduktu nad autostradą A-4 w ciągu ulicy Wielickiej z marca 2002r.
- Dokumentację geologiczno – inżynierską do projektu technicznego wybranych obiektów i trasy południowego obejścia autostradowego Krakowa II Etap., z października 1998r.
- Dokumentację z procesu realizacji wiaduktu obejmującą 10 tomów zawierających dokumenty budowy, protokoły odbiorcze, korespondencję dotyczącą przedmiotowego wiaduktu, fragmenty dzienników budowy.
- Dokumentację z procesu realizacji wiaduktów w zakresie sprężenia obejmującą 2 tomy zawierające atesty i aprobaty dotyczące przyjętego systemu sprężenia, programy sprężenia oraz dzienniki sprężenia.
- Raporty dzienne obejmujące większą część okresu realizacji wiaduktu od 20.11.2001r. do 22.04.2003r.
- Wyniki geodezyjnych pomiarów osiadań z monitoringu prowadzonego w okresie od listopada 2003r. do września 2014r.
- Raport z przeglądu szczegółowego obiektu mostowego z września 2013r.

W ramach analizy powyższej dokumentacji stwierdzono wiele braków dotyczących podstawowych dokumentów procesu realizacyjnego. W szczególności dotyczy to Dzienników Budowy, z których zamieszczono wyłącznie strony tytułowe oraz po jednej stronie obejmującej wpisy dla obiektu 2WD-27. Przekazane raporty dzienne to fragment całości, nie obejmują one całego procesu realizacji wiaduktu, ponadto stwierdzono w nich luki (brak ciągłości) obejmujące różne okresy. W dokumentacji budowy brak jest praktycznie informacji z badań laboratoryjnych wbudowanego betonu. Jedyne zamieszczone badania dotyczą badania betonu pala F-11 z dnia 07.03.2002r., oraz badania betonu ustroju nośnego dla jezdni prawej Etap I z dnia 13.08.2002r. Dane dotyczące sprężenia konstrukcji nośnej są dość obszerne i wystarczające do pełnej analizy w zakresie niezbędnym dla przeprowadzenia obliczeń. Dane te zawierają wszelkie atesty, aprobaty, program sprężenia oraz dzienniki sprężania. W odniesieniu do sprężenia niepełne są informacje dotyczące iniekcji kanałów kablowych.

Nie uzyskano dokumentacji dotyczącej projektu konsolidacji podłoża pod wykonywanymi nasypami dojazdów od strony Krakowa oraz jezdniami autostrady. Szczątkowe informacje dotyczące projektowanej konsolidacji zawarte zostały w różnych miejscach przekazanej dokumentacji dla wiaduktu.

3.2. Analiza dokumentacji projektowej

Dla przedmiotowego projektu został wykonany Projekt architektoniczno-budowlany z października 1998r. oraz Projekt Wykonawczy z marca 2002r. wraz z opracowaniami zamiennymi. Wszystkie te opracowania zostały sporządzone przez ten sam zespół autorski.

Poniżej zestawiono zasadnicze spostrzeżenia mogące mieć wpływ na analizowane problemy:

- Stwierdzono zmiany pomiędzy projektem budowlanym a wykonawczym w zakresie rozwiązań przyjętych dla przyczółków. Zgodnie z projektem budowlanym przyczółki projektowano jako masywne posadowione bezpośrednio, w projekcie wykonawczym przyczółki zaprojektowano jako masywne oczepy ze skrzydełkami zawieszonymi posadowione pośrednio na palach wielkośrednicowych. Brak informacji na jakim etapie i na czyj wniosek zostały zmienione rozwiązania projektowe.
- Zawarty w projekcie budowlanym wyciąg z obliczeń statycznych jest bardzo ogólny. Brak jest zestawienia obciążeń, przyjętych schematów i założeń w szczególności odnośnie sprężenia oraz posadowienia. Podstawowe wyniki obliczeń przedstawiono dla sumarycznych wartości sił wewnętrznych dla całego przekroju wiaduktu, brak rozbicia wyników na poszczególne belki.
- Dokumentacja geologiczno – inżynierska określa warunki posadowienia jako skomplikowane, stwierdzono, że w projekcie podstawy pali przyjęto poniżej wykonanych otworów geologicznych.
- Stwierdzono znaczne różnice pomiędzy projektem budowlanym a wykonawczym w odniesieniu do wartości sił sprężających. Z porównania wynika, że siły sprężające po wszystkich stratach podane w PW są o około 30% mniejsze od sił podanych w PB.

3.3. Analiza procesu wznoszenia obiektu

Obiekt został zrealizowany w okresie od 20.11.2001r. do 22.04.2003r. W trakcie realizacji obiektu wprowadzano zmiany względem projektu budowlanego oraz zmiany w stosunku do pierwotnego projektu wykonawczego. Podstawowe stwierdzone zmiany to:

- Stwierdzono zmiany pomiędzy projektem budowlanym a wykonanym obiektem w zakresie rozwiązań przyjętych dla przyczółków. Zgodnie z projektem budowlanym przyczółki projektowano jako masywne posadowione bezpośrednio, rzeczywiste przyczółki wykonano jako masywne oczepy ze skrzydełkami zawieszonymi posadowione pośrednio na palach wielkośrednicowych. Brak informacji na jakim etapie i na czyj wniosek zostały zmienione rozwiązania projektowe..
- Zmiana sposobu wykonania ustroju nośnego w zakresie kolejności realizacji. Bazowy projekt wykonawczy przewidywał wykonanie ustroju nośnego z podziałem na 5 Etapów. Konstrukcja nośna miała być wykonywana od strony Krakowa w kierunku Wieliczki. W rzeczywistości, wskutek przedłużających się robót budowlanych związanych z konsolidacją podłoża gruntowego pod nasypami dojazdów, na wniosek Wykonawcy wiaduktu zmieniono kierunek realizacji ustroju nośnego na wykonanie od strony Wieliczki w kierunku Krakowa. Dla zmienionej kolejności robót został opracowany projekt wykonawczy zamienny.
- Zmieniono sposób wykonania pali przyczółka od strony Krakowa. Wg projektu wyjściowego pale miały być wykonywane po zrealizowaniu robót związanych z budową nasypów oraz osiągnięciu zakładanej konsolidacji podłoża gruntowego. W rzeczywistości pale wykonano przed budową nasypów. Część długości projektowanych pali do poziomu istniejącego terenu wykonano jako pale

wiercone, a część biegnącą w nasypie wykonano jako słupy. Następnie wykonywano nasyp dojazdów wraz z warstwą przeciążającą.

- Podstawy pali przedłużano zgodnie z opinią nadzoru geologicznego poniżej nawierconego stropu warstwy ilów tak żeby uzyskać normowe zagłębienie pali w warstwie gruntu nośnego. Wydłużenia pali dochodziły do 1.5m.
- Sprężenie prowadzono w bardzo krótkich odstępach po wykonaniu betonowania. Dla etapu 4 sprężenie wykonano już po 4 dniach od betonowania. Brak informacji o wytrzymałości betonu w momencie sprężania.
- Z analizy programu sprężania wynika, że w programie sprężania odnośnie sił w kablach przyjęto dane z PW, a dzienniki sprężania potwierdzają fakt, że sprężanie przeprowadzono tak, aby uzyskać siły podane w PW.
- W trakcie realizacji obiektu dla Etapów 4 i 5 przyjęto wykonanie iniekcji kanałów kablowych dla obu tych etapów już po wykonaniu sprężenia dla etapu 5.
- Zmieniono rozwiązanie w zakresie gzymsu. Projektowany gzyms monolityczny zastąpiono gzymsem wykonanym z desek prefabrykowanych betonowych. W związku z tym wydłużono wsporniki zewnętrzne płyty pomostu.

4. INWENTARYZACJA, POMIARY I BADANIA

4.1. Inwentaryzacja stanu istniejącego

W ramach ekspertyzy przeprowadzono pomiary inwentaryzacyjne. Inwentaryzację prowadzono etapowo we wrześniu, październiku i listopadzie 2014r. Inwentaryzacja spodu konstrukcji nośnej dotyczyła w szczególności uszkodzonego przęsła.

W trakcie pomiarów inwentaryzacyjnych wykonano sprawdzającą niwelację elementów konstrukcji i ukształtowania terenu w zakresie niezbędnym dla opracowania niniejszej ekspertyzy. Ponadto w oparciu o niwelację dojazdów przedłożono Zamawiającemu propozycję korekty niwelety dojazdów od strony Krakowa w celu likwidacji istniejącego obniżenia nawierzchni przed przyczółkiem.

Na potrzeby niniejszej ekspertyzy wykorzystano udostępnione przez Zamawiającego wyniki pomiarów geodezyjnych osiadań obiektu, uzyskanych w ramach prowadzonego monitoringu.

W celu rozpoznania zakresu zarysowania uszkodzonej części wykonano rdzeniowe wiercenia przez istniejące rysy stwierdzone na wewnętrznym licu belki B4 w przęśle nr 1. Wykonano dwa otwory, pierwszy przez rysę górną o rozwarości 1.5mm, drugi przez rysę dolną o rozwarości 0.8mm. Ponadto w ramach pierwszego otworu osiągnięty zastał kanał kablowy skrajnego kabla górnej warstwy. W odsłoniętej stalowej osłonie strefy łącznikowej wykonano otwór w celu zbadania stanu kanału kablowego.

W ramach badań prowadzono miejscowe pomiary lokalizacyjne zbrojenia wraz z określeniem otuliny prętów.

4.2. Badania betonu

Z uwagi na brak wyników badań laboratoryjnych z okresu budowy wiaduktu, w odniesieniu do betonu wbudowanego w konstrukcję wykonano dodatkowe badania betonu, zarówno niszczące jak i nieniszczące.

Przedmiotowe badania były wykonywane przez dwa niezależne laboratoria. Program wykonanych badań betonu był następujący:

- Badania wykonywane przez Laboratorium Politechniki Krakowskiej w zakresie:
 - określenia wytrzymałości na ściskanie,
 - wyznaczenie statycznego modułu sprężystości.

Badania wykonano na próbkach betonu pobranych z konstrukcji. Odwierty wykonano techniką wiercenia koronowym wiertłem diamentowym, co pozwoliło na uzyskanie rdzeni betonowych o średnicy 100mm. Do badań pobrano 4 rdzenie z przęsła nr 1, w którym stwierdzone zostały uszkodzenia. Wszystkie próbki dotyczyły betonu wbudowanego w V etapie (ostatnim) wykonywania konstrukcji nośnej. Z rdzeni, po odpowiednim przygotowaniu uzyskano próbki, na których przeprowadzono badania.

Uzyskana wytrzymałość na ściskanie f_c wyniosła 60.7, 70.9, 70.3 i 52.6MPa. Wyniki te świadczą o tym, że wbudowany beton posiada wytrzymałość zdecydowanie większą niż wymagana dla betonu klasy B40 jaki był przyjęty w projekcie wiaduktu wg normy *PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie*, przy czym jakość betonu w odniesieniu do wytrzymałości na ściskanie jest średnia.

Zbadany moduł sprężystości betonu wynosi 33.1GPa i jest mniejszy o 9% od modułu wymaganego dla betonu klasy B40 wg normy *PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie*. Uzyskana wartość modułu betonu odpowiada modułowi betonu klasy B45 wg normy ogólnobudowlanej *PN-B-03264*. Ponadto zbadany ciężar objętościowy betonu wynosi 24.2kN/m³ i jest mniejszy o 7% od przyjmowanego ciężaru betonu z dodatkiem kruszywa bazaltowego wg *PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia*

Szczegółowy opis badań i uzyskane wyniki zawarte są w załączniku nr 7.

- Badania wykonywane przez Laboratorium GDDKiA w zakresie:
 - określenia wytrzymałości na ściskanie metodą pull-out wg PN-EN 12504-3,
 - określenia wytrzymałości na ściskanie metodą młotka Schmidta wg PN-EN 12504-2,
 - badania chemiczne dla określenia wartości stężeń jonów chlorkowych, siarczanowych i azotanowych oraz określenia wskaźnika pH,
 - określenia wytrzymałości na odrywanie metodą pull-off wg PN-EN 1542.

Badania te dotyczyły betonu w przęsłach nr 1 oraz 6. Punkty pomiarowe zlokalizowano na belkach głównych oraz poprzecznicach.

Uzyskana wytrzymałość na ściskanie f_c z badań pull-out charakteryzuje się średnią jakością i zmienia się w przedziale od 40.5 do 84.7MPa. Wyniki te świadczą o tym, że wbudowany beton posiada wytrzymałość większą niż wymagana dla betonu klasy B40 jaki był przyjęty w projekcie wiaduktu. Podobne wyniki uzyskano w oparciu o badania sklerometryczne gdzie klasę wytrzymałości określono jak dla betonów B50 lub B55, przy średniej jakości betonu.

Wykonane badania chemiczne betonu nie wykazują przekroczeń wartości dopuszczalnych stężeń jonów chlorkowych, siarczanowych i azotanowych. Badania wskaźnika pH wykazały, że jest on większy lub równy od 11, tzn. że beton posiada właściwości ochronne w stosunku do zbrojenia. Tylko jedno badanie wykazało obniżoną wartość pH równą 9. Dotyczy to belki nr 2 w przęśle skrajnym od strony Krakowa.

Na podstawie badań wytrzymałości powierzchniowych warstw betonu na odrywanie metodą pull-off, określono minimalną wytrzymałość na odrywanie o wartości 2.04MPa.

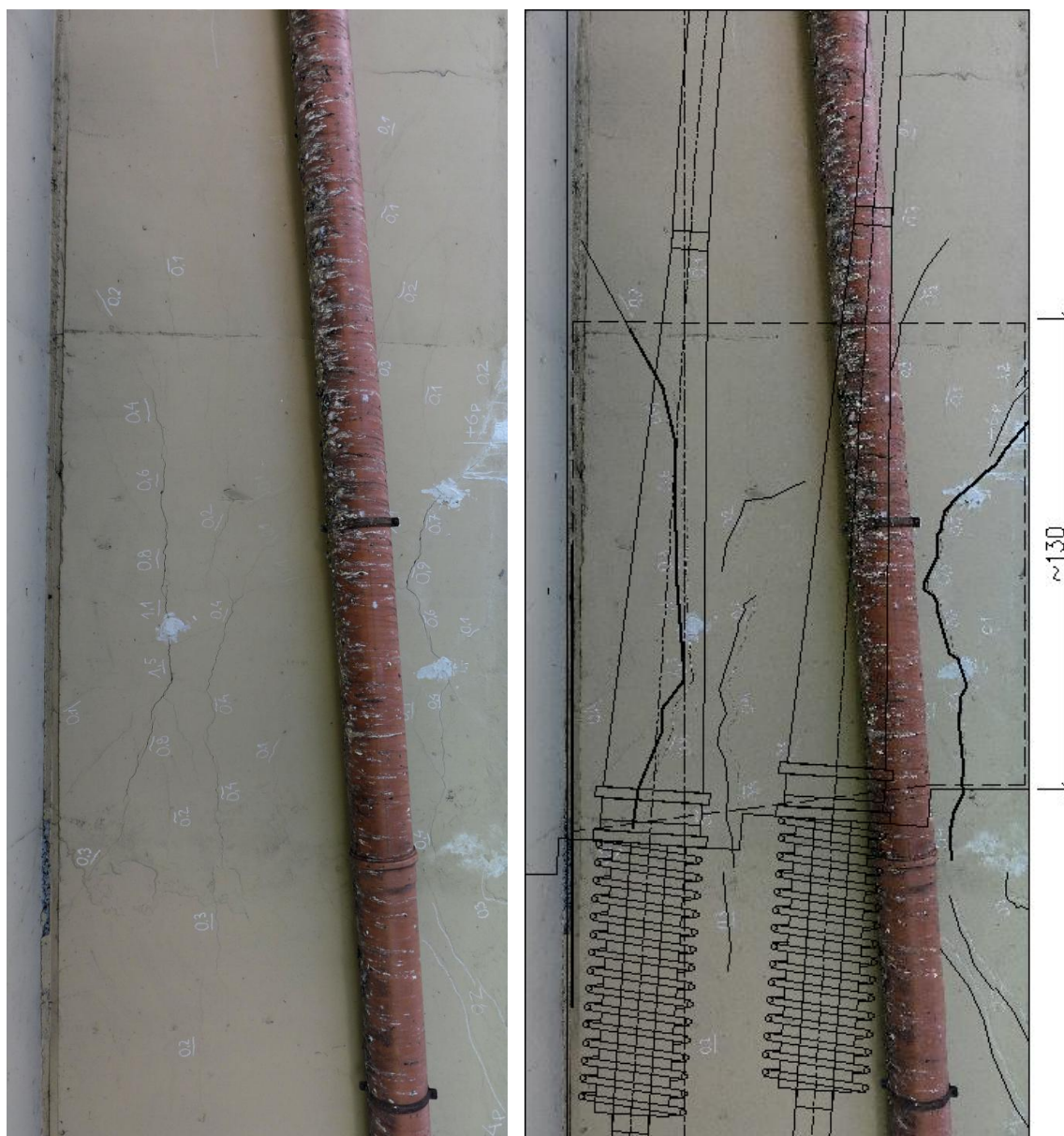
Szczegółowy opis badań, schemat rozmieszczenia miejsc poddanych badaniu oraz uzyskane wyniki zawarte są w załączniku nr 8.

5. STWIERDZONE USZKODZENIA I NIEPRAWIDŁOWOŚCI

5.1. Zarysowania

Największe zarysowania stwierdzono w belce zewnętrznej od strony Katowic w przęśle pierwszym od strony Krakowa. Na licu od strony Tarnowa występują duże zarysowania poziome i ukośne. Rysy te są zlokalizowane w odległości 5.37m od podpory nr 2, w bezpośrednim sąsiedztwie styku połączenia montażowego wynikającego z etapowania betonowania 2.

Poniżej na zdjęciach widoczna jest strefa zarysowana, ponadto na identyczne zdjęcie naniesiono położenie przerwy stykowej – przerwy w betonowaniu konstrukcji nośnej wraz z przebiegiem kabli sprężających.



Fot. 2. Zarysowania w miejscu stwierdzonych uszkodzeń.

Na podstawie odwiertu stwierdzono, że pęknięcie w betonie dochodzi do kanału kablowego. Ponadto w górnej części odwiertu stwierdzono wewnętrzne pęknięcie w betonie. Pęknięcie to biegnie równoległe do lica belki. Widoczne są również pustki pomiędzy betonem a stalowym łącznikiem.



Fot. 3. Odwiert rdzeniowy do kanału kablowego z otwarciem osłony kabla sprężającego. Widoczne pęknięcia w betonie w górnej części przed kanałem kablowym. Odspojenie betonu od osłony łącznika. Widoczny brak iniekcji oraz punktowa korozja lin sprężających.

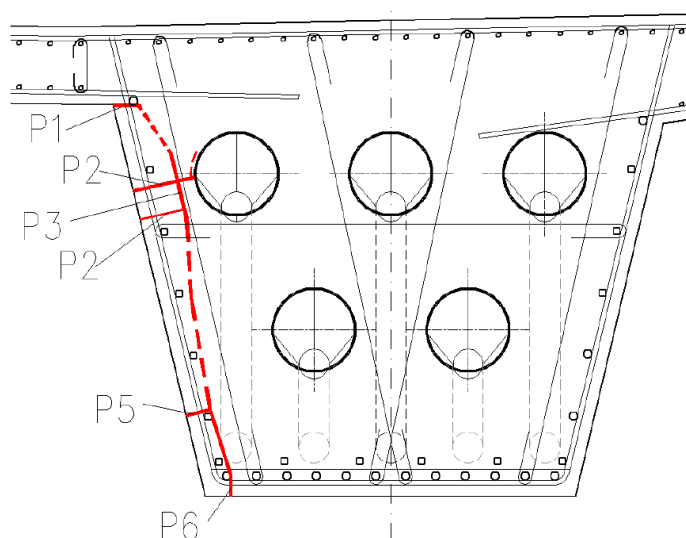


Fot. 4. Odwiert do kanału kablowego od strony zewnętrznej. Widoczna szczelina w betonie biegnąca od lica belki do kanału kablowego. Rozwartość szczeliny 1.5mm.

Oprócz stwierdzonych rys widocznych na powierzchniach zewnętrznych, na podstawie ostukania młotkiem i wykonania dwóch odwiertów stwierdzono pęknięcie pionowe wewnętrzne – równoległe do lica belki biegnące około 8cm od niego na wysokości całej powierzchni bocznej belki i długości około 2.5 – 3.0m.



Fot. 5. Odwiert w dolnej części belki do kanału. Widoczna szczelina w betonie biegnąca od lica belki w głąb na głębokość około 8cm. Widoczna szczelina pionowa wewnętrzna na głębokości około 8cm od lica belki.



Rys. 2 – Stwierdzone pęknięcia wewnętrzne w belce w strefie uszkodzonej. Linia przerywaną wrysowano domniemany przebieg pęknięć, linią ciągłą stwierdzony przebieg pęknięć.

Stwierdzono kilka miejsc na belkach z widocznymi siatkowymi zarysowaniami o szerokości do 0,1mm. Rysy te mają charakter rys pochodzących od skurczu betonu na powierzchni betonu. Rozkucie części tych rys potwierdziło, że są one bardzo płytkie około 5-10mm. Szczególne nasilenie zarysowania opodobnym charakterze występuje na spodach belek w przęśle nr 4. Rys tych nie rozkuwano z uwagi na brak dostępu. Szczególnie niepokojące są zarysowania przebiegające prostopadle do osi belek. Rysy te z uwagi na sprężenie powinny się „pozamykać”.

Belki są elementami masywnymi ich przekroje to wymiarach w przybliżeniu 1.5m x 1.5m, dlatego w trakcie dojrzewania betonu występują bardzo duże różnice temperatur między środkiem belki a ochładzanymi przez otoczenie powierzchniami zewnętrznymi w związku z czym na powierzchniach mogą powstawać rysy skurczowe. Pomiary otulin zbrojenia wykazały że są one różne i wynoszą od 3cm do 5cm w projekcie zakładano 3.5cm. Większe otuliny (> 3.5cm) są dodatkowym czynnikiem wpływającym na powstawanie rys skurczowych. Ponadto duże średnice zbrojenia podłużnego – $\varnothing 28\text{mm}$ także wpływają na powstawanie tego typu rys. W związku z tym, że obiekt posiada wyłącznie sprężenie podłużne jest możliwe powstawanie rys o takim charakterze biegnących w przybliżeniu równolegle do osi belek.

Praktycznie na wszystkich powierzchniach betonowych stwierdzono zarysowania o charakterze skurczowym o zróżnicowanym nasileniu. Rozwartości tych rys są mniejsze niż 0.05mm.

5.2. Stan kanałów kablowych

Na podstawie odwiertów stwierdzono brak iniekcji w kanale kablowym w obszarze występowania rys w betonie. Wykonano odwiert od lica belki do kanału kablowego górnego kabla sprężającego. Ponadto rozwiercono metalową osłonkę strefy łącznikowej kabli. Materiał iniekcyjny w odsłoniętym kanale występuje w postaci luźnych ziaren o średnicach od 1 do 4mm. Znaczna część kanału nie jest wypełniona iniektem.

Stwierdzono początki korozji lin kabla sprężającego. Zaobserwowano nieliczne punktowe ogniska korozji splotów stalowych. Stwierdzono silną korozję elementu łącznika od strony wewnętrznej kanału. Miejscami wytworzyły się rdzawe stalaktyty. Na powierzchni zewnętrznej łącznika zauważono nieliczne ogniska korozji punktowej.



Fot. 6. Obraz iniekcji kanału kablowego. Luźny materiał zalegający w kanale kablowym.



Fot. 7. Obraz wewnątrz kanału kablowego. Brak iniekcji kanału kablowego. Korozja osłonki łącznika.

5.3. Osiadania

Przyczółek od strony Krakowa – podpora A wykazuje bardzo duże osiadania. Średnie osiadanie przyczółka pomierzone na przestrzeni 11 lat, tj. od listopada 2003 r. do września 2014, wynosi 55.5mm. Różnica osiadań pomiędzy przyczółkiem a sąsiednią podporą wynosi 42.7mm. Wielkość ta jest ponad 4-ro krotnie większa od przyjmowanej zgodnie z obowiązującymi normami, która to nie powinna być większa niż 10mm.

W odniesieniu do pozostałych podpór znaczące osiadania pomierzono na podporach B, C i D, wynoszą one odpowiednio 12.8, 15.6 i 19.7mm. Przy czym różnicę osiadań większą od 10mm stwierdzono pomiędzy podporami D i E, wynosi ona 13.5mm.

Poniżej w tabeli przedstawiono osiadania dla wszystkich podpór w miejscach oparcia belek, osiadania średnie dla podpory oraz różnice osiadań pomiędzy sąsiadującymi podporami.

| WIADUKT 2WD-27 – POMIERZONE OSIADANIA PIONOWE ŁOŻYSK [mm] | | | | | | | | |
|---|------|------------|------|------|------|-----|-----|-----|
| | | NR PODPORY | | | | | | |
| | | A | B | C | D | E | F | G |
| Nr BELKI | B6 | 55.0 | 12.7 | 14.3 | 17.1 | 5.6 | 3.8 | 4.1 |
| | B5 | 55.5 | 12.8 | 15.6 | 19.7 | 6.2 | 5.0 | 3.3 |
| | B4 | 56.0 | 12.8 | 16.8 | 22.3 | 6.7 | 6.1 | 2.4 |
| OSIADANIE ŚREDNIE | | 55.5 | 12.8 | 15.6 | 19.7 | 6.2 | 5.0 | 3.3 |
| RÓŻNICE OSIADAŃ | 42.7 | | | | | | | |
| | | 2.8 | | | | | | |
| | | | | 4.1 | | | | |
| | | | | | 13.5 | | | |
| | | | | | | 1.2 | | |
| | | | | | | | 1.7 | |

W obiekcie jest prowadzony monitoring osiadań, który wykazuje, że osiadania nie są jeszcze ustabilizowane. Ich przyrost jest coraz mniejszy ale niestety jest obserwowany, a z uwagi na skomplikowaną budowę podłoża proces ten może trwać jeszcze kilka do kilkanaście lat.

6. OBLICZENIA SPRAWDZAJĄCE

6.1. Wstęp

Celem obliczeń statyczno-wytrzymałościowych jest weryfikacja projektu wiaduktów WD 27 na obciążenie odpowiadające klasie A wg *PN-85/S-10030*. W ramach ekspertyzy wykonano obliczenia sprawdzające ustroju nośnego oraz posadowienia obiektu. Ponadto wykonano obliczenia ustroju nośnego na obciążenie użytkowe kategorii 1/S42 zgodnie z *Instrukcją do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych. GDDKiA 2004 r.*

Szczegółowy opis obliczeń i wyników dla ustroju nośnego zawarto w załączniku nr 4 a dla podpór w załączniku nr 5.

6.2. Parametry techniczne:

Schemat statyczny to sześcioprzęsłowy ustrój ciągły o konstrukcji nośnej belkowo płytowej. Ustrój nośny składa się trzech belek sprężonych (kablobetonowych) o wysokości 150cm i płyty żelbetowej grubości 25cm.

Podpory pośrednie - 3 słupy, posadowione pośrednio na palach, zwieńczonych odczepem żelbetowym. Podpory skrajne – przyczółki posadowione pośrednio na palach.

- całkowita długość obiektu w osi wynosi 180,88 m,
- szerokość całkowita 13,76m,
- wiadukt usytuowany jest skośnie, kąty między osią wiaduktu a osiami podpór wynoszą: $\alpha_A = 67,60^\circ$, $\alpha_B = 63,94^\circ$, $\alpha_C = 59,44^\circ$, $\alpha_D = 55,38^\circ$, $\alpha_E = 61,06^\circ$, $\alpha_F = \alpha_G = 67,58^\circ$
- rozpiętości teoretyczne przęseł w osi wiaduktu $L_t = 26,36\text{m} + 28,35\text{m} + 28,36\text{m} + 34,43\text{m} + 34,43\text{m} + 27\text{m}$

6.3. Zestawienie obciążeń

Obciążenia stałe wg PN-85/S-10030

| LL p. | Nazwa obciążenia | q_k | γ_{\max} | γ_{\min} |
|----------|------------------------------|-----------------------|-----------------|-----------------|
| 1. | ciężar własny betonu suchego | 27.0 kN/m^3 | 1.2 | 0.9 |
| 2. | asfalt | 23.0 kN/m^3 | 1.5 | 0.9 |
| 3. | bariery | 0.5 kN/m | 1.2 | 0.9 |

Obciążenia ruchome wg PN-85/S-10030

Klasa A

- obciążenie q $q=4.0 \text{ kN/m}^2$
- ciągnik K $K=800 \text{ kN}$
- współczynnik dynamiczny:
- dla przęsła dł. od 26,36m do 34,43m $\varphi_1=1.21$
- współczynniki obliczeniowe: $\gamma_{\max}=1.5$
- obciążenie tłumem t $t=2.5 \text{ kN/m}^2$

Obciążenia wywołane zmianami temperatur wg PN-85/S-10030

- temperatura montażu (poziom odniesienia) 10°C
- współczynnik rozszerzalności termicznej $\alpha = 1.0 \cdot 10^{-5}$
- oziębienie betonu $\Delta T1 = -15^{\circ}\text{C} - 10^{\circ}\text{C} = -25^{\circ}\text{C}$
- ogrzanie betonu $\Delta T2 = 30^{\circ}\text{C} - 10^{\circ}\text{C} = 20^{\circ}\text{C}$

Normowe osiadania podpór

- współczynniki obliczeniowe: $\gamma_{\max} = 1.3$
- osiadanie dla każdej podpór $y = 1\text{ cm}$

Rzeczywiste pomierzone osiadania podpór.

| WIADUKT 2WD-27 – POMIERZONE OSIADANIA PIONOWE ŁOŻYSK [mm] | | | | | | | | |
|---|----|------------|------|------|------|-----|-----|-----|
| | | NR PODPORY | | | | | | |
| | | A | B | C | D | E | F | G |
| Nr BELKI | B6 | 55.0 | 12.7 | 14.3 | 17.1 | 5.6 | 3.8 | 4.1 |
| | B5 | 55.5 | 12.8 | 15.6 | 19.7 | 6.2 | 5.0 | 3.3 |
| | B4 | 56.0 | 12.8 | 16.8 | 22.3 | 6.7 | 6.1 | 2.4 |

Spis obciążeń dla konstrukcji nośnej:

Obciążenia stałe:

- ciężar własny,
- sprężenie,
- kapy chodnikowe (+krawężnik),
- płyty gzymsowe,
- asfalt,
- bariery,

Obciążenia ruchome:

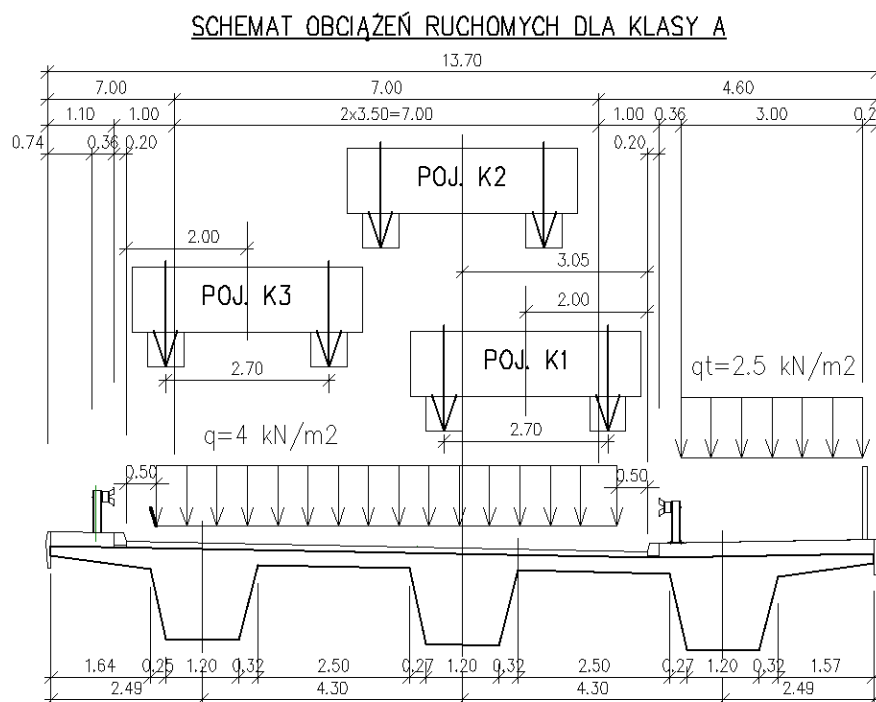
- piesi
- tabor samochodowy (q),
- pojazd K A (K_1) przejazd przy krawężniku prawym,
- pojazd K A (K_2) przejazd w osi jezdni,
- pojazd K A (K_3) przejazd przy krawężniku lewym,
- hamowanie
- przyspieszanie

Osiadania podpór

- rzeczywiste osiadania podpór,
- osiadania normowe podpór,

Obciążenia termiczne:

- ogrzanie betonu ($\Delta T1 = 20^{\circ}\text{C}$),
- oziębienie betonu ($\Delta T2 = -25^{\circ}\text{C}$),
- ogrzanie nierównomierne ($\Delta T1 = +5^{\circ}\text{C}$),
- oziębienie nierównomierne ($\Delta T2 = -5^{\circ}\text{C}$),
- opory łożysk ($\mu = 0,03$),
- opory łożysk ($\mu = 0,03$),



6.4. Charakterystyki materiałowe

Kable sprężające **19T15** - wg programu sprężania.

Charakterystyka kabla sprężającego :

| | |
|---|---|
| $A_{v1} = 1.50 \text{ cm}^2$ | – pole przekroju 1 splotu |
| $A_{v19} = 19 \times 1.50 \text{ cm}^2 = 28.5 \text{ cm}^2$ | – pole przekroju kabla |
| $f_{vk} = 1860 \text{ MPa}$ | – wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie |
| $E_v = 192 \text{ GPa}$ | – wskaźnik sprężystości (wg atestu) |

Beton

wytrzymałość obliczeniowa przy zginaniu na ściskanie:

wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie betonu:

wytrzymałość obliczeniowa betonu na ścinanie

moduł Younga

Zbrojenie

zbrojenie przyjęto ze stali A-III gatunek 34GS:

wytrzymałość obliczeniowa stali na rozciąganie

współczynnik sprężystości

B40

$R_{b1} = 23.1 \text{ Mpa}$

$R_{btk0.05} = - 2.1 \text{ Mpa}$

$\tau_R = 0.35 \text{ MPa}$

$E_{b40} = 36.4 \text{ GPa}$

$R_a = 340 \text{ MPa}$

$E_a = 210 \text{ GPa}$

6.5. Modele obliczeniowe

Do zamodelowania i obliczeń wykorzystano program Robot Structural Analysis.

Do obliczeń zamodelowano modele: prętowy – ruszt.

Schemat modelu rusztu przedstawiono na rys. nr 1.

Model ten był głównym modelem do analizy całej konstrukcji nośnej.

Konstrukcję nośną wykonywano i sprężano w pięciu etapach:

- **Etap I** – przęsło nr 6 i 5 – naciąg dwustronny,
- **Etap II** – przęsło nr 4 – naciąg jednostronny,
- **Etap III** – przęsło nr 3 – naciąg jednostronny,
- **Etap IV** – przęsło nr 2 – naciąg jednostronny,
- **Etap V** – przęsło nr 1 – naciąg jednostronny,

Tak samo etapowo wykonano obliczenia – obciążenia.

Obciążenia w etapach I – V - ciężar własny i sprężenie po stratach doraźnych.

- **Etap VI** – cała konstrukcja – obciążenia: sprężenie - straty reologiczne, pozostałe obciążenia stałe, ruchome, termiczne.

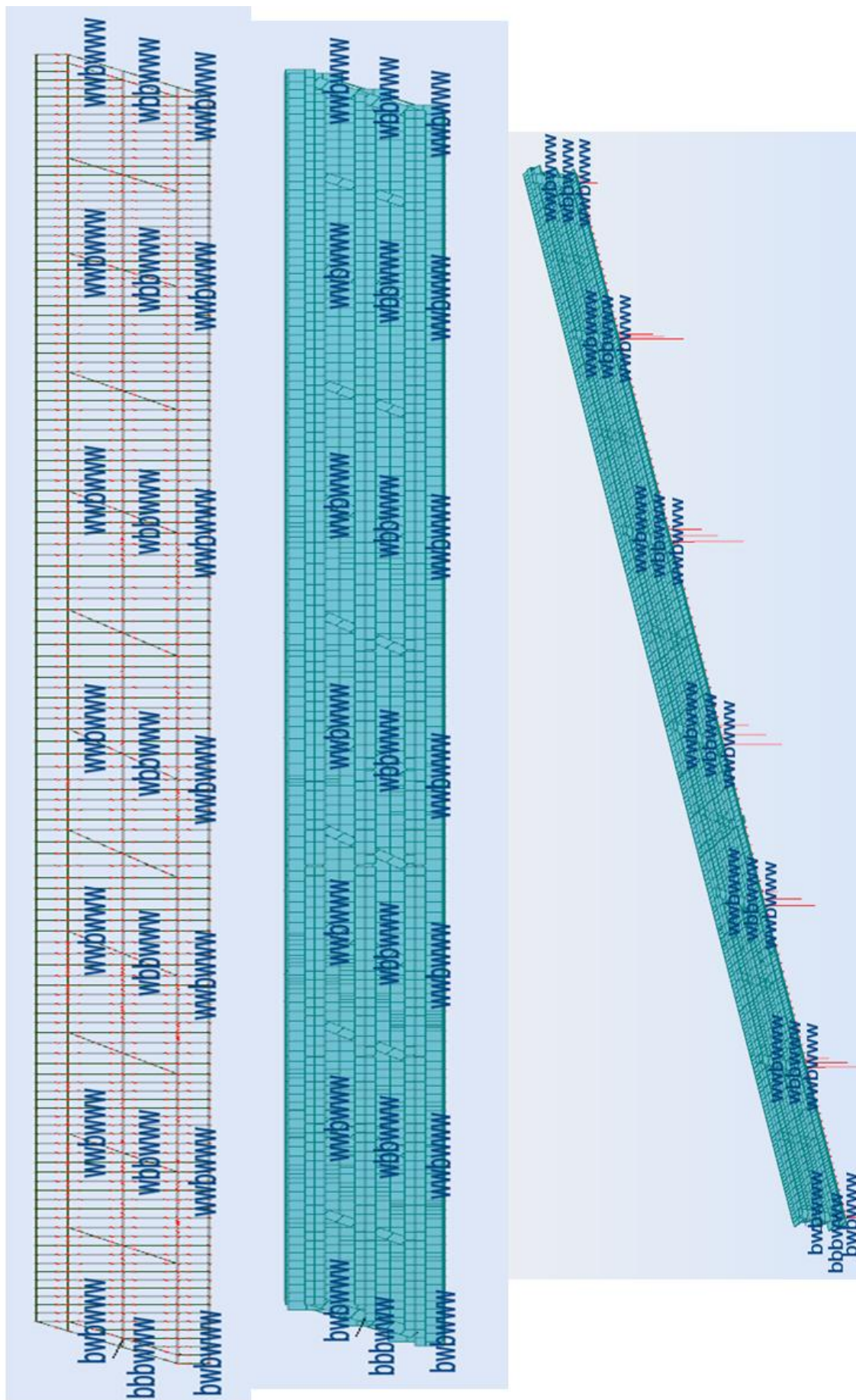
Schematy modeli etapów przedstawiono na rys. nr 2.

Model rusztowy – prętami zamodelowano: belki, poprzecznice i płytę.

W kierunku podłużnym pręty modelują tylko belki.

W kierunku poprzecznym pręty modelują poprzecznice i płytę.

24

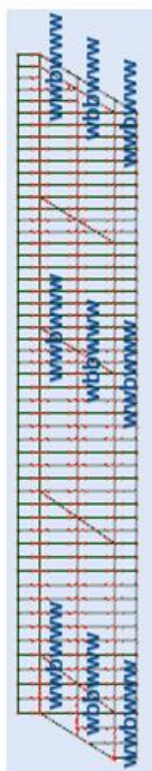


ETAPY BUDOWY I OBLICZEN

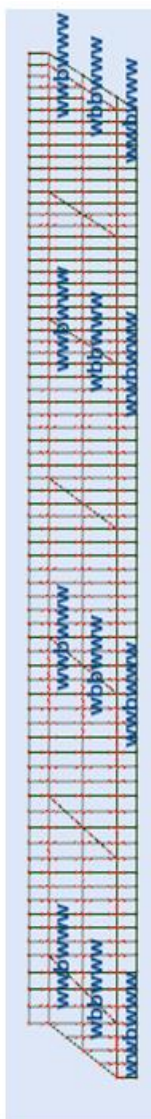
RZUT Z GÓRY. SCHEMAT ETAPOWANIA



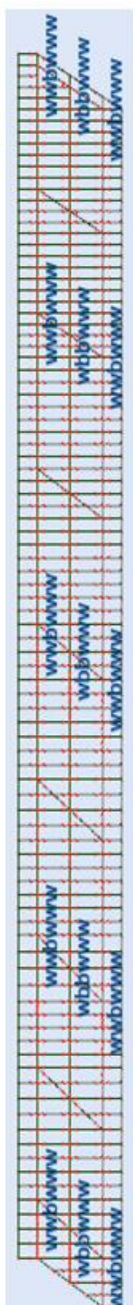
ETAP I



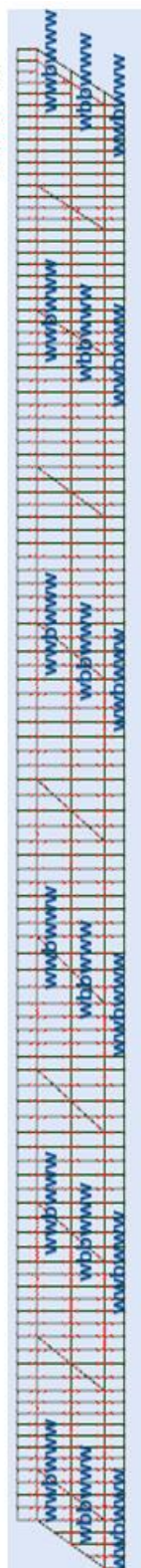
ETAP II



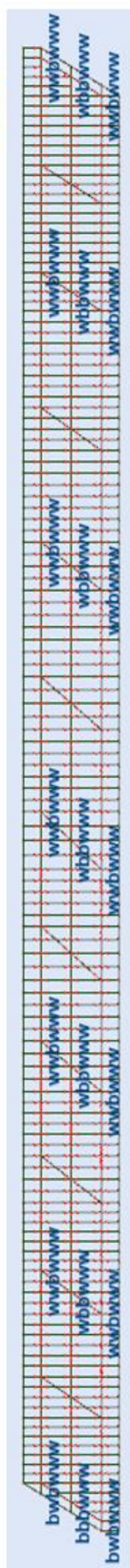
ETAP III



ETAP IV



ETAP V



6.6. Dane dotyczące sprężenia

Kable sprężające **19T15**.

Charakterystyka kabla sprężającego :

Zastosowane kable sprężające **19T15** wg programu sprężania.

Charakterystyka kabla sprężającego :

$$A_{v1} = 1.50 \text{ cm}^2$$

– pole przekroju 1 splotu

$$A_{v19} = 19 \times 1.50 \text{ cm}^2 = 28.5 \text{ cm}^2$$

– pole przekroju kabla

$$f_{vk} = 1860 \text{ MPa}$$

– wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie

$$E_v = 192 \text{ GPa}$$

– wskaźnik sprężystości (wg atestu)

$$P_{vk} = 5301 \text{ kN}$$

– nośność charakterystyczna kabla

W obliczeniach przyjęto:

$$\mu = 0.20 \text{ rad}^{-1}$$

– współczynnik tarcia ciągną w kanale

$$\lambda = 0.002 \text{ [1/m]}$$

- opór tarcia na jednostkę długości kabla,

$$\lambda := \mu \cdot K$$

$$K = 0.01 \text{ rad/m}$$

– niezamierzony kąt falowania trasy kabla

$$\varepsilon_p = 5 \text{ mm}$$

- poślizg cięgien w zakotwieniu

W Projekcie Budowlanym podano skrócony wyciąg z obliczeń i siły sprężające po wszystkich stratach w środku każdego przęsła.

W Projekcie Wykonawczym na rysunkach sprężenia 16.1 – 16.4 w tabelkach do trasowania kanałów kablowych podano siły sprężające po wszystkich stratach w środku każdego przęsła.

Tab. nr1. Siła sprężająca w środku przęsła, po wszystkich stratach

| | Dane wg. projektu budowlanego - PB | | | | Dane wg. projektu wykonawczego - PW | | Różnic w danych między PB i PW | |
|---------|------------------------------------|----------------|--------------------|--------------------|-------------------------------------|--------------------|--|-----|
| | w przęsle | | w belce | w 1 kablu | w belce | w 1 kablu | | |
| | (w 15 kablach) | (w 15 kablach) | (w 5 kablach) | (w 1 kablu) | (w 5 kablach) | (w 1 kablu) | | |
| Nr | P(15) | P(15) | P(5) _{PB} | P(1) _{PB} | P(5) _{PW} | P(1) _{PW} | P(1) _{PB} -P(1) _{PW} | |
| przęsła | [MN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [%] |
| 1 | 37,7 | 37700 | 12567 | 2513 | 8723 | 1745 | 769 | 31% |
| 2 | 36,4 | 36400 | 12133 | 2427 | 8906 | 1781 | 645 | 27% |
| 3 | 43,1 | 43100 | 14367 | 2873 | 8906 | 1781 | 1092 | 38% |
| 4 | 37,4 | 37400 | 12467 | 2493 | 8937 | 1787 | 706 | 28% |
| 5 | 42,2 | 42200 | 14067 | 2813 | 8939 | 1788 | 1026 | 36% |
| 6 | 37,2 | 37200 | 12400 | 2480 | 10158 | 2032 | 448 | 18% |

Na podstawie analizy danych przedstawionych w PB i PW zauważono wyraźne różnice w wartości siły sprężającej po wszystkich stratach w środku każdego przęsła podanych w PB a tych podanych w PW.

Wyciąg z tych danych i porównanie różnic tych sił przedstawiono w tabelce nr 1. Z porównania wynika, że siły sprężające po wszystkich stratach podane w PW są o około 30% mniejsze od sił podanych w PB.

Z analizy programu sprężania (PS) wynika, że w programie sprężania przyjęto dane z PW i sprężanie przeprowadzono tak, aby uzyskać siły podane w PW.

Tab. nr2. Siła naciągu kabli sprężających (Po)

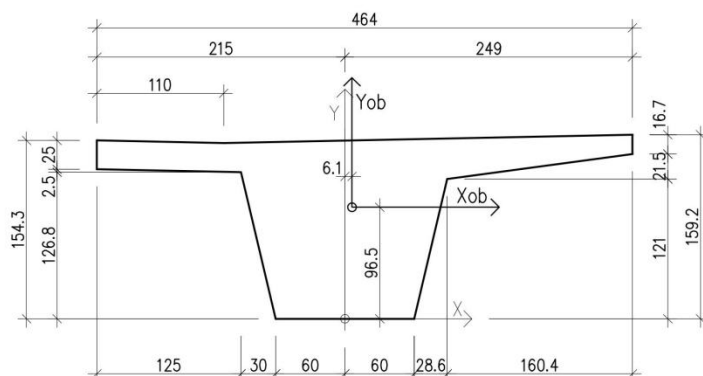
| | | wg. PW | wg. PS |
|--------------|----------------|------------------|------------------|
| | | w 1 kablu | w 1 kablu |
| Nr | Nr | Po | Po |
| etapu | przesła | [kN] | [kN] |
| V | 1 | 2550 | ~2500 |
| IV | 2 | 2750 | ~2800 |
| III | 3 | 2750 | ~2800 |
| III | 4 | 2750 | ~2800 |
| I | 5 | 2750 | ~2800 |
| I | 6 | 2750 | ~2800 |

W dostępnych materiałach archiwalnych nie ma informacji dlaczego w PW zostały przyjęte inne wartości siły sprężających niż podane w PB, nie ma też żadnych obliczeń - wyciągów z obliczeń które uzasadniały by przyjęcie takich wartości sił.

Stwierdzone istotne różnice w danych do sprężania (~30%) – sił sprężających, wymusiły konieczność przeprowadzenia obliczeń sprawdzających dla danych według PW i PB.

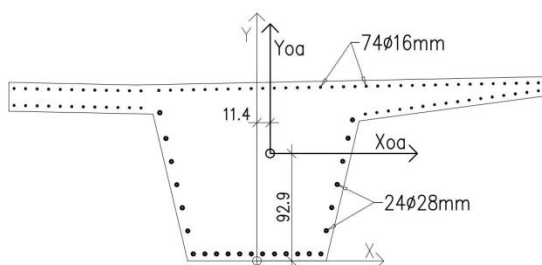
6.7. Charakterystyki geometryczne belek (typy przekroji)

BELKA B4 – Charakterystyki przekroju betonowego



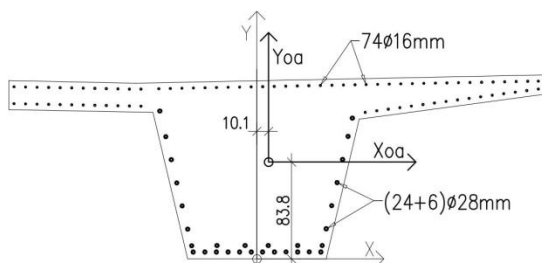
| PARAMETRY PRZEKROJU | | | |
|---------------------|-----------------------------|-----------|---------------------------|
| B4—Ab | Netto | F | 31183.3 cm ² |
| Jx | 66657056.9 cm ⁴ | ix | 46.2 cm |
| Jy | 239464229.5 cm ⁴ | iy | 87.6 cm |
| Yg | 62.7 cm | Wg | 1063789.6 cm ³ |
| Yd | 96.5 cm | Wd | 690603.6 cm ³ |
| Ob | 1167.2 cm | Jw | 0 cm ⁴ |

BELKA B4 – Charakterystyki zbrojenia TYP 1



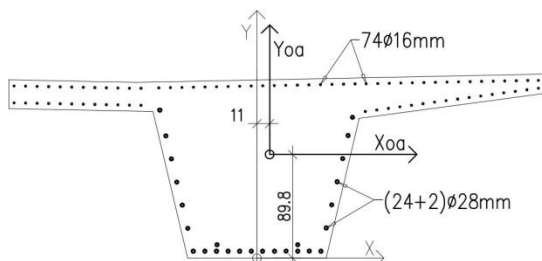
| PARAMETRY PRZEKROJU | | | |
|---------------------|---------------------------|-----------|-------------------------|
| B4—Aa1 | Netto | F | 296.6 cm ² |
| Jx | 1068796.2 cm ⁴ | ix | 60 cm |
| Jy | 3734710.9 cm ⁴ | iy | 112.2 cm |
| Yg | 61.8 cm | Wg | 17288.8 cm ³ |
| Yd | 88.3 cm | Wd | 12111 cm ³ |
| Ob | 583.1 cm | Jw | 0 cm ⁴ |

BELKA B4 – Charakterystyki zbrojenia TYP 2



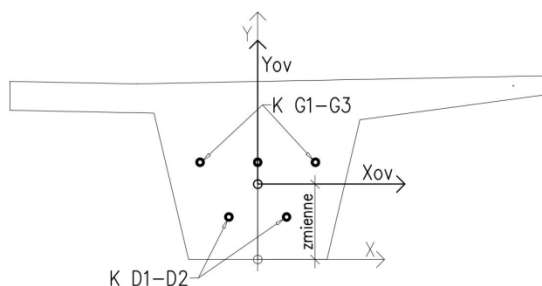
| PARAMETRY PRZEKROJU | | | |
|---------------------|---------------------------|-----------|-------------------------|
| B4—Aa2 | Netto | F | 333.5 cm ² |
| Jx | 1285808.5 cm ⁴ | ix | 62.1 cm |
| Jy | 3794641 cm ⁴ | iy | 106.7 cm |
| Yg | 70.8 cm | Wg | 18153.4 cm ³ |
| Yd | 79.2 cm | Wd | 16226.8 cm ³ |
| Ob | 635.9 cm | Jw | 0 cm ⁴ |

BELKA B4 – Charakterystyki zbrojenia TYP 3



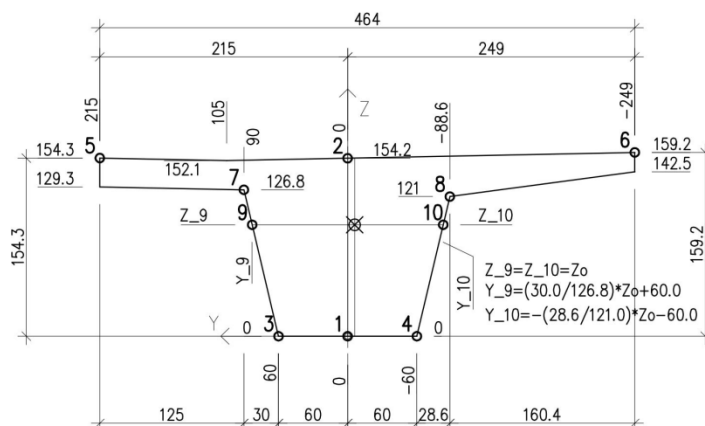
| PARAMETRY PRZEKROJU | | | |
|---------------------|---------------------------|-----------|-------------------------|
| B4—Aa3 | Netto | F | 308.9 cm ² |
| Jx | 1146856.4 cm ⁴ | ix | 60.9 cm |
| Jy | 3751197.8 cm ⁴ | iy | 110.2 cm |
| Yg | 65.1 cm | Wg | 17627.7 cm ³ |
| Yd | 85 cm | Wd | 13490.8 cm ³ |
| Ob | 600.7 cm | Jw | 0 cm ⁴ |

BELKA B4 – Charakterystyki sprężenia



| PARAMETRY PRZESZCZĄTU | | | |
|-----------------------|--------------------------|----|-------------------------|
| B4-Av | Netto | F | 135 cm ² |
| Jx | zmienne cm ⁴ | ix | zmienne cm |
| Jy | 168997,9 cm ⁴ | iy | zmienne cm |
| Yg | zmienne cm | Wg | zmienne cm ³ |
| Yd | zmienne cm | Wd | zmienne cm ³ |
| Ob | - cm | Jw | - cm ⁴ |

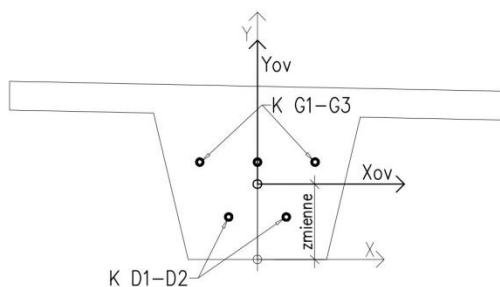
BELKA B4 – Współrzędne w układzie prog. ROBOT



| PUNKT NR | P-1 | P-2 | P-3 | P-4 | P-5 | P-6 | P-7 | P-8 | P-9 | P-10 |
|----------|-----|-------|------|-------|-------|--------|-------|-------|---------|---------|
| y [cm] = | 0.0 | 0.0 | 60.0 | -60.0 | 215.0 | -249.0 | 90.0 | -88.6 | zmienne | zmienne |
| z [cm] = | 0.0 | 154.2 | 0.0 | 0.0 | 154.3 | 159.2 | 126.8 | 121.0 | zmienne | zmienne |

| | | | | |
|--------------|---------------------------|-------|-------------------------|-----------------------|
| B5-A3 | | Netto | F | 292.8 cm ² |
| Jx | 1010849.4 cm ⁴ | ix | 58.8 cm | |
| Jy | 2993782 cm ⁴ | iy | 101.1 cm | |
| Yg | 65 cm | Wg | 15561.1 cm ³ | |
| Yd | 79.2 cm | Wd | 12764.9 cm ³ | |
| Ob | 560.5 cm | Jw | 0 cm ⁴ | |

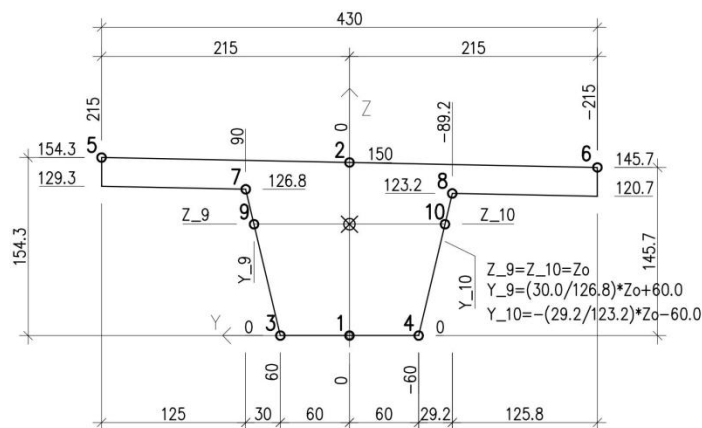
BELKA B5 – Charakterystyki sprężenia



PARAMETRY PRZEKROJU

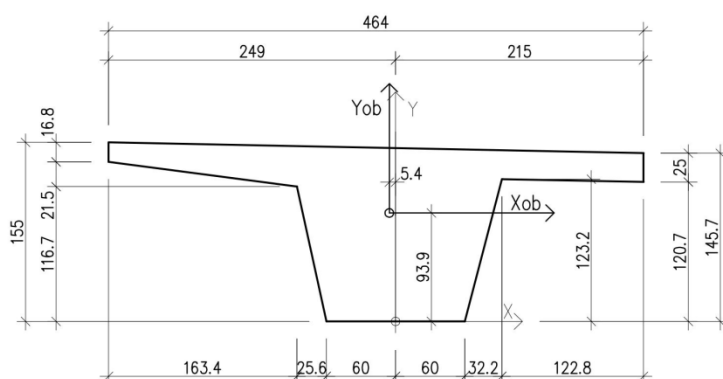
| B5-Av | Netto | F | 135cm ² |
|-------|--------------------------|----|-------------------------|
| Jx | zmienne cm ⁴ | ix | zmienne cm |
| Jy | 168997.9 cm ⁴ | iy | zmienne cm |
| Yg | zmienne cm | Wg | zmienne cm ³ |
| Yd | zmienne cm | Wd | zmienne cm ³ |
| Ob | -cm | Jw | -cm ⁴ |

BELKA B5 – Współrzędne w układzie prog. ROBOT



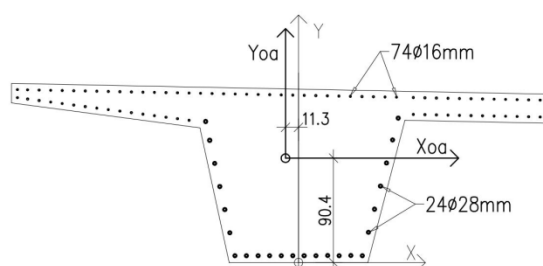
| PUNKT NR | P-1 | P-2 | P-3 | P-4 | P-5 | P-6 | P-7 | P-8 | P-9 | P-10 |
|----------|-----|-------|------|-------|-------|--------|-------|-------|---------|---------|
| y [cm] = | 0.0 | 0.0 | 60.0 | -60.0 | 215.0 | -215.0 | 90.0 | -89.2 | zmienne | zmienne |
| z [cm] = | 0.0 | 150.0 | 0.0 | 0.0 | 154.3 | 145.7 | 126.8 | 123.2 | zmienne | zmienne |

BELKA B6 – Charakterystyki przekroju betonowego



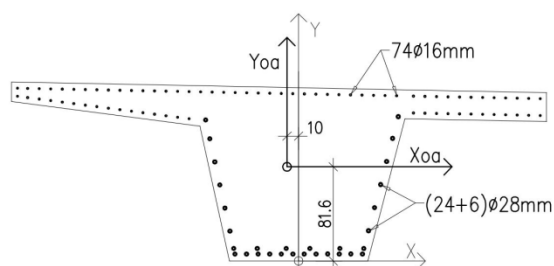
| PARAMETRY PRZĘKROJU | | | |
|---------------------|--------------------------|----|-------------------------|
| B6–Ab | Netto | F | 30488.9cm ² |
| Jx | 61071488cm ⁴ | ix | 44.8cm |
| Jy | 238050606cm ⁴ | iy | 88.4cm |
| Yg | 61.1cm | Wg | 999860.6cm ³ |
| Yd | 93.9cm | Wd | 650180.9cm ³ |
| Ob | 1160.4cm | Jw | 0cm ⁴ |

BELKA B6 – Charakterystyki zbrojenia TYP 1



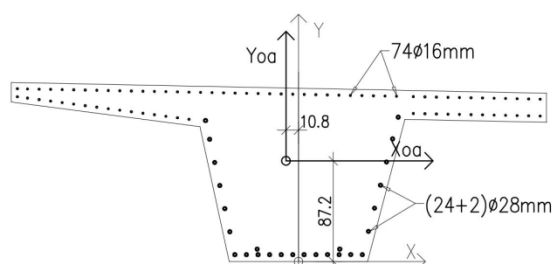
| PARAMETRY PRZĘKROJU | | | |
|---------------------|-------------------------|----|------------------------|
| B6–Aa1 | Netto | F | 296.6cm ² |
| Jx | 996248.9cm ⁴ | ix | 58cm |
| Jy | 3740866cm ⁴ | iy | 112.3cm |
| Yg | 60.1cm | Wg | 16576.5cm ³ |
| Yd | 85.8cm | Wd | 11611.3cm ³ |
| Ob | 583.1cm | Jw | 0cm ⁴ |

BELKA B6 – Charakterystyki zbrojenia TYP 2



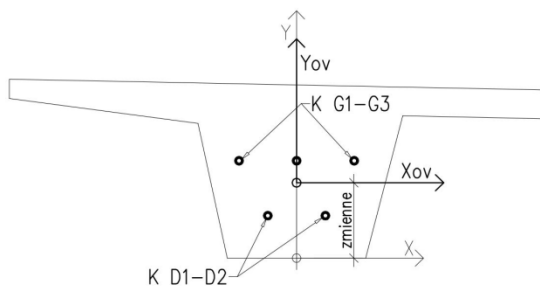
| PARAMETRY PRZĘKROJU | | | |
|---------------------|--------------------------|----|------------------------|
| B6–Aa2 | Netto | F | 333.5cm ² |
| Jx | 1204433.5cm ⁴ | ix | 60.1cm |
| Jy | 3801294.4cm ⁴ | iy | 106.8cm |
| Yg | 68.9cm | Wg | 17475.8cm ³ |
| Yd | 77cm | Wd | 15646.1cm ³ |
| Ob | 635.9cm | Jw | 0cm ⁴ |

BELKA B6 – Charakterystyki zbrojenia TYP 3



| PARAMETRY PRZĘKROJU | | | |
|---------------------|--------------------------|----|------------------------|
| B6–Aa3 | Netto | F | 308.9cm ² |
| Jx | 1071173.4cm ⁴ | ix | 58.9cm |
| Jy | 3758147.4cm ⁴ | iy | 110.3cm |
| Yg | 63.3cm | Wg | 16930.2cm ³ |
| Yd | 82.6cm | Wd | 12963.5cm ³ |
| Ob | 600.7cm | Jw | 0cm ⁴ |

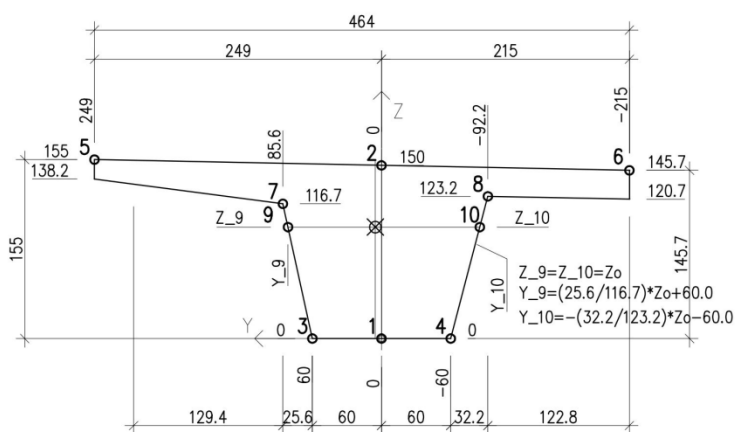
BELKA B6 – Charakterystyki sprężenia



PARAMETRY PRZESZKROJU

| B6-Av | Netto | F | 135cm ² |
|-------|--------------------------|----|-------------------------|
| Jx | zmienne cm ⁴ | ix | zmienne cm |
| Jy | 168997.9 cm ⁴ | iy | zmienne cm |
| Yg | zmienne cm | Wg | zmienne cm ³ |
| Yd | zmienne cm | Wd | zmienne cm ³ |
| Ob | -cm | Jw | -cm ⁴ |

BELKA B6 – Współrzędne w układzie prog. ROBOT



| PUNKT NR | P-1 | P-2 | P-3 | P-4 | P-5 | P-6 | P-7 | P-8 | P-9 | P-10 |
|----------|-----|-------|------|-------|-------|--------|------|-------|---------|---------|
| y [cm] = | 0.0 | 0.0 | 60.0 | -60.0 | 249.0 | -215.0 | 85.6 | -92.2 | zmienne | zmienne |
| z [cm] = | 0.0 | 150.0 | 0.0 | 0.0 | 155.0 | 145.7 | 16.7 | 123.2 | zmienne | zmienne |

W oparciu o charakterystyki części składowych przekroju tj. beton, typ zbrojenia i sprężenie w poszczególnych przekrojach (węzłach) wyznaczano charakterystyki sprowadzone uwzględniające rzeczywiste położenie kabli sprężających. Charakterystyki geometryczne zestawiono w tabelach wynikowych naprężeń.

6.8. Siły wewnętrzne i warunki naprężeniowe

6.8.1. Warunki dla naprężeń

Dla sił obliczeniowych

$$\sigma_{ob} < R_{bt} = 23.1 \text{ MPa}$$

Dla sił charakterystycznych

$$\sigma_{ch} > R_{bt,k,0.05} = -2.10 \text{ MPa}$$

6.8.2. Wyniki obliczeń

Obliczenia przeprowadzono dla poniższych układów obciążeń zarówno od obciążeń charakterystycznych jak i obliczeniowych:

- 1 – CW+SPR
- 2 – CW+SPR+q+qt+K*fi
- 3 – CW+SPR+q+qt+K*fi+T
- 4 – CW+SPR+q+qt+K*fi+T+D_nor
- 3 – CW+SPR+q+qt+K*fi+T+D_rz

Oznaczenia SGU przyjęto dla obciążeń charakterystycznych, a SGN dla obciążeń obliczeniowych.

Siły wewnętrzne wymiarujące (obwiednie) otrzymano z kombinacji wyznaczonych w programie ROBOT od poszczególnych przypadków obciążeń.

Dla każdej kombinacji wyznaczono naprężenia w 10 punktach charakterystycznych przekroju poprzecznego zgodnie z rysunkiem przekroju danej belki pokazującym współrzędne w układzie programu ROBOT.

Tabele z wynikami zawarto w załączniku nr 4. Przy czym w wersji drukowanej, z uwagi na objętość materiału, zawarto wyniki z miejsc charakterystycznych (środki przęsła, podpory oraz miejsca styku etapów) lub w przypadku stwierdzonych przekroczeń z obszarów, na których takie występują. Pełne tabele zawarto w wersji elektronicznej ekspertyzy.

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń sprawdzających stwierdzono, że konstrukcja nośna przedmiotowego wiaduktu nie spełnia wymagań w stanie granicznym użytkowania dla klasy A nośności zgodnie z normą *PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie*. Stwierdzono przekroczenia dopuszczalnych naprężeń rozciągających w przęsłach nr 1, 4 i 5. Przekroczenia dotyczą dolnych stref przęsłowych dźwigarów głównych.

Przy przyjęciu zastępczego obciążenia użytkowego kategorii 1/S42 zgodnie z *Instrukcją do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych. GDDKiA 2004 r.* Stwierdzono przekroczenia dopuszczalnych naprężeń rozciągających w przęsle nr 4.

7. ANALIZA OBLICZENIOWA STREFY USZKODZONEJ

7.1. Wstęp

W celu pogłębionej analizy stanu naprężeń w dźwigarach wiaduktu 2WD-27, zbudowano w programie LUSAS v.15 model przestrzenny oparty wyłącznie o objętościowe elementy skończone 3D typu HEX8. Zatem, objętości zarówno dźwigarów głównych, poprzecznic jak i płyty górnej podzielono na elementy skończone tego samego typu. Takie modelowanie pozwala wnikać w lokalne stany naprężeń bez dokonywania uproszczeń związanych z zastosowaniem elementów belkowych lub powłokowych. Charakterystyczny wymiar boku elementu skończonego wynosi ok. 20cm.

Z uwagi na spójność modelu łożyska mostu również odwzorowano jako objętościowe elementy skończone. Przy czym górna powierzchnia łożyska była powiązana z mostem a dolna podlegała ograniczeniom związanym z warunkami brzegowymi. Do dolnych powierzchni łożysk przykładano też osiadania wynikające z przekazanych danych.

Istotnym elementem obliczeń było odtworzenie procesu wznoszenia obiektu oraz eksploatacji łącznie z uwzględnieniem osiadań. Dlatego obliczenia podzielono na etapy:

Etap I obejmował wzniesienie dwóch przęseł w osiach G-F-E łącznie ze sprężeniem i z przewieszeniem za osią E.

Etap II obejmował wzniesienie przęsła w osiach E-D łącznie ze sprężeniem i z przewieszeniem za osią D.

Etap III obejmował wzniesienie przęsła w osiach D-C łącznie ze sprężeniem i z przewieszeniem za osią C.

Etap IV obejmował wzniesienie przęsła w osiach C-B łącznie ze sprężeniem i z przewieszeniem za osią B.

Etap V obejmował wzniesienie przęsła w osiach B-A łącznie ze sprężeniem w osi A.

Etap VI obejmował obciążenie obiektu warstwami nawierzchni i chodników przed oddaniem do eksploatacji.

Etap VII obejmował analizę modelu z etapu VI przy wzroście osiadań do finalnych wartości pomierzonych.

Etap VIII obejmował dodatkowe obciążenie obiektu z etapu VII samochodem modelowym 1S42 o wadze 42ton (ze współczynnikiem dynamicznym 1.21) na jezdni w pobliżu uszkodzonego przekroju.

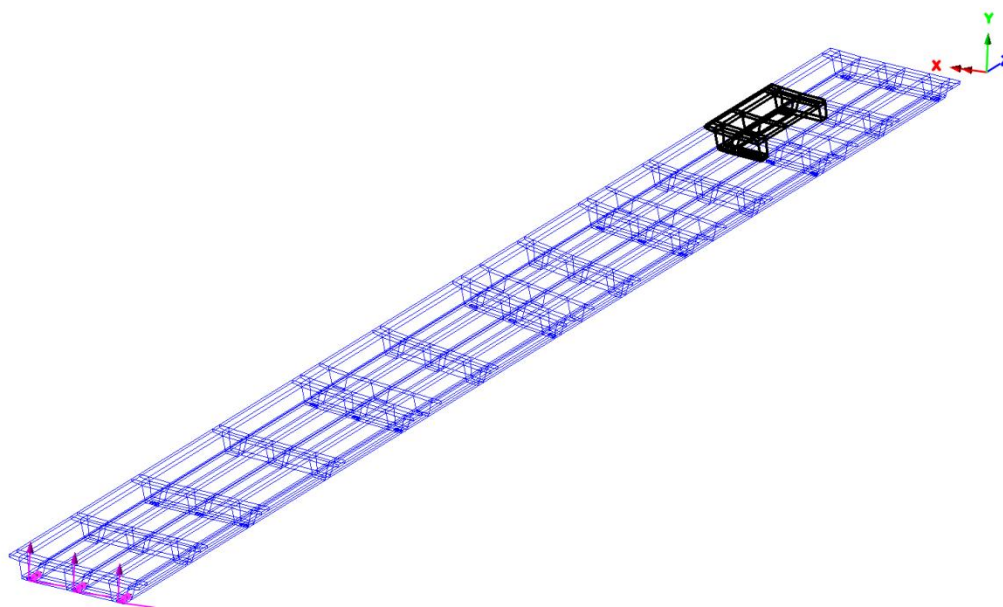
Etapy I-VI z określonym początkiem i końcem w czasie zdefiniowano jako obliczenia nieliniowe z uwzględnieniem wieku betonu oraz zjawisk reologicznych. Nieliniowość procesu wznoszenia wynika głównie ze zmiany macierzy sztywności oraz warunków brzegowych wraz z postępem budowy. Etapy VII i VIII są traktowane liniowo – odniesieniem jest tu stan konstrukcji po etapie VI.

Zdefiniowanie warunki brzegowe odpowiadały podanym w projekcie punktom podparcia pionowego i poziomej ruchomości łożysk. Wielkość sprężenia określono na podstawie dzienników sprężania obiektu. Uwzględniono straty natychmiastowe i wynikające z reologii betonu.

Orientacja globalnego układu współrzędnych pokazano na rys. 1: oś Z przebiega wzdłuż obiektu od osi G do A, oś X skierowana jest w poprzek od belki nr 6 do belki nr 4, oś Y skierowana jest pionowo

w górę. W globalnym układzie współrzędnych przedstawiono wyniki obliczeń. Na rys. 1 pokazano także obszar pęknięcia wraz z przyległą płytą górną i fragmentami poprzecznic.

Na rysunku modelu numerycznego wyróżniono obszar pęknięcia – rys. 1. Obejmuje on belkę nr 4 począwszy od łączenia etapów IV-V do miejsca leżącego w odległości 3.0m od tego łączenia w kierunku osi A (przyczółka).



Rys. 1. Globalny układ współrzędnych. Zaznaczono obszar pęknięcia.

Analizowano cztery sytuacje obliczeniowe:

Sytuacja nr 1. W obszarze pęknięcia na długości 3.0m elementom skończonym leżącym na linii przebiegu górnych kabli sprężających zmniejszono moduł sprężystości betonu 1000 razy. Istotą tego zabiegu jest zamodelowanie osłabienia w tym rejonie, przy założeniu braku iniekcji w osłonach trzech górnych kabli na długości 3.0m. Wyniki przedstawiono na rys. 2-10.

Sytuacja nr 2. W obszarze pęknięcia na długości 3.0m elementom skończonym leżącym na linii przebiegu górnego wewnętrznego kabla sprężającego zmniejszono moduł sprężystości betonu 1000 razy. Istotą tego zabiegu jest zamodelowanie osłabienia w tym rejonie, przy założeniu braku iniekcji jedynie w osłonie kabla, w którym dokonano takiego rozpoznania po odwiertach. Wyniki przedstawiono na rys. 11-19.

Sytuacja nr 3. Obiekt bez uszkodzeń z pełną iniekcją w osłonach kabli. Wyniki przedstawiono na rys. 20-28.

Sytuacja nr 4. W obszarze pęknięcia na długości 3.0m usunięto elementy skończone leżące na linii przebiegu górnego wewnętrznego kabla. Istotą tego zabiegu jest zamodelowanie pustki w tym rejonie, przy założeniu braku iniekcji jedynie w osłonie kabla, w którym dokonano takiego rozpoznania po odwiertach. Wyniki przedstawiono na rys. 29-37.

Obliczenia każdej sytuacji obejmowały etapy I-VIII. Wyniki zestawiono tylko dla etapów VI-VIII. Nie analizowano więc sytuacji z zainicjowanym pęknięciem.

7.2. Wyniki obliczeń i wnioski

Na przedstawionych rysunkach pokazano naprężenia:

- S_y – są to naprężenia rozwarstwiające płaszczyzny poziome belki nr 4.
- S_{yz} – są to naprężenia ścinające w przekroju.
- S_z – są to naprężenia normalne doprze kroju poprzecznego belki nr 4.

Na wszystkich mapach naprężeń zachowano tę samą skalę od -4.0MPa (ściskanie dla S_z i S_y) do +4.0MPa (rozciąganie dla S_z i S_y).

W obliczanych sytuacjach oraz etapach VI-VII nie są przekroczone wartości naprężeń dopuszczalnych rozciągających dla betonu. W obszarze pęknięć stany naprężeń normalnych S_z do przekroju belki 4 wykazują ściskania. Obserwowany jest zakłócony rozkład naprężeń S_z , S_y i S_{yz} w obszarze modelowanych osłabień i pustek w porównaniu z pozostałymi belkami.

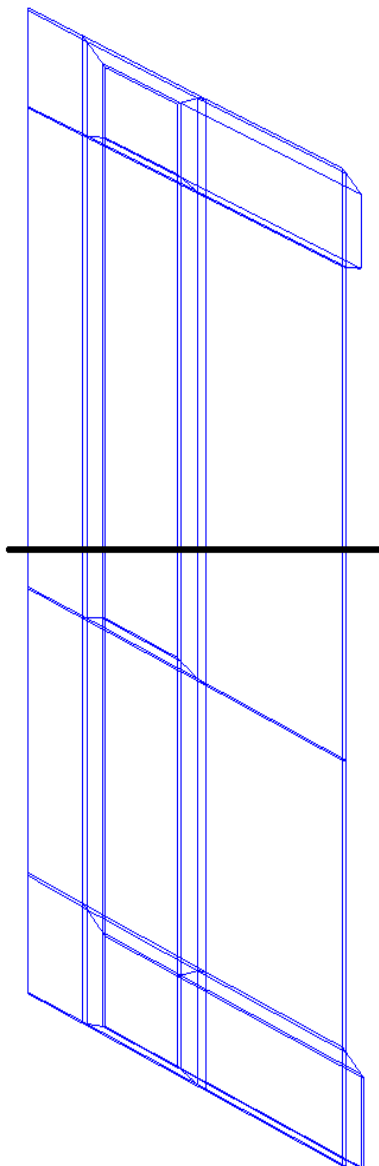
Na podstawie pokazanych wyników i w zakresie analizowanych etapów i sytuacji obliczeniowych nie można jednoznacznie wskazać przyczyny istniejących pęknięć i uszkodzeń. Nie są nimi osłabienia wynikające z braku iniekcji nawet trzech górnych kanałów kablowych, jak również nie powstały one w wyniku nadmiernych osiadań podpór.

Należy podkreślić, iż w tym modelu nie odtwarzano istniejących pęknięć. Stąd też predykcja co do dalszej pracy konstrukcji nie jest możliwa.

Wykresy naprężeń wyznaczonych na podstawie tych obliczeń zawarto w załączniku nr 6.

7.3. Model numeryczny przekroju poprzecznego

W celu pogłębionej analizy stanu naprężeń ścinających w osłabionym przekroju poprzecznym zamodelowano przekrój belki nr 4 w strefie uszkodzenia. Rys. 1 przedstawia lokalizację analizowanego przekroju. Obejmuje on bezpośrednio dźwigar nr 4, chodnik oraz połowę płyty pomostu. W związku z liniowym charakterem obliczeń analiza naprężeń ścinających została przeprowadzona dla siły ścinającej $Q=1$ MN. Naprężenia dla innej siły ścinającej można proporcjonalnie zmienić. Istotna jest tu przede wszystkim analiza jakościowa rozkładu naprężeń ścinających.



Rys. 1. Lokalizacja przekroju poprzecznego w miejscu uszkodzenia.

Analizie poddano dwa przypadki:

1. Przekrój z pustymi niewypełnionymi iniektem górnymi trzema kanałami kablowymi i wypełnionymi kanałami dolnymi. Taka sytuacja jest możliwa, biorąc pod uwagę dokonane obserwacje co do braku iniekcji w wewnętrznym kanale kablowym. Nie uwzględnia się tu zaobserwowanego pęknięcia poziomego prowadzącego do osłonki kabla wewnętrznego.
2. Przekrój z pustymi górnymi trzema kanałami kablowymi i wypełnionymi kanałami dolnymi przy istnieniu zaobserwowanego pęknięcia poziomego prowadzącego do osłonki kabla wewnętrznego.

7.4. Wyniki obliczeń

W wyniku obliczeń otrzymano mapy naprężeń ścinających przedstawione na kolejnych rysunkach 2-5. Rysunki 2 i 3 dotyczą przypadku nr 1, a rysunki 4 i 5 - przypadku nr 2.

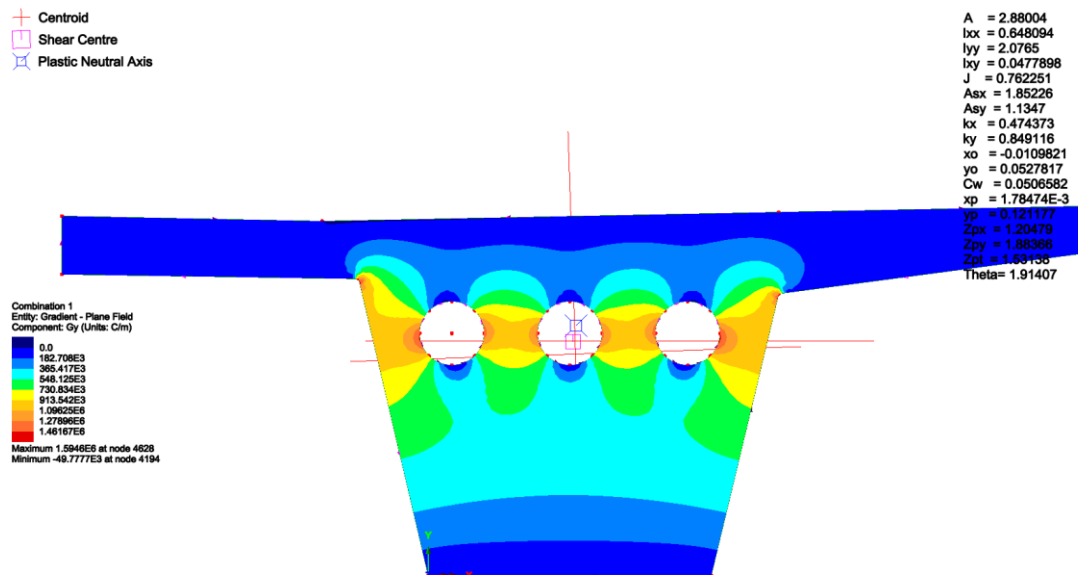
Przypadek nr 1. Na rysunku 2 przedstawiono mapę naprężeń ścinających T_{xy} przy sile ścinającej 1MN. Widać większą koncentrację naprężeń po przeciwnych stronach pustych kanałów kablowych. Skala kolorów obrazuje wartości naprężeń. Na rysunku 3 zobrazowano naprężenia ścinające na wysokości linii poprowadzonej przez środki pustych kanałów kablowych. Na osi poziomej przedstawiono odcięte – brzegi kanałów kablowych idąc od lewej strony mają następujące odcięte: kanał lewy 0.2-0.47, kanał środkowy 0.7-0.97, kanał prawy 1.2-1.47. Widać, że największe naprężenia występują na zewnętrznych brzegach zewnętrznych kanałów kablowych. Wartość tych naprężeń wynosi ok. 1.51MPa.

Przypadek nr 2. Na rysunku 4 przedstawiono mapę naprężeń ścinających T_{xy} przy sile ścinającej 1MN. Po lewej stronie przekroju znajduje się poziome pęknięcie. Jak poprzednio widać większą koncentrację naprężeń po przeciwnych stronach pustych kanałów kablowych. Jednak znacznie wzrosły naprężenia po przeciwnej stronie kanału kablowego, do którego dochodzi pęknięcie. Na rysunku 5 zobrazowano naprężenia ścinające na wysokości linii poprowadzonej przez pęknięcie. Na osi poziomej przedstawiono odcięte – brzegi kanałów kablowych idąc od lewej strony mają następujące odcięte: kanał lewy (prawy brzeg) 0, kanał środkowy 0.23-0.5, kanał prawy 0.73-1.0. Maksymalne naprężenie ścinające występuje po przeciwnej stronie kanału kablowego, do którego dochodzi pęknięcie i wynosi 2.4MPa.

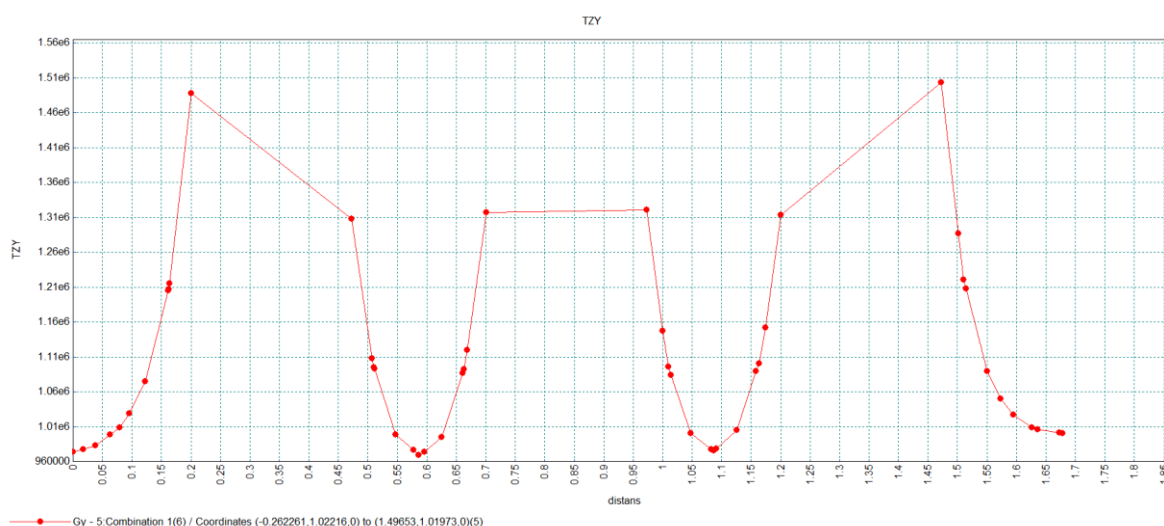
7.5. Wnioski

Jakościowa analiza porównawcza obu wyników prowadzi do wniosku, że istnienie pęknięcia powoduje lokalny, duży wzrost naprężenia ścinającego po wewnętrznej stronie pustego kanału, do którego od zewnątrz dochodzi pęknięcie. Naprężenia wzrosły z 1.31MPa do 2.37MPa, a więc wzrost wynosi 1.8 razy. Ponadto należy zaznaczyć, że wzrost naprężeń w przekroju nie ma charakteru proporcjonalnego i równomiernego tzn. na linii przecięcia z rys. 5 w pozostałych punktach charakterystycznych wzrost ten waha się od 1.5-1.05.

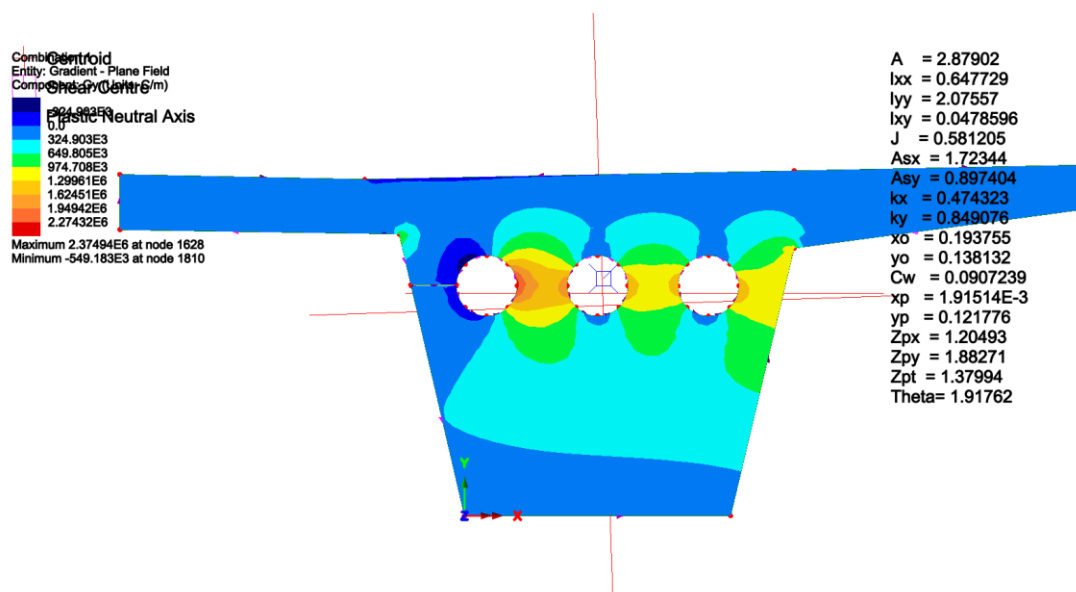
Zatem istnienie pęknięcia w przekroju poprzecznym generuje lokalną koncentrację naprężeń ścinających po wewnętrznej stronie pustego kanału, do którego od zewnątrz dochodzi pęknięcie. Jednocześnie spada moment bezwładności przy skręcaniu swobodnym przekroju z 0.76m^4 do 0.58m^4 (spadek ok. 24%). Jest to sytuacja niekorzystna i w złożeniu pozostałymi naprężeniami oraz z innymi czynnikami (dynamika, zmęczenie) może być powodem inicjacji dalszego pęknięcia począwszy od punktu maksymalnej koncentracji naprężeń a prowadzącego prawdopodobnie do kolejnego kanału kablowego.



Rys. 2. Rozkład naprężeń ścinających Tzy w przekroju nieuszkodzonym przy działaniu siły ścinającej 1MN. Max Tzy=1.59MPa.



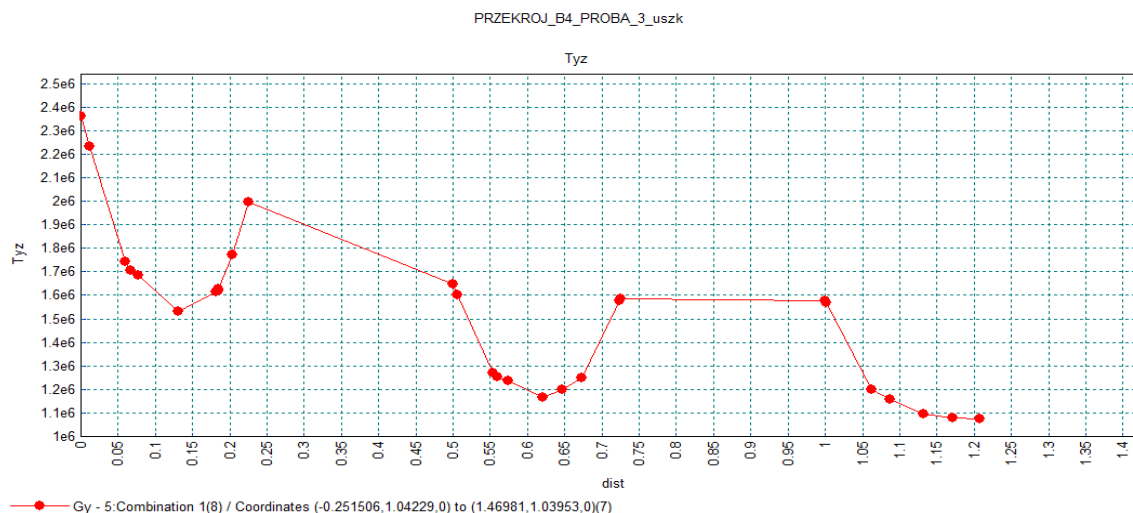
Rys. 3. Rozkład naprężeń ścinających Tzy na wysokości linii poprowadzonej przez środki pustych kanałów kablowych w przekroju nie uszkodzonym przy działaniu siły ścinającej 1MN. Max Tzy=1.51MPa.



Rys. 4. Rozkład naprężeń ścinających T_{xy} w przekroju uszkodzonym przy działaniu siły ścinającej 1MN. Max $T_{xy}=2.37\text{MPa}$. Stwierdzone uszkodzenie widoczne po lewej stronie lewego kanału kablowego.

LUSAS 15.0-5

November 20, 2014



Rys. 5. Rozkład naprężeń ścinających T_{xy} na wysokości linii poprowadzonej przez pęknięcie w przekroju uszkodzonym przy działaniu siły ścinającej 1MN. Max $T_{xy}=2.37\text{MPa}$. Wartość maksymalna występuje po prawej stronie wewnętrznego (lewego) kabla.

7.6. Analiza osłabionej strefy dźwigara z uwagi na ścinanie

7.6.1. Określenie naprężeń średnich ściskających wywołanych sprzężeniem:

szerokość współpracującej płyty:

$$0,2l_0 = 0,2 \cdot 0,85 \cdot 26,69m = 4,56m$$

$$b_1 = b_2 = 1,25m$$

$$b_f = b_1 + b_2 + b = 4,24m$$

pole przekroju:

$$A_{cs} = 4,24 \cdot 0,25 + \frac{1,74 + 1,2}{2} \cdot 1,2 = 2,824m^2$$

przyjmuje się 5 kabli 19 splotowych wyłożonych w 65% nośności granicznej

$$\sigma_{cp} = \frac{P_d}{A_c} = \frac{5 \cdot 19 \cdot 1,415 \cdot 10^{-4} m^2 \cdot 1860 \cdot 10^6 Pa \cdot 0,65}{2,824m^2} = 5,75MPa$$

wytrzymałość obliczeniowa betonu:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40 \cdot 10^6 Pa}{1,4} = 28,57MPa$$

$$0,2f_{cd} = 0,2 \cdot 28,57MPa = 5,75MPa, \text{ warunek } \sigma_{cp} < 0,2f_{cd} \text{ spełniony;}$$

$$\text{współczynnik } \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 0,20; \alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1,20$$

szerokość przekroju betonowego:

minimalna szerokość zewnętrzna (dół przekroju)

$$b = 1,20m$$

redukcja przy kanałach pełnych, średnica osłon zakotwień łącznikowych 275mm

$$b_w = 1,20m - 3 \cdot 0,275m \cdot 0,5 = 0,788m$$

redukcja przy kanałach pustych (stwierdzono), średnica osłon zakotwień łącznikowych 275mm

$$b_w = 1,20m - 3 \cdot 0,275m \cdot 1,2 = 0,210m$$

wysokość użyteczna przekroju:

$$d = 1,310m$$

współczynnik

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200mm}{1310mm}} = 1,39 < 2,0$$

stopień zbrojenia (17 prętów o średnicy 28mm)

$$\rho_{sl} = \frac{17 \cdot 6,16 \cdot 10^{-4}}{2,824} = 0,0037$$

Nośność na siłę poprzeczną z uwagi na zarysowanie betonu wywołane ścinaniem:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{1}{\gamma_c} \right] \left[\left(\frac{1}{k} \right) \left(\frac{1}{\rho_l f_{ck}} \right)^{0,333} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d = \left[\frac{1}{1,4} \right] \left[\left(\frac{1}{1,39} \right) \left(\frac{1}{0,0037 \cdot 40} \right)^{0,333} + 0,15 \cdot 5,75 \cdot 10^6 \right] 210 \cdot 1310 = 356,7kN$$

nie mniej niż:

$$V_{min} = \left(0,035 k^{1,5} f_{ck}^{0,5} + 0,15 \sigma_{cp} \right) b_w d = \left(0,035 \left(1,39 \right)^{1,5} 40^{0,5} + 0,15 \cdot 5,75 \cdot 10^6 \right) 210 \cdot 1310 = 337,14kN$$

Wielkość siły działającej na rozważanym odcinku (wynik obliczeń w MES, Robot Millenium, wyk. KRK):

$$V_{Ed} = 951,63 kN$$

Wniosek: nośność odcinka I rodzaju przy uwzględnieniu osłabienia pustymi łącznikami jest przekroczona!

Sprawdzenie pojawienia się rys ukośnych pod wpływem panujących obciążeń:

Wzór podstawowy na naprężenie główne rozciągające:

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}$$

Naprężenie normalne od sprężenia

$$\sigma_x = \sigma_{cp} = 5,75 MPa$$

Naprężenie normalne w kierunku podłużnym (wyznaczone w MES)

$$\sigma_y = 1,33 MPa$$

Naprężenie tnące

$$V_{Ed} = 951,63 kN$$

$$b \cdot z = 1,535 m - 3 \cdot 0,275 m = 0,71 m$$

$$J_z = 0,5832 m^4$$

$$\tau = \frac{V_{Ed} \cdot S}{b \cdot J_z} = \frac{951 \cdot 10^3 N \cdot 0,788 m^3}{0,71 m \cdot 0,5832 m^4} = 1,81 MPa$$

Ostatecznie wielkość naprężeń rozciągających wynosi:

$$\sigma_2 = \frac{5,75 MPa - 1,33 MPa}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(5,75 MPa - 1,33 MPa)^2 + 4 \cdot (1,81 MPa)^2} = -1,81 MPa$$

7.6.2. Wniosek

Naprężenia główne rozciągające w rozważanej strefie osiągają znaczny poziom wyężenia, przekraczający 70% wytrzymałości betonu na rozciąganie osiągniętej w chwili obciążenia, czyli w wieku 5 dni. Poziom naprężen nie może samodzielnie doprowadzić do zarysowania betonu na skutek rozciągania wywołanego ścinaniem, jednakże w połączeniu z innymi czynnikami, zwłaszcza doprowadzającymi do uszkodzenia ciągłości betonu, może powodować dodatkowy rozwój uszkodzeń.

8. WNIOSKI I ZALECENIA

8.1. Omówienie wyników obliczeń

8.1.1. Ustrój nośny

Dla weryfikacji obliczeń wykonano dwa modele obliczeniowe:

MODEL 1 - model prętowy – ruszt – model dla obliczeń sprawdzających projektu wiaduktu,

MODEL 2 - model przestrzenny z elementów przestrzennych trójwymiarowych bryłowych o wymiarach 20x20cm – model niestandardowy dla szczegółowej analizy dowolnego miejsca w elemencie,

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń sprawdzających stwierdzono, że konstrukcja nośna przedmiotowego wiaduktu nie spełnia wymagań w stanie granicznym użytkowania dla klasy A nośności zgodnie z normą *PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie*. Stwierdzono przekroczenia dopuszczalnych naprężeń rozciągających w przęsłach nr 1, 4 i 5. Przekroczenia dotyczą dolnych stref przęsłowych dźwigarów głównych.

Przy przyjęciu zastępczego obciążenia użytkowego kategorii 1/S42 zgodnie z *Instrukcją do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych. GDDKiA 2004 r.* Stwierdzono przekroczenia dopuszczalnych naprężeń rozciągających w przęśle nr 4.

Szczegółowe wyniki sprawdzające obliczeń ustroju nośnego zawarto w Załączniku nr 04 i 06.

8.1.2. Podpory

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń sprawdzających posadowienia wiaduktu stwierdzono, że posadowienie podpór pośrednich oraz przyczółków zostało zaprojektowane prawidłowo. Przy czym nośność przyczółka od strony Krakowa byłaby prawidłowa przy przyjęciu założenia o skonsolidowaniu warstw gruntów nienośnych zalegających w podłożu przed wykonaniem pali i wiaduktu.

W oparciu o przeprowadzone obliczenia przy przyjęciu założenia o postępującej konsolidacji podłoża po oddaniu obiektu do użytku – co jest zgodne ze stanem rzeczywiście obserwowanym – nośność pali przyczółka od strony Krakowa jest niewystarczająca. Niedobór nośności sięga około 20%. Wynika to z całkowicie odmiennego oddziaływania nasypu dojazdów oraz warstw gruntów słabonośnych na pale, w stosunku do założonego oddziaływania przy przyjęciu zakończenia procesu konsolidacji przed wykonaniem pali.

| WIADUKT_2WD-27 | | | | | | | | | | |
|---------------------|--------------|---------|---------|---------|---------|---------|-------------------------|------|--------------|---|
| ZESTAWIENIE WYNIKÓW | | | | | | | | | | |
| PODPORA | Nt | Q.rmax | | | | | | m | m x N.t | WARUNEK NOŚNOŚCI Q.rmax < m x N.t |
| | | komb. 1 | komb. 2 | komb. 3 | komb. 4 | komb. 5 | max Q.rmax (komb1-5) | | | |
| | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | | | |
| A | 2 860 | 2 842 | 2 579 | 2 810 | 2 408 | 2 976 | 2 976 | 0.90 | 2 574 | NIE SPEŁNIONY |
| B | 6 219 | 5 711 | 4 421 | 4 967 | 6 026 | 4 951 | 6 026 | 0.99 | 6 157 | SPEŁNIONY |
| C | 4 614 | 3 407 | 2 510 | 2 713 | 2 867 | 3 450 | 3 450 | 0.99 | 4 568 | SPEŁNIONY |
| D | 4 435 | 4 137 | 3 466 | 3 668 | 3 738 | 4 384 | 4 384 | 0.99 | 4 391 | SPEŁNIONY |
| E | 4 582 | 4 401 | 3 540 | 3 862 | 3 938 | 4 489 | 4 489 | 0.99 | 4 536 | SPEŁNIONY |
| F | 4 786 | 3 230 | 2 530 | 3 163 | 3 211 | 3 035 | 3 230 | 0.99 | 4 738 | SPEŁNIONY |
| G | 4 291 | 2 348 | 1 681 | 2 220 | 1 808 | 2 064 | 2 348 | 0.90 | 3 862 | SPEŁNIONY |

Osiadania podpór obliczone w oparciu o metodę normową nie wykazują różnic pomiędzy poszczególnymi podporami większych niż 10mm. Ponadto należy zaznaczyć, że maksymalne wyliczone osiadania występują w podporze F i wynoszą 17.6mm. Metoda normowa nie uwzględnia przebiegającego procesu konsolidacji podłoża. Wskutek obciążenia gruntu wysokim nasypem dojazdów od strony Krakowa wykształciła się niecka zwiększonych osiadań warstw nienośnych gruntu podłoża, w obszarze, której znajduje się przyczółek.

| WIADUKT_2WD-27 | | | | | | | | | |
|--------------------------|-------------------------|-----------------------------------|----------------|--------------|-------|------------------------|--------------------|---|---|
| PRZEMIESZCZENIA - WYNIKI | | | | | | | | | |
| PODPORA | ILOŚĆ PALI / PODPORĘ | ZEST OBC. CHARAKTERYSTYCZNYCH MAX | | | | | | PRZEMIESZCZENIE (BEZ C. FUND., C. SŁUPÓW) | RÓŻNICE OSIADAŃ SĄSIEDNICH PODPÓR dy |
| | | OBC. Z ŁOŻYSK | C.WŁ. FUND. | C. SŁUPÓW | ZASYP | SUMA OBC. / PODPORĘ | SUMA OBC. / PAL | | |
| | [szt.] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [mm] | [mm] |
| A | 4 | 4 062 | 1 061 | | | 4 062 | 1 016 | 5.6 | |
| B | 8 | 9 383 | 3 646 | 961 | 6 939 | 16 322 | 2 040 | 5.3 | -0.3 |
| C | 8 | 6 369 | 3 646 | 951 | 3 542 | 9 911 | 1 239 | 4.9 | -0.4 |
| D | 8 | 9 237 | 3 646 | 783 | 4 043 | 13 280 | 1 660 | 11.0 | 6.1 |
| E | 8 | 11 547 | 3 646 | 783 | 4 584 | 16 131 | 2 016 | 17.6 | 6.6 |
| F | 8 | 8 403 | 3 646 | 783 | 2 500 | 10 903 | 1 363 | 11.6 | -6.0 |
| G | 4 | 3 996 | 1 061 | | | 3 996 | 999 | 4.2 | -7.4 |

Szczegółowe wyniki sprawdzające obliczeń posadowienia zawarto w Załączniku nr 05.

8.2. Określenie przyczyny zarysowania belki wiaduktu

Stwierdzony charakter uszkodzeń, jest bardzo nietypowy i nie odpowiada zarysowaniom wynikającym z przekroczenia naprężeń od typowych obciążeń użytkowych. Ponadto uszkodzenia te występują tylko w jednej strefie w 1 belce. Na pozostałych belach nie stwierdzono takich uszkodzeń. Ten nietypowy i indywidualny charakter uszkodzeń sugeruje, że ich przyczyn należy się doszukiwać w nieprawidłowościach, jakie najprawdopodobniej zaszły w trakcie wykonawstwa. Wskutek możliwych potencjalnych oddziaływań powstały mniejsze niż obecnie uszkodzenia inicjujące, które w wyniku normalnej eksploatacji obiektu uległy propagacji.

Po analizie charakteru uszkodzeń i miejsca ich występowania ustalono kilka możliwych przyczyn powstania takich inicjujących uszkodzeń:

- Lokalne zwiększone osiadania rusztowań wskutek obciążenia mieszanką betonową.

Rusztowanie w przęśle skrajnym od strony Krakowa, były ustawione na bardzo słabym podłożu dodatkowo w zasięgu występowania znacznych osiadań gruntu wskutek konsolidacji słabonośnych warstw. Wystąpienie ruchu rusztowań mogło doprowadzić w młodym betonie do jego „ścięcia” na granicy zbrojenia. Zbrojenie poprzeczne i podłużne w strefie łączenia było przewiązane ze zbrojeniem z wcześniej wykonanego etapu i w związku ze znaczną sztywnością szkieletu mogło zadziałać jak nóż i spowodować pionowe zarysowanie w płaszczyźnie równoległej do lica betonu.

Ponadto w przypadku zwiększonego osiadania stalowe osłony kabli z uwagi na swoje gabaryty tj. szerokość od 100 do 275mm i długość 1500mm oraz zamocowanie w sztywnym elemencie (wspornik poprzedniego etapu) mogły przyczynić się do opadnięcia dolnej części betonu i powstania rysy poziomej na wysokości osi kabli.

- Wciągnięcie łącznika kabli w beton.

Charakter rys odpowiada przekroczeniu sił rozciągających w strefie docisku zakotwień kabla sprężającego, są to charakterystyczne rysy biegnące wzdłuż osi kabla. Beton w strefie łączenia kabli od strony zakotwienia biernego nie posiada zbrojenia zabezpieczającego przed wpływem zwiększonego docisku. W przypadku prawidłowego wykonania tych stref sytuacja taka nie ma prawa powstać. Jednak przy nieprawidłowym naciągnięciu kabla wcześniejszego etapu lub jakiegoś defektu betonu w strefie łącznika teoretycznie może dojść do ruchu stożka łącznika w kierunku do środka belki i powstanie naprężeń rozciągających w betonie o wartościach przekraczających jego wytrzymałość.

- Zamarzanie wody.

W kablu biegnącym w zarysowanej strefie stwierdzono brak iniekcji. W dokumentacji budowy brak jest jakiejkolwiek informacji o problemach z iniekcją dla tego etapu realizacji konstrukcji. Można przyjąć założenie, że problemy takie były jednak nie zostały wykazane w dokumentacji powykonawczej. Być może w czasie iniekcji doszło do uszkodzenia lub przytkania rurek iniekcyjnych odpowietrzających i w związku z tym zdecydowano o rozrzedzeniu iniektu lub co gorsze o płukaniu kanału. Ewentualna zamknięta woda w konstrukcji wskutek zamarzania i związanego z tym zwiększenia objętości mogła zadziałać rozsadzająco na otaczający beton.

8.3. Określenie warunków bezpiecznej eksploatacji

- Stały monitoring wielkości rys i pęknięć w miejscu stwierdzonych uszkodzeń.
- Stały monitoring osiadań podpór z jednoczesnym zwiększeniem częstości prowadzonych pomiarów do okresów półrocznych.
- Alternatywnie zniwelowanie progu na dylatacji, poprzez wykonanie na dojeździe od strony Krakowa nakładek bitumicznych na odpowiednio długim odcinku lub ograniczenie nośności wiaduktu do 20Ton, ewentualnie zwężenie jezdni na obiekcie do 1 pasa ruchu.
- Ograniczenie prędkości do 40km/h dla pojazdów o masie całkowitej większej od 3.5T.

8.4. Określenie sposobu usunięcia uszkodzeń

Wszystkie roboty naprawcze dla przedmiotowego wiaduktu należy prowadzić przy całkowitym wyłączeniu obiektu z eksploatacji.

Poniżej podano czynności konieczne do wykonania w celu przywrócenia pełnych parametrów eksploatacyjnych wiaduktu 2WD-27. Czynności te podano w kolejności ich wykonywania.

- Wykonanie wzmocnienia gruntów w rejonie przyczółka od strony Krakowa np. poprzez wykonanie iniekcji wysokociśnieniowej typu jet-grouting. Wykonana iniekcja ma za zadanie zmianę parametrów słabych warstw gruntu, parametry iniekcji należy dobrać tak, aby zlikwidować osiadanie nasypów w rejonie przyczółka.
- Wykonanie rektyfikacji wysokości ciosów łóżyskowych na podporach pośrednich w celu wygubienia zaistniałych różnic osiadań. Rektyfikację należy przeprowadzić po wykonaniu obliczeń sprawdzających jej wpływ na wielkość naprężeń w ustroju nośnym. W obliczeniach należy uwzględnić wykonanie wzmocnień dźwigarów głównych.
- Podparcie przedmiotowej belki na całej długości przęsła skrajnego.
- Skucie betonu belki w rejonie stwierdzonych pęknięć w zakresie odspojonego fragmentu przy licu wewnętrznym belki.
- Rozebranie kapy chodnikowej, nawierzchni i izolacji w celu odsłonięcia płyty pomostu i górnej powierzchni przedmiotowej belki w rejonie uszkodzeń.
- Wykonanie odwiertów do pozostałych kanałów kablowych w celu określenia stanu iniekcji.
- Ocena rzeczywiste pracującego przekroju i podjęcie w oparciu o te ustalenia oraz niezbędne obliczenia decyzji o konieczności wykonania dodatkowego sprzężenia poprzecznego.
- Wykonanie uzupełniających iniekcji kanałów kabli sprzężających.
- Wykonanie iniekcji stwierdzonych rys wgłębnych.
- Wykonanie uzupełnienia betonu.
- Wykonanie wzmocnień dźwigarów głównych w przęsłach gdzie stwierdzono przekroczenie naprężeń rozciągających oraz w przęśle z uszkodzoną belką. Wzmocnienie należy wykonać w oparciu o szczegółowe obliczenia ustroju nośnego, potwierdzające efektywność wzmocnienia. Z uwzględnieniem wpływu dodatkowego sprzężenia na spadek sił w istniejących kablach.
- Wykonanie pozostałych robót naprawczych w miejscach stwierdzonych zarysowań siatkowych na spodach belek.
- Wykonanie korekt nawierzchni dojazdów na obu końcach obiektu w dostosowaniu do uzyskanego przebiegu niwelety na długości obiektu.

8.5. Wnioski

- W belce zewnętrznej od strony Katowic w przęśle pierwszym od strony Krakowa stwierdzono wystąpienie znacznych uszkodzeń. Na licu od strony Tarnowa występują duże zarysowania oraz pęknięcia poziome i ukośne. Rysy te są zlokalizowane w odległości 5.37m od podpory nr 2, w bezpośrednim sąsiedztwie styku połączenia montażowego wynikającego z etapowania betonowania. Rozwartość tych rys wynosi od 0.2 do 1.5mm. Głębokość zarysowań górnych sięga 25cm i dochodzi do kanału kabla sprężającego. Najwięcej rys występuje przed stykiem od strony przyczółka. Oprócz widocznych na zewnątrz rys na podstawie ostukania młotkiem i wykonania dwóch odwiertów stwierdzono pęknięcie pionowe wewnętrzne – równoległe do lica belki około 8cm od niego na wysokości całej powierzchni bocznej belki i długości około 2.5m. Stwierdzono również wewnętrzne pęknięcia promieniste odchodzące od kanału kablowego ukośnie ku górze. W styku płyty i belki stwierdzono poziome pęknięcie, długości około 40cm i rozwartości 1.2mm, biegnące od styku w kierunku podpory pośredniej.
- Zakres i zasięg uszkodzeń świadczy o znaczącej degradacji przekroju poprzecznego belki. W belce od strony wewnętrznej na głębokość dochodzącą do 30cm (linia pierwszych kanałów od lica belki) doszło do wydzielenia się odrębnych bloków betonowych. Bloki te nie biorą udziału w przenoszeniu obciążeń, stanowią praktycznie balast. Pełny obraz istniejących uszkodzeń wewnętrznych nie jest możliwy do określenia na podstawie badań nieniszczących.
- Stwierdzono brak prawidłowo wykonanej iniekcji kanału kablowego w kablu sprężającym warstwy górnej, pierwszym od strony lica wewnętrznego belki. Materiał iniekcyjny w odsłoniętym kanale występuje w postaci luźnych ziaren o średnicach od 1 do 4mm. Zmierzony zasięg wadliwej iniekcji wynosi około 1.5m licząc strefy połączenia etapów. Przy czym nie wyklucza się jej większego zasięgu. Dokładny pomiar jest utrudniony wskutek krzywoliniowego przebiegu kabla.
- W odsłoniętym kanale kablowym stwierdzono początki korozji lin kabla sprężającego. Zaobserwowano nieliczne punktowe ogniska korozji splotów stalowych. Ponadto stwierdzono silną korozję elementu łącznika od strony wewnętrznej kanału. Miejscami wytworzyły się rdzawe stalaktyty. Na powierzchni zewnętrznej łącznika zauważono nieliczne ogniska korozji punktowej.
- Stan ogólny zbrojenia jest dobry. W miejscach rys i pęknięć stwierdzono początki korozji punktowej i powierzchniowej.
- Na spodzie belek w kilku miejscach w obiekcie stwierdzono siatkowe zarysowania o szerokości do 0,1mm. Rysy te mają charakter rys pochodzących od skurczu betonu na powierzchni betonu. Wykonane rozkucia rys potwierdziły, że są one bardzo płytkie i sięgają około 5-10mm. Szczególne nasilenie zarysowania o podobnym charakterze występuje na spodach belek w przęśle nr 4. Rys tych nie rozkuwano z uwagi na brak dostępu. Niepokojące są zarysowania przebiegające prostopadłe do osi belek. Rysy te z uwagi na sprężenie powinny się „zamknąć”. Zarysowanie to świadczy o przekroczeniu naprężeń rozciągających w betonie.
- Praktycznie na wszystkich powierzchniach betonowych stwierdzono zarysowania podłużne o charakterze skurczowym o zróżnicowanym nasileniu. Rozwartości tych rys są mniejsze niż 0.05mm Rysy te nie stwarzają zagrożenia dla bezpieczeństwa konstrukcji.

- W obiekcie stwierdzono bardzo duże osiadania podpór, maksymalne osiadania wyznaczone dla przyczółka od strony Krakowa wynoszą 55.5mm. Znaczące osiadania pomierzono również na podporach B, C i D, wynoszą one odpowiednio 12.8, 15.6 i 19.7mm. Ponadto występują znaczne różnice osiadań pomiędzy sąsiednimi podporami. Różnica osiadań pomiędzy przyczółkiem a sąsiednią podporą wynosi 42.7mm. Wielkość ta jest ponad 4-ro krotnie większa od przyjmowanej zgodnie z obowiązującymi normami, która to nie powinna być większa niż 10mm. Większa od dopuszczalnej różnica osiadań występuje również pomiędzy podporami D a E i wynosi 13.5mm.
- W obiekcie jest prowadzony monitoring osiadań, na podstawie analizy osiadań można stwierdzić, że osiadania nie są jeszcze ustabilizowane. Ich przyrost jest coraz mniejszy, ale niestety jest obserwowany. Świadczy to o niezakończonym procesie konsolidacji podłoża pod nasypem dojazdów od strony Krakowa. Na obserwowane osiadania ma wpływ stan gruntów nienośnych zalegających w podłożu, który może ulegać zmianom pod wpływem zmiany wilgotności. Prognozowanie okresu całkowitej konsolidacji jest obecnie bardzo trudne. Wynika to przede wszystkim z braku materiałów dotyczących projektu konsolidacji podłoża pod nasypami dojazdów. Brak jest praktycznie jakichkolwiek informacji dotyczących przyjętych założeń i oczekiwanych efektów w projekcie wyjściowym konsolidacji.
- W ramach analizy dokumentacji dla przedmiotowego wiaduktu stwierdzono wiele braków dotyczących podstawowych dokumentów procesu realizacyjnego. W szczególności dotyczy to Dzienników Budowy, z których zamieszczono wyłącznie strony tytułowe oraz po jednej stronie obejmującej wpisy dla obiektu 2WD-27. Przekazane raporty dzienne to fragment całości, nie obejmują one całego procesu realizacji wiaduktu, ponadto stwierdzono w nich luki (brak ciągłości) obejmujące różne okresy. W dokumentacji budowy brak jest praktycznie informacji z badań laboratoryjnych wbudowanego betonu. Jedyne zamieszczone badania dotyczą badania betonu pala F-11 z dnia 07.03.2002r., oraz badania betonu ustroju nośnego dla jezdni prawej Etap I z dnia 13.08.2002r. Dane dotyczące sprężenia konstrukcji nośnej są dość obszerne i wystarczające do pełnej analizy w zakresie niezbędnym dla przeprowadzenia obliczeń. Dane te zawierają wszelkie atesty, aprobaty, program sprężenia oraz dzienniki sprężania. W odniesieniu do sprężenia niepełne są informacje dotyczące iniekcji kanałów kablowych.
- Nie uzyskano dokumentacji dotyczącej projektu konsolidacji podłoża pod wykonywanymi nasypami dojazdów od strony Krakowa oraz jezdniami autostrady. Szczątkowe informacje dotyczące projektowanej konsolidacji zawarte zostały w różnych miejscach przekazanej dokumentacji dla wiaduktu.
- Stwierdzono zmiany pomiędzy projektem budowlanym a wykonawczym w zakresie rozwiązań przyjętych dla przyczółków. Zgodnie z projektem budowlanym przyczółki projektowano jako masywne posadowione bezpośrednio, w projekcie wykonawczym przyczółki zaprojektowano jako masywne oczepy ze skrzydełkami zawieszonymi posadowione pośrednio na palach wielkośrednicowych. Brak informacji na jakim etapie i na czyj wniosek zostały zmienione rozwiązania projektowe.

- Stwierdzono znaczne różnice pomiędzy projektem budowlanym a wykonawczym w odniesieniu do wartości sił sprężających. Z porównania wynika, że siły sprężające po wszystkich stratach podane w PW są o około 30% mniejsze od sił podanych w PB.
- Nastąpiła zmiana sposobu wykonania ustroju nośnego w zakresie kolejności realizacji. Bazowy projekt wykonawczy przewidywał wykonanie ustroju nośnego z podziałem na 5 Etapów. Konstrukcja nośna miała być wykonywana od strony Krakowa w kierunku Wieliczki. W rzeczywistości, wskutek przedłużających się robót budowlanych związanych z konsolidacją podłoża gruntowego pod nasypami dojazdów, na wniosek Wykonawcy wiaduktu zmieniono kierunek realizacji ustroju nośnego na wykonanie od strony Wieliczki w kierunku Krakowa. Dla zmienionej kolejności robót został opracowany projekt wykonawczy zamienny.
- Sprężenie prowadzono w bardzo krótkich odstępach po wykonaniu betonowania. Dla etapu 4 sprężenie wykonano już po 4 dniach od betonowania. Brak informacji o wytrzymałości betonu w momencie sprężania.
- Z analizy programu sprężania wynika, że w programie sprężania odnośnie sił w kablach przyjęto dane z PW, a dzienniki sprężania potwierdzają fakt, że sprężanie przeprowadzono tak, aby uzyskać siły podane w PW.
- W trakcie realizacji obiektu dla Etapów 4 i 5 przyjęto wykonanie iniekcji kanałów kablowych dla obu tych etapów już po wykonaniu sprężenia dla etapu 5.
- Zmieniono sposób wykonania pali przyczółka od strony Krakowa. Wg projektu wyjściowego pale miały być wykonywane po zrealizowaniu robót związanych z budową nasypów oraz osiągnięciu zakładanej konsolidacji podłoża gruntowego. W rzeczywistości pale wykonano przed budową nasypów. Część długości projektowanych pali do poziomu istniejącego terenu wykonano jako pale wiercone, a część biegnącą w nasypie wykonano jako słupy. Następnie wykonywano nasyp dojazdów wraz z warstwą przeciążającą.
- Parametry wytrzymałościowe wbudowanego betonu spełniają warunki dla betonu klasy B40 jaki był przyjęty w projekcie wiaduktu (przy czym są zdecydowanie większe niż projektowane), jakość betonu w odniesieniu do wytrzymałości na ściskanie jest średnia. Zbadany moduł sprężystości betonu wynosi 33.1GPa i jest mniejszy o 9% od modułu wymaganego dla betonu klasy B40 wg normy *PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie*. Uzyskana wartość modułu betonu odpowiada modułowi betonu klasy B45 wg normy ogólnobudowlanej *PN-B-03264*. Ponadto zbadany ciężar objętościowy betonu wynosi 24.2kN/m³ i jest mniejszy o 7% od przyjmowanego ciężaru betonu z dodatkiem kruszywa bazaltowego wg *PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia*.
- Wykonane badania chemiczne betonu nie wykazują przekroczeń wartości dopuszczalnych stężeń jonów chlorkowych, siarczanowych i azotanowych. Badania wskaźnika pH wykazały, że jest on większy lub równy od 11, tzn. że beton posiada właściwości ochronne w stosunku do zbrojenia. Tylko jedno badanie wykazało obniżoną wartość pH równą 9. Dotyczy to belki nr 2 w przęśle skrajnym od strony Krakowa.

- Na podstawie przeprowadzonych obliczeń sprawdzających stwierdzono, że konstrukcja nośna przedmiotowego wiaduktu nie spełnia wymagań w stanie granicznym użytkowania dla klasy A nośności zgodnie z normą *PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie*. Stwierdzono przekroczenia dopuszczalnych naprężeń rozciągających w przęsłach nr 1, 4 i 5. Przekroczenia dotyczą dolnych stref przęsłowych dźwigarów głównych.
- Przy przyjęciu zastępczego obciążenia użytkowego kategorii 1/S42 zgodnie z *Instrukcją do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych. GDDKiA 2004 r.* Stwierdzono przekroczenia dopuszczalnych naprężeń rozciągających w przęśle nr 4.
- Przeprowadzone obliczenia z uwzględnieniem rzeczywistych osiadań wykazały, że pomimo bardzo dużych i nierównomiernych pionowych przemieszczeń podpór, nie występują przekroczenia naprężeń dopuszczalnych w betonie w belce uszkodzonej. Co oznacza, że osiadania nie były w stanie doprowadzić do stwierdzonych uszkodzeń, tzn. nie są ich przyczyną. Należy przy tym jednoznacznie zaznaczyć, że konstrukcja nie była projektowana z uwzględnieniem osiadań o takich wartościach. Dodatkowe długotrwałe obciążenie wywołane osiadaniem nakładające się na obciążenia programowe wyczerpuje zapasy nośności, a wskutek dalszego wzrostu może prowadzić do przekroczenia dopuszczalnych naprężeń a co za tym idzie do awarii.
- Na podstawie przeprowadzonych obliczeń sprawdzających posadowienia wiaduktu stwierdzono, że posadowienie podpór pośrednich oraz przyczółków zostało zaprojektowane prawidłowo. Przy czym nośność przyczółka od strony Krakowa byłaby prawidłowa przy przyjęciu założenia o skonsolidowaniu warstw gruntów nienośnych zalegających w podłożu przed wykonaniem pali i wiaduktu. Wprowadzone zmiany na etapie wykonywania pali przyczółka znacząco wpływają na charakter pracy pali poprzez zmianę wielkości i rodzaju sił działających na pale. Świeżo wykonany nasyp z uwagi na konsolidację słabych warstw gruntu stanowi dodatkowe obciążenie dla pali wynikające z tarcia negatywnego.
- W oparciu o przeprowadzone obliczenia przy przyjęciu założenia o postępującej konsolidacji podłoża po oddaniu obiektu do użytku – co jest zgodne ze stanem rzeczywiście obserwowanym – nośność pali przyczółka od strony Krakowa jest niewystarczająca. Niedobór nośności sięga około 20%. Wynika to z całkowicie odmiennego oddziaływania nasypu dojazdów oraz warstw gruntów słabonośnych na pale, w stosunku do założonego oddziaływania przy przyjęciu zakończenia procesu konsolidacji przed wykonaniem pali.
- Osiadania podpór obliczone w oparciu o metodę normową nie wykazują różnic pomiędzy poszczególnymi podporami większych niż 10mm. Ponadto należy zaznaczyć, że maksymalne wyliczone osiadania występują w podporze F i wynoszą 17.6mm. Metoda normowa nie uwzględnia przebiegającego procesu konsolidacji podłoża. Wskutek obciążenia gruntu wysokim nasypem dojazdów od strony Krakowa wykształciła się niecka zwiększonych osiadań warstw nienośnych gruntu podłoża, w obszarze, której znajduje się przyczółek.
- Na obecny obraz uszkodzeń belki nałożyło się kilka czynników w tym między innymi:
 - błędy wykonawcze, m.in. w postaci stwierdzonego braku iniekcji kanału kablowego,

- możliwe nadmierne osiadanie rusztowań przęsła skrajnego, które znajdowały się w obszarze intensywnie osiadającego podłoża podlegającego konsolidacji,
 - niezbyt dokładne zagęszczenie betonu w strefie występowania łączników kabli, i możliwe wciąganie łącznika kabli w beton,
 - możliwe potencjalne oddziaływanie zamarzającej wody zamkniętej w przekroju betonowym,
 - zwiększenie oddziaływań zewnętrznych długotrwałych wskutek nadmiernych osiadań podpór,
 - wzrost oddziaływań zewnętrznych krótkotrwałych wynikających ze zwiększonego oddziaływania dynamicznego przejeżdżających pojazdów wskutek powstania progu w obrębie przyczółka.
- Stwierdzone uszkodzenia przedmiotowej belki wynikają najprawdopodobniej z propagacji uszkodzeń (zarysowań) świeżego betonu, powstałych w okresie realizacji konstrukcji. Wnioski te potwierdza charakter uszkodzeń, który jest bardzo nietypowy i nie odpowiada typowym zarysowaniom wynikającym z przekroczenia naprężeń od typowych obciążeń użytkowych. Ponadto uszkodzenia te występują tylko w jednej strefie w 1 belce. Na pozostałych belkach nie stwierdzono takich uszkodzeń. Ten nietypowy i indywidualny charakter uszkodzeń sugeruje nieprawidłowości, jakie najprawdopodobniej zaszły w trakcie wykonawstwa, a wskutek których powstały mniejsze niż obecnie uszkodzenia inicjujące, które w wyniku normalnej eksploatacji obiektu uległy propagacji.
 - Przeprowadzone obliczenia, uwzględniające istniejące zarysowania (pęknięcia) oraz przy założeniu braku iniekcji w kanale odstłoniętym oraz kanałach sąsiednich, świadczą o możliwości dalszej głębszej propagacji pęknięcia wskutek znacznego wzrostu naprężeń ścinających. Stan taki zagraża bezpieczeństwu konstrukcji.

8.6. Wniosek końcowy

- Niniejsza ekspertyza techniczna obiektu 2WD-27 dotyczy wiaduktu usytuowanego na łącznicy relacji Kraków – Wieliczka (jezdnia prawa), w którym to stwierdzono uszkodzenia belki nośnej. Uzyskane wyniki obliczeń nie obejmują wiaduktu równoległego usytuowanego w ciągu jezdni lewej. Zakresy ewentualnych wzmocnień oraz ich konieczność na obiekcie równoległym należy poprzedzić niezależnymi obliczeniami analogicznymi do zawartych w niniejszej ekspertyzie.
- Stan techniczny wiaduktu jest niedostateczny. Wynika on przede wszystkim z powodu uszkodzenia zewnętrznej belki w skrajnym przęśle od strony Krakowa. Ponadto na taką ocenę wpływają przekroczenia dopuszczalnych naprężeń rozciągających w dźwigarach głównych oraz stwierdzone nadmierne osiadania i związane z nimi różnice osiadań sąsiednich podpór przekraczające wartości dopuszczalne dla tego typu obiektów.
- Do czasu wykonania robót naprawczych należy bezwzględnie wprowadzić zalecenia podane w punkcie opisującym warunki bezpiecznej eksploatacji, tj.:
 - prowadzić stały monitoring rys oraz osiadań podpór,
 - alternatywnie zniwelowanie progu na dylatacji, poprzez wykonanie na dojeździe od strony Krakowa nakładek bitumicznych na odpowiednio długim odcinku lub ograniczenie nośności wiaduktu do 20Ton, ewentualnie zwężenie jezdni na obiekcie do 1 pasa ruchu,
 - ograniczyć prędkość do 40km/h dla pojazdów o masie całkowitej większej od 3.5T.

- Należy jak najszybciej, tj. w okresie do pół roku, przeprowadzić niezbędne prace naprawcze w zakresie opisanym w niniejszej ekspertyzie. Dalsze utrzymywanie obecnego stanu, w odniesieniu do uszkodzonej belki, może doprowadzić do jej awarii i wyłączenia całego wiaduktu z eksploatacji. Wynika to z charakteru pracy konstrukcji sprężonych i sposobu potencjalnego zniszczenia, które to może nastąpić bez dalszej sygnalizacji w postaci możliwych do obserwacji zwiększonych ugięć belki. Ponadto w przypadku możliwego napływu wody w szczeliny i późniejszym jej zamrożeniu może dojść do nieodwracalnego uszkodzenia belki. Dalsze utrzymywanie obecnego stanu zagraża bezpieczeństwu konstrukcji.
- Dla wszystkich prac remontowych należy wykonać szczegółową dokumentację projektową, uwzględniającą rzeczywiste uwarunkowania realizacyjne. Dokumentacja ta musi zawierać pełne obliczenia sprawdzające ustroju nośnego z uwzględnieniem wykonanych robót. Wzmocnienie należy wykonać w oparciu o szczegółowe obliczenia ustroju nośnego, potwierdzające jego efektywność. W obliczeniach należy uwzględnić wpływ dodatkowego sprężenia na spadek sił w istniejących kablach, ponadto należy uwzględnić wpływ rektyfikacji łożysk na siły wewnętrzne w ustroju nośnym. Obliczenia powinny uwzględniać etapowość wznoszenia obiektu.
- Prace projektowe w zakresie wzmocnienia podpór należy poprzedzić wykonaniem badań geotechnicznych podłoża gruntowego w rejonie istniejącego przyczółka od strony Krakowa. Należy przyjąć wykonanie 1 otworu geotechnicznego długości min. 35m oraz wykonanie 2 sondowań długości min. 35m, rozstawionych z obu stron przyczółka. W oparciu o uzyskane wyniki należy przeprowadzić analizę konieczności i sposobu wzmocnienia podłoża gruntowego lub posadowienia przyczółka z uwzględnieniem rzeczywistej nośności pali.
- Po prawidłowym wykonaniu naprawy uszkodzonej belki, wykonaniu wzmocnień dźwigarów głównych w przęsłach nr 1, 4 i 5 oraz wykonaniu wzmocnienia podłoża w rejonie przyczółka od strony Krakowa, a także wykonaniu rektyfikacji podpór nośność wiaduktu będzie odpowiadała klasie A wg PN-85/S-10030, tj. możliwy będzie ruch pojazdów o dopuszczalnej masie całkowitej 50Ton.

Zespół autorski:

dr inż. Piotr Gwoździewicz



dr inż. Henryk Ciurej



mgr inż. Maciej Żmuda



mgr inż. Robert Słota



mgr inż. Roman Korzeń



9. ZAŁĄCZNIKI

Zał. nr 01 – Projekt Architektoniczno – Budowlany. Część mostowa. Obiekt 2WD-27

Zał. nr 02 – Program sprężania – fragment. Dane ogólne. Wyniki dla kabla G5 - Etap 1

Zał. nr 03 – Dziennik sprężania – fragment. Etap 1

Zał. nr 04 – Obliczenia sprawdzające. Cz. 1 – Ustrój nośny.

Zał. nr 05 – Obliczenia sprawdzające. Cz. 2 – Podpory.

Zał. nr 06 – Analiza statyczna uszkodzonej belki – pr. LUSAS.

Zał. nr 07 – Kopia badań betonu wykonanych przez Laboratorium PK.

Zał. nr 08 – Kopia badań betonu wykonanych przez Laboratorium GDDKiA.

Zał. nr 09 – Kopia raportu z przeglądu szczegółowego obiektu – fragment.

Zał. nr 10 – Kopia pomiarów geodezyjnych osiadań – fragment.

Zał. nr 11 – Kopia dokumentacji geologiczno-inżynierskiej – fragment.